UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO

Facultad de Ingeniería Civil, De Sistemas y De Arquitectura

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

TESIS

Diseño por desempeño sísmico para sistemas de albañilería confinada y armada en condominios con programa techo propio con comparativa económica en el distrito de Pimentel, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque

Para obtener el Título Profesional de:

Ingeniero Civil

Autores:

Bach. Flores Pérez, Juan Yozef

Bach. Vargas Cobos, Luis Angel

Asesor:

Msc. Ing. Serrano Zelada, Ovidio

Lambayeque – Perú

2026

UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO

Facultad de Ingeniería Civil, De Sistemas y De Arquitectura

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

TESIS

Diseño por desempeño sísmico para sistemas de albañilería confinada y armada en condominios con programa techo propio con comparativa económica en el distrito de Pimentel, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque

Para obtener el Título Profesional de:

Ingeniero Civil

Aprobado por los Miembros del Jurado:



Dr. Ing. Farias Feijoo, Juan Herman
Presidente



Dr.Ing.Hamilton Vladimir Cueva Campos
Secretario



Dr.Ing. Huangal Castañeda, Nelson Enrique

Vocal

Lambayeque – Perú - 2026

UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO

Facultad de Ingeniería Civil, De Sistemas y De Arquitectura

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

TESIS

Diseño por desempeño sísmico para sistemas de albañilería confinada y armada en condominios con programa techo propio con comparativa económica en el distrito de Pimentel, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque

Para obtener el Título Profesional de:

Ingeniero Civil

Bach. Flores Pérez, Juan Yozef
Autor

Bach. Vargas Cobos, Luis Angel
Autor

Msc. Ing. Serrano Zelada, Ovidio
Asesor

Lambayeque – Perú – 2026

UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL DE SISTEMAS Y DE ARQUITECTURA
UNIDAD DE INVESTIGACIÓN





ACTA DE SUSTENTACIÓN
N° 028-2026-UI-FICSA

Siendo las 11:00 am del día 22 de julio del 2026, se reunieron los miembros de jurado de la Tesis titulada: **"DISEÑO POR DESEMPEÑO SISMICO PARA SISTEMAS DE ALBAÑILERIA CONFINADA Y ARMADA EN CONDOMINIOS CON PROGRAMA TECHO PROPIO CON COMPARATIVA ECONOMICA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE"**, con **código N° IC_V_2023_024**, y designado por **Resolución Decanal N° 001-2026-UNPRG-FICSA** con la finalidad de Evaluar y Calificar la sustentación de la tesis profesional antes mencionada, conformado por los siguientes docentes:

DR. ING. JUAN HERMAN FARIAS FEIJOO	**PRESIDENTE**
DR. ING. HAMILTON VLADIMIR CUEVA CAMPOS	**SECRETARIO**
DR. ING. NELSON ENRIQUE HUANGAL CASTAÑEDA	**VOCAL**

Asesorado por MSC. ING. OVIDIO SERRANO ZELADA.

El acto de sustentación fue autorizado por **OFICIO VIRTUAL N° 169-2026-UIFICSA**, la tesis profesional fue presentada y sustentada por los Bachilleres: **LUIS ANGEL VARGAS COBOS y JUAN YOZEF FLORES PEREZ**, tuvo una duración de 60 minutos Después de la sustentación, y absueltas las preguntas y observaciones de los miembros del jurado; se procedió a la calificación respectiva:

	NUMERO	LETRAS	CALIFICATIVO
LUIS ANGEL VARGAS COBOS	17	DIECISIETE	BUENO
JUAN YOZEF FLORES PEREZ	17	DIECISIETE	BUENO

Por lo que quedan APTOS para obtener el Título Profesional de **INGENIERO CIVIL** de acuerdo con la Ley Universitaria 30220 y la normatividad vigente de la Facultad de Ingeniería Civil De Sistemas y de Arquitectura de la Universidad Nacional Pedro Ruiz Gallo.

Siendo las 12:00; del mismo día, se dio por concluido el presente acto académico, dándose conformidad al presente acto, con la firma de los miembros del jurado.

DR. ING. JUAN HERMAN FARIAS FEIJOO
PRESIDENTE

DR. ING. HAMILTON VLADIMIR CUEVA CAMPOS
SECRETARIO

DR. ING. NELSON ENRIQUE HUANGAL CASTAÑEDA
VOCAL

MSC. ING. OVIDIO SERRANO ZELADA
ASESOR

JHFF/bcm.

CONSTANCIA DE VERIFICACION DE ORIGINALIDAD

Yo Mg. Ing. Ovidio Serrano Zelada usuario revisor de Tesis [X] Trabajo de Suficiencia Profesional [ ] y/o Trabajo Académico [ ] Titulado *"DISEÑO POR DESEMPEÑO SISMICO PARA SISTEMAS DE ALBAÑILERIA CONFINADA Y ARMADA EN CONDOMINIOS CON PROGRAMA TECHO PROPIO CON COMPARATIVA ECONOMICA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE"*.

Cuyo autor (es) son: Juan Yozef Flores Perez; con DNI N° 75416148 y Luis Angel Vargas Cobos; con DNI N° 71566041; declaro que la evaluación realizada por el Programa informático, ha arrojado un porcentaje de similitud 19%, verificables en el Resumen del Reporte automatizado de similitudes que se acompaña.

El suscrito analizó reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas dentro del porcentaje de similitud permitido no constituyen plagio y que el documento cumple con la integridad científica y con las normas para el uso de citas y referencias establecidas en los protocolos respectivos,

Se cumple con adjuntar el Recibo Digital a efectos de la trazabilidad respectiva del proceso.

Lambayeque, 31 de Julio. del 2026



_____

Firma (Asesor)

Nombres y Apellidos: Mg. Ing. Ovidio Serrano Zelada

DNI 16716243

Defina la modalidad con (X)

Adjunta:

Resumen de Reporte automatizado de similitudes
Recibo digital

Tesis Pregrado

INFORME DE ORIGINALIDAD

19%	18%	5%	6%
INDICE DE SIMILITUD	FUENTES DE INTERNET	PUBLICACIONES	TRABAJOS DEL ESTUDIANTE

FUENTES PRIMARIAS

1	hdl.handle.net Fuente de Internet	5%
2	repositorio.unprg.edu.pe Fuente de Internet	2%
3	idoc.pub Fuente de Internet	1%
4	repositorio.unp.edu.pe Fuente de Internet	1%
5	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	1%
6	tesis.ucsm.edu.pe Fuente de Internet	1%
7	repositorio.uns.edu.pe Fuente de Internet	<1%
8	pdfcoffee.com Fuente de Internet	<1%
9	Submitted to Universidad Continental Trabajo del estudiante	<1%
10	tesis.usat.edu.pe Fuente de Internet	<1%
11	repositorio.ucsm.edu.pe Fuente de Internet	<1%
12	repositorio.unsa.edu.pe Fuente de Internet	<1%
13	Submitted to Universidad San Ignacio de Loyola Trabajo del estudiante	<1%
14	www.blog.pucp.edu.pe Fuente de Internet	<1%
15	repositorio.unc.edu.pe Fuente de Internet	<1%



Mg. Ing. Ovidio Serrano Zelada
DNI: 16716243
ASESOR

16	repositorio.unu.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
17	repositorio.upla.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
18	es.scribd.com Fuente de Internet	<1 %
19	repositorio.unsaac.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
20	repositorio.upao.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
21	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	<1 %
22	repositorio.usmp.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
23	"Análisis de fragilidad sísmica de edificaciones de albañilería armada de bloques de hormigón parcialmente rellenos", Pontificia Universidad Catolica de Chile, 2021 Publicación	<1 %
24	Submitted to Universidad Católica de Santa María Trabajo del estudiante	<1 %
25	repositorio.unach.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
26	Submitted to Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez Trabajo del estudiante	<1 %
27	Submitted to unhuancavelica Trabajo del estudiante	<1 %
28	Ruiz Esquivel, Jose Oscar. "Estimacion de perdidas por sismos mediante funciones de fragilidad analiticas: caso de dos pabellones universitarios del Cusco.", Pontificia Universidad Catolica del Peru - CENTRUM Catolica (Peru), 2020 Publicación	<1 %
29	distancia.udh.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
30	Submitted to uncedu Trabajo del estudiante	<1 %
31	repositorio.undac.edu.pe Fuente de Internet	<1 %



Mg. Ing. Ovidio Serrano Zelada
DNI: 16716243
ASESOR

32	Submitted to Corporación Universitaria Minuto de Dios,UNIMINUTO Trabajo del estudiante	<1 %
33	Submitted to unsaac Trabajo del estudiante	<1 %
34	dokumen.site Fuente de Internet	<1 %
35	repositorio.unfv.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
36	repositorio.unheval.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
37	cdn.www.gob.pe Fuente de Internet	<1 %
38	dokumen.pub Fuente de Internet	<1 %
39	Escamilo Rodríguez, James Paúl. "Propuesta para el diseño sísmico de edificios altos con albañilería confinada en Perú", Pontificia Universidad Catolica del Peru (Peru), 2025 Publicación	<1 %
40	repositorio.unap.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
41	dspace.uazuay.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
42	Quiroz Rojas, Edward Alberto. "Vulnerabilidad sismica de una edificacion escolar tipica modulo 780 Pre NDSR-1997 mediante modelos no lineales", Pontificia Universidad Catolica del Peru - CENTRUM Catolica (Peru), 2021 Publicación	<1 %
43	Díaz Esquivel, Christian Manuel. "Comportamiento Mecánico de Muros de Ladrillo Pandereta de Espesor de Junta de 25 mm Sometidos a Cargas Laterales y Gravitacionales", Pontificia Universidad Catolica del Peru (Peru), 2023 Publicación	<1 %
44	Submitted to Universidad Nacional de Cajamarca Trabajo del estudiante	<1 %
45	repositorio.unjbg.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
46	Submitted to Universidad de Guayaquil Trabajo del estudiante	<1 %



Mg. Ing. Ovidio Serrano Zelada
DNI: 16716243
ASESOR

47	Aguilar Ampuero, José Alejandro. "Comportamiento sismorresistente de tres edificaciones de concreto armado, de pórticos, dual y muros, con vigas reforzadas a flexión con CFRP.", Pontificia Universidad Catolica del Peru (Peru) Publicación	<1 %
48	Submitted to Universidad Católica Boliviana "San Pablo" Trabajo del estudiante	<1 %
49	www.biorxiv.org Fuente de Internet	<1 %
50	Submitted to Universidad Andina del Cusco Trabajo del estudiante	<1 %
51	www.docsity.com Fuente de Internet	<1 %
52	www.repositorio.usac.edu.gt Fuente de Internet	<1 %
53	Loa Canales, Gustavo Juan Franklin. "Evaluacion del desempeno sismico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas tipicas construidas antes de 1997.", Pontificia Universidad Catolica del Peru - CENTRUM Catolica (Peru), 2020 Publicación	<1 %
54	Maldonado Salvatierra, Orlando Oscar. "Estimacion de funciones de vulnerabilidad sismica en edificaciones con base en procedimientos probabilisticos", Pontificia Universidad Catolica del Peru - CENTRUM Catolica (Peru), 2020 Publicación	<1 %
55	repositorio.unaj.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
56	"Análisis no lineal de edificios de muros de hormigón armado mediante beam-truss model", Pontificia Universidad Catolica de Chile, 2019 Publicación	<1 %
57	Quiroz Rojas, Edward Alberto. "Influencia del Patrón de Carga Lateral Sobre la Curva de Capacidad y Energía Disipada en Pórticos de Concreto Armado.", Pontificia Universidad Catolica del Peru (Peru) Publicación	<1 %
58	Viñansaca, John Alejandro Quinde. "Evaluación del Desempeño Sísmico de Estructuras de Hormigón Armado Mediante el Aci 369.1-22.", Pontificia Universidad Catolica de Chile (Chile) Publicación	<1 %



Mg. Ing. Ovidio Serrano Zelada
DNI: 16716243
ASESOR

59	Garcia Giraldo, John Mario. "Comportamiento a flexion De Elementos De albanileria Postensada Sin Relleno De Grouting", Pontificia Universidad Catolica de Chile (Chile), 2021 Publicación	<1 %
60	cybertesis.uni.edu.pe Fuente de Internet	<1 %
61	Zubieta, Oscar Jaime Toro. "Análisis de la Influencia de Aberturas en Muros de Albañilería Confinada.", Pontificia Universidad Catolica del Peru (Peru) Publicación	<1 %
62	doku.pub Fuente de Internet	<1 %
63	repositorio.uleam.edu.ec Fuente de Internet	<1 %
64	"Structural Analysis of Historical Constructions", Springer Science and Business Media LLC, 2019 Publicación	<1 %
65	FERNANDEZ OBREGON SEGUNDO SANTIAGO. "DIA para la Instalación de Estación de Servicios para la Venta de Combustibles Líquidos (DB5, S-50, G90P, G95P Y G97P) Y GLP y Brindar el Servicio de Minimarket-Estación de Servicios Herco-IGA0013492", R.G.E. N° 49-2021-GR.LAMB/GEEM, 2021 Publicación	<1 %
66	repositorio.uandina.edu.pe Fuente de Internet	<1 %

Excluir citas	Activo	Excluir coincidencias	< 21 words
Excluir bibliografía	Activo		



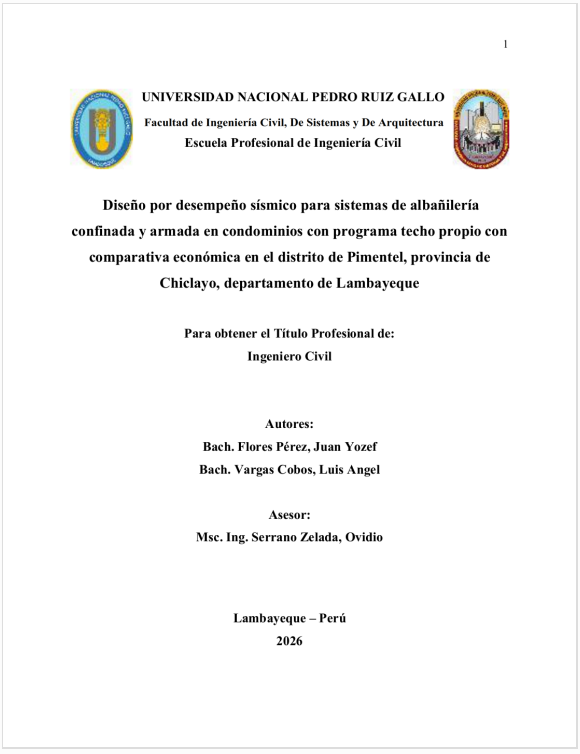
Mg. Ing. Ovidio Serrano Zelada
DNI: 16716243
ASESOR

Recibo digital

Este recibo confirma quesu trabajo ha sido recibido por Turnitin. A continuación podrá ver la información del recibo con respecto a su entrega.

La primera página de tus entregas se muestra abajo.

Autor de la entrega:	Juan Flores Pérez
Título del ejercicio:	Quick Submit
Título de la entrega:	Tesis Pregrado
Nombre del archivo:	INFORME_FINAL_DE_TESIS_FLORES_PEREZ_VARGAS_COBOS.pdf
Tamaño del archivo:	7M
Total páginas:	465
Total de palabras:	65,092
Total de caracteres:	362,891
Fecha de entrega:	31-jul-2026 01:29p. m. (UTC-0500)
Identificador de la entrega:	3006190821



1

UNIVERSIDAD NACIONAL PEDRO RUIZ GALLO
Facultad de Ingeniería Civil, De Sistemas y De Arquitectura
Escuela Profesional de Ingeniería Civil

Diseño por desempeño sísmico para sistemas de albañilería confinada y armada en condominios con programa techo propio con comparativa económica en el distrito de Pimentel, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque

Para obtener el Título Profesional de:
Ingeniero Civil

Autores:
Bach. Flores Pérez, Juan Yozef
Bach. Vargas Cobos, Luis Angel

Asesor:
Msc. Ing. Serrano Zelada, Ovidio

Lambayeque – Perú
2026

Mg. Ing. Ovidio Serrano Zelada
DNI: 16716243
ASESOR

Derechos de autor 2026 Turnitin. Todos los derechos reservados.

Dedicatorias

Dedico la presente tesis, en primer lugar, a mis padres, por su esfuerzo constante, sus valores y el apoyo incondicional que me han brindado a lo largo de mi formación personal y profesional. A mis hermanos y abuelos, quienes han sido un soporte fundamental en cada etapa de mi vida, brindándome confianza, motivación y ejemplo. Asimismo, dedico este trabajo a mi enamorada, por su comprensión, paciencia y apoyo permanente, que han sido un impulso importante para culminar este objetivo académico.

Bach. Flores Pérez, Juan Yozef

Dedico el presente trabajo, en primer lugar, a mis padres, quienes han sido pilares fundamentales en mi formación personal y profesional. Desde siempre han participado activamente en mi educación, brindándome valores, disciplina y el apoyo necesario para aspirar a un desarrollo académico sólido y constante.

Asimismo, dedico esta tesis a mi hermana y a mi novia, quienes han sido un soporte emocional invaluable. Su templanza, comprensión y motivación permanente me permitieron mantenerme firme y avanzar con determinación en el cumplimiento de mis metas profesionales.

Bach. Vargas Cobos, Luis Angel

Agradecimientos

Agradezco profundamente a mis padres, hermanos y abuelos por el respaldo moral y emocional que me han otorgado durante todo este proceso, así como por creer siempre en mis capacidades. Expreso también mi sincero agradecimiento a mi enamorada, por su apoyo, comprensión y ánimo constante a lo largo del desarrollo de esta investigación. Finalmente, agradezco a todas las personas que, de una u otra forma, contribuyeron con su orientación, confianza y motivación para la culminación de este trabajo.

Bach. Flores Pérez, Juan Yozef

Expreso mi sincero agradecimiento a mi alma mater por haber sido mi casa de estudios y brindarme la formación académica necesaria para mi desarrollo profesional, así como a los docentes y profesionales que contribuyeron a mi formación mediante su enseñanza, capacitaciones y bibliografía especializada, fundamentales para la realización de la presente investigación. De manera especial, agradezco a mi compañero de tesis por el trabajo colaborativo, el compromiso y el esfuerzo constante durante el desarrollo de esta investigación, lo que permitió alcanzar los objetivos propuestos.

Finalmente, agradezco a mis padres por brindarme las herramientas, valores y apoyo necesarios para mi adecuado desenvolvimiento académico y profesional.

Bach. Vargas Cobos, Luis Angel

Índice general

Dedicatorias 4

Agradecimientos 5

Índice general 6

Índice de tablas 19

Índice de figuras 24

Índice de gráficos 44

Resumen 46

Abstract 48

Introducción 50

Capítulo I 53

Planteamiento de la Investigación 53

1.1. Síntesis de la realidad problemática 53

1.2. Formulación del problema 55

1.3. Justificación de la investigación 55

1.4. Los objetivos de la investigación 56

1.4.1. El objetivo general 56

1.4.2. Los objetivos específicos 56

1.5. La hipótesis de la investigación 57

Capítulo II 59

Diseño teórico 59

2.1. Antecedentes 59

2.2. Bases Teóricas 68

2.2.1. Norma técnica E.020 Cargas (2006) 68

2.2.2. Norma técnica E.030 Diseño sismorresistente (2019) 68

2.2.3. Norma técnica E.050 Suelos y Cimentaciones (2018) 69

2.2.4. Norma técnica E.070 Albañilería (2006) 69

2.2.5. Norma técnica metrados para obras de edificación y habilitaciones urbanas (2011) 70

2.2.6. Normativa ACI 318 (2019) 70

2.2.7. Norma ATC 40 70

2.2.8. Norma FEMA 356 (2000) 71

2.2.9. ASCE/SEI 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (2017) 71

2.2.10. LATBSDC 72

2.2.11. ACHISINA / Diseño sísmico basado en desempeño – Un procedimiento alternativo para el análisis y diseño sísmico de edificios (2017) 72

2.2.12. ACI 369.1-22 / Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete (2022) 73

2.2.13. TBI - Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings 73

2.2.14. ATC-114 73

2.3. Marco Teórico 74

2.3.1. Albañilería Confinada 74

2.3.2. Albañilería Armada 74

2.3.3. Diseño Prescriptivo 75

2.3.3.1. Análisis Estático 75

2.3.3.2. Análisis Dinámico 76

2.3.3.3. Factor de reducción R 76

2.3.3.4. Tipos de falla 77

2.3.3.5. Diseño por capacidad 79

2.3.3.6. Desventajas del diseño prescriptivo 79

2.3.4. Análisis por Desempeño 79

2.3.4.1. Concepto de diseño por desempeño 80

2.3.4.1.1. Concepto del ATC-40 (1996) 80

2.3.4.1.2. Concepto del SEAOC (1995) 80

2.3.4.2. Diseño basado en el desempeño sísmico 81

2.3.4.3. Niveles de desempeño de la estructura 81

2.3.4.3.1. Propuesta del ATC-40 81

2.3.4.4. Propuesta de niveles de desempeño para estructuras de albañilería 86

2.3.4.5. Niveles de sismo de diseño 88

2.3.4.5.1. Propuesta del ATC-40 88

2.3.4.5.2. Propuesta del comité visión 2000 (SEAOC) 89

2.3.4.6. Objetivos de desempeño de la estructura 90

2.3.4.6.1. Propuesta del ATC-40 91

2.3.4.6.2. Propuesta del comité de visión 2000 (SEAOC) 93

2.3.4.6.3. Propuesta de objetivos de desempeño para estructuras de albañilería confinada 94

2.3.4.6.4. Evaluación de los objetivos de desempeño para estructuras de albañilería confinada. 94

2.3.4.7. Comportamiento no Lineal 96

2.3.4.8. Resistencias esperadas de los materiales 97

2.3.4.9. Modelos de comportamiento de los materiales 98

2.3.4.9.1. Modelo de esfuerzo-deformación para el acero 98

2.3.4.9.2. Modelo de esfuerzo-deformación para el concreto 101

2.3.4.10. Modelos de comportamiento inelásticos de secciones y elementos .. 103

2.3.4.10.1. Relación momento-curvatura 103

2.3.4.10.2. Comportamiento histerético 107

2.3.4.11. Análisis no lineal estático – PUSHOVER..... 108

2.3.4.12. Análisis no lineal dinámico – IDA 109

Capítulo III..... 110

Diseño metodológico 110

3.1. Diseño de contrastación de hipótesis 110

3.2. Variables y Operacionalización 113

3.2.1. Población..... **¡Error! Marcador no definido.**

3.3. Población y Muestra ..... **¡Error! Marcador no definido.**

3.3.1. Muestra..... **¡Error! Marcador no definido.**

3.4. Técnicas, instrumentos, equipos y materiales..... 121

3.4.1. Técnicas..... 121

3.4.1.1. Análisis Documental. 121

3.4.1.2. Ensayos..... 121

3.4.1.3. Especificaciones técnicas 121

3.4.2. Instrumentos 121

3.4.2.1. Instrumentos Metodológicos. 121

3.4.2.2. Instrumentos de Ingeniería. 122

3.4.2.2.1. Guías Normativas. 122

3.4.2.2.2. Software de Ingeniería. 122

3.4.3. Equipos 122

3.4.4. Materiales 122

Capítulo IV 124

Análisis y Resultados 124

4.1. Diseño estructural: Albañilería Confinada 124

4.1.1. Estructuración 124

4.1.1.1. Datos del proyecto 124

4.1.1.1.1. Ubicación 124

4.1.1.1.2. Estudio de Suelos 124

4.1.1.2. Configuración arquitectónica 125

4.1.1.3. Designación de elementos estructurales 126

4.1.2. Análisis lineal 128

4.1.2.1. Materiales 128

4.1.2.1.1. Concreto simple 128

4.1.2.1.2. Estructura de concreto armado 128

4.1.2.1.3. Albañilería Confinada 129

4.1.2.1.4. Acero estructural 130

4.1.2.2. Condiciones de carga 130

4.1.2.2.1. Carga Muerta (CM) 130

4.1.2.2.2. Carga Viva (CV) 131

4.1.2.2.3. Carga de Sismo (SX, SY) 131

4.1.2.3. Combinaciones de carga 132

4.1.2.4. Condiciones de cimentación 133

4.1.2.5. Análisis sísmico 134

4.1.2.5.1. Modelo de análisis 134

4.1.2.5.2. Verificación de irregularidades 138

4.1.2.5.3. Resumen de irregularidades 164

4.1.2.5.4. Peso sísmico 167

4.1.2.5.5. Espectro respuesta 167

4.1.2.5.6. Verificación de coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R) .. 169

4.1.2.5.7. Análisis modal 169

4.1.2.5.8. Análisis de desplazamientos laterales 171

4.1.2.5.9. Análisis de fuerzas sísmicas 177

4.1.2.6. Diseño de muros de albañilería confinada 179

4.1.2.6.1. Asignación de elementos Piers 179

4.1.2.6.2. Verificación de Espesor Efectivo De Muros “T” 180

4.1.2.6.3. Verificación de Densidad de Muros 181

4.1.2.6.4. Verificación de Esfuerzo Axial por cargas de Gravedad 185

4.1.2.6.5. Control de Fisuración 189

4.1.2.6.6. Verificación de la resistencia al corte del edificio 193

4.1.2.6.7. Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros 196

4.1.2.6.8. Diseño de Elementos de Confinamiento 200

4.1.2.7. Diseño de elementos de vigas dinteles 206

4.1.2.8. Diseño de Placas 213

4.1.2.9. Diseño de Losa Aligerada 217

4.1.2.10. Diseño de cimentación 223

4.1.3. Análisis no lineal 233

4.1.3.1. Demanda sísmica 233

4.1.3.1.1. Espectro elástico de la Norma E.030 (parámetros del sitio) 233

4.1.3.1.2. Espectro de demanda 234

4.1.3.2. Modelado no lineal 237

4.1.3.2.1. Propiedades no lineales de materiales 237

4.1.3.2.2. Muros de albañilería - Modelo de columna ancha (frame) con rótula a corte 242

4.1.3.2.3. Vigas dintel - Elementos frame con rótulas a flexión 251

4.1.3.2.4. Placas de concreto armado – Elemento Shell con modelado basado en fibras 252

4.1.3.3. Definición de carga Pushover 256

4.1.3.3.1. Patrón de carga 256

4.1.3.4. Curva y espectro de capacidad 257

4.1.3.4.1. Curva de capacidad V–Δ 257

4.1.3.4.2. Sectorización de la curva y puntos de desempeño 261

4.1.3.5. Interpretación de resultados 268

4.2. Diseño estructural: Albañilería Armada 273

4.2.1. Estructuración 273

4.2.1.1. Datos del proyecto 273

4.2.1.1.1. Ubicación 273

4.2.1.1.2. Estudio de suelos 273

4.2.1.2. Configuración arquitectónica 273

4.2.1.3. Designación de elementos estructurales 273

4.2.2. Análisis lineal 276

4.2.2.1. Materiales 276

4.2.2.1.1. Concreto Simple 276

4.2.2.1.2. Estructura de concreto armado 276

4.2.2.1.3. Albañilería 276

4.2.2.1.4. Acero estructural 276

4.2.2.2. Condiciones de carga 276

4.2.2.2.1. Carga Muerta (CM) 276

4.2.2.2.2. Carga Viva (CV) 277

4.2.2.2.3. Carga de Sismo (SX, SY) 277

4.2.2.3. Combinaciones de carga 277

4.2.2.4. Condiciones de cimentación 277

4.2.2.5. Análisis sísmico 278

4.2.2.5.1. Modelo de análisis 278

4.2.2.5.2. Verificación de irregularidades 282

4.2.2.5.3. Resumen de irregularidades 309

4.2.2.6. Diseño de muros de albañilería armada 325

4.2.2.6.1. Asignación de elementos Piers 326

4.2.2.6.2. Verificación de Espesor Efectivo De Muros “T” 328

4.2.2.6.3. Verificación de Densidad de Muros 328

4.2.2.6.4. Verificación de Esfuerzo Axial por cargas de Gravedad 332

4.2.2.6.5. Control de Fisuración 336

4.2.2.6.6. Relleno de concreto liquido o Grout 339

4.2.2.6.7. Diseño de muros 343

4.2.2.6.8. Verificación de la necesidad de confinamiento en extremos libres 345

4.2.2.6.9. Calculo de Factor de Reducción de Resistencia Ø..... 352

4.2.2.6.10. Calculo de Refuerzo Vertical a concentrar en los extremos 356

4.2.2.6.11. Diseño por corte 360

4.2.2.7. Diseño de elementos de vigas dinteles..... 367

4.2.2.8. Diseño de Placas..... 371

4.2.2.9. Diseño de Losa Aligerada 371

4.2.2.10. Diseño de cimentación 375

4.2.3. Análisis no lineal..... 385

4.2.3.1. Demanda sísmica..... 385

4.2.3.1.1. Espectro elástico de la Norma E.030 (parámetros del sitio) 385

4.2.3.1.2. Espectro de demanda..... 385

4.2.3.2. Modelado no lineal..... 385

4.2.3.2.1. Propiedades no lineales de materiales..... 385

4.2.3.2.2. Muros de albañilería - Modelo de columna ancha (frame) con rótula a corte 386

4.2.3.2.3. Vigas dintel - Elementos frame con rótulas a flexión 393

4.2.3.2.4. Placas de concreto armado – Elemento Shell con modelado basado en fibras 393

4.2.3.3. Definición de carga Pushover 397

4.2.3.3.1. Patrón de carga 397

4.2.3.4. Curva y espectro de capacidad 397

4.2.3.4.1. Curva de capacidad V–Δ 397

4.2.3.4.2. Sectorización de la curva y puntos de desempeño 401

4.2.3.5. Interpretación de resultados 409

4.3. Comparación de respuesta estructural y diseño sísmico 414

4.3.1. Comparación De Derivas de Entrepiso 414

4.4. Metrados, análisis de costos y presupuestos usando albañilería confinada 418

4.4.1. Resumen de Metrados 418

4.4.2. Análisis de costos Unitarios 421

4.4.3. Presupuesto 424

4.5. Metrados, análisis de costos y presupuestos usando albañilería armada 431

4.5.1. Resumen de Metrados 431

4.5.2. Análisis de costos Unitarios 435

4.5.3. Presupuesto 438

4.6. Comparación económica 445

4.6.1. Análisis Costo-Beneficio 445

4.6.2. Comparacion Del Presupuesto General 446

4.6.3. Comparación De Partidas Representativas 449

Capítulo V 451

La contrastación de la hipótesis 451

5.1. Discusión de los resultados 451

Conclusiones 452

Recomendaciones 456

Referencias 459

Anexos 465

Índice de tablas

Tabla 1 Niveles para elementos estructurales / NTC-40..... 83

Tabla 2 Niveles para elementos no estructurales / NTC-40..... 84

Tabla 3 Niveles de desempeño de las estructuras / NTC-40..... 85

Tabla 4 Niveles de desempeño de las estructuras / NTC-40..... 86

Tabla 5 Niveles de desempeño para estructuras de albañilería confinada..... 87

Tabla 6 Movimientos sísmicos de acuerdo ATC-40..... 89

Tabla 7 Movimientos sísmicos de acuerdo comité visión 2000 (SEAOC)..... 89

Tabla 8 Objetivo de desempeño ATC-40 (1996)..... 91

Tabla 9 Objetivo de seguridad ATC-40 (1996) 92

Tabla 10 Objetivo de desempeño en estructuras de albañilería confinada 94

Tabla 11 Daño y deterioro en muros de albañilería..... 95

Tabla 12 Estado límite de estructuras de albañilería confinada..... 95

Tabla 13 Modos de falla que generan rótulas plásticas en muros de albañilería..... 106

Tabla 14 Variables 113

Tabla 15 Parámetros de sitio..... 125

Tabla 16 Carga viva 131

Tabla 17 Condiciones de cimentación 133

Tabla 18 Irregularidad de rigidez (Piso Blando) – Bloque A – Dirección x-x 138

Tabla 19 Irregularidad de rigidez (Piso Blando) – Bloque A – Dirección y-y 139

Tabla 20 Irregularidad de rigidez (Piso Blando) – Bloque B – Dirección x-x 140

Tabla 21 Irregularidad de rigidez (Piso Blando)– Bloque B – Dirección y-y 141

Tabla 22 Irregularidad de rigidez (Piso Blando) – Bloque C-D – Dirección x-x 142

Tabla 23 Irregularidad de rigidez (Piso Blando) – Bloque C-D – Dirección y-y 143

Tabla 24 Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque A – Dirección x-x 144

Tabla 25 Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque A – Dirección y-y 145

Tabla 26 Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque B – Dirección x-x 146

Tabla 27 Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque B – Dirección y-y 147

Tabla 28 Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque C-D – Dirección x-x 148

Tabla 29 Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque C-D – Dirección y-y 149

Tabla 30 Irregularidad de masa o peso – Bloque A 150

Tabla 31 Irregularidad de masa o peso – Bloque B 151

Tabla 32 Irregularidad de masa o peso – Bloque C-D 152

Tabla 33 Verificación de Irregularidad torsional – Bloque A – Dirección x-x 154

Tabla 34 Verificación de Irregularidad torsional – Bloque A – Dirección y-y 155

Tabla 35 Verificación de Irregularidad torsional – Bloque B – Dirección x-x..... 156

Tabla 36 Verificación de Irregularidad torsional – Bloque B – Dirección x-x..... 157

Tabla 37 Verificación de Irregularidad torsional – Bloque C-D – Dirección x-x 158

Tabla 38 Verificación de Irregularidad torsional – Bloque C-D – Dirección y-y 159

Tabla 39 Irregularidad torsional – Bloque C-D – Dirección y-y 160

Tabla 40 Esquinas entrantes – Bloque B – Dirección x-x 161

Tabla 41 Esquinas entrantes – Bloque B – Dirección y-y 162

Tabla 42 Discontinuidad del diafragma – Bloque C-D..... 163

Tabla 43 Resumen de irregularidades en altura – Bloque A..... 164

Tabla 44 Resumen de irregularidades en planta – Bloque A 164

Tabla 45 Resumen de irregularidad– Bloque A 164

Tabla 46 Resumen de irregularidades en altura – Bloque B 165

Tabla 47 Resumen de irregularidades en planta – Bloque B 165

Tabla 48 Resumen de irregularidad– Bloque B 165

Tabla 49 Resumen de irregularidades en altura – Bloque C-D 166

Tabla 50 Resumen de irregularidades en planta – Bloque C-D 166

Tabla 51 Resumen de irregularidad– Bloque C-D 166

Tabla 52 Modos de vibración – Bloque A 169

Tabla 53 Modos de vibración – Bloque B 170

Tabla 54 Modos de vibración – Bloque C-D 170

Tabla 55 Factor escala para los desplazamientos laterales – X e Y – Bloque A 171

Tabla 56 Desplazamiento laterales – Dirección x-x – Bloque A 171

Tabla 57 Desplazamiento laterales – Dirección y-y – Bloque A 171

Tabla 58 Factor escala para los desplazamientos laterales – x-x – Bloque B 173

Tabla 59 Factor escala para los desplazamientos laterales – y-y – Bloque B 173

Tabla 60 Desplazamiento laterales – Dirección x-x – Bloque B 173

Tabla 61 Desplazamiento laterales – Dirección y-y – Bloque B 173

Tabla 62 Factor escala para los desplazamientos laterales – x-x – Bloque C-D 175

Tabla 63 Factor escala para los desplazamientos laterales – y-y – Bloque C-D 175

Tabla 64 Desplazamiento laterales – Dirección x-x – Bloque C-D 175

Tabla 65 Desplazamiento laterales – Dirección y-y – Bloque C-D 175

Tabla 66 Factor escala cortante dinámica – x-x – Bloque A 177

Tabla 67 Factor escala cortante dinámica – y-y – Bloque A 177

Tabla 68 Factor escala cortante dinámica – x-x – Bloque B 177

Tabla 69 Factor escala cortante dinámica – y-y – Bloque B 178

Tabla 70 Factor escala cortante dinámica – x-x – Bloque C-D 178

Tabla 71 Factor escala cortante dinámica – y-y – Bloque C-D 178

Tabla 72 Tabla de calcula de fuerzas internas en columnas de confinamiento 200

Tabla 73 Resumen de parámetros sísmicos según E 0.30..... 233

Tabla 74 Coordenadas espectrales de espectro de demanda según ASCE-SEI 41-13... 235

Tabla 75 Datos experimentales del muro de albañilería confinada para calibración del modelo numérico (Ensayo 1)..... 247

Tabla 76 Datos experimentales del muro de albañilería confinada para calibración del modelo numérico (Ensayo 2)..... 248

Tabla 77 *Puntos característicos de la rótula a corte obtenidos de la calibración experimental (Alb.confinada)* 249

Tabla 78 *Puntos característicos de la rótula a corte obtenidos de la calibración experimental (Alb.confinada)* 250

Tabla 79 Irregularidad de rigidez (Piso Bando) – Bloque A – Dirección x-x 282

Tabla 80 Irregularidad de rigidez (Piso Bando) – Bloque A – Dirección y-y 283

Tabla 81 Irregularidad de rigidez (Piso Bando) – Bloque B – Dirección x-x 284

Tabla 82 Irregularidad de rigidez (Piso Bando) – Bloque B – Dirección y-y 285

Tabla 83 Irregularidad de rigidez (Piso Bando) – Bloque C-D – Dirección x-x 286

Tabla 84 Irregularidad de rigidez (Piso Bando) – Bloque C-D – Dirección y-y 287

Tabla 85 Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque A – Dirección x-x..... 288

Tabla 86 Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque A – Dirección y-y..... 289

Tabla 87 Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque B – Dirección x-x 290

Tabla 88 Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque B – Dirección y-y 291

Tabla 89 Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque C-D – Dirección x-x 292

Tabla 90 Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque C-D – Dirección y-y 293

Tabla 91 Irregularidad de masa o peso – Bloque A 294

Tabla 92 Irregularidad de masa o peso – Bloque B 295

Tabla 93 Irregularidad de masa o peso – Bloque C-D 296

Tabla 94 Verificación de Irregularidad torsional – Bloque A – Dirección x-x 298

Tabla 95 Verificación de Irregularidad torsional – Bloque A – Dirección y-y 299

Tabla 96 Verificación de Irregularidad torsional – Bloque B – Dirección x-x..... 300

Tabla 97 Irregularidad torsional – Bloque B – Dirección x-x 301

Tabla 98 Irregularidad torsional – Bloque B – Dirección x-x 302

Tabla 99 Verificación de Irregularidad torsional – Bloque C-D – Dirección x-x 303

Tabla 100 Verificación de Irregularidad torsional – Bloque C-D – Dirección y-y 304

Tabla 101 Irregularidad torsional – Bloque C-D – Dirección y-y 305

Tabla 102 Esquinas entrantes – Bloque B – Dirección x-x 306

Tabla 103 Esquinas entrantes – Bloque B – Dirección y-y 307

Tabla 104 Discontinuidad del diafragma – Bloque C-D..... 308

Tabla 105 Resumen de irregularidades en altura – Bloque A..... 309

Tabla 106 Resumen de irregularidades en planta – Bloque A..... 309

Tabla 107 Resumen de irregularidad– Bloque A..... 310

Tabla 108 Resumen de irregularidades en altura – Bloque B..... 310

Tabla 109 Resumen de irregularidades en planta – Bloque B..... 310

Tabla 110 Resumen de irregularidad– Bloque B..... 310

Tabla 111 Resumen de irregularidades en altura – Bloque C-D..... 311

Tabla 112 Resumen de irregularidades en planta – Bloque C-D..... 311

Tabla 113 Resumen de irregularidad– Bloque C-D..... 311

Tabla 114 Datos experimentales del muro de albañilería armada para calibración del modelo numérico (Ensayo 1)..... 390

Tabla 115 *Puntos característicos de la rótula a corte obtenidos de la calibración experimental*..... 391

Tabla 116 *Límites de aceptación para la evaluación del desempeño sísmico*..... 391

Índice de figuras

Figura 1 Objetivos de desempeño propuesto por el Visión 2000..... 93

Figura 2 Modelo elastoplástico perfecto..... 99

Figura 3 Modelo trilineal..... 99

Figura 4 Modelo elastoplástico con endurecimiento curvo..... 101

Figura 5 Modelo de Hognestad..... 102

Figura 6 Modelo de Kent y Park..... 103

Figura 7 Rotulas plásticas en modelado..... 106

Figura 8 Comportamiento histerético de un muro de albañilería confinada..... 108

Figura 9 Plano de arquitectura – Condominio – 1er nivel..... 116

Figura 10 Plano de arquitectura – Condominio – 2do al 5to nivel..... 117

Figura 11 Plano de arquitectura – Condominio – Planta de azotea 118

Figura 12 Plano de arquitectura – Condominio – Planta de techo..... 119

Figura 13 Plano de arquitectura – Condominio – Bloques A, B, C-D 120

Figura 14 Ubicación del proyecto..... 124

Figura 15 Estructuración bloque A..... 127

Figura 16 Estructuración bloque B 127

Figura 17 Estructuración bloque C-D..... 128

Figura 18 Modelado ETABS V21.2 – Vista en planta – Bloque A..... 134

Figura 19 Modelado ETABS V21.2 – Vista en 3D – Bloque A..... 135

Figura 20 Modelado ETABS V21.2 – Vista en planta – Bloque B..... 135

Figura 21 Modelado ETABS V21.2 – Vista en 3D – Bloque B..... 136

Figura 22 Modelado ETABS V21.2 – Vista en planta – Bloque C-D..... 136

Figura 23 Modelado ETABS V21.2 – Vista en 3D – Bloque C-D..... 137

Figura 24 Bloque B – Vista en planta – Acotado 162

Figura 25 Bloque C-D – Vista en planta - Vacíos 163

Figura 26 Configuración en ETABS V21.2 – Peso sísmico – Todos los bloques..... 167

Figura 27 Configuración ETABS V21.2 – Espectro – Bloque A / C-D..... 168

Figura 28 Configuración ETABS V21.2 – Espectro – Bloque B 168

Figura 29 Definición De Piers -BLOQUE A..... 179

Figura 30 Definición De Piers -BLOQUE B 180

Figura 31 Definición De Piers -BLOQUE C-D..... 180

Figura 32 PARAMETROS SISMICOS Y PROPIEDADES PARA RELACION MODULAR 181

Figura 33 VERIFICACION DE DENSIDAD DE MUROS – **BLOQUE A** 182

Figura 34 VERIFICACION DE DENSIDAD DE MUROS – **BLOQUE B**..... 183

Figura 35 VERIFICACION DE DENSIDAD DE MUROS – **BLOQUE C-D** 184

Figura 36 VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – **BLOQUE A (X-X)**..... 185

Figura 37 VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – **BLOQUE A (Y-Y)**..... 186

Figura 38 VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – **BLOQUE B (X-X)**..... 186

Figura 39 VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – **BLOQUE B (Y-Y)**..... 187

Figura 40 VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – **BLOQUE C-D (X-X)**..... 187

Figura 41 VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – **BLOQUE C-D (Y-Y)**..... 188

Figura 42 CONTROL DE FISURACION - **BLOQUE A (X-X)**..... 190

Figura 43 CONTROL DE FISURACION - **BLOQUE A (Y-Y)**..... 190

Figura 44 *CONTROL DE FISURACION - BLOQUE B (X-X)* 191

Figura 45 *CONTROL DE FISURACION - BLOQUE B (Y-Y)*..... 191

Figura 46 *CONTROL DE FISURACION - BLOQUE C-D (X-X)*..... 192

Figura 47 *CONTROL DE FISURACION - BLOQUE C-D (Y-Y)* 192

Figura 48 VERIFICACION DE RESISTECIA AL CORTE - BLOQUE A..... 193

Figura 49 VERIFICACION DE RESISTECIA AL CORTE - BLOQUE B..... 194

Figura 50 *VERIFICACION DE RESISTECIA AL CORTE - BLOQUE C-D*..... 195

Figura 51 *DISEÑO DE REFUERZO HORIZONTAL*..... 196

Figura 52 *VERIFICACION DE REFUERZO HORIZONTAL - BLOQUE A (X-X)*... 197

Figura 53 *VERIFICACION DE REFUERZO HORIZONTAL - BLOQUE A (Y-Y)* ... 197

Figura 54 *VERIFICACION DE REFUERZO HORIZONTAL - BLOQUE B (X-X)*... 198

Figura 55 *VERIFICACION DE REFUERZO HORIZONTAL - BLOQUE B (Y-Y)* ... 198

Figura 56 *VERIFICACION DE REFUERZO HORIZONTAL - BLOQUE C-D (X-X)* 199

Figura 57 *VERIFICACION DE REFUERZO HORIZONTAL - BLOQUE C-D (Y-Y)*199

Figura 58 Calculo de fuerzas de Columnas de Confinamiento 201

Figura 59 *Cálculo de fuerzas internas en Columnas de Confinamiento* 202

Figura 60 *Cálculo de acero de refuerzo longitudinal en elementos de confinamiento* 203

Figura 61 Cálculo de refuerzo transversal en columnas de confinamiento 204

Figura 62 *Cálculo de refuerzo longitudinal y transversal de columnas de confinamiento* 205

Figura 63 *DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (CARGA ENVOLVENTE) - BLOQUE A* 206

Figura 64 *DIAGRAMA DE CORTANTE ETABS* ***(CARGA ENVOLVENTE) - BLOQUE A*** 207

Figura 65 *DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (CARGA ENVOLVENTE) -* ***BLOQUE B*** 207

Figura 66 *DIAGRAMA DE CORTANTE ETABS (CARGA ENVOLVENTE) - BLOQUE B* 208

Figura 67 *DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (CARGA ENVOLVENTE) - **BLOQUE C-D*** 208

Figura 68 *DIAGRAMA DE CORTANTE ETABS **(CARGA ENVOLVENTE) - BLOQUE C-D*** 209

Figura 69 *PROPIEDADES DE MATERIALES*..... 210

Figura 70 *VERIFICACION DE CUANTIAS*..... 210

Figura 71 *DIAGRAMA DE MOMENTO/CORTANTE **ETABS (CARGA ENVOLVENTE) – BLOQUE A*** 211

Figura 72 *MOMENTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS DE VIGA A DISEÑAR*..... 212

Figura 73 *DISEÑO POR FLEXION DE VIGA* 212

Figura 74 *DETALLE FINAL DE REFUERZO DE VIGA* 213

Figura 75 *PLACA A ANALIZAR (2X) - **BLOQUE A*** 214

Figura 76 *DIAGRAMA DE ITERACIONES (2X) - **BLOQUE A***..... 215

Figura 77 *DETALLE FINAL DE PLACA 2Y - **BLOQUE A***..... 216

Figura 78 *DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO - **BLOQUE A*** 217

Figura 79 *DIAGRAMA DE CORTANTES ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO - **BLOQUE A*** 218

Figura 80 *DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO - **BLOQUE B*** 218

Figura 81 *DIAGRAMA DE CORTANTES ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO -* ***BLOQUE B*** 219

Figura 82 *DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO -* ***BLOQUE C-D*** 219

Figura 83 *DIAGRAMA DE CORTANTES ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO -* ***BLOQUE B*** 220

Figura 84 *PROPIEDADES DE MATERIALES* 220

Figura 85 *VERIFICACION DE CUANTIAS* 221

Figura 86 *DISEÑO DE VIGUETAS DE LOSA* 222

Figura 87 MODELADO PARA VERIFICACION DE PRESIONES EN CIMENTACION 223

Figura 88 MODELADO PARA VERIFICACION DE PRESIONES EN CIMENTACION 224

Figura 89 MODELADO PARA VERIFICACION DE PRESIONES EN CIMENTACION BLOQUE C-D 225

Figura 90 FACTORES DE ESCALA - BLOQUE A 226

Figura 91 FACTORES DE ESCALA - BLOQUE B 226

Figura 92 FACTORES DE ESCALA - BLOQUE B 226

Figura 93 *NUEVO PATRON DE CARGA SISMICA – BLOQUE A* 227

Figura 94 *NUEVO PATRON DE CARGA SISMICA – BLOQUE B* 228

Figura 95 *NUEVO PATRON DE CARGA SISMICA – BLOQUE C-D* 229

Figura 96 *VERIFICACION DE PRESIONES – BLOQUE A* 230

Figura 97 *VERIFICACION DE PRESIONES – BLOQUE B* 231

Figura 98 *VERIFICACION DE PRESIONES – BLOQUE C-D* 231

Figura 99 Definición de comportamiento no lineal de acero en ETABS 237

Figura 100 Definición de refuerzo de confinamiento para modelo de concreto confinado 239

Figura 101 Curva esfuerzo–deformación del concreto confinado generada a partir de la sección definida en ETABS 240

Figura 102 Curva esfuerzo–deformación de concreto confinado 241

Figura 103 Paño de albañilería idealizado como elemento frame con rotula a corte 244

Figura 104 Dimensiones de testigo ensayado (Alb.confinada) 245

Figura 105 Definición de la rótula plástica a corte calibrada para muros de albañilería confinada en ETABS 250

Figura 106 Resultados de calibración para vigas de acople 251

Figura 107 Modelado no lineal BLOQUE A (Vista Isométrica) – Alb.confinada 253

Figura 108 Modelado no lineal BLOQUE A (Vista en Planta) - Alb.confinada..... 253

Figura 109 Modelado no lineal BLOQUE B (Vista Isométrica) - Alb.confinada..... 254

Figura 110 Modelado no lineal BLOQUE B (Vista en Planta) 254

Figura 111 Modelado no lineal BLOQUE C-D (Vista Isométrica) - Alb.confinada. 255

Figura 112 Modelado no lineal BLOQUE C-D (Vista en Planta) - Alb.confinada..... 255

Figura 113 Definición de carga PUSH OVER 256

Figura 114 Curva de capacidad DIRECCION X (BLOQUE A) - Alb.confinada..... 257

Figura 115 Curva de capacidad DIRECCION Y (BLOQUE A) - Alb.confinada..... 258

Figura 116 Curva de capacidad DIRECCION X (BLOQUE B) - Alb.confinada 259

Figura 117 Curva de capacidad DIRECCION Y (BLOQUE B) - Alb.confinada 259

Figura 118 Curva de capacidad DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.confinada..... 260

Figura 119 Curva de capacidad DIRECCION Y (BLOQUE C-D) - Alb.confinada. 260

Figura 120 Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION X (BLOQUE A) - Alb.confinada..... 262

Figura 121 Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION X (BLOQUE A) - Alb.confinada..... 262

Figura 122 Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION X (BLOQUE A) - Alb.confinada Fuente: Elaboración propia 262

Figura 123 Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION Y (BLOQUE A) - Alb.confinada..... 263

Figura 124 Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION Y (BLOQUE A) - Alb.confinada..... 263

Figura 125 Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION Y (BLOQUE A) - Alb.confinada..... 263

Figura 126 Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION X (BLOQUE B) - Alb.confinada Fuente: Elaboración propia 264

Figura 127 Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION X (BLOQUE B) - Alb.confinada..... 264

Figura 128 Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION X (BLOQUE B) - Alb.confinada..... 264

Figura 129 Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION Y (BLOQUE B) - Alb.confinada..... 265

Figura 130 Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION Y (BLOQUE B) - Alb.confinada 265

Figura 131 Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION Y (BLOQUE B) - Alb.confinada Fuente: Elaboración propia 265

Figura 132 Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.confinada 266

Figura 133 Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.confinada 266

Figura 134 Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.confinada Fuente: Elaboración propia 266

Figura 135 Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION Y – BLOQUE C-D . 267

Figura 136 Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION Y – BLOQUE C-D 267

Figura 137 Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION Y (BLOQUE C-D) - Alb.confinada 267

Figura 138 Leyenda de objetivos de desempeño sísmico adoptados en la evaluación.. 268

Figura 139 Nivel de desempeño sísmico DIRECCION X (BLOQUE A) - Alb.confinada 269

Figura 140 Nivel de desempeño sísmico DIRECCION Y (BLOQUE A) - Alb.confinada 269

Figura 141 Nivel de desempeño sísmico DIRECCION X (BLOQUE B) - Alb.confinada 270

Figura 142 Nivel de desempeño sísmico DIRECCION Y (BLOQUE B) - Alb.confinada 270

Figura 143 Nivel de desempeño sísmico DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.confinada 271

Figura 144 Nivel de desempeño sísmico DIRECCION Y (BLOQUE C-D) - Alb.confinada 271

Figura 145 Estructuración bloque A 274

Figura 146 *Estructuración bloque A* 275

Figura 147 *Estructuración bloque C-D* 275

Figura 148 Modelado ETABS V21.2 – Vista en planta – Bloque A 278

Figura 149 Modelado ETABS V21.2 – Vista en 3D – Bloque A 279

Figura 150 Modelado ETABS V21.2 – Vista en planta – Bloque B 279

Figura 151 Modelado ETABS V21.2 – Vista en 3D – Bloque B 280

Figura 152 Modelado ETABS V21.2 – Vista en planta – Bloque C-D 280

Figura 153 *Modelado ETABS V21.2 – Vista en 3D – Bloque C-D* 281

Figura 154 Bloque B – Vista en planta – Acotado 307

Figura 155 Bloque C-D – Vista en planta – Vacíos 308

Figura 156 DEFINICION DE PIERS - BLOQUE A 326

Figura 157 DEFINICION DE PIERS - BLOQUE B 327

Figura 158 DEFINICION DE PIERS - BLOQUE C-D 327

Figura 159 *PARAMETROS SISMICOS Y PROPIEDADES PARA RELACION MODULAR* 328

Figura 160 *VERIFICACION DE DENSIDAD DE MUROS – BLOQUE A* 329

Figura 161 *VERIFICACION DE DENSIDAD DE MUROS – BLOQUE B* 330

Figura 162 *VERIFICACION DE DENSIDAD DE MUROS – BLOQUE C-D* 331

Figura 163 *VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – BLOQUE A (X-X***)** 332

Figura 164 *VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – BLOQUE A (Y-Y)* 333

Figura 165 *VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – BLOQUE B (X-X)* 333

Figura 166 *VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – BLOQUE B (Y-Y)* 334

Figura 167 *VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – BLOQUE B (Y-Y)* 334

Figura 168 *VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARG AS DE GRAVEDAD – BLOQUE C-D (X-X***)** 335

Figura 169 *VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARG AS DE GRAVEDAD – BLOQUE C-D (Y-Y)* 335

Figura 170 *CONTROL DE FISURACION – BLOQUE A (X-X)* 336

Figura 171 *CONTROL DE FISURACION – BLOQUE A (Y-Y)* 336

Figura 172 *CONTROL DE FISURACION – BLOQUE B (X-X)* 337

Figura 173 *CONTROL DE FISURACION – BLOQUE B (Y-Y)* 337

Figura 174 *CONTROL DE FISURACION – BLOQUE C-D (X-X)* 338

Figura 175 *CONTROL DE FISURACION – BLOQUE C-D (Y-Y)* 338

Figura 176 *VERIFICACION RELLENO DE CONCRETO LIQUIDO – BLOQUE A (X-X)* 340

Figura 177 *VERIFICACION RELLENO DE CONCRETO LIQUIDO – BLOQUE A (Y-Y)* 340

Figura 178 *VERIFICACION RELLENO DE CONCRETO LIQUIDO – BLOQUE B (X-X)* 341

Figura 179 *VERIFICACION RELLENO DE CONCRETO LIQUIDO – BLOQUE B (Y-Y)* 341

Figura 180 *VERIFICACION RELLENO DE CONCRETO LIQUIDO – BLOQUE C-D (X-X)* 342

Figura 181 *VERIFICACION RELLENO DE CONCRETO LIQUIDO – BLOQUE C-D (Y-Y)* 342

Figura 182 *CALCULO DE MOMENTO Y CORTANTE ULTIMO – BLOQUE A (X-X)* 345

Figura 183 *CALCULO DE MOMENTO Y CORTANTE ULTIMO – BLOQUE A (Y-Y)* 346

Figura 184 *CALCULO DE MOMENTO Y CORTANTE ULTIMO – BLOQUE B (X-X)* 346

Figura 185 *CALCULO DE MOMENTO Y CORTANTE ULTIMO – BLOQUE B (Y-Y)* 347

Figura 186 347

Figura 187 *CALCULO DE MOMENTO Y CORTANTE ULTIMO – BLOQUE C-D (Y-Y)* 348

Figura 188 *VERIFICACION DE CONFINAMIENTO EN EXTREMOS LIBRES – BLOQUE A (X-X)* 349

Figura 189 *VERIFICACION DE CONFINAMIENTO EN EXTREMOS LIBRES – BLOQUE A (X-X)* 349

Figura 190 *VERIFICACION DE CONFINAMIENTO EN EXTREMOS LIBRES – BLOQUE B (X-X)* 350

Figura 191 *VERIFICACION DE CONFINAMIENTO EN EXTREMOS LIBRES – BLOQUE B (Y-Y)* 350

Figura 192 *VERIFICACION DE CONFINAMIENTO EN EXTREMOS LIBRES – BLOQUE C-D (X-X)* 351

Figura 193 *VERIFICACION DE CONFINAMIENTO EN EXTREMOS LIBRES – BLOQUE C-D (Y-Y)* 351

Figura 194 *FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE A (X-X)* 352

Figura 195 *FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE A (Y-Y)*..... 353

Figura 196 *FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE B (X-X)* 353

Figura 197 *FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE B (Y-Y)*..... 354

Figura 198 *FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE B (Y-Y)*..... 354

Figura 199 *FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE C-D (X-X)* 355

Figura 200 *FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE C-D (Y-Y)* 355

Figura 201 *FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE A (X-X)* 357

Figura 202 *FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE A (Y-Y)*..... 357

Figura 203 *FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE B (X-X)* ... 358

Figura 204 *FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE B (Y-Y)*..... 358

Figura 205 *FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE C-D (X-X)* 359

Figura 206 *FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE C-D (Y-Y)* 359

Figura 207 *CALCULO DE CORTANTE DE DISEÑO– BLOQUE A (X-X)* 360

Figura 208 *CALCULO DE CORTANTE DE DISEÑO – BLOQUE A (Y-Y)* 361

Figura 209 *CALCULO DE CORTANTE DE DISEÑO – BLOQUE B (X-X)* 361

Figura 210 *CALCULO DE CORTANTE DE DISEÑO – BLOQUE B (Y-Y)* 362

Figura 211 *CALCULO DE CORTANTE DE DISEÑO – BLOQUE C-D (X-X)* 362

Figura 212 *CALCULO DE CORTANTE DE DISEÑO – BLOQUE C-D (Y-Y)* 363

Figura 213 *DISEÑO DE REFUERZO HORIZONTAL – BLOQUE A (X-X)* 364

Figura 214 *DISEÑO DE REFUERZO HORIZONTAL – BLOQUE A (Y-Y)* 364

Figura 215 *DISEÑO DE REFUERZO HORIZONTAL – BLOQUE B (X-X)* 365

Figura 216 *DISEÑO DE REFUERZO HORIZONTAL – BLOQUE B (Y-Y)* 365

Figura 217 *DISEÑO DE REFUERZO HORIZONTAL – BLOQUE C-D (X-X)* 366

Figura 218 *DISEÑO DE REFUERZO HORIZONTAL – BLOQUE C-D (Y-Y)* 366

Figura 219 *DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (CARGA ENVOLVENTE) -* ***BLOQUE A*** 367

Figura 220 *DIAGRAMA DE CORTANTE ETABS* ***(CARGA ENVOLVENTE) -*** ***BLOQUE A*** 368

Figura 221 *DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (CARGA ENVOLVENTE) -* ***BLOQUE B*** 368

Figura 222 *DIAGRAMA DE CORTANTE ETABS* ***(CARGA ENVOLVENTE) -*** ***BLOQUE B*** 369

Figura 223 369

Figura 224 *DIAGRAMA DE CORTANTE ETABS* ***(CARGA ENVOLVENTE) - BLOQUE C-D*** 370

Figura 225 *DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO -* ***BLOQUE A*** 371

Figura 226 *DIAGRAMA DE CORTANTES ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO -* ***BLOQUE A*** 372

Figura 227 *DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO -* ***BLOQUE B*** 372

Figura 228 *DIAGRAMA DE CORTANTES ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO -* ***BLOQUE B*** 373

Figura 229 *DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO -* ***BLOQUE C-D*** 373

Figura 230 *DIAGRAMA DE CORTANTES ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO -* ***BLOQUE C-D*** 374

Figura 231 MODELADO PARA VERIFICACION DE PRESIONES EN CIMENTACION 375

Figura 232 MODELADO PARA VERIFICACION DE PRESIONES EN CIMENTACION 376

Figura 233 MODELADO PARA VERIFICACION DE PRESIONES EN CIMENTACION 377

Figura 234 FACTORES DE ESCALA - BLOQUE A 378

Figura 235 FACTORES DE ESCALA - BLOQUE B 378

Figura 236 FACTORES DE ESCALA - BLOQUE C-D 379

Figura 237 *NUEVO PATRON DE CARGA SISMICA – BLOQUE A* 380

Figura 238 *NUEVO PATRON DE CARGA SISMICA – BLOQUE B* 381

Figura 239 *NUEVO PATRON DE CARGA SISMICA – BLOQUE C-D*..... 382

Figura 240 *VERIFICACION DE PRESIONES – BLOQUE A*..... 383

Figura 241 *VERIFICACION DE PRESIONES – BLOQUE B*..... 384

Figura 242 *VERIFICACION DE PRESIONES – BLOQUE C-D* 384

Figura 243 Dimensiones de testigo ensayado (Alb.armada) 388

Figura 244 *Definición de la rótula plástica a corte calibrada para muros de albañilería en ETABS* 392

Figura 245 Modelado no lineal Vista Isométrica (BLOQUE A) - Alb.armada..... 394

Figura 246 Modelado no lineal Vista en Planta (BLOQUE A) - Alb.armada..... 394

Figura 247 Modelado no lineal Vista Isométrica (BLOQUE B) - Alb.armada..... 395

Figura 248 Modelado no lineal Vista en Planta (BLOQUE B) - Alb.armada 395

Figura 249 Modelado no lineal Vista Isométrica (BLOQUE C-D) - Alb.armada.... 396

Figura 250 Modelado no lineal Vista en Planta (BLOQUE C-D) - Alb.armada..... 396

Figura 251 Curva de capacidad DIRECCION X (BLOQUE A) - Alb.armada..... 397

Figura 252 Curva de capacidad DIRECCION Y (BLOQUE A) - Alb.armada..... 398

Figura 253..... 399

Figura 254 Curva de capacidad DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.armada..... 400

Figura 255 Curva de capacidad DIRECCION Y (BLOQUE C-D) - Alb.armada..... 400

Figura 256 Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION X (BLOQUE A) - Alb.armada..... 402

Figura 257 Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION X (BLOQUE A) - Alb.armada 402

Figura 258 Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION X (BLOQUE A) - Alb.armada 402

Figura 259 Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION Y (BLOQUE A) - Alb.armada 403

Figura 260 Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION Y (BLOQUE A) - Alb.armada 403

Figura 261 Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION Y (BLOQUE A) - Alb.armada 403

Figura 262 Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION X (BLOQUE B) - Alb.armada 404

Figura 263 Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION X (BLOQUE B) - Alb.armada 404

Figura 264 Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION X (BLOQUE B) - Alb.armada 404

Figura 265 Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION Y (BLOQUE B) - Alb.armada 405

Figura 266 Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION Y (BLOQUE B) - Alb.armada 405

Figura 267 405

Figura 268 Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.armada 406

Figura 269 Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.armada 406

Figura 270 Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.armada 406

Figura 271 Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.armada 407

Figura 272 Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.armada 407

Figura 273 Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.armada 407

Figura 274 Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION Y (BLOQUE C-D) - Alb.armada 408

Figura 275 Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION Y (BLOQUE C-D) - Alb.armada 408

Figura 276 Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION Y (BLOQUE C-D) - Alb.armada 408

Figura 277 Nivel de desempeño sísmico DIRECCION X (BLOQUE A) - Alb.armada409

Figura 278 Nivel de desempeño sísmico DIRECCION Y (BLOQUE A) - Alb.armada410

Figura 279 Nivel de desempeño sísmico DIRECCION X (BLOQUE B) - Alb.armada411

Figura 280 Nivel de desempeño sísmico DIRECCION Y (BLOQUE B) - Alb.armada411

Figura 281 Nivel de desempeño sísmico DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.armada 412

Figura 282 Nivel de desempeño sísmico DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.armada 412

Figura 283 Comparación de Derivas de Entrepiso X-X-Bloque A 414

Figura 284 Comparación de Derivas de Entrepiso Y-Y -Bloque A 415

Figura 285 Comparación de Derivas de Entrepiso X-X -Bloque B 415

Figura 286 Comparación de Derivas de Entrepiso Y-Y -Bloque B 416

Figura 287 Comparación de Derivas de Entrepiso X-X -Bloque C-D 416

Figura 288 Comparación de Derivas de Entrepiso Y-Y -Bloque C-D 417

Figura 289 Resumen de Metrados –Albañilería confinada- Bloque A..... 419

Figura 290 Resumen de Metrados –Albañilería confinada- Bloque B 420

Figura 291 Resumen de Metrados – Albañilería confinada -Bloque C-D..... 421

Figura 292 Análisis de precio unitario Partida de muro de Albañilería confinada..... 423

Figura 293 PRESUPUESTO CONSOLIDADO -BLOQUE A 425

Figura 294 PRESUPUESTO CONSOLIDADO -BLOQUE B 427

Figura 295 PRESUPUESTO CONSOLIDADO -BLOQUE C-D 429

Figura 296 Resumen de Metrados –Albañilería Armada- Bloque A..... 432

Figura 297 Resumen de Metrados –Albañilería Armada- Bloque B 433

Figura 298 Resumen de Metrados –Albañilería Armada- Bloque C-D..... 434

Figura 299 Análisis de precio unitario Partida de asentado de muro de Albañilería Armada..... 436

Figura 300 Análisis de precio unitario Partida de Vaceado de muros totalmente rellenado 436

Figura 301 437

Figura 302 PRESUPUESTO CONSOLIDADO -BLOQUE A 439

Figura 303 PRESUPUESTO CONSOLIDADO -BLOQUE B 441

Figura 304 PRESUPUESTO CONSOLIDADO -BLOQUE C-D 443

Figura 305 447

Figura 306 447

Figura 307 448

Figura 308 449

Figura 309 450

Figura 310 450

Índice de gráficos

Gráfico 1 Factor de reducción R 77

Gráfico 2 Control de tipo de falla 78

Gráfico 3 Comportamiento no lineal 97

Gráfico 4 Análisis lineal – Análisis no lineal 105

Gráfico 5 Rotula plástica 105

Gráfico 6 Irregularidad de rigidez – Bloque A – Dirección x-x 139

Gráfico 7 Irregularidad de rigidez – Bloque A – Dirección y-y 140

Gráfico 8 Irregularidad de rigidez – Bloque B – Dirección x-x 141

Gráfico 9 Irregularidad de rigidez – Bloque B – Dirección y-y 142

Gráfico 10 Irregularidad de rigidez – Bloque C-D – Dirección x-x 143

Gráfico 11 Irregularidad de rigidez – Bloque C-D – Dirección y-y 144

Gráfico 12 Irregularidad de resistencia – Bloque A – Dirección x-x 145

Gráfico 13 Irregularidad de resistencia – Bloque A – Dirección y-y 146

Gráfico 14 Irregularidad de resistencia – Bloque B – Dirección x-x 147

Gráfico 15 Irregularidad de resistencia – Bloque B – Dirección y-y 148

Gráfico 16 Irregularidad de resistencia – Bloque C-D – Dirección x-x 149

Gráfico 17 Irregularidad de resistencia – Bloque C-D – Dirección y-y 150

Gráfico 18 Irregularidad de masa o peso – Bloque A 151

Gráfico 19 Irregularidad de masa o peso – Bloque B 152

Gráfico 20 Irregularidad de masa o peso – Bloque C-D 153

Gráfico 21 Irregularidad torsional – Bloque A – Dirección x-x 155

Gráfico 22 Irregularidad torsional – Bloque A – Dirección y-y 156

Gráfico 23 Irregularidad torsional – Bloque B – Dirección x-x 157

Gráfico 24 Irregularidad torsional – Bloque B – Dirección y-y 158

Gráfico 25 Irregularidad torsional – Bloque C-D – Dirección x-x 159

Gráfico 26 Irregularidad torsional – Bloque C-D – Dirección y-y 161

Gráfico 27 Desplazamiento laterales – Dirección x-x – Bloque A 172

Gráfico 28 Desplazamiento laterales – Dirección y-y – Bloque A 172

Gráfico 29 Desplazamiento laterales – Dirección x-x – Bloque B 174

Gráfico 30 Desplazamiento laterales – Dirección y-y – Bloque B 174

Gráfico 31 Desplazamiento laterales – Dirección x-x – Bloque C-D 176

Gráfico 32 Desplazamiento laterales – Dirección y-y – Bloque C-D 176

Resumen

La presente tesis tiene como finalidad analizar y comparar el desempeño técnico y económico de edificaciones estructuradas con sistemas de albañilería confinada y albañilería armada, considerando su aplicación en zonas sísmicas y su cumplimiento con lo establecido en la Norma Técnica E.070 del Reglamento Nacional de Edificaciones. El estudio se enmarca dentro del contexto del Programa Techo Propio, iniciativa del Estado peruano orientada a facilitar el acceso a viviendas económicas para la población, lo cual exige la adopción de soluciones constructivas que garanticen simultáneamente seguridad estructural, eficiencia técnica y viabilidad económica.

Para el desarrollo de la investigación, se selecciona un bloque representativo que es modelado estructuralmente considerando cargas gravitacionales y sísmicas, permitiendo identificar las demandas de esfuerzos, deformaciones y fuerzas internas en los muros estructurales. En el caso de la albañilería confinada, se analiza la interacción entre los muros de mampostería y los elementos de confinamiento de concreto armado, tales como columnas y vigas soleras, verificándose los criterios normativos relacionados con el control de fisuración, el agrietamiento diagonal y la resistencia al corte del edificio, así como la rigidez global del sistema estructural.

Para la albañilería armada, se desarrolla el diseño estructural considerando la participación del refuerzo vertical y horizontal embebido en concreto líquido (grout), evaluándose los criterios de diseño por flexión, corte y control de fisuración, así como las disposiciones normativas que definen el uso de relleno parcial o total con grout. El análisis

estructural permite comparar el comportamiento de ambos sistemas en términos de desempeño sísmico, control de daños y distribución de esfuerzos.

De manera complementaria, se realiza una evaluación económica comparativa, considerando los costos directos asociados a materiales, mano de obra y procesos constructivos de cada sistema. Este análisis resulta particularmente relevante en el marco del Programa Techo Propio, dado que la selección del sistema estructural influye de forma directa en el costo final de la vivienda y, por tanto, en su accesibilidad para los beneficiarios.

De esta forma, la investigación busca aportar criterios técnicos y económicos que contribuyan a la selección de sistemas constructivos seguros, eficientes y económicamente viables, orientados al desarrollo de viviendas de interés social que cumplan con los estándares normativos y respondan a las necesidades del contexto nacional.

Palabras clave: Albañilería confinada; albañilería armada; comportamiento sísmico; resistencia al corte; análisis técnico–económico; Programa Techo Propio.

Abstract

This thesis aims to analyze and compare the technical and economic performance of buildings constructed with confined masonry and reinforced masonry systems, considering their application in seismic zones and their compliance with the provisions of Technical Standard E.070 of the National Building Code. The study is framed within the context of the Techo Propio (Own Roof) Program, a Peruvian government initiative designed to facilitate access to affordable housing for the population, which requires the adoption of construction solutions that simultaneously guarantee structural safety, technical efficiency, and economic viability.

For the development of the research, a representative block is selected and structurally modeled considering gravitational and seismic loads, allowing for the identification of stress, deformation, and internal force demands in the structural walls. In the case of confined masonry, the interaction between the masonry walls and the reinforced concrete confinement elements, such as columns and bond beams, is analyzed. The analysis verifies compliance with code criteria related to crack control, diagonal cracking, and the building's shear strength, as well as the overall stiffness of the structural system.

For reinforced masonry, the structural design considers the contribution of the vertical and horizontal reinforcement embedded in grout. Design criteria for flexure, shear, and crack control are evaluated, along with the code provisions that define the use of partial or complete grouting. The structural analysis allows for a comparison of the behavior of both systems in terms of seismic performance, damage control, and stress distribution. Additionally, a comparative economic evaluation is conducted, considering the direct costs associated with materials, labor, and construction processes for each system. This analysis is particularly relevant within the framework of the Techo Propio (Own Roof) Program, given that the selection of the structural system directly influences the final cost of the housing and, therefore, its accessibility for beneficiaries.

Thus, this research seeks to provide technical and economic criteria that contribute to the selection of safe, efficient, and economically viable construction systems, geared towards the development of social housing that meets regulatory standards and responds to the needs of the national context.

Keywords: Confined masonry; reinforced masonry; seismic behavior; shear strength; technical-economic analysis; Techo Propio Program.

Introducción

La presente investigación denominada: “Diseño por desempeño sísmico para sistemas de albañilería confinada y armada en condominios con programa techo propio con comparativa económica en el distrito de Pimentel, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque”, se desarrolla con el propósito de contrastar los resultados del diseño realizado por distintos sistemas de un condominio y además de comparar los presupuestos de estos.

En la investigación comparamos con cual sistema constructivo tiene mayor eficacia y rentabilidad de costo, llegando luego de este contraste a proponer pautas para tener mejores construcciones en el programa de techo propio en base a nuestros resultados obtenidos.

Para el desarrollo de la investigación se la ha distribuido en cinco capítulos, donde en el primero realizamos el planteamiento del problema: ¿Cómo mejorar la resistencia sísmica de los condominios construidos con el programa techo propio en el distrito de Pimentel, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque, con sistemas de albañilería confinada y armada, además de una viabilidad económica entre las opciones de diseño?

A lo cual se argumentó a esta pregunta antes del realizar la comprobación, teniendo como hipótesis que el diseño por desempeño sísmico de sistemas de albañilería confinada y armada en condominios construidos con el programa techo propio en el distrito de Pimentel, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque, mejoraría significativamente la resistencia sísmica de las estructuras, además de generar un aumento en los costos de construcción en contraste con las

opciones de diseño convencionales, sin embargo, este aumento se verá compensado por la reducción en costos de mantenimiento y reparación a largo plazo, lo que resultará en una comparativa económica favorable.

Para verificar si la hipótesis era acertada o incorrecta, en el capítulo II abarcamos el marco teórico de la tesis, donde detallamos los antecedentes analizados en esta investigación y además recalcamos las normativas que usamos en el desarrollo de la tesis.

Recalcando en nuestra teoría investigada, que el desempeño sísmico en el diseño estructural busca garantizar que las edificaciones respondan adecuadamente frente a distintos niveles de amenaza, superando la visión tradicional centrada solo en la resistencia. Su objetivo principal es reducir la vulnerabilidad mediante el control explícito del daño, asegurando que las construcciones puedan mantenerse operativas, reparables o al menos seguras, según la intensidad del sismo. Para ello, el diseño basado en desempeño propone evaluar la máxima demanda de desplazamiento lateral de la estructura y compararla con umbrales previamente definidos, lo que permite anticipar su comportamiento ante eventos de diferente magnitud.

Dentro de esta filosofía, los estados límite constituyen un aspecto esencial, ya que establecen niveles de aceptabilidad vinculados al servicio, la seguridad y la prevención del colapso. Este enfoque ofrece un marco más realista y flexible para analizar y diseñar edificaciones, en contraste con los métodos convencionales. Así, el diseño sísmico basado en desempeño representa una evolución hacia modelos que no solo buscan evitar el colapso, sino también garantizar un comportamiento estructural controlado y predecible bajo diferentes escenarios sísmicos.

En el capítulo III, explicamos el diseño metodológico de la tesis, como hemos clasificado la investigación de acuerdo a lo que abarcamos y además las técnicas que vamos aplicar para su desarrollo.

El capítulo cuarto, en el que se da el desarrollo general de la tesis, haremos énfasis que los desarrollaremos en dos etapas esto, la primera donde se realizará el análisis lineal elásticos de los módulos y posterior a ello en la segunda parte haremos el análisis estático no lineal pushover o el análisis dinámico no lineal tiempo-historia. Posterior a ello verificaremos cual es el análisis más conservador para continuar con el diseño por desempeño sísmico para los sistemas estructurales de albañilería confinada y armada para cada bloque del condominio. Luego de tener realizado el diseño seguimos con el modelado en revit de las estructuras para obtener los metrados y así hacer los presupuestos para cada sistema; culminando ello con la comparación de los costos en las partidas más resaltantes.

Y con todos los datos obtenidos en el capítulo cinco realizamos la discusión de los resultados finales en base a los objetivos y antecedentes de la investigación, lo que nos aportara si la hipótesis era correcta o no; culminando con las conclusiones llegadas luego de realizar la tesis y las recomendaciones para la mejora de los condominios del programa Techo Propio en el distrito de Pimental.

Los autores.

Capítulo I

Planteamiento de la Investigación

1.1. Síntesis de la realidad problemática

El Perú de acuerdo a su ubicación geográfica en el cinturón de fuego del Pacifico donde existe la mayor acción sísmica del mundo lo convierte en un país sísmico en gran medida, sobre todo en la zona costera como la región de Lambayeque, resaltando el distrito de Pimentel ubicado en la provincia de Chiclayo.

En Pimentel han ocurrido sismos, se tiene una data que desde el 2022 has ocurrido 4 sismos de magnitud entre 3 y 4, 16 entre magnitud de 4 y 5; y solo uno que tuvo una magnitud de 5.2 (Volcano Discovery, 2025). El sismo más reciente en Pimentel se suscitó el 29 de diciembre del 2024 con una magnitud de 4.1 que tuvo una profundidad de 34 kilómetros (Infobae, 2024).

Techo Propio en el distrito de Pimentel realiza condominios con sistemas estructurales de albañilería confinada y armada, que de acuerdo a nuestra apreciación no están diseñados para resistir terremotos de gran magnitud, lo cual pone en riesgo la seguridad e integridad de las personas que viven ahí. La albañilería confinada muros enmarcados en sus bordes con elementos de concreto armado mientras que la albañilería armada utiliza acero como tensores y escalerillas, dentro de los muros en función de refuerzo.

Además, es notorio que existe una falta de conocimiento técnico en la materia, lo que implica que no se lleve un diseño por desempeño sísmico adecuado, lo cual se traduce en un mayor gasto en la construcción de estos condominios en Pimentel, pero una menor calidad de vida para las personas que habiten estos.

Es necesario considerar aspectos como el riesgo sísmico de la zona, los costos de la construcción, la falta conocimiento especializado y la inadecuación de los sistemas estructurales

nos impulsan a la obligación de realizar construcciones más seguras que se adhieran a las regulaciones y criterios internacionales; resultando en un ahorro sostenible a largo plazo disminuyendo así la necesidad de hacer reparaciones, reforzamientos o reconstrucciones a la edificación tras un sismo.

Por lo tanto, de acuerdo a la información descrita anteriormente, el presente proyecto tiene como objetivo realizar el diseño por desempeño sísmico de los sistemas de albañilería confinada y armada en la construcción de condominios con programa techo propio en el distrito de Pimentel, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque, a través de un análisis de requisitos de diseño sismo resistente, un estudio de caso, y la evaluación de la eficacia y los costos de cada sistema, con el fin de determinar cuál es el más adecuado para este tipo de construcciones en la región. Además de tener la necesidad de analizar, verificar, diseñar y comparar resultados; donde realizaremos la revisión del diseño por desempeño para ambos sistemas propuestos; evaluaremos el desempeño de ambos sistemas constructivos a través de un análisis estático no lineal y análisis dinámico tiempo-historia. Posterior a ello analizaremos los requisitos de diseño sismo resistente para condominios con programa techo propio en el distrito de Pimentel y evaluar la eficacia de los sistemas de albañilería confinada y armada en la construcción de edificios sismo resistentes. Por último, vamos a comparar la eficacia y costo de los sistemas de albañilería confinada y armada; y evaluaremos y propondremos directrices de construcción mejoradas para los condominios del programa Techo Propio en el distrito de Pimentel, con base en los resultados del estudio de diseño por desempeño sísmico.

En base a lo indicado formulamos la pregunta del problema que marcará nuestra ruta de análisis, diseño y comparación; describiéndola a continuación.

1.2. Formulación del problema

¿Cuál de los sistemas estructurales de albañilería confinada y albañilería armada presenta mejor desempeño sísmico y mayor viabilidad económica para su aplicación en condominios con programa Techo Propio en el distrito de Pimentel, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque?

1.3. Justificación de la investigación

La presente investigación se justifica por la necesidad de evaluar alternativas estructurales seguras y económicamente viables para condominios desarrollados bajo el programa Techo Propio en el distrito de Pimentel, zona ubicada en un contexto de alta exigencia sísmica. En este tipo de edificaciones, resulta fundamental que el sistema constructivo seleccionado no solo cumpla con los requisitos normativos, sino que también garantice un adecuado desempeño frente a distintos niveles de amenaza sísmica.

Desde el enfoque económico y social, la investigación permite determinar cuál de los sistemas ofrece una mejor relación entre seguridad estructural y costo de ejecución, aspecto clave en proyectos de vivienda social. De esta manera, los resultados podrán servir como referencia para mejorar los criterios de selección estructural en futuros condominios del programa Techo Propio, contribuyendo a viviendas más seguras, accesibles y eficientes.

.

1.4. Los objetivos de la investigación

1.4.1. El objetivo general

Determinar, mediante el diseño por desempeño sísmico, cuál de los sistemas de albañilería confinada y albañilería armada presenta mejor comportamiento estructural y mayor viabilidad económica para su aplicación en condominios con programa Techo Propio en el distrito de Pimentel, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque.

1.4.2. Los objetivos específicos

• Desarrollar un diseño prescriptivo de los sistemas de albañilería confinada y albañilería armada, considerando cargas gravitacionales, cargas sísmicas, derivas, irregularidades estructurales y parámetros establecidos por la Norma E.030.

• Evaluar el desempeño sísmico de los sistemas de albañilería confinada y albañilería armada mediante análisis no lineal estático tipo pushover, obteniendo curvas de capacidad, puntos de desempeño y niveles de daño estructural.

• Comparar la respuesta estructural de ambos sistemas en términos de rigidez, derivas, capacidad resistente, desplazamientos laterales y niveles de desempeño sísmico alcanzados.

• Elaborar los metrados, análisis de costos unitarios y presupuestos de los sistemas de albañilería confinada y albañilería armada para determinar sus diferencias económicas.

• Determinar cuál de los sistemas estructurales evaluados presenta mejor relación entre desempeño sísmico y viabilidad económica para su aplicación en condominios con programa Techo Propio en el distrito de Pimentel.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 60

Desplazamiento laterales – Dirección x-x – Bloque B

Techo	Combinación	Dirección	Drift	Verificación
Story5	Deriva X	X	0.001828	CUMPLE
Story4	Deriva X	X	0.0022	CUMPLE
Story3	Deriva X	X	0.002394	CUMPLE
Story2	Deriva X	X	0.002223	CUMPLE
Story1	Deriva X	X	0.001369	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 61

Desplazamiento laterales – Dirección y-y – Bloque B

Techo	Combinación	Dirección	Drift	Verificación
Story5	Deriva Y	Y	0.001747	CUMPLE
Story4	Deriva Y	Y	0.001956	CUMPLE
Story3	Deriva Y	Y	0.001999	CUMPLE
Story2	Deriva Y	Y	0.001745	CUMPLE
Story1	Deriva Y	Y	0.000995	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

-

Evaluar y proponer directrices de construcción mejoradas para los condominios del programa "Techo Propio" en el distrito de Pimentel, con base en los resultados del estudio de diseño por desempeño sísmico.

1.5. La hipótesis de la investigación

• El sistema de albañilería confinada presenta una mejor relación entre desempeño sísmico y comparativa económica frente al sistema de albañilería armada para su aplicación en condominios con programa Techo Propio en el distrito de Pimentel, provincia de Chiclayo,

departamento de Lambayeque, debido a que alcanza un desempeño estructural aceptable con un menor presupuesto de ejecución.

Capítulo II

Diseño teórico

2.1. Antecedentes

Para la presente investigación se tiene de referencia ciertas tesis que están relacionadas al tema abordar, las cuales son las siguientes:

Santana (2012) en su tesis: “Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada” sustentada en la Universidad Nacional de Ingeniería, cuyo objetivo se enfoca principalmente en determinar de una edificación de albañilería confinada de cuatro niveles el desempeño sísmico, y si cumple empleando el análisis no lineal, además de proponer un diseño sísmico por desempeño que se rige a la capacidad de la edificación de resistir cargas sísmicas y en el rango de los niveles de desempeño dados. Concluyendo propone un diseño sísmico por desempeño de albañilería confinada que mejora su resistencia incluyendo elementos estructurales como refuerzos de acero y vigas de amarre; además que la edificación con el análisis no lineal estático sirve para obtener diseños más conservadores mientras que con el análisis no lineal dinámico el diseño pautado por la normas E.030 y E.70 no cumple; por lo cual recomienda que siempre debe evaluarse una estructura mediante análisis no lineal y no solo quedarse en el análisis con un diseño elástico.

Otra referencia es la tesis de Rivas (2018) titulada: “Análisis técnico-económico-comparativo entre sistemas estructurales de albañilería confinada y albañilería armada en un vivienda de 03 niveles en la cuidad de Piura”, presentada en la Universidad Nacional de Piura, cual meta realizar un contraste económico y estructural de una vivienda de tres niveles diseñada tanto con un sistema de albañilería confinada y armada, y con ello verificar que sistema tiene un

mejor desempeño. Explica su metodología donde incluye la revisión de la pauta técnica, diseño y modelamiento de las estructuras, realización de pruebas de carga, verificación de los desplazamientos y el análisis de los resultados para determinar con cual sistema es más económico y seguro. Se concluye que los muros en la albañilería armada absorben mucha más fuerza cortante que en la albañilería confinada además de soportar mayores cargas; y de acuerdo al tema económico la albañilería armada considerando partidas de arquitectura y estructuras es mayor en un 10.87% al sistema de albañilería confinada, debido a que se requiere más mano de obra y equipos, y se requiere más material siendo el costo de la partida de muros armados 2.31 veces más que el de los muros confinados.

Además, se consideró la tesis titulada: “Estudio comparativo de los sistemas constructivos de albañilería confinada y armada de una vivienda multifamiliar de cinco pisos, Lima 2021” realizada por el autor Chillitupa (2021) y sustentada en la Universidad Cesar Vallejo, que tiene por objetivo realizar el contraste de los sistemas estructurales de albañilería confinada y armada de una vivienda multifamiliar de cinco niveles, además de determinar con cual sistema es más económico y tiene mejor desempeño sísmico. Llegando a la conclusión luego del desarrollo de la investigación que el sistema de albañilería armada es más optimo que la albañilería confinada debido que presenta un 0.94% menos en el costo, sus desplazamientos y derivas son 1.38% menores y el tiempo para ejecutarlo es un 0.93% menos de días; además de presentar un mejor desempeño a los controles de fisuración y agrietamiento diagonal.

Otro antecedente considerado es la tesis de Vásquez (2021) titulada: “Comparación estructural y económica entre sistemas de albañilería confinada y armada de una vivienda unifamiliar en la cuidad de Chincha” sustentada en la Universidad Cesar Vallejo, cuya meta es examinar y relacionar los dos sistemas estructurales de viviendas en la cuidad de Chincha, que son la albañilería confinada y armada, además de investigar cual sistema presenta un mejor comportamiento ante eventos sísmicos y un contraste en sus presupuestos. En la tesis se realizó el predimensionamiento, posterior a ello el análisis sísmico de acuerdo a la E.030 y el diseño de acuerdo a las pautas de la E.070, llegando a la conclusión que con el sistema de albañilería armada presentaba menores derivas en 2.67% en la dirección en X y 2.02% en la dirección en Y, además de ser un sistema mucho más costoso con respecto al de albañilería confinada en un 11.79%; diciendo que es un sistema que tiene un buen desempeño sísmico pero es algo más costoso.

El siguiente antecedente es la tesis: “Análisis estático no lineal de un módulo escolar con muros de albañilería confinada con interacción suelo-estructura” presentada en la Pontificia Universidad Católica del Perú y desarrollada por Rodríguez y Luna (2023) donde analiza la respuesta sísmica en dirección de los muros de albañilería confinada de un módulo estructural, para posterior a ello realizar un contraste de las respuestas considerando la interacción suelo-estructura. Para obtener los resultados se hicieron cuatro modelados matemáticos, donde uno tenia la base empotrada y los otros tres con una base flexible, lo que permitió tener en cuenta la interacción suelo-estructura; donde posterior a ello se aplicó el método pushover para verificar los desplazamientos y obtener la curva de capacidad de los modelados. Los tesistas concluyen que los modelos donde se consideró la interacción suelo-estructura presentan un mayor valor en

el periodo fundamental y desplazamientos de la edificación, además una disminución en la rigidez inicial y ductilidad estructural. También tenemos que la fuerza cortante basal es casi igual tanto en el modelo con base empotrada que con fase flexible y finalizando que es importante analizar la interacción suelo-estructura de las edificaciones en el modelado de estas para tener resultados más reales en nuestro diseño estructural.

Otra referencia es la investigación desarrollada por Angles (2008), titulada: "Comparación del comportamiento a carga lateral cíclica de un muro confinado con ladrillos de concreto y otro con ladrillos de arcilla" y defendida en la Pontificia Universidad Católica del Perú. La investigadora tiene como objetivo contrastar el comportamiento sísmico de un muro confinado con ladrillo de arcilla y otro con ladrillo de concreto vibrado. Para llegar a los resultados se realizó a escala estos dos tipos de muro para posterior aplicarle una carga lateral con desplazamiento controlado y se llevaron a cabo ensayos de compresión, alabeo, entre otros. La autora concluyo que los muros confinados son más rígidos con ladrillos de concreto debido a que presenta orificios más grandes por lo cual hay más ingreso de mortero en un 27% comparado con los ladrillos de arcilla, pero estos presentan menos fisuración, además el peso volumétrico al realizar con ladrillo de concreto es un 22% más que con ladrillo de arcilla, lo que genera una mayor cortante sísmica; pero en el contraste de costos es mejor realizar un muro confinado con ladrillo de concreto.

El siguiente antecedente se sustentó en la Pontificia Universidad Católica del Perú, desarrollado por los autores Bernardo y Peña (2009), titulado: "Efectos del peralte de las columnas en el comportamiento sísmico de los muros de albañilería confinada". La meta de esta

tesis fue estudiar y comparar el comportamiento sísmico estructural de dos muros de albañilería, uno con peralte de columna de confinamiento de 20 cm y otro con 40 cm, además de contrastar los efectos que ocurren en la zona de contacto entre la columna y albañilería. Para realizar ello se aplicó el ensayo de carga lateral cíclica con desplazamiento controlado. Los resultados obtenidos que se tuvieron fue que el muro con columna de 40 cm de peralte se comportó más rígido en un 17% respecto al muro con columna de 20 cm de peralte, pero en este se presentó el máximo esfuerzo cortante y se propagaron en el centro del muro, mientras que en el muro con columna de 40cm de peralte el esfuerzo fue menor, pero se distribuyeron de manera constante.

La siguiente referencia es el tema de investigación de Díaz y Tantacure (2024) titulada: "Evaluación del desempeño sismorresistente de la I.E. Nicanor de la Fuente Sifuentes aplicando el análisis estático y dinámico no lineal Chiclayo – 2023" sustentada en la Universidad Tecnológica del Perú. La meta de la tesis es aplicar el análisis no lineal estático y dinámico al local institucional realizando un modelado en el software ETABS para el final evaluar la sismorresistencia de la edificación, recalcando que para el análisis dinámico se requirieron otros programas como SeismoSignal y SeismoMatch. De los resultados que se obtuvieron se concluye que el análisis estático con el dinámico presenta un comportamiento idéntico, donde para el dinámico solo se cumplió las distorsiones en el sentido de albañilería y para el estático no cumplió las distorsiones en ningún sentido y su desempeño sísmico se encuentra en la dirección x en rango de colapso y en dirección y en rango de funcional.

Un precedente es el estudio de Chuquicahua (2020) fundamentada en la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, titulada: "Análisis no lineal estático y dinámico de un

edificio de concreto armado con disipadores de energía SLB en la cuidad de Chiclayo". El objetivo de esta investigación es conocer y contrastar los resultados del comportamiento sísmico de una edificación de concreto armado con disipadores SLB, donde para poder encontrar estos datos emplea el análisis no lineal estático y dinámico. Donde se concluyó que los desplazamientos mediante el análisis dinámico fueron dos veces menos que con el análisis estático, además que los disipadores propagaron entre el 45% a 40% de energía en las direcciones X e Y.

Como otro referente previo se tiene la tesis "Evaluación del desempeño estructural utilizando el análisis no lineal de la I.E. 10202 Virgen de la Paz – Pacora" desarrollada por Cienfuegos (2022) y defendida en la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo. El autor tiene como meta realizar un análisis pushover y tiempo historia en dos módulos, donde obtiene como resultados para el primer módulo con el análisis pushover que la cortante en la dirección x-x es de 238.28 ton y un desplazamiento de 15 cm y para la dirección y-y una cortante de 471.78 ton y un desplazamiento de 5 cm; y la evaluación para el análisis tiempo historia en dirección x-x analizando sismos de Lima 1966, Lima 1974 y Pisco 2007 se obtiene una cortante promedio de 267.58 ton y un desplazamiento promedio de 7.61 cm, en cambio para la dirección y-y un cortante promedio de 323.31 toneladas y un desplazamiento promedio de 1.74 cm; haciendo un contraste de estos resultados para el módulo I el autor argumenta que la edificación se encuentra en el nivel de resguardo de vida y que cumple con los objetivos de la norma E.030. Ahora para el análisis del segundo módulo mediante pushover se tiene que para la dirección x-x se tiene un cortante de 357.48 ton y un desplazamiento de 5 cm y para la dirección y-y un cortante de 201.019 ton y un desplazamiento de 13.5 cm; con el análisis tiempo historia se tomó el promedio

teniendo para x-x un valor de cortante de 243.98 ton y 1.23 cm de desplazamiento mientras que para la dirección y-y una cortante de 247.75 ton y un desplazamiento de 4.49 cm; concluyendo para este módulo que la edificación está en el nivel de desempeño operacional y también cumple con los objetivos de la norma E.030. Recalcar que también se analizaron las distorsiones, estas presentan mucha similitud para ambos métodos y módulos.

Además, otra investigación como antecedente es la tesis: "Análisis estático y dinámico no lineal en el desempeño sismorresistente de un colegio diseñado bajo la norma E.030 en Ferreñafe" elaborada por Gallardo (2023) y sustentada en la Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo. El objetivo principal del tesista fue realizar un análisis del desempeño estructural del local institucional, empleando un análisis no lineal tanto estático como dinámico. Se obtuvo resultados a través de la aplicación gradual de cargas laterales a los dos bloques evaluados, para el bloque I en la dirección x-x una cortante 198.8 ton y un desplazamiento de 0.25 cm, mientras para la dirección y-y los valores obtenidos fueron 179.25 ton y 0.22 cm. En el bloque II lo obtenido en dirección x-x fue 163.5 ton y 0.25 cm y en dirección y-y fue de 139.62 ton y 0.22 cm. También se aplicó el análisis no lineal dinámico tiempo historia, donde se consideró los sismos Lima 1966, Lima 1970, Lima 1974, además nos recomiendan que se debe emplear para este análisis al menos tres registros sísmicos para así obtener resultados más precisos para el diseño de la estructura y es un método que nos permite comprender a la estructura frente a la fuerza sísmica. Los valores obtenidos de acuerdo al orden de los años para este método fueron en dirección x-x de 102.1 ton y 0.2 cm de desplazamiento, 88.3 ton y 0.21 cm, 124.22 ton y 0.25 cm, en cambio en la dirección y-y valores de 418.98 ton y 0.1 cm, 347.08 ton y 0.12 cm, 367.37 ton y 0.1 cm de desplazamiento, todos estos resultados siendo del bloque I. Para el bloque II sus

resultados obtenidos fueron en dirección x-x 71.45 ton y 0.39 cm, 81.78 ton y 0.46 cm, 48.5 ton y 0.36 cm; y para la dirección y-y se tuvo 114.24 ton y 0.21 cm, 100.56 ton y 0.24 cm, por último 100.56 ton y 0.17 cm. Teniendo con el análisis dinámico resultados más reales del comportamiento del local institucional.

Otras referencias en este caso extranjera es la tesis de Núñez (2018) titulada: "Modelación y análisis no-lineal de albañilería armada chilena utilizando métodos de elementos finitos" argumentada en la Universidad de Chile. La meta principal de la investigación fue calibrar el material apropiado para el modelamiento de albañilería armada en FEM, donde se emplearía el programa DIANA FEA, además de lograr expresar la curva carga-deformación. El autor nos indica que se optó por emplear el modelo Rankine Hill anisotropy, debido a que es recomendado para materiales anisotrópicos como la albañilería, lo que hizo facilitar el análisis, ya que posterior a ello fue determinar los parámetros del material, sin requerir a la construcción de un micro modelo de albañilería. Por lo cual a curva carga-deformación obtenida luego del modelo de material calibrado representa adecuadamente el comportamiento del muro de corte en la etapa lineal y de hardening. Aunque el softening no se reproduce con exactitud, la aproximación es aceptable, dado que en esta fase la respuesta está gobernada principalmente por la deformación. Concluyendo que el modelo de material calibrado reproduce de manera adecuada el mecanismo de falla por corte diagonal en el muro de albañilería, coherente tanto con el patrón de fisuración observado experimentalmente como con el comportamiento esperado en los ensayos, lo que valida su aplicación en el análisis estructural.

Por último, otro antecedente extranjero es la investigación desarrollada para obtener el grado de doctor, titulada: “Análisis de fragilidad sísmica de edificaciones de albañilería armada de bloques de hormigón parcialmente rellenos” desarrollada por Ramírez (2021) en la Pontificia Universidad Católica de Chile. La investigación busca estimar la fragilidad sísmica de una edificación típica de albañilería armada con bloques huecos de hormigón parcialmente rellenos, considerando el movimiento del terreno como principal fuente de incertidumbre en la respuesta estructural. Por lo cual, el estudio analiza la fragilidad sísmica de una vivienda social chilena de dos pisos, construida con muros de albañilería armada de bloques huecos parcialmente rellenos (PG-RCMSW). Se caracterizaron propiedades mecánicas mediante ensayos cíclicos en diez muros y se evaluaron variables de diseño como relación de aspecto, cuantía de acero y precompresión axial. Con base en modelos numéricos e histeréticos, se desarrollaron funciones de fragilidad aplicadas a un escenario sísmico en el norte de Chile. Se concluye que la vulnerabilidad depende principalmente de la configuración de los machones, cuyo diseño o refuerzo adecuado puede reducir el daño sísmico.

Entonces estos antecedentes se enfocan en la comparación de los sistemas de albañilería confinada y armada, tanto de su punto de vista de diseño, desempeño sísmico, análisis y calibración del modelo del material y el contraste tanto del desempeño como económico, donde posterior del desarrollo nuestro, realizamos una discusión con sus datos obtenidos.

2.2. Bases Teóricas

2.2.1. Norma técnica E.020 Cargas (2006)

Esta normativa determina valores de las cargas de diseño, incluyendo las cargas permanentes, carga viva y sísmicas. Así mismo define las combinaciones de cargas que se deben aplicar para realizar el diseño de la estructura y los coeficientes de cargas que se deben de utilizar. Esta pauta se complementa con la norma E.030 diseño sismorresistente y las normas de diseño para los sistemas estructurales (NTP E.020, 2006).

2.2.2. Norma técnica E.030 Diseño sismorresistente (2019)

Define los criterios básicos para el diseño y construcción de estructuras capaces de soportar sismos en el Perú. Este reglamento abarca múltiples factores, tales como la categorización de las zonas sísmicas, la valoración del riesgo sísmico, la fijación de los estándares para el diseño sísmico y las fuerzas sísmicas a tener en cuenta. Además, determina las pautas de diseño para los diversos componentes estructurales, así como los criterios para la elección de materiales y la edificación de las construcciones. La Norma E. 030 es obligatoria para todas las construcciones en Perú, y su observancia es crucial para asegurar la protección de las personas y las construcciones durante los movimientos sísmicos. Adicional a ello la filosofía de esta normativa es evitar la pérdida de vidas, disminuir daños a las estructuras y garantizar la continuidad de está (NTP E.030, 2019).

2.2.3. Norma técnica E.050 Suelos y Cimentaciones (2018)

Esta normativa define lo necesario y los pasos a seguir para diseñar estructuras que resistan terremotos en el suelo y las cimentaciones en Perú. Esta regulación establece los lineamientos para la revisión geotécnica del terreno, eligiendo los tipos de bases más apropiados según las propiedades del terreno y la zona sísmica, además de requisitos mínimos que deben tener los estudios de suelos con la finalidad de afirmar la firmeza y estabilidad de las edificaciones (NTP E.050, 2018). La Norma E. 050 resulta crucial para asegurar la integridad estructural de las construcciones ante temblores y debe ser cumplida en todo el Perú.

2.2.4. Norma técnica E.070 Albañilería (2006)

Define los estándares mínimos que deben ser seguidos en el diseño de estructuras de albañilería en el Perú para soportar las consecuencias de los sismos. Esta regulación abarca varios factores, incluyendo la clasificación de las zonas sísmicas, la apreciación del riesgo sísmico, la fijación de los niveles de diseño para sismos y las fuerzas sísmicas a tener en cuenta. También se establecen las exigencias de diseño para los diversos elementos estructurales, como paredes de albañilería, columnas, vigas y bases, así como los criterios para la elección y supervisión de la calidad de los materiales empleados. “Las unidades de albañilería a las que se refiere esta norma son ladrillos y bloques en cuya elaboración se utiliza arcilla, sílice-cal o concreto, como materia prima” (NTP E.070, 2006, pág. 3). El propósito de esta norma es asegurar la protección de las edificaciones de albañilería tanto confinada o armada frente a los efectos de los terremotos en el Perú.

2.2.5. Norma técnica metrados para obras de edificación y habilitaciones urbanas (2011)

La pauta define un procedimiento de medición basado en unidades de trabajo, en el que se especifica el tipo de medida correspondiente a cada uno de los elementos del proyecto, como cimentaciones, estructura, ladrillos, acabados, instalaciones tanto eléctricas como sanitarias, gas, entre otros. Además, indica parámetros para la identificación y evaluación de diversos elementos y partes de la obra, donde presenta tablas y fórmulas para realizar cálculos de los metrados de forma exacta. En nuestra investigación realizaremos metrados de la especialidad de estructuras para los bloques del condominio.

2.2.6. Normativa ACI 318 (2019)

Este reglamento ofrece directrices fundamentales para el desarrollo, edificación y verificación de construcciones de concreto, facilitando la comparación con normativas regionales y nacionales, junto con la adopción de técnicas de refuerzo sísmico y resistencia sísmica que se alinean con las mejores prácticas disponibles. Adicionalmente, se toma en cuenta la elección de materiales, aspectos constructivos, mantenimiento y durabilidad, asegurando un análisis completo del comportamiento sísmico y una mayor protección de las edificaciones a lo largo del tiempo.

2.2.7. Norma ATC 40

Se trata de un estándar creado por el Consejo de Tecnología Aplicada (Applied Technology Council) en los Estados Unidos. Esta norma ofrece directrices y métodos para analizar y potenciar la resistencia sísmica de las construcciones ya existentes. Su nombre

completo es "Evaluación Sísmica y Reforzamiento de Edificios de Concreto", y se enfoca particularmente en la revisión y el fortalecimiento de las edificaciones de concreto en zonas vulnerables a sismos.

2.2.8. Norma FEMA 356 (2000)

La FEMA 356, emitida por la Federal Emergency Management Agency en el año 2000, representa un texto clave para la evaluación y el fortalecimiento sísmico de edificaciones ya construidas. Su información ofrece directrices técnicas que facilitan la estimación de la respuesta estructural frente a sismos a través de métodos de análisis tanto lineales como no lineales, e incluye la idea de niveles de desempeño: desde la funcionalidad inmediata hasta la prevención del colapso. Este enfoque metódico estableció las bases para crear las normas siguientes conocidas como ASCE/SEI 41.

2.2.9. ASCE/SEI 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (2017)

La norma ASCE/SEI 41-17, publicada por la American Society of Civil Engineers en 2017, es la referencia fundamental en Estados Unidos para la evaluación y el reforzamiento de estructuras ante sismos. Este estándar se presenta como una actualización de la FEMA 356, incorporando avances basados en estudios recientes sobre la respuesta de las estructuras y los métodos de análisis. Su contenido proporciona metodologías estándar para evaluar la vulnerabilidad a sismos, establece criterios de desempeño tanto para componentes estructurales como no estructurales, y ofrece opciones de rehabilitación destinadas a salvaguardar la seguridad, la funcionalidad y minimizar los daños en casos de sismos.

2.2.10. LATBSDC

Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council (LATBSDC) es una entidad técnica que elabora guías relacionadas con el diseño y la evaluación sísmica de construcciones elevadas en áreas propensas a terremotos, especialmente en la región de Los Ángeles. Sus publicaciones, que se revisan regularmente, amplían el alcance de las normativas convencionales al incluir métodos de análisis avanzados, particularmente de naturaleza no lineal, y al aplicar criterios de rendimiento estructural. Así, sus sugerencias se han consolidado como una referencia crucial para los diseñadores, estableciendo parámetros enfocados en la seguridad, la operatividad y la resistencia de las edificaciones altas ante sismos. La última guía técnica elaborada es "An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings" del 2024.

2.2.11. ACHISINA / Diseño sísmico basado en desempeño – Un procedimiento alternativo para el análisis y diseño sísmico de edificios (2017)

La propuesta de ACHISINA (Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica), titulada Diseño sísmico basado en desempeño – Un procedimiento alternativo para el análisis y diseño sísmico de edificios, presenta un enfoque diferente al tradicional marco normativo, ya que basa el diseño de la estructura en la identificación de niveles de desempeño vinculados a diversas intensidades sísmicas. Este enfoque incluye un análisis no lineal de la respuesta estructural y define criterios que garantizan la funcionalidad, seguridad y estabilidad ante terremotos fuertes. Por lo tanto, se convierte en una herramienta metodológica adaptable y más representativa para la planificación y revisión de construcciones en áreas sísmicas.

2.2.12. ACI 369.1-22 / Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete (2022)

La norma ACI 369. 1-22, creada en 2022, establece pautas concretas para la revisión sísmica y la mejora estructural de construcciones de concreto armado. Su implementación permite detectar debilidades, evaluar la capacidad de reacción ante sismos y utilizar métodos de análisis tanto lineales como no lineales. También, indica pautas para escoger maneras de reforzar, poner más apoyos o usar materiales combinados, con idea mejorar lo flexible, fuerte y comportamiento anti sismos de las estructuras que existen.

2.2.13. TBI - Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings

La edición de 2017 de TBI Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings, desarrollada por el Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), refuerza la utilización del diseño sísmico centrado en el desempeño para edificaciones de gran altura. Esta revisión mejora los criterios para el análisis no lineal, incluye recomendaciones más rigurosas para la modelación de estructuras y establece procesos claros para la selección y ajuste de registros sísmicos. Su importancia principal radica en que ofrece un marco técnico avanzado que facilita una evaluación más precisa de la seguridad, funcionalidad y resiliencia de los rascacielos, fomentando el desarrollo de proyectos estructuralmente más seguros y eficientes en áreas propensas a sismos.

2.2.14. ATC-114

El Proyecto ATC-114, impulsado por el Applied Technology Council con financiamiento del National Institute of Standards and Technology (NIST), tiene como propósito optimizar los modelos histéricos utilizados en los análisis sísmicos de carácter no lineal. Dichos modelos

representan el comportamiento cíclico de los materiales estructurales frente a cargas repetitivas y resultan clave para estimar la respuesta sísmica de las edificaciones. El trabajo recopila y sistematiza evidencias experimentales recientes, proponiendo parámetros aplicables al acero, al concreto, a la mampostería y a la madera. Además, se detalla del proyecto ATC-114 en el informe NIST GCR 17-917-45.

2.3. Marco Teórico

Para poder iniciar con el desarrollo en el capítulo iv, es necesario a parte de las bases teóricas, hacer un preámbulo en la teoría relevante para su aplicación y comprensión de los resultados, lo cual se detalla a continuación.

2.3.1. Albañilería Confinada

"Albañilería reforzada con elementos de concreto armado en todo su perímetro, vaciado posteriormente a la construcción de la albañilería. La cimentación de concreto se considerará como confinamiento horizontal para los muros del primer nivel" (NTP E.070, 2006, pág. 2).

La albañilería confinada se caracteriza porque los muros de ladrillo o bloques trabajan en conjunto con elementos de concreto armado columnas y vigas que los rodean y se vacían una vez levantada la pared. Este confinamiento perimetral mejora notablemente la resistencia sísmica del muro, ya que limita la propagación de grietas y controla la deformación. Según la norma, el diseño debe considerar factores como cargas verticales, fuerzas laterales, excentricidades y condiciones de suelo, asegurando un comportamiento dúctil frente a movimientos sísmicos.

2.3.2. Albañilería Armada

"Albañilería reforzada interiormente con varillas de acero distribuidas vertical y horizontalmente e integrada mediante concreto líquido, de tal manera que los diferentes componentes actúen conjuntamente para resistir los esfuerzos" (NTP E.070, 2006, pág. 2).

En la albañilería armada, los muros portantes incluyen refuerzos de acero distribuidos tanto en sentido vertical como horizontal. Estos refuerzos se complementan con un relleno de concreto fluido, que permite la integración de la unidad de albañilería con las armaduras. El sistema busca que el muro resista como un solo elemento monolítico, otorgando mayor capacidad frente a esfuerzos de corte, flexión y compresión. La norma establece que este tipo de albañilería es especialmente recomendable en edificaciones de varios pisos o en zonas de alta sismicidad, ya que proporciona un desempeño estructural más robusto y un mejor control de daños.

2.3.3. Diseño Prescriptivo

El diseño sísmico prescriptivo se apoya en códigos y manuales que proporcionan directrices específicas sobre cómo construir estructuras resistentes a los sismos. Estas pautas contemplan desde la selección de materiales hasta la disposición de elementos estructurales y anclajes, todos basados en experiencias previas y normas validadas (Whole Building Design Guide, 2025).

2.3.3.1. Análisis Estático

El método estático (fuerzas equivalentes) calcula el cortante basal usando factores que incluyen la zona sísmica, uso, características del suelo, reducción sísmica, y peso efectivo. Se considera también la distribución vertical de la fuerza, los efectos de torsión accidental y cargas verticales sísmicas (NTP E.030, 2019).

Para el cálculo de la cortante basal la expresión a utilizar es la siguiente:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R}.P$$

2.3.3.2. Análisis Dinámico

El método dinámico modal típico realiza un análisis más refinado: identifica los modos vibratorios de la estructura, construye el espectro de diseño basado en dichos modos y calcula fuerzas y desplazamientos. Luego, combina estos resultados según reglas modales y escala las fuerzas resultantes para validar que el cortante dinámico no sea inferior al obtenido en el método estático (NTP E.030, 2019).

"Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no puede ser menor que el 80% del valor calculado, ni menor que el 90% para estructuras irregulares" (NTP E.030, 2019, pág. 10).

Para el cálculo de la aceleración espectral en cada una de las direcciones horizontales analizadas se utiliza un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

$$S_a = \frac{Z.U.C.S}{R}.g$$

2.3.3.3. Factor de reducción R

El factor de reducción sísmica (R) representa la capacidad de disipación de energía de una estructura frente a un sismo, considerando su ductilidad, sobrerresistencia y redundancia. Gracias a este factor, las fuerzas sísmicas calculadas se reducen respecto a las que corresponderían a un comportamiento estrictamente elástico. La norma técnica peruana E.030 establece los valores de R de acuerdo al sistema estructural de la edificación. Se determina de acuerdo a la siguiente expresión, y de los valores obtenidos anteriormente: $\mathbf{R = R_0 \text{ x } I_a \text{ x } I_p}$.

Gráfico 1

Factor de reducción R



Fuente: Elaboración propia

2.3.3.4. Tipos de falla

En el ámbito del diseño sismorresistente, es crucial distinguir entre los mecanismos de fallo dúctil y frágil, ya que esto impacta directamente en la seguridad de las edificaciones. La falla dúctil (falla por flexión) se caracteriza por la capacidad de los elementos estructurales de tolerar grandes deformaciones inelásticas antes de perder su resistencia. Esta conducta, permite que se disipe la energía sísmica, proporciona señales visibles de daño y facilita la redistribución de esfuerzos, factores que aumentan la protección de los ocupantes.

Por el contrario, la falla frágil (falla por corte) ocurre repentinamente y sin advertencias, resultando en un colapso inesperado que complica la evacuación y no favorece una adecuada distribución de cargas. Este comportamiento suele relacionarse con deficiencias en el diseño o la construcción, como la poca resistencia al corte, escaso confinamiento o irregularidades en la estructura.

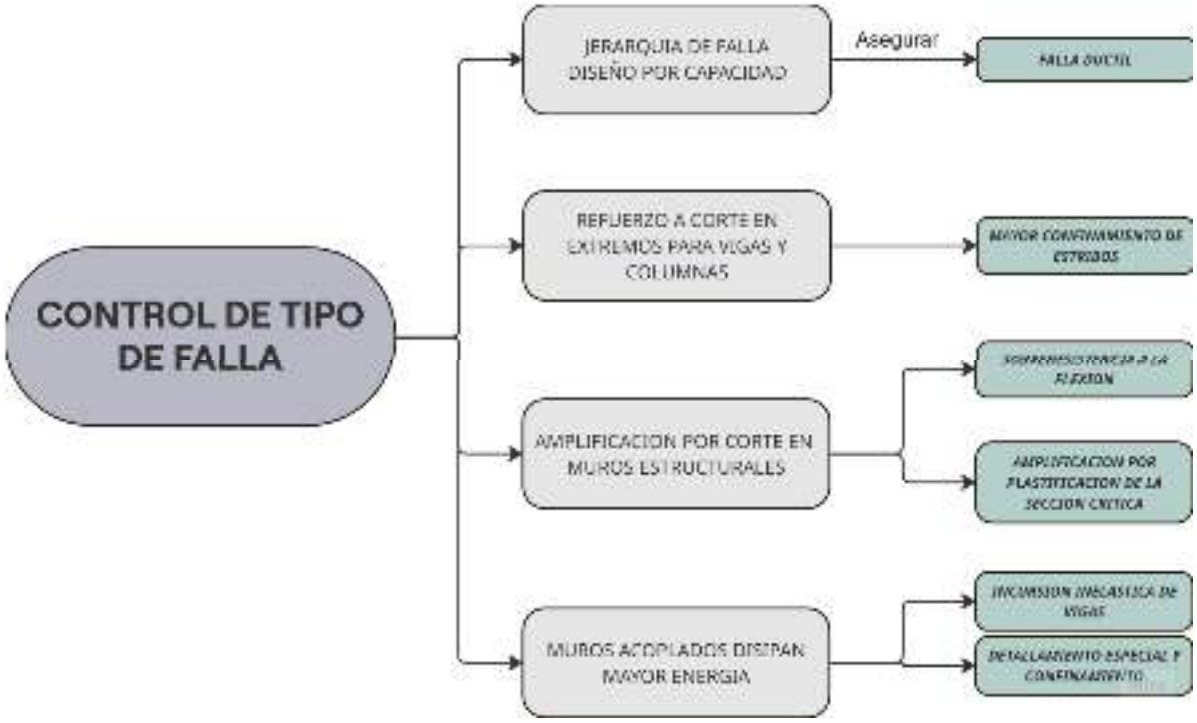
La norma técnica peruana E.030 estipula que los edificios deben ser diseñados para desarrollar mecanismos de falla dúctil controlados, enfocándose en que las vigas, columnas

y muros presenten deformaciones anticipadas en lugar de rupturas súbitas. Así, se asegura que las estructuras, a pesar de sufrir daños, mantengan su estabilidad general y prevengan un colapso total durante un sismo de gran intensidad.

El control de los modos de falla en las edificaciones es un aspecto esencial del diseño estructural, pues permite asegurar que los daños durante un sismo se concentren en mecanismos previsibles y dúctiles, evitando fallas súbitas o inestables. La normativa peruana enfatiza que los diseños deben encaminarse hacia un comportamiento controlado y seguro, garantizando que las estructuras desarrollen mecanismos de disipación de energía antes de alcanzar su capacidad límite. En este apartado se presentan los controles de tipo de falla con un gráfico.

Gráfico 2

Control de tipo de falla



Fuente: Elaboración propia

2.3.3.5. Diseño por capacidad

El diseño por capacidad, consiste en establecer una jerarquía de resistencias entre los elementos estructurales para asegurar un comportamiento sísmico controlado, donde se establece una jerarquía de falla, evitando que el corte falle antes que se dé la fluencia por flexión. Bajo este enfoque, se busca que los componentes con mayor ductilidad, absorban y disipen la energía mediante deformaciones plásticas, mientras que los elementos más frágiles, permanezcan en el rango elástico, además se diseña para que en los extremos de las vigas y a lo largo de las columnas no se supere la resistencia al corte y en los muros amplificamos el corte en todos los niveles (Muñoz Horna, 2023).

2.3.3.6. Desventajas del diseño prescriptivo

El diseño prescriptivo presenta limitaciones importantes al no permitir identificar con precisión cuántos elementos estructurales alcanzarán la fluencia ni el grado de daño que puede presentarse en una edificación, lo que dificulta evaluar de manera explícita su desempeño sísmico. Asimismo, este enfoque se restringe principalmente a sistemas estructurales convencionales, lo que complica la incorporación de nuevas tecnologías y resulta insuficiente en edificaciones de gran altura. Otro aspecto desfavorable es que tiende a penalizar la totalidad de la estructura ante la presencia de singularidades o irregularidades, sin ofrecer lineamientos adecuados para su diseño y detallado apropiado (Muñoz Horna, 2023).

2.3.4. Análisis por Desempeño

El análisis por desempeño sísmico constituye un enfoque moderno que permite evaluar de manera más realista la respuesta de las edificaciones ante diferentes intensidades sísmicas, estableciendo niveles de desempeño como operación continua, ocupación inmediata, seguridad

de vida y prevención del colapso, los cuales se asocian a distintos grados de amenaza sísmica. A diferencia del diseño prescriptivo, esta metodología no se limita a evitar el colapso, sino que busca estimar el daño estructural y no estructural, así como la funcionalidad posterior al evento (Núñez, 2023).

2.3.4.1. Concepto de diseño por desempeño

El diseño sísmico orientado en el desempeño tiene como objetivo asegurar que las edificaciones, sus elementos estructurales, no estructurales y sus contenidos respondan de forma adecuada a diferentes niveles de movimiento sísmico, previniendo que los daños excedan los límites establecidos. Este método permite medir el rendimiento según el nivel de daño y su impacto en la continuidad operativa después de un sismo, aplicándose no solo a edificaciones, sino a diferentes tipos de estructuras. En resumen, la ingeniería sísmica enfocada en el desempeño representa un proceso completo que abarca desde la idea inicial del proyecto hasta el final de la vida útil de la construcción, incluyendo objetivos de desempeño, fases de diseño, verificaciones, control de calidad y mantenimiento (Santana Tapia, 2012).

2.3.4.1.1. Concepto del ATC-40 (1996)

El enfoque de diseño sísmico orientado al desempeño determina las pautas estructurales en relación con un objetivo específico, a diferencia del método tradicional que establece requisitos para los componentes estructurales basándose en una magnitud de fuerza cortante predefinida (ATC-40, 1996).

2.3.4.1.2. Concepto del SEAOC (1995)

La ingeniería sismorresistente basada en el desempeño consiste en establecer criterios de diseño, seleccionar un sistema estructural adecuado y detallar correctamente la estructura y sus componentes no estructurales, con el fin de garantizar calidad y confiabilidad frente a distintos

niveles de movimiento sísmico. Su principio fundamental es limitar los daños a estados límite denominados niveles de desempeño, los cuales se vinculan con escenarios sísmicos probables para definir objetivos de diseño que, aunque no son totalmente garantizables, se espera que se alcancen con niveles aceptables de riesgo y confiabilidad (Santana Tapia, 2012).

2.3.4.2. Diseño basado en el desempeño sísmico

"El diseño basado en desempeño contribuye a lograr estructuras con un comportamiento predecible, robusto y mejorado" (Correa, 2024). El diseño con desempeño sísmico pretende predecir el comportamiento de la edificación ante un sismo, siendo su característica principal la suposición por parte del analista del grado de nivel de daño que puede presentar la estructura después de un sismo, "lo cual se logra con la interacción o acoplamiento de la demanda sísmica con la capacidad estructural" (Sismica Magazine, 2012).

2.3.4.3. Niveles de desempeño de la estructura

Si bien los niveles de desempeño han sido formulados principalmente para estructuras de concreto armado, debido al mayor desarrollo de investigaciones en países como Estados Unidos, Japón y varias naciones europeas, este enfoque evidencia cierta limitación en su aplicabilidad universal. En el caso de la albañilería confinada, material ampliamente empleado en América Latina, los avances han dependido de estudios específicos en países como México, Ecuador, Perú y Chile, lo que refleja la necesidad de fortalecer la investigación regional y adaptar los criterios de desempeño a realidades constructivas distintas al concreto armado (Santana Tapia, 2012).

2.3.4.3.1. Propuesta del ATC-40

El documento ATC-40 marcó un hito en la evaluación sísmica al proponer un enfoque basado en el desempeño estructural y no únicamente en fuerzas. A través del análisis estático no lineal y del método del espectro de capacidad, permitió relacionar de manera directa la demanda

sísmica con la capacidad real de la edificación, identificando el punto de desempeño. Dentro de este marco, el ATC-40 estableció una clasificación de niveles de desempeño, diferenciando entre el comportamiento de los elementos estructurales, los elementos no estructurales y la estructura en su conjunto. Estos niveles, que incluyen condiciones como ocupación inmediata, seguridad de vida o prevención de colapso, constituyeron la base de posteriores normativas internacionales; sin embargo, también evidencian limitaciones, pues fueron desarrollados principalmente para edificaciones de concreto armado, lo que exige su adaptación a otros sistemas constructivos (ATC-40, 1996).

➔ **Niveles para los elementos estructurales.**

El ATC-40 (1996) establece tres niveles principales de daño estructural: ocupación inmediata, seguridad de vida y estabilidad estructural. Estos estados se emplean como referencia para definir criterios técnicos en la evaluación y rehabilitación sísmica de edificaciones. Asimismo, el documento incorpora dos niveles intermedios, denominados daño controlado y seguridad limitada, que permiten una clasificación más precisa del desempeño estructural. Esta diferenciación resulta especialmente relevante cuando se requiere un análisis detallado o un reforzamiento específico de la estructura. Para su identificación, los niveles se designan bajo la abreviatura SP-n, donde SP corresponde a Structural Performance y n representa un valor entre 1 y 6.

Tabla 1

Niveles para elementos estructurales / NTC-40

Nivel (SP-n)	Descripción	Condición esperada tras el sismo
Ocupación inmediata (SP-1)	El daño estructural es mínimo, sin afectar la capacidad del sistema resistente frente a cargas laterales y verticales.	La edificación mantiene su funcionamiento normal, sin riesgo para los ocupantes ni pérdida de vidas humanas.
Daño controlado (SP-2)	Estado intermedio entre ocupación inmediata y seguridad de vida, con afectaciones leves que no comprometen la integridad de los ocupantes.	El edificio sigue siendo seguro, aunque los usuarios pueden experimentar molestias o interrupciones menores.
Seguridad de vida (SP-3)	Los daños no eliminan los márgenes de seguridad frente al colapso; existe un deterioro reparable, pero la estructura sigue en pie.	Los ocupantes pueden evacuar con bajo riesgo de fallecimientos, aunque se podrían registrar heridos. La reparación es necesaria y depende de su viabilidad técnica y económica.
Seguridad limitada (SP-4)	Estado de daño mayor al de seguridad de vida, cercano a la inestabilidad, donde algunos componentes requieren reforzamiento.	El edificio puede mantenerse en pie, pero necesita intervenciones estructurales para recuperar un nivel adecuado de seguridad.
Estabilidad estructural (SP-5)	Nivel crítico en el que la estructura está próxima al colapso parcial o total, con pérdida considerable de rigidez y resistencia.	Los daños son severos y en muchos casos irreparables, especialmente en edificaciones antiguas; existe alto riesgo de colapso ante réplicas.
No considerado (SP-6)	Categoría auxiliar utilizada en la evaluación de daños no estructurales o en propuestas de reforzamiento.	No representa un nivel formal de desempeño, pero sirve como referencia en casos específicos de análisis.

Fuente: ATC-40 (1996)

➔ **Niveles para los elementos no estructurales.**

En el caso de los elementos no estructurales, se establecen cuatro niveles de desempeño que reflejan distintos estados de daño: operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida. Estos estados se identifican mediante la notación NP-n, donde NP corresponde a Nonstructural Performance y n se expresa con letras que varían entre A y E, en función de la magnitud del daño observado.

Tabla 2

Niveles para elementos no estructurales / NTC-40

Nivel (NP)	Descripción del desempeño
Operacional (NP-A)	Tras el evento sísmico, los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas permanecen íntegros y en pleno funcionamiento, manteniendo la operatividad del edificio sin interrupciones.
Ocupación inmediata (NP-B)	Los elementos no estructurales y sistemas conservan su estabilidad, aunque se pueden generar interrupciones parciales en el funcionamiento de maquinarias, equipos o servicios externos. Pese a ello, la edificación sigue siendo apta para su uso inmediato.
Seguridad (NP-C)	Se evidencian daños significativos en elementos no estructurales, tanto internos como externos, sin comprometer la integridad de los ocupantes ni producir colapso. Los sistemas y equipos pueden quedar inoperativos, requiriendo reparaciones o incluso reemplazo.
Amenaza reducida (NP-D)	Se presentan daños severos en sistemas, equipos y componentes no estructurales, sin llegar al fallo de elementos críticos (como parapetos o muros de mampostería). Aun así, existe un riesgo potencial de lesiones en los ocupantes debido a desprendimientos o caídas parciales.
No considerado (NP-E)	Categoría auxiliar utilizada cuando los elementos no estructurales no han sido evaluados por no influir directamente en la seguridad. Se emplea principalmente en casos donde dichos componentes, como tabiques o muros de relleno, no afectan de forma significativa la respuesta global de la estructura.

Fuente: ATC-40 (1996)

➔ **Niveles para las estructuras.**

El ATC-40 (1996) presenta combinaciones entre los niveles de desempeño de los elementos estructurales y no estructurales, con el fin de representar el comportamiento integral de una edificación frente a la acción sísmica, donde vemos en la tabla que el NR: es la combinación no recomendada. Dichas combinaciones permiten identificar el grado de funcionalidad y seguridad que mantiene la estructura después de un evento sísmico, considerando tanto la respuesta del sistema resistente principal como el estado de los componentes secundarios.

Tabla 3

Niveles de desempeño de las estructuras / NTC-40

Niveles de desempeño no estructural	**Niveles de desempeño estructural**					
	SP1	**SP2**	**SP3**	**SP4**	**SP5**	**SP6**
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No aplicable

Fuente: ATC-40 (1996)

Si bien el documento de referencia desarrolla en detalle cada combinación, destacaremos cuatro niveles fundamentales que constituyen parámetros esenciales para la evaluación y diseño sismorresistente de las edificaciones.

Tabla 4

Niveles de desempeño de las estructuras / NTC-40

Nivel de desempeño	Clave	Descripción
Operacional	1-A	Los daños en el sistema estructural son mínimos y los elementos no estructurales se mantienen en condiciones de servicio, permitiendo que la edificación continúe funcionando sin interrupciones después del sismo. Las reparaciones necesarias son menores y no afectan la habitabilidad ni la funcionalidad del inmueble.
Ocupación inmediata	1-B	Nivel asociado principalmente a edificaciones esenciales. Tras el evento sísmico, la estructura y sus instalaciones pueden seguir en uso, aunque puedan ocurrir daños moderados en los contenidos. Se preserva la seguridad de los ocupantes y la continuidad operativa del edificio.
Seguridad de vida	3-C	Se minimiza el riesgo de pérdidas humanas, siendo este el desempeño esperado según normativas actuales. Se presentan daños moderados en elementos estructurales y posibles fallas en acabados o fachadas, sin comprometer la protección de los ocupantes frente al colapso.
Estabilidad estructural	5-E	El sistema resistente de cargas laterales se encuentra al borde de su capacidad, con alta probabilidad de colapso frente a réplicas. Aunque la estructura mantiene la resistencia a cargas verticales, los daños estructurales son severos. La seguridad de los ocupantes no está garantizada, recomendándose el desalojo inmediato e incluso la demolición.

Fuente: ATC-40 (1996)

2.3.4.4. Propuesta de niveles de desempeño para estructuras de albañilería

En el diseño sismorresistente, los niveles de desempeño o estados límites constituyen referencias fundamentales para evaluar la seguridad y funcionalidad de una estructura. Estos se

determinan en función del patrón de daño y del grado de deformación alcanzado por los elementos principales, particularmente en términos de deriva o distorsión angular. En el caso de la albañilería confinada, dichos estados permiten establecer umbrales de comportamiento que van desde el inicio del daño leve hasta la pérdida significativa de resistencia y estabilidad (Astroza & Schmidt, 2004). A continuación, se describen los principales estados límites reconocidos en este tipo de elementos.

Tabla 5

Niveles de desempeño para estructuras de albañilería confinada

Estado límite	Clave	Descripción
Último nominal	ELU	Se alcanza cuando la resistencia del muro se reduce en un 20% respecto a su capacidad máxima. El daño estructural es severo, con grietas anchas (≥10 mm), difícilmente reparables, y con una notoria pérdida de rigidez, incrementando el riesgo de colapso.
Resistencia	ELR	Corresponde al punto de máxima capacidad portante del muro. Si bien el daño es considerable, aún existe un margen de seguridad frente al colapso parcial o total, lo que marca un límite crítico en el desempeño estructural.
Daño controlado	ELDC	Se manifiesta un patrón de grietas diagonales estables, que no comprometen la seguridad de los ocupantes ni los contenidos. El muro, aunque dañado, puede ser reparado en plazos razonables, garantizando continuidad de uso.
Operacional	ELO	Marca el inicio del agrietamiento diagonal. El daño es mínimo y no afecta la resistencia ni la rigidez en gran medida, manteniendo la seguridad de los habitantes sin riesgos asociados.
Servicio	ELS	Se presenta el inicio del agrietamiento visible y corresponde al fin del rango elástico de respuesta. Aunque el muro conserva su capacidad resistente, este estado refleja el primer nivel apreciable de daño estructural.

Fuente: Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño (Astroza & Schmidt, 2004).

Los niveles de desempeño en muros de albañilería confinada constituyen una herramienta esencial para identificar la progresión del daño estructural frente a cargas sísmicas. Cada nivel representa un umbral de desempeño que orienta tanto la evaluación de seguridad como la toma de decisiones respecto a la reparación, el reforzamiento o el retiro de la edificación.

2.3.4.5. Niveles de sismo de diseño

El movimiento sísmico del terreno, al relacionarse con un nivel específico de desempeño estructural, define lo que se denomina Objetivo de Desempeño. La actividad sísmica se puede describir a través de un método probabilístico, relacionado con la posibilidad de que un acontecimiento suceda, o mediante un método determinista, que se asocia con el mayor movimiento anticipado de una fuente de falla específica. En ambos casos, la intensidad del sismo se traduce a parámetros ingenieriles que permiten su aplicación práctica en el proceso de diseño estructural (Santana Tapia, 2012).

2.3.4.5.1. Propuesta del ATC-40

El ATC-40 plantea que la evaluación estructural frente a sismos debe considerar distintos niveles de demanda sísmica, los cuales se combinan con los objetivos de desempeño para definir criterios de diseño más realistas. Para ello, se establecen tres categorías de movimientos sísmicos principales: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo, cada uno con características probabilísticas y periodos de retorno distintos, lo que permite diferenciar entre eventos frecuentes, poco frecuentes y extremos, asegurando así un diseño estructural acorde al nivel de riesgo esperado (ATC-40, 1996).

Tabla 6

Movimientos sísmicos de acuerdo ATC-40

Nivel de Sismo	Definición	Características principales
Sismo de Servicio (SE)	Movimiento sísmico frecuente que puede presentarse más de una vez durante la vida útil de la estructura.	- Probabilidad de excedencia: 50 % en 50 años. - Periodo de retorno: 72 años. - Magnitud aproximada: 0.5 del sismo de diseño.
Sismo de Diseño (DE)	Evento sísmico poco frecuente, de intensidad moderada a severa, utilizado como base en los códigos de diseño.	- Probabilidad de excedencia: 10 % en 50 años. - Periodo de retorno: 475 años. - Generalmente adoptado en normativas de diseño convencional.
Sismo Máximo (ME)	Movimiento sísmico extremo, considerado como el máximo esperado en el sitio de la estructura, empleado en edificaciones esenciales.	- Probabilidad de excedencia: 5 % en 50 años. - Periodo de retorno: 975 años. - Intensidad: entre 1.25 y 1.50 veces el sismo de diseño.

Fuente: ATC-40 (1996)

2.3.4.5.2. Propuesta del comité visión 2000 (SEAOC)

La propuesta del comité VISION 2000 de la SEAOC establece una filosofía de diseño basada en el desempeño estructural, en la cual se combinan distintos niveles de peligrosidad sísmica con objetivos de funcionamiento esperados en las edificaciones. Este enfoque organiza los movimientos sísmicos en categorías de amenaza (frecuente, ocasional, rara y muy rara) y los vincula con estados de desempeño que van desde operación continua hasta prevención del colapso.

Tabla 7

Movimientos sísmicos de acuerdo comité visión 2000 (SEAOC)

Nivel de sismo de Diseño	Tiempo de Retorno	Probabilidad de excedencia	Nivel de desempeño esperado	Descripción
Sismo frecuente	43 años	50 % en 30 años	Operación continua	La edificación conserva su funcionalidad, sin daños relevantes en componentes estructurales ni no estructurales.
Sismo ocasional	72 años	50 % en 50 años	Ocupación inmediata	Se permiten daños leves, pero el edificio sigue siendo utilizable inmediatamente sin comprometer la seguridad.
Sismo raro	47 años	10 % en 50 años	Seguridad de vida	Se generan daños moderados a severos, aunque la estabilidad global de la estructura se mantiene, protegiendo a los ocupantes.
Sismo muy raro	970 años	100 % en 100 años	Prevención del colapso	La estructura presenta daños severos y deformaciones plásticas importantes, pero se evita el colapso total.

Fuente: SEAOC (1995)

2.3.4.6. Objetivos de desempeño de la estructura

En el ámbito de la ingeniería sismorresistente basada en desempeño, la primera fase esencial consiste en la definición de los objetivos de desempeño sísmico que orientan el proceso de diseño estructural. Estos objetivos constituyen la vinculación entre el nivel de funcionamiento esperado de la edificación y la magnitud del movimiento sísmico al que estará expuesta durante su vida útil. La determinación de tales parámetros implica una evaluación integral que considere aspectos vinculados a la ocupación de la estructura, la importancia de las funciones que alberga y los factores económicos relacionados, tanto con los costos de reparación como con las pérdidas derivadas de la interrupción de actividades. Asimismo, resulta indispensable incorporar criterios

asociados al valor estratégico, patrimonial, histórico o cultural de la edificación, en aquellos casos en que su preservación trascienda la funcionalidad convencional. De este modo, la selección de los objetivos de desempeño no solo busca garantizar la seguridad estructural, sino también asegurar la continuidad operativa y la conservación del valor social de las construcciones frente a eventos sísmicos (Santana Tapia, 2012).

2.3.4.6.1. Propuesta del ATC-40

La propuesta del ATC-40, establece la posibilidad de definir diferentes objetivos de desempeño para una edificación en función de la combinación entre el nivel de movimiento sísmico considerado y el nivel de desempeño esperado. De acuerdo con esta formulación, frente a un sismo de servicio la estructura debe mantener un desempeño operacional, es decir, sin comprometer su funcionalidad. Para un sismo de diseño, se requiere que la edificación alcance condiciones de ocupación inmediata y de seguridad de vida, garantizando así la protección de los ocupantes y una continuidad limitada en el uso. Finalmente, ante un sismo máximo, se prioriza la preservación de la estabilidad estructural, admitiendo daños significativos, pero evitando el colapso total de la edificación (ATC-40, 1996).

Tabla 8

Objetivo de desempeño ATC-40 (1996)

Nivel de Sismo de Diseño	**Nivel de desempeño del edificio**			
	Operacional	**Ocupación Inmediata**	**Seguridad de Vida**	**Estabilidad Estructural**
Sismo de Servicio (SE)	✓	NA	NA	NA
Sismo de Diseño (DE)	✓	✓	✓	NA
Sismo Máximo (ME)		✓	✓	✓

Fuente: ATC-40 (1996)

La siguiente tabla presenta los objetivos de seguridad considerados mínimos para edificaciones de carácter convencional. En este esquema, frente a un sismo de servicio, el nivel

de desempeño exigido corresponde a la condición operacional, de modo que el inmueble permanezca en servicio sin interrupciones. Para un sismo de diseño, el desempeño esperado es el de ocupación inmediata, asegurando que el edificio pueda seguir siendo utilizado de forma segura con reparaciones menores. En el caso del sismo máximo, se considera suficiente garantizar la seguridad de los ocupantes, aceptando que la estructura pueda sufrir daños graves, pero evitando situaciones de colapso que comprometan la vida humana.

Tabla 9

Objetivo de seguridad ATC-40 (1996)

Nivel de Sismo de Diseño	**Nivel de desempeño del edificio**			
	Operacional	**Ocupación Inmediata**	**Seguridad de Vida**	**Estabilidad Estructural**
Sismo de Servicio (SE)	✓			
Sismo de Diseño (DE)		✓		
Sismo Máximo (ME)			✓	

Fuente: ATC-40 (1996)

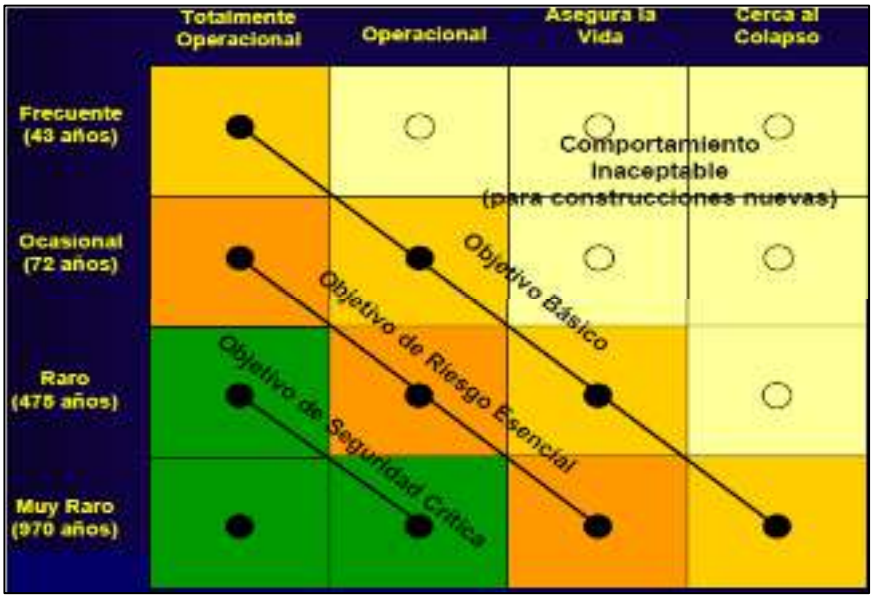
La comparación entre los planteamientos de ambas tablas permite evidenciar cómo el ATC-40 (1996) establece una jerarquización progresiva de los objetivos de desempeño en función de la severidad del movimiento sísmico considerado. Mientras la tabla 8, expone un marco general para definir múltiples combinaciones de desempeño estructural y niveles de sismo, la tabla 9 delimita los objetivos de seguridad básica aplicables a edificaciones convencionales, priorizando la preservación de la funcionalidad en sismos de baja intensidad y la protección de la vida frente a eventos extremos. En conjunto, ambas propuestas proporcionan una guía metodológica integral que permite orientar el diseño hacia un enfoque de desempeño, equilibrando los aspectos de operatividad, seguridad y estabilidad estructural en concordancia con la magnitud del peligro sísmico.

2.3.4.6.2. Propuesta del comité de visión 2000 (SEAOC)

El Comité Visión 2000 propone una clasificación de las edificaciones en tres categorías principales, en función de la relevancia que estas adquieren durante y después de un evento sísmico. En primer lugar, se encuentran las estructuras críticas, como los depósitos de materiales radioactivos, cuya falla podría generar consecuencias catastróficas. En segundo lugar, se identifican las estructuras esenciales, entre las que destacan hospitales y centros de atención de emergencias, debido a la necesidad de mantener su operatividad inmediata tras un sismo. Finalmente, se consideran las estructuras básicas, como las edificaciones de uso residencial, cuyo objetivo primordial es garantizar condiciones mínimas de seguridad para sus ocupantes.

Figura 1

Objetivos de desempeño propuesto por el Visión 2000



Fuente: SEAOC (1995)

2.3.4.6.3. Propuesta de objetivos de desempeño para estructuras de albañilería confinada

En el presente estudio se plantean los objetivos de desempeño aplicables a edificaciones de albañilería confinada, tomando como referencia los niveles sísmicos definidos por el ATC-40. Esta adaptación garantizar tanto la seguridad de los ocupantes como la continuidad funcional de la edificación bajo distintos escenarios de amenaza sísmica.

Tabla 10

Objetivo de desempeño en estructuras de albañilería confinada

Nivel de Sismo de Diseño	Nivel de desempeño del edificio				
	Servicio	**Operacional**	**Daño Controlado**	**Resistencia**	**Ultimo Nominal**
Sismo de Servicio (SE)	✓	✓	NA	NA	NA
Sismo de Diseño (DE)			✓	✓	NA
Sismo Máximo (ME)				✓	✓

Fuente: Santana (2012)

2.3.4.6.4. Evaluación de los objetivos de desempeño para estructuras de albañilería confinada.

En el marco de la metodología de evaluación basada en el desempeño, uno de los objetivos principales es identificar el nivel de daño que pueden presentar los elementos estructurales de una edificación en función de sus demandas de deformación, tanto a escala local como global. Para ello, una de las estrategias aplicadas consiste en determinar la demanda máxima de distorsión en los muros de albañilería, la cual, según los resultados obtenidos mediante el análisis no lineal, se asocia con el desplazamiento máximo registrado en el nivel superior de la estructura (Astroza & Schmidt, 2004).

Tabla 11

Daño y deterioro en muros de albañilería

Estado del Daño Observado	Distorsión (%)	Grado de Daño
Presencia de grietas horizontales debido a la flexión, y fisuras verticales cercanas a los extremos de los muros.	0.04	Ligero (I)
Aparición inicial de fisuras diagonales como resultado de la tensión en la mampostería.	0.13	Moderado (II y III)
Comienzo de la propagación de grietas inclinadas en las esquinas de los muros.	0.20	Fuerte (III)
Formación de grietas con patrón en "X" en toda la superficie de la mampostería.	0.23	Fuerte (IV)
Trituración del concreto, acompañada de fisuras horizontales a lo largo de la altura de los muros.	0.32	Fuerte (V)
Acumulación de grietas diagonales en los bordes de los muros, y desprendimiento del recubrimiento de concreto.	0.42	Grave (V)
Concentración del daño en las partes inferiores de los muros. Deformación del refuerzo longitudinal, adquiriendo forma de "S".	0.50	Grave (sin clasificación específica)

Fuente: Astroza & Schmidt (2004)

Además, el estado límite de estructuras de albañilería confinada en la investigación de Astroza & Schmidt (2004) lo asocian con los niveles de deformación.

Tabla 12

Estado límite de estructuras de albañilería confinada

Nivel de desempeño	Distorsión (%)
Estado Límite de Servicio (ELS)	0.05
Estado Límite Operacional (ELO)	0.10
Estado Límite de Daño Controlado (ELDC)	0.17
Estado Límite de Resistencia (ELR)	0.22
Estado Límite Último (ELU)	0.44

Fuente: Astroza & Schmidt (2004)

2.3.4.7. Comportamiento no Lineal

En el campo de la ingeniería de estructuras, la fase de diseño y validación es esencial para garantizar la seguridad, funcionalidad y eficiencia de las construcciones y proyectos de infraestructura. Estas estructuras a menudo enfrentan fuerzas y condiciones de carga que exceden los límites de los métodos de análisis lineales tradicionales. Frente a esta complejidad, los modelos y procedimientos no lineales se han consolidado como herramientas indispensables, al posibilitar una caracterización más realista del comportamiento estructural, lo que a su vez permite optimizar el diseño y efectuar una evaluación más rigurosa de edificaciones nuevas y existentes (Garofalo, 2023).

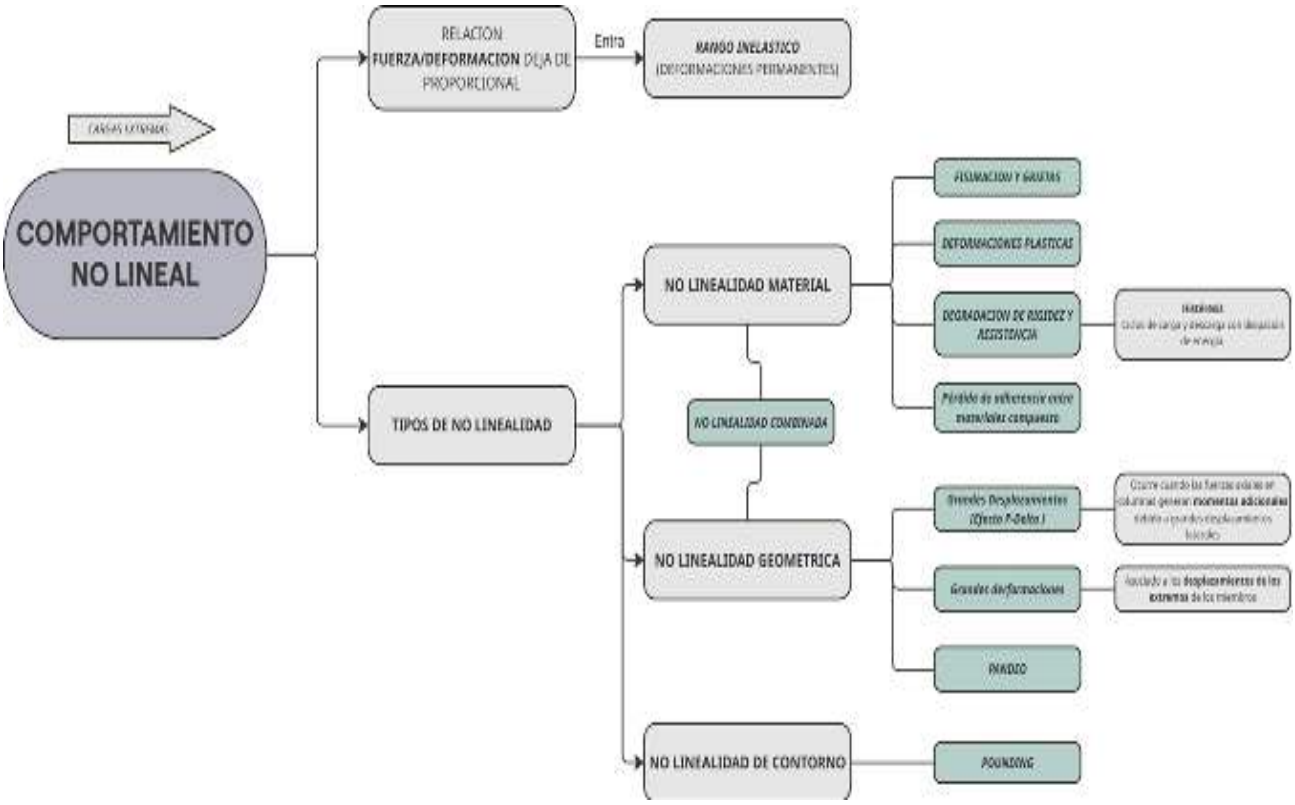
Los análisis no lineales avanzados incorporan el comportamiento real de los materiales y de la estructura en su conjunto, lo cual resulta esencial en escenarios donde las deformaciones y las interacciones entre elementos adquieren un papel determinante. Los análisis no lineales permiten reproducir con mayor fidelidad la naturaleza del comportamiento estructural. Este aspecto es particularmente relevante en edificaciones expuestas a solicitaciones sísmicas, cargas de viento, deformaciones de gran magnitud o interacciones complejas entre componentes. En este sentido, la aplicación de análisis no lineales constituye una herramienta clave para el diseño preciso de estructuras sometidas a condiciones extremas o a cargas de carácter no lineal (Garofalo, 2023).

En el caso particular de la albañilería confinada, la aplicación de análisis no lineal adquiere especial relevancia debido a la naturaleza frágil de la albañilería y a la interacción que esta mantiene con los elementos de confinamiento de concreto armado. El empleo de modelos no lineales permite capturar con mayor precisión fenómenos como la aparición y propagación de fisuras, el agrietamiento diagonal en los muros, la degradación progresiva de la rigidez y la

redistribución de esfuerzos en los castillos y soleras. Este enfoque posibilita evaluar de manera más realista la capacidad de deformación y los distintos estados límite de desempeño.

Gráfico 3

Comportamiento no lineal



Fuente: Elaboración propia

2.3.4.8. Resistencias esperadas de los materiales

En el marco del comportamiento no lineal, la resistencia de los materiales se define como la capacidad que poseen para soportar cargas hasta el punto en que la relación tensión–deformación deja de ser proporcional, generando deformaciones permanentes o, en casos extremos, el colapso. Esta resistencia no constituye un valor absoluto, sino que depende de múltiples factores, entre los que destacan las características de la microestructura del material, las condiciones específicas de aplicación de la carga y la influencia de parámetros ambientales, como la temperatura.

2.3.4.9. Modelos de comportamiento de los materiales

2.3.4.9.1. Modelo de esfuerzo-deformación para el acero

En el análisis estructural, resulta necesario contar con modelos simplificados que representen de manera adecuada el comportamiento inelástico de los materiales. En el caso del acero, las curvas esfuerzo–deformación obtenidas en ensayos experimentales suelen presentar una respuesta compleja, que incluye fases elásticas, inelásticas y de endurecimiento. Con el fin de facilitar su aplicación en los métodos de cálculo y diseño, dichas curvas son idealizadas mediante modelos constitutivos que permiten capturar las propiedades esenciales del material sin perder precisión en la evaluación del desempeño estructural.

➔ **Modelo elastoplástico perfecto**

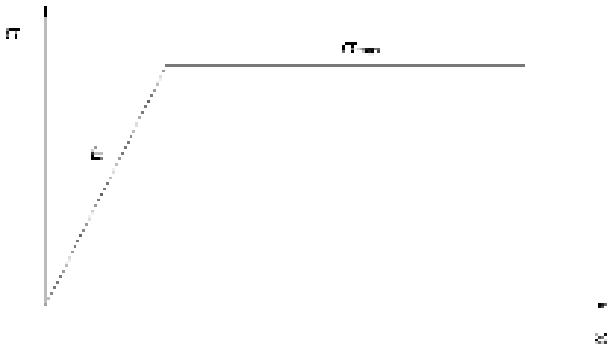
El modelo bilineal constituye la idealización más sencilla de la curva esfuerzo–deformación del acero. En este esquema, se considera únicamente la etapa elástica y el inicio de la fluencia, omitiéndose la resistencia superior asociada al endurecimiento por deformación. En otras palabras, este modelo supone que, una vez alcanzado el límite de fluencia, el material mantiene una respuesta perfectamente plástica sin incrementos adicionales de resistencia (Santana Tapia, 2012).

Si bien esta simplificación facilita el análisis estructural y permite representar de manera básica la transición entre el comportamiento elástico y plástico, presenta limitaciones importantes. Una de las principales es que no logra capturar adecuadamente la respuesta del acero en la zona post-fluencia, lo que conduce a una subestimación de los esfuerzos y de la rigidez residual en la etapa de deformaciones inelásticas. Por esta razón, el modelo bilineal no resulta apropiado para evaluaciones de desempeño sísmico, donde el comportamiento real del

material después de la fluencia es determinante para estimar la capacidad de disipación de energía y la ductilidad de la estructura.

Figura 2

Modelo elastoplástico perfecto



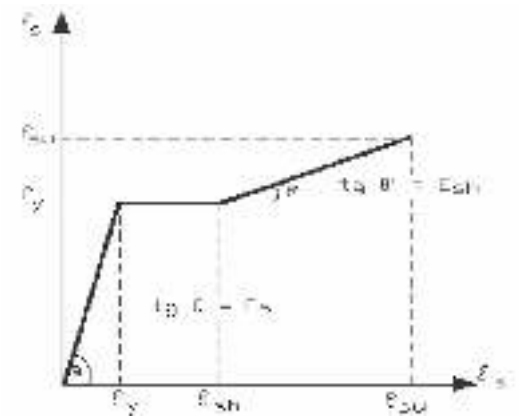
Fuente: Humberto Esqueda (2005)

➔ **Modelo trilineal**

El modelo trilineal se utiliza para representar de manera más realista el comportamiento del acero en aquellos casos en los que, además del fenómeno de fluencia, el material experimenta un proceso de endurecimiento por deformación. A diferencia del modelo bilineal, que asume una respuesta perfectamente plástica después de la fluencia, este modelo incorpora un incremento progresivo de los esfuerzos en la zona post-fluencia, el cual se idealiza mediante una variación lineal adicional (Santana Tapia, 2012).

Figura 3

Modelo trilineal



Fuente: Roberto Aguiar (2015)

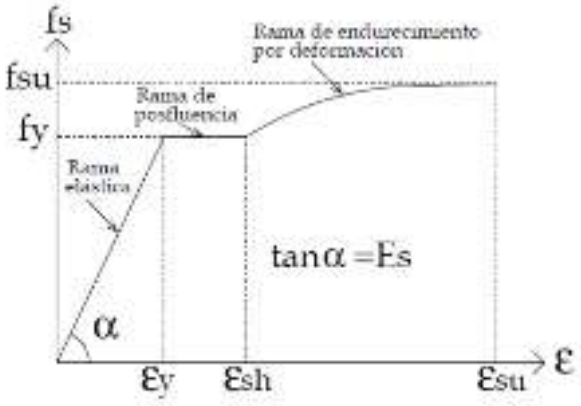
Gracias a esta representación, el modelo trilineal permite capturar el aumento de rigidez residual que presentan los aceros estructurales al superar el límite de fluencia, lo que resulta fundamental en el análisis no lineal. De este modo, refleja con mayor precisión la capacidad real de los elementos para resistir esfuerzos adicionales antes de alcanzar el colapso. Este enfoque es particularmente útil en evaluaciones de desempeño sísmico, donde la disipación de energía y la ductilidad son parámetros clave para la seguridad estructural.

➔ **Modelo elastoplástico con endurecimiento curvo**

El modelo parabólico constituye una de las aproximaciones más completas para representar el comportamiento del acero. En esta formulación, tanto el rango elástico como la etapa de fluencia inicial se idealizan mediante tramos rectos, mientras que el fenómeno de endurecimiento por deformación se modela a través de una curva parabólica, normalmente de segundo o tercer grado. Esta representación permite reflejar de manera más fiel la transición gradual que experimenta el material desde la fluencia hasta alcanzar resistencias superiores, capturando así con mayor exactitud el proceso de deformación inelástica (Santana Tapia, 2012).

Figura 4

Modelo elastoplástico con endurecimiento curvo



Fuente: Park & Paulay

2.3.4.9.2. Modelo de esfuerzo-deformación para el concreto

Con el propósito de representar de manera práctica las propiedades inelásticas del concreto, las curvas esfuerzo–deformación obtenidas en ensayos experimentales suelen ser simplificadas mediante modelos idealizados. Estos modelos permiten capturar el comportamiento global del material reduciendo su complejidad matemática, lo que facilita su aplicación en análisis estructurales no lineales.

➔ **Modelo para concreto no confinado**

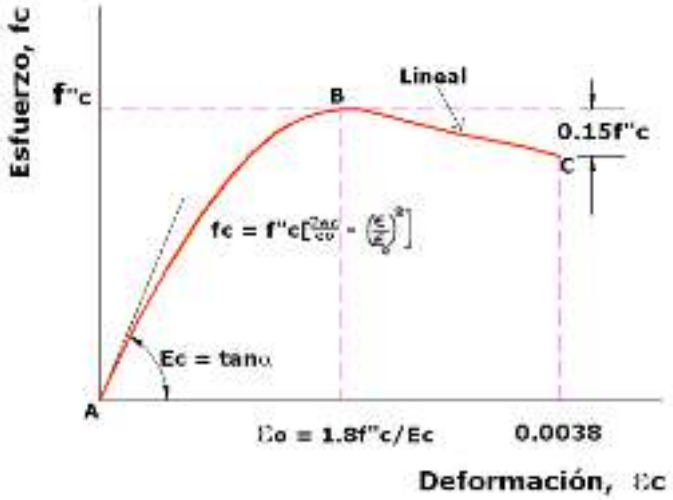
Encontramos el modelo de Hognestad, es una aproximación parabólico–lineal que refleja el aumento de resistencia hasta el punto máximo y su pérdida gradual, permitiendo un análisis más realista en estructuras de concreto armado, especialmente en análisis no lineales y estudios de desempeño.

Este modelo se representa mediante dos tramos: uno parabólico de segundo grado y otro lineal. El esfuerzo máximo que alcanza el concreto (f'c) se relaciona con una deformación unitaria específica, que marca el punto de mayor resistencia del material (Santana Tapia, 2012).

Este modelo busca simplificar el comportamiento real del material y facilitar su aplicación en análisis estructurales. En él, la parte ascendente de la curva hasta alcanzar la resistencia máxima se aproxima mediante una parábola de segundo grado, lo que refleja la etapa de endurecimiento del concreto. A partir de este punto, la rama descendente se idealiza con un tramo lineal que representa la pérdida progresiva de resistencia conforme la deformación aumenta, es decir, la fase de ablandamiento o degradación.

Figura 5

Modelo de Hognestad



Fuente: Modelo de Hognestad (1951)

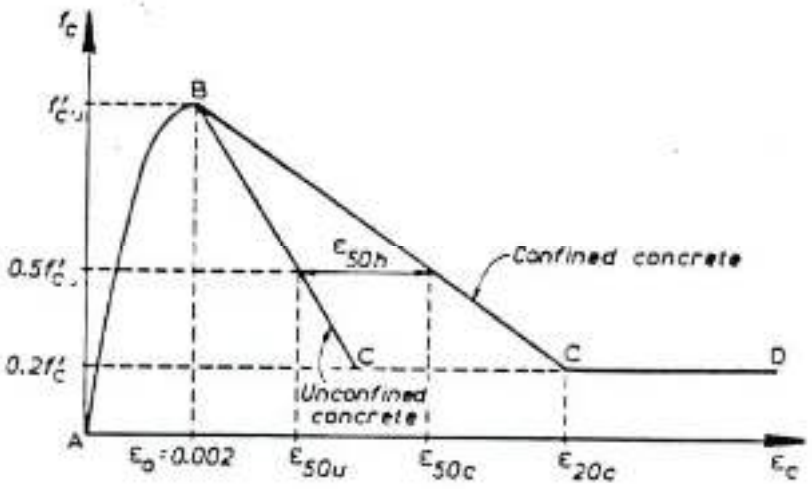
➔ **Modelo para concreto confinado**

Encontramos aquí el modelo de Kent y Park, es una extensión del de Hognestad, desarrollado para representar mejor el comportamiento del concreto confinado en estructuras sometidas a cargas sísmicas. Se caracteriza por incluir la rama descendente con pendiente controlada por los parámetros de confinamiento, lo que permite modelar la capacidad de disipación de energía y la ductilidad adicional que aportan los estribos. es una extensión del de Hognestad, desarrollado para representar mejor el comportamiento del concreto confinado en

estructuras sometidas a cargas sísmicas. Se caracteriza por incluir la rama descendente con pendiente controlada por los parámetros de confinamiento, lo que permite modelar la capacidad de disipación de energía y la ductilidad adicional que aportan los estribos. Es s uno de los modelos más empleados en análisis no lineales de elementos de concreto armado, ya que captura la influencia del confinamiento en la deformación última sin alterar la resistencia máxima del material (Kent & Park, 1971).

Figura 6

Modelo de Kent y Park



Fuente: Kent y Park (1971)

2.3.4.10. Modelos de comportamiento inelásticos de secciones y elementos

2.3.4.10.1. Relación momento-curvatura

➔ **Aplicaciones de la relación momento-curvatura**

La relación momento–curvatura en una sección de concreto armado mantiene un comportamiento lineal únicamente mientras el momento flector no supere el valor de agrietamiento. Este vínculo constituye una herramienta fundamental para determinar parámetros

clave de la respuesta estructural, tales como: la capacidad nominal o sobre–resistencia de la sección, la curvatura correspondiente a la primera fluencia, la curvatura última y la ductilidad por curvatura, así como las curvaturas asociadas a los distintos límites de desempeño de los materiales. Cuando una sección presenta una ductilidad reducida, tiende a desarrollar un mecanismo de falla frágil al entrar en el rango no lineal (Santana Tapia, 2012).

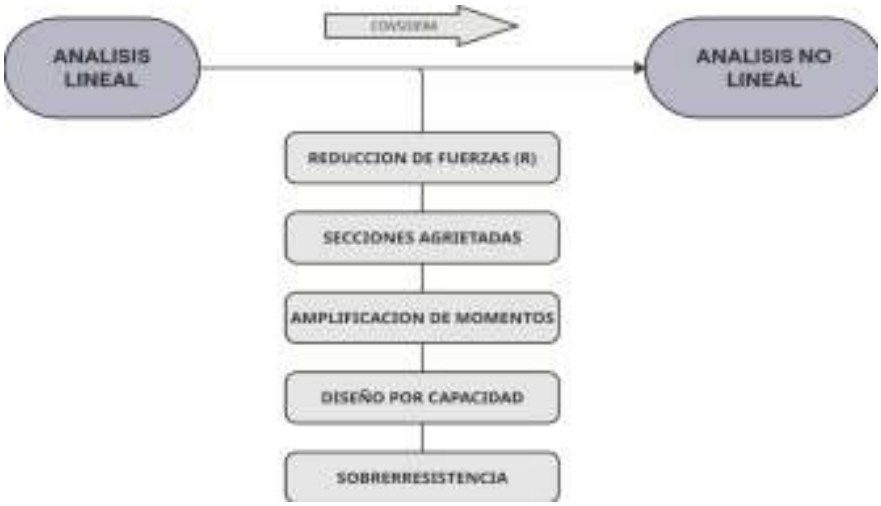
➔ **Rotulas plásticas**

La rótula plástica se define como una región localizada en un elemento estructural donde se concentran deformaciones inelásticas significativas una vez que la sección ha alcanzado su capacidad resistente. En esta área, si se aplican más esfuerzos, no se ve un aumento considerable en la resistencia; más bien, se observa un aumento en la curvatura. Esto permite que los momentos se distribuyan de nuevo en la estructura. A diferencia de una articulación real, la rótula plástica no implica una pérdida total de rigidez. En cambio, es un modelo simplificado que concentra las deformaciones plásticas en una sección pequeña del elemento.

Cuando un elemento estructural posee suficiente ductilidad, puede alcanzar su momento resistente máximo y, posteriormente, continuar desarrollando deformaciones sin una pérdida inmediata de capacidad. Esta condición le permite redistribuir los momentos internos siempre que forme parte de un sistema hiperestático. En los puntos donde se concentran dichos momentos máximos se generan las denominadas rótulas plásticas, las cuales constituyen los mecanismos de disipación de energía y redistribución de esfuerzos. Sin embargo, cuando el número de rótulas plásticas formadas supera el grado de hiperestaticidad de la estructura, esta pierde estabilidad global, se configura un mecanismo de falla y, en consecuencia, se produce el colapso estructural (Aguiar Falconí, 2003).

Gráfico 4

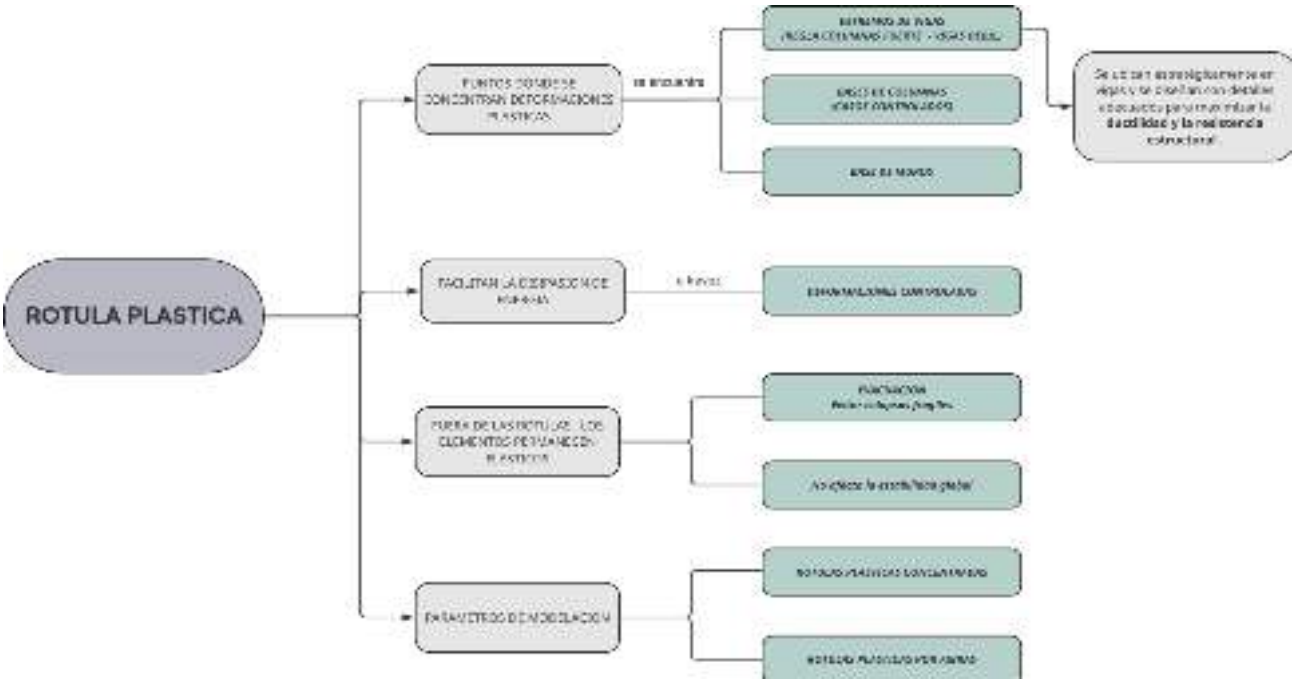
Análisis lineal – Análisis no lineal



Fuente: Elaboración propia

Gráfico 5

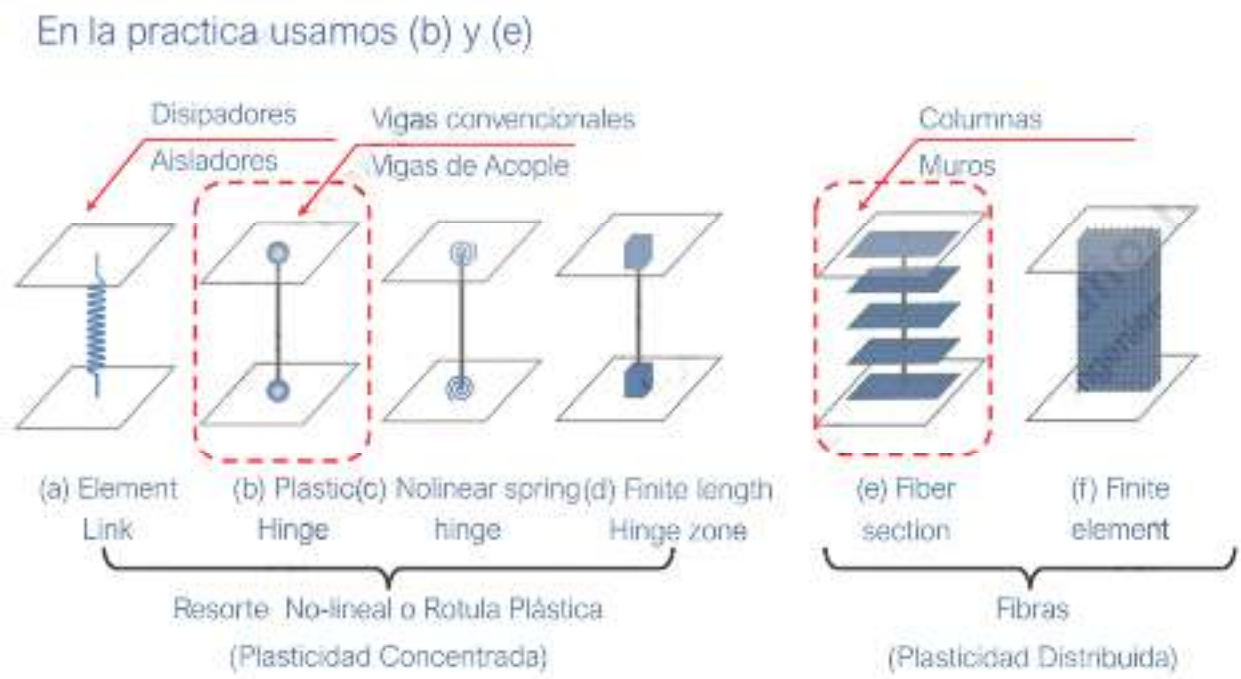
Rotula plástica



Fuente: Elaboración propia

Figura 7

Rotulas plásticas en modelado



Fuente: Muñoz Horna (2023)

➔ **Modos de falla que generan rótulas plásticas en muros de albañilería confinada**

Tabla 13

Modos de falla que generan rótulas plásticas en muros de albañilería

Modo de falla	Descripción
Falla por flexión	Se presenta en muros esbeltos cuando las tracciones en los elementos de confinamiento vertical inducen la fluencia de las armaduras longitudinales. Esto ocasiona una compresión excesiva en el talón del muro, generando una falla de tipo flexo–compresiva.
Falla de corte por deslizamiento	Corresponde a un desplazamiento a lo largo de una junta horizontal de mortero, producto de la pérdida de adherencia por corte. Este fenómeno origina un mecanismo semejante al de “columna corta” en los elementos de confinamiento.
Falla de corte diagonal	Se caracteriza por la aparición de grietas diagonales en el paño de albañilería debido a tensiones de tracción diagonal. Para controlar su propagación se recomienda reforzar zonas críticas de confinamiento,

	especialmente en paños largos o cuando la albañilería es de buena calidad.
Falla por aplastamiento en compresión diagonal	Surge cuando el paño de albañilería se separa de los elementos de confinamiento, generando un efecto de puntal. Esto produce altas tensiones de compresión en las esquinas del muro, lo que puede originar aplastamiento si la albañilería es de baja calidad o si se emplean unidades tubulares de paredes delgadas.

Fuente: Astroza & Schmidt (2004)

2.3.4.10.2. Comportamiento histerético

El comportamiento histerético describe la relación entre fuerza y desplazamiento de un elemento estructural sometido a cargas cíclicas. A diferencia de la respuesta elástica lineal, en la cual el ciclo de carga y descarga coincide, en el rango inelástico se forman bucles histeréticos, reflejando la degradación progresiva de rigidez y resistencia del material.

Este comportamiento se manifiesta en estructuras que experimentan deformaciones inelásticas bajo cargas cíclicas, generando bucles cerrados en la relación fuerza–desplazamiento. El área contenida en cada ciclo representa la energía disipada por la estructura debido al daño progresivo en sus materiales, lo que constituye un indicador fundamental de su capacidad de disipación sísmica. Este fenómeno se distingue del amortiguamiento viscoso tradicional, ya que la disipación de energía no proviene de mecanismos externos, sino de la respuesta inelástica del propio material (Chopra, 2020).

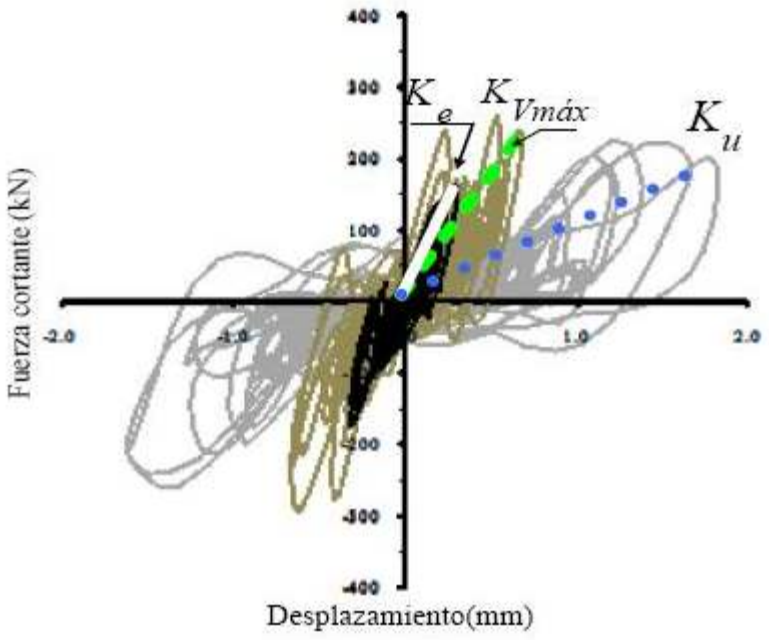
➔ Comportamiento histerético de un muro de albañilería confinada

El comportamiento histerético de un muro de albañilería confinada se refiere a la respuesta cíclica fuerza–desplazamiento que este desarrolla bajo solicitaciones sísmicas. A diferencia de una respuesta elástica, en la que la trayectoria de carga y descarga coinciden, en estos muros se generan bucles histeréticos debido a la aparición de fisuras, la degradación progresiva de rigidez y la pérdida de resistencia acumulada durante la repetición de ciclos de

carga. A medida que los ciclos avanzan, el muro experimenta degradación de rigidez y resistencia, reflejada en la inclinación decreciente de los bucles y en la reducción de la fuerza máxima alcanzada. El colapso se produce finalmente cuando el daño acumulado en las juntas de mortero, el paño de albañilería y los elementos de confinamiento supera la capacidad de redistribución del sistema, llevándolo a un mecanismo de falla.

Figura 8

Comportamiento histerético de un muro de albañilería confinada



Fuente: Alcocer, Hernández & Sandoval (2013)

2.3.4.11. Análisis no lineal estático – PUSHOVER

"Un análisis no lineal es aquel en donde la proporcionalidad entre las fuerzas y los desplazamientos (tensiones – deformaciones) ya no es lineal (no es una línea recta). Esto es debido a que la rigidez no es constante" (PRISMACIM, 2024). El método de pushover es un método de análisis estático no lineal en el que una estructura se expone a fuerzas gravitatorias y a un esquema de carga lateral que se incrementa de manera continua, regulado por el

desplazamiento, hasta llegar a un estado final. La carga lateral puede reflejar el rango de cortante basal inducido por la carga sísmica, y su diseño puede ser acorde a la distribución de la masa a lo largo de la altura del edificio, modos de vibración u otras formas aplicables.

2.3.4.12. Análisis no lineal dinámico – IDA

El análisis dinámico no lineal es una clase de análisis estructural que tiene en cuenta los efectos no lineales de las características de los materiales, la forma y las condiciones de contorno, así como los efectos dinámicos de las cargas que cambian con el tiempo y las fuerzas inerciales. Además, tiene la presentación que es una "solución a las deficiencias encontradas en el Análisis pushover, ya que se define una sola distribución de carga horizontal y toma en cuenta el aporte de todos los modos de vibración a la respuesta total de la estructura" (Mora, Villalba, & Maldonado, 2006, pág. 4).

Capítulo III

Diseño metodológico

3.1. Diseño de contrastación de hipótesis

El contraste de los resultados se genera de acuerdo al tipo de investigación, en nuestro caso una tesis de tipo cuantitativa, debido a que se obtuvieron datos numéricos, los cuales se recopilaron y analizaron, en ellos el desempeño sísmico de albañilería confinada y armada a través del análisis estático no lineal y análisis dinámico tiempo-historia; además de los costos de construcción y refuerzo sísmico para ambos sistemas estructurales. Además, realizamos la comparación de los presupuestos de ambos sistemas que se desarrollaron para los condominios con el programa Techo Propio ubicados en el distrito de Pimentel.

"La idea central del enfoque cuantitativo es que se pueden medir las variables y establecer relaciones causales entre ellas" (Mohamed Mehdi et al., 2023, pág. 52).

Además, la investigación de acuerdo al alcance es explicativa, debido a que el objetivo principal fue diseñar sistemas de albañilería confinada y armada para condominios con el programa Techo Propio en el distrito de Pimentel y realizar una comparativa económica. Es decir, se buscó explicar la relación entre el diseño de estos sistemas, su desempeño sísmico y la viabilidad económica del programa Techo Propio en los condominios; teniendo que para lograr ello se requerirá de un estudio previo y detallado del estado actual de los sistemas de albañilería confinada y armada, así como de la situación económica del programa Techo Propio en la zona de estudio. Por lo tanto, se podría argumentar que esta investigación también tiene elementos exploratorios y descriptivos. "Nivel de investigación sustantiva en el cual el investigador formula preguntas acerca de las causas de los fenómenos en estudio, tratando de identificar relaciones de causalidad" (Ruiz & Valenzuela, 2022, pág. 97).

También se tiene que la investigación de acuerdo a su fin resulta ser aplicada debido a que “la teoría se encarga de resolver problemas prácticos, se basa en los hallazgos, descubrimientos y soluciones que se planteó en el objetivo del estudio” (Mohamed Mehdi et al., 2023, pág. 54). Nos enfocamos en la aplicación práctica del diseño de sistemas de albañilería para mejorar el desempeño sísmico de los condominios, y evaluar la viabilidad económica del programa Techo Propio en la zona de estudio; por lo cual se buscó resolver un problema práctico en la construcción de los condominios en una zona específica.

Y, por último, clasificamos la presente investigación de acuerdo al diseño en no experimental, porque no se realizamos una manipulación experimental de las variables independientes, ya que los parámetros que se analizarán corresponden a las normas de diseño sismorresistente y no podrán ser modificados. “Define como la investigación que se realiza sin manipular deliberadamente variables. Solo se observa los fenómenos tal como se dan en su contexto natural, para analizarlos” (Hernández, como se citó en Ruiz & Valenzuela, 2022, pág. 68).

Por lo cual, de acuerdo a los tipos de investigación descritos donde se abarco nuestra tesis, se estructuro un diseño para la contratación de la hipótesis de donde se parte de las variables de nuestra tesis, donde se cumplió con el desarrollo de los objetivos puestos para llegar a la conclusión final. La meta principal: realizar el diseño por desempeño sísmico de los sistemas de albañilería confinada y armada en la construcción de condominios con programa techo propio en el distrito de Pimentel, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque, a través de un análisis de requisitos de diseño sismo resistente, un estudio de caso, y la evaluación de la eficacia y los costos de cada sistema, con el fin de determinar cuál es el más adecuado para este tipo de construcciones en la región. Aparte de ello, se plantearon metas secundarias que fueron: revisión

del diseño por desempeño para ambos sistemas propuestos, evaluar el desempeño de ambos sistemas constructivos a través de un análisis estático no lineal y análisis dinámico tiempo-historia, analizar los requisitos de diseño sismo resistente para condominios con programa techo propio en el distrito de Pimentel, evaluar la eficacia de los sistemas de albañilería confinada y armada en la construcción de edificios sismo resistentes, comparar la eficacia y costo de los sistemas de albañilería confinada y armada; y proponer directrices de construcción mejoradas para los condominios del programa "Techo Propio" en el distrito de Pimentel, con base en los resultados del estudio de diseño por desempeño sísmico.

La tesis la realizamos en dos etapas para poder llegar a los resultados, la primera etapa donde se aplica el análisis lineal elástico y en una segunda etapa realizamos el análisis estático pushover y análisis dinámico tiempo historia, lo que nos permitió llegar a los resultados de la investigación, con el fin de realizar un diseño por desempeño sísmico para ambos sistemas estructurales, evaluarlos y realizar un contraste de los costos obtenidos de ambos presupuestos, para finalmente realizar la contrastación de la hipótesis que se planteó.

3.2. Variables y Operacionalización

Tabla 14

Variables

Variables	Definicion conceptual	Definicion operacional	Dimensiones	Indicadores	Escala	Instrumento
Variable dependiente: Desempeño sísmico	"El desempeño sísmico se entiende como la capacidad de una edificación para responder frente a distintos niveles de demanda sísmica, controlando el daño estructural y manteniendo condiciones aceptables de seguridad, funcionalidad o prevención del colapso, de acuerdo con los objetivos de desempeño establecidos para la estructura" (ATC-40, 1996; SEAOC, 1995)	Se evaluará mediante el análisis estructural lineal y no lineal de los bloques del condominio, comparando la respuesta sísmica obtenida con los criterios normativos y niveles de desempeño establecidos.	Respuesta elastica lineal	Periodo fudamental de vibracion	Razon	Modelado estructural en ETABS Hojas de calculo en excel
				Cortante basal	Razon	
				Derivas de entrepiso	Razon	
				Despazamientos laterales	Razon	
			Respuesta no lineal	Curva pushover	Razon	
				Curva de capacidad	Razon	
				Punto de desempeño	Razon	
			Nivel de daño estrucral	Nivel de desempeño alcanzado	Ordinal	
				Estado limite alcanzado	Ordinal	
				Cumplimiento del desempeño esperado	Nominal	
Variable dependiente: Comparativa Económica	La comparativa económica consiste en el análisis y contraste de los costos asociados a diferentes alternativas constructivas, a partir de metrados, análisis de precios unitarios, costos directos, gastos generales, utilidad e impuestos, con la finalidad de determinar la alternativa de menor costo o mayor conveniencia económica para la ejecución de una obra (Norma Técnica de Metrados para Obras de Edificación y Habilitaciones Urbanas, 2011).	Se evaluará mediante la comparación de los presupuestos obtenidos para los sistemas de albañilería confinada y albañilería armada, considerando el presupuesto general, las partidas representativas y la variación económica entre ambos sistemas.	Presupuesto general	Costo directo	Razon	Metrados, análisis de precios unitarios, hojas de cálculo en Excel y presupuesto de obra.
				gastos generales	Razon	
				utilidad	Razon	
				IGV	Razon	
				Presupuesto total	Razon	
			Partidas representativas	Obras de concreto simple	Razon	
				sobrecimientos	Razon	
				columnas	Razon	
				placas	Razon	
				vigas	Razon	
				losas armadas	Razon	
				Muros de albañilería.	Razon	
			Variación económica entre sistemas	Diferencia de costo	Razon	
				variación porcentual	Razon	
				sistema de menor presupuesto.	Nominal	
Variable independiente: Sistema de albañilería confinada y armada	El sistema de albañilería confinada y armada comprende dos alternativas estructurales de muros portantes. La albañilería confinada se define como aquella reforzada con elementos de concreto armado en todo su perímetro, vaciados posteriormente a la construcción del muro; mientras que la albañilería armada corresponde a la albañilería reforzada interiormente con varillas de acero verticales y horizontales, integradas mediante concreto liquido para que sus componentes actúen conjuntamente frente a los esfuerzos (NTP E.070, 2006).	Se evaluará mediante la comparación técnica entre ambos sistemas estructurales, considerando su comportamiento resistente, configuración constructiva y cumplimiento de los criterios de diseño establecidos en la normativa correspondiente.	Tipo de sistema	Albañilera confinada y Albañileria armada	Nominal	Modelado estructural en ETABS Hojas de calculo en excel Modelado Revit
			Verificacion resistente	Esfuerzo Axial	Razon	
				Control de Fisuracion	Razon /Nominal	
				Resistencia al corte	Razon /Nominal	
			Detallado estructural	Refuerzo estructural	Razon /Nominal	

Fuente: Elaboración Propia

3.3. Población y Muestra

3.3.1. Población

La población de la presente investigación está conformada por las edificaciones multifamiliares desarrolladas bajo el programa Techo Propio en el distrito de Pimentel, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque, que emplean sistemas estructurales de albañilería confinada y/o albañilería armada. Esta población se relaciona con viviendas de interés social ubicadas en una zona de alta demanda habitacional y exposición sísmica, donde resulta necesario evaluar alternativas estructurales seguras, eficientes y económicamente viables.

3.3.2. Muestra

La muestra en la cual se trabajará la investigación es el condominio de Techo Propio ubicado en la localidad de Ca. Dollar 100, urbanización La Plata, en el distrito de Pimentel, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque. El condominio consta de torres de cinco niveles cada uno y son de categoría común. La distribución arquitectónica del proyecto se encuentra organizada en cuatro bloques principales: A, B, C y D. Sin embargo, desde el punto de vista estructural, dichos bloques se han agrupado en tres torres independientes: Bloque A, Bloque B y Bloque C-D. La edificación en el proyecto cuenta con la siguiente distribución:

• BLOQUE A: Edificación en proyecto, consta de 5 niveles la cual cuenta con 2 departamentos de 57.21 m^2 (101) y 58.15 m^2 (102) en el primer nivel, del segundo al quinto nivel es típico y las áreas de los departamentos cambian 59.23 m^2 (201) y 60.15 m^2 (202) , tienen una distribución básica (3 dormitorios, baño, lavandería, cocina y sala comedor).

• BLOQUE B: Edificación en proyecto, consta de 5 niveles la cual cuenta con 2 departamentos, los cuales en el primer nivel tienen un área de 51.33 m^2 (101) y 50.34 m^2 (102), del segundo nivel al quinto que son típicos se tiene un área de 53.13 m^2 (201) y 53.81 m^2 (202); y tienen una distribución básica (2 dormitorios, baño, lavandería, cocina y sala comedor).

• BLOQUE C-D: Edificación en proyecto, consta de 5 niveles la cual cuenta con 2 departamentos de 45.25 m^2 (101-C) y 45.26 m^2 (102-D) en el primer nivel y 40.41 m^2 (201-C) y 40.42 m^2 (202-D) del segundo al quinto nivel respectivamente y tienen una distribución básica (2 dormitorios, baño, cocina, patio y sala comedor).

Figura 9

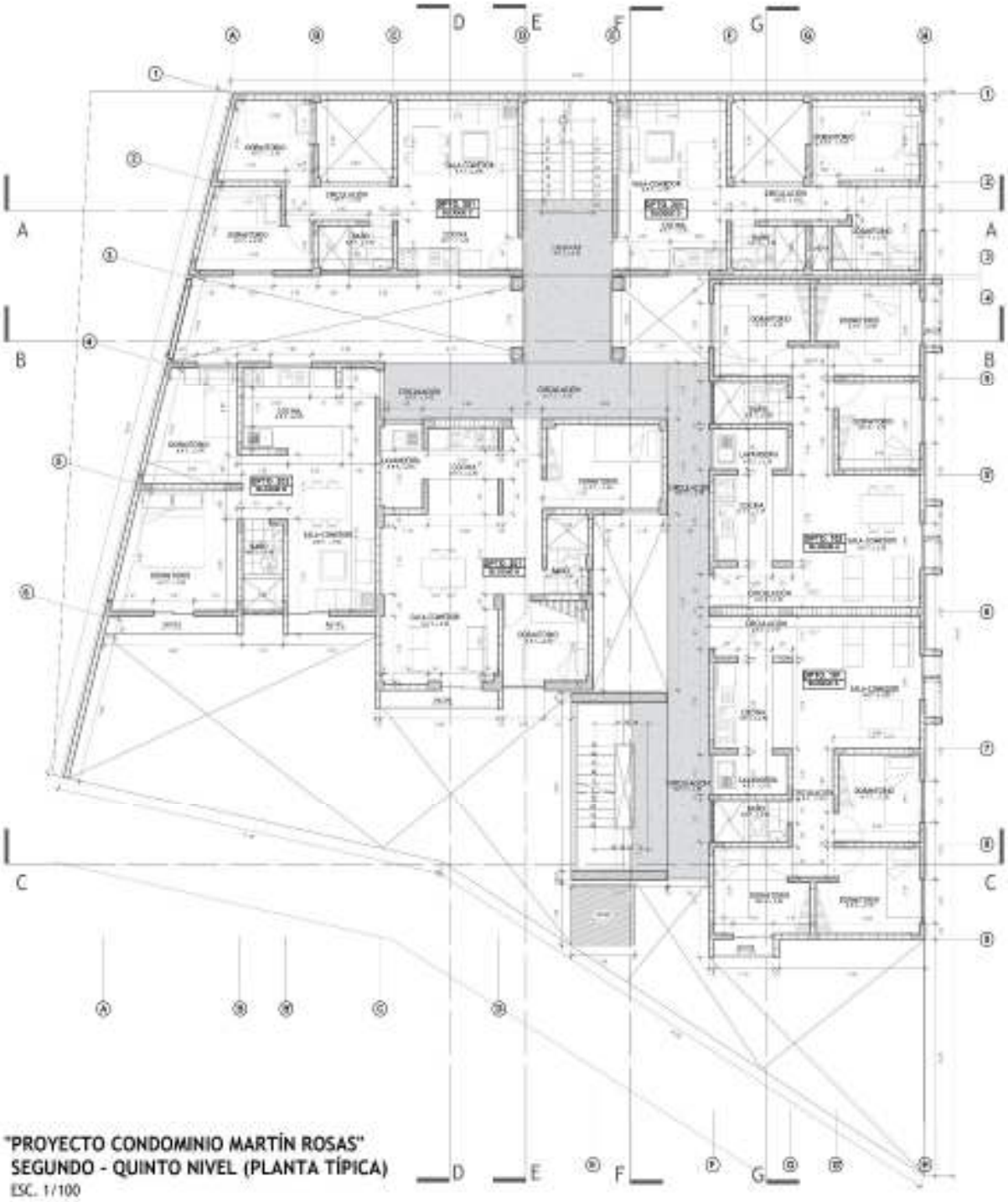
Plano de arquitectura – Condominio – 1er nivel



Fuente: Proyecto Condominio

Figura 10

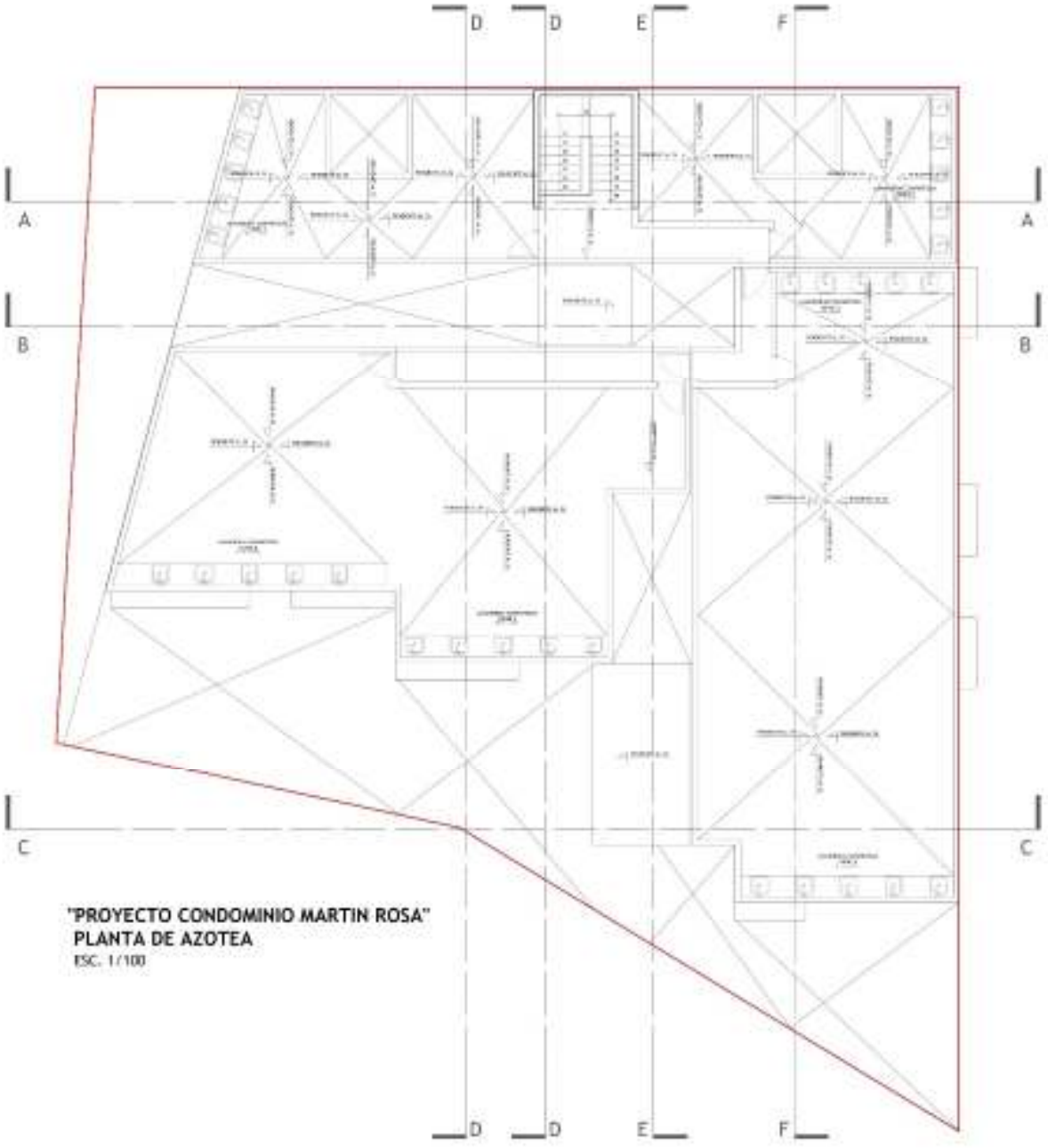
Plano de arquitectura – Condominio – 2do al 5to nivel



Fuente: Proyecto Condominio

Figura 11

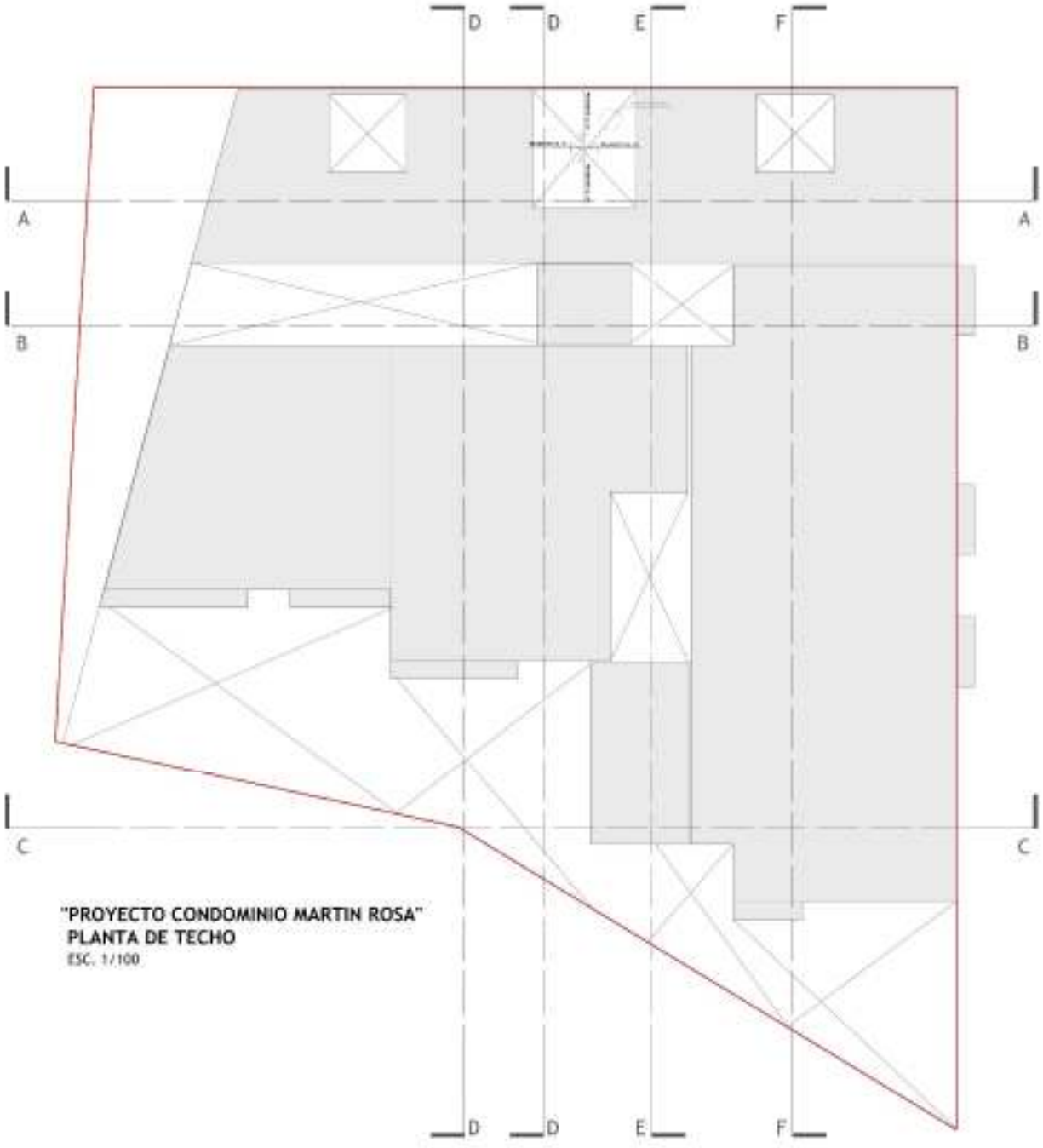
Plano de arquitectura – Condominio – Planta de azotea



Fuente: Proyecto Condominio

Figura 12

Plano de arquitectura – Condominio – Planta de techo



Fuente: Proyecto Condominio

Figura 13

Plano de arquitectura – Condominio – Bloques A, B, C-D



Fuente: Proyecto Condominio

3.4. Técnicas, instrumentos, equipos y materiales

3.4.1. Técnicas

3.4.1.1. Análisis Documental.

Se utilizará la normativa sismorresistente peruana E.030, para el análisis sísmico, lo que nos permitirá el criterio para modelar la edificación y aplicar los parámetros que esta pauta nos indica. Además, emplearemos la norma E.070 de albañilería para guiarnos para el diseño, así como otras normativas para el diseño por desempeño sísmico. Esta técnica sirve para la recopilación de datos y pautas que nos permitirán realizar el análisis y diseño del condominio.

3.4.1.2. Ensayos

Se contará con el estudio de mecánica de suelos del predio (EMS). Al ser una edificación nueva, no se podrá realizar ensayos para verificar la calidad de los muros de ladrillo o la resistencia del concreto, por lo cual se trabajo de acuerdo a lo que recomienda la normativa y las especificaciones técnicas de los materiales que aseguran los estándares de calidad para realizar una buena construcción.

3.4.1.3. Especificaciones técnicas

Se trabajará con materiales certificados con los cuales sus propiedades mecánicas se tomarán en cuenta para el análisis y diseño del condominio.

3.4.2. Instrumentos

3.4.2.1. Instrumentos Metodológicos.

- Archivos digitales en un ordenador, donde se almacena información.
- Hojas de cálculo de recolección de datos.
- Hojas de cálculo de metrado de cargas.
- Hojas de cálculo de análisis sismorresistente.

• Hojas de cálculo para diseño de elementos estructurales.

• Hoja de cálculo para análisis de datos y gráficos comparativos.

3.4.2.2. Instrumentos de Ingeniería.

3.4.2.2.1. Guías Normativas.

• Norma Técnica Peruana E.030 (2019), Diseño Sismorresistente.

• ASTMC109

• ASTMC496/IT-CA-34

• ASTMC39

3.4.2.2.2. Software de Ingeniería.

• SAP 2000

• ETABS V20.0.0

• Microsoft Excel

• Microsoft Word

• Autodesk AutoCAD

• Autodesk Revit

3.4.3. Equipos

Laptop de investigadores.

3.4.4. Materiales

• Levantamiento topográfico del condominio.

• Estudio de mecánica de suelos.

• Anteproyecto del condominio:

➔ Plano de ubicación.

➔ Planos arquitectónicos, de distribución y corte,

- ➔ Planos de seguridad.
- ➔ Memorias descriptivas de arquitectura y seguridad.

Capítulo IV

Análisis y Resultados

4.1. Diseño estructural: Albañilería Confinada

4.1.1. Estructuración

4.1.1.1. Datos del proyecto

4.1.1.1.1. Ubicación

El proyecto se encuentra ubicado en el distrito de Pimentel, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque. La edificación estará conformada por torres de cinco niveles de uso habitacional.

Figura 14

Ubicación del proyecto



Fuente: Google Maps

4.1.1.1.2. Estudio de Suelos

De acuerdo al estudio de suelos realizado en la ubicación del condominio, calle Dollar 100, urbanización La Plata, distrito de Pimentel, provincia de Chiclayo, departamento de

Lambayeque, se realizaron tres calicatas C-1, C-2, C-3 y dos perforaciones SPT-1, SPT-2; y luego de realizados los ensayos contenido de humedad, análisis granulométrico, limite líquido y limite plástico, peso específico, SPT, densidad de campo y sales totales, se obtiene un suelo de tipo S2, una arena arcillosa con grava. Además de ello en el presente estudio se nos indica que se encuentra napa freática a una profundidad de 2.90m, 3.00m y 3.30m aproximadamente; también se nos recomienda una cimentación de zapatas cuadradas con una profundidad de desplante de 1.50m y vigas conectadas. Encontramos aquí en el terreno moderada concentración de sulfatos por lo que se recomienda usar el cemento tipo II.

De acuerdo al estudio de suelo, tenemos los siguientes parámetros para el tipo suelo II:

Tabla 15

Parámetros de sitio

	S_2
T_P (s)	0,6
T_L (s)	2,0
S	1,05

Fuente: E.030 – 2019

4.1.1.2. Configuración arquitectónica

La distribución arquitectónica del proyecto se encuentra organizada en cuatro bloques principales: A, B, C y D. Sin embargo, desde el punto de vista estructural, dichos bloques se han agrupado en tres torres independientes: Bloque A, Bloque B y Bloque C-D.

Este proyecto corresponde a un conjunto habitacional desarrollado bajo el programa Techo Propio, cuyo público objetivo son familias de recursos económicos limitados. En este contexto, el Estado otorga un subsidio económico, siempre y cuando la edificación cumpla con los criterios normativos y requisitos establecidos. Por ello, resulta fundamental optimizar los costos de

ejecución mediante la selección de un sistema constructivo eficiente y adecuado a las características del proyecto.

Dado que los departamentos cuentan con espacios reducidos y presentan una configuración repetitiva de muros en todos los niveles, se aprovecha esta condición para emplear un sistema estructural de muros portantes. La alta densidad de muros contribuye de manera favorable al comportamiento sísmico de la edificación, garantizando rigidez lateral y estabilidad global.

Asimismo, considerando la disponibilidad de materiales en el mercado local, la mano de obra existente y la necesidad de mantener costos accesibles, se ha optado por el uso de un sistema de albañilería confinada, el cual ofrece un buen equilibrio entre seguridad estructural, simplicidad constructiva y economía.

4.1.1.3. Designación de elementos estructurales

Se ha buscado aprovechar la mayor cantidad de muros disponibles para que actúen como portantes, priorizando su disposición estratégica dentro de la planta. Para garantizar un adecuado desempeño, se han colocado elementos de confinamiento en las intersecciones con otros muros o con elementos estructurales principales, así como también de manera distribuida en muros de mayor longitud.

En las zonas donde los muros resultan reducidos o donde se requiere incrementar la densidad de muros estructurales, se ha optado por incorporar placas de concreto armado, las cuales contribuyen a la rigidez y resistencia global del sistema. Tanto los muros de albañilería confinada como las placas se conectan mediante vigas dinteles de 30 cm de peralte, cumplen no solo la función de transmitir cargas verticales hacia los muros y placas, sino también la de actuar como elementos de amarre y continuidad estructural**,** garantizando un comportamiento integral de la edificación frente a cargas sísmicas.

Las losas consideradas son las convencionales aligeradas en una dirección. En las áreas donde no se prolongan las viguetas de las losas, se han previsto losas macizas, así como en zonas específicas que reciben escaleras. En los vanos destinados a ventanas, los paños se resolverán con mampostería no estructural.

Figura 15

Estructuración bloque A



Fuente: Elaboración propia.

Figura 16

Estructuración bloque B



Fuente: Elaboración propia.

Figura 17

Estructuración bloque C-D



Fuente: Elaboración propia.

4.1.2. Análisis lineal

4.1.2.1. Materiales

4.1.2.1.1. Concreto simple

- Cimientos corridos: Concreto Ciclópeo 1:10 (C:H) + 30% Piedra Grande (Cemento Portland Tipo MS).
- Solado: mezcla 1:10 (C:H) E=4" (Cemento Portland Tipo MS).
- Falso Piso: Concreto f´c=175 kg/cm^2 (Cemento Portland Tipo MS).
- Gradas: Concreto f´c=175 kg/cm^2 (Cemento Portland Tipo MS).
- Veredas: Concreto f´c=140 kg/cm^2 (Cemento Portland Tipo MS).

4.1.2.1.2. Estructura de concreto armado

- ***Cimentación (zapatas y vigas de cimentación)***

Resistencia a compresión en concretos de peso normal (NTE E.060) f'c = 210 kg/cm^2 - Cemento Portland Tipo MS.

- ***Sobrecimientos reforzados***

Resistencia a compresión en concretos de peso normal (NTE E.060) f'c = 210 kg/cm^2 - Cemento Portland Tipo MS.

- ***Muros estructurales***

Resistencia a compresión en concretos de peso normal (NTE E.060) f'c = 210 kg/cm^2 - Cemento Portland Tipo MS.

- ***Pantallas, barandas y similares***

Resistencia a compresión en concretos de peso normal (NTE E.060) f'c = 210 kg/cm^2 - Cemento Portland Tipo MS.

- ***Pórticos***

Resistencia a compresión en concretos de peso normal (NTE E.060) f'c = 210 kg/cm^2 - Cemento Portland Tipo MS.

- ***Columnas y vigas de confinamiento***

Resistencia a compresión en concretos de peso normal (NTE E.060) f'c = 210 kg/cm^2 - Cemento Portland Tipo MS.

- ***Losas macizas***

Resistencia a compresión en concretos de peso normal (NTE E.060) f'c = 210 kg/cm^2 - Cemento Portland Tipo MS.

- ***Estructuras contenedoras de líquidos (tanque cisterna)***

Resistencia a compresión en concretos de peso normal (NTE E.060) f'c = 280 kg/cm^2 – Cemento Tipo MS (Relación máxima a/c en peso = 0.50).

4.1.2.1.3. Albañilería Confinada

- Ladrillos clase IV sólidos (< 30% de huecos), tipo King Kong Industrial de arcilla,t=13cm, f´b= 145Kg/cm2

- Mortero tipo P2: cemento – arena 1: 5 (muros portantes)
- Pilas: resistencia característica a compresión= f´m= 65Kg/cm2
- Muretes: resistencia característica a corte puro = V´m = 8.1Kg/cm2
- Módulo de elasticidad= Em = 500f´m = 32,500Kg/cm2
- Módulo de corte = Gm = 0.40Em = 13,000Kg/cm2
- Módulo de Poisson = ν = 0.25

4.1.2.1.4. Acero estructural

- Acero Estructural: ASTM A-36 (fy = 36,000 lb. /pulg^2).
- Pernos de conexión: ASTM A-325, ASTM A307.
- Soldadura: ELECTRODOS AWS A-5.1 SERIE E-60XX.

4.1.2.2. Condiciones de carga

En el análisis y diseño de las estructuras de concreto se han empleado las siguientes cargas:

4.1.2.2.1. Carga Muerta (CM)

Se considera la carga por peso propio, que corresponde a los elementos existentes del edificio que han sido modelados en el software, cuyo cálculo es realizado por el software a partir del volumen y peso volumétrico. Asimismo, se aplicaron al modelo cargas permanentes debido a elementos permanentes que no han sido modelados, como es el caso de:

Peso por acabados de piso: 100 kgf/m²

Peso de ladrillo de techo: 63 kgf/m²

Peso Tabiquería en la losa: 150 kgf/m²

4.1.2.2.2. Carga Viva (CV)

Peso de los ocupantes o equipos de menor tamaño soportado por la estructura:

Tabla 16

Carga viva

Ocupación o Uso	$\frac{K_g f}{m^2}$
Vivienda-Vivienda	200
Vivienda-Vivienda	100

Fuente: E.020-2006

4.1.2.2.3. Carga de Sismo (SX, SY)

Se consideró los siguientes parámetros sísmicos de acuerdo al RNE:

- Factor de Zona 4: Z=0.45
- Condiciones Geotécnicas: Perfil Tipo S2
- Periodo de vibración del suelo: Tp=0.60 seg y TL =2.0 seg.
- Factor de Amplificación del suelo: S=1.05
- Parámetro de uso, categoría B: U = 1
- Factor de reducción de Fuerza sísmica: R=3 (Albañilería confinada)

Factor de amplificación sísmica C:

$T < T_P$; C=2,5

$T_P < T < T_L$; $C=2{,}5 \times \left(\frac{T_P}{T}\right)$

$T > T_L$; $C=2{,}5 \times \left(\frac{T_P \times T_L}{T^2}\right)$

Donde T es el periodo de la estructura. El espectro de diseño se calcula con la siguiente expresión:

SDX=SDY=ZUCS/R.

La masa sísmica considera será de 100%(PP+CM) + 25%(CV).

4.1.2.3. Combinaciones de carga

Las combinaciones para el diseño de estructuras de concreto según la norma técnica E-060 y diseño de estructuras metálicas según norma técnica E-090, son las siguientes:

Estructura de concreto armado (se incluye el efecto del sismo vertical) NTP E.060.

- 1.4PP+1.4CM+1.7CV
- 0.9PP+0.9CM+SDX
- 0.9PP+0.9CM+SDX-SDZ
- 0.9PP+0.9CM-SDX
- 0.9PP+0.9CM-SDX-SDZ
- 0.9PP+0.9CM+SDY
- 0.9PP+0.9CM+SDY-SDZ
- 0.9PP+0.9CM-SDY
- 0.9PP+0.9CM-SDY-SDZ
- 1.25PP+1.25CM+1.25CV+SDX
- 1.25PP+1.25CM+1.25CV+SDX+SDZ
- 1.25PP+1.25CM+1.25CV-SDX
- 1.25PP+1.25CM+1.25CV-SDX+SDZ
- 1.25PP+1.25CM+1.25CV+SDY
- 1.25PP+1.25CM+1.25CV+SDY+SDZ
- 1.25PP+1.25CM+1.25CV-SDY
- 1.25PP+1.25CM+1.25CV-SDY+SDZ

- 1.4PP+1.4CM+1.7CV+1.7PS
- 0.9PP+0.9CM+1.7PS

4.1.2.4. Condiciones de cimentación

Los datos obtenidos a partir de los estudios de mecánica de suelos se resumen en el siguiente cuadro:

Tabla 17

Condiciones de cimentación

Elemento	Descripción
Tipo de Cimentación:	Cimentación corrida
Estrato de Apoyo a la cimentación:	Arena arcillosa con grava
Profundidad de Cimentación:	-1.50m
Presión Admisible:	2.33 Kg/cm^2
Tipo de Suelo:	Tipo S2, Factor de Suelo = 1.05, TP=0.60 seg
Agresividad del Suelo a la cimentación:	Moderada
Tipo de Cemento:	Cemento Tipo IP(MS), Cemento Tipo II
Nivel Freático:	No se ubicó el nivel freático a la altura de la profundidad explorada (3.00m)
Material de Relleno:	Suelo compactable de acuerdo a las recomendaciones del EMS

Fuente: Estudio de suelos – JVC Consultoría Geotecnia

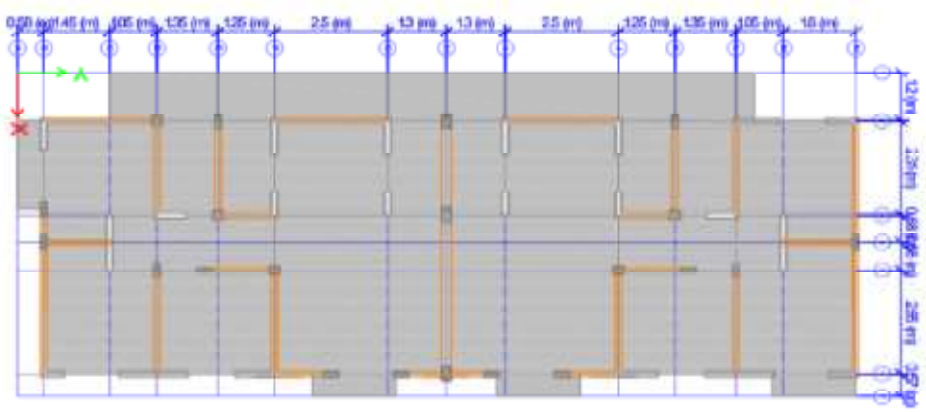
4.1.2.5. Análisis sísmico

4.1.2.5.1. Modelo de análisis

El modelo estructural fue elaborado en el software ETABS, considerando la representación tridimensional de la edificación con sus elementos estructurales principales. El objetivo del modelo es evaluar el comportamiento global y local de la estructura frente a cargas gravitacionales y sísmicas, mediante un análisis lineal dinámico (modal espectral) complementado con criterios simplificados para el análisis no lineal.

Figura 18

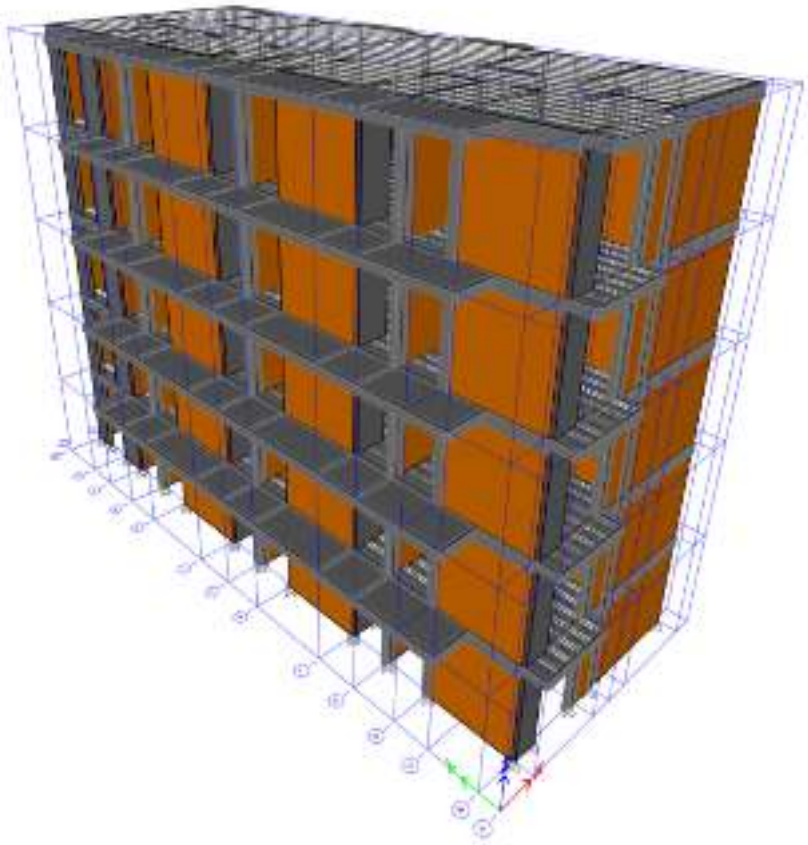
Modelado ETABS V21.2 – Vista en planta – Bloque A



Fuente: Elaboración propia.

Figura 19

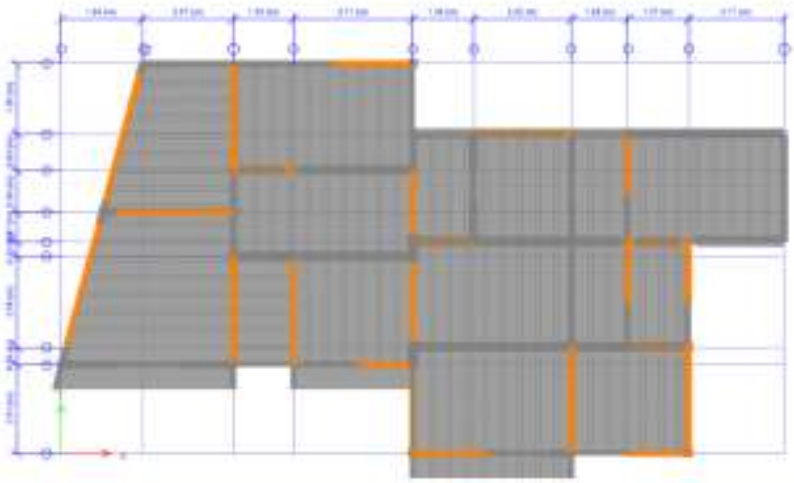
Modelado ETABS V21.2 – Vista en 3D – Bloque A



Fuente: Elaboración propia.

Figura 20

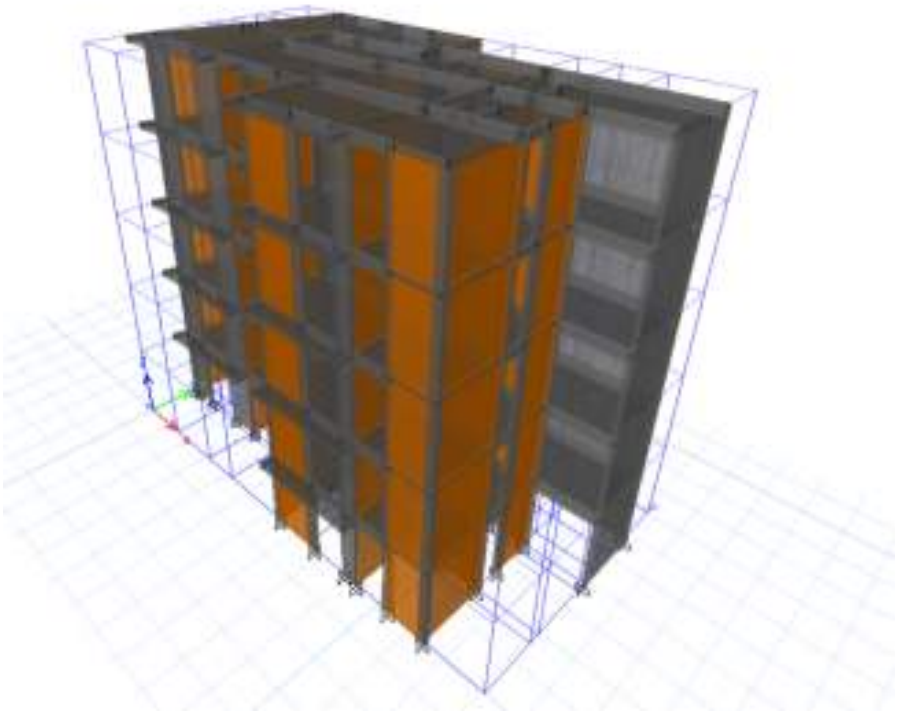
Modelado ETABS V21.2 – Vista en planta – Bloque B



Fuente: Elaboración propia.

Figura 21

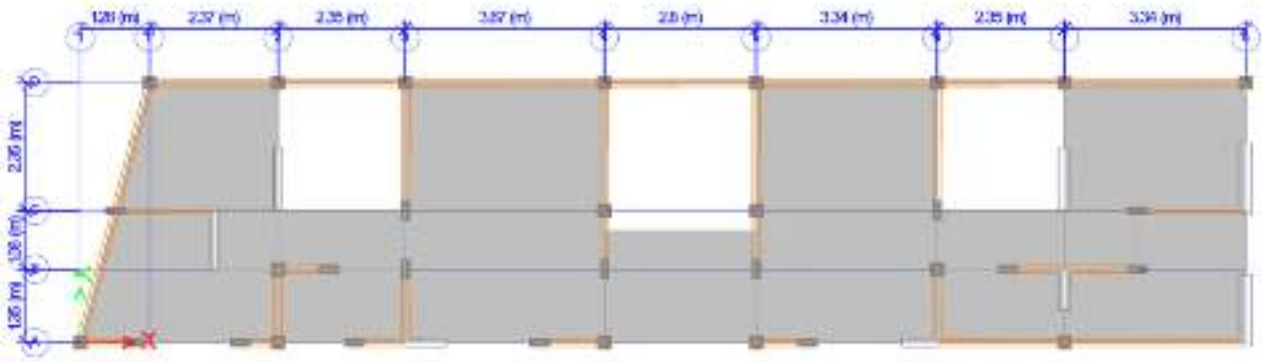
Modelado ETABS V21.2 – Vista en 3D – Bloque B



Fuente: Elaboración propia.

Figura 22

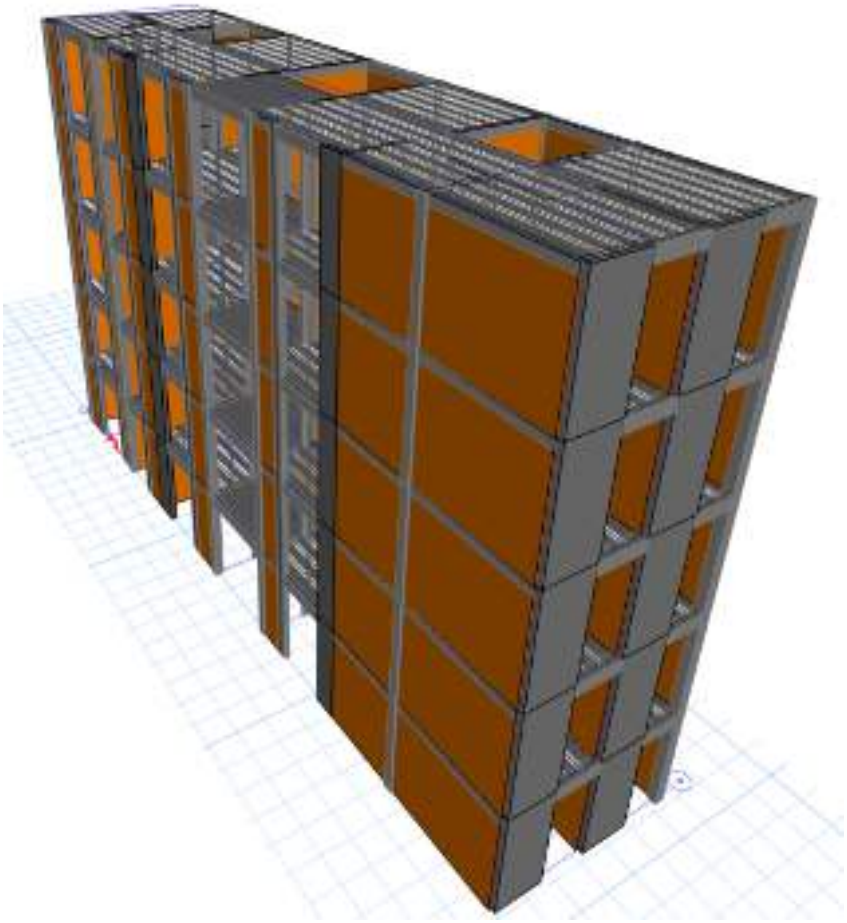
Modelado ETABS V21.2 – Vista en planta – Bloque C-D



Fuente: Elaboración propia.

Figura 23

Modelado ETABS V21.2 – Vista en 3D – Bloque C-D



Fuente: Elaboración propia.

4.1.2.5.2. Verificación de irregularidades

IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN ALTURA

→ Irregularidad de rigidez – Piso Blando

Existe esta irregularidad, cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

Entonces tenemos de acuerdo a la evaluación para el bloque A, es regular.

Tabla 18

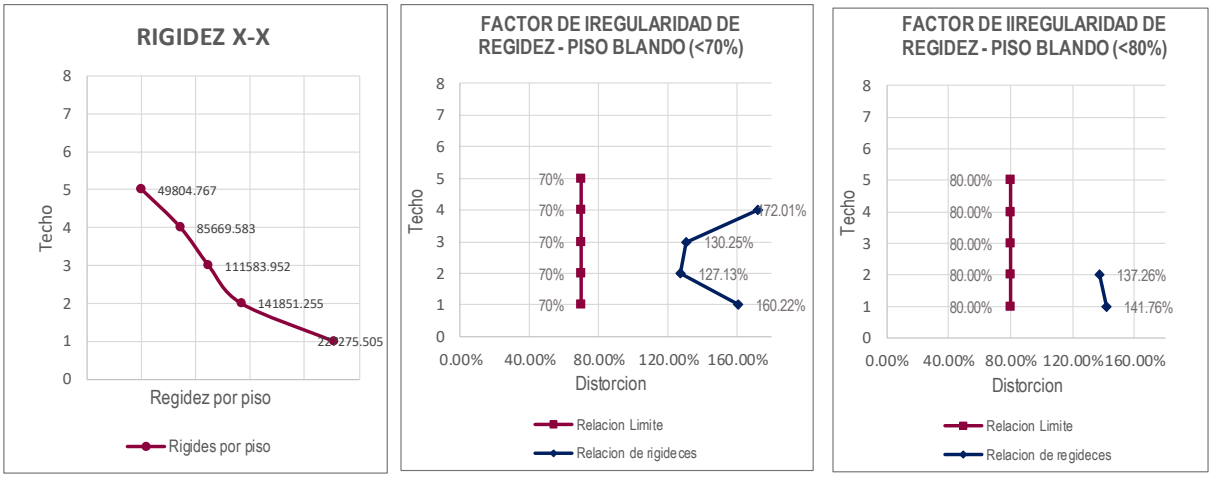
PISO	FUERZA CORTANTE X-X	DERIVA X-X	RIGIDEZ X-X	F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		
	tonf	m	tonf/m	Ri/Rs		(R1+R2+R3)/3	R/((R1+R2+R3)/3)	
Story5	84.8424	0.001703	49804.767					
Story4	170.4991	0.00199	85669.583	172.01%	Regular			
Story3	234.7415	0.002104	111583.95	130.25%	Regular	2352.77		
Story2	277.5699	0.001957	141851.26	127.13%	Regular	13034.9	137.26%	Regular
Story1	298.984	0.001316	227275.51	160.22%	Regular	60236.9	141.76%	Regular

Irregularidad de rigidez (Piso Blando) – Bloque A – Dirección x-x

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 6

Irregularidad de rigidez (Piso Blando) – Bloque A – Dirección x-x



Fuente: Elaboración propia

Tabla 19

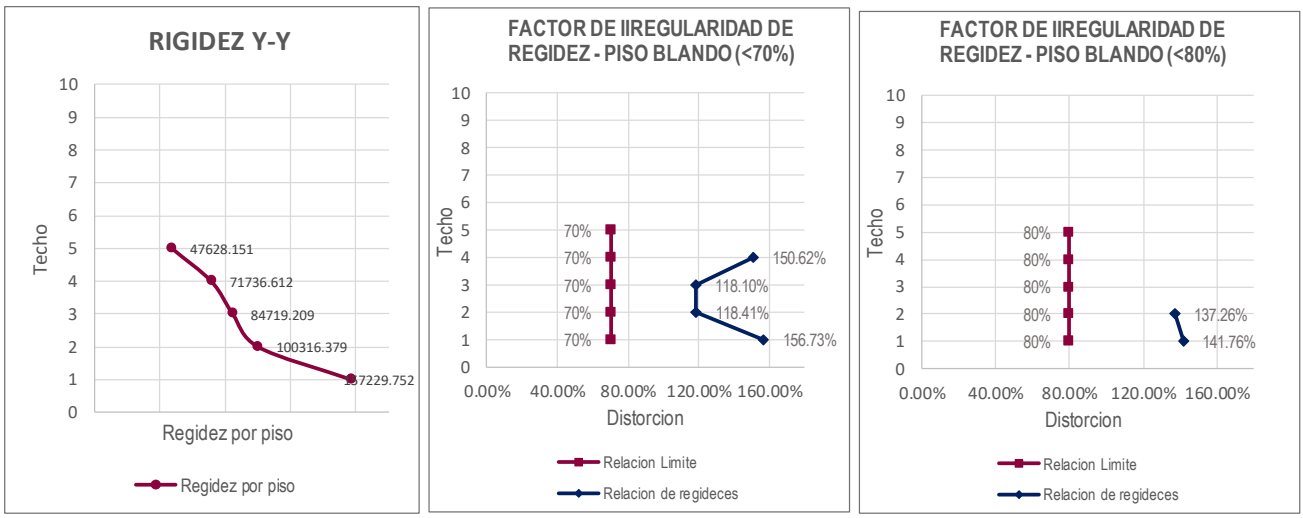
Irregularidad de rigidez (Piso Blando) – Bloque A – Dirección y-y

PISO	FUERZA CORTANTE Y-Y	DERIVA Y-Y	RIGIDEZ Y-Y	F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		
	tonf	m	tonf/m	Ri/Rs		(R1+R2+R3)/3	R/((R1+R2+R3)/3)	
Story5	84.8424	0.001781	47628.151					
Story4	170.4991	0.002377	71736.612	150.62%	Regular			
Story3	234.7416	0.002771	84719.209	118.10%	Regular	68027.99067		
Story2	277.5699	0.002767	100316.38	118.41%	Regular	85590.73333	125.82%	Regular
Story1	298.9841	0.001902	157229.75	156.73%	Regular	114088.4467	133.30%	Regular

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 7

Irregularidad de rigidez – Bloque A – Dirección y-y



Fuente: Elaboración propia

Entonces tenemos de acuerdo a la evaluación para el bloque B, es regular.

Tabla 20

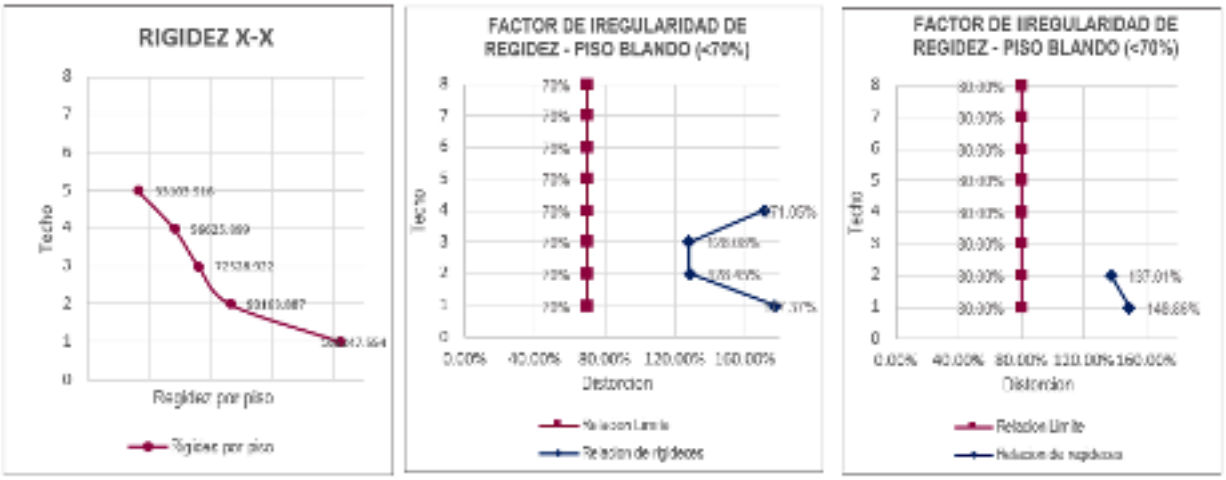
Irregularidad de rigidez (Piso Blando) – Bloque B – Dirección x-x

PISO	FUERZA CORTANTE X-X	DERIVA X-X	RIGIDEZ X-X	F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		
	tonf	m	tonf/m	Ri/Rs		(R1+R2+R3)/3	R/((R1+R2+R3)/3)	
Story5	72.0224	0.002176	33103.916					
Story4	146.3246	0.002584	56625.899	171.05%	Regular			
Story3	202.0512	0.002786	72528.922	128.08%	Regular	54086.24567		
Story2	239.2024	0.002568	93163.887	128.45%	Regular	74106.236	137.01%	Regular
Story1	257.7779	0.00156	165247.55	177.37%	Regular	110313.4543	148.86%	Regular

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 8

Irregularidad de rigidez – Bloque B – Dirección x-x



Fuente: Elaboración propia

Tabla 21

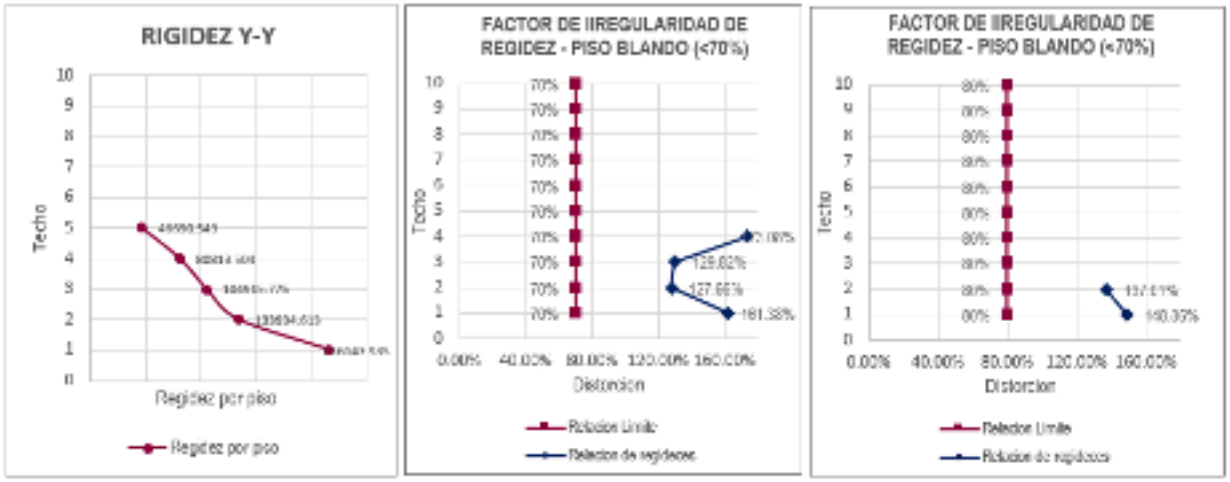
Irregularidad de rigidez (Piso Blando)– Bloque B – Dirección y-y

PISO	FUERZA CORTANTE Y-Y	DERIVA Y-Y	RIGIDEZ Y-Y	F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		
	tonf	m	tonf/m	Ri/Rs		(R1+R2+R3)/3	R/((R1+R2+R3)/3)	
Story5	72.0224	0.001543	46690.543					
Story4	146.3246	0.001811	80813.504	173.08%	Regular			
Story3	202.0512	0.001926	104915.775	129.82%	Regular	77473.274		
Story2	239.2023	0.001786	133934.613	127.66%	Regular	106554.6307	137.54%	Regular
Story1	257.779	0.001193	216147.985	161.38%	Regular	151666.1243	142.34%	Regular

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 9

Irregularidad de rigidez – Bloque B – Dirección y-y



Fuente: Elaboración propia

Entonces tenemos de acuerdo a la evaluación para el bloque C-D, es regular.

Tabla 22

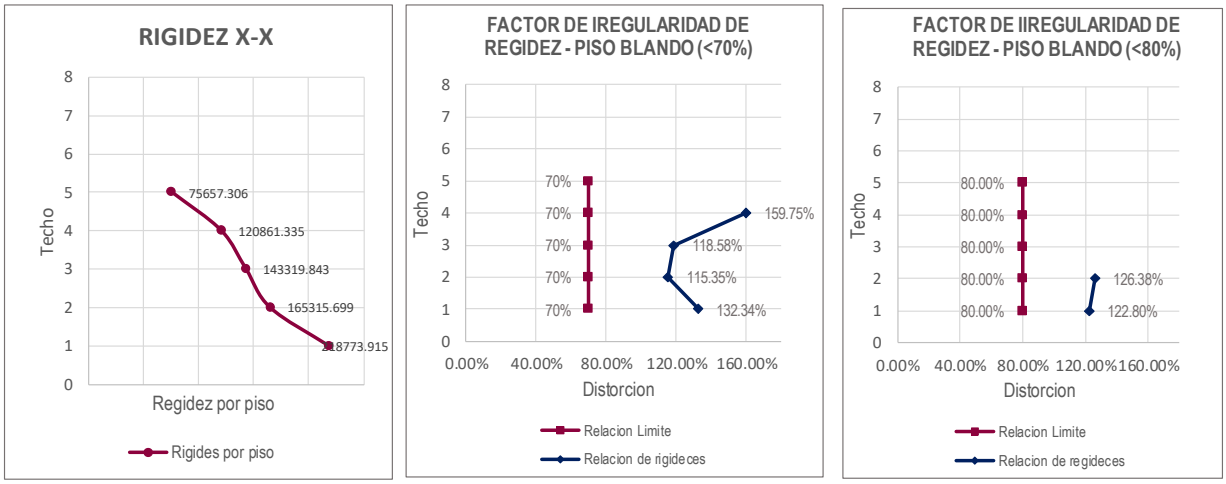
Irregularidad de rigidez (Piso Blando) – Bloque C-D – Dirección x-x

PISO	FUERZA CORTANTE X-X	DERIVA X-X	RIGIDEZ X-X	F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		
	tonf	m	tonf/m	Ri/Rs		(R1+R2+R3)/3	R/((R1+R2+R3)/3)	
Story5	50.6418	0.000669	75657.306					
Story4	114.343	0.000946	120861.34	159.75%	Regular			
Story3	162.1188	0.001131	143319.84	118.58%	Regular	113279.4947		
Story2	193.9694	0.001173	165315.70	115.35%	Regular	143165.6257	126.38%	Regular
Story1	209.8947	0.000959	218773.92	132.34%	Regular	175803.1523	122.80%	Regular

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 10

Irregularidad de rigidez – Bloque C-D – Dirección x-x



Fuente: Elaboración propia

Tabla 23

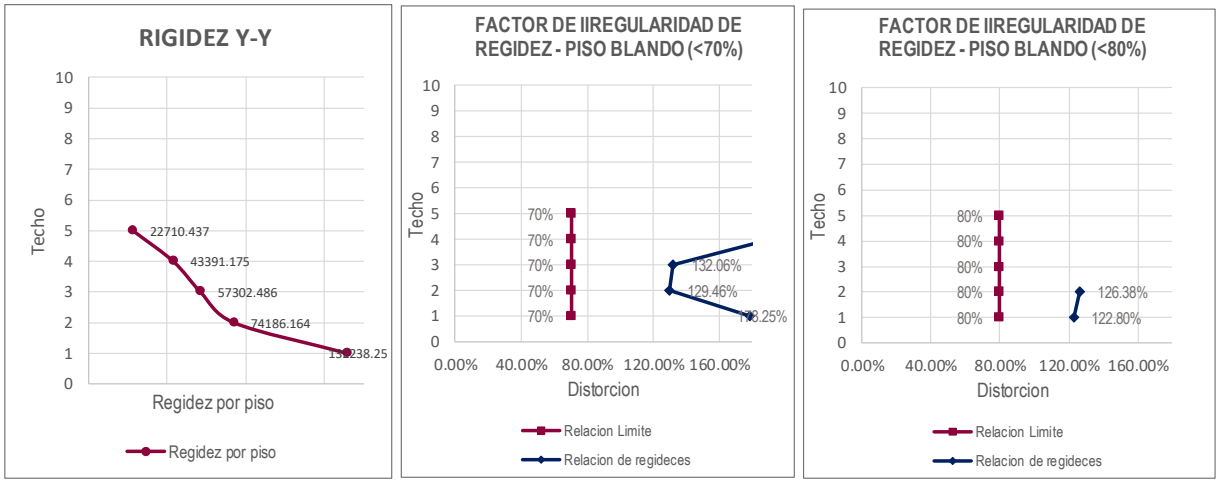
Irregularidad de rigidez (Piso Blando) – Bloque C-D – Dirección y-y

PISO	FUERZA CORTANTE Y-Y	DERIVA Y-Y	RIGIDEZ Y-Y	F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		
	tonf	m	tonf/m	Ri/Rs		(R1+R2+R3)/3	R/((R1+R2+R3)/3)	
Story5	50.6418	0.00223	22710.437					
Story4	114.343	0.002635	43391.175	191.06%	Regular			
Story3	162.1188	0.002829	57302.486	132.06%	Regular	41134.69933		
Story2	193.9694	0.002615	74186.164	129.46%	Regular	58293.275	141.71%	Regular
Story1	209.8947	0.001587	132238.25	178.25%	Regular	87908.96667	150.80%	Regular

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 11

Irregularidad de rigidez – Bloque C-D – Dirección y-y



Fuente: Elaboración propia

→ Irregularidad de Resistencia – Piso Débil

Existe esta irregularidad cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

De acuerdo a nuestro análisis para el bloque A, es regular.

Tabla 24

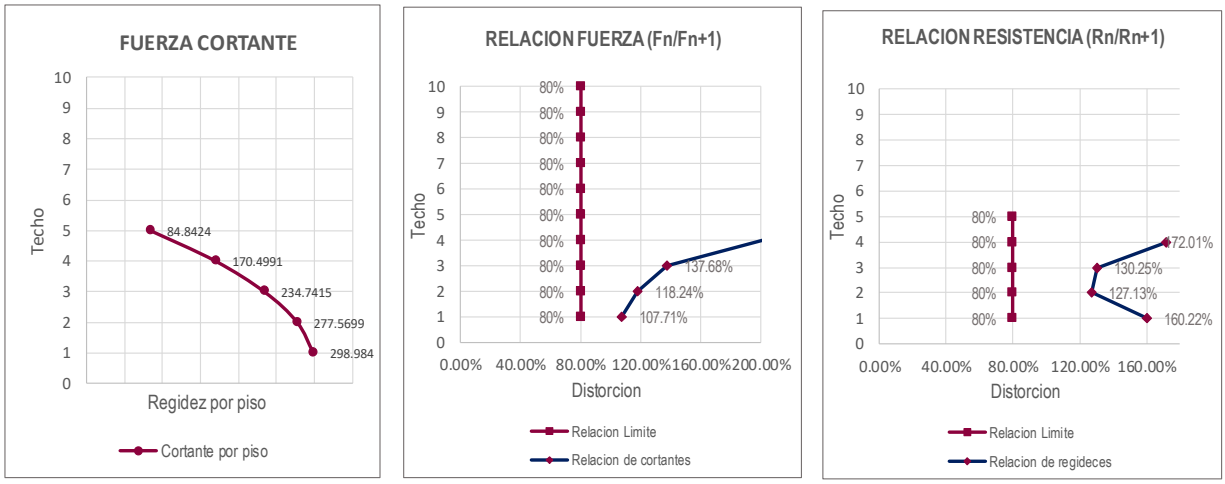
Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque A – Dirección x-x

PISO	FUERZA CORTANTE X-X	DERIVA X-X	RIGIDEZ X-X	FACTOR DE IREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DEBIL (<80%)			
	tonf	m	tonf/m	Fi/Fs		Ri/Rs	
Story5	84.8424	0.001703	49804.767				
Story4	170.4991	0.00199	85669.583	200.96%	Regular	172.01%	Regular
Story3	234.7415	0.002104	111583.952	137.68%	Regular	130.25%	Regular
Story2	277.5699	0.001957	141851.255	118.24%	Regular	127.13%	Regular
Story1	298.984	0.001316	227275.505	107.71%	Regular	160.22%	Regular

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 12

Irregularidad de resistencia – Bloque A – Dirección x-x



Fuente: Elaboración propia

Tabla 25

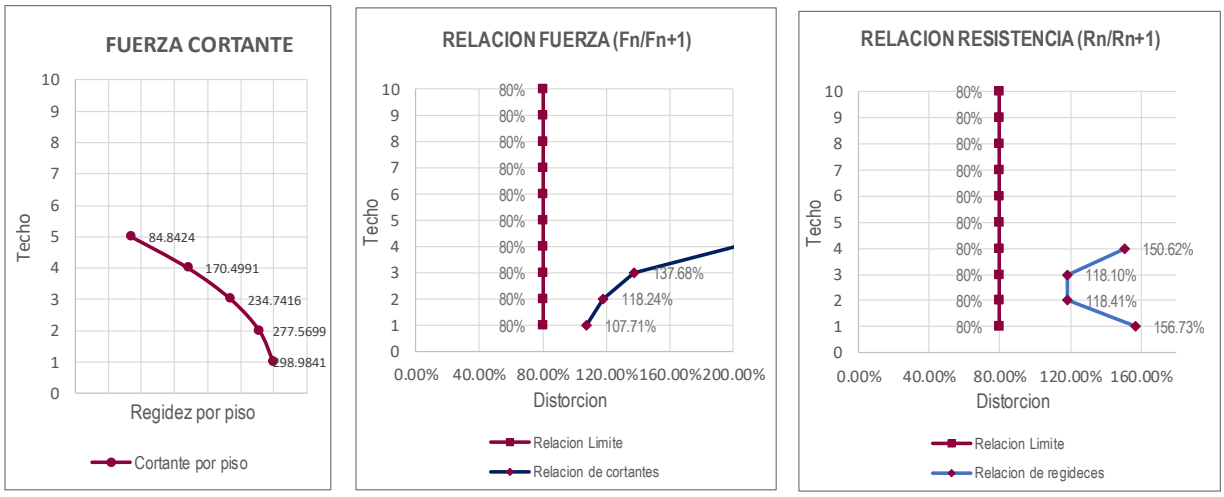
Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque A – Dirección y-y

PISO	FUERZA CORTANTE Y-Y	DERIVA Y-Y	RIGIDEZ Y-Y	FACTOR DE IREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DEBIL (<80%)			
	tonf	m	tonf/m	Fi/Fs		Ri/Rs	
Story5	84.8424	0.001781	47628.151				
Story4	170.4991	0.002377	71736.612	200.96%	Regular	150.62%	Regular
Story3	234.7416	0.002771	84719.209	137.68%	Regular	118.10%	Regular
Story2	277.5699	0.002767	100316.379	118.24%	Regular	118.41%	Regular
Story1	298.9841	0.001902	157229.752	107.71%	Regular	156.73%	Regular

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 13

Irregularidad de resistencia – Bloque A – Dirección y-y



Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a nuestro análisis para el bloque B, es regular.

Tabla 26

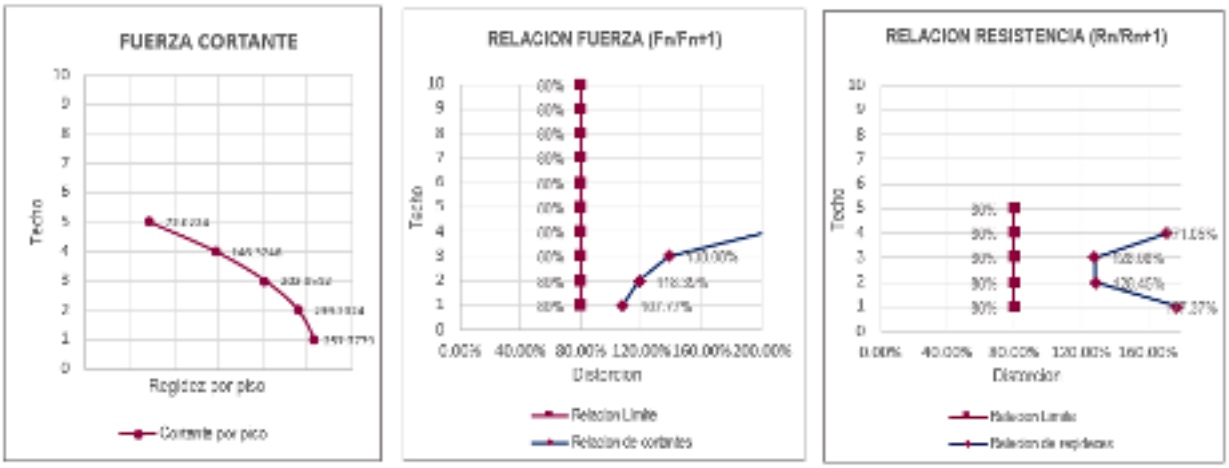
Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque B – Dirección x-x

PISO	FUERZA CORTANTE X-X	DERIVA X-X	RIGIDEZ X-X	FACTOR DE IREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DEBIL (<80%)			
	tonf	m	tonf/m	Fi/Fs		Ri/Rs	
Story5	72.0224	0.002176	33103.916				
Story4	146.3246	0.002584	56625.899	203.17%	Regular	171.05%	Regular
Story3	202.0512	0.002786	72528.922	138.08%	Regular	128.08%	Regular
Story2	239.2024	0.002568	93163.887	118.39%	Regular	128.45%	Regular
Story1	257.7779	0.00156	165247.554	107.77%	Regular	177.37%	Regular

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 14

Irregularidad de resistencia – Bloque B – Dirección x-x



Fuente: Elaboración propia

Tabla 27

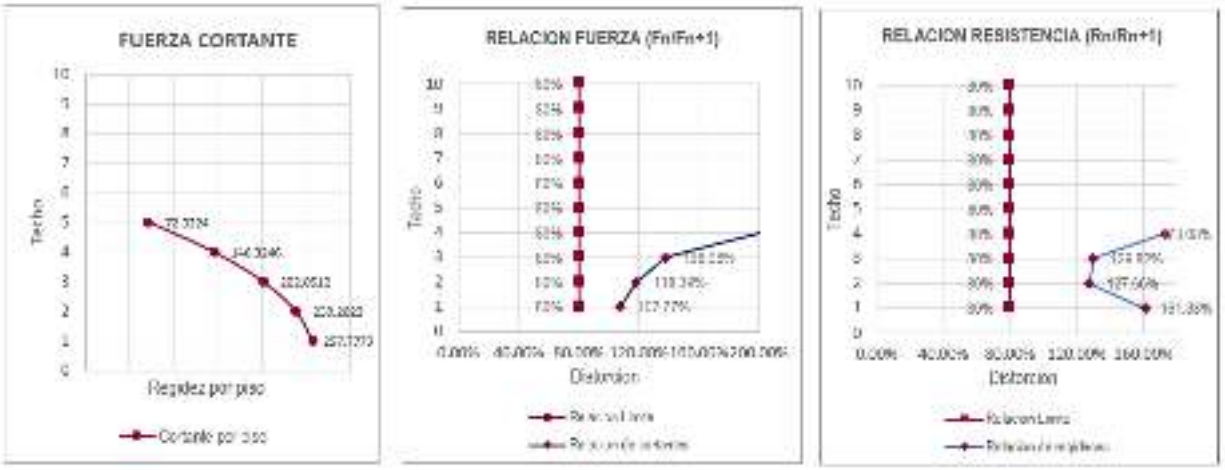
Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque B – Dirección y-y

PISO	FUERZA CORTANTE Y-Y	DERIVA Y-Y	RIGIDEZ Y-Y	FACTOR DE IREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DEBIL (<80%)			
	tonf	m	tonf/m	Fi/Fs		Ri/Rs	
Story5	72.0224	0.001543	44317.412				
Story4	146.3246	0.001811	74614.946	202.95%	Regular	173.08%	Regular
Story3	202.0512	0.001926	95073.465	138.05%	Regular	129.82%	Regular
Story2	239.2023	0.001786	118737.26	118.37%	Regular	127.66%	Regular
Story1	257.7779	0.001193	184939.433	107.76%	Regular	161.38%	Regular

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 15

Irregularidad de resistencia – Bloque B – Dirección y-y



Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a nuestro análisis para el bloque C-D, es regular.

Tabla 28

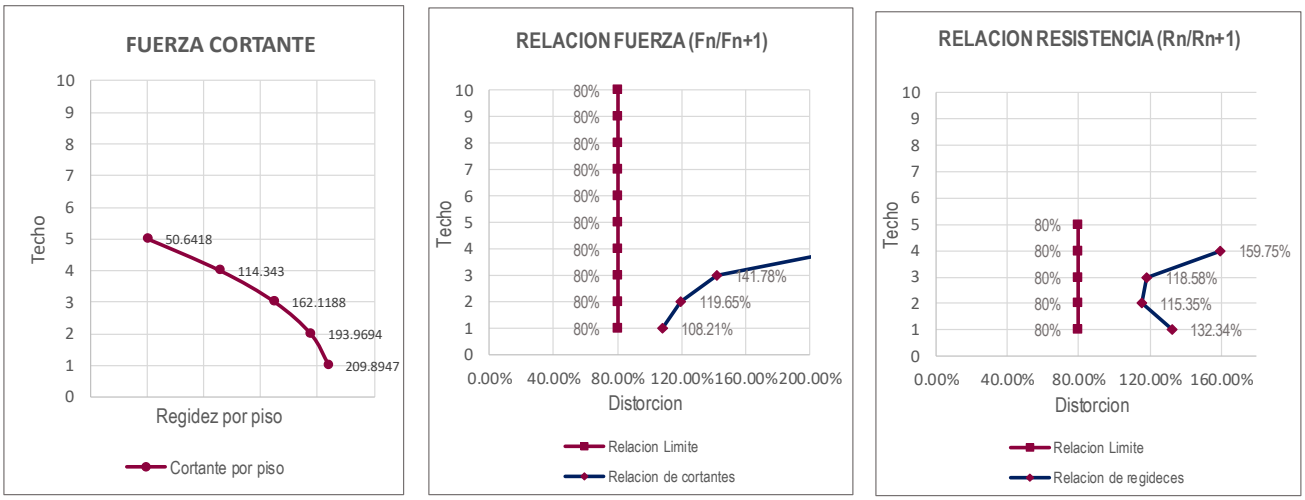
Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque C-D – Dirección x-x

PISO	FUERZA CORTANTE X-X	DERIVA X-X	RIGIDEZ X-X	FACTOR DE IREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DEBIL (<80%)			
	tonf	m	tonf/m	Fi/Fs		Ri/Rs	
Story5	50.6418	0.000669	75657.306				
Story4	114.343	0.000946	120861.335	225.79%	Regular	159.75%	Regular
Story3	162.1188	0.001131	143319.843	141.78%	Regular	118.58%	Regular
Story2	193.9694	0.001173	165315.699	119.65%	Regular	115.35%	Regular
Story1	209.8947	0.000959	218773.915	108.21%	Regular	132.34%	Regular

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 16

Irregularidad de resistencia – Bloque C-D – Dirección x-x



Fuente: Elaboración propia

Tabla 29

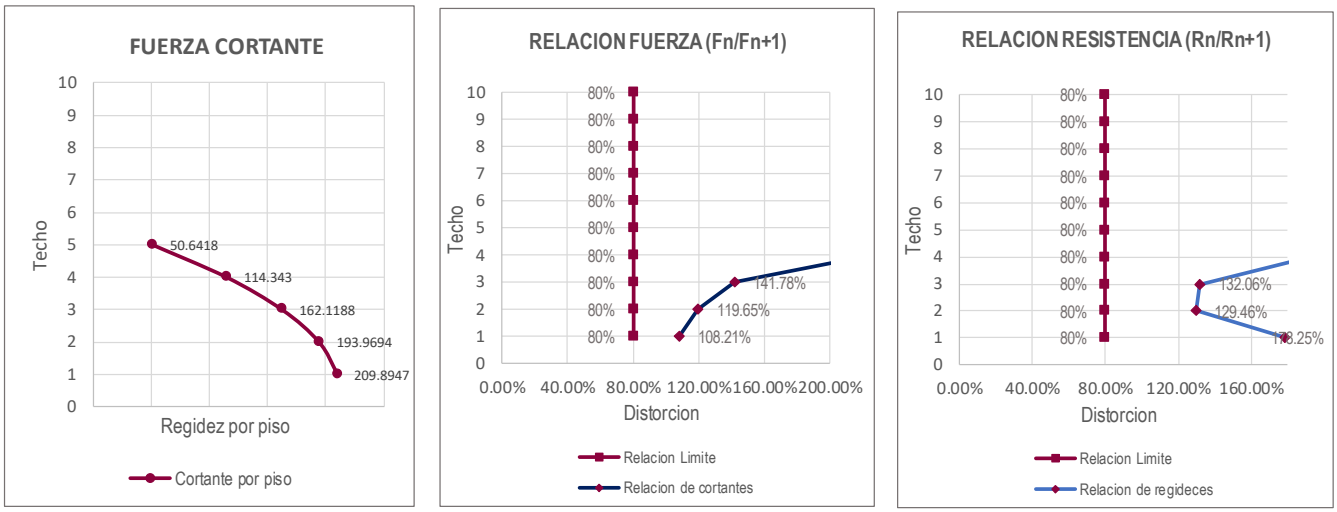
Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque C-D – Dirección y-y

PISO	FUERZA CORTANTE Y-Y	DERIVA Y-Y	RIGIDEZ Y-Y	FACTOR DE IREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DEBIL (<80%)			
	tonf	m	tonf/m	Fi/Fs		Ri/Rs	
Story5	50.6418	0.00223	22710.437				
Story4	114.343	0.002635	43391.175	225.79%	Regular	191.06%	Regular
Story3	162.1188	0.002829	57302.486	141.78%	Regular	132.06%	Regular
Story2	193.9694	0.002615	74186.164	119.65%	Regular	129.46%	Regular
Story1	209.8947	0.001587	132238.25	108.21%	Regular	178.25%	Regular

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 17

Irregularidad de resistencia – Bloque C-D – Dirección y-y



Fuente: Elaboración propia

→ Irregularidad de masa o peso

Se tiene irregularidad de masa cuando el peso de un piso es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente, no es aplicable en azoteas y sótanos.

Se realizo la evaluación del bloque A, se obtuvo que es regular.

Tabla 30

Irregularidad de masa o peso – Bloque A

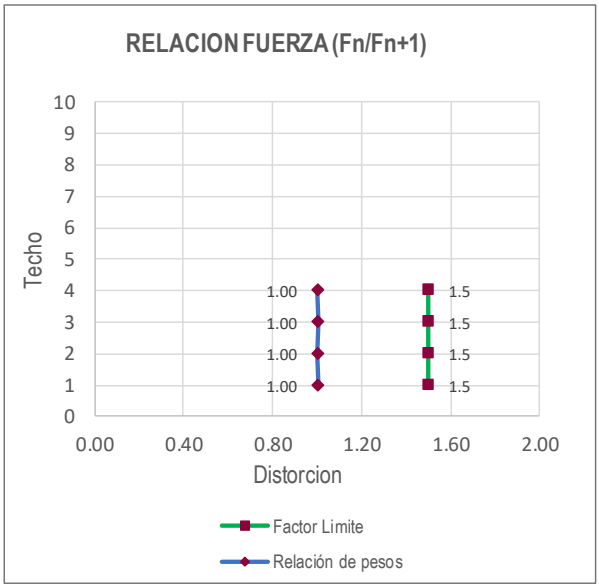
PESO DE EDIFICACION		CARGA	PESO POR NIVEL	FACTOR	VALOR LIMITE	VERIFICACION DE IRREGULARIDAD
TECHO	CASO DE CARGA	tonf				
Story5	PESO SISMICO	158.4454	158.4454			
Story4	PESO SISMICO	316.8907	158.4453	1.00	1.5	REGULAR
Story3	PESO SISMICO	475.3361	158.4454	1.00	1.5	REGULAR
Story2	PESO SISMICO	633.7814	158.4453	1.00	1.5	REGULAR
Story1	PESO SISMICO	792.2268	158.4454	1.00	1.5	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 18

Irregularidad de masa o peso – Bloque A





Fuente: Elaboración propia

Se realizo la evaluación del bloque B, se obtuvo que es regular.

Tabla 31

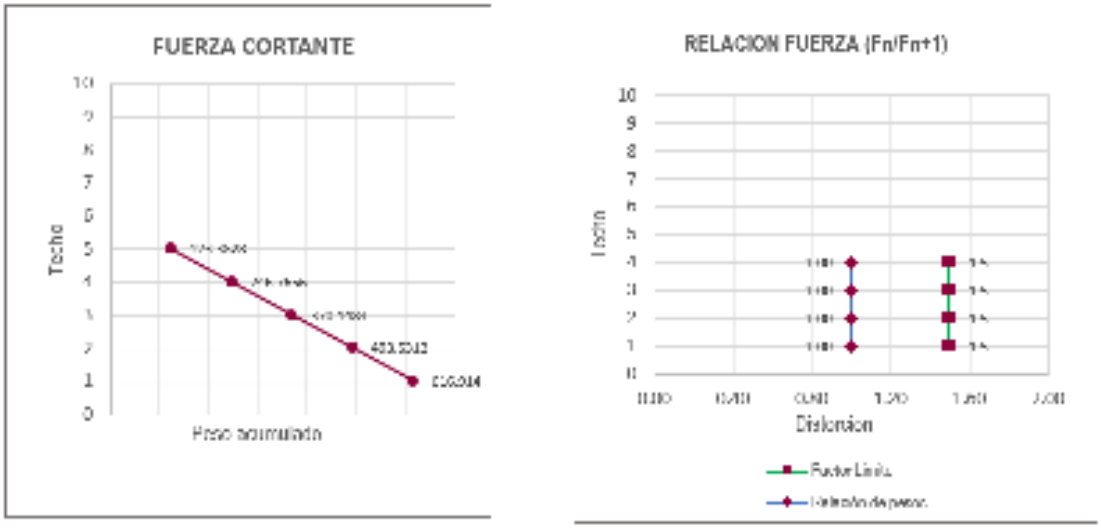
Irregularidad de masa o peso – Bloque B

PESO DE EDIFICACION		CARGA	PESO POR NIVEL	FACTOR	VALOR LIMITE	VERIFICACION DE IRREGULARIDAD
TECHO	CASO DE CARGA	tonf				
Story5	PESO SISMICO	123.3828	123.382			
Story4	PESO SISMICO	246.7656	123.382	1.00	1.50	REGULAR
Story3	PESO SISMICO	370.1484	123.382	1.00	1.50	REGULAR
Story2	PESO SISMICO	493.5312	123.382	1.00	1.50	REGULAR
Story1	PESO SISMICO	616.914	123.382	1.00	1.50	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 19

Irregularidad de masa o peso – Bloque B



Fuente: Elaboración propia

Se realizo la evaluación del bloque C-D, se obtuvo que es regular.

Tabla 32

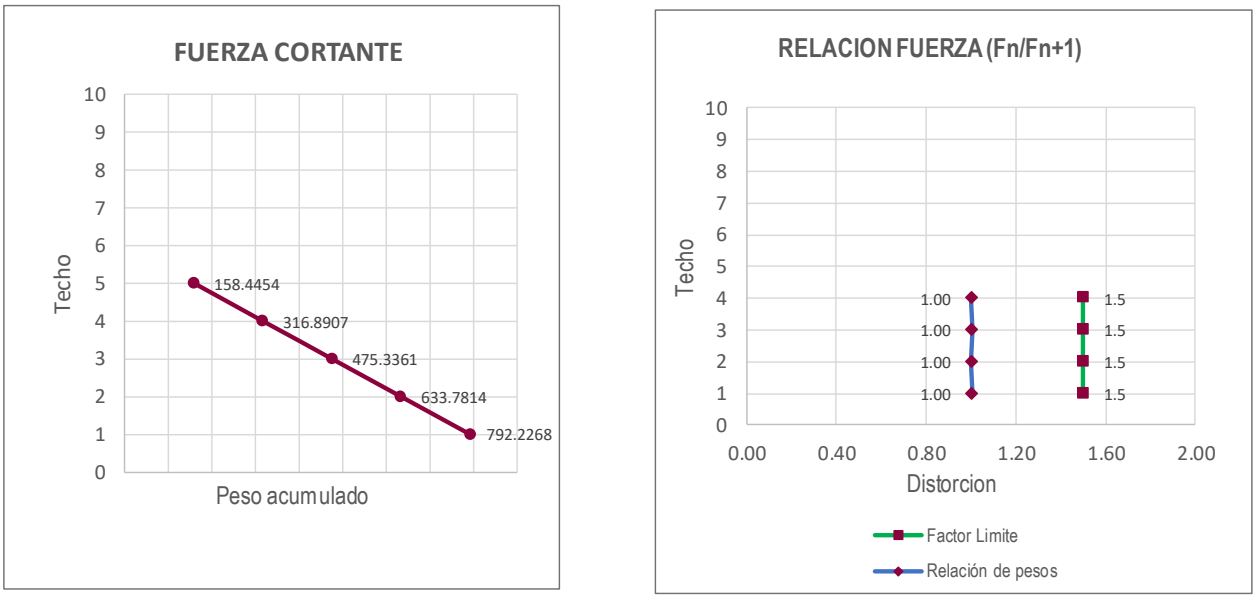
Irregularidad de masa o peso – Bloque C-D

PESO DE EDIFICACION		CARGA	PESO POR NIVEL	FACTOR	VALOR LIMITE	VERIFICACION DE IRREGULARIDAD
TECHO	CASO DE CARGA	tonf				
Story5	PESO SISMICO	158.4454	158.4454			
Story4	PESO SISMICO	316.8907	158.4453	1.00	1.5	REGULAR
Story3	PESO SISMICO	475.3361	158.4454	1.00	1.5	REGULAR
Story2	PESO SISMICO	633.7814	158.4453	1.00	1.5	REGULAR
Story1	PESO SISMICO	792.2268	158.4454	1.00	1.5	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 20

Irregularidad de masa o peso – Bloque C-D



Fuente: Elaboración propia

→ Irregularidad geométrica vertical

Existe esta irregularidad, cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, la dimensión en planta de la estructura resistente a cargas laterales es mayor que 1.3 veces la correspondiente dimensión de un piso adyacente, no es aplicable en azoteas y sótanos.

Todos los bloques tienen la misma configuración estructural desde el primer nivel, se cuenta con plantas típicas por lo cual **no presenta este tipo de irregularidad**.

→ Discontinuidad en los sistemas resistentes

Existe esta irregularidad cuando, en cualquier elemento que resiste más de 10% de la fuerza cortante, se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.

Todos los muros portantes nacen desde la cimentación con la misma ubicación sin presentar cambios de sección o de orientación en su eje debido a la arquitectura típica por planta por lo cual **no presenta este tipo de irregularidad**.

IRREGULARIDA ESTRUCTURAL EN PLANTA

→ Irregularidad torsional

Existe esta irregularidad, cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

Existe irregularidad torsional si se cumple que, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso de un extremo del edificio en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso.

Se evaluó el bloque A y no presenta esta irregularidad.

Tabla 33

Verificación de Irregularidad torsional – Bloque A – Dirección x-x

TECHO	CASO DE CARGA	DIRECCION	Deriva	Deriva Limite	50% Deriva LIMITE	RESULTADO
Story5	Deriva X	X	0.001836	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story4	Deriva X	X	0.002177	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story3	Deriva X	X	0.002312	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story2	Deriva X	X	0.002148	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story1	Deriva X	X	0.001376	0.005	0.0025	NO PROCEDE

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 21

Verificación de Irregularidad torsional – Bloque A – Dirección x-x



Fuente: Elaboración propia

Tabla 34

Verificación de Irregularidad torsional – Bloque A – Dirección y-y

TECHO	CASO DE CARGA	DIRECCION	Deriva	Deriva Limite	50% Deriva LIMITE	RESULTADO
Story5	Deriva Y	Y	0.001312	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story4	Deriva Y	Y	0.001729	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story3	Deriva Y	Y	0.001993	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story2	Deriva Y	Y	0.001978	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story1	Deriva Y	Y	0.001378	0.005	0.0025	NO PROCEDE

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 22

Verificación de Irregularidad torsional – Bloque A – Dirección y-y



Fuente: Elaboración propia

Se evaluó el bloque B y no presenta esta irregularidad.

Tabla 35

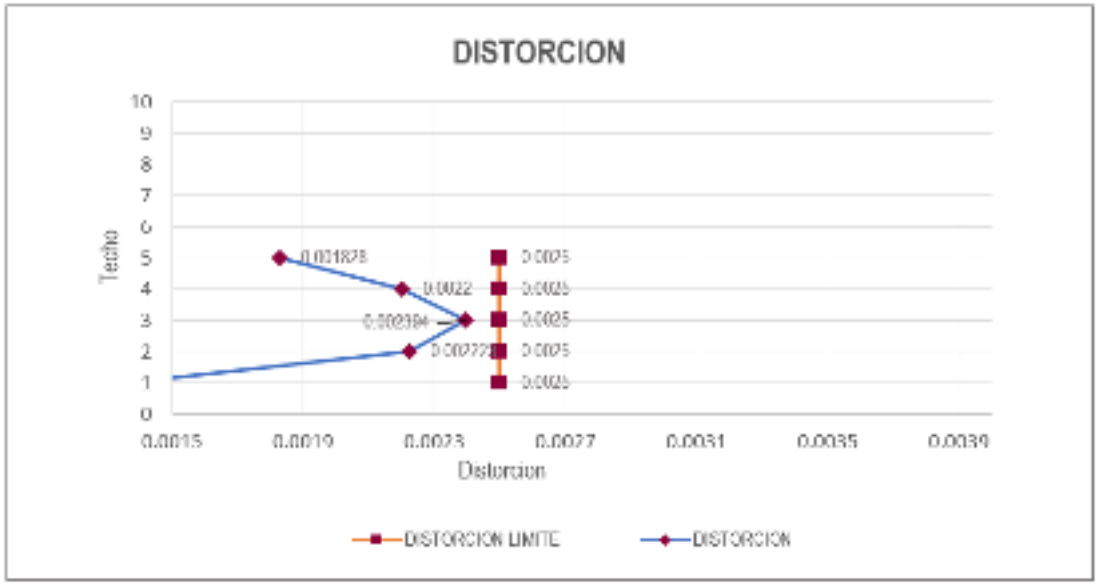
Verificación de Irregularidad torsional – Bloque B – Dirección x-x

TECHO	CASO DE CARGA	DIRECCION	Deriva	Deriva Limite	50% Deriva LIMITE	RESULTADO
Story5	Deriva X	X	0.001828	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story4	Deriva X	X	0.0022	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story3	Deriva X	X	0.002394	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story2	Deriva X	X	0.002223	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story1	Deriva X	X	0.001369	0.005	0.0025	NO PROCEDE

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 23

Verificación de Irregularidad torsional – Bloque B – Dirección x-x



Fuente: Elaboración propia

Tabla 36

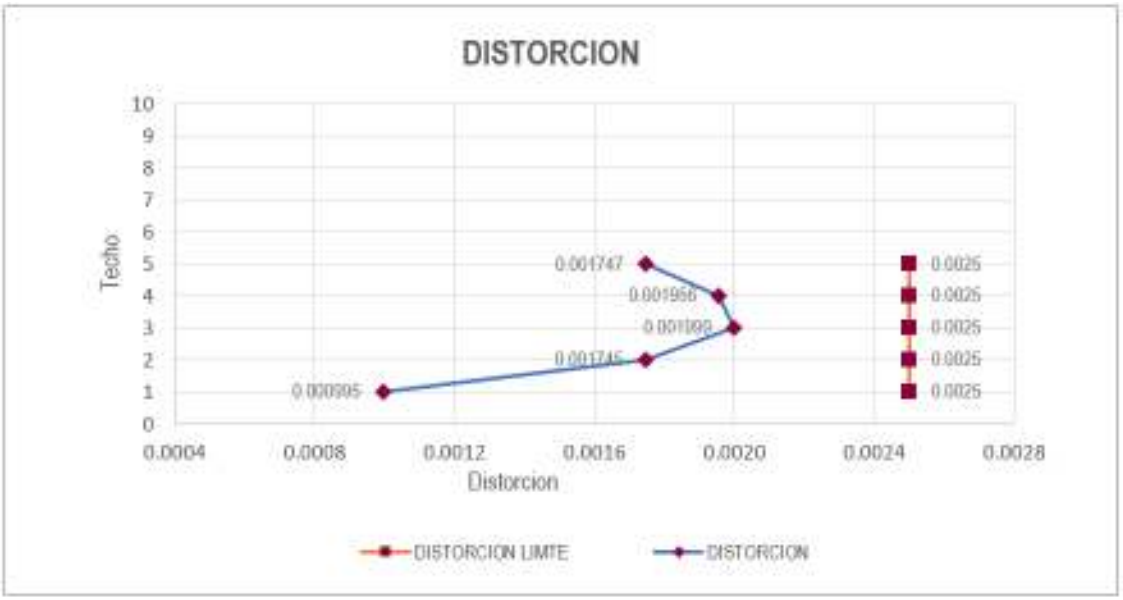
Verificación de Irregularidad torsional – Bloque B – Dirección x-x

TECHO	CASO DE CARGA	DIRECCION	Deriva	Deriva Limite	50% Deriva LIMITE	RESULTADO
Story5	Deriva Y	Y	0.001747	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story4	Deriva Y	Y	0.001956	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story3	Deriva Y	Y	0.001999	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story2	Deriva Y	Y	0.001745	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story1	Deriva Y	Y	0.000995	0.005	0.0025	NO PROCEDE

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 24

Verificación de Irregularidad torsional – Bloque B – Dirección y-y



Fuente: Elaboración propia

Se evaluó el bloque C-D y no presenta esta irregularidad.

Tabla 37

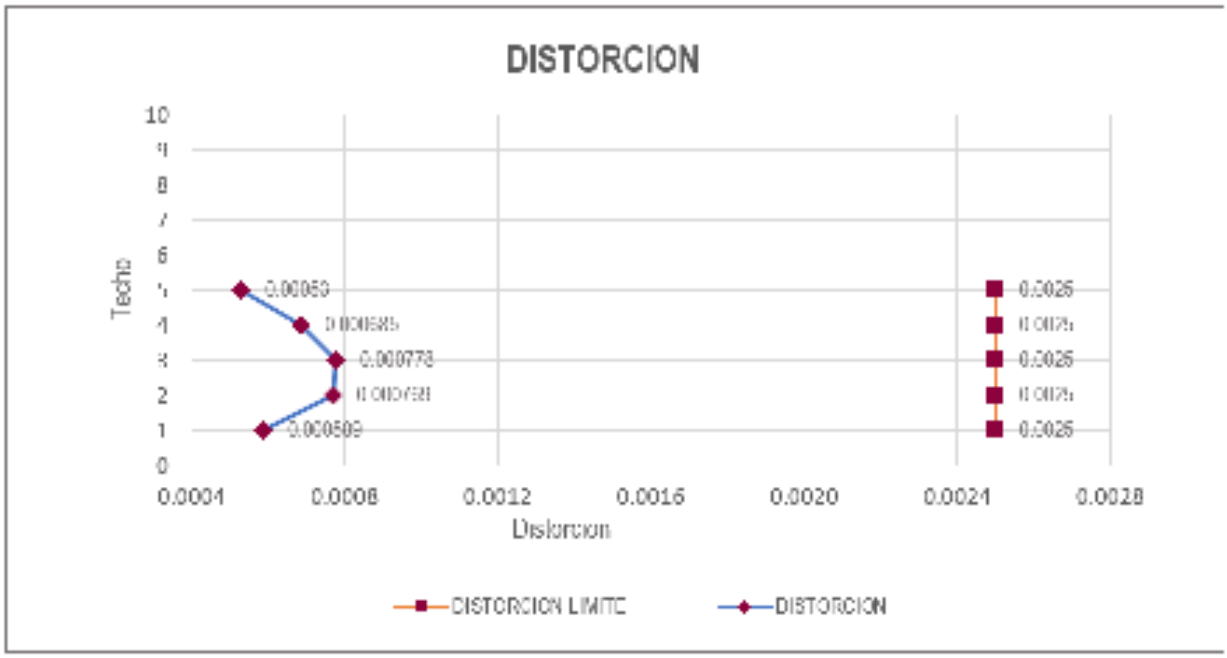
Verificación de Irregularidad torsional – Bloque C-D – Dirección x-x

TECHO	CASO DE CARGA	DIRECCION	Deriva	Deriva Limite	50% Deriva LIMITE	RESULTADO
Story5	Deriva X	X	0.00053	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story4	Deriva X	X	0.000685	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story3	Deriva X	X	0.000778	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story2	Deriva X	X	0.000769	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story1	Deriva X	X	0.000589	0.005	0.0025	NO PROCEDE

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 25

Verificación de Irregularidad torsional – Bloque C-D – Dirección x-x



Fuente: Elaboración propia

Tabla 38

Verificación de Irregularidad torsional – Bloque C-D – Dirección y-y

TECHO	CASO DE CARGA	DIRECCION	Deriva	Deriva Limite	50% Deriva LIMITE	RESULTADO
Story5	Deriva Y	Y	0.002258	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story4	Deriva Y	Y	0.002742	0.005	0.0025	PROCEDE
Story3	Deriva Y	Y	0.003025	0.005	0.0025	PROCEDE
Story2	Deriva Y	Y	0.002834	0.005	0.0025	PROCEDE
Story1	Deriva Y	Y	0.001616	0.005	0.0025	NO PROCEDE

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 26

Verificación de Irregularidad torsional – Bloque C-D – Dirección y-y



Fuente: Elaboración propia

Tabla 39

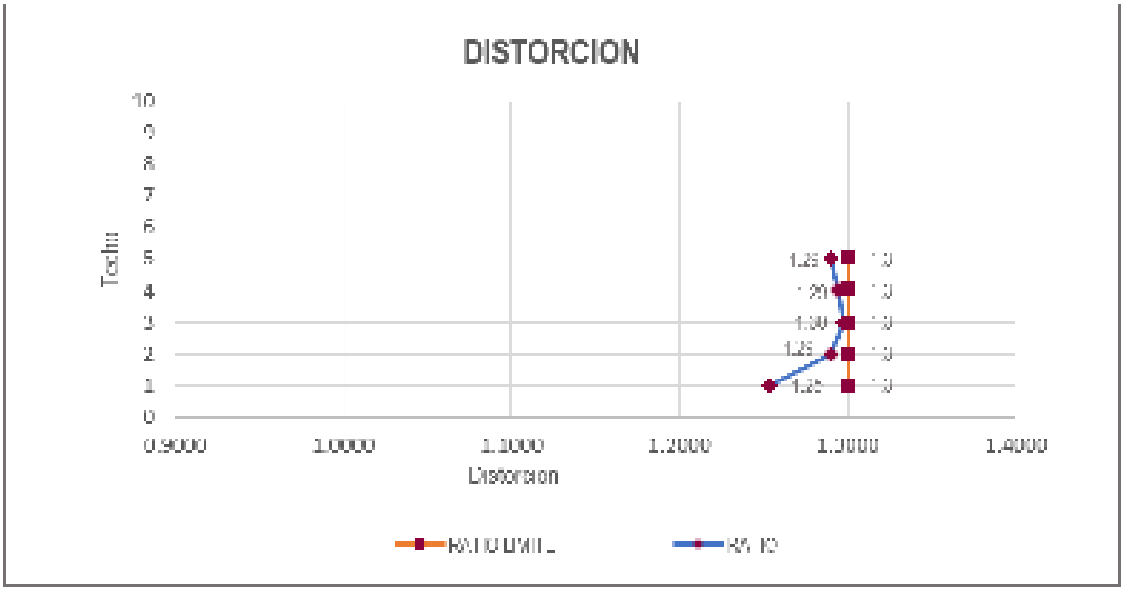
Irregularidad torsional – Bloque C-D – Dirección y-y

TECHO	CASO DE CARGA	DIRECCION	Máxima	Promedio	RATIO	Es irregular si	
			m	m	MAXIMA PROMEDIO	Ratio < 1.3	
Story5	SDinX	Y	0.015433	0.011962	1.29	1.3	REGULAR
Story4	SDinX	Y	0.012659	0.009778	1.29	1.3	REGULAR
Story3	SDinX	Y	0.00928	0.007153	1.30	1.3	REGULAR
Story2	SDinX	Y	0.005533	0.00429	1.29	1.3	REGULAR
Story1	SDinX	Y	0.00201	0.001604	1.25	1.3	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 27

Verificación de Irregularidad torsional – Bloque C-D – Dirección y-y



Fuente: Elaboración propia

→ Esquinas entrantes

Existe irregularidad por esquinas entrantes si se cumple: A>0.20B y C>0.20D.

Los bloques A y C-D por su geometría ortogonal no presente este tipo de irregularidad a diferencia del bloque B, el cual comparando las medidas de los quiebres en su esquina hagan que tenga esta irregularidad.

Tabla 40

Esquinas entrantes – Bloque B – Dirección x-x

DIRECCION	DIMENSION TOTAL EN PLANTA	DIMENSION DE ESQUINA ENTRANTE	20% DE LA DIMENSION TOTAL EN PLANTA	Es irregular si DIMENSION DE ESQUINA ENTRANTE > 20% DIMENSION TOTAL EN PLANTA
	m	m	m	
X	14.4	6.4	2.88	IRREGULAR

Fuente: Elaboración propia

Tabla 41

Esquinas entrantes – Bloque B – Dirección y-y

DIRECCION	DIMENSION TOTAL EN PLANTA	DIMENSION DE ESQUINA ENTRANTE	20% DE LA DIMENSION TOTAL EN PLANTA	Es irregular si
				DIMENSION DE ESQUINA ENTRANTE > 20% DIMENSION TOTAL EN PLANTA
	m	m	m	
Y	7.39	2.6	1.478	IRREGULAR

Fuente: Elaboración propia

Figura 24

Bloque B – Vista en planta – Acotado



Fuente: Elaboración propia.

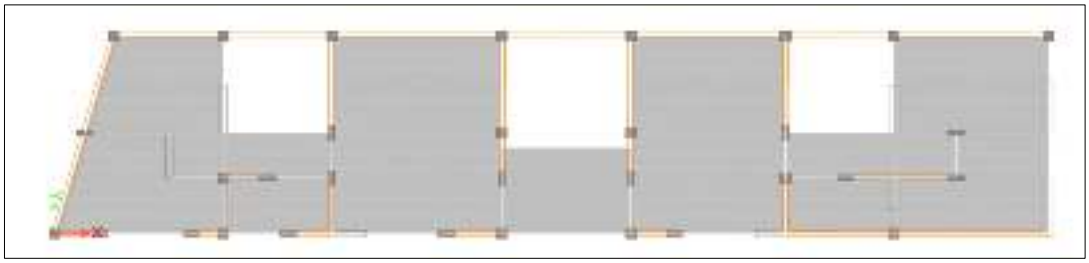
→ Discontinuidad del diafragma

Existe esta irregularidad si los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma.

Debido a las disposiciones arquitectónicas solo el bloque C-D presenta vanos en su losa, pero al ser evaluada se verifica que no tiene esta irregularidad.

Figura 25

Bloque C-D – Vista en planta - Vacíos



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 42

Discontinuidad del diafragma – Bloque C-D

TECHO	LONGITUD X	LONGITUD Y	AREA DEL DIAFRAGMA	AREA DISCONTINUA	A_{DIC} / A_{DIAF}	Es irregular si A_{DIC} / A_{DIAF} > 50%	
	m	m	m^2	m^2			
Story5	21.02	4.93	103.6286	16.83	16.24%	50.00%	REGULAR
Story4	21.02	4.93	103.6286	16.83	16.24%	50.00%	REGULAR
Story3	21.02	4.93	103.6286	16.83	16.24%	50.00%	REGULAR
Story2	21.02	4.93	103.6286	16.83	16.24%	50.00%	REGULAR
Story1	21.02	4.93	103.6286	16.83	16.24%	50.00%	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

→ Sistemas no paralelos

Se considera esta irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos, se aplica siempre y cuando el ángulo sea mayor a 30° y cuando el elemento resista más del 10% de la fuerza cortante del piso**.**

El bloque A solo presenta elementos ortogonales, el bloque B y C-D si presentan muros en diagonal, pero estos no presentan un ángulo mayor que 30° ni tampoco resisten más del 10% de la cortante por piso respectivamente.

4.1.2.5.3. Resumen de irregularidades

→ Bloque A

Tabla 43

Resumen de irregularidades en altura – Bloque A

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	la DIR X-X	la DIR Y-Y
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	1.00	1.00
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	1.00	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	1.00	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	1.00	1.00
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	1.00	1.00
Valor más crítico	**1.00**	**1.00**

Fuente: Elaboración propia

Tabla 44

Resumen de irregularidades en planta – Bloque A

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	la DIR X-X	la DIR Y-Y
Irregularidad Torsional	1.00	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	1.00	1.00
Discontinuidad del Diafragma	1.00	1.00
Sistemas no Paralelos	1.00	1.00
Valor más crítico	**1.00**	**1.00**

Fuente: Elaboración propia

Tabla 45

Resumen de irregularidad– Bloque A

COEFICIENTE DE	Dirección	la	Ip	R
REDUCCION DE LAS	X-X	1.00	1.00	3.00
FUERZAS SISMICAS	Y-Y	1.00	1.00	3.00

Fuente: Elaboración propia

→ **Bloque B**

Tabla 46

Resumen de irregularidades en altura – Bloque B

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	la DIR X-X	la DIR Y-Y
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	1.00	1.00
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	1.00	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	1.00	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	1.00	1.00
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	1.00	1.00
Valor más crítico	**1.00**	**1.00**

Fuente: Elaboración propia

Tabla 47

Resumen de irregularidades en planta – Bloque B

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	la DIR X-X	la DIR Y-Y
Irregularidad Torsional	1.00	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	0.90	0.90
Discontinuidad del Diafragma	1.00	1.00
Sistemas no Paralelos	1.00	1.00
Valor más crítico	**0.90**	**0.90**

Fuente: Elaboración propia

Tabla 48

Resumen de irregularidad– Bloque B

	Dirección	la	Ip	R
COEFICIENTE DE REDUCCION DE LAS FUERZAS SISMICAS	X-X	1.00	0.90	2.70
	Y-Y	1.00	0.90	2.70

Fuente: Elaboración propia

→ Bloque C-D

Tabla 49

Resumen de irregularidades en altura – Bloque C-D

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	la DIR X-X	la DIR Y-Y
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	1.00	1.00
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	1.00	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	1.00	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	1.00	1.00
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	1.00	1.00
Valor más crítico	**1.00**	**1.00**

Fuente: Elaboración propia

Tabla 50

Resumen de irregularidades en planta – Bloque C-D

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	la DIR X-X	la DIR Y-Y
Irregularidad Torsional	1.00	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	1.00	1.00
Discontinuidad del Diafragma	1.00	1.00
Sistemas no Paralelos	1.00	1.00
Valor más crítico	**1.00**	**1.00**

Fuente: Elaboración propia

Tabla 51

Resumen de irregularidad– Bloque C-D

COEFICIENTE DE	Dirección	la	Ip	R
REDUCCION DE LAS	X-X	1.00	1.00	3.00
FUERZAS SISMICAS	Y-Y	1.00	1.00	3.00

Fuente: Elaboración propia

En la verificación de irregularidades se ha determinado que los bloques A y C-D no presentan condiciones que comprometan la regularidad estructural, por lo cual su factor de reducción de fuerzas sísmicas (R) no se ve afectado. Por otro lado, en el bloque B se han identificado irregularidades asociadas a la presencia de esquinas entrantes y a la torsión. Sin

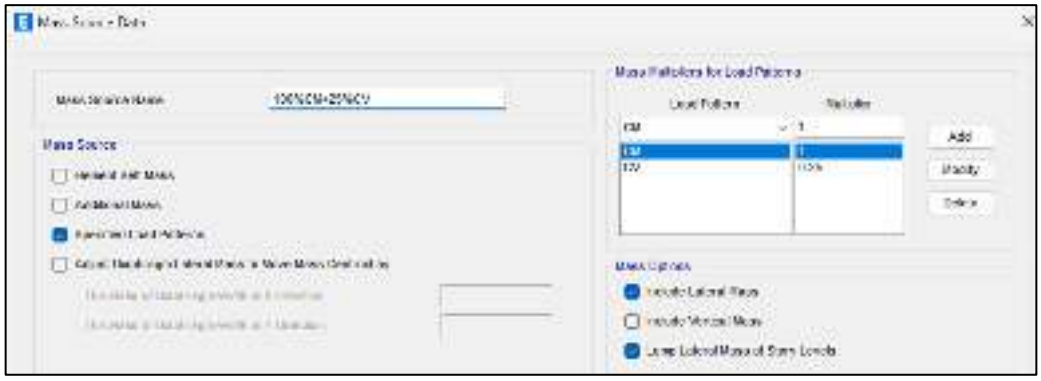
embargo, al evaluarse la importancia relativa de estas condiciones, se considera que prima la irregularidad torsional, la cual determina la afectación directa sobre el valor del factor de reducción de fuerzas (R), resultando en un ajuste más conservador para este bloque.

4.1.2.5.4. Peso sísmico

En la configuración del modelo estructural dentro de ETABS, se definió el peso sísmico efectivo conforme a lo estipulado en la Norma Técnica E.030 – Diseño Sismorresistente. Para edificaciones de uso común (vivienda multifamiliar en este caso).

Figura 26

Configuración en ETABS V21.2 – Peso sísmico – Todos los bloques



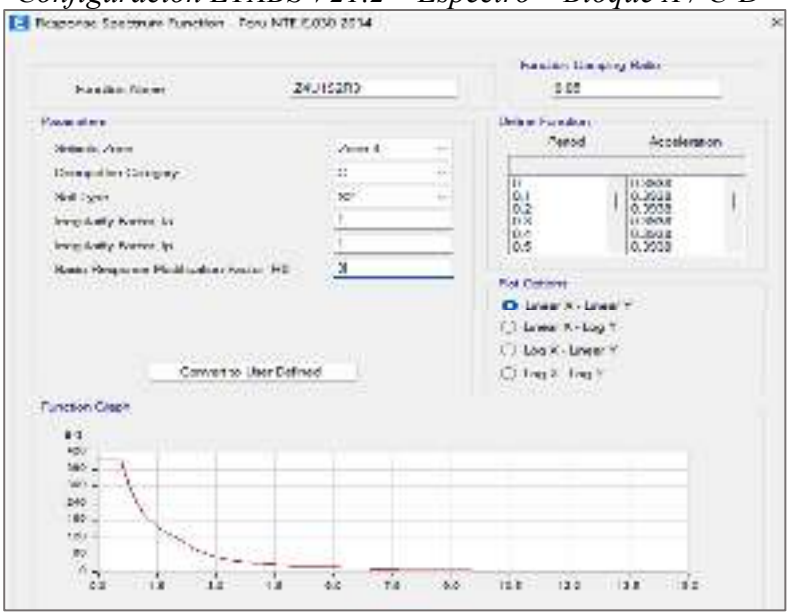
Fuente: Elaboración propia – ETABS V21.2

4.1.2.5.5. Espectro respuesta

Para el análisis sísmico se ha considerado el empleo del método dinámico modal espectral, por lo que resulta necesario definir el espectro de respuesta de diseño conforme a lo establecido en la Norma Técnica E.030 – Diseño Sismorresistente. El espectro de respuesta se ha construido en función de los parámetros sísmicos característicos de la ubicación del proyecto, considerando la zonificación sísmica correspondiente al distrito de Pimentel, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque. Asimismo, se incluyen los factores de suelo, importancia y reducción de respuesta sísmica determinados en la etapa previa de caracterización estructural.

Figura 27

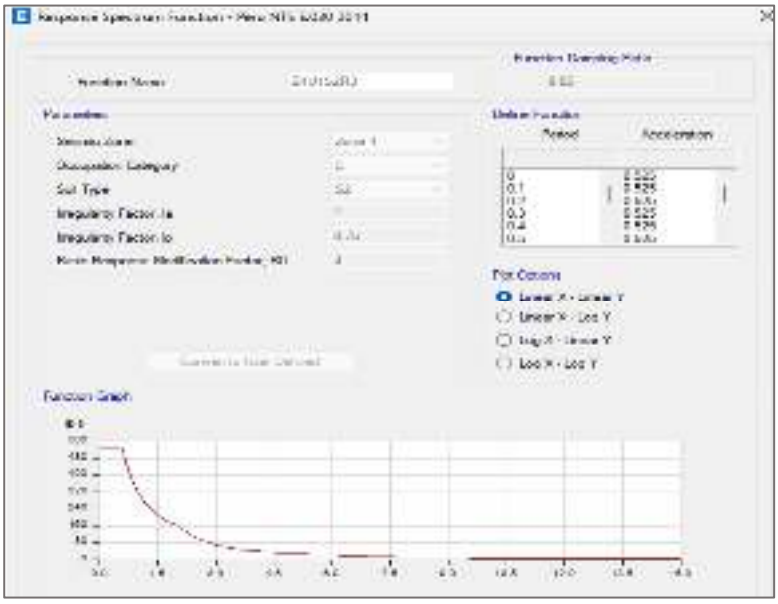
Configuración ETABS V21.2 – Espectro – Bloque A / C-D



Fuente: Elaboración propia - ETABS

Figura 28

Configuración ETABS V21.2 – Espectro – Bloque B



Fuente: Elaboración propia - ETABS

4.1.2.5.6. Verificación de coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R)

En este caso, y de manera simplificada, se ha optado por considerar directamente que los muros de albañilería confinada absorben la mayor parte de los esfuerzos cortantes, debido a la alta densidad de muros en ambas direcciones. Este criterio resulta razonable, dado que la configuración estructural garantiza que dichos elementos actúen como los principales responsables de la resistencia sísmica. Por lo tanto, se confirma que la adopción del coeficiente R = 3.0 resulta técnicamente consistente con la tipología estructural de la edificación.

4.1.2.5.7. Análisis modal

Del modelo realizado se obtiene el porcentaje de masa que participa en el análisis. Según la Norma E.030, se debe considerar que el porcentaje de masa participativa sea mayor al 90% para todos los modos empleados.

Tabla 52

Modos de vibración – Bloque A

Caso	Modo	Periodo sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Ritz	1	**0.268**	0.0025	**0.7822**	0.0025	0.7822	0.0171	0.0171
Ritz	2	**0.236**	0.70**08**	0.0079	0.7033	0.79	0.0676	0.0848
Ritz	3	0.198	0.0739	0.0115	0.7772	0.8015	0.7093	0.7941
Ritz	4	0.083	0.0002	0.1347	0.7774	0.9362	0.0035	0.7976
Ritz	5	0.069	1.51E-01	0.0007	0.9284	0.9368	0.0137	0.8114
Ritz	6	0.061	0.0149	0.0021	0.9433	0.9389	1.33E-01	0.9441
Ritz	7	0.045	3.35E-05	0.0408	0.9433	0.9797	0.0006	0.9446
Ritz	8	0.037	3.65E-02	0.0002	0.9798	0.9799	3.60E-03	0.9483
Ritz	9	0.033	2.70E-03	0.0002	0.9825	0.9801	3.45E-02	0.9828
Ritz	10	0.032	0.0001	1.55E-02	0.9826	0.9955	0.0001	0.9828
Ritz	11	0.027	9.37E-07	0.0034	0.9826	0.9989	0.0002	0.983
Ritz	12	0.027	0.0135	4.73E-05	0.9961	0.999	0.0007	0.9837
Ritz	13	0.024	0.0004	8.00E-04	0.9966	0.9998	1.28E-02	0.9966
Ritz	14	0.022	3.40E-03	6.40E-06	1	0.9998	0.0001	0.9967
Ritz	15	0.02	3.43E-05	0.0002	1	1	0.0033	1

Fuente: Elaboración propia – ETABS

Tabla 53

Modos de vibración – Bloque B

Caso	Modo	Periodo sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Ritz	1	**0.259**	**0.6806**	0.0005	0.6806	0.0005	0.0932	0.0932
Ritz	2	**0.211**	0.0028	**0.7296**	0.6834	0.73	0.0366	0.1298
Ritz	3	0.161	0.084	0.0527	0.7674	0.7827	0.6455	0.7753
Ritz	4	0.075	0.1381	1.00E-03	0.9055	0.7837	0.0174	0.7927
Ritz	5	0.061	0.0004	0.1583	0.9059	0.942	0.0012	0.7939
Ritz	6	0.047	0.0256	0.0001	0.9315	0.9421	1.45E-01	0.939
Ritz	7	0.041	0.0116	0.0003	0.9432	0.9424	0.0021	0.9412
Ritz	8	0.039	0.0262	5.00E-04	0.9693	0.943	3.70E-03	0.9449
Ritz	9	0.034	0.0004	0.0008	0.9697	0.9438	1.00E-04	0.945
Ritz	10	0.034	0.000021	2.00E-04	0.9698	0.944	4.92E-06	0.945
Ritz	11	0.034	1.00E-04	0.00E+00	0.9698	0.944	8.66E-06	0.945
Ritz	12	0.033	1.30E-03	2.00E-04	0.9712	0.9441	3.00E-04	0.9456
Ritz	13	0.033	0.003	3.71E-02	0.9742	0.9812	3.00E-04	0.9483
Ritz	14	0.027	1.05E-02	1.30E-03	0.9846	0.9825	0.0028	0.9834
Ritz	15	0.025	8.20E-03	0.0003	0.7241	0.9829	0.0342	0.9834

Fuente: Elaboración propia - ETABS

Tabla 54

Modos de vibración – Bloque C-D

Caso	Modo	Periodo sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Ritz	1	**0.266**	0.0013	**0.6865**	0.0013	0.6865	0.0773	0.0773
Ritz	2	0.219	0.1942	0.0697	0.1955	0.7562	0.5208	0.5981
Ritz	3	**0.157**	**0.6345**	0.0114	0.8299	0.7676	0.1945	0.7926
Ritz	4	0.076	0.0003	0.1528	0.8303	0.9203	0.0096	0.8022
Ritz	5	0.066	4.14E-02	0.0109	0.8716	0.9312	0.1042	0.9064
Ritz	6	0.052	0.0844	0.0033	0.956	0.9345	2.67E-02	0.9331
Ritz	7	0.042	1.00E-04	0.0176	0.9561	0.9522	0.0005	0.9336
Ritz	8	0.038	1.00E-04	0.0238	0.9562	0.976	2.30E-03	0.9358
Ritz	9	0.035	1.22E-02	0.0005	0.9684	0.9764	2.27E-02	0.9585
Ritz	10	0.032	0.0085	5.10E-03	0.9769	0.9815	0.0009	0.9594
Ritz	11	0.03	1.38E-02	0.0008	0.9907	0.9823	0.005	0.9645
Ritz	12	0.026	8.75E-06	1.40E-02	0.9907	0.9963	1.37E-05	0.9645
Ritz	13	0.023	0.0092	1.00E-04	1	0.9965	2.54E-06	0.9645
Ritz	14	0.021	6.58E-06	3.50E-03	1	1	0.0053	0.9698
Ritz	1	0.266	0.0013	0.6865	0.0013	0.6865	0.0773	0.0773

Fuente: Elaboración propia - ETABS

4.1.2.5.8. Análisis de desplazamientos laterales

Según la Norma E.030 se limita la deformación de una edificación durante un sismo a una deriva Drift < 0.005, para un material predominante de albañilería.

→ Bloque A

Tabla 55

Factor escala para los desplazamientos laterales – X e Y – Bloque A

R	Regular	Porcentaje	Factor
3.00		75%	2.25

Fuente: Elaboración propia

Tabla 56

Desplazamiento laterales – Dirección x-x – Bloque A

Techo	Combinación	Dirección	Drift	Verificación
Story5	Deriva X	X	0.001836	CUMPLE
Story4	Deriva X	X	0.002177	CUMPLE
Story3	Deriva X	X	0.002312	CUMPLE
Story2	Deriva X	X	0.002148	CUMPLE
Story1	Deriva X	X	0.001376	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 57

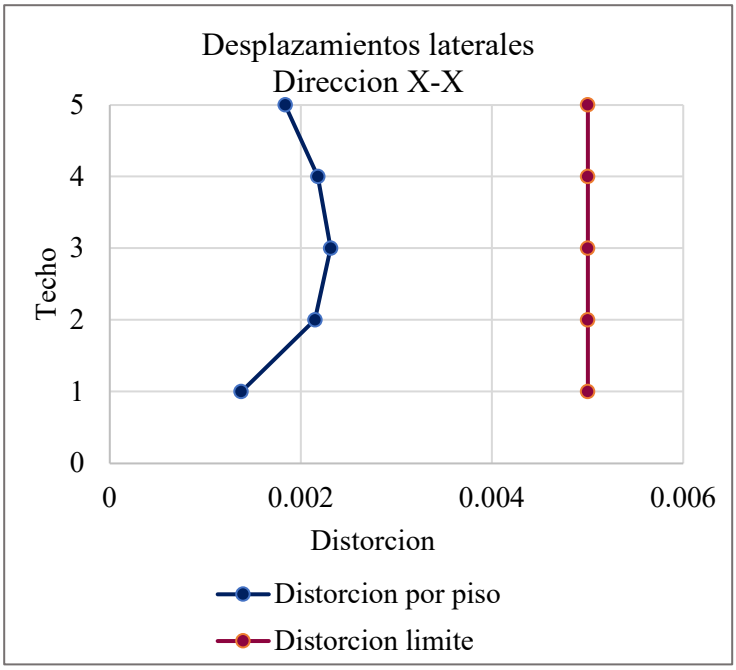
Desplazamiento laterales – Dirección y-y – Bloque A

Techo	Combinación	Dirección	Drift	Verificación
Story5	Deriva Y	Y	0.001312	CUMPLE
Story4	Deriva Y	Y	0.001729	CUMPLE
Story3	Deriva Y	Y	0.001993	CUMPLE
Story2	Deriva Y	Y	0.001978	CUMPLE
Story1	Deriva Y	Y	0.001378	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 28

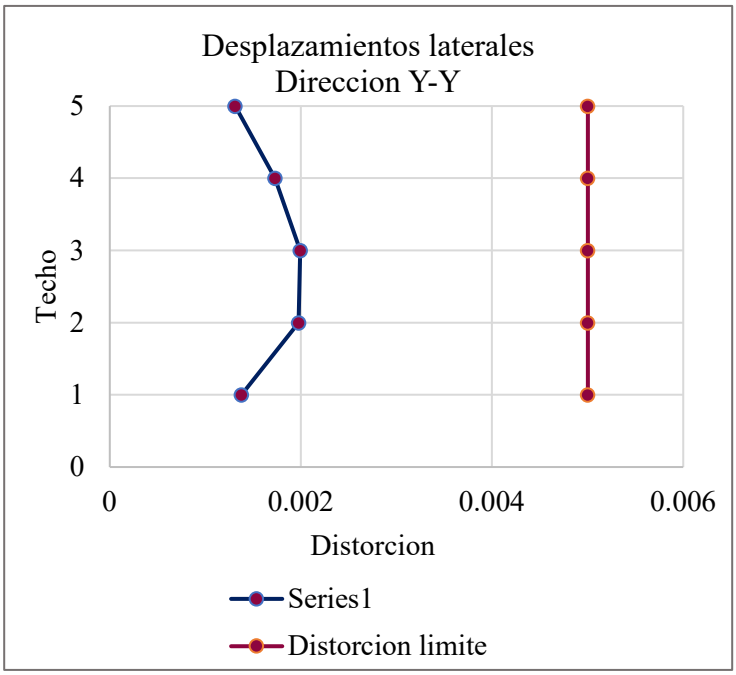
Desplazamiento laterales – Dirección x-x – Bloque A



Fuente: Elaboración propia

Gráfico 29

Desplazamiento laterales – Dirección y-y – Bloque A



Fuente: Elaboración propia

→ Bloque B

Tabla 58

Factor escala para los desplazamientos laterales – x-x – Bloque B

R	Irregular	Porcentaje	Factor
2.25		85%	2.295

Fuente: Elaboración propia

Tabla 59

Factor escala para los desplazamientos laterales – y-y – Bloque B

R	Irregular	Porcentaje	Factor
2.25		85%	2.295

Fuente: Elaboración propia

Tabla 60

Desplazamiento laterales – Dirección x-x – Bloque B

Techo	Combinación	Dirección	Drift	Verificación
Story5	Deriva X	X	0.001828	CUMPLE
Story4	Deriva X	X	0.0022	CUMPLE
Story3	Deriva X	X	0.002394	CUMPLE
Story2	Deriva X	X	0.002223	CUMPLE
Story1	Deriva X	X	0.001369	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 61

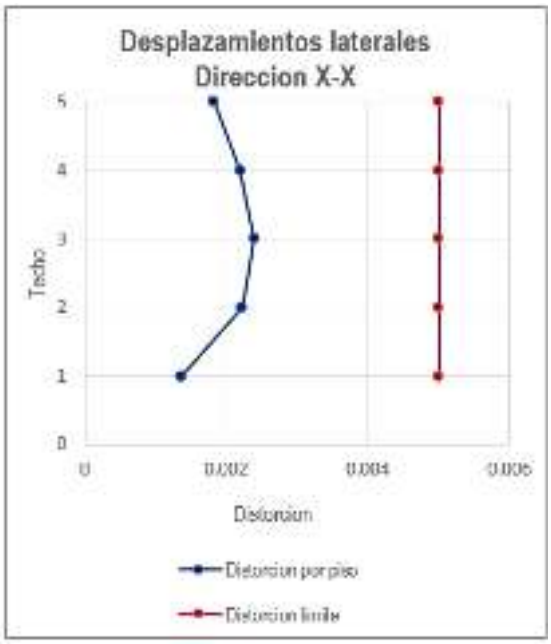
Desplazamiento laterales – Dirección y-y – Bloque B

Techo	Combinación	Dirección	Drift	Verificación
Story5	Deriva Y	Y	0.001747	CUMPLE
Story4	Deriva Y	Y	0.001956	CUMPLE
Story3	Deriva Y	Y	0.001999	CUMPLE
Story2	Deriva Y	Y	0.001745	CUMPLE
Story1	Deriva Y	Y	0.000995	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 30

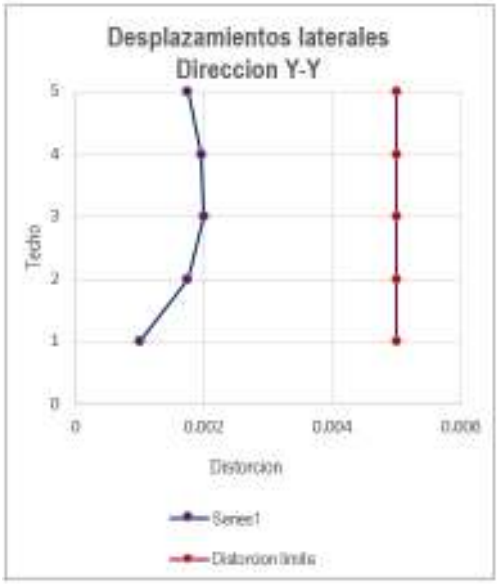
Desplazamiento laterales – Dirección x-x – Bloque B



Fuente: Elaboración propia

Gráfico 31

Desplazamiento laterales – Dirección y-y – Bloque B



Fuente: Elaboración propia

→ Bloque C-D

Tabla 62

Factor escala para los desplazamientos laterales – x-x – Bloque C-D

R	Regular	Porcentaje	Factor
3.00		75%	2.25

Fuente: Elaboración propia

Tabla 63

Factor escala para los desplazamientos laterales – y-y – Bloque C-D

R	Regular	Porcentaje	Factor
3.00		75%	2.25

Fuente: Elaboración propia

Tabla 64

Desplazamiento laterales – Dirección x-x – Bloque C-D

Techo	Combinación	Dirección	Drift	Verificación
Story5	Deriva X	X	0.00053	CUMPLE
Story4	Deriva X	X	0.000685	CUMPLE
Story3	Deriva X	X	0.000778	CUMPLE
Story2	Deriva X	X	0.000769	CUMPLE
Story1	Deriva X	X	0.000589	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 65

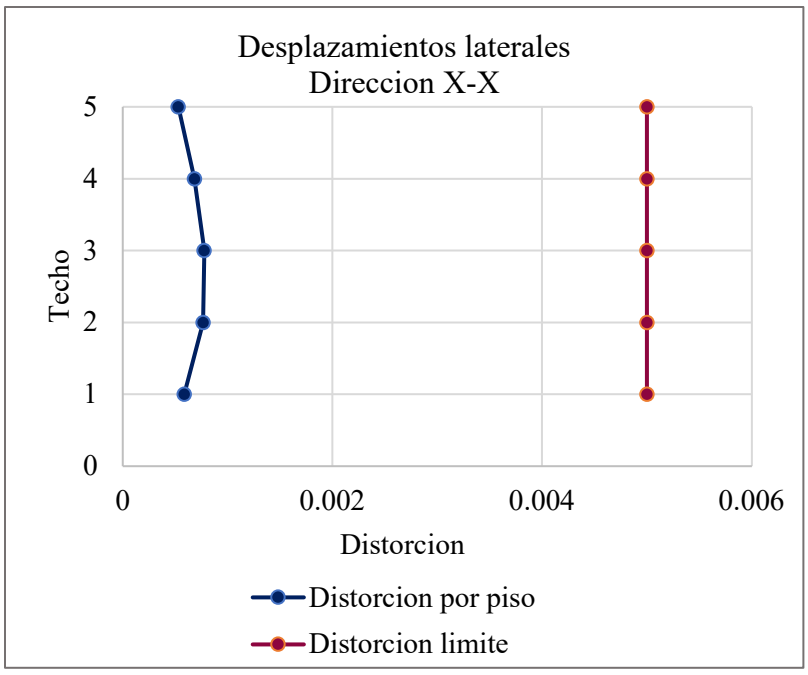
Desplazamiento laterales – Dirección y-y – Bloque C-D

Techo	Combinación	Dirección	Drift	Verificación
Story5	Deriva Y	Y	0.002258	CUMPLE
Story4	Deriva Y	Y	0.002742	CUMPLE
Story3	Deriva Y	Y	0.003025	CUMPLE
Story2	Deriva Y	Y	0.002834	CUMPLE
Story1	Deriva Y	Y	0.001616	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 32

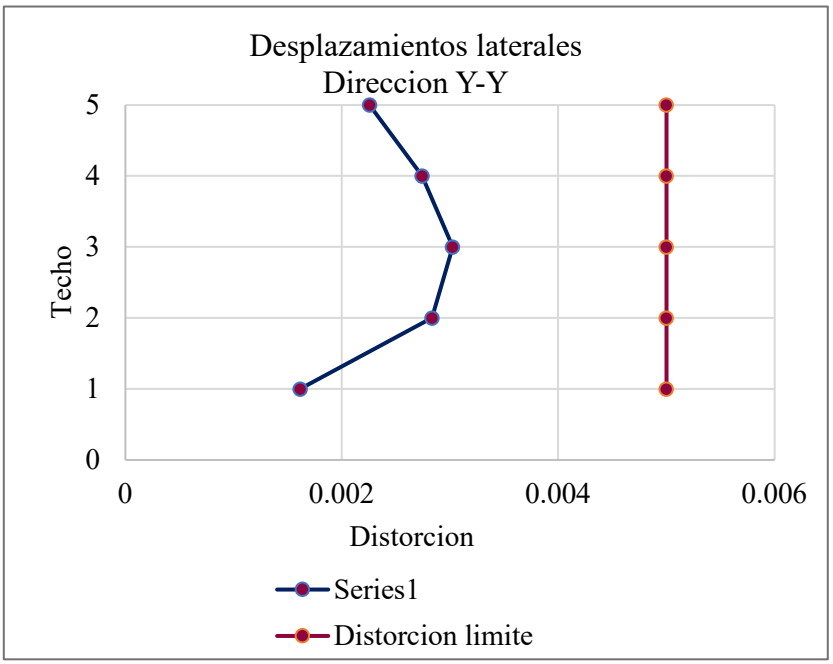
Desplazamiento laterales – Dirección x-x – Bloque C-D



Fuente: Elaboración propia

Gráfico 33

Desplazamiento laterales – Dirección y-y – Bloque C-D



Fuente: Elaboración propia

4.1.2.5.9. Análisis de fuerzas sísmicas

De acuerdo con lo establecido en la Norma Técnica E.030, el cortante basal obtenido del análisis dinámico espectral debe ser, como mínimo, el 80% del cortante basal estático equivalente. Ahora utilizando los parámetros sísmicos establecidos para los módulos se calcula el cortante estático y el factor de amplificación de la fuerza sísmica para el diseño estructural.

→ Bloque A

Tabla 66

Factor escala cortante dinámica – x-x – Bloque A

Cortante Estática	Cortante Dinámica	Regular	Porcentaje	FACTOR DE ESCALA
tonf	tonf			
298.98	228.36		80%	1.05

Fuente: Elaboración propia

Tabla 67

Factor escala cortante dinámica – y-y – Bloque A

Cortante Estática	Cortante Dinámica	Regular	Porcentaje	FACTOR DE ESCALA
tonf	tonf			
298.98	245.69		80%	1.00

Fuente: Elaboración propia

→ Bloque B

Tabla 68

Factor escala cortante dinámica – x-x – Bloque B

Cortante Estática	Cortante Dinámica	Irregular	Porcentaje	FACTOR DE ESCALA
tonf	tonf			
257.78	182.3		90%	1.27

Fuente: Elaboración propia

Tabla 69

Factor escala cortante dinámica – y-y – Bloque B

Cortante Estática	Cortante Dinámica	Irregular	Porcentaje	FACTOR DE ESCALA
tonf	tonf			
257.78	195.25		90%	1.19

Fuente: Elaboración propia

→ Bloque C-D

Tabla 70

Factor escala cortante dinámica – x-x – Bloque C-D

Cortante Estática	Cortante Dinámica	Regular	Porcentaje	FACTOR DE ESCALA
tonf	tonf			
209.89	153.19		80%	1.10

Fuente: Elaboración propia

Tabla 71

Factor escala cortante dinámica – y-y – Bloque C-D

Cortante Estática	Cortante Dinámica	Regular	Porcentaje	FACTOR DE ESCALA
tonf	tonf			
209.89	160.78		80%	1.04

Fuente: Elaboración propia

4.1.2.6. Diseño de muros de albañilería confinada

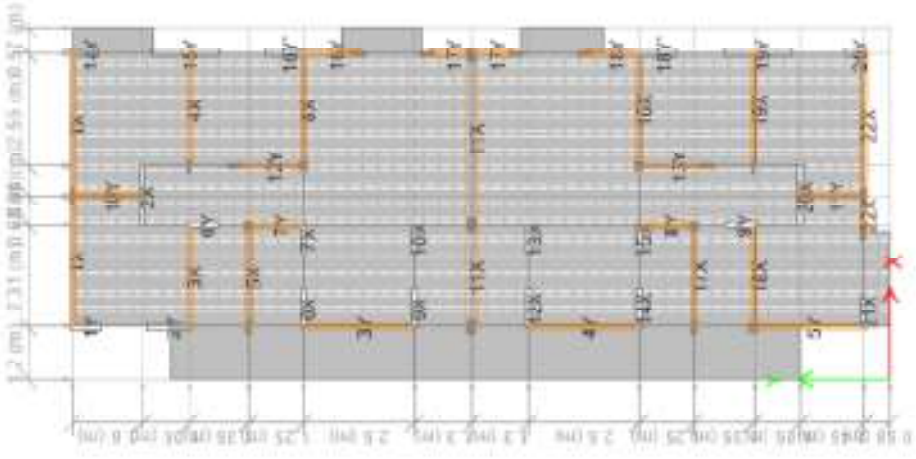
El bloque analizado adopta un sistema estructural de albañilería confinada, compuesto por muros de ladrillo estructural reforzados con columnetas y vigas soleras de concreto armado, los cuales aseguran un adecuado desempeño sísmico conforme a la Norma E.070 del RNE; adicionalmente, se verificaron de manera específica los muros con mayores deformaciones relativas identificadas en el modelo estructural, con el fin de garantizar la rigidez global del sistema y evitar concentraciones de esfuerzos no deseadas.

4.1.2.6.1. Asignación de elementos Piers

Se asignarán una nomenclatura para cada muro que será analizado para el diseño de muros de albañilería confinada y muros de concreto armado, a partir de esta nomenclatura se podrá identificar cada muro para su respectivo análisis

Figura 29

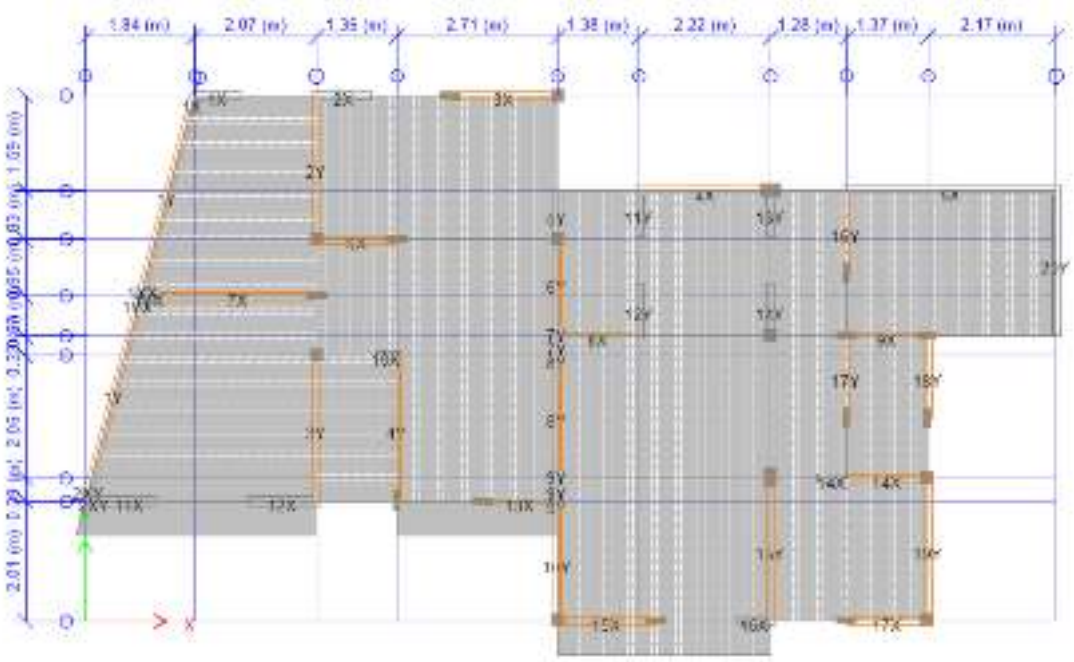
Definición De Piers -BLOQUE A



Fuente: Elaboración propia – ETABS

Figura 30

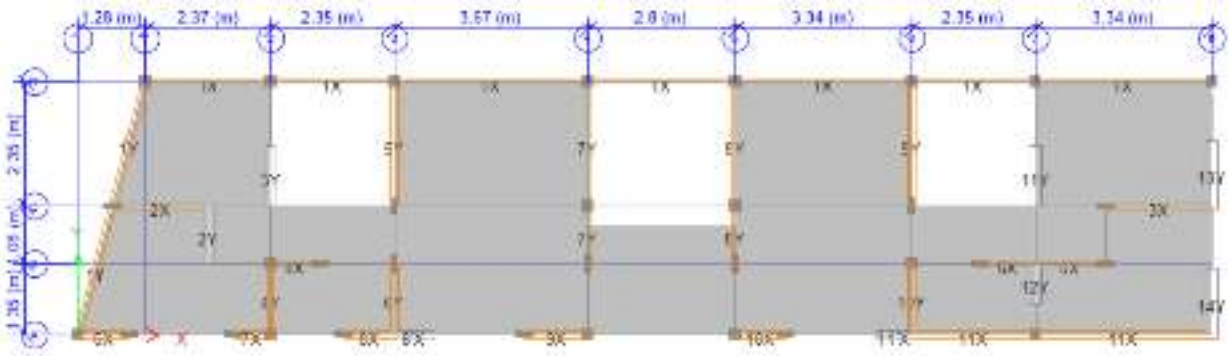
Definición De Piers -BLOQUE B



Fuente: Elaboración propia – ETABS

Figura 31

Definición De Piers -BLOQUE C-D



Fuente: Elaboración propia – ETABS

4.1.2.6.2. Verificación de Espesor Efectivo De Muros "T"

Para el espesor efectivo "t" mínimo será:

$$t = \frac{h}{20} = \frac{2.60}{20} = 0.13$$

Según E.070-19.1; Donde “h” es la altura entre los elementos de arriostre horizontales o la altura efectiva de pandeo; en conclusión, de colocaran muros de soga con un espesor de 13cm ya que los 3 bloques A , B y C-D tienen la misma altura el espesor será considerando de la misma manera en todos los bloques.

4.1.2.6.3. Verificación de Densidad de Muros

La densidad de Muros será verificada mediante la siguiente expresión

$$\frac{\sum L * t}{Ap} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

L = longitud total del muro incluyendo sus columnas
t = espesor efectivo
Ap: Área de planta

Figura 32

PARAMETROS SISMICOS Y PROPIEDADES PARA RELACION MODULAR

Parametros Sismicos		
Z	0.45	Zona 4
U	1.00	"C" Edificaciones Comunes
S	1.05	Suelos Intermedios
N	5.00	Número de Pisos

Relacion modular	
f'c	210 kg/cm2
f'm	65 kg/cm2
Ec	217371 kg/cm2
Em	32500 kg/cm2
n	6.69

Fuente: Elaboración propia

Figura 33

*VERIFICACION DE DENSIDAD DE MUROS – **BLOQUE A***

Ap	55.55 m^2

DIRECCIÓN X-X

Muro	L(m)	t (m)	n	Área (m2)
X1	6.36	0.13 m	1.00	**0.83**
X2	1.50	0.15 m	6.69	**1.50**
X3	2.45	0.13 m	1.00	**0.32**
X4	2.70	0.13 m	1.00	**0.35**
X5	2.45	0.13 m	1.00	**0.32**
X6	0.85	0.15 m	6.69	**0.85**
X7	0.60	0.15 m	6.69	**0.60**
X8	2.70	0.13 m	1.00	**0.35**
X9	0.86	0.15 m	6.69	**0.86**
X10	0.60	0.15 m	6.69	**0.60**
X11	6.36	0.23 m	1.00	**1.46**
X12	0.85	0.15 m	6.69	**0.85**
X13	0.60	0.15 m	6.69	**0.60**
X14	0.86	0.15 m	6.69	**0.86**
X15	0.60	0.15 m	6.69	**0.60**
X16	2.70	0.13 m	1.00	**0.35**
X17	2.45	0.13 m	1.00	**0.32**
X18	2.45	0.13 m	1.00	**0.32**
X19	2.70	0.13 m	1.00	**0.35**
X20	1.50	0.15 m	6.69	**1.50**
X21	0.70	0.15 m	6.69	**0.70**
X22	4.45	0.13 m	1.00	**0.58**
TOTAL :		$\sum L*t$		**15.10**

Comprobando en X:

$$\frac{\sum L*t}{Ap} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

0.272 ≥ 0.042

OK

DIRECCIÓN Y-Y

Muro	L(m)	t (m)	n	Área (m2)
Y1	0.65	0.15 m	6.69	**0.65**
Y2	0.95	0.15 m	6.69	**0.95**
Y3	2.85	0.13 m	1.00	**0.37**
Y4	2.85	0.13 m	1.00	**0.37**
Y5	2.65	0.13 m	1.00	**0.34**
Y6	0.65	0.15 m	6.69	**0.65**
Y7	1.40	0.13 m	1.00	**0.18**
Y8	1.40	0.13 m	1.00	**0.18**
Y9	0.65	0.15 m	6.69	**0.65**
Y10	1.75	0.13 m	1.00	**0.23**
Y11	1.60	0.13 m	1.00	**0.21**
Y12	1.80	0.13 m	1.00	**0.23**
Y13	1.80	0.13 m	1.00	**0.23**
Y14	0.60	0.15 m	6.69	**0.60**
Y15	1.55	0.15 m	6.69	**1.56**
Y16	2.20	0.15 m	6.69	**2.21**
Y17	2.37	0.13 m	1.00	**0.31**
Y18	2.22	0.15 m	6.69	**2.23**
Y19	1.54	0.15 m	6.69	**1.55**
Y20	0.45	0.15 m	6.69	**0.45**
TOTAL :		$\sum L*t$		**14.16**

Comprobando en X:

$$\frac{\sum L*t}{Ap} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

0.255 ≥ 0.042

OK

Fuente: Elaboración propia

Figura 34

VERIFICACION DE DENSIDAD DE MUROS – ***BLOQUE B***

Ap	102.67 m^2

DIRECCIÓN X-X				
Muro	L(m)	t (m)	n	Área (m2)
X1	0.87	0.15 m	6.69	**0.87**
X2	1.00	0.15 m	6.69	**1.00**
X3	2.03	0.13 m	1.00	**0.26**
X4	2.60	0.13 m	1.00	**0.34**
X5	3.70	0.15 m	6.69	**3.71**
X6	1.50	0.13 m	1.00	**0.20**
X7	2.76	0.13 m	1.00	**0.36**
X8	1.28	0.13 m	1.00	**0.17**
X9	1.50	0.13 m	1.00	**0.20**
X10	0.55	0.13 m	1.00	**0.07**
X11	1.85	0.15 m	6.69	**1.86**
X12	1.47	0.15 m	6.69	**1.47**
X13	1.42	0.13 m	1.00	**0.18**
X14	1.61	0.13 m	1.00	**0.21**
X15	1.68	0.13 m	1.00	**0.22**
X16	0.62	0.15 m	6.69	**0.62**
X17	1.45	0.13 m	1.00	**0.19**
TOTAL :		$\sum L*t$		**11.93**

DIRECCIÓN Y-Y				
Muro	L(m)	t (m)	n	Área (m2)
Y1	7.22	0.13 m	1.00	**0.94**
Y2	2.57	0.13 m	1.00	**0.33**
Y3	2.65	0.13 m	1.00	**0.34**
Y4	2.65	0.13 m	1.00	**0.34**
Y5	0.86	0.15 m	6.69	**0.86**
Y6	1.37	0.15 m	1.00	**0.21**
Y7	0.63	0.23 m	6.69	**0.97**
Y8	1.81	0.13 m	1.00	**0.24**
Y9	0.59	0.23 m	6.69	**0.91**
Y10	2.01	0.23 m	1.00	**0.46**
Y11	0.85	0.15 m	6.69	**0.85**
Y12	0.95	0.15 m	6.69	**0.95**
Y13	0.85	0.15 m	6.69	**0.85**
Y14	0.95	0.15 m	6.69	**0.95**
Y15	2.60	0.13 m	1.00	**0.34**
Y16	1.65	0.13 m	1.00	**0.21**
Y17	1.64	0.13 m	1.00	**0.21**
Y18	1.64	0.13 m	1.00	**0.21**
Y19	2.60	0.13 m	1.00	**0.34**
Y20	2.60	0.15 m	6.69	**2.61**
TOTAL :		$\sum L*t$		**13.14**

Comprobando en X:
$\frac{\sum L*t}{Ap} \geq \frac{ZUSN}{56}$
0.116 ≥ 0.042
OK

Comprobando en X:
$\frac{\sum L*t}{Ap} \geq \frac{ZUSN}{56}$
0.128 ≥ 0.042
OK

Fuente: Elaboración propia

Figura 35

VERIFICACION DE DENSIDAD DE MUROS – ***BLOQUE C-D***

Ap	103.55 m^2

DIRECCIÓN X-X

Muro	L(m)	t (m)	n	Área (m2)
1X	20.36	0.13 m	1.00	2.65
2X	2.20	0.13 m	1.00	0.29
3X	2.42	0.13 m	1.00	0.31
4X	1.55	0.13 m	1.00	0.20
5X	3.70	0.13 m	1.00	0.48
6X	1.31	0.13 m	1.00	0.17
7X	1.31	0.13 m	1.00	0.17
8X	1.30	0.13 m	1.00	0.17
9X	0.75	0.13 m	1.00	0.10
10X	1.87	0.13 m	1.00	0.24
11X	1.64	0.23 m	1.00	0.38
8'X	1.50	0.13 m	6.69	1.30
11'X	5.69	0.13 m	6.69	4.95
TOTAL :		$\sum L * t$		11.41

DIRECCIÓN Y-Y

Muro	L(m)	t (m)	n	Área (m2)
1Y	0.65	0.13 m	1.00	0.08
2Y	0.95	0.15 m	6.69	0.95
3Y	2.85	0.15 m	6.69	2.86
4Y	2.85	0.13 m	1.00	0.37
5Y	2.65	0.13 m	1.00	0.34
6Y	0.65	0.13 m	1.00	0.08
7Y	1.40	0.13 m	1.00	0.18
10Y	1.40	0.13 m	1.00	0.18
11Y	0.65	0.15 m	6.69	0.65
12Y	1.75	0.15 m	6.69	1.76
13Y	1.60	0.23 m	6.69	2.46
8Y	1.80	0.13 m	1.00	0.23
9Y	1.80	0.13 m	1.00	0.23
14Y	2.80	0.23 m	6.69	4.31
TOTAL :		$\sum L * t$		14.70

Comprobando en X:

$$\frac{\sum L * t}{Ap} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

0.110 ≥ 0.042

OK

Comprobando en X:

$$\frac{\sum L * t}{Ap} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

0.142 ≥ 0.042

OK

Fuente: Elaboración propia

4.1.2.6.4. Verificación de Esfuerzo Axial por cargas de Gravedad

El esfuerzo axial máximos (σ_m) producido por la carga de gravedad máxima de servicio (Pm), incluyendo el 100% de sobrecarga, será inferior a:

$$\boldsymbol{\sigma_m = \frac{Pm}{L*t} \leq 0.2\, f'm \left[1 - \left(\frac{h}{35t}\right)^2\right] \leq 0.15\, f'm}$$; donde

L = longitud total del muro incluyendo sus columnas.
t = espesor efectivo.
h = la altura entre los elementos de arriostre horizontales.
f'm=resistencia característica a compresión axial de la albañilería.

La verificación de Cargas axial será analizada en todos los pisos de los distintos bloques

En el bloque A podemos observación que todos los muros en todos sus niveles cumplen con la verificación de carga axial.

Figura 36

*VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – **BLOQUE A (X-X)***



Fuente: Elaboración propia

Figura 37

*VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – **BLOQUE A (Y-Y)***



Fuente: Elaboración propia

En el bloque B podemos observación que todos los muros en todos sus niveles cumplen con la verificación de carga axial.

Figura 38

*VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – **BLOQUE B (X-X)***



Fuente:Elaboración propia

Figura 39

*VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – **BLOQUE B (Y-Y)***

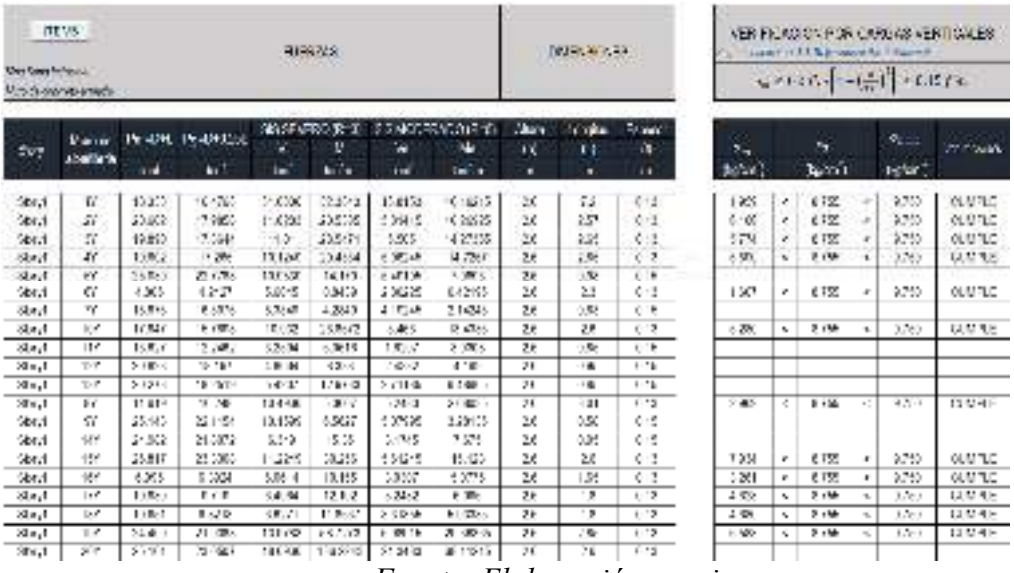


Fuente: Elaboración propia

En el bloque C-D podemos observación que todos los muros en todos sus niveles cumplen con la verificación de carga axial.

Figura 40

*VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – **BLOQUE C-D (X-X)***



Fuente: Elaboración propia

Figura 41

VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – ***BLOQUE C-D (Y-Y)***



		FUERZAS						DIMENSIONES		
Story	Nivel de Edificación	P=CM+CV	Pg=CM+0.25L	V	M	V	M	Altura	Longitud	Espesor
		tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf	tonf-m	m	m	m
Sby1	1Y	21.631	20.5161	47.1552	100.2642	15.8651	33.1253	2.6	5.1	0.15
Sby1	2Y	21.631	19.0007	7.3021	17.5077	0.73105	7.66193	2.6	1.20	0.15
Sby1	3Y	15.047	17.0815	7.4315	15.8041	0.78815	5.91205	2.6	1.15	0.15
Sby1	4Y	17.114	15.43	0.7077	27.1737	0.78000	1.79330	2.6	1.0	0.13
Sby1	5Y	15.11	15.591	13.1553	28.1437	5.2846	10.2716	2.6	2.5	0.13
Sby1	6Y	11.039	10.4455	0.3030	10.2215	2.0004	3.1133	2.6	1.0	0.13
Sby1	7Y	27.751	26.1548	17.5451	31.1203	8.1737	22.9454	2.6	3.75	0.13
Sby1	8Y	12.867	11.4455	6.8205	11.4855	3.21015	5.7338	2.6	1.5	0.13
Sby1	9Y	29.751	28.9407	10.1401	24.536	2.5825	14.757	2.6	1.15	0.23
Sby1	10Y	15.548	15.4255	8.3806	12.8556	4.0013	6.8284	2.6	0.75	0.23
Sby1	11Y	28.955	28.2248	21.7755	57.4424	10.72515	29.77315	2.6	1.15	0.23
Sby1	12Y	28.455	28.3803	16.5255	38.1057	5.3833	24.2825	2.6	3.75	0.13
Sby1	13Y	18.183	16.2055	13.1513	28.2064	5.57355	16.1042	2.6	2.0	0.13
Sby1	14Y	24.283	23.4808	21.1221	57.1131	7.6788	28.5657	2.6	1.45	0.23

0.770	<	0.977	<	0.700	CUMPLE
0.151	<	0.977	<	0.700	CUMPLE
0.000	<	0.977	<	0.700	CUMPLE
0.454	<	0.977	<	0.700	CUMPLE
0.605	<	0.977	<	0.700	CUMPLE
0.725	<	0.977	<	0.700	CUMPLE
0.004	<	0.977	<	0.700	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

De esta misma manera hemos podido análisis todos los pisos del bloque A, B y C-D y se puede comprobar que se cumplen dicha verificación.

4.1.2.6.5. Control de Fisuración

Esta disposición tiene como objetivo el control de fisuración de los muros de albañilería ante un sismo moderado que son los mas comunes, por ello tomaremos las fuerzas cortantes producida por el sismo moderado; para ello tendremos que hacer que se cumpla la siguiente expresión:

$$Ve \leq 0.55Vm \quad \text{; Donde}$$

Ve: Fuerza cortante producida por el "Sismo Moderado"

Vm: Fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal de la añbañileria

La resistencia al Agrietamiento diagonal (Vm) será calcula mediante la siguiente expresión:

$$Vm = 0.5V'm.\alpha.t.L + 0.23Pg \text{ ; Donde}$$

$V'm$: Resistencia característica a corte de la albañilería

Pg.: carga gravitatoria de servicio, con sobrecarga reducida (Según E.030)

L: longitud total del muro incluyendo sus columnas

t: espesor efectivo

α: Factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez, calculado como:

$$\frac{1}{3} \leq \alpha = \frac{L}{(0.8H)} \leq 1$$

En el bloque A, B y C-D Podemos observar que se cumple con el control de fisuración

Figura 42

*CONTROL DE FISURACION - **BLOQUE A (X-X)***



Fuente: Elaboración propia

Figura 43

*CONTROL DE FISURACION - **BLOQUE A (Y-Y)***



Fuente: Elaboración propia

Figura 44

CONTROL DE FISURACION - BLOQUE B (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 45

CONTROL DE FISURACION - BLOQUE B (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 46

CONTROL DE FISURACION - BLOQUE C-D (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 47

CONTROL DE FISURACION - BLOQUE C-D (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

4.1.2.6.6. Verificación de la resistencia al corte del edificio

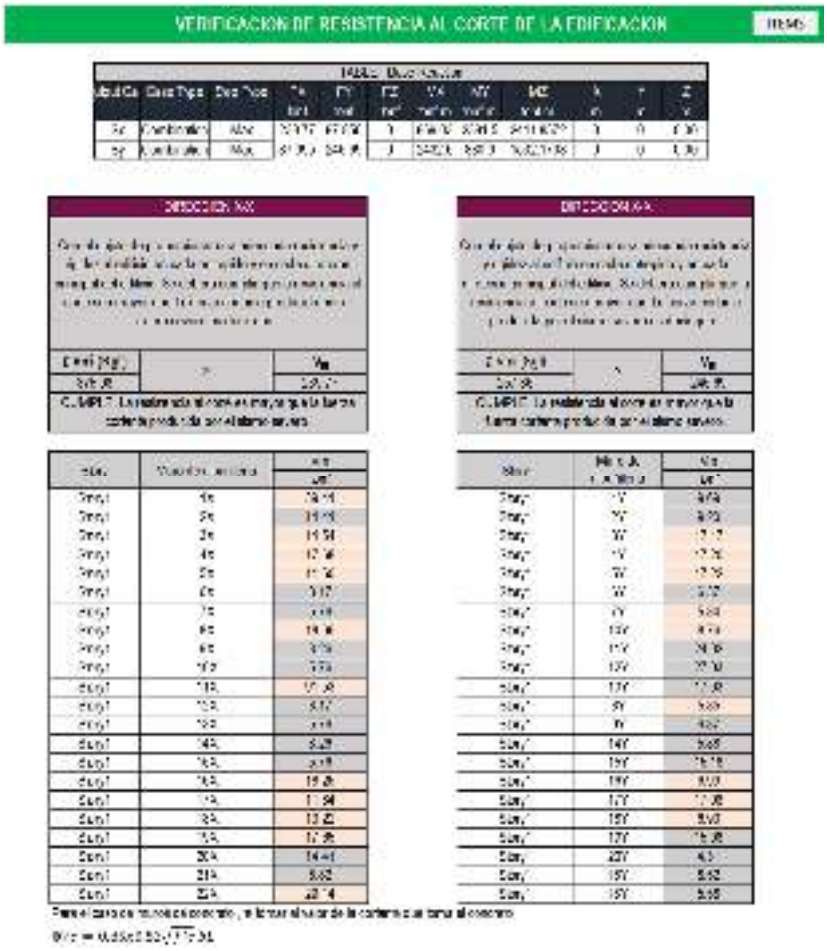
Se analizará en cada entrepiso y en cada dirección del edificio que la resistencia al corte sea mayor a la fuerza cortante producida por el sismo severo con la siguiente expresión

$$\sum Vmi \geq VEI, \text{ Donde}$$

La sumatoria de resistencia al corte incluirá solo aporte de los muros de albañilería y el aporte a los muros de concreto, sin considerar la contribución del refuerzo horizontal.

Figura 48

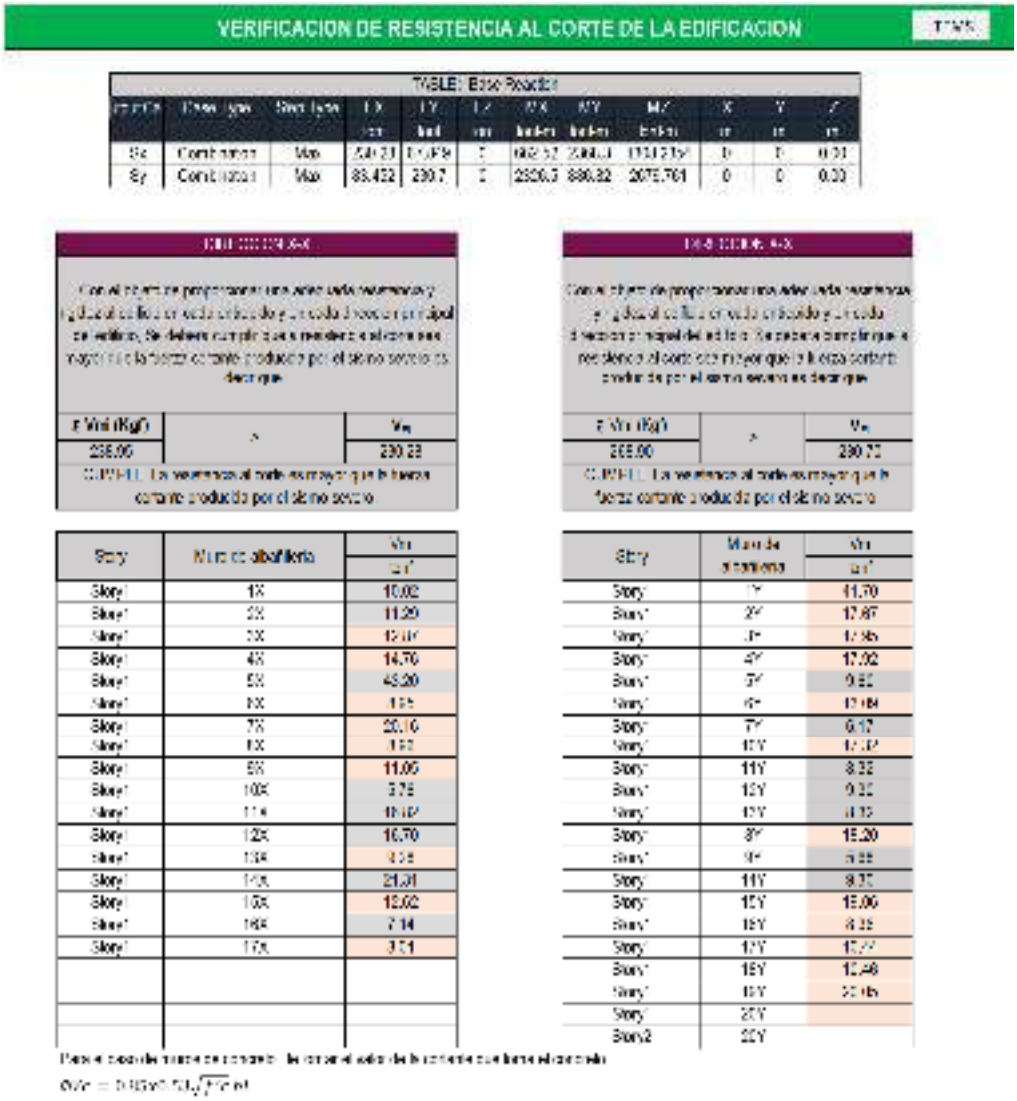
VERIFICACION DE RESISTECIA AL CORTE - BLOQUE A



Fuente: Elaboración propia

Figura 49

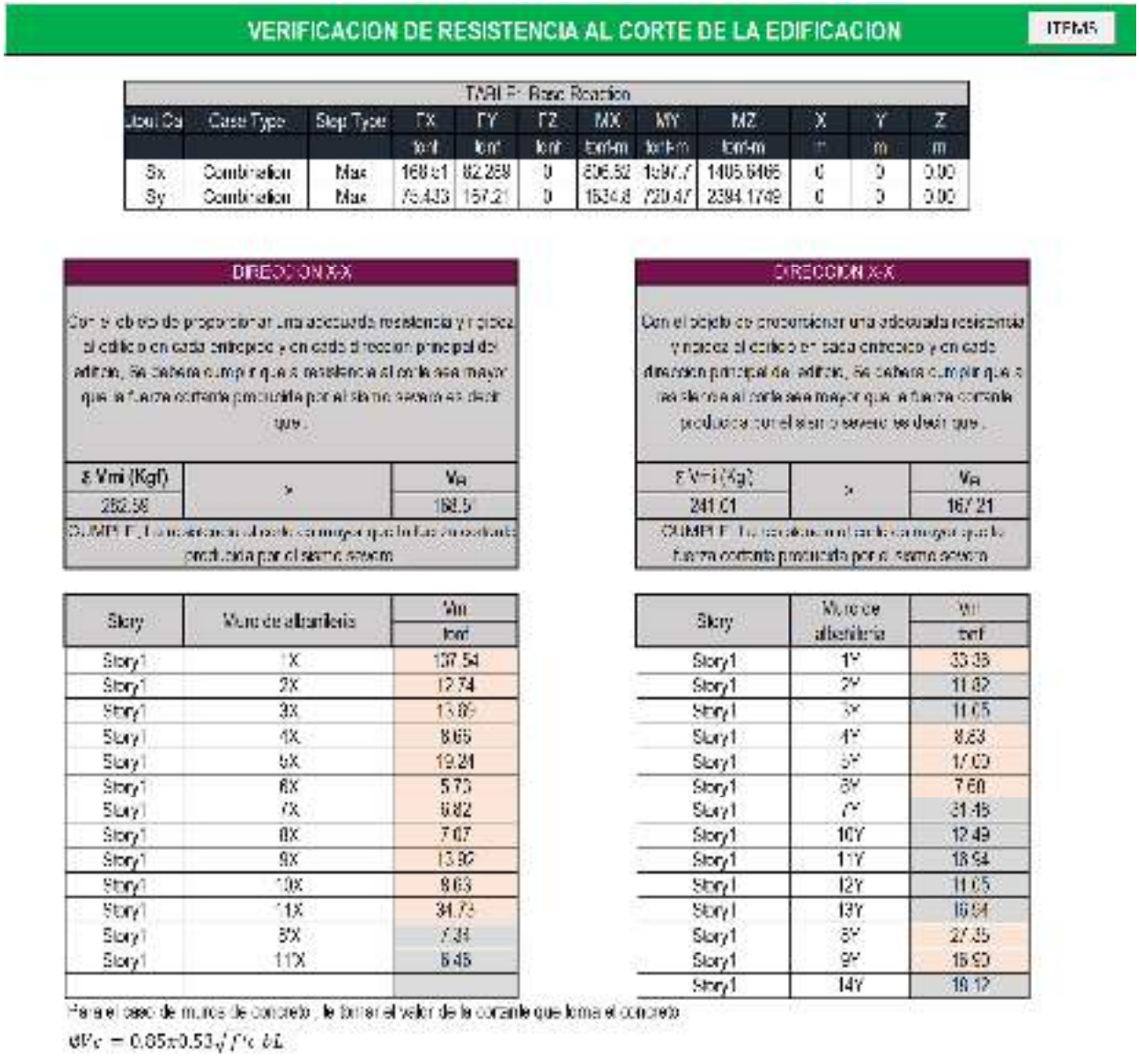
VERIFICACION DE RESISTECIA AL CORTE - BLOQUE B



Fuente: Elaboración propia

Figura 50

VERIFICACION DE RESISTECIA AL CORTE - BLOQUE C-D



VERIFICACION DE RESISTENCIA AL CORTE DE LA EDIFICACION

ITEM5

TABLE: Base Reaction

OutputCa	CaseType	StepType	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
Sx	Combination	Max	168.61	82.259	0	606.52	1697.7	1405.6485	0	0	0.00
Sy	Combination	Max	75.433	157.21	0	1534.8	720.47	2384.1749	0	0	0.00

DIRECCION X-X

Con el objeto de proporcionar una adecuada resistencia y rigidez al edificio en cada entrepiso y en cada dirección principal del edificio, se deberá cumplir que la resistencia al corte sea mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo es decir que :

Σ Vmi (Kgf)	>	Ve
282.58		168.5

CUMPLE ! La resistencia al corte es mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo

Story	Muro de albañileria	Vm
		tonf
Story1	1X	137.54
Story1	2X	12.74
Story1	3X	13.05
Story1	4X	8.65
Story1	5X	19.24
Story1	6X	5.73
Story1	7X	6.82
Story1	8X	7.07
Story1	9X	13.90
Story1	10X	8.63
Story1	11X	34.73
Story1	5X	7.34
Story1	11X	6.45

DIRECCION X-X

Con el objeto de proporcionar una adecuada resistencia y rigidez al edificio en cada entrepiso y en cada dirección principal del edificio, se deberá cumplir que la resistencia al corte sea mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo es decir que :

Σ Vmi (Kg)	>	Ve
241.01		167.21

CUMPLE ! La resistencia al corte es mayor que la fuerza cortante producida por el sismo severo

Story	Muro de albañileria	Vm
		tonf
Story1	1Y	33.35
Story1	2Y	11.02
Story1	3Y	11.05
Story1	4Y	8.23
Story1	5Y	17.00
Story1	6Y	7.60
Story1	7Y	31.45
Story1	10Y	12.49
Story1	11Y	18.94
Story1	12Y	11.05
Story1	13Y	16.94
Story1	8Y	27.35
Story1	9Y	15.90
Story1	14Y	19.12

Para el caso de muros de concreto , le toma el valor de la cortante que toma el concreto

$\phi V_c = 0.85 * 0.53 \sqrt{f'c}\, bL$

Fuente: Elaboración propia

4.1.2.6.7. Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros

Para la verificación de refuerzo de muros horizontales vamos a calcular las cortantes y momentos de diseño para cada entrepiso (Vui , Mui) , que se obtendrán amplificando los valores obtenidos de sismo moderado (Vei , Mei) por la relación de agrietamiento diagonal (Vm1) entre cortante producido por el sismo moderado (Vei) , el factor de amplificación no deberá ser menor que 2 ni mayor que 3 :

$$2 \leq \alpha = \frac{Vm1}{Ve1} \leq 3 \qquad V_{ui} = \alpha V_e \qquad M_{ui} = \alpha M_e$$

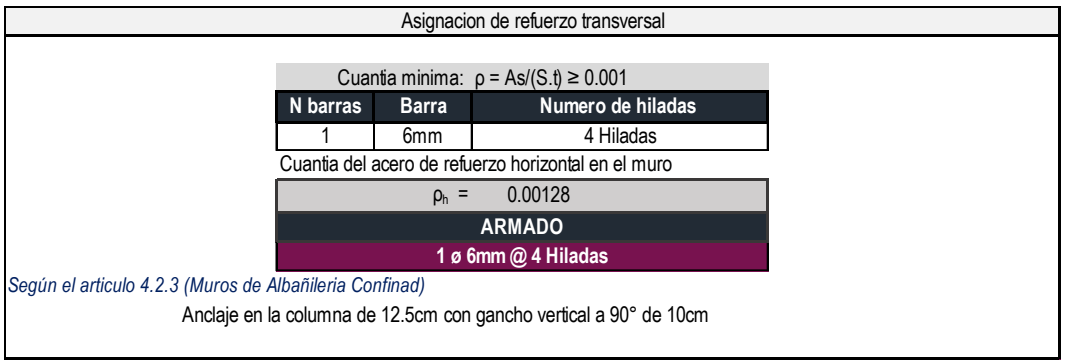
Ahora para la verificación se tendrá en cuenta 2 condiciones para verificar si necesita o no refuerzo horizontal:

$$V_u \geq V_m \qquad ; \qquad \sigma_m = {}^{P_m}/_{(T.L)} \geq 0.05 f'_m$$

Para edificaciones superiores a 3 niveles el refuerzo horizontal en los muros de albañilería será obligatorio, después tendrá que ser analizado, para el refuerzo horizontal se tomará la siguiente expresión ρ = As/ (S.t) ≥ 0.001

Figura 51

DISEÑO DE REFUERZO HORIZONTAL



Fuente: Elaboración propia

Figura 52

VERIFICACION DE REFUERZO HORIZONTAL - BLOQUE A (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 53

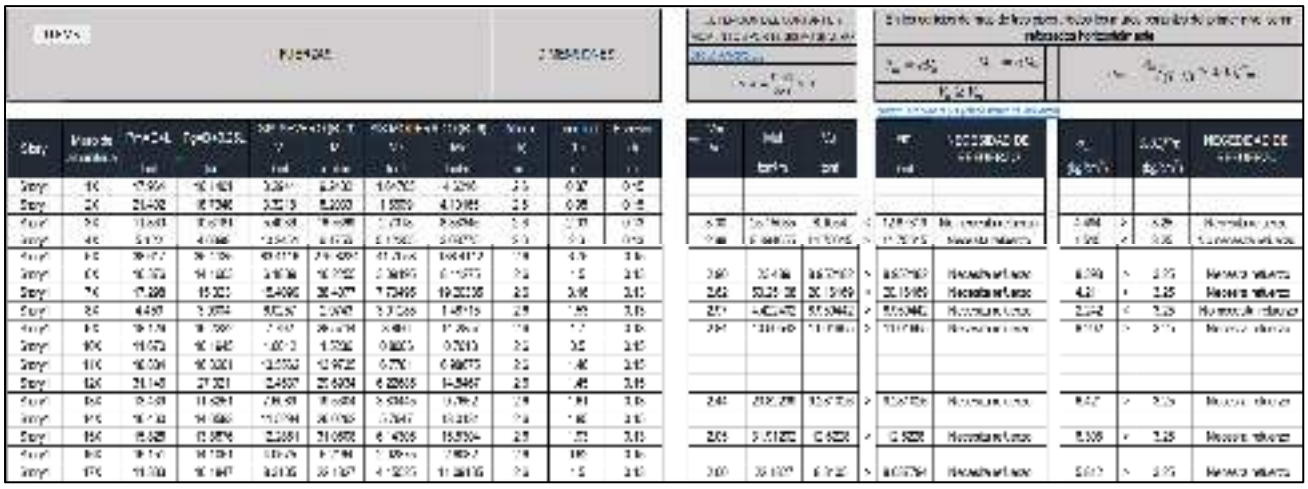
VERIFICACION DE REFUERZO HORIZONTAL - BLOQUE A (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 54

VERIFICACION DE REFUERZO HORIZONTAL - BLOQUE B (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 55

VERIFICACION DE REFUERZO HORIZONTAL - BLOQUE B (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 56

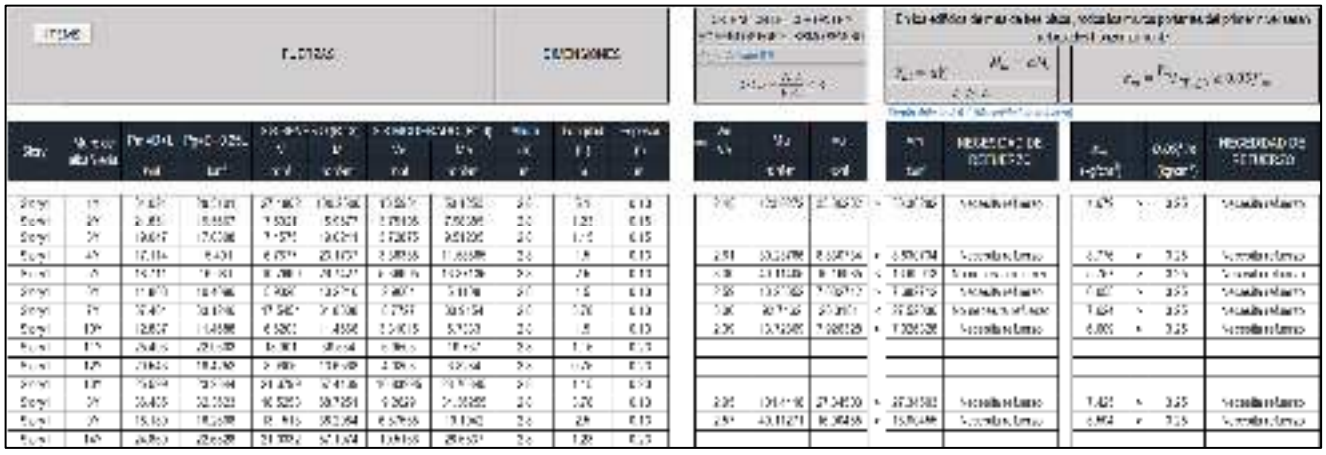
VERIFICACION DE REFUERZO HORIZONTAL - BLOQUE C-D (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 57

VERIFICACION DE REFUERZO HORIZONTAL - BLOQUE C-D (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

4.1.2.6.8. Diseño de Elementos de Confinamiento

Siguiendo la normativa E.070 y habiendo hecho todas las comprobaciones anteriores haciendo que los muros cumplan todas las verificaciones se procederá hacer el diseño de las columnas y vigas de confinamientos para obtener su detalle de refuerzo longitudinal y transversal con las siguientes expresiones:

Tabla 72

Tabla de calcula de fuerzas internas en columnas de confinamiento

TABLA 11
FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

COLUMNA	V_c (fuerza cortante)	T (tracción)	C (compresión)
Interior	$\frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c+1)}$	$V_{m1}\frac{h}{L} - P_c$	$P_c + \frac{V_{m1} \cdot h}{2L}$
Extrema	$1.5\frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c+1)}$	$F - P_c$	$P_c + F$

Fuente: Norma E.070

Donde:

M=Mu1−1/2Vm1*h (H es la altura del primer piso)

F=M/L = (Fuerza Axial en las columnas extremas producidas por M

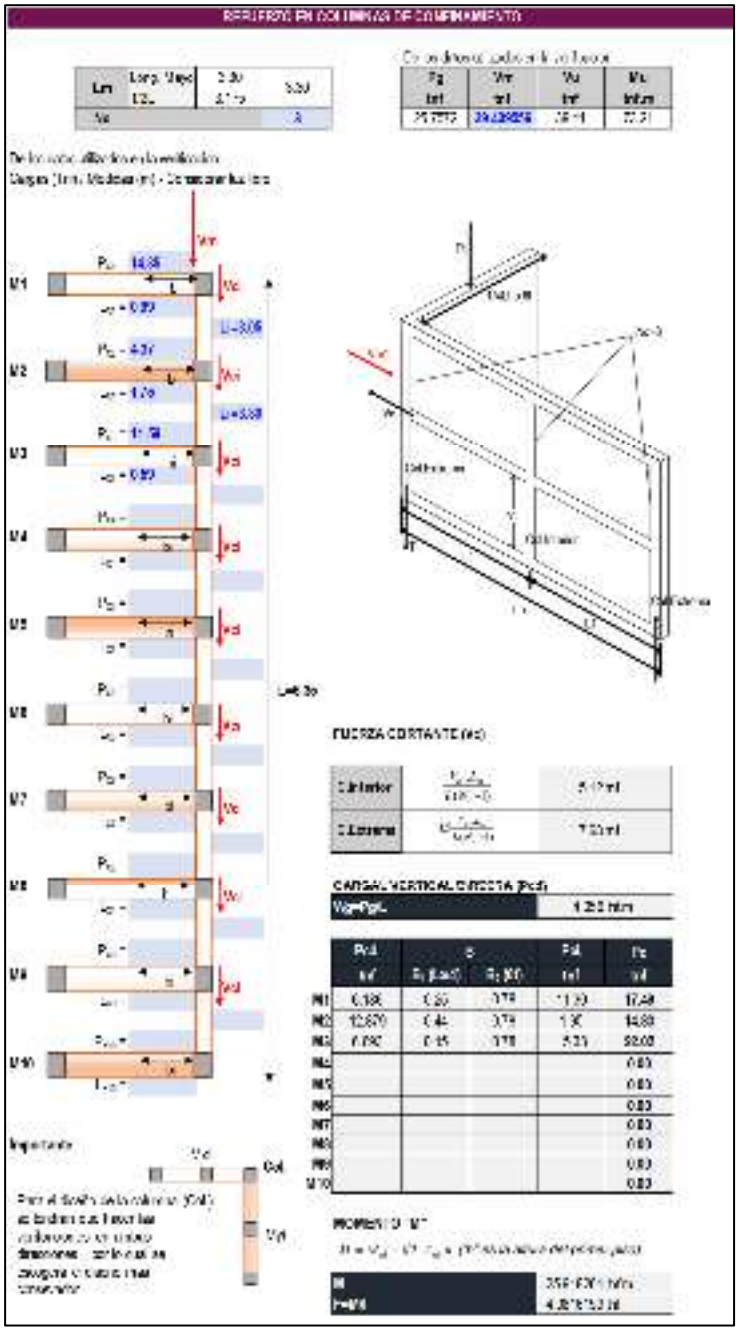
Nc= Numero de columnas de confinamiento

Lm=Longitud del Paño mayor o 0.5L lo que sea mayor

Pc= es la sumatoria de las cargas gravitacionales siguientes: carga vertical directa sobre la columna de confinamiento; mitad de la carga axial sobre el paño de muro a cada lado De la columna; y carga proveniente de los muros transversales de acuerdo a su longitud tributaria

Figura 58

Calculo de fuerzas de Columnas de Confinamiento



Fuente: Elaboración propia

Figura 59

Cálculo de fuerzas internas en Columnas de Confinamiento

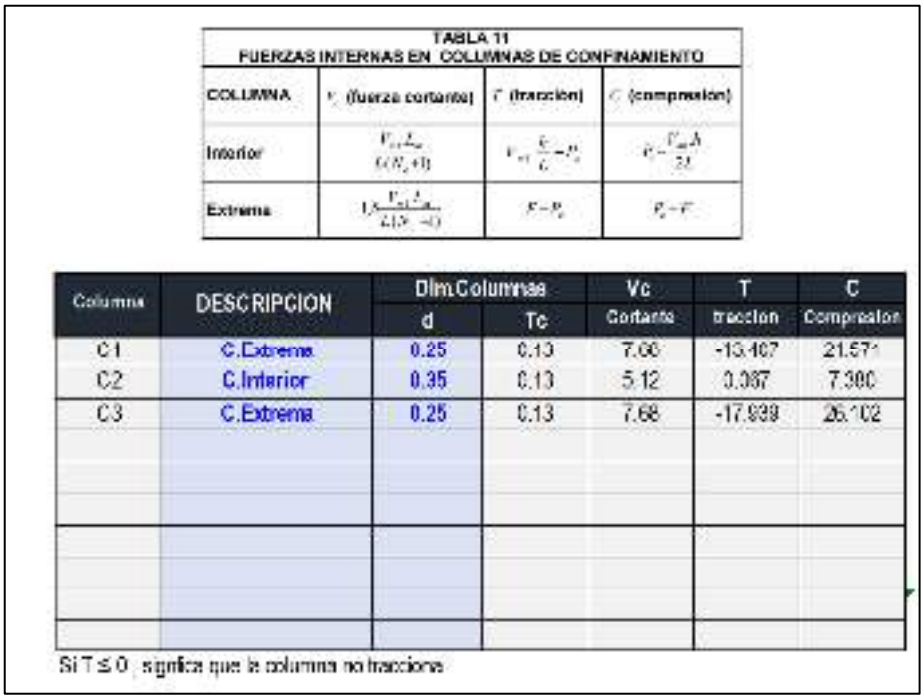


TABLA 11
FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO

COLUMNA	V_c (fuerza cortante)	T (traccion)	C (compresion)
Interior	$\frac{V_{ui} L_n}{0.6(N_p+1)}$	$T_{i+1}=\frac{V_{ui}}{C}-P_i$	$C=\frac{V_{ui} A}{2L}$
Extrema	$1.5\frac{V_{ui} L_n}{0.6(N_p+1)}$	$T=P_i$	$P_i=T$

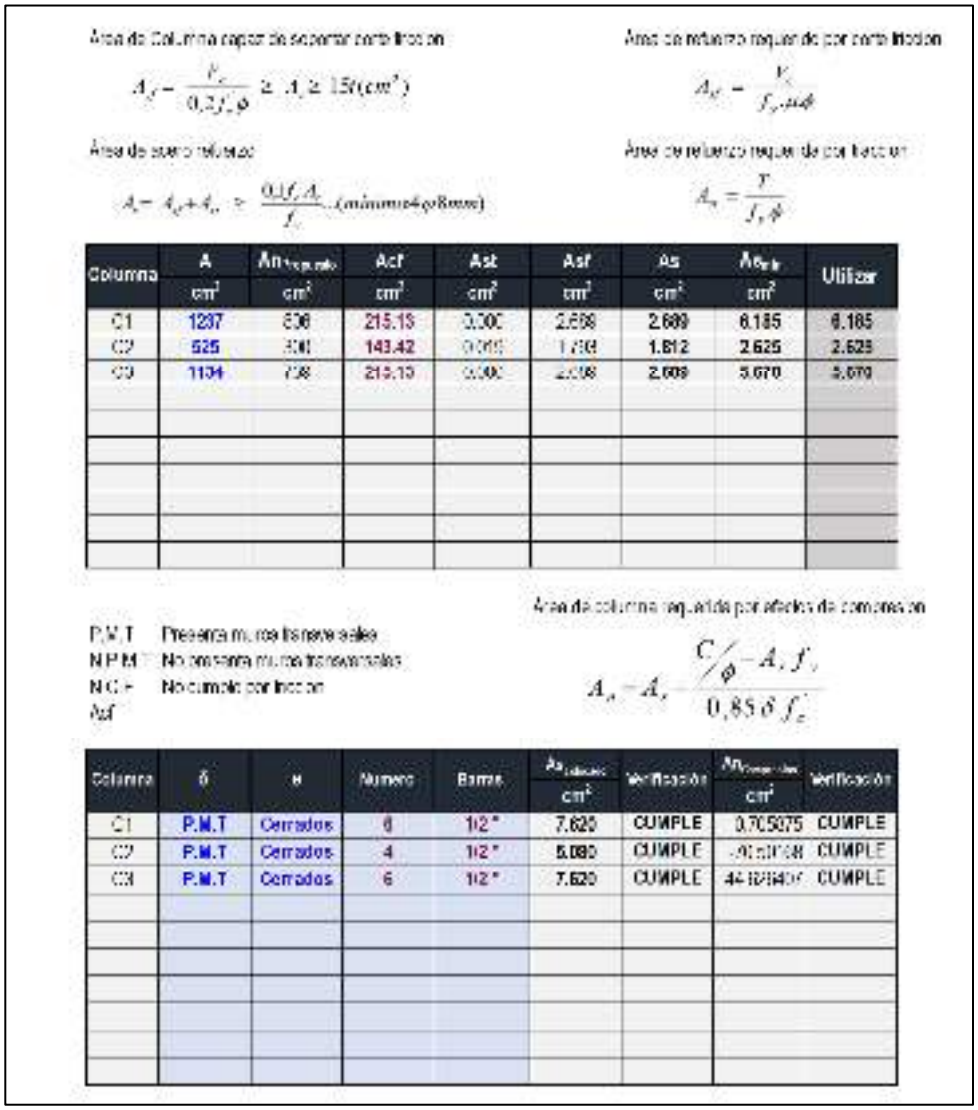
Columna	DESCRIPCION	Dim.Columnas		Vc	T	C
		d	Tc	Cortante	traccion	Compresion
C1	C.Extrema	0.25	0.13	7.00	-13.407	21.571
C2	C.Interior	0.35	0.13	5.12	0.387	7.380
C3	C.Extrema	0.25	0.13	7.68	-17.939	26.102

Si T ≤ 0 , significa que la columna no trabajara

Fuente: Elaboración propia

Figura 60

Cálculo de acero de refuerzo longitudinal en elementos de confinamiento



Área de Columna capaz de soportar corte friccion

$$A_f = \frac{V_u}{0{,}2 f_y \phi} \geq A_g \geq 150(cm^2)$$

Área de refuerzo requerido por corte friccion

$$A_{vf} = \frac{V_u}{f_y \mu \phi}$$

Área de acero requerido

$$A_s = A_{vf} + A_n \geq \frac{0{,}1 f_c A_g}{f_y} \quad (mínimo\ 4\varphi 8mm)$$

Área de refuerzo requerido por tracción

$$A_n = \frac{T_u}{f_y \phi}$$

Columna	A	$A_{n\ requerido}$	Acf	Ast	Asf	As	$A_{s\ usar}$	Utilizar
	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2	cm^2	
C1	1237	636	215.13	0.000	2.658	2.689	6.185	6.185
C2	525	301	143.42	0.000	1.700	1.812	2.625	2.625
C3	1134	728	215.13	0.000	2.658	2.689	5.670	5.670

P.M.T Presenta muros transversales
N.P.M No presenta muros transversales
N.C.= No cumple por friccion
Asf

Área de columna requerida por efectos de compresión

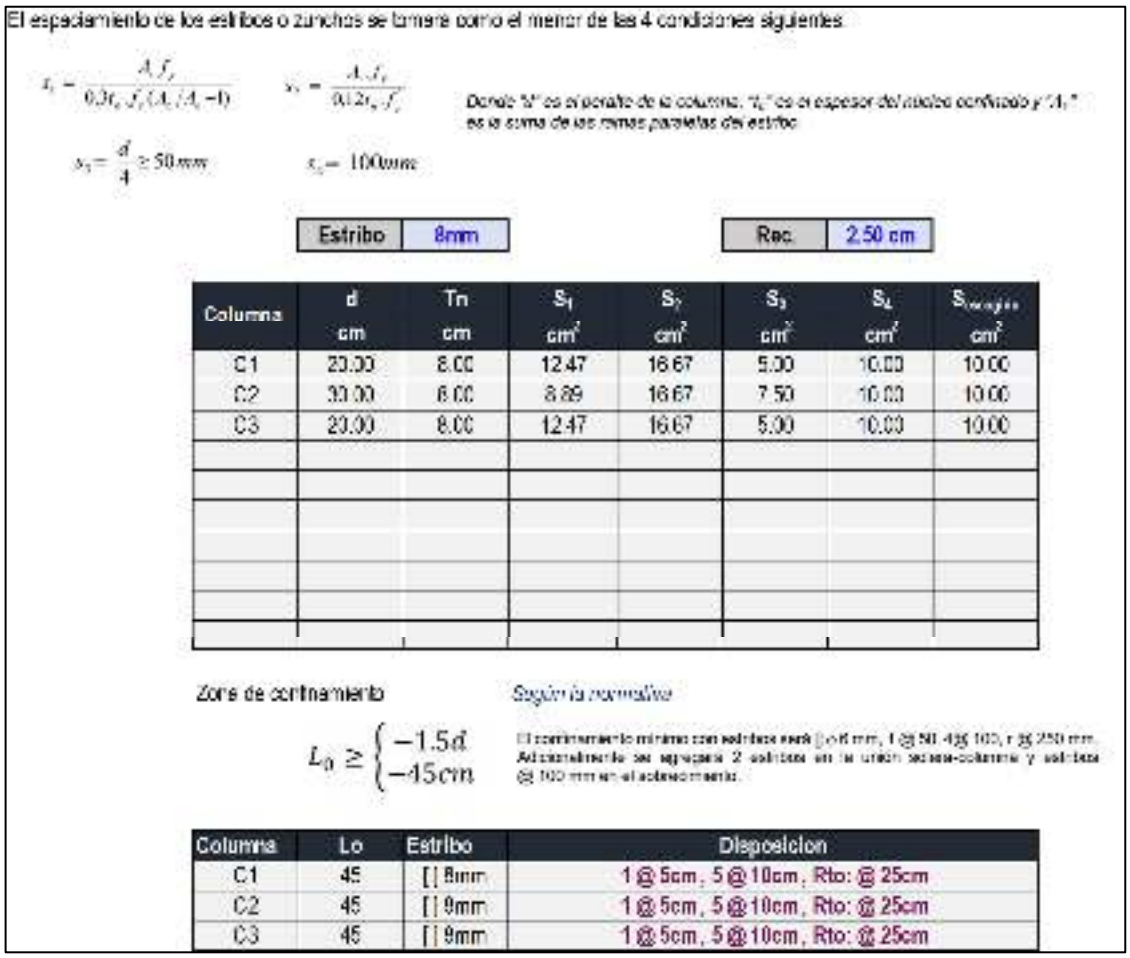
$$A_g = A_c = \frac{C_u/\phi - A_s f_y}{0{,}85 \delta f_c}$$

Columna	δ	#	Numero	Barras	$As_{calculo}$ cm^2	Verificación	$As_{propuesto}$ cm^2	Verificación
C1	P.M.T	Cerrados	6	1/2"	7.620	CUMPLE	0.705075	CUMPLE
C2	P.M.T	Cerrados	4	1/2"	5.080	CUMPLE	[illegible]	CUMPLE
C3	P.M.T	Cerrados	6	1/2"	7.620	CUMPLE	[illegible]	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Figura 61

Cálculo de refuerzo transversal en columnas de confinamiento


El espaciamiento de los estribos o zunchos se tomará como el menor de las 4 condiciones siguientes

$$s_1 = \frac{A_s f_y}{0.3 s_1 f_c (A_g/A_c - 1)} \qquad s_2 = \frac{A_s f_y}{0.12 s_1 f_c}$$

Donde "h" es el peralte de la columna, "s_1" es el espesor del núcleo confinado y "A_s" es la suma de las ramas paralelas del estribo

$$s_3 = \frac{d}{4} \geq 50mm \qquad s_4 = 100mm$$

Estribo	8mm

Rec.	2.50 cm

Columna	d cm	Tn cm	S_1 cm	S_2 cm	S_3 cm	S_4 cm	$S_{asumido}$ cm
C1	20.00	8.00	12.47	16.67	5.00	10.00	10.00
C2	30.00	8.00	8.89	16.67	7.50	10.00	10.00
C3	20.00	8.00	12.47	16.67	5.00	10.00	10.00

Zona de confinamiento — *Según la normativa*

$$L_0 \geq \begin{cases} -1.5d \\ -45cm \end{cases}$$

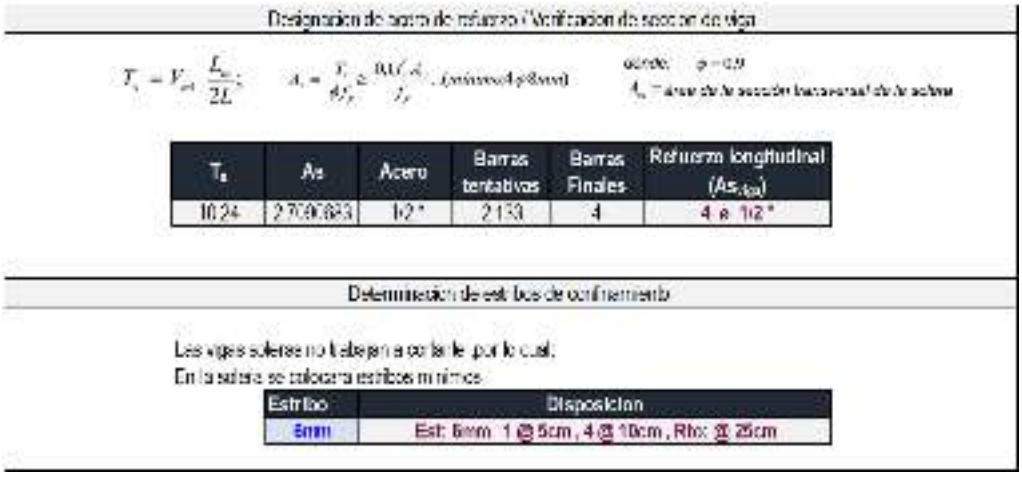
El confinamiento mínimo con estribos será [ø8 mm, 1 @ 50, 4 @ 100, r @ 250 mm. Adicionalmente se agregará 2 estribos en la unión viga-columna y estribos @ 100 mm en el solapamiento.

Columna	Lo	Estribo	Disposicion
C1	45	[ ] 8mm	1 @ 5cm, 5 @ 10cm, Rto: @ 25cm
C2	45	[ ] 9mm	1 @ 5cm, 5 @ 10cm, Rto: @ 25cm
C3	45	[ ] 9mm	1 @ 5cm, 5 @ 10cm, Rto: @ 25cm

Fuente: Elaboración propia

Figura 62

Cálculo de refuerzo longitudinal y transversal de columnas de confinamiento



Designación de acero de refuerzo / Verificación de sección de viga

$$T_s = V_{ua}\frac{L_n}{2L} \qquad A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq \frac{0.8 f'_c A_g}{f_y}$$ (mínimo el 0.8%)

donde: $\phi = 0.9$

A_s = área de la sección transversal de la viga

T_s	As	Acero	Barras tentativas	Barras Finales	Refuerzo longitudinal (As_{total})
10.24	2.70	6#3	2	4	4 ø 1/2"

Determinación de estribos de confinamiento

Las vigas soleras no trabajan a corte, por lo cual,
En la solera se colocara estribos mínimos

Estribo	Disposición
6mm	Est: 6mm: 1 @ 5cm, 4 @ 10cm, Rto: @ 25cm

Fuente: Elaboración propia

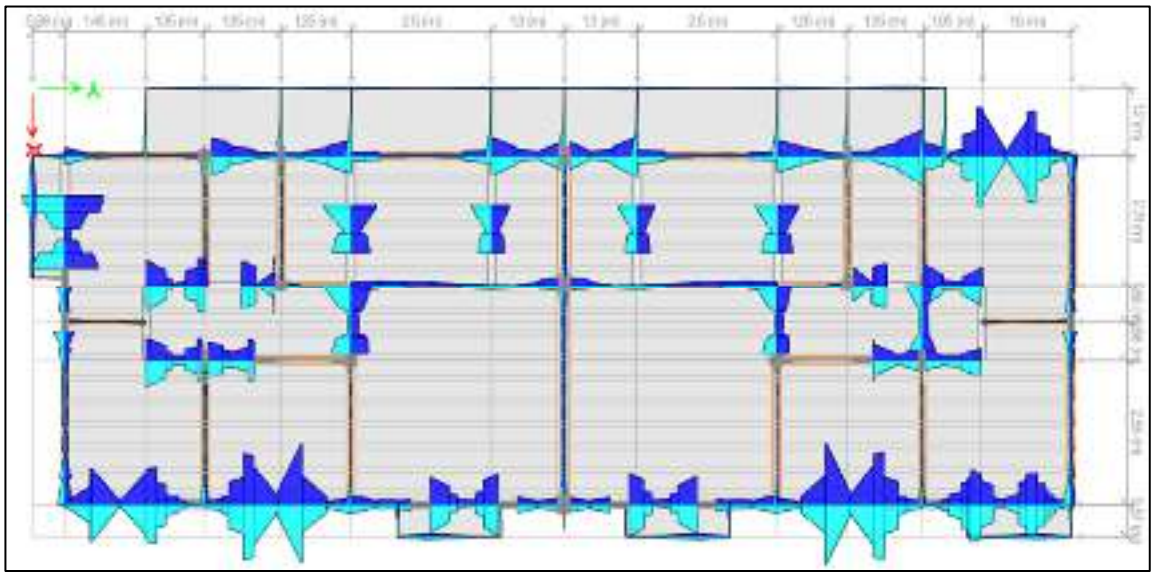
De la misma manera se realizará el diseño para los distintos muros en las direcciones X-X y Y-Y en los bloques A, B y C-D que se podrán visualizar en los Anexos

4.1.2.7. Diseño de elementos de vigas dinteles

Las vigas dinteles analizadas y diseñadas cumplen con las exigencias de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado, verificándose su capacidad resistente frente a las solicitaciones obtenidas del modelo estructural mediante las combinaciones de carga normativas y las verificaciones de flexión y corte, garantizando el cumplimiento de los estados límite de servicio y resistencia; asimismo, los resultados del análisis en ETABS fueron validados de manera independiente mediante hojas de cálculo en Excel, confirmándose la coherencia entre ambas metodologías y la adecuación del diseño para un comportamiento estructural confiable y compatible con la estructura general.

Figura 63

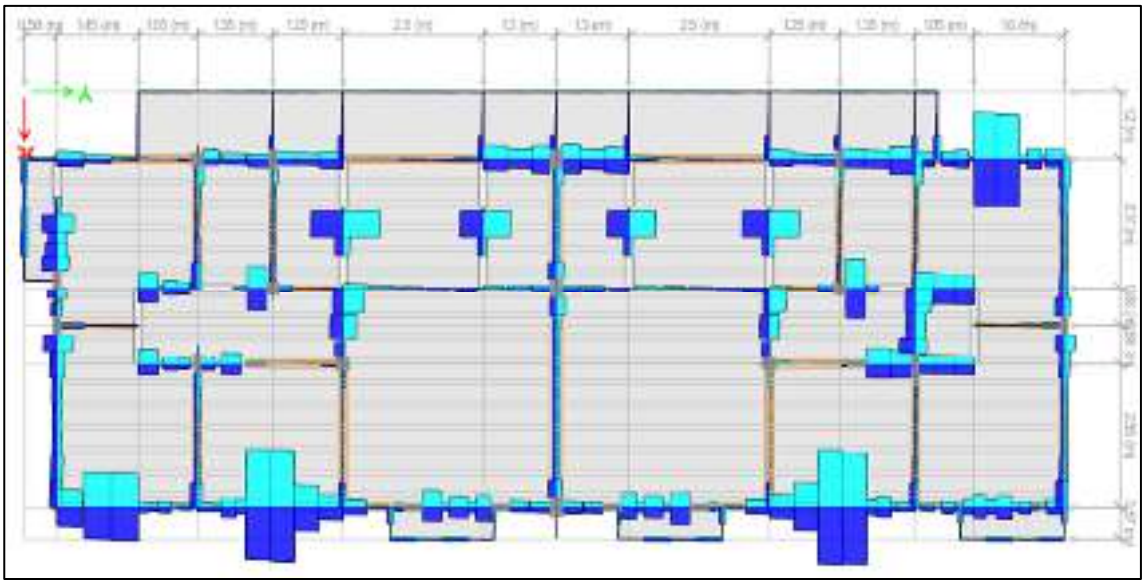
DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (CARGA ENVOLVENTE) - BLOQUE A



Fuente: Elaboración propia – ETABS

Figura 64

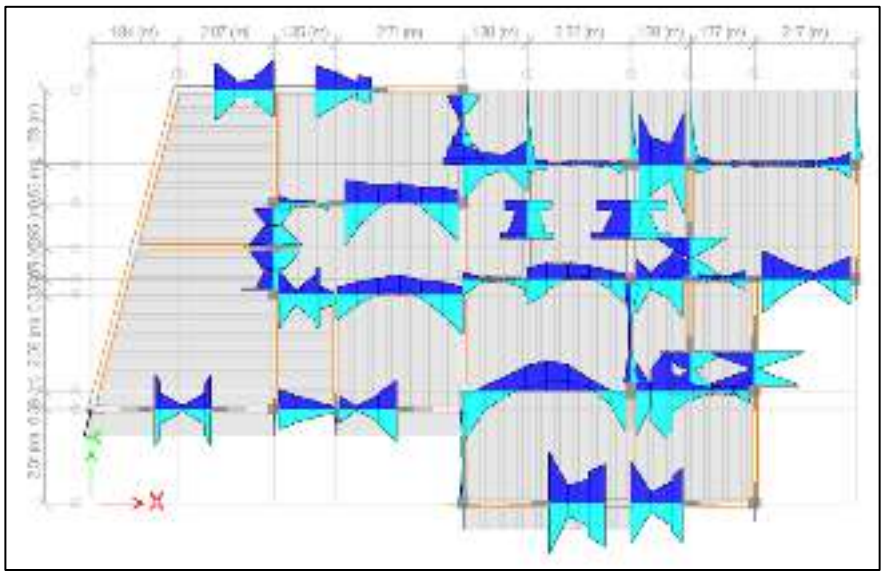
DIAGRAMA DE CORTANTE ETABS ***(CARGA ENVOLVENTE) - BLOQUE A***



Fuente: Elaboración propia - ETABS

Figura 65

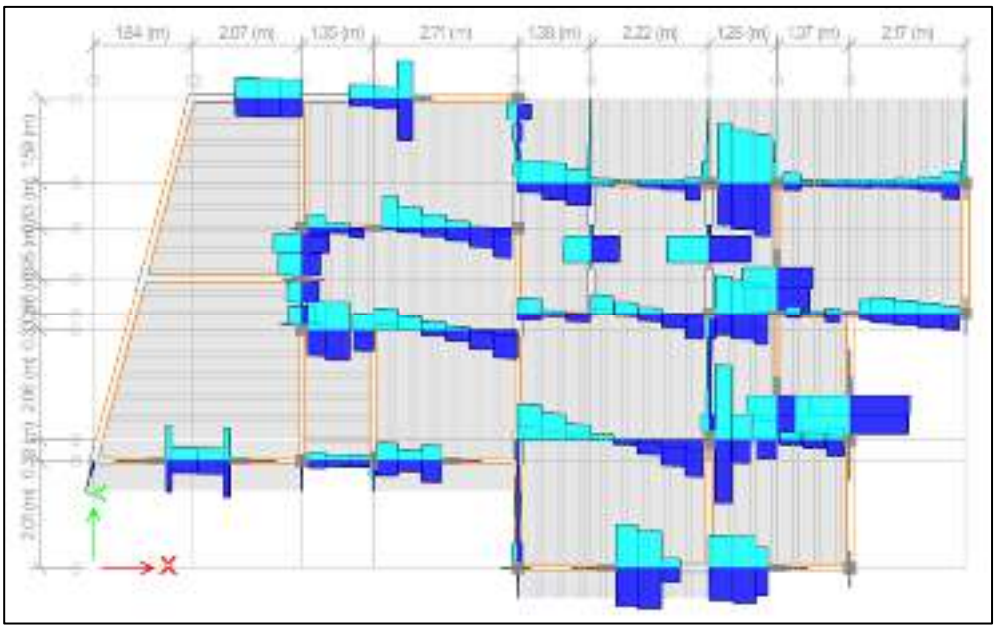
DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (CARGA ENVOLVENTE) - ***BLOQUE B***



Fuente: Elaboración propia - ETABS

Figura 66

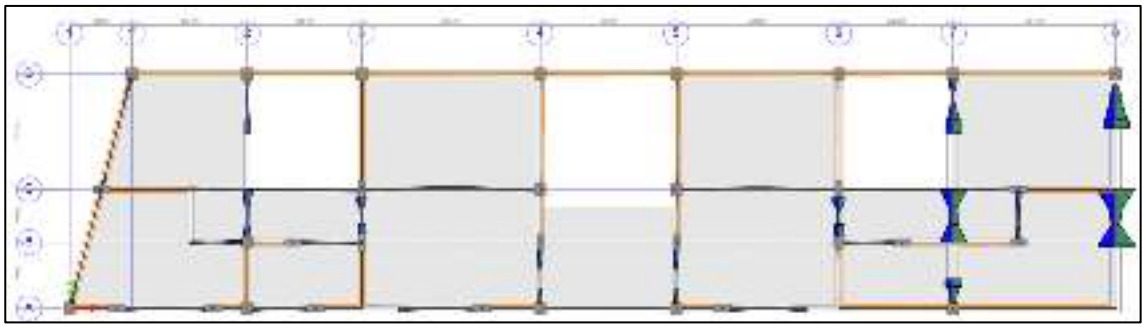
DIAGRAMA DE CORTANTE ETABS (CARGA ENVOLVENTE) - BLOQUE B



Fuente: Elaboración propia - ETABS

Figura 67

DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (CARGA ENVOLVENTE) - ***BLOQUE C-D***



Fuente: Elaboración propia - ETABS

Figura 68

DIAGRAMA DE CORTANTE ETABS ***(CARGA ENVOLVENTE) - BLOQUE C-D***



Fuente: Elaboración propia - ETABS

Se procederá a la verificación detallada de la viga más crítica en cada dirección, a fin de corroborar las solicitaciones obtenidas en el modelado y asegurar su adecuado dimensionamiento.

DISEÑO POR FLEXION

VIGA X-X (0.13x0.30)

Figura 69

PROPIEDADES DE MATERIALES

DATOS DEL MATERIAL

Resistencia a la compresión del concreto (f'c)	210 kgf/cm²
Resistencia a la fluencia del acero (fy)	4200 kgf/cm²
Factor reduccion de resistencia ($ø_b$)	0.9

Factor para obtener bloque rectangular equivalente (β1)	0.85

DATOS DE SECCIÓN

Ancho de la viga (b)	13 cm
Peralte de la viga (h)	30 cm
Recubrimiento (r)	3 cm
Diámetro de estribo ($ø_{estribo}$)	3/8"
Diámetro de acero longitudinal máximo ($ø_{long-max}$)	1/2"
Cantidad de capas del acero longitudinal (#capas)	1
Peralte efectivo de la viga (d)	25.41 cm

Fuente: Elaboración propia

Figura 70

VERIFICACION DE CUANTIAS

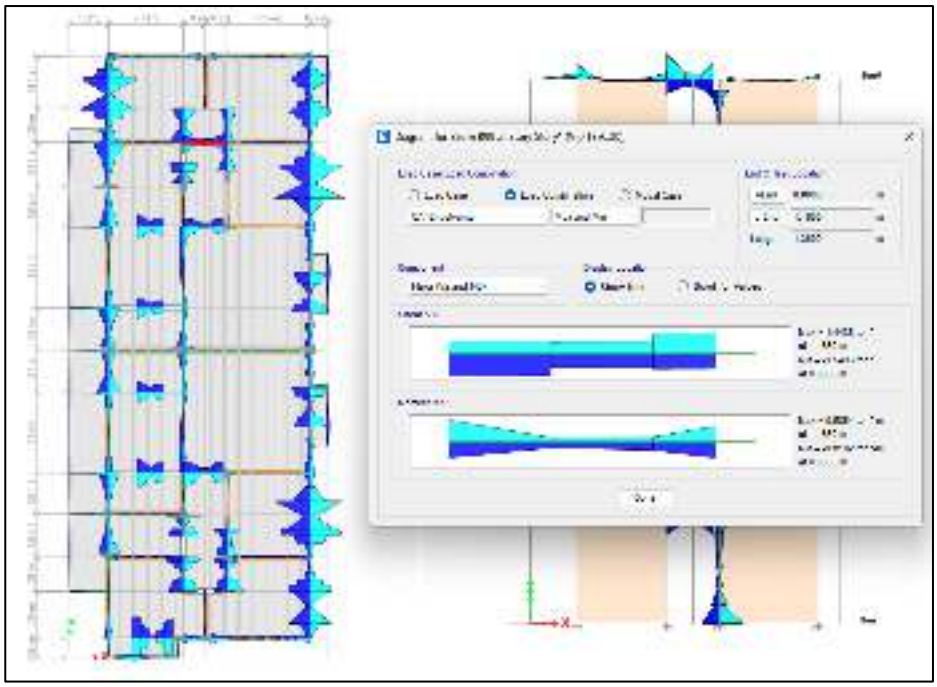
VERIFICACION DE CUANTIAS

Cuantía mínima ρ_{min}	
$\rho_{min} = 0.70 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy}$	0.0024
Cuantía balanceada (ρ_b)	
$\rho_b = 0.85 * \beta * \frac{f'c}{fy} * \frac{6300}{(6300 + fy)}$	0.0213
Cuantía máxima (ρ_{max})	
$\rho_{max} = 0.75 * \rho b$	0.0159
Acero para cuantia balanceada (Asb)	7.02 cm²

Fuente: Elaboración propia

Figura 71

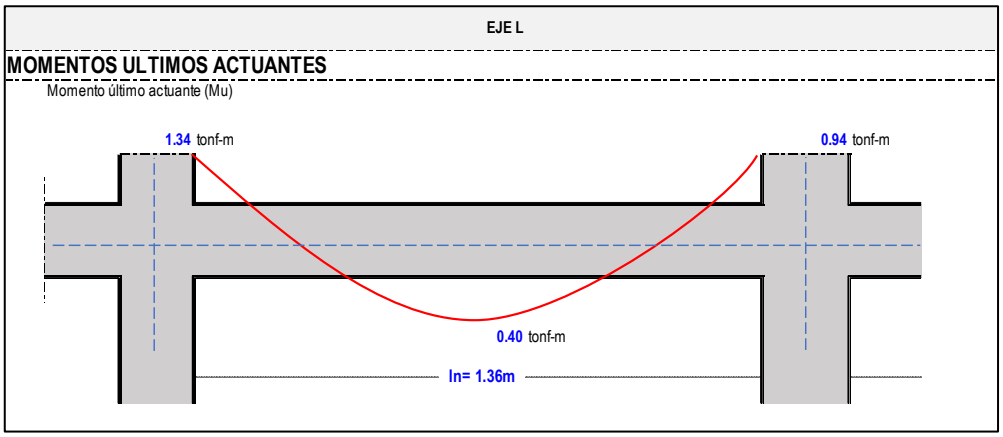
DIAGRAMA DE MOMENTO/CORTANTE ***ETABS (CARGA ENVOLVENTE) – BLOQUE A***



Fuente: Elaboración propia – ETABS

Figura 72

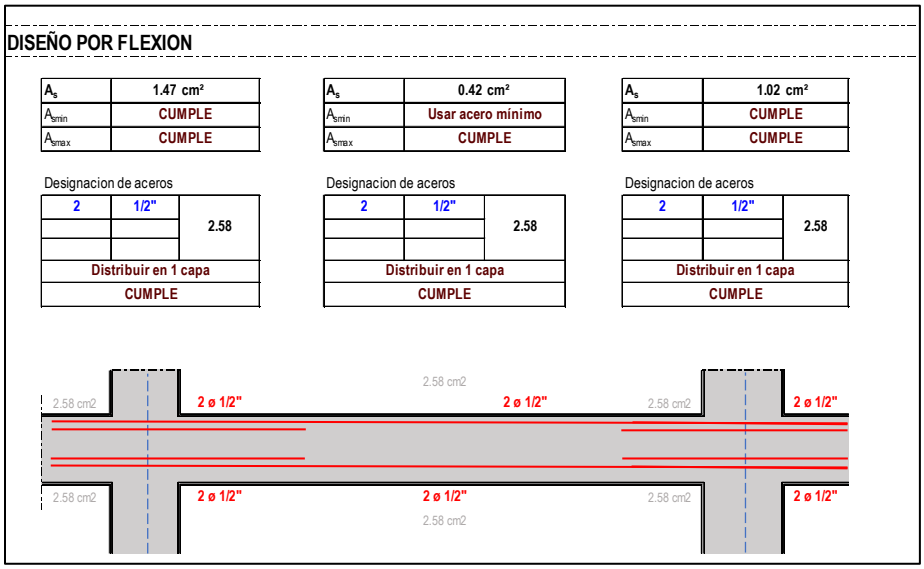
MOMENTOS POSITIVOS Y NEGATIVOS DE VIGA A DISEÑAR



Fuente: Elaboración propia

Figura 73

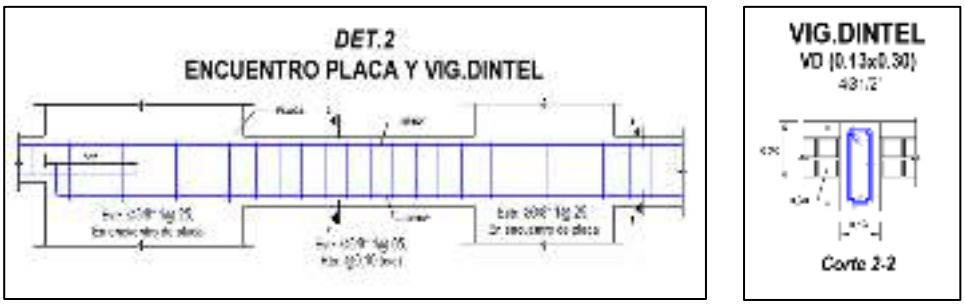
DISEÑO POR FLEXION DE VIGA



Fuente: Elaboración propia

Figura 74

DETALLE FINAL DE REFUERZO DE VIGA



Fuente: Elaboración propia.

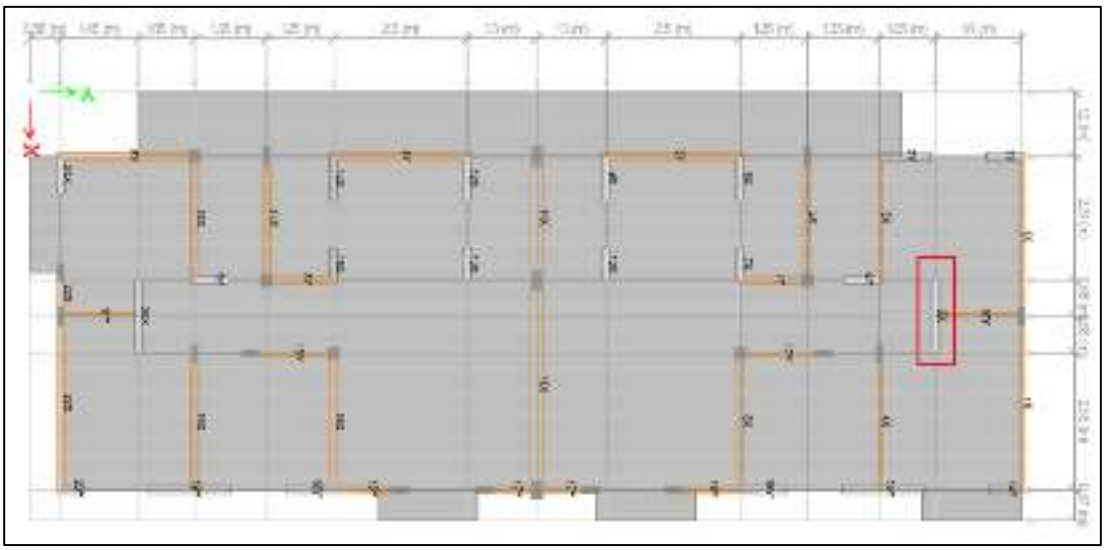
Se esta misma manera se analizarán las distintas vigas dinteles en los bloques A, B y C-D siguiendo lo establecido por la normativa E.060

4.1.2.8. Diseño de Placas

El diseño de las placas de concreto armado se realizó conforme a la Norma E.060, cumpliendo las cuantías mínimas de refuerzo y verificando su capacidad resistente mediante diagramas de interacción momento-axial para asegurar un desempeño adecuado frente a acciones gravitacionales y laterales; el proceso se complementó con hojas de cálculo en Excel y el modelamiento en ETABS, validando la coherencia entre el análisis global y las verificaciones analíticas, y confirmando que el diseño final cumple los requisitos normativos y de seguridad, detallándose a continuación el diseño de un muro de corte como caso representativo.

Figura 75

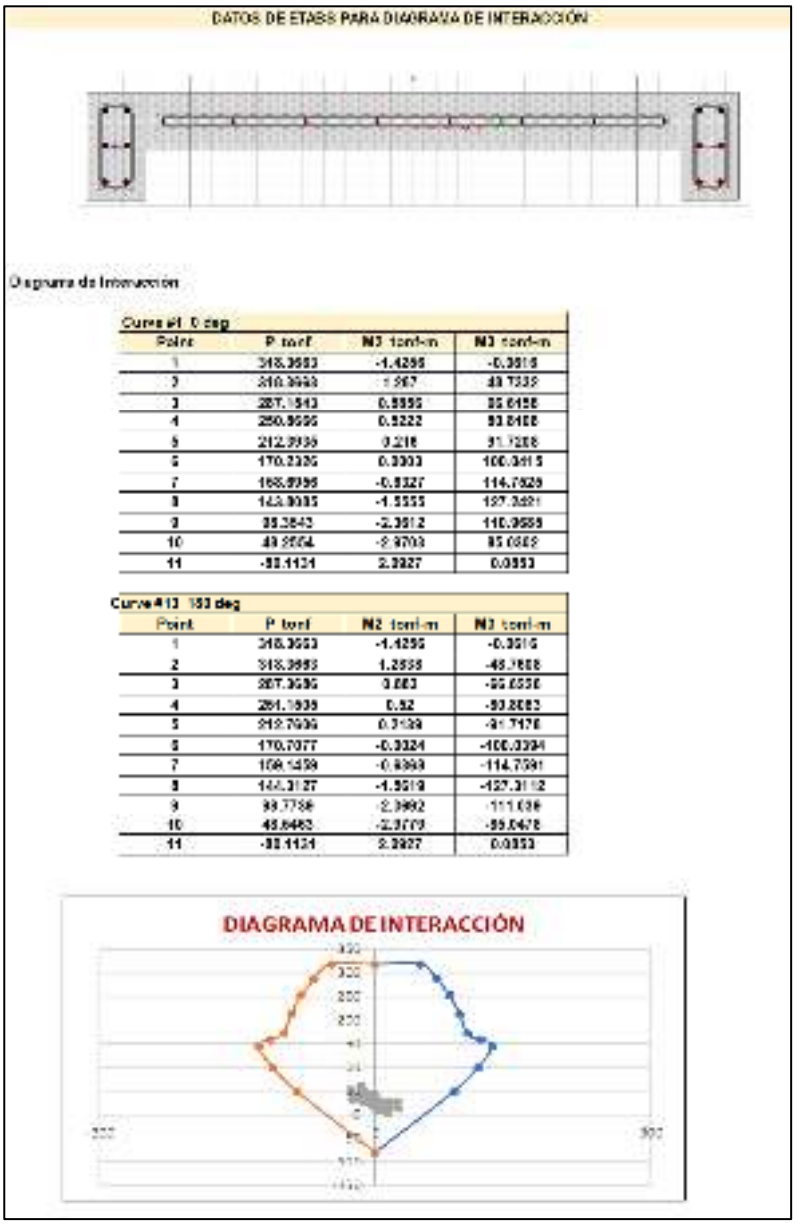
*PLACA A ANALIZAR (2X) - **BLOQUE A***



Fuente: Elaboración propia - ETABS

Figura 76

*DIAGRAMA DE ITERACIONES (2X) - **BLOQUE A***

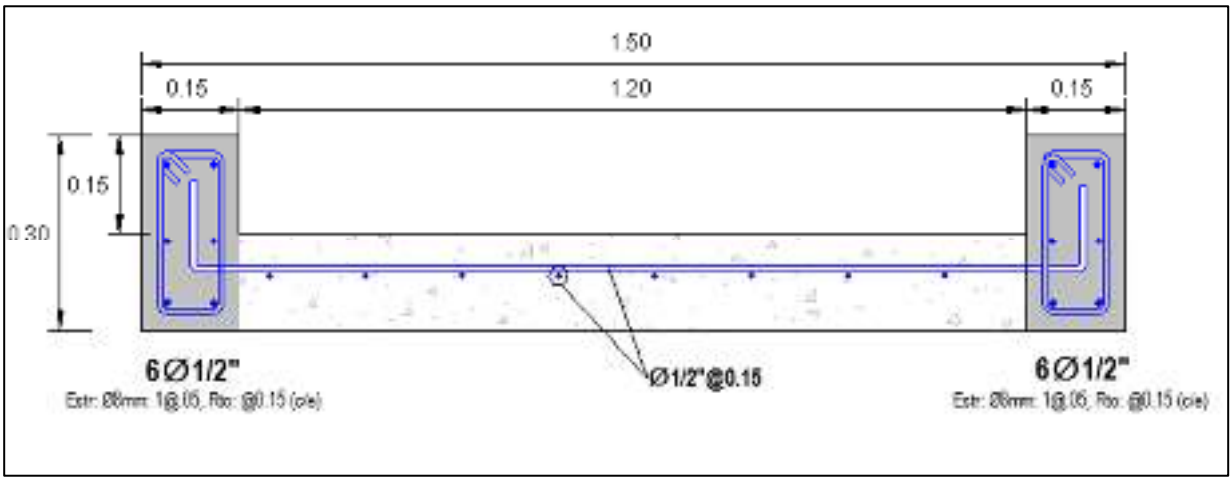


Fuente: Elaboración propia - ETABS

Se realizo el diseño regido bajo la normativa E.060, siguiendo dicha normativa se aplicará para todas las placas de los distintos bloques.

Figura 77

DETALLE FINAL DE PLACA 2Y - ***BLOQUE A***



Fuente: Elaboración propia

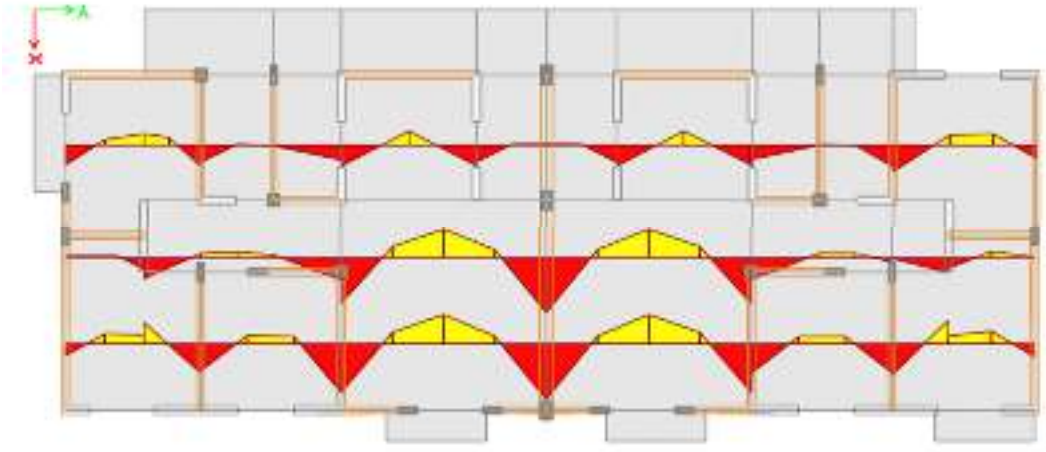
4.1.2.9. Diseño de Losa Aligerada

Las losas de techo analizadas son losas aligeradas unidireccionales, cuya dirección principal de trabajo se definió según la disposición de las viguetas indicada en los planos estructurales y modelada en ETABS, considerando las condiciones de borde y la distribución de cargas de cada bloque; para su evaluación se empleó el método de strip forces o franjas de diseño, a partir del cual se obtuvieron los momentos y cortantes representativos, permitiendo identificar el comportamiento típico de una vigueta analizada como viga simplemente apoyada o empotrada según la continuidad y rigidez de los apoyos.

→ Bloque A

Figura 78

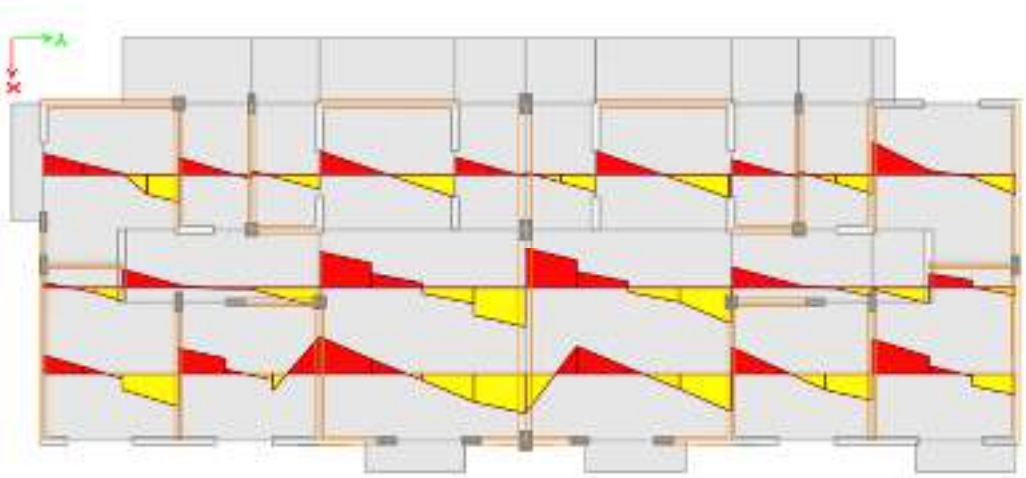
DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO - ***BLOQUE A***



Fuente: Elaboración propia

Figura 79

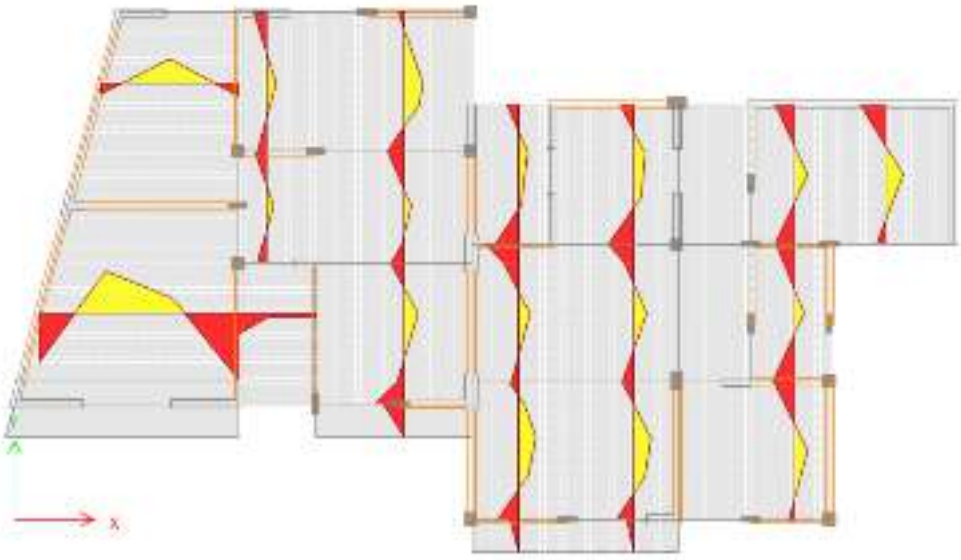
DIAGRAMA DE CORTANTES ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO - ***BLOQUE A***



Fuente: Elaboración propia

Figura 80

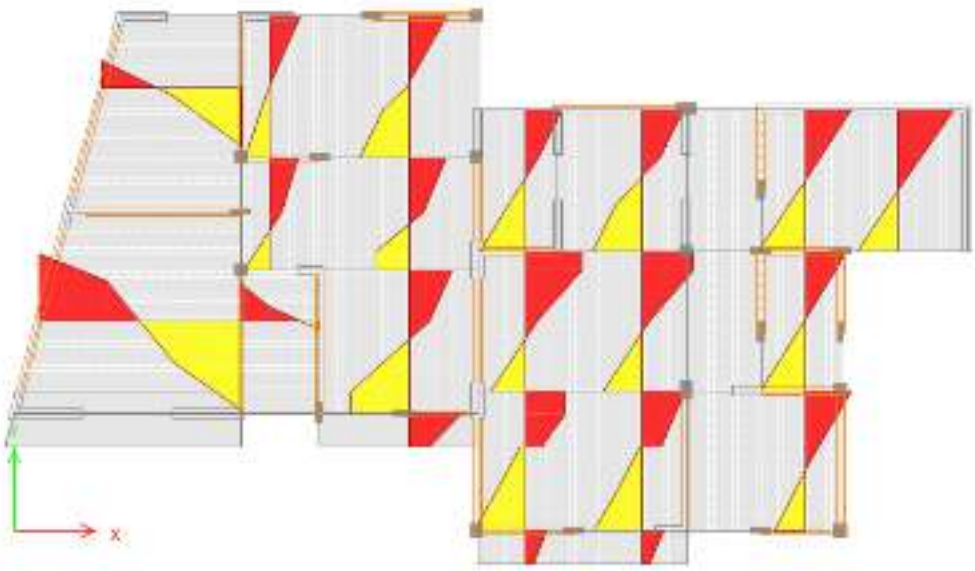
DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO - ***BLOQUE B***



Fuente: Elaboración propia

Figura 81

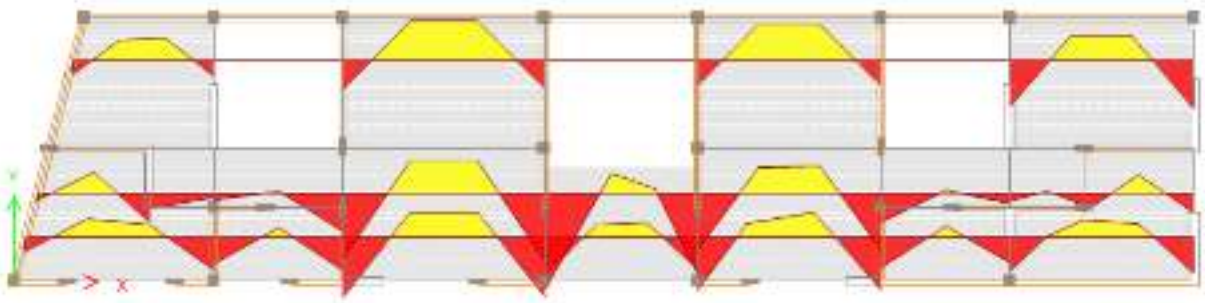
DIAGRAMA DE CORTANTES ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO - ***BLOQUE B***



Fuente: Elaboración propia

Figura 82

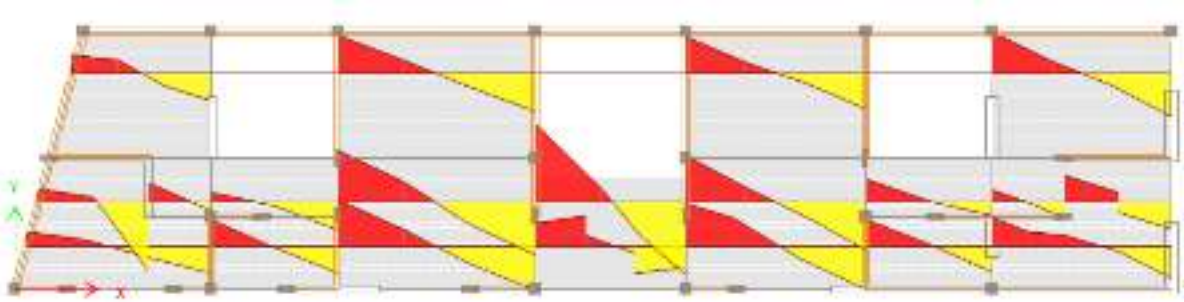
DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO - ***BLOQUE C-D***



Fuente: Elaboración propia

Figura 83

DIAGRAMA DE CORTANTES ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO - ***BLOQUE B***



Fuente: Elaboración propia

Figura 84

PROPIEDADES DE MATERIALES

DATOS DEL MATERIAL

Resistencia a la compresión del concreto (f'c)	**210** kgf/cm²
Resistencia a la fluencia del acero (fy)	**4200** kgf/cm²
Factor reduccion de resistencia ($ø_b$)	0.9

Factor para obtener bloque rectangular equivalente (β1)	0.85

DATOS DE SECCIÓN

Ancho de ala de viga (b)	**40** cm
Ancho de la viga (bw)	**10** cm
Peralte de la viga (h)	**20** cm
Recubrimiento (r)	**4** cm
Diámetro de acero longitudinal máximo ($ø_{long-max}$)	**1/2"**
Cantidad de capas del acero longitudinal (#capas)	**1**
Peralte efectivo de la viga (d)	14.41 cm

Fuente: Elaboración propia

Figura 85

VERIFICACION DE CUANTIAS

VERIFICACION DE CUANTIAS

Cuantía mínima ρ_{min}	
$\rho_{min} = 0.70 * \frac{\sqrt{f'c}}{fy}$	0.0024
Cuantia balanceada (ρ_b)	
$\rho_b = 0.85 * \beta * \frac{f'c}{fy} * \frac{6300}{(6300 + fy)}$	0.0213
Cuantia máxima (ρ_{max})	
$\rho_{max} = 0.75 * \rho b$	0.0159
Acero para cuantia balanceada (Asb)	3.06 cm²

Acero Minimo (A_{smin})	0.35 cm²
Acero Maximo (A_{smax})	2.30 cm²

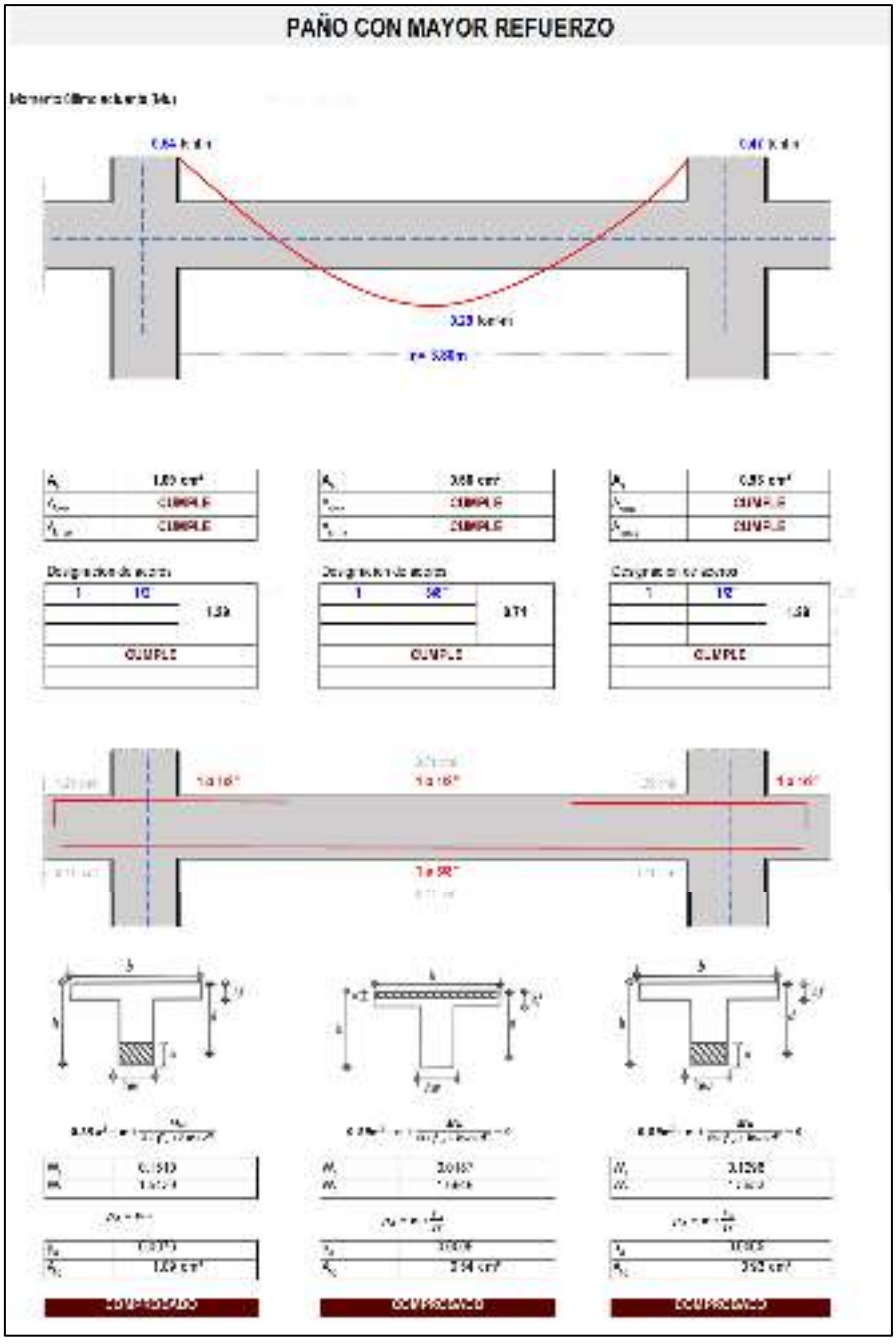
ACERO DE CONTRACCION Y TEMPERATURA

Área de acero (Ast)	
$As_t = 0.0018 * b * h$	0.9 cm²
Distribución de aceros **6mm**	
$S_{rep} = \frac{As\emptyset * b}{As_t}$	31.42 cm
Espaciamiento máximo pór norma	
$S_{rep} = 5h$	25 cm

Fuente: Elaboración propia

Figura 86

DISEÑO DE VIGUETAS DE LOSA



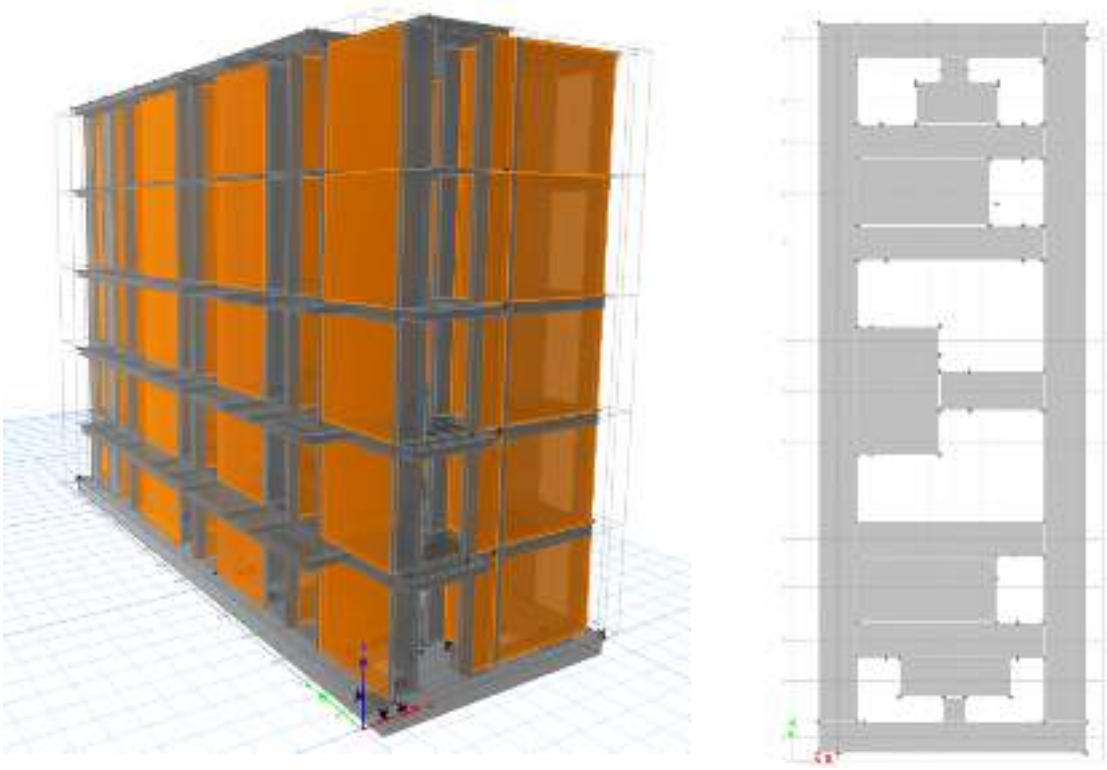
Fuente: Elaboración propia

4.1.2.10. Diseño de cimentación

Para la verificación de la cimentación del bloque, se empleó el mismo modelo estructural utilizado en el análisis sísmico, dado que este proporciona de manera consistente las cargas gravitatorias provenientes de los elementos modelados.

Figura 87

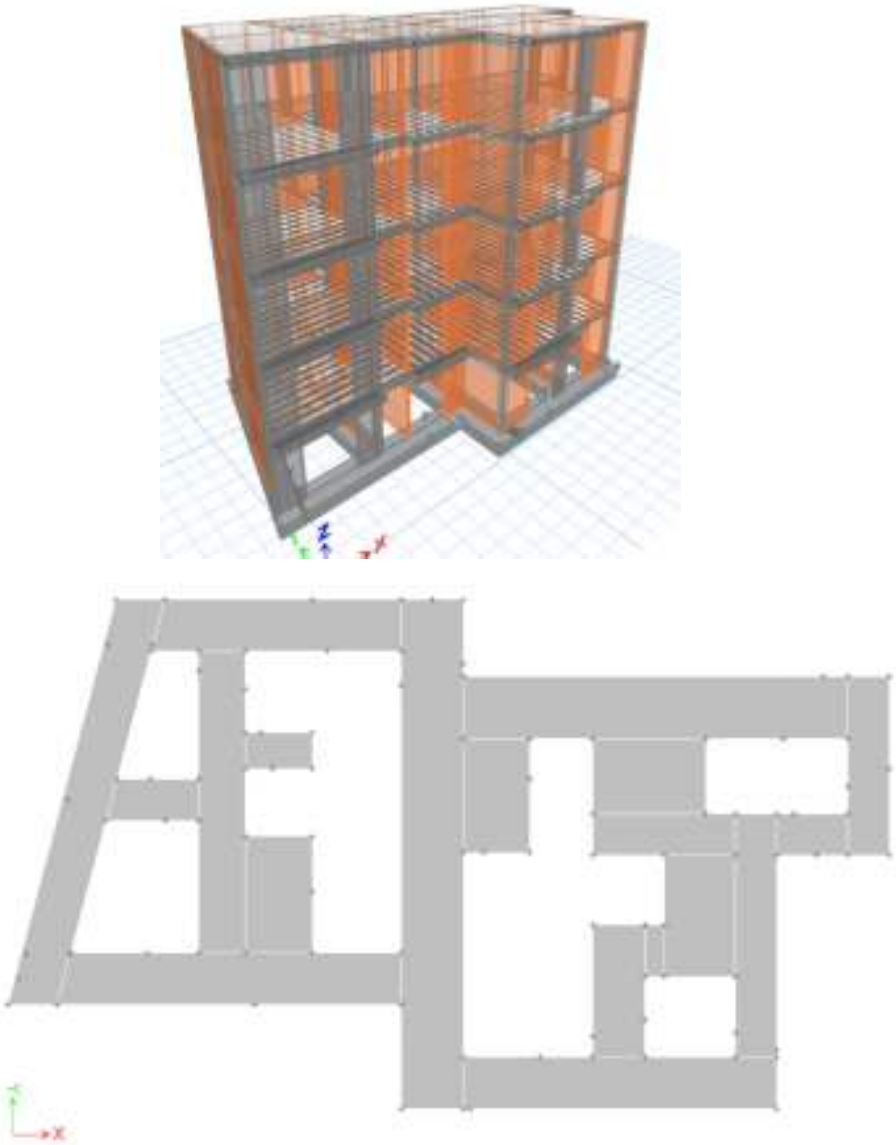
MODELADO PARA VERIFICACION DE PRESIONES EN CIMENTACION BLOQUE A



Fuente: Elaboración propia - ETABS

Figura 88

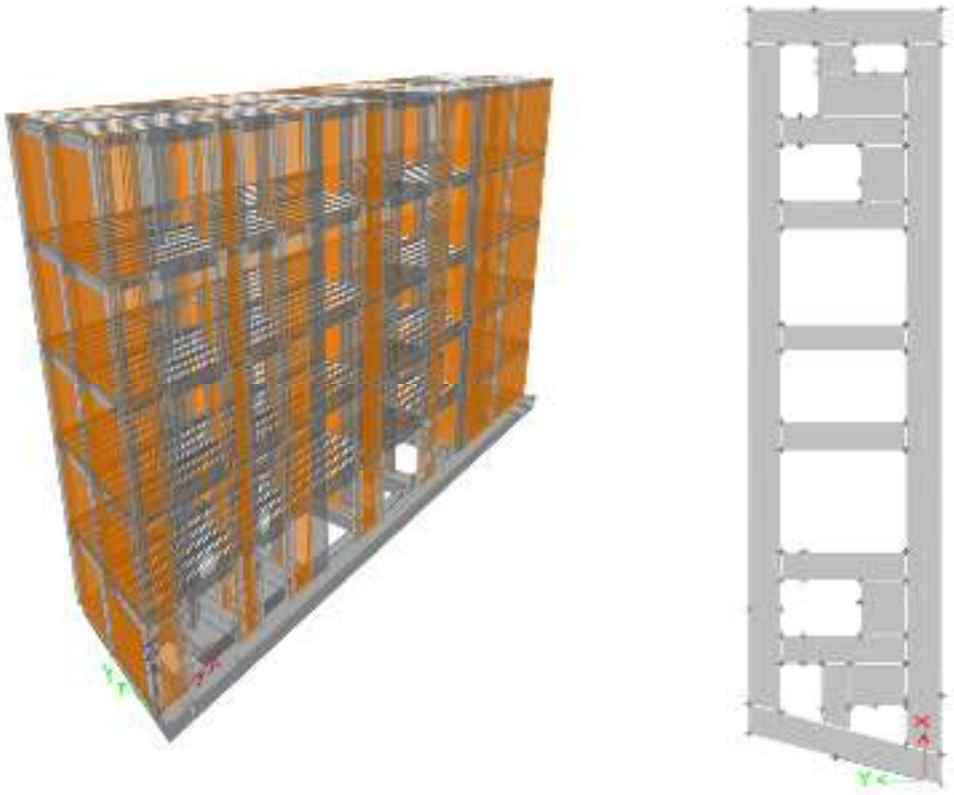
MODELADO PARA VERIFICACION DE PRESIONES EN CIMENTACION BLOQUE B



Fuente: Elaboración propia - ETABS

Figura 89

MODELADO PARA VERIFICACION DE PRESIONES EN CIMENTACION BLOQUE C-D



Fuente: Elaboración propia - ETABS

Se exportaron las reacciones obtenidas de los análisis dinámicos escalados según la carga estática de diseño, que representan la demanda sísmica global de la estructura, así como las reacciones de los modos de vibración representativos para identificar su comportamiento dinámico predominante; posteriormente, se compararon los momentos volcantes de las cargas dinámicas de diseño con los de dichos modos, con el fin de definir los factores de escala necesarios para ajustar las fuerzas por piso asociadas a ellos.

Figura 90

FACTORES DE ESCALA - BLOQUE A

Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
SDinX	LinRespSpec	Max	228.3569	93.196	0	922.8832	2277.6082	2325.5782	0	0	0
SDinY	LinRespSpec	Max	87.9952	245.693	0	2432.618	880.9045	1532.1708	0	0	0
MODOX	Combination		1.6629	0.176	0	-1.7583	17.018	-12.1202	0	0	0
MODOY	Combination		0.0772	-1.3613	0	13.7156	0.7978	-5.0214	0	0	0

M_{DINX}	2277.6082
M_{MODOX}	17.018
FE	**133.8352**

M_{DINY}	2432.618
M_{MODOY}	13.7156
FE	**177.3614**

Fuente: Elaboración propia

Figura 91

FACTORES DE ESCALA - BLOQUE B

Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
SDinX	LinRespSpec	Max	168.5071	82.2887	0	806.8239	1597.7475	1406.6466	0	0	0
SDinY	LinRespSpec	Max	75.4329	167.2067	0	1634.7615	720.4672	2394.1749	0	0	0
MODOX	Combination		-2.9893	-0.4003	0	4.0669	-28.5819	13.6818	0	0	0
MODOY	Combination		0.0472	1.0863	0	-10.911	0.497	14.5286	0	0	0

M_{DINX}	1597.7475
M_{MODOX}	-28.5819
FE	**-55.9007**

M_{DINY}	1634.7615
M_{MODOY}	-10.911
FE	**-149.8269**

Fuente: Elaboración propia

Figura 92

FACTORES DE ESCALA - BLOQUE C-D

Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
SDinX	LinRespSpec	Max	168.5071	82.2887	0	806.8239	1597.7475	1406.6466	0	0	0
SDinY	LinRespSpec	Max	75.4329	167.2067	0	1634.7615	720.4672	2394.1749	0	0	0
MODOX	Combination		-2.9893	-0.4003	0	4.0669	-28.5819	13.6818	0	0	0
MODOY	Combination		0.0472	1.0863	0	-10.911	0.497	14.5286	0	0	0

M_{DINX}	1597.7475
M_{MODOX}	-28.5819
FE	**-55.9007**

M_{DINY}	1634.7615
M_{MODOY}	-10.911
FE	**-149.8269**

Fuente: Elaboración propia

Las fuerzas por piso de los modos representativos se escalaron según la relación obtenida de la comparación de momentos volcantes y luego se exportaron e incorporaron al modelo de verificación de la cimentación, definiéndose un nuevo patrón de carga sísmica específico para este propósito.

Figura 93

NUEVO PATRON DE CARGA SISMICA – BLOQUE A

DIRECCIÓN X-X

Bottom	2.6046	-0.1938
Bottom	4.6512	-0.2073

CARGAS SÍSMICAS POR INSERTAR

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
0.4905	0.4905	65.6462
0.992	0.5015	67.1184
1.3564	0.3644	48.7696
1.5761	0.2197	29.4036
1.6629	0.0868	11.6169
	1.6629	**222.5546**

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
0.0467	0.0467	6.2501
0.0994	0.0527	7.0531
0.1401	0.0407	5.4471
0.1658	0.0257	3.4396
0.176	0.0102	1.3651
	0.176	**23.5550**

DIRECCIÓN Y-Y

Bottom	0.0626	-0.9985
Bottom	0.0926	-1.7316

CARGAS SÍSMICAS POR INSERTAR

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
0.0234	0.0234	4.1503
0.047	0.0236	4.1857
0.0638	0.0168	2.9797
0.0736	0.0098	1.7381
0.0772	0.0036	0.6385
	0.0772	**13.6923**

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
-0.3791	-0.3791	-67.2377
-0.7839	-0.4048	-71.7959
-1.0909	-0.307	-54.4499
-1.2832	-0.1923	-34.1066
-1.3613	-0.0781	-13.8519
	-0.5774	**-241.4421**

Fuente: Elaboración propia

Figura 94

NUEVO PATRON DE CARGA SISMICA – BLOQUE B

DIRECCIÓN X-X

Bottom	2.6046	-0.1938
Bottom	4.6512	-0.2073

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
0.1823	0.1823	71.4327
0.37	0.1877	73.5486
0.5101	0.1401	54.8970
0.5959	0.0858	33.6200
0.6296	0.0337	13.2051
	0.6296	**246.7033**

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
0.0075	0.0075	2.9388
0.014	0.0065	2.5470
0.0182	0.0042	1.6457
0.0203	0.0021	0.8229
0.0208	0.0005	0.1959
	0.0208	**8.1503**

DIRECCIÓN Y-Y

Bottom	0.0626	-0.9985
Bottom	0.0926	-1.7316

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
-0.0642	-0.0642	15.1334
-0.1311	-0.0669	15.7699
-0.1828	-0.0517	12.1869
-0.2163	-0.0335	7.8967
-0.2305	-0.0142	3.3473
	-0.1311	**54.3342**

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
0.2996	0.2996	-70.6227
0.5966	0.297	-70.0098
0.8122	0.2156	-50.8220
0.9422	0.13	-30.6440
0.9942	0.052	-12.2576
	0.5966	**-234.3562**

Fuente: Elaboración propia

Figura 95

NUEVO PATRON DE CARGA SISMICA – BLOQUE C-D

DIRECCIÓN X-X

Bottom	2.6046	-0.1938
Bottom	4.6512	-0.2073

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
-0.643	-0.643	35.9441
-1.5464	-0.9034	50.5007
-2.2698	-0.7234	40.4385
-2.7593	-0.4895	27.3634
-2.9893	-0.23	12.8572
	-1.5464	**167.1039**

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
-0.1121	-0.1121	6.2665
-0.2404	-0.1283	7.1721
-0.3249	-0.0845	4.7236
-0.3748	-0.0499	2.7894
-0.4003	-0.0255	1.4255
	-0.2404	**22.3770**

DIRECCIÓN Y-Y

Bottom	0.0626	-0.9985
Bottom	0.0926	-1.7316

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
0.0142	0.0142	-2.1275
0.0301	0.0159	-2.3822
0.0404	0.0103	-1.5432
0.0457	0.0053	-0.7941
0.0472	0.0015	-0.2247
	0.0301	**-7.0718**

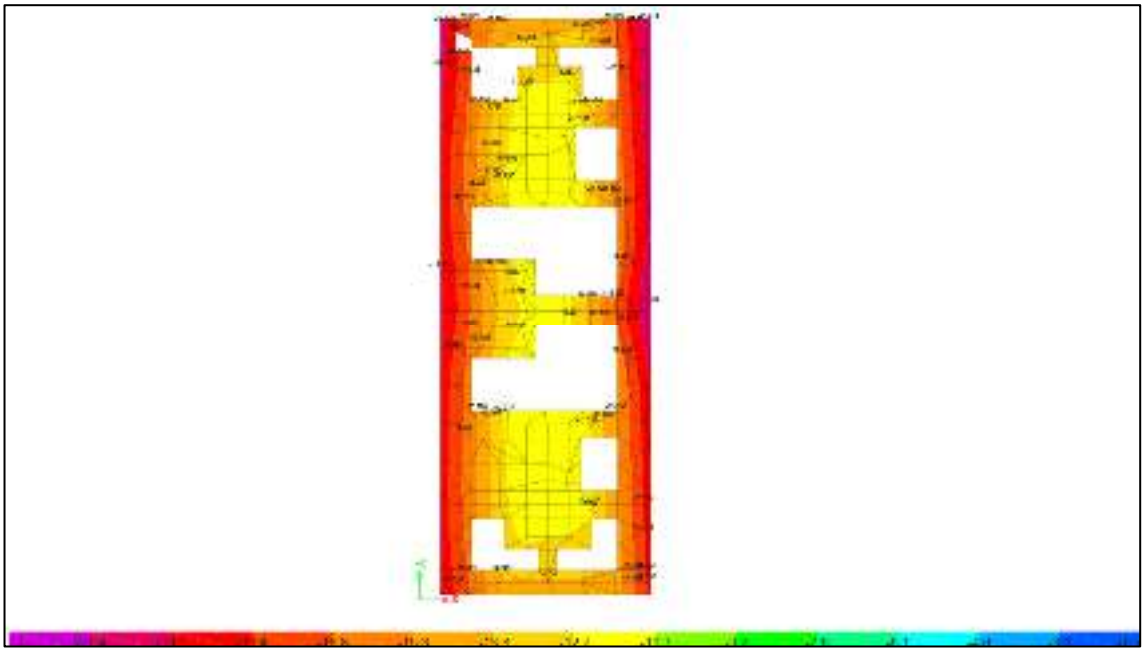
	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
0.2745	0.2745	-41.1275
0.6255	0.351	-52.5892
0.8799	0.2544	-38.1160
1.0305	0.1506	-22.5639
1.0863	0.0558	-8.3603
	0.6255	**-162.7570**

Fuente: Elaboración propia

Las fuerzas sísmicas incorporadas, junto con las cargas gravitatorias, definieron los casos de carga de servicio para verificar que las presiones transmitidas al terreno no superaran la capacidad admisible del suelo; en el nuevo modelo, la cimentación se generó en el nivel 0 a partir de un predimensionamiento inicial y se ajustó mediante la verificación de las presiones de contacto bajo las combinaciones de carga de servicio establecidas, basadas en las cargas sísmicas obtenidas del escalamiento de los modos de vibración representativos.

Figura 96

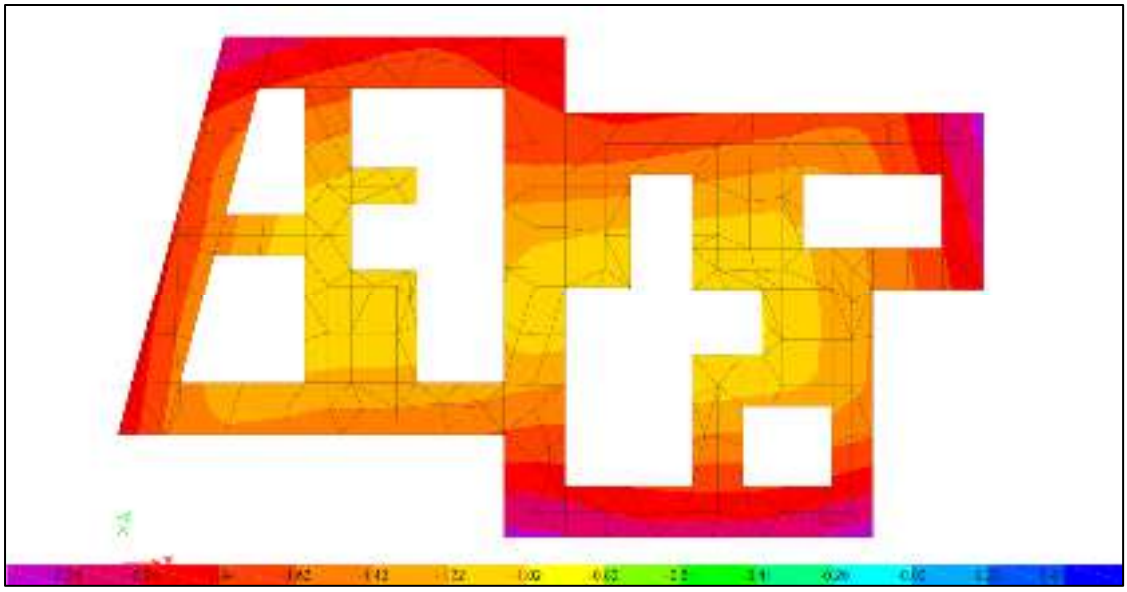
VERIFICACION DE PRESIONES – BLOQUE A



Fuente: Elaboración propia

Figura 97

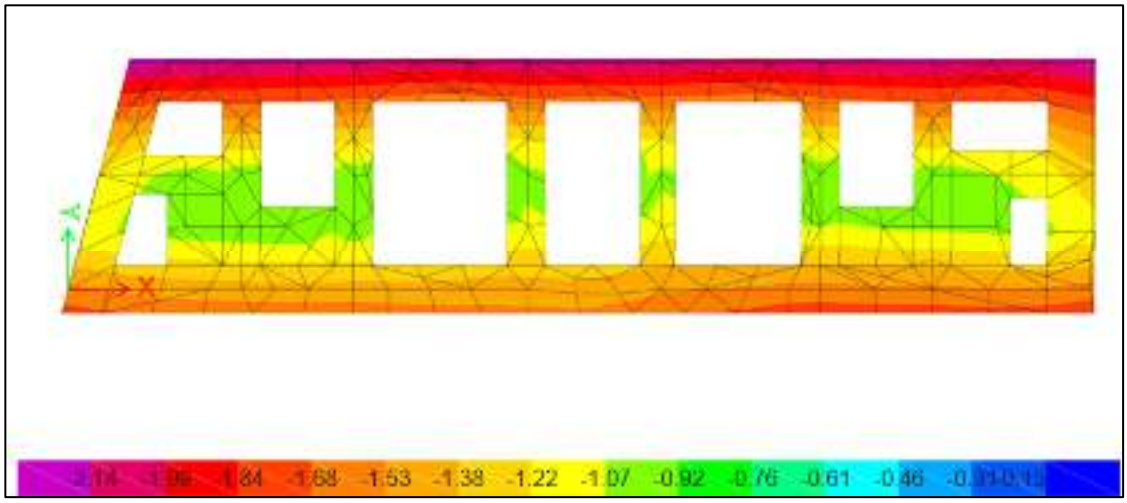
VERIFICACION DE PRESIONES – BLOQUE B



Fuente: Elaboración propia

Figura 98

VERIFICACION DE PRESIONES – BLOQUE C-D



Fuente: Elaboración propia

Con el procedimiento descrito, se verifica que la cimentación, basada en el predimensionamiento realizado, no presenta presiones de contacto superiores a la capacidad admisible del suelo establecida en el Estudio de Mecánica de Suelos.

4.1.3. Análisis no lineal

Previo al análisis no lineal, se mantendrá la misma configuración en cuanto a la disposición de los elementos estructurales. En este modelo, los elementos serán idealizados de manera que representen, de forma adecuada, el comportamiento de la estructura frente a la acción sísmica, considerando además los efectos asociados a la degradación progresiva de los materiales

4.1.3.1. Demanda sísmica

4.1.3.1.1. Espectro elástico de la Norma E.030 (parámetros del sitio)

La demanda sísmica del proyecto se definió a partir del espectro de diseño establecido en la Norma Técnica E.030. La formulación del espectro, así como la determinación de los parámetros sísmicos del sitio, fueron desarrolladas y descritas en detalle en el capítulo correspondiente al análisis lineal, por lo que en esta sección dicho espectro se adopta únicamente como referencia para la evaluación no lineal por desempeño.

Tabla 73

Resumen de parámetros sísmicos según E 0.30

Factor	Parámetro	
Z (FACTOR DE ZONA)	0.45	
U (FACTOR DE USO)	1.00	
S (FACTOR DE SUELO)	1.05	
C (FACTOR DE AMPLIFICACIÓN SÍSMICA)	X-X	2.50
	Y-Y	2.50
R (COEFICIENTE DE REDUCCION DE LAS FUERZAS SISMICAS)	X-X	3.00
	Y-Y	3.00

Fuente: Elaboración propia

4.1.3.1.2. Espectro de demanda

Para la evaluación del desempeño sísmico mediante análisis no lineal estático, se definieron las coordenadas espectrales de demanda conforme a los criterios establecidos en el ASCE/SEI 41-13. Dicho procedimiento permite caracterizar distintos niveles de intensidad sísmica mediante espectros de demanda asociados a eventos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros.

Si bien se revisaron los enfoques conceptuales propuestos en Vision 2000 y ATC-40, la evaluación final del desempeño y la definición del desplazamiento objetivo se realizaron de acuerdo con los lineamientos del ASCE/SEI 41-13, adoptándolo como referencia principal del análisis.

En la tabla a continuación se muestra las coordenadas del espectro inelástico.

Tabla 74

Coordenadas espectrales de espectro de demanda según ASCE-SEI 41-13

ESPECTROS DE DEMANDA

DATOS	FACTORES
Z	0.45
U	1.00
S	1.05
TP	0.60
TL	2.00
g	9.81

DATOS	DIR X-X	DIR Y-Y
R_O	3	3
Ia	1	1
Ip	1	1
R	3	3

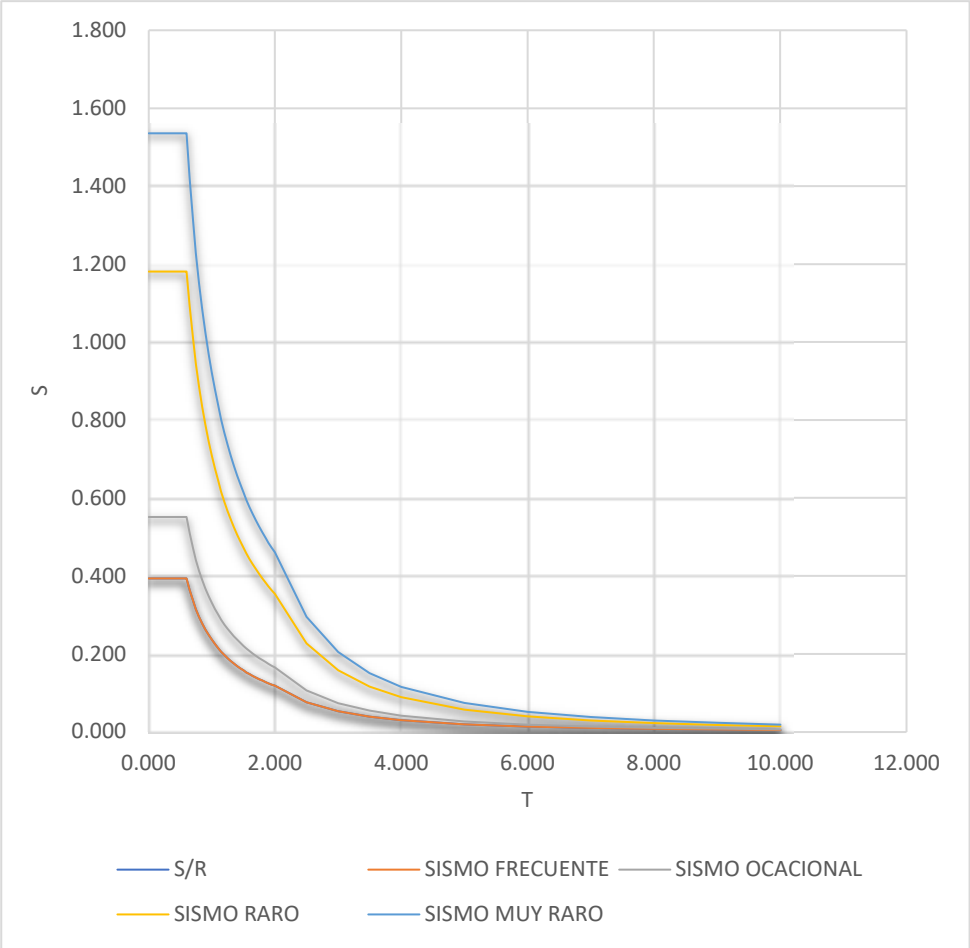
				ASCE-SEI 41-13			
				FRECUENTE	OCACIONAL	RARO	MUY RARO
				Sa1= 0.33 Sa	Sa2 = 1.40 Sa1	Sa3= 1.00 Sa	Sa4= 1.30 Sa
T	C	Sa	Sa/R	Sa 1	Sa 2	Sa 3	Sa 4
0.000	2.500	1.181	0.394	0.3938	0.5513	1.1813	1.5356
0.050	2.500	1.181	0.394	0.3938	0.5513	1.1813	1.5356
0.100	2.500	1.181	0.394	0.3938	0.5513	1.1813	1.5356
0.150	2.500	1.181	0.394	0.3938	0.5513	1.1813	1.5356
0.200	2.500	1.181	0.394	0.3938	0.5513	1.1813	1.5356
0.250	2.500	1.181	0.394	0.3938	0.5513	1.1813	1.5356
0.300	2.500	1.181	0.394	0.3938	0.5513	1.1813	1.5356
0.350	2.500	1.181	0.394	0.3938	0.5513	1.1813	1.5356
0.400	2.500	1.181	0.394	0.3938	0.5513	1.1813	1.5356
0.450	2.500	1.181	0.394	0.3938	0.5513	1.1813	1.5356
0.500	2.500	1.181	0.394	0.3938	0.5513	1.1813	1.5356
0.550	2.500	1.181	0.394	0.3938	0.5513	1.1813	1.5356
0.600	2.500	1.181	0.394	0.3938	0.5513	1.1813	1.5356
0.650	2.308	1.090	0.363	0.3635	0.5088	1.0904	1.4175
0.700	2.143	1.013	0.338	0.3375	0.4725	1.0125	1.3163
0.750	2.000	0.945	0.315	0.3150	0.4410	0.9450	1.2285
0.800	1.875	0.886	0.295	0.2953	0.4134	0.8859	1.1517
0.850	1.765	0.834	0.278	0.2779	0.3891	0.8338	1.0840
0.900	1.667	0.788	0.263	0.2625	0.3675	0.7875	1.0238
0.950	1.579	0.746	0.249	0.2487	0.3482	0.7461	0.9699
1.000	1.500	0.709	0.236	0.2363	0.3308	0.7088	0.9214
1.050	1.429	0.675	0.225	0.2250	0.3150	0.6750	0.8775
1.100	1.364	0.644	0.215	0.2148	0.3007	0.6443	0.8376
1.150	1.304	0.616	0.205	0.2054	0.2876	0.6163	0.8012
1.200	1.250	0.591	0.197	0.1969	0.2756	0.5906	0.7678
1.250	1.200	0.567	0.189	0.1890	0.2646	0.5670	0.7371
1.300	1.154	0.545	0.182	0.1817	0.2544	0.5452	0.7088
1.350	1.111	0.525	0.175	0.1750	0.2450	0.5250	0.6825
1.400	1.071	0.506	0.169	0.1688	0.2363	0.5063	0.6581
1.450	1.034	0.489	0.163	0.1629	0.2281	0.4888	0.6354
1.500	1.000	0.473	0.158	0.1575	0.2205	0.4725	0.6143
1.550	0.968	0.457	0.152	0.1524	0.2134	0.4573	0.5944
1.600	0.938	0.443	0.148	0.1477	0.2067	0.4430	0.5759
1.650	0.909	0.430	0.143	0.1432	0.2005	0.4295	0.5584
1.700	0.882	0.417	0.139	0.1390	0.1946	0.4169	0.5420
1.750	0.857	0.405	0.135	0.1350	0.1890	0.4050	0.5265
1.800	0.833	0.394	0.131	0.1313	0.1838	0.3938	0.5119
1.850	0.811	0.383	0.128	0.1277	0.1788	0.3831	0.4980
1.900	0.789	0.373	0.124	0.1243	0.1741	0.3730	0.4849
1.950	0.769	0.363	0.121	0.1212	0.1696	0.3635	0.4725
2.000	0.750	0.354	0.118	0.1181	0.1654	0.3544	0.4607
2.500	0.480	0.227	0.076	0.0756	0.1058	0.2268	0.2948
3.000	0.333	0.158	0.053	0.0525	0.0735	0.1575	0.2048
3.500	0.245	0.116	0.039	0.0386	0.0540	0.1157	0.1504
4.000	0.188	0.089	0.030	0.0295	0.0413	0.0886	0.1152
5.000	0.120	0.057	0.019	0.0189	0.0265	0.0567	0.0737
6.000	0.083	0.039	0.013	0.0131	0.0184	0.0394	0.0512
7.000	0.061	0.029	0.010	0.0096	0.0135	0.0289	0.0376
8.000	0.047	0.022	0.007	0.0074	0.0103	0.0221	0.0288
9.000	0.037	0.018	0.006	0.0058	0.0082	0.0175	0.0228
10.000	0.030	0.014	0.005	0.0047	0.0066	0.0142	0.0184

Fuente: Elaboración propia

Las coordenadas espectrales se obtuvieron a partir de los parámetros sísmicos del sitio y de los factores de comportamiento estructural, considerando la aceleración gravitacional y los valores normativos correspondientes a cada nivel de amenaza. Estos espectros de demanda constituyen la base para la determinación del desplazamiento objetivo y la posterior evaluación de los niveles de desempeño estructural.

Gráfico 34

Diagrama de espectro de demanda sísmico según ASCE-SEI 41-13



Fuente: Elaboración propia

4.1.3.2. Modelado no lineal

4.1.3.2.1. Propiedades no lineales de materiales

ACERO:

La curva esfuerzo–deformación del acero de refuerzo fue definida mediante un modelo constitutivo multilineal, idealizado a partir de la literatura especializada y compatible con las propiedades mecánicas del acero Grado 60. Dicho modelo fue implementado en el software de análisis estructural mediante la asignación de pares discretos de esfuerzo y deformación unitaria en las propiedades no lineales del material.

La adopción de este modelo permite representar el comportamiento inelástico del acero y evaluar de manera explícita la respuesta estructural bajo acciones sísmicas severas, en el marco del análisis no lineal y del diseño basado en desempeño sísmico.

Figura 99

Definición de comportamiento no lineal de acero en ETABS

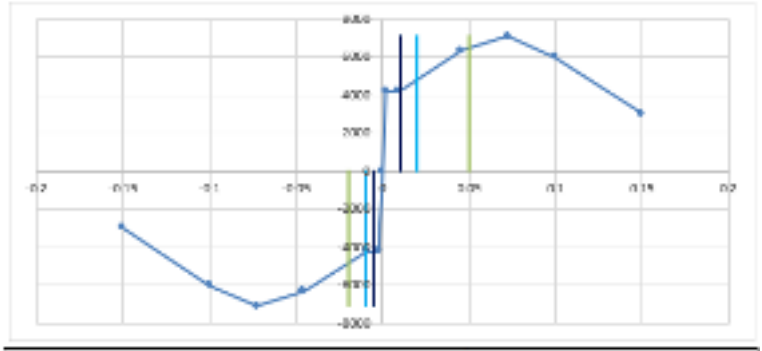


Fuente: ETABS

Gráfico 35

Curvas de esfuerzo deformación para comportamiento no lineal – Acero

CURVAS DE ESFUERZO DEFORMACION



CRITERIOS DE ACEPTACION			
	TENSIÓN	COMPRESIÓN	
IO	0.01	-0.005	cm/cm
LS	0.02	-0.01	cm/cm
CP	0.05	-0.02	cm/cm

ACERO GRADO 60			
Número del Punto	cm/cm	kg/cm2	Punto Identificado
1	-0.15	-3000	
2	-0.100	-6000	
3	-0.073	-7150	
4	-0.048	-6318.25	
5	-0.008	-4200	
6	-0.002	-4200	
7	0.000	0	
8	0.002	4200	
9	0.008	4200	
10	0.048	6318.25	
11	0.073	7150	
12	0.100	6000	
13	0.15	3000	

Fuente: Elaboración propia

CONCRETO:

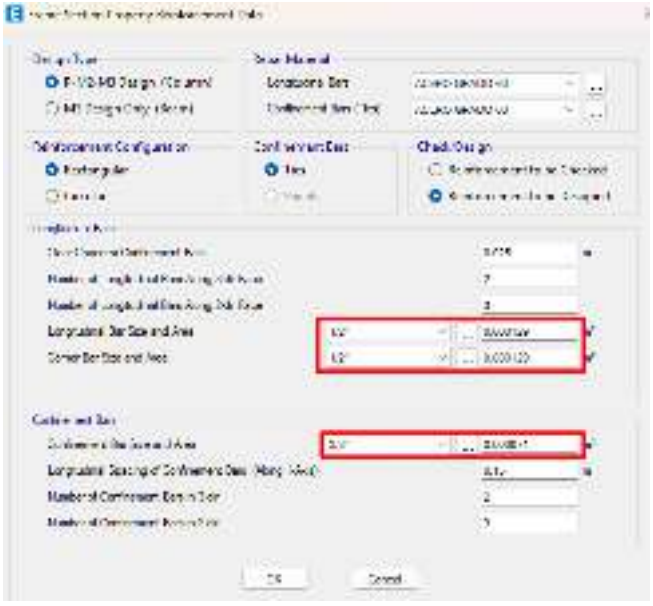
CONCRETO CONFINADO

El comportamiento no lineal del concreto fue modelado diferenciando el concreto no confinado y el concreto confinado. Para el concreto no confinado se adoptó un modelo constitutivo paramétrico simple, mientras que el concreto confinado se representó mediante el modelo de Mander et al., el cual considera los efectos del confinamiento proporcionado por el refuerzo transversal.

En el software ETABS, este modelo se encuentra implementado como una opción interna, generándose la curva esfuerzo–deformación del concreto confinado de manera automática en función de la geometría de la sección y del refuerzo longitudinal y transversal definido.

Figura 100

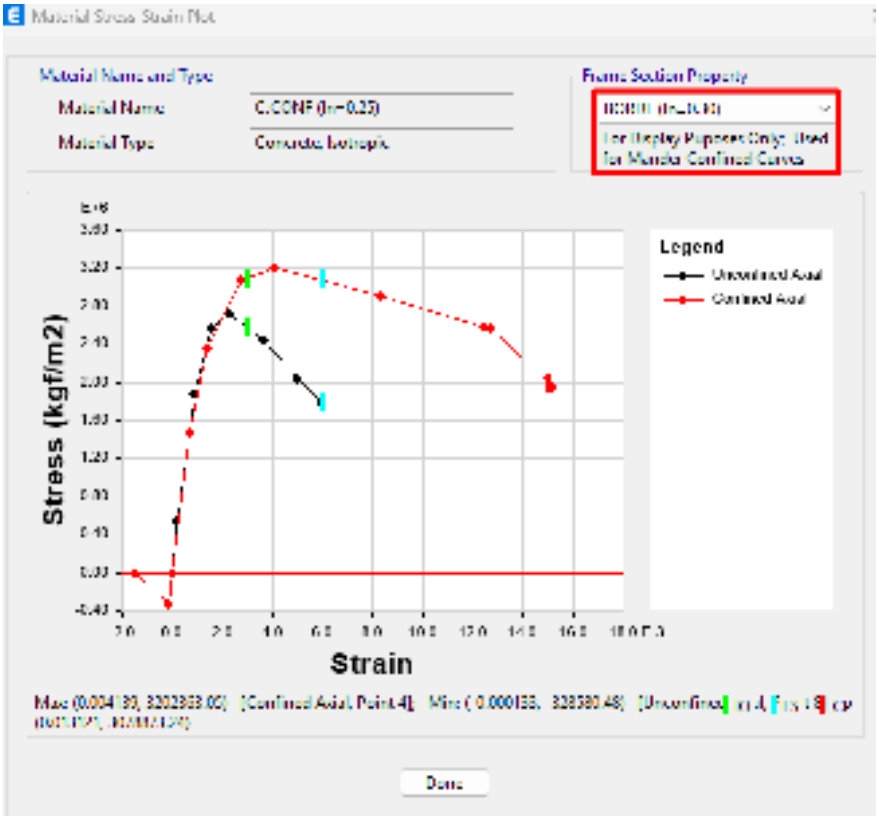
Definición de refuerzo de confinamiento para modelo de concreto confinado



Fuente: ETABS

Figura 101

Curva esfuerzo–deformación del concreto confinado generada a partir de la sección definida en ETABS



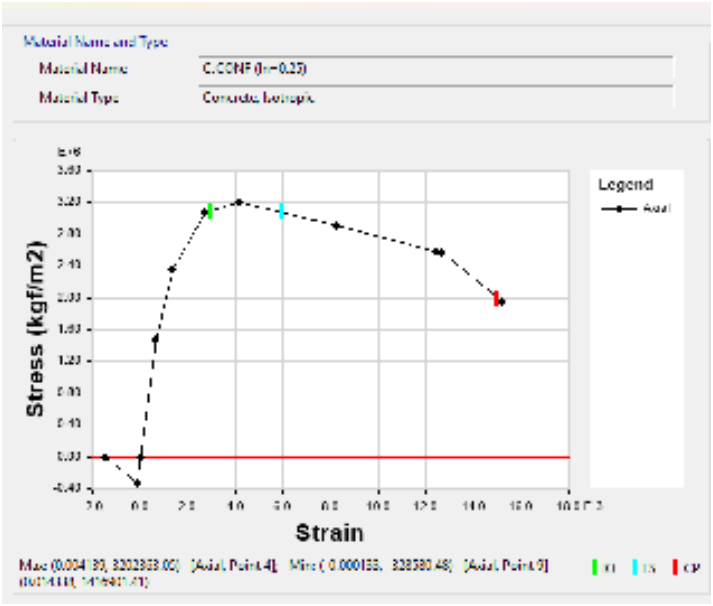
Fuente: ETABS

Para este fin, se definieron secciones tipo frame representativas de los elementos confinantes, a partir de las cuales el software evalúa el nivel de confinamiento efectivo y construye la respuesta no lineal del concreto

Se muestran, respectivamente, la curva esfuerzo–deformación obtenida para el concreto confinado y la definición de la sección estructural empleada, la cual es utilizada por el programa únicamente como referencia para la generación de las curvas de confinamiento del modelo de Mander

Figura 102

Curva esfuerzo–deformación de concreto confinado



Fuente: ETABS

La curva esfuerzo–deformación del concreto fue limitada a una deformación máxima de compresión del 1.5 %, conforme a las recomendaciones del Apéndice A del ACI, con el fin de evitar respuestas numéricas no representativas en el análisis no lineal. En consecuencia, el comportamiento post-pico fue truncado hasta dicho nivel de deformación.

Asimismo, la contribución del concreto en tracción fue desestimada, ya sea mediante la eliminación de los puntos definidos en tracción o mediante la asignación de valores límite elevados, de modo que las rótulas asociadas a este comportamiento no se activen durante el análisis.

4.1.3.2.2. Muros de albañilería - Modelo de columna ancha (frame) con rótula a corte

IDEALIZACION DE MURO DE ALBAÑILERIA

Cada paño resistente de albañilería fue idealizado mediante un elemento frame vertical equivalente, ubicado en el eje medio de la viga solera, garantizando la conectividad geométrica y mecánica con los elementos de confinamiento, tales como castillos y vigas dinteles, así como con otros elementos estructurales del sistema. Esta disposición permite una adecuada transferencia de fuerzas y compatibilidad de deformaciones dentro del modelo global.

El ancho efectivo asignado a cada elemento frame corresponde a la porción de mampostería tributaria delimitada por los elementos de confinamiento adyacentes, evitando la duplicación de áreas ya representadas por otros marcos o componentes estructurales del modelo. De este modo, se asegura que la rigidez y la resistencia global del sistema sean representativas del comportamiento real del conjunto muro–confinamiento.

Esta idealización, conocida como modelo de columna ancha, busca capturar de manera simplificada el comportamiento global de los muros de albañilería frente a acciones sísmicas, representando principalmente su capacidad resistente a corte y su interacción con los elementos de confinamiento. Si bien este enfoque no reproduce de forma explícita los mecanismos locales de daño como el agrietamiento diagonal, la redistribución interna de esfuerzos o la degradación progresiva del material, resulta adecuado para análisis no lineales globales, ya que permite evaluar la secuencia de plastificación, la redistribución de fuerzas y la influencia de la degradación de rigidez en el desempeño estructural.

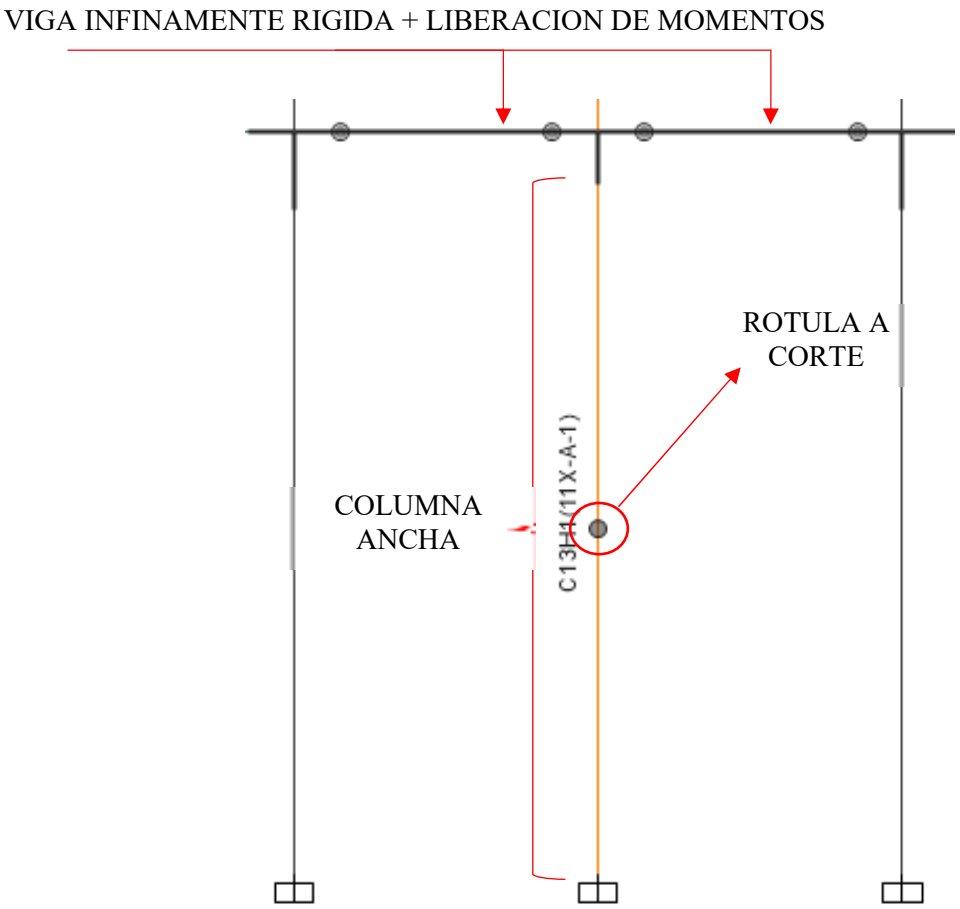
REPRESENTACION DE LA NO LINEALIDAD MEDIANTE ROTULAS A CORTE

El comportamiento no lineal de los muros de albañilería se representó mediante un modelo de inelasticidad concentrada, a través de la asignación de rótulas plásticas a corte en los elementos frame equivalentes. Esta idealización permite capturar el comportamiento global del sistema y la disipación de energía de forma eficiente, simplificando el análisis no lineal y facilitando la interpretación de resultados.

Las rótulas a corte se asignaron en el punto medio del elemento frame, definiéndose en el grado de libertad V3, de acuerdo con la orientación de los ejes locales del elemento modelado. Adicionalmente, se liberaron los momentos flectores en las vigas soleras y se asignaron brazos rígidos, con el propósito de evitar la participación flexional de dichos elementos y asegurar que la demanda inelástica se concentre en el muro idealizado como elemento resistente principal.

Figura 103

Paño de albañilería idealizado como elemento frame con rotula a corte



Fuente: ETABS

CALIBRACION DE ROTULA A CORTE

Para una correcta definición de las propiedades de las rótulas a corte, se realizó una calibración previa basada en resultados experimentales. Como referencia se emplearon ensayos realizados en la Pontificia Universidad Católica del Perú, correspondientes a las investigaciones tituladas “Comparación del comportamiento a carga cíclica de un muro confinado con ladrillos de concreto y otro con ladrillos de arcilla” y “Efectos del peralte de las columnas en el comportamiento sísmico de los muros de albañilería confinada”. A partir de los datos obtenidos en dichas pruebas de laboratorio, se calibraron las curvas fuerza–deformación y los límites de daño asociados a los distintos estados de desempeño, los cuales fueron posteriormente implementados en el modelo numérico para representar de manera consistente el comportamiento no lineal de los muros de albañilería.

Figura 104

Dimensiones de testigo ensayado (Alb.confinada)

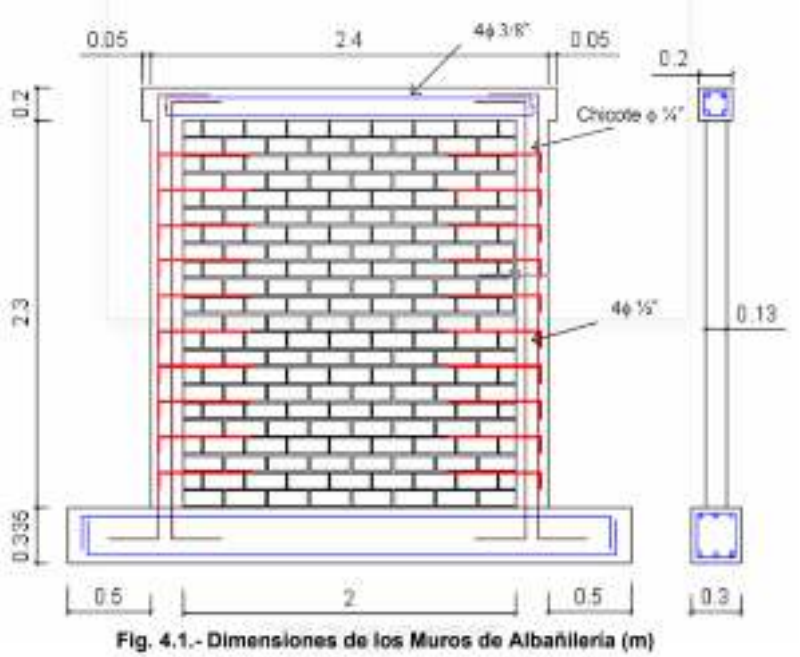


Fig. 4.1.- Dimensiones de los Muros de Albañilería (m)

Fuente: Angeles, P.D., 2008

La definición de las rótulas a corte asignadas a los muros de albañilería se realizó a partir de un proceso de calibración basado en resultados experimentales de ensayos cíclicos en muros de albañilería confinada. Las características geométricas y mecánicas de los especímenes ensayados fueron empleadas para obtener las curvas fuerza–desplazamiento representativas del comportamiento a corte.

Con base en dichas curvas, se identificaron los puntos característicos de la respuesta inelástica (B, C, D y E), los cuales se utilizaron para definir los parámetros de las rótulas plásticas. Los muros ensayados fueron idealizados como elementos frame equivalentes en SAP2000 y calibrados de manera iterativa hasta lograr una adecuada correspondencia entre la respuesta experimental y la respuesta numérica.

Los parámetros calibrados obtenidos de este procedimiento fueron posteriormente incorporados al modelo estructural desarrollado en ETABS, permitiendo representar de manera consistente el comportamiento no lineal de los muros de albañilería en el análisis pushover.

Tabla 75

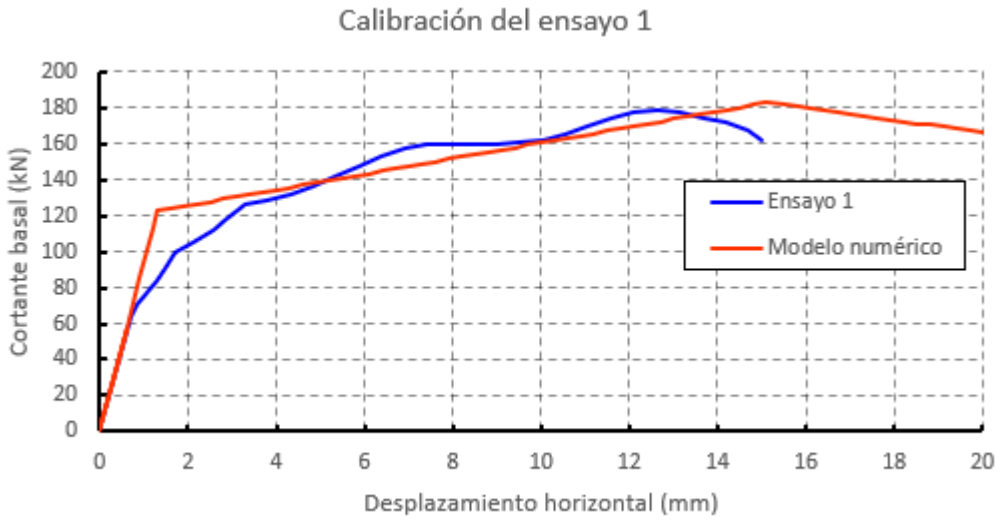
Datos experimentales del muro de albañilería confinada para calibración del modelo numérico (Ensayo 1)

	Muro de albañilería confinada- ensayo 1			
	L(cm)	199.00	H(cm)	200.00
	D(cm)	282.14	α(°)	45.14
	f'm	86.5	t(cm)	14
	α	1	vm	9.50
	Vm(tonf)	13.53	Pg(tonf)	1.28
	Force SF	13.53	Disp SD	0.2
	B	C	D	E
Fuerza	0.77	1.15	1.00	0.40
Desplazam	-	5.5	8.5	13.0

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 36

Curva fuerza–desplazamiento: ensayo experimental vs. modelo numérico / Alb.confinada (Ensayo 1)



Fuente: Elaboración Propia

Tabla 76

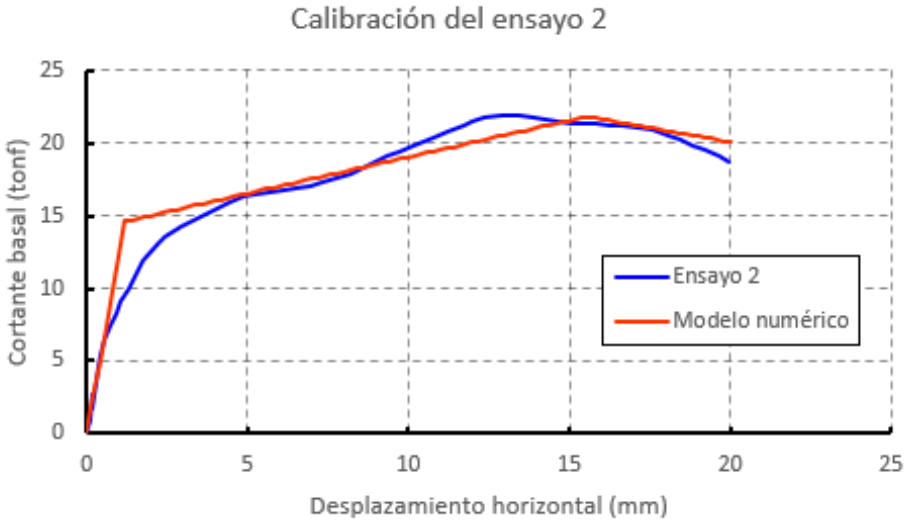
Datos experimentales del muro de albañilería confinada para calibración del modelo numérico (Ensayo 2)

	Muro de albañilería confinada- ensayo 2			
	L(cm)	240.00	H(cm)	250.00
	D(cm)	346.55	α(°)	46.17
	f'm	141	t(cm)	13
	α	1	vm	11.87
	Vm(tonf)	18.98	Pg(tonf)	2
	Force SF	18.98	Disp SD	0.25
	B	C	D	E
Fuerza	0.77	1.15	1.00	0.40
Desplazam	-	5.5	8.5	13.0

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 37

Curva fuerza–desplazamiento: ensayo experimental vs. modelo numérico/ Alb.confinada (Ensayo 2)



Fuente: Elaboración Propia

La **fuerza** asociada a cada punto se expresó como una fracción de la **resistencia última a corte del muro (Vm)**, de modo que la capacidad resistente de la rótula se obtuvo multiplicando los coeficientes adimensionales por el valor de Vm correspondiente a cada muro idealizado. Por su parte, los **desplazamientos** se escalaron en función de la **altura libre del muro (HHH)**, adoptando como parámetro de referencia la razón H/1000, lo que permite expresar la deformación en términos compatibles con criterios de desempeño sísmico.

Mediante este procedimiento, los límites de desempeño asociados a los estados de **Totalmente Operacional, Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS), Prevención de Colapso (CP) y Colapso** fueron definidos de manera consistente con la evidencia experimental, garantizando que las rótulas a corte empleadas en el análisis pushover representen adecuadamente el comportamiento no lineal de los muros de albañilería.

Tabla 77

Puntos característicos de la rótula a corte obtenidos de la calibración experimental (Alb.confinada)

	B	***C***	***D***	***E***
Fuerza	0.77	1.15	1	0.4
Desplazam	-	5.5	8.5	13

Fuente: Elaboración propia

Tabla 78

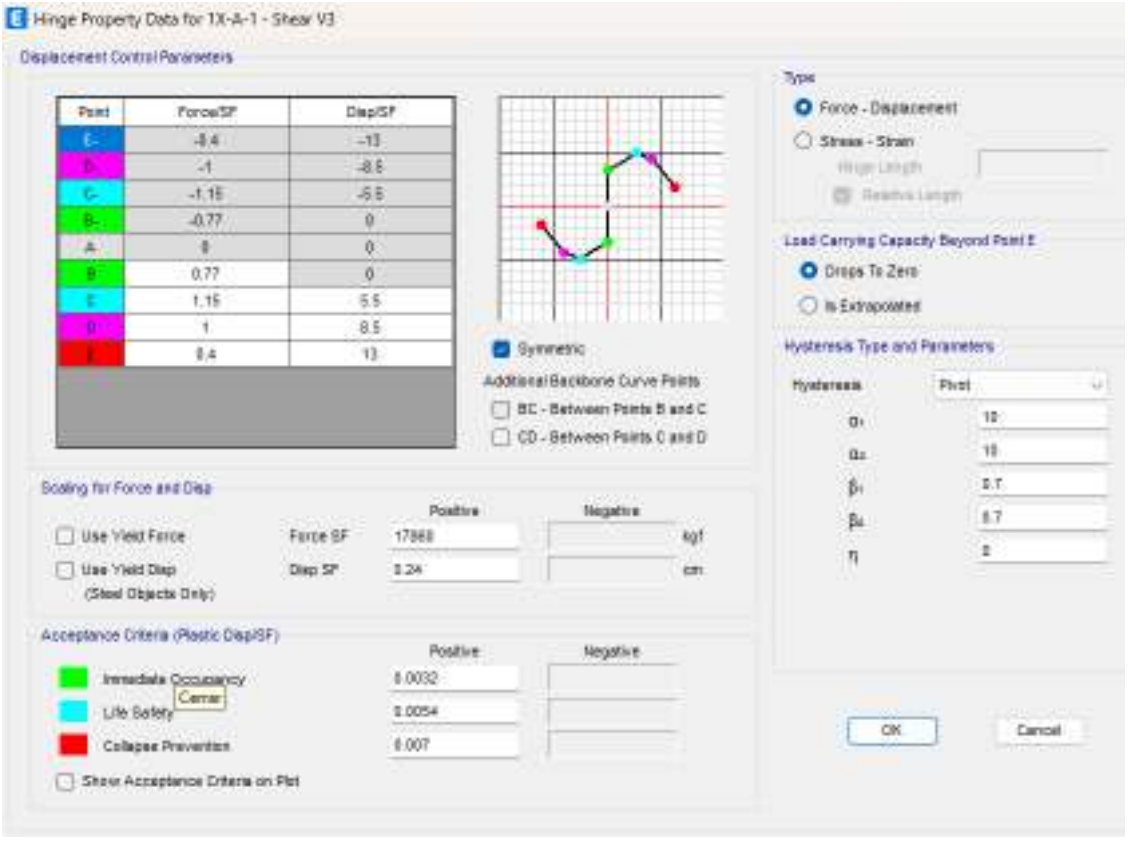
Puntos característicos de la rótula a corte obtenidos de la calibración experimental (Alb.confinada)

TOTALMENTE OPERACIONAL	**0.9**
OCUPACION INMEDIATA	3.2
SEGURIDAD DE VIDA (LS)	5.4
PREVENCION DE COLAPSO (CP)	7
COLAPSO	8.5

Fuente: Elaboración propia

Figura 105

Definición de la rótula plástica a corte calibrada para muros de albañilería confinada en ETABS



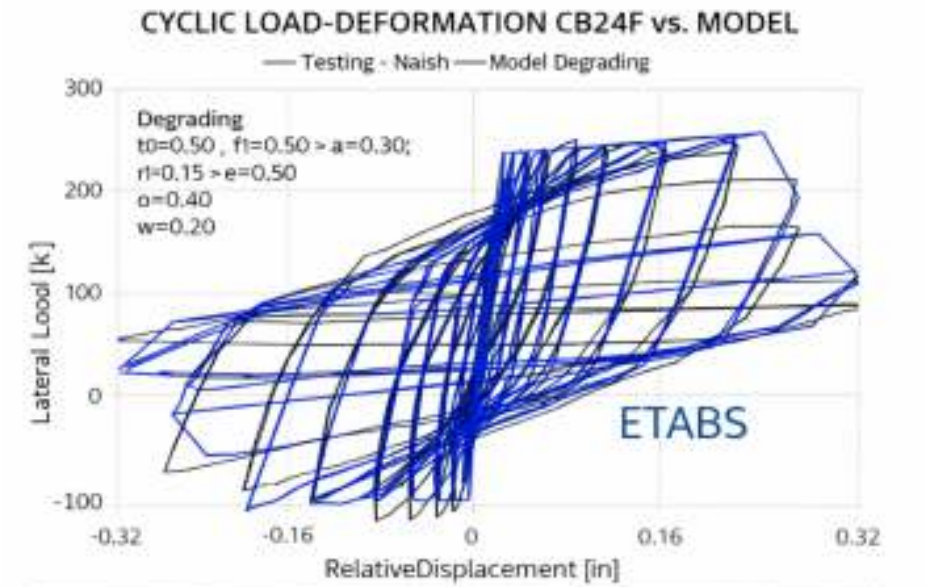
Fuente: ETABS

4.1.3.2.3. Vigas dintel - Elementos frame con rótulas a flexión

El comportamiento no lineal de las vigas dintel se representó mediante la asignación de rótulas plásticas a flexión, concentradas en los extremos de los elementos frame, adoptando un modelo de inelasticidad concentrada. Esta idealización permite capturar adecuadamente la formación de rotaciones plásticas asociadas a la flexión, manteniendo un esquema de modelado eficiente y consistente con los lineamientos del análisis no lineal estático.

Figura 106

Resultados de calibración para vigas de acople



Specimen	FU	Point 1	Point 2	Point 3	Point 4
CB24F	1.1*FY	(0,FY)	(0.08L,FU)	(0.11L, 0.30FY)	(0.14L, 0.30FY)

Modelo calibrado de viga de acoplé

Fuente: Muñoz E. y Muñoz O. (2023)

4.1.3.2.4. Placas de concreto armado – Elemento Shell con modelado basado en fibras

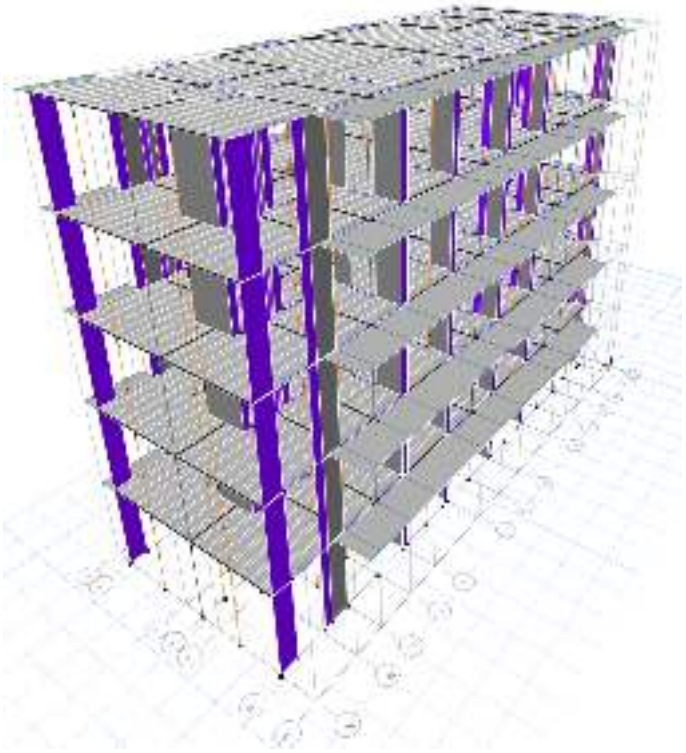
El comportamiento no lineal de las placas de concreto armado se modeló mediante un modelo distribuido basado en fibras, que permite representar de manera explícita la interacción entre el concreto y el acero de refuerzo a nivel de sección transversal, capturando la evolución de la rigidez y la resistencia bajo acciones sísmicas.

En este modelo, el concreto se diferenció en confinado y no confinado, utilizando un modelo paramétrico simple para el concreto no confinado y el modelo de Mander para el concreto confinado, mientras que el acero de refuerzo se representó con un comportamiento inelástico, permitiendo la formación progresiva de deformaciones plásticas.

Con los modelos no lineales de materiales y elementos estructurales previamente definidos y calibrados, se desarrolló el modelo estructural no lineal de los tres bloques en estudio, el cual permitió evaluar su desempeño sísmico mediante el análisis no lineal estático.

Figura 107

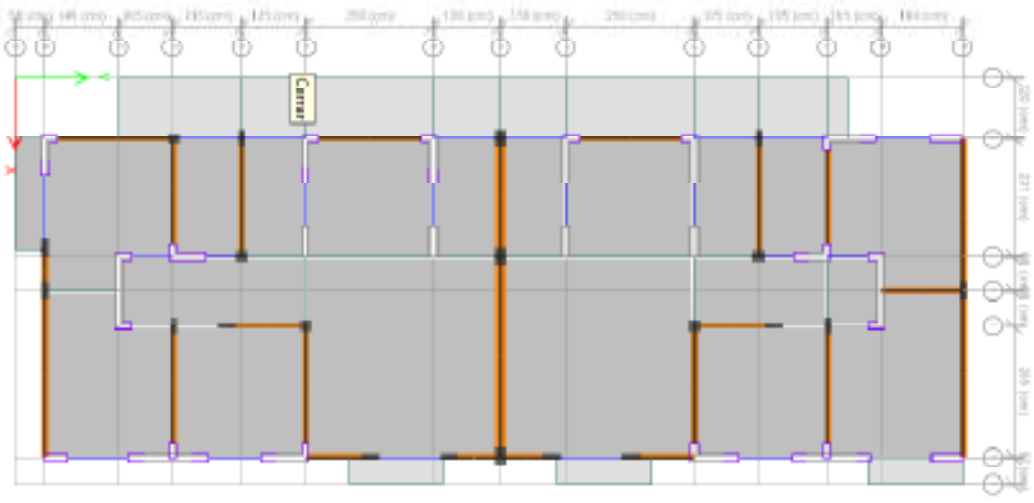
Modelado no lineal BLOQUE A (Vista Isométrica) – Alb.confinada



Fuente: ETABS

Figura 108

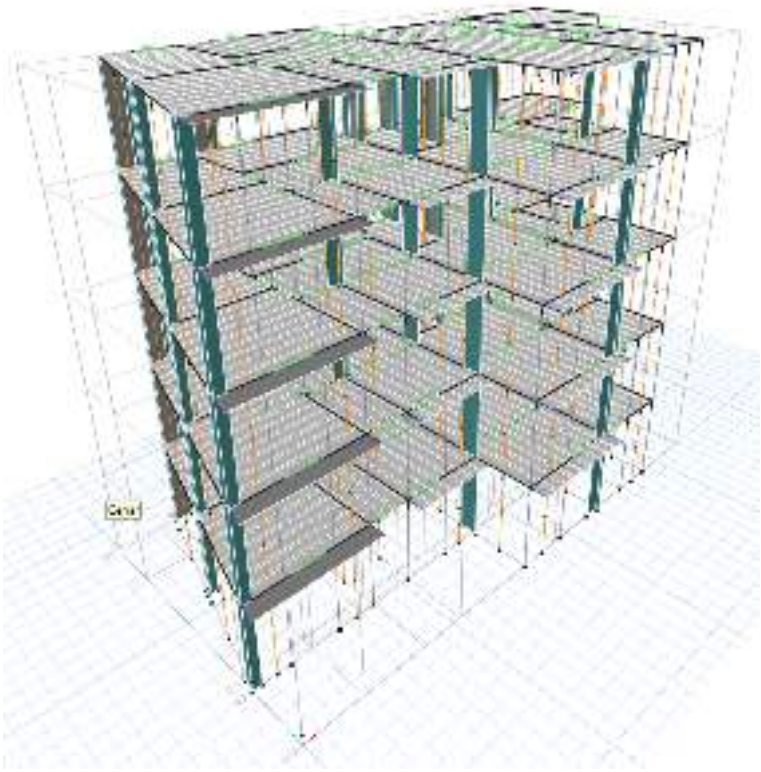
Modelado no lineal BLOQUE A (Vista en Planta) - Alb.confinada



Fuente: ETABS

Figura 109

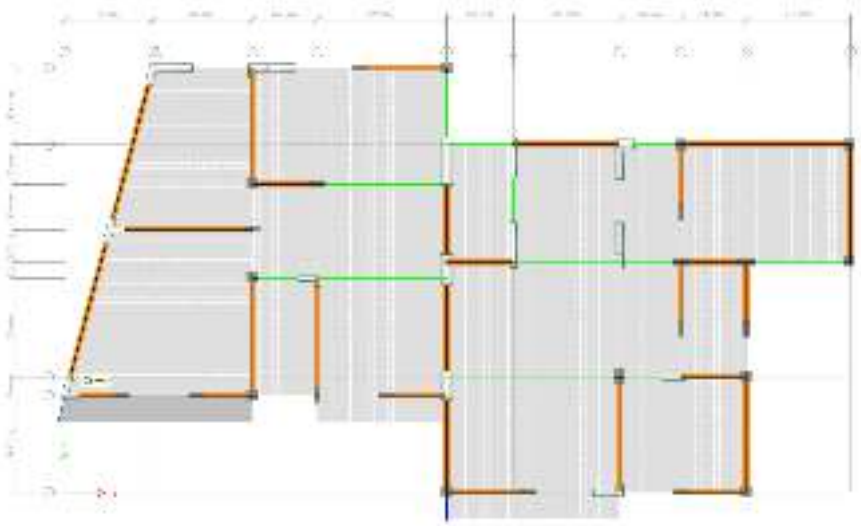
Modelado no lineal BLOQUE B (Vista Isométrica) - Alb.confinada



Fuente: ETABS

Figura 110

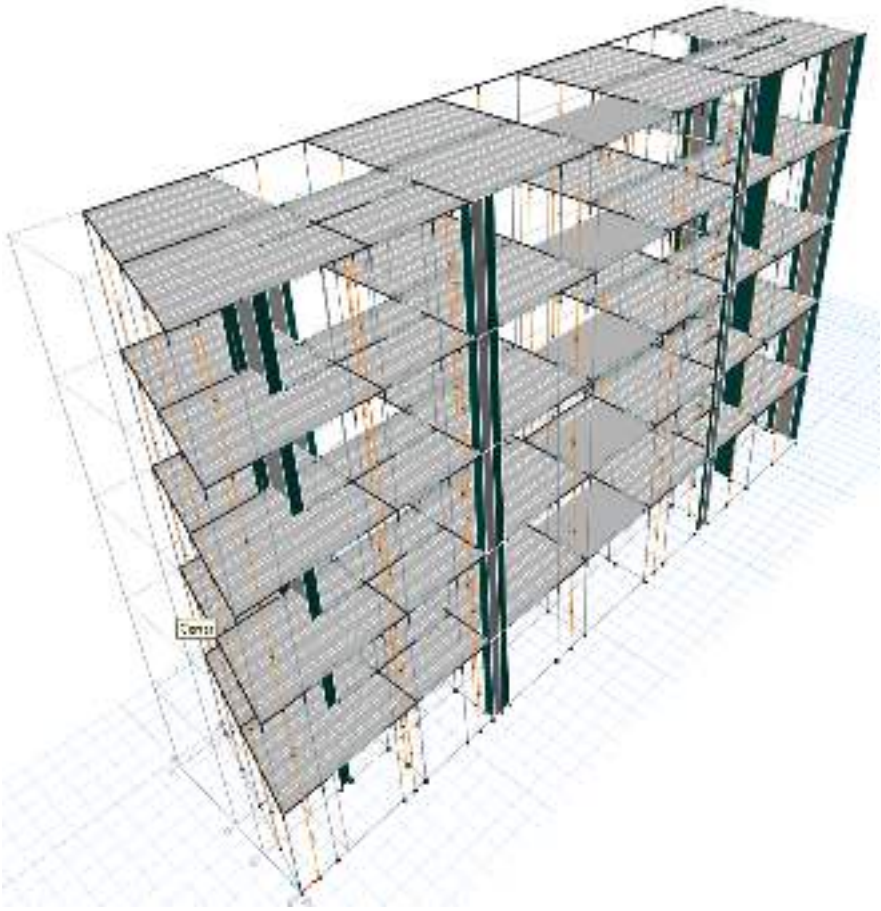
Modelado no lineal BLOQUE B (Vista en Planta)



Fuente: ETABS

Figura 111

Modelado no lineal BLOQUE C-D (Vista Isométrica) - Alb.confinada



Fuente: ETABS

Figura 112

Modelado no lineal BLOQUE C-D (Vista en Planta) - Alb.confinada



Fuente: ETABS

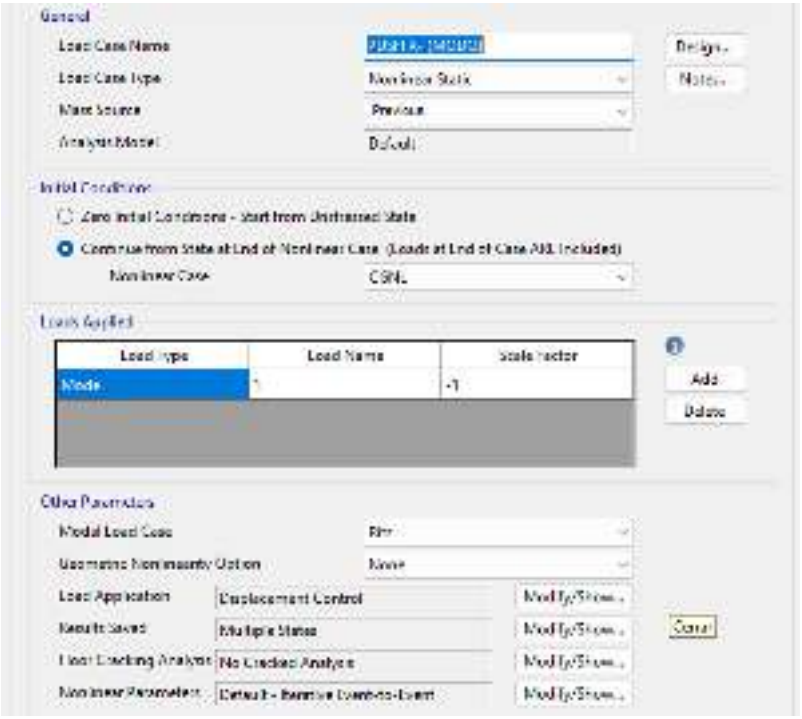
4.1.3.3. Definición de carga Pushover

4.1.3.3.1. Patrón de carga

Para el análisis no lineal estático se consideraron dos tipos de carga: una carga gravitacional no lineal y un caso pushover (carga lateral monotónica no lineal). El análisis pushover se aplicó a partir del estado final de la carga gravitacional, asegurando una condición inicial realista. Los casos pushover se definieron en las dos direcciones principales, bajo control por desplazamiento, utilizando un nudo de control ubicado en el último nivel, próximo al centro de rigidez. El patrón de carga lateral se estableció en función del modo traslacional dominante de cada dirección de análisis.

Figura 113

Definición de carga PUSH OVER



Fuente: ETABS

4.1.3.4. Curva y espectro de capacidad

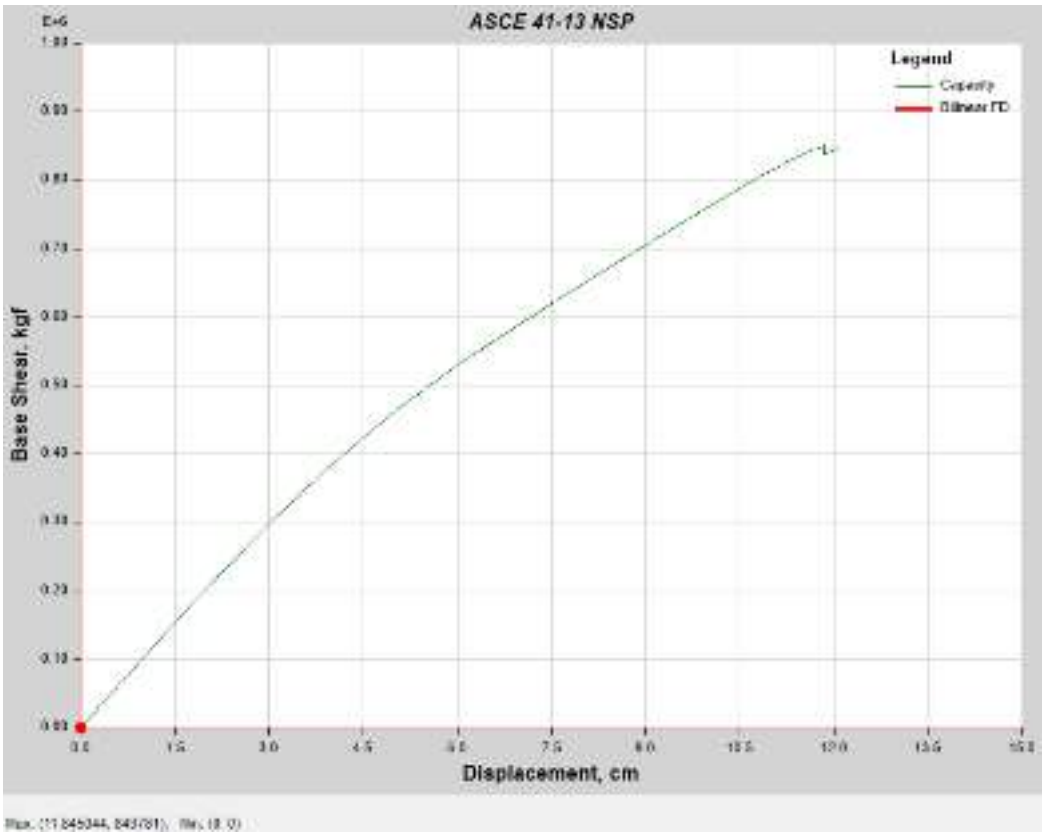
4.1.3.4.1. Curva de capacidad V–Δ

A continuación, se presentan las curvas de capacidad obtenidas a partir del análisis pushover, correspondientes a cada dirección principal y al caso gobernante entre ambos sentidos de carga. Estas curvas permiten analizar el comportamiento global y la evolución del daño estructural.

BLOQUE A

Figura 114

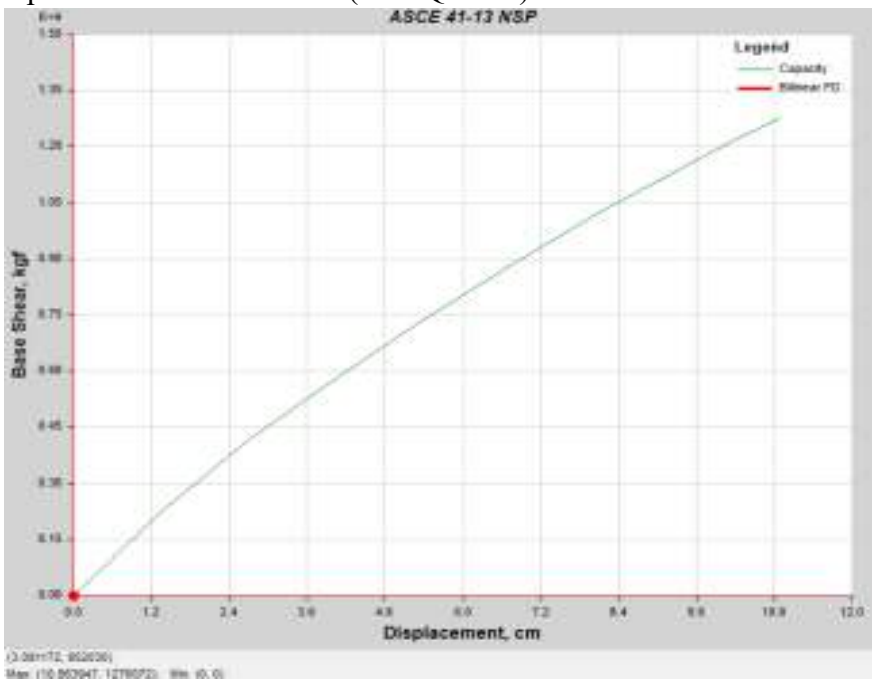
Curva de capacidad DIRECCION X (BLOQUE A) - Alb.confinada



Fuente: ETABS

Figura 115

Curva de capacidad DIRECCION Y (BLOQUE A) - Alb.confinada

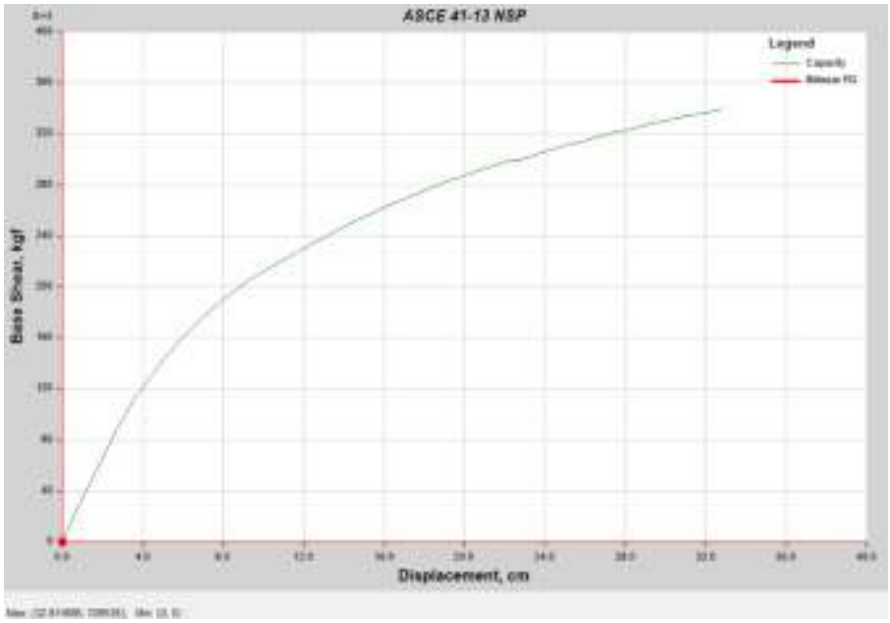


Fuente: ETABS

BLOQUE B

Figura 116

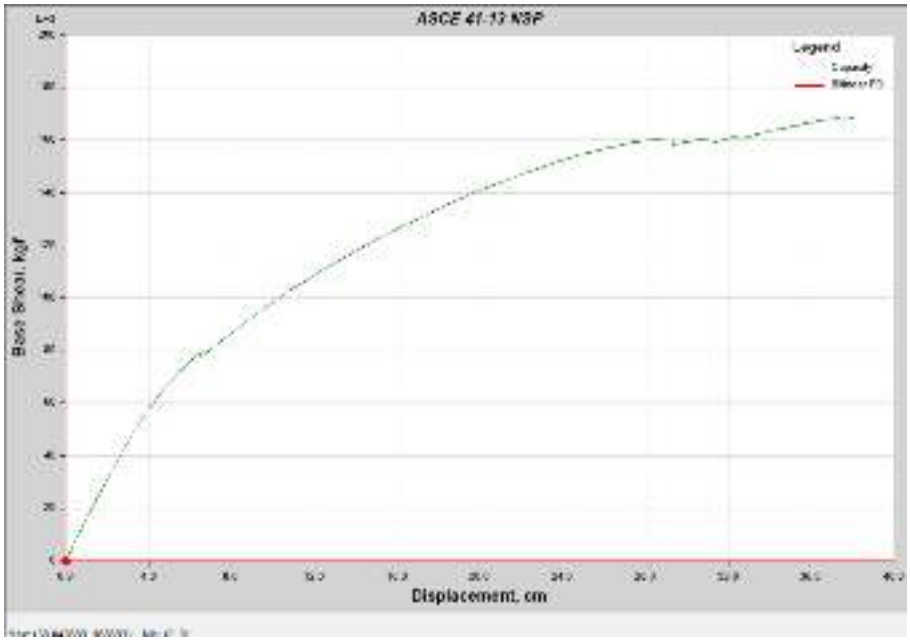
Curva de capacidad DIRECCION X (BLOQUE B) - Alb.confinada



Fuente: ETABS

Figura 117

Curva de capacidad DIRECCION Y (BLOQUE B) - Alb.confinada

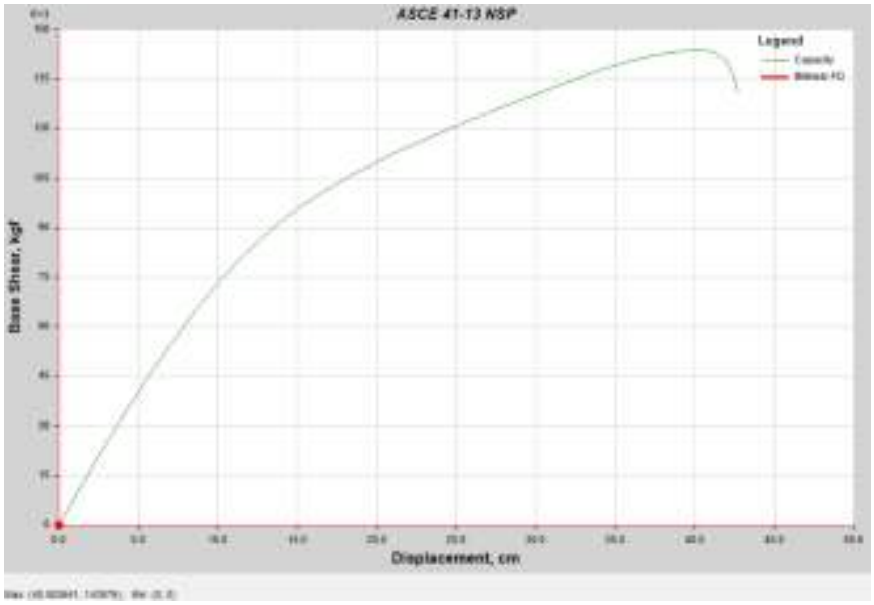


Fuente: ETABS

BLOQUE C-D

Figura 118

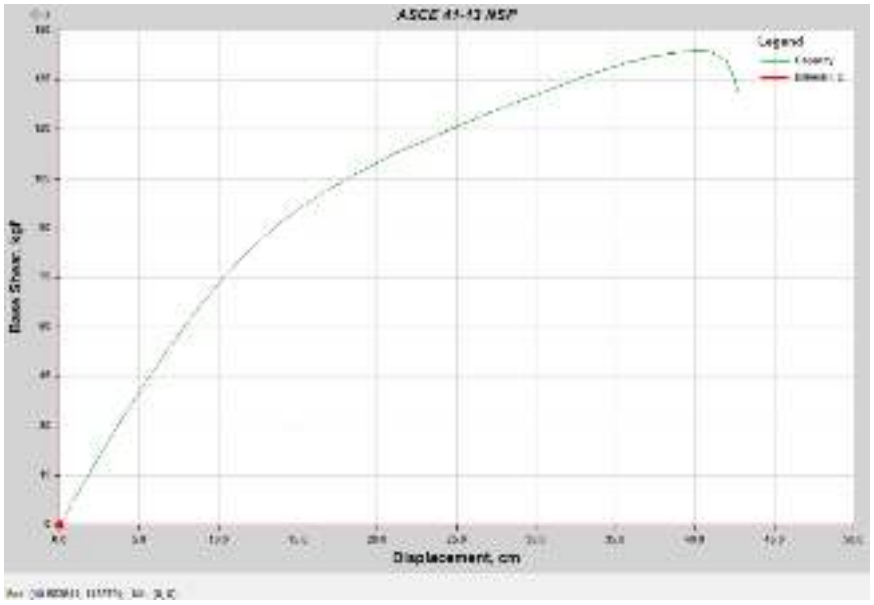
Curva de capacidad DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.confinada



Fuente: ETABS

Figura 119

Curva de capacidad DIRECCION Y (BLOQUE C-D) - Alb.confinada



Fuente: ETABS

4.1.3.4.2. Sectorización de la curva y puntos de desempeño

Para la evaluación del desempeño sísmico se consideraron los niveles de desempeño estructural establecidos en la ASCE/SEI 41, los cuales se relacionan con la intensidad del evento sísmico analizado. En este estudio se adoptaron los niveles de Operacional, Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención de Colapso (CP), los cuales permiten clasificar el grado de daño estructural esperado.

Estos niveles de desempeño se evaluaron frente a los distintos niveles de amenaza sísmica considerados: sismo frecuente, sismo ocasional, sismo raro y sismo muy raro, de acuerdo con los criterios del ASCE/SEI 41. De esta manera, se estableció una correspondencia entre la demanda sísmica y el desempeño esperado de la estructura, permitiendo verificar el cumplimiento de los objetivos de seguridad y funcionalidad definidos para cada escenario sísmico.

Por lo cual se han obtenido lo siguientes resultados

BLOQUE A

Figura 120

Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION X (BLOQUE A) - Alb.confinada

PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	11.845
	FU	849781
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	4.86163
	FY	485157
SOBRERESISTENCIA (R)	1.7516	
DUCTILIDAD (u)	2.43644	

Fuente: Elaboración propia

Figura 121

Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION X (BLOQUE A) - Alb.confinada

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
ASCE 41-13	Desp.(cm)	Fu (Kgf)		
SISMO FRECUENTE	2.25	220,248.30	OPERACIONAL / 1DY	1.052
SISMO OCACIONAL	3.07	329,953.80	OCUPACIÓN INMEDIATA / 1DY+0.3(DU-DY)	6.195
SISMO RARO	4.25	454,434.29	SEGURIDAD DE VIDA / 1DY+0.6(DU-DY)	9.052
SISMO MUY RARO	5.00	527,671.16	PREVENCIÓN DE COLAPSO / 1DY+0.8(DU-DY)	10.445

Fuente: Elaboración propia

Figura 122

Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION X (BLOQUE A) - Alb.confinada



Fuente: Elaboración propia

Figura 123

Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION Y (BLOQUE A) - Alb.confinada

PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	10.86395
	FU	1276072
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	3.581839
	FY	564891
SOBRERESISTENCIA (R)	2.2590	
DUCTILIDAD (u)	3.03306	

Fuente: Elaboración propia

Figura 124

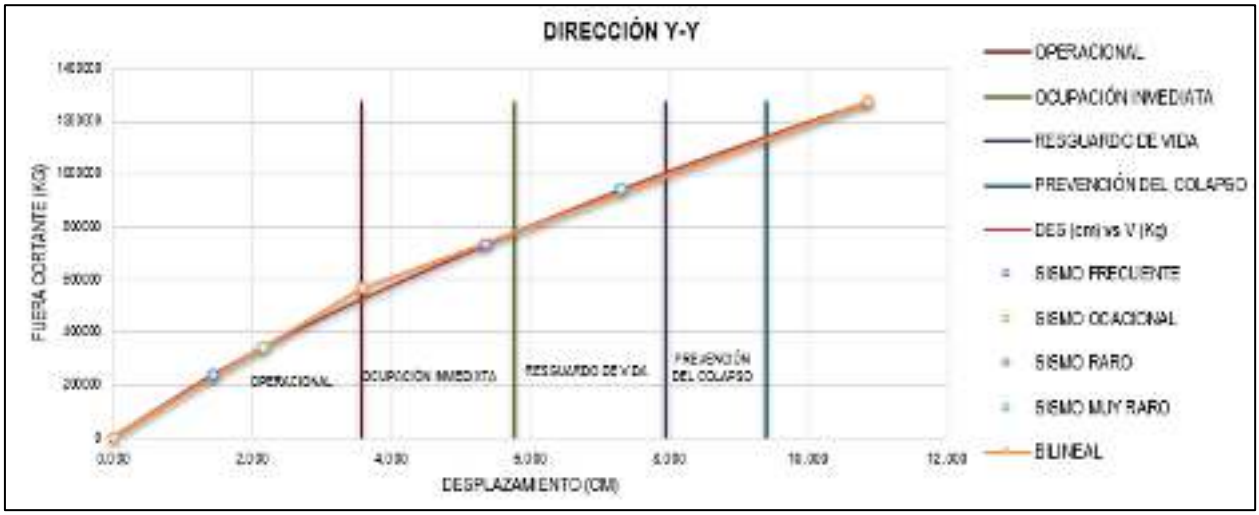
Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION Y (BLOQUE A) - Alb.confinada

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
ASCE 41-13	D(cm)	Fv (Kg)		
SISMO FRECUENTE	1.43	[illegible]	OPERACIONAL (1DY	3.582
SISMO OCACIONAL	2.17	[illegible]	OCUPACIÓN INMEDIATA (1 DY+0.3(DU-DY)	5.768
SISMO RARO	5.36	[illegible]	SEGURIDAD DE VIDA (1 DY+0.6(DU-DY)	7.954
SISMO MUY RARO	7.32	[illegible]	PREVENCIÓN DE COLAPSO (1 DY+0.8(DU-DY)	9.400

Fuente: Elaboración propia

Figura 125

Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION Y (BLOQUE A) - Alb.confinada



Fuente: Elaboración propia

BLOQUE B

Figura 126

Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION X (BLOQUE B) - Alb.confinada

PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	32.8117
	FU	339536
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	7.30957
	FY	215773
SOBRERESISTENCIA (R)	1.5736	
DUCTILIDAD (u)	4.48887	

Fuente: Elaboración propia

Figura 127

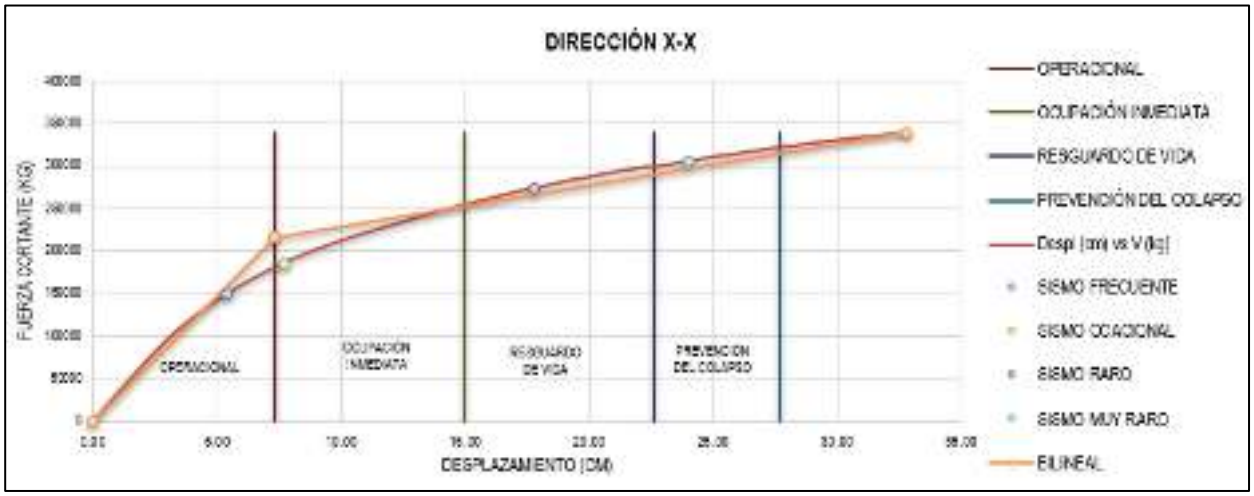
Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION X (BLOQUE B) - Alb.confinada

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
ASCE 41-13	Desp (cm)	Fx (Kg)		
SISMO FRECUENTE	5.31	193381.00	OPERACIONAL (1 DY	7.310
SISMO OCACIONAL	7.57	1956[illegible]0	OCUPACIÓN INMEDIATA (1DY+0.3(DU-DY)	11.960
SISMO RARO	17.78	2744[illegible]3	SEGURIDAD DE VIDA (1 DY+0.6(DU-DY)	22.611
SISMO MUY RARO	24.82	3054[illegible]3	PREVENCIÓN DE COLAPSO (1DY+0.8(DU-DY)	27.711

Fuente: Elaboración propia

Figura 128

Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION X (BLOQUE B) - Alb.confinada



Fuente: Elaboración propia

Figura 129

Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION Y (BLOQUE B) - Alb.confinada

PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	[illegible]
	FU	183859
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	[illegible]
	FY	[illegible]
SOBRERESISTENCIA (R)	1.1727	
DUCTILIDAD (u)	[illegible]	

Fuente: Elaboración propia

Figura 130

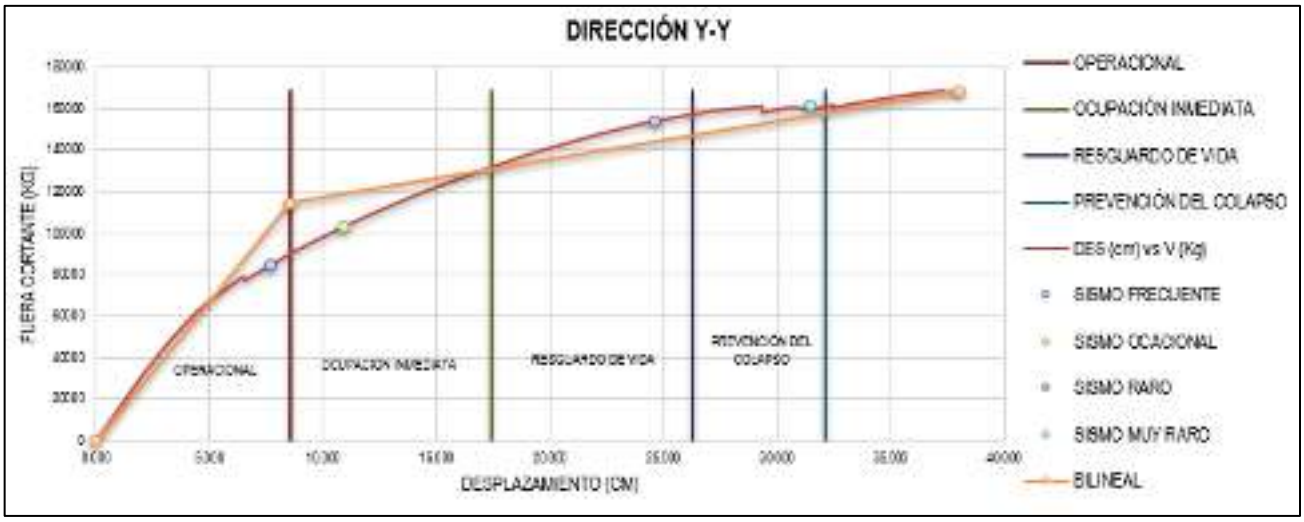
Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION Y (BLOQUE B) - Alb.confinada

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
ASCE 41-13	D [illegible]	Fc (Kg)		
SISMO FRECUENTE	7.96	[illegible]	OPERACIONAL / 1DY	8 543
SISMO OCACIONAL	10.82	153[illegible]	OCUPACIÓN INMEDIATA / 1DY+0.3(DU-DY)	17 368
SISMO RARO	24.80	159[illegible]	SEGURIDAD DE VIDA / 1DY+0.6(DU-DY)	26 738
SISMO MUY RARO	31.50	161[illegible]	PREVENCIÓN DE COLAPSO / 1DY+0.8(DU-DY)	32 141

Fuente: Elaboración propia

Figura 131

Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION Y (BLOQUE B) - Alb.confinada



Fuente: Elaboración propia

BLOQUE C-D

Figura 132

Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.confinada

PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	40.5006
	FU	143979
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	18.373
	FY	120681
SOBRERESISTENCIA (R)	1.1931	
DUCTILIDAD (u)	2.17859	

Fuente: Elaboración propia

Figura 133

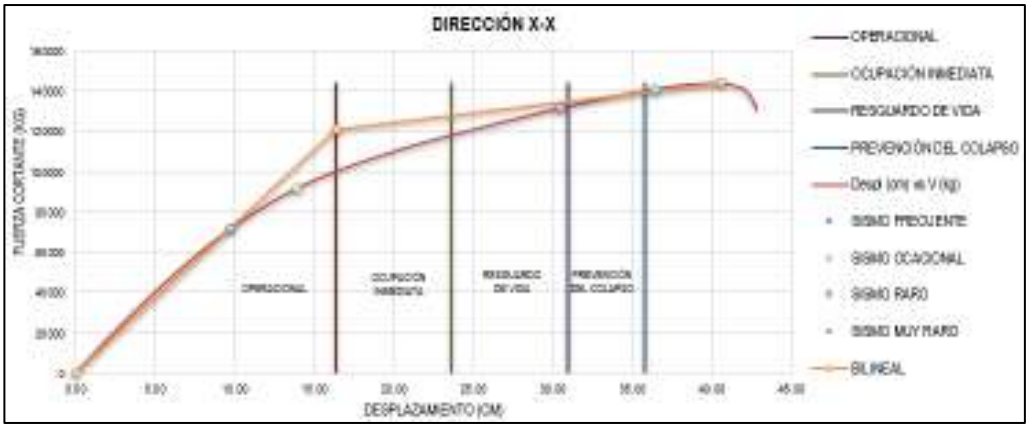
Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.confinada

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
ASCE 41-13				
SISMO FRECUENTE	9.79	[illegible]	OPERACIONAL (1 DY	18.373
SISMO OCACIONAL	13.52	[illegible]	OCUPACIÓN INMEDIATA (1 DY+0.3(DU-DY)	23.1636
SISMO RARO	30.45	[illegible]	SEGURIDAD DE VIDA (1 DY+0.6(DU-DY)	30.099
SISMO MUY RARO	41.38	[illegible]	PREVENCIÓN DE COLAPSO (1DY+0.8(DU-DY)	36.742

Fuente: Elaboración propia

Figura 134

Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.confinada



Fuente: Elaboración propia

Figura 135

Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION Y – BLOQUE C-D

PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	26.3321
	FU	141554
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	5.743683
	FY	119175
SOBRERESISTENCIA (R)	1.1878	
DUCTILIDAD (u)	4.58453	

Fuente: Elaboración propia

Figura 136

Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION Y – BLOQUE C-D

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
ASCE 41-13	Desp.(cm)	Fc (Kg)		
SISMO FRECUENTE	5.74	94113.77	OPERACIONAL / 1DY	5.744
SISMO OCACIONAL	8.10	111824.47	OCUPACIÓN INMEDIATA / 1DY+0.3(DU-DY)	11.920
SISMO RARO	17.95	141170.31	SEGURIDAD DE VIDA / 1DY+0.6(DU-DY)	18.097
SISMO MUY RARO	25.90	141170.52	PREVENCIÓN DE COLAPSO / 1DY+0.8(DU-DY)	22.214

Fuente: Elaboración propia

Figura 137

Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION Y (BLOQUE C-D) - Alb.confinada



Fuente: Elaboración propia

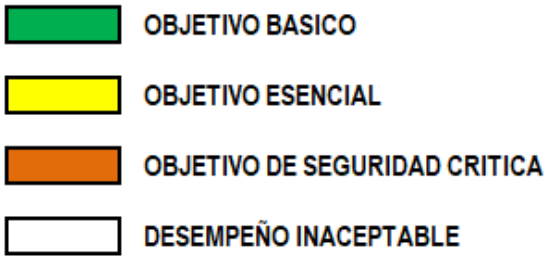
4.1.3.5. Interpretación de resultados

El propósito de la presente investigación es verificar que los diseños estructurales definidos previamente a partir del análisis lineal cumplan con los niveles de desempeño sísmico establecidos como objetivos. En este sentido, se presentan y analizan los niveles de desempeño alcanzados por las estructuras en estudio, evaluados de acuerdo con los objetivos de desempeño sísmico recomendados por el criterio SEAOC Vision 2000.

La evaluación del desempeño sísmico se interpretó mediante una leyenda de colores, basada en los criterios de desempeño recomendados por el SEAOC Vision 2000, la cual permite identificar de manera clara el grado de cumplimiento de los objetivos de desempeño para cada nivel de amenaza sísmica.

Figura 138

Leyenda de objetivos de desempeño sísmico adoptados en la evaluación



Fuente: Elaboración Propio

BLOQUE A

Figura 139

Nivel de desempeño sísmico DIRECCION X (BLOQUE A) - Alb.confinada

Nivel de Desempeño de la Estructura					
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	43 años				
Ocasional	72 años				
Raro	475 años				
Muy Raro	970 años				

Fuente: Elaboración Propio

Figura 140

Nivel de desempeño sísmico DIRECCION Y (BLOQUE A) - Alb.confinada

Nivel de Desempeño de la Estructura					
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	43 años				
Ocasional	72 años				
Raro	475 años				
Muy Raro	970 años				

Fuente: Elaboración Propio

El bloque evaluado presenta un muy buen desempeño sísmico. En la dirección X, la estructura cumple con los objetivos básicos de desempeño para todos los sismos de diseño considerados. De manera similar, en la dirección Y se verifica el cumplimiento de dichos objetivos, alcanzándose incluso objetivos esenciales para determinados niveles de amenaza sísmica, lo que evidencia una respuesta estructural favorable y un adecuado margen de seguridad

BLOQUE B

Figura 141

Nivel de desempeño sísmico DIRECCION X (BLOQUE B) - Alb.confinada

Nivel de Desempeño de la Estructura					
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	43 años				
Ocasional	72 años				
Raro	475 años				
Muy Raro	970 años				

Fuente: Elaboración Propio

Figura 142

Nivel de desempeño sísmico DIRECCION Y (BLOQUE B) - Alb.confinada

Nivel de Desempeño de la Estructura					
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	43 años				
Ocasional	72 años				
Raro	475 años				
Muy Raro	970 años				

Fuente: Elaboración Propio

De acuerdo con los resultados obtenidos, el Bloque B, tanto en la dirección X como en la dirección Y, alcanza los objetivos básicos de desempeño sísmico establecidos para los distintos sismos de diseño considerados. La evaluación de los niveles de desempeño evidencia que la estructura cumple con los criterios de funcionalidad y seguridad definidos para cada nivel de amenaza sísmica, de acuerdo con los lineamientos adoptados en la presente investigación.

BLOQUE C-D

Figura 143

Nivel de desempeño sísmico DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.confinada

Nivel de Desempeño de la Estructura					
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sismica	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	43 años				
Ocasional	72 años				
Raro	475 años				
Muy Raro	970 años				

Fuente: Elaboración Propio

Figura 144

Nivel de desempeño sísmico DIRECCION Y (BLOQUE C-D) - Alb.confinada

Nivel de Desempeño de la Estructura					
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sismica	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	43 años				
Ocasional	72 años				
Raro	475 años				
Muy Raro	970 años				

Fuente: Elaboración Propio

El desempeño inaceptable observado en el Bloque C–D frente al sismo muy raro no invalida el diseño estructural, dado que este escenario corresponde a un evento sísmico extremo de muy baja probabilidad de ocurrencia. Conforme a los principios del diseño basado en desempeño, para este nivel de amenaza no se exige mantener funcionalidad ni seguridad de vida, sino evitar el colapso global, aceptándose niveles elevados de daño estructural.

El diseño prioriza el cumplimiento de los objetivos de desempeño para los sismos de mayor probabilidad de ocurrencia, aceptando daño severo ante eventos extremos de muy baja probabilidad.

Para los **sismos frecuente, ocasional y raro**, que representan los escenarios de mayor relevancia en términos de seguridad y operación, el Bloque C–D **cumple con los objetivos de desempeño sísmico establecidos**, confirmando que el diseño propuesto es adecuado para las demandas sísmicas más probables.

4.2. Diseño estructural: Albañilería Armada

4.2.1. Estructuración

4.2.1.1. Datos del proyecto

4.2.1.1.1. Ubicación

Se tomará la misma información del punto (4.1.1.1.1)

4.2.1.1.2. Estudio de suelos

Se tomará la misma información del punto (4.1.1.1.2)

4.2.1.2. Configuración arquitectónica

Se tomará la misma información del punto (4.1.1.2)

4.2.1.3. Designación de elementos estructurales

Se ha buscado aprovechar la mayor cantidad de muros de bloques disponibles para que actúen como portantes, priorizando su disposición estratégica dentro de la planta. Para garantizar un adecuado desempeño, se ha dispuesto refuerzo de acero vertical y horizontal distribuido en el interior de los alvéolos y consolidado con grout, asegurando la integración monolítica en toda la longitud de los muros. En las zonas donde los muros resultan reducidos o donde se requiere incrementar la densidad de muros estructurales, se ha optado por incorporar placas de concreto armado, las cuales contribuyen a la rigidez y resistencia global del sistema. Tanto los muros de albañilería armada como las placas se conectan mediante vigas soleras (o dinteles) de peralte adecuado, las cuales cumplen no solo la función de transmitir cargas verticales hacia los muros y placas, sino también la de actuar como elementos de amarre y continuidad estructural, garantizando un comportamiento integral de la edificación frente a cargas sísmicas. Las losas consideradas son las convencionales aligeradas en una dirección. En las áreas donde no se prolongan las viguetas de las losas, se han previsto losas macizas, así como en zonas específicas

que reciben escaleras. En los vanos destinados a ventanas, los paños se resolverán con mampostería no estructural aislada.

Figura 145

Estructuración bloque B



Fuente: Elaboración propia.

Figura 146

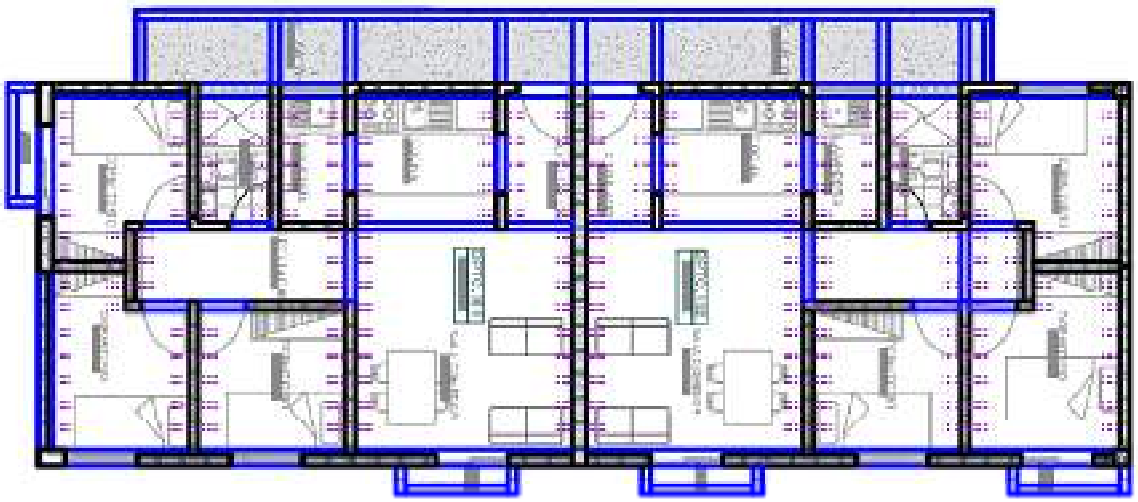
Estructuración bloque A



Fuente: Elaboración propia.

Figura 147

Estructuración bloque C-D



Fuente: Elaboración propia.

4.2.2. Análisis lineal

4.2.2.1. Materiales

4.2.2.1.1. Concreto Simple

Se tomará la misma información del punto (4.1.2.1.1)

4.2.2.1.2. Estructura de concreto armado

Se tomará la misma información del punto (4.1.2.1.2)

4.2.2.1.3. Albañilería

- Bloques de concreto Tipo P, t=14cm, f´b= 75Kg/cm2
- Concreto Líquido (Grout): f´c = 13.72 MPa = 140 kg/cm2 (mínima).
- Pilas: resistencia característica a compresión= f´m= 95Kg/cm2
- Muretes: resistencia característica a corte puro = V´m = 9.7Kg/cm2
- Módulo de elasticidad= Em = 700f´m = 66,500Kg/cm
- Módulo de corte = Gm = 0.40Em = 26,600Kg/cm2
- Módulo de Poisson = ν = 0.20

4.2.2.1.4. Acero estructural

Se tomará la misma información del punto (4.1.2.1.4)

4.2.2.2. Condiciones de carga

En el análisis y diseño de las estructuras de concreto se han empleado las siguientes cargas:

4.2.2.2.1. Carga Muerta (CM)

Se tomará la misma información del punto (4.1.2.2.1)

4.2.2.2.2. Carga Viva (CV)

Se tomará la misma información del punto (4.1.2.2.2)

4.2.2.2.3. Carga de Sismo (SX, SY)

Se tomará la misma información del punto (4.1.2.2.3)

4.2.2.3. Combinaciones de carga

Se tomará la misma información del punto (4.1.2.3)

4.2.2.4. Condiciones de cimentación

Se tomará la misma información del punto (4.1.2.4)

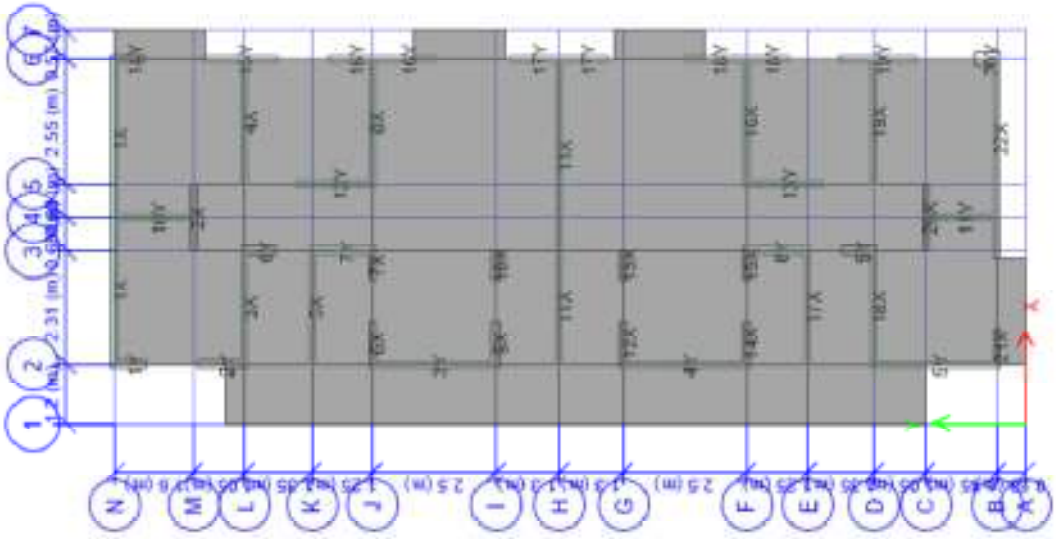
4.2.2.5. Análisis sísmico

4.2.2.5.1. Modelo de análisis

El modelo estructural fue elaborado en el software ETABS, considerando la representación tridimensional de la edificación con sus elementos estructurales principales. El objetivo del modelo es evaluar el comportamiento global y local de la estructura frente a cargas gravitacionales y sísmicas, mediante un análisis lineal dinámico (modal espectral) complementado con criterios simplificados para el análisis no lineal.

Figura 148

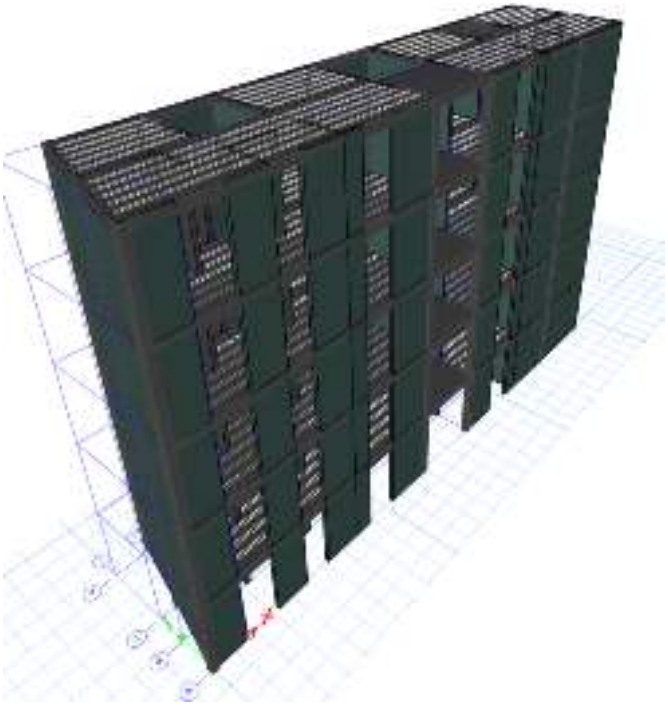
Modelado ETABS V21.2 – Vista en planta – Bloque A



Fuente: Elaboración propia.

Figura 149

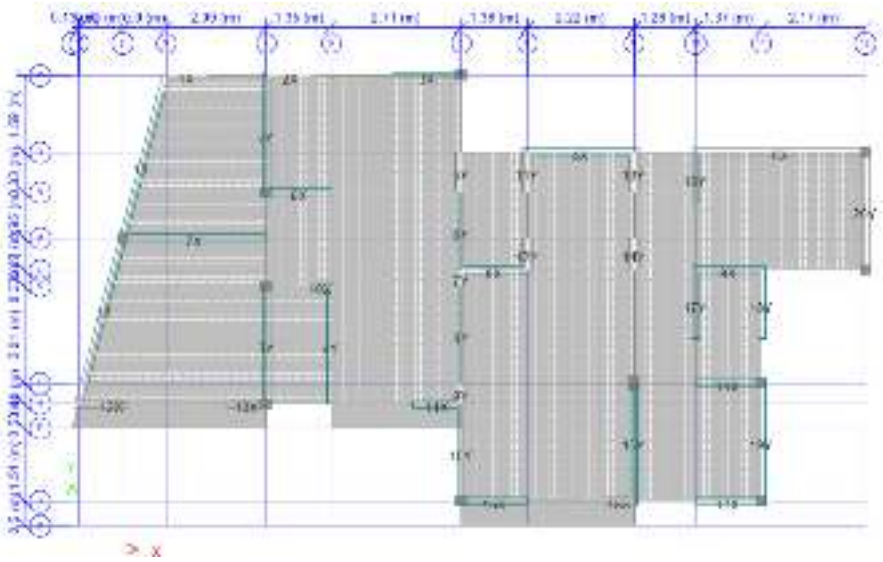
Modelado ETABS V21.2 – Vista en 3D – Bloque A



Fuente: Elaboración propia.

Figura 150

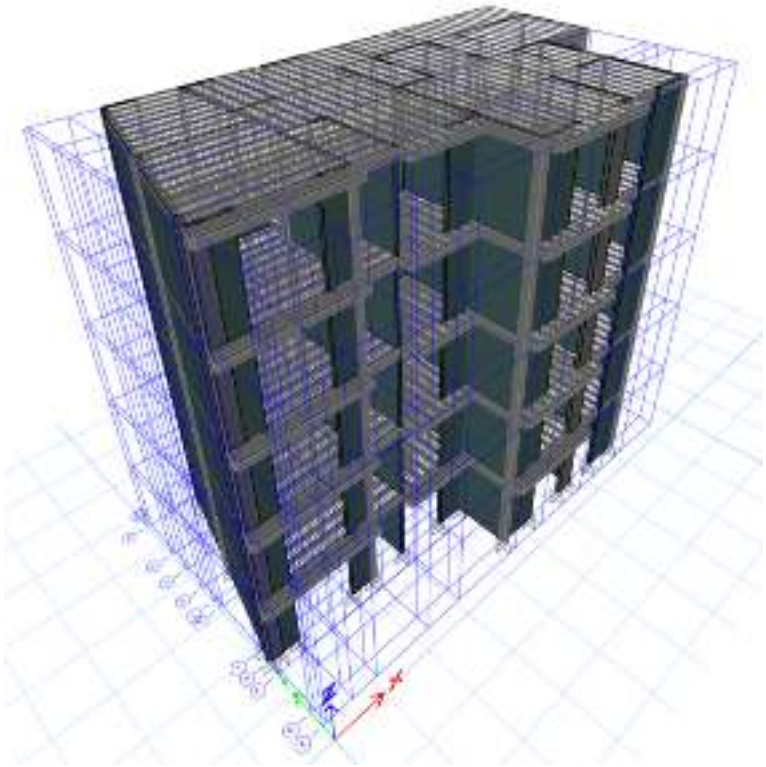
Modelado ETABS V21.2 – Vista en planta – Bloque B



Fuente: Elaboración propia.

Figura 151

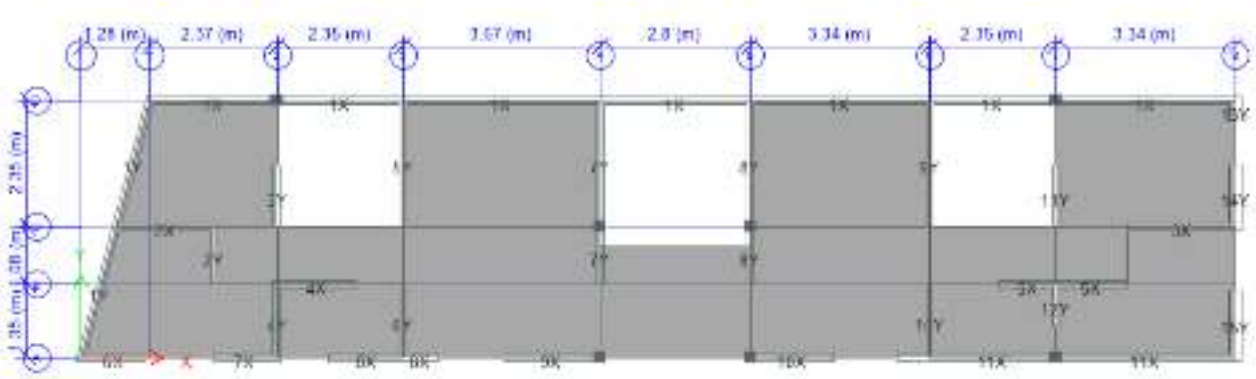
Modelado ETABS V21.2 – Vista en 3D – Bloque B



Fuente: Elaboración propia.

Figura 152

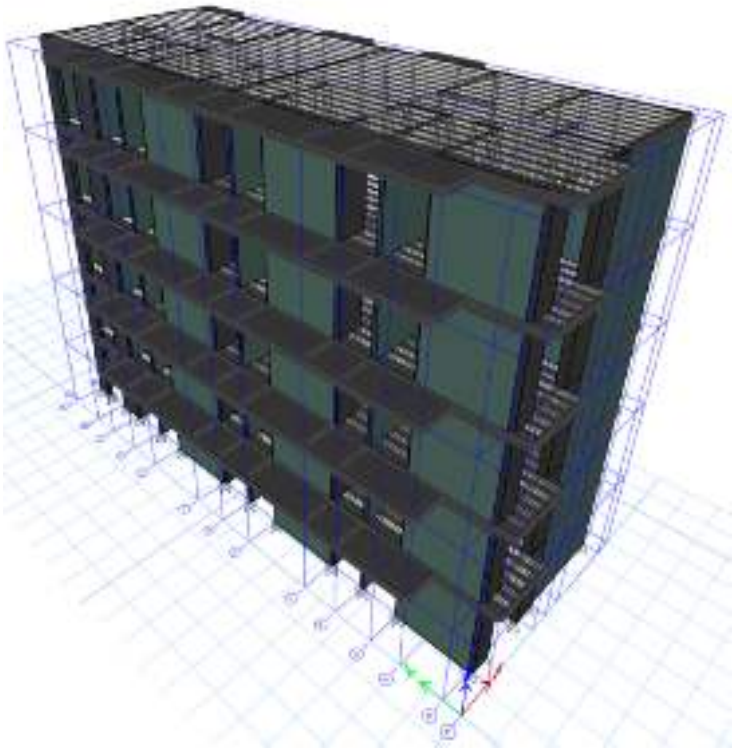
Modelado ETABS V21.2 – Vista en planta – Bloque C-D



Fuente: Elaboración propia.

Figura 153

Modelado ETABS V21.2 – Vista en 3D – Bloque C-D



Fuente: Elaboración propia.

4.2.2.5.2. Verificación de irregularidades

IRREGULARIDAD ESTRUCTURAL EN ALTURA

→ Irregularidad de rigidez – Piso Blando

Existe esta irregularidad, cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

Entonces tenemos de acuerdo a la evaluación para el bloque A, es regular.

Tabla 79

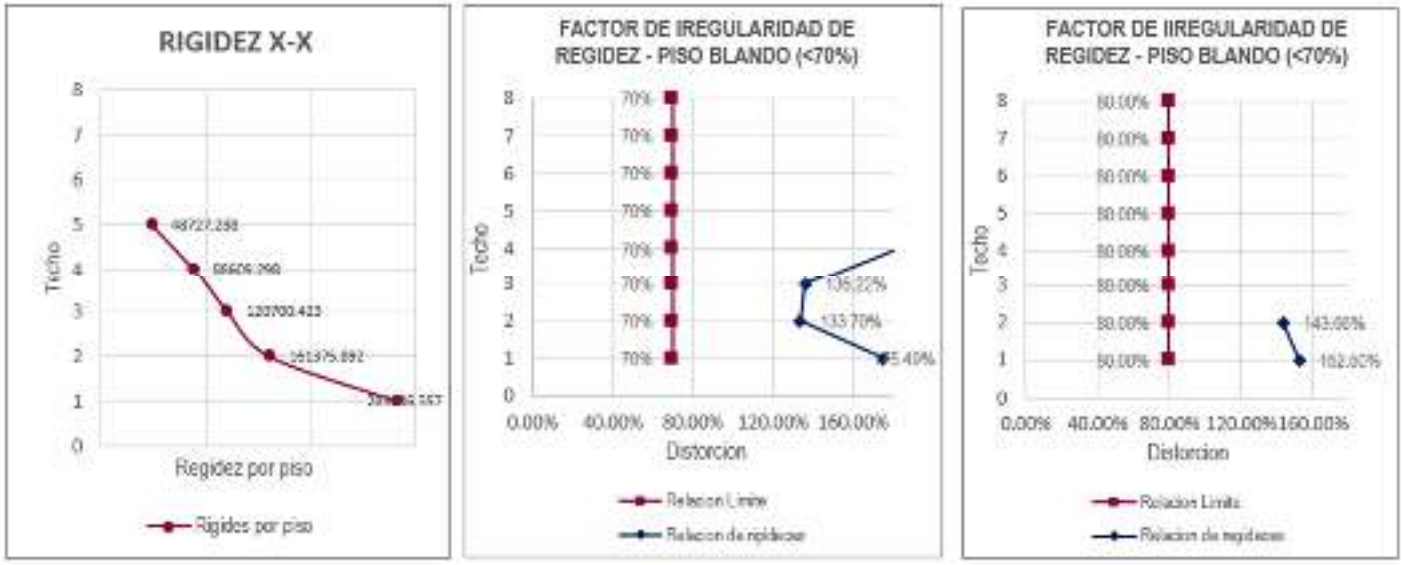
Irregularidad de rigidez (Piso Bando) – Bloque A – Dirección x-x

PISO	FUERZA CORTANTE X-X	DERIVA X-X	RIGIDEZ X-X	F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		
	tonf	m	tonf/m	Ri/Rs		(R1+R2+R3)/3	R/((R1+R2+R3)/3)	
Story5	91.4974	0.001878	48727.288					
Story4	184.8476	0.002086	88609.298	181.85%	Regular			
Story3	254.649	0.00211	120700.423	136.22%	Regular	86012.33633		
Story2	301.1832	0.001866	161375.892	133.70%	Regular	123561.871	143.66%	Regular
Story1	324.4504	0.001146	283206.357	175.49%	Regular	188427.5573	152.50%	Regular

Fuente: Elaboración propia.

Gráfico 38

Irregularidad de rigidez (Piso Bando) – Bloque A – Dirección x-x



Fuente: Elaboración propia

Tabla 80

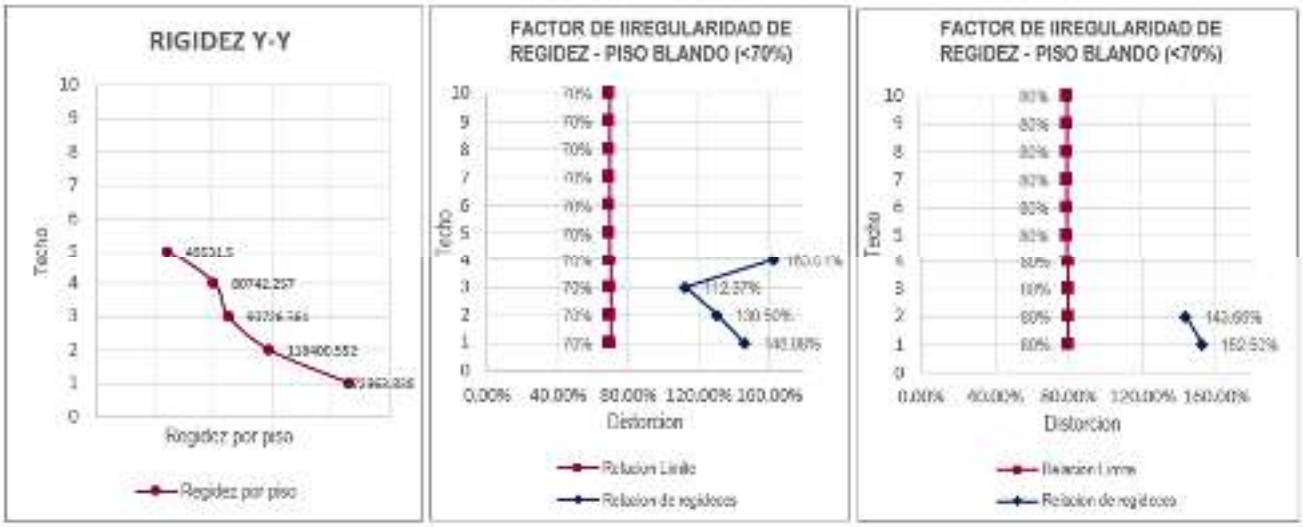
PISO	FUERZA CORTANTE Y-Y	DERIVA Y-Y	RIGIDEZ Y-Y	F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		
	tonf	m	tonf/m	Ri/Rs		(R1+R2+R3)/3	R/((R1+R2+R3)/3)	
Story5	91.4974	0.001847	49531.5					
Story4	184.8477	0.002289	80742.257	163.01%	Regular			
Story3	254.649	0.002807	90726.361	112.37%	Regular	73666.706		
Story2	301.1833	0.002544	118400.552	130.50%	Regular	96623.05667	131.16%	Regular
Story1	324.4504	0.001876	172963.838	146.08%	Regular	127363.5837	131.81%	Regular

Irregularidad de rigidez (Piso Bando) – Bloque A – Dirección y-y

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 39

Irregularidad de rigidez (Piso Bando) – Bloque A – Dirección y-y



Fuente: Elaboración propia

Entonces tenemos de acuerdo a la evaluación para el bloque B, es regular.

Tabla 81

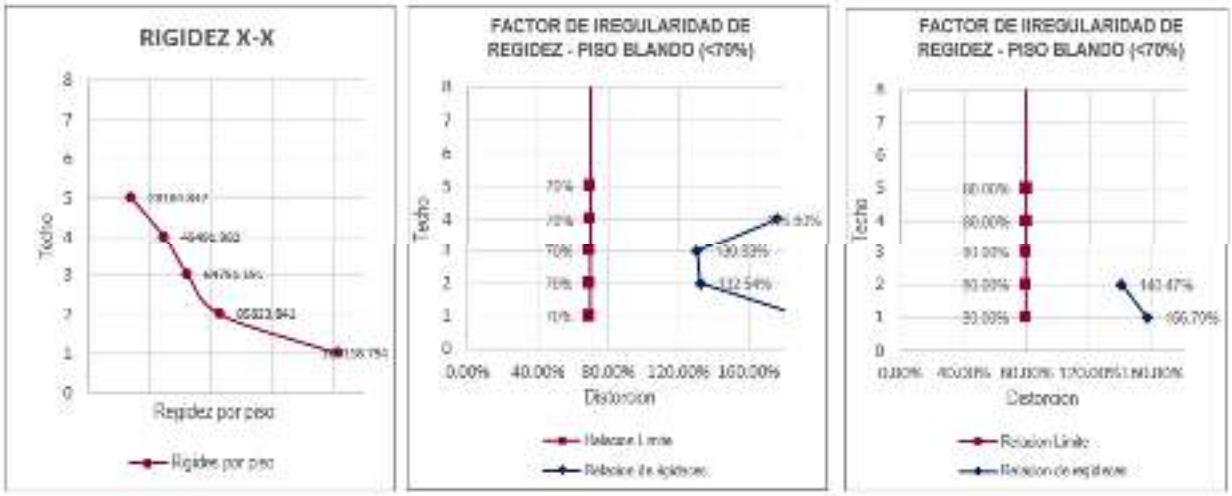
PISO	FUERZA CORTANTE X-X	DERIVA X-X	RIGIDEZ X-X	F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		
	tonf	m	tonf/m	Ri/Rs		(R1+R2+R3)/3	R/((R1+R2+R3)/3)	
Story5	76.9158	0.002729	28184.847					
Story4	157.0083	0.003172	49491.982	175.60%	Regular			
Story3	217.0777	0.003352	64751.191	130.83%	Regular	47476.00667		
Story2	257.1239	0.002996	85823.841	132.54%	Regular	66689.00467	140.47%	Regular
Story1	277.2756	0.0017	163118.754	190.06%	Regular	104564.5953	156.79%	Regular

Irregularidad de rigidez (Piso Bando) – Bloque B – Dirección x-x

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 40

Irregularidad de rigidez (Piso Bando) – Bloque B – Dirección x-x



Fuente: Elaboración propia

Tabla 82

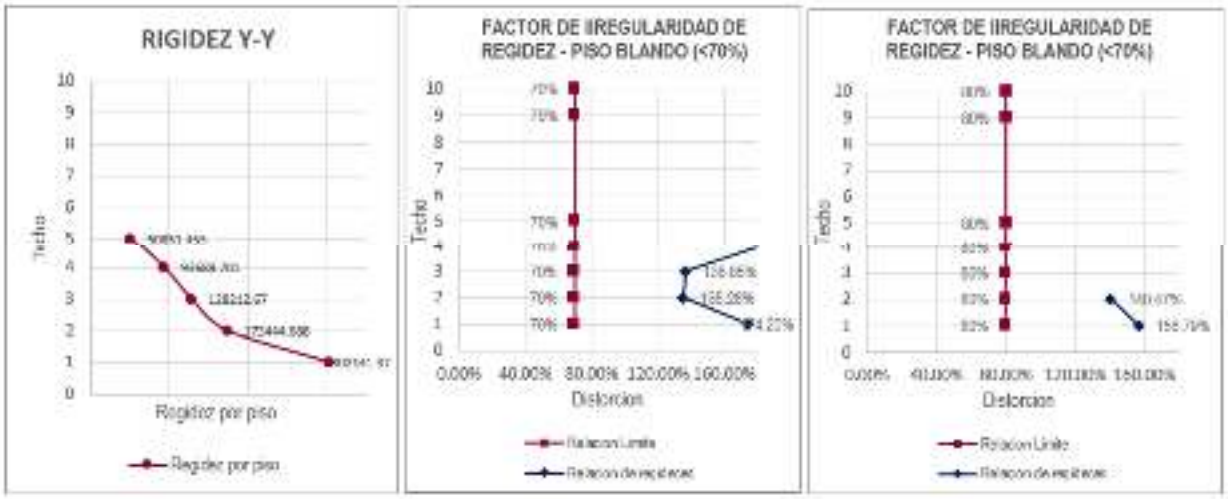
Irregularidad de rigidez (Piso Bando) – Bloque B – Dirección y-y

PISO	FUERZA CORTANTE Y-Y	DERIVA Y-Y	RIGIDEZ Y-Y	F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		
	tonf	m	tonf/m	Ri/Rs		(R1+R2+R3)/3	R/((R1+R2+R3)/3)	
Story5	76.9158	0.001513	50851.453					
Story4	157.0083	0.001676	93689.701	184.24%	Regular			
Story3	217.0777	0.001693	128212.67	136.85%	Regular	90917.94133		
Story2	257.1239	0.001482	173444.688	135.28%	Regular	131782.353	144.95%	Regular
Story1	277.2756	0.000918	302141.87	174.20%	Regular	201266.4093	152.73%	Regular

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 41

Irregularidad de rigidez (Piso Bando) – Bloque B – Dirección y-y



Fuente: Elaboración propia

Entonces tenemos de acuerdo a la evaluación para el bloque C-D, es regular.

Tabla 83

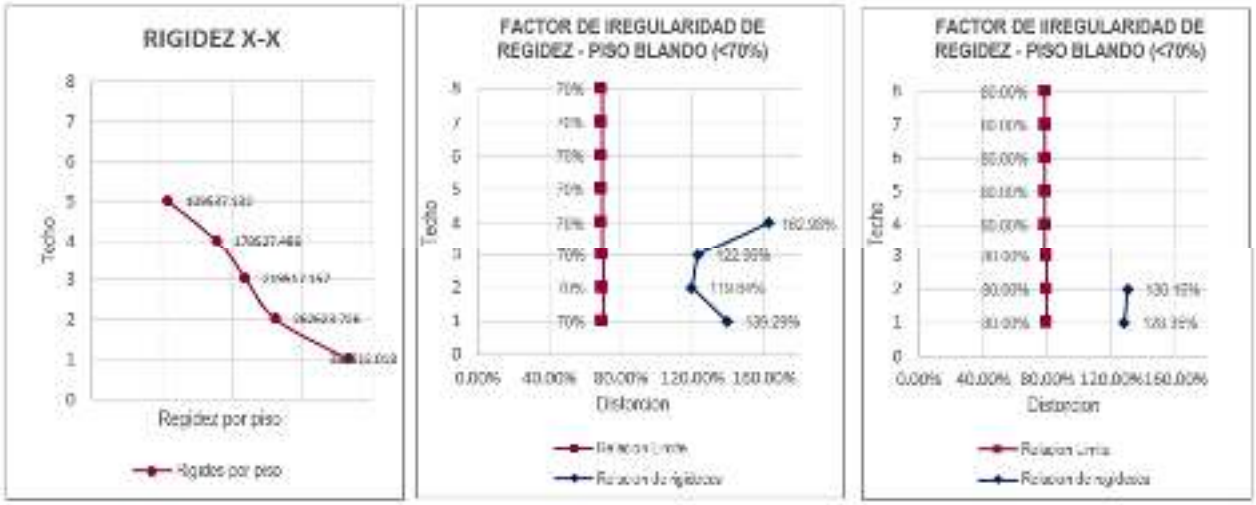
Irregularidad de rigidez (Piso Bando) – Bloque C-D – Dirección x-x

PISO	FUERZA CORTANTE X-X	DERIVA X-X	RIGIDEZ X-X	F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		
	tonf	m	tonf/m	Ri/Rs		(R1+R2+R3)/3	R/((R1+R2+R3)/3)	
Story5	61.6431	0.000563	109537.132					
Story4	129.3237	0.000724	178527.486	162.98%	Regular			
Story3	180.0841	0.00082	219517.157	122.96%	Regular	169193.925		
Story2	213.9244	0.000815	262623.726	119.64%	Regular	220222.7897	130.16%	Regular
Story1	230.8445	0.000631	365812.018	139.29%	Regular	282650.967	128.35%	Regular

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 42

Irregularidad de rigidez (Piso Bando) – Bloque C-D – Dirección x-x



Fuente: Elaboración propia

Tabla 84

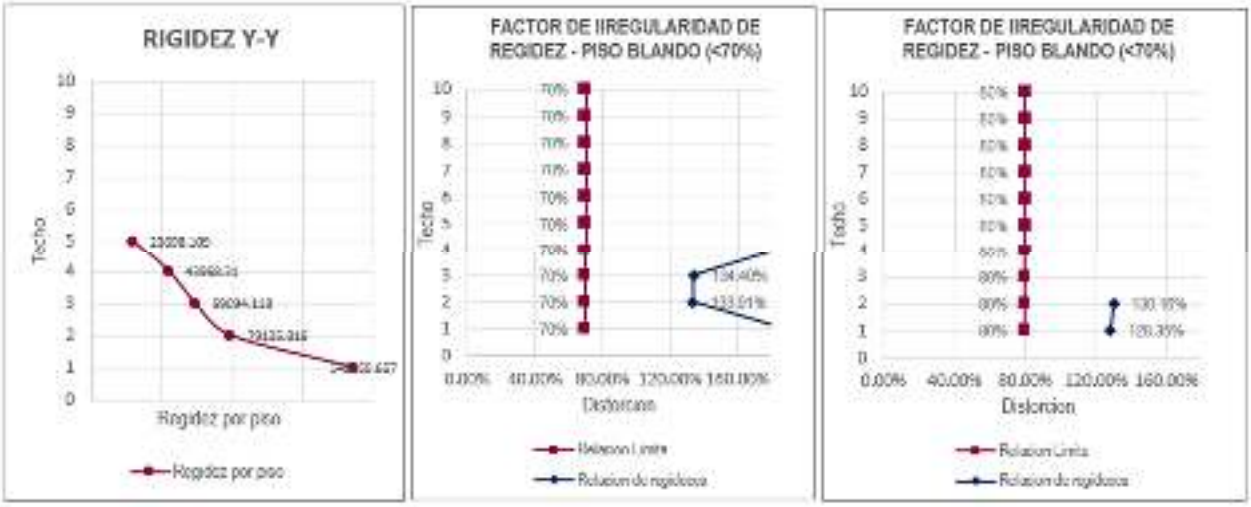
Irregularidad de rigidez (Piso Bando) – Bloque C-D – Dirección y-y

PISO	FUERZA CORTANTE Y-Y	DERIVA Y-Y	RIGIDEZ Y-Y	F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		F.I. DE REGIDEZ - PISO BLANDO (<70%)		
	tonf	m	tonf/m	Ri/Rs		(R1+R2+R3)/3	R/((R1+R2+R3)/3)	
Story5	61.6431	0.002601	23698.109					
Story4	129.3237	0.002941	43968.31	185.54%	Regular			
Story3	180.0841	0.003047	59094.118	134.40%	Regular	42253.51233		
Story2	213.9244	0.002703	79135.816	133.91%	Regular	60732.748	143.73%	Regular
Story1	230.8446	0.001549	149059.667	188.36%	Regular	95763.20033	157.68%	Regular

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 43

Irregularidad de rigidez (Piso Bando) – Bloque C-D – Dirección y-y



Fuente: Elaboración propia

→ Irregularidad de Resistencia – Piso Débil

Existe esta irregularidad cuando, en cualquiera de las direcciones de análisis, la resistencia de entrepiso frente a fuerzas cortantes es inferior a 80% de la resistencia del entrepiso inmediato superior.

De acuerdo a nuestro análisis para el bloque A, es regular.

Tabla 85

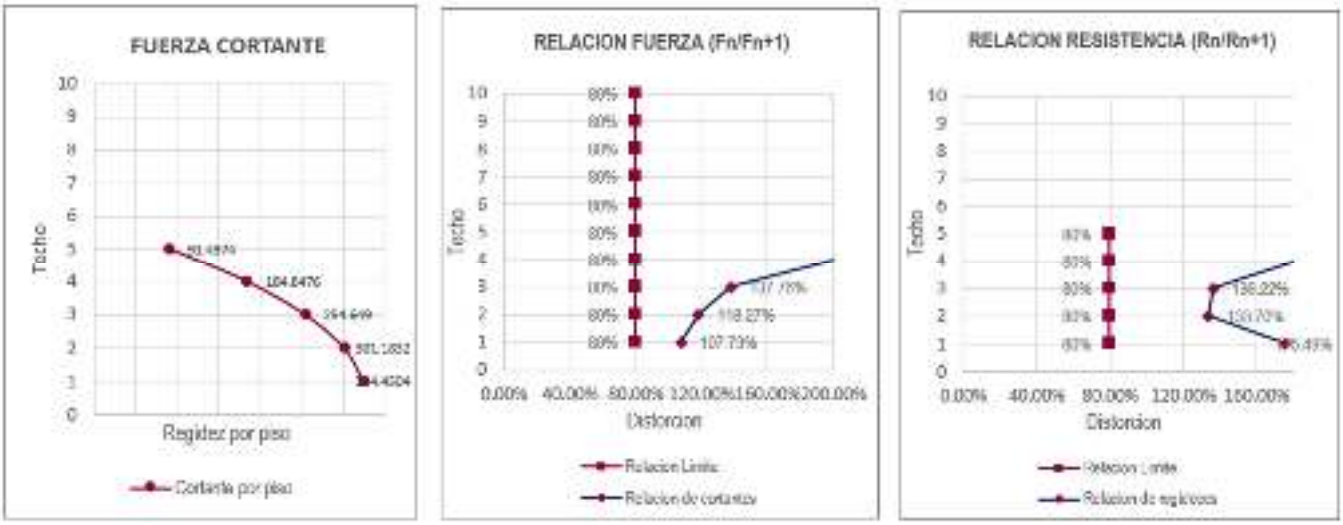
Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque A – Dirección x-x

PISO	FUERZA CORTANTE X-X	DERIVA X-X	RIGIDEZ X-X	FACTOR DE IREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DEBIL (<80%)			
	tonf	m	tonf/m	Fi/Fs		Ri/Rs	
Story5	91.4974	0.001878	48727.288				
Story4	184.8476	0.002086	88609.298	202.02%	Regular	181.85%	Regular
Story3	254.649	0.00211	120700.423	137.76%	Regular	136.22%	Regular
Story2	301.1832	0.001866	161375.892	118.27%	Regular	133.70%	Regular
Story1	324.4504	0.001146	283206.357	107.73%	Regular	175.49%	Regular

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 44

Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque A – Dirección x-x



Fuente: Elaboración propia

Tabla 86

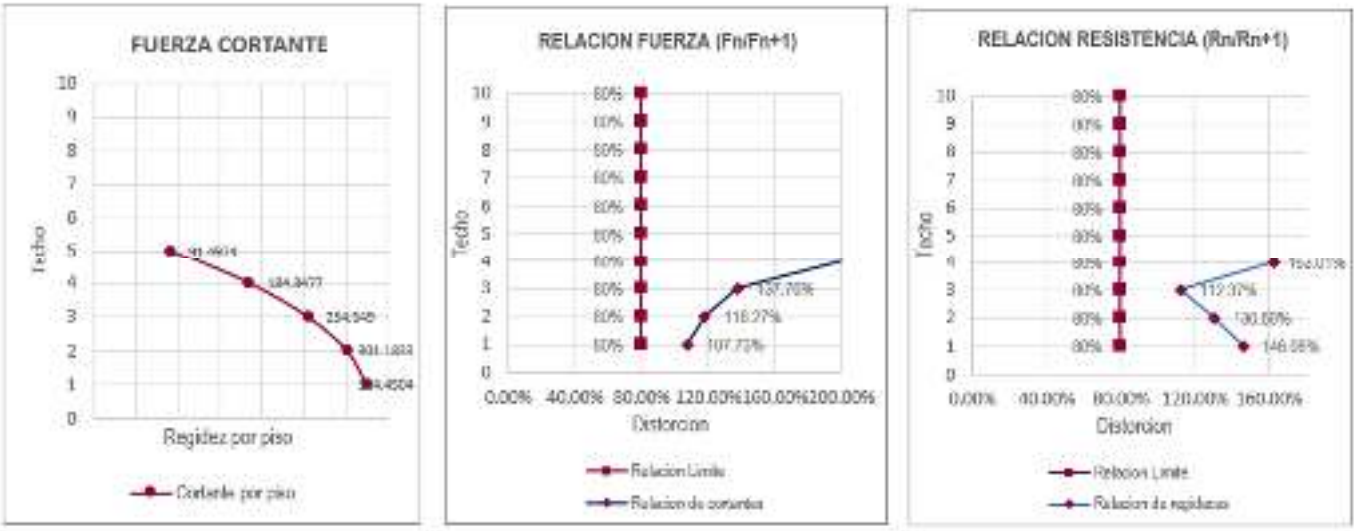
Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque A – Dirección y-y

PISO	FUERZA CORTANTE Y-Y	DERIVA Y-Y	RIGIDEZ Y-Y	FACTOR DE IREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DEBIL (<80%)			
	tonf	m	tonf/m	Fi/Fs		Ri/Rs	
Story5	91.4974	0.001847	49531.5				
Story4	184.8477	0.002289	80742.257	202.03%	Regular	163.01%	Regular
Story3	254.649	0.002807	90726.361	137.76%	Regular	112.37%	Regular
Story2	301.1833	0.002544	118400.552	118.27%	Regular	130.50%	Regular
Story1	324.4504	0.001876	172963.838	107.73%	Regular	146.08%	Regular

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 45

Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque A – Dirección y-y



Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a nuestro análisis para el bloque B, es regular.

Tabla 87

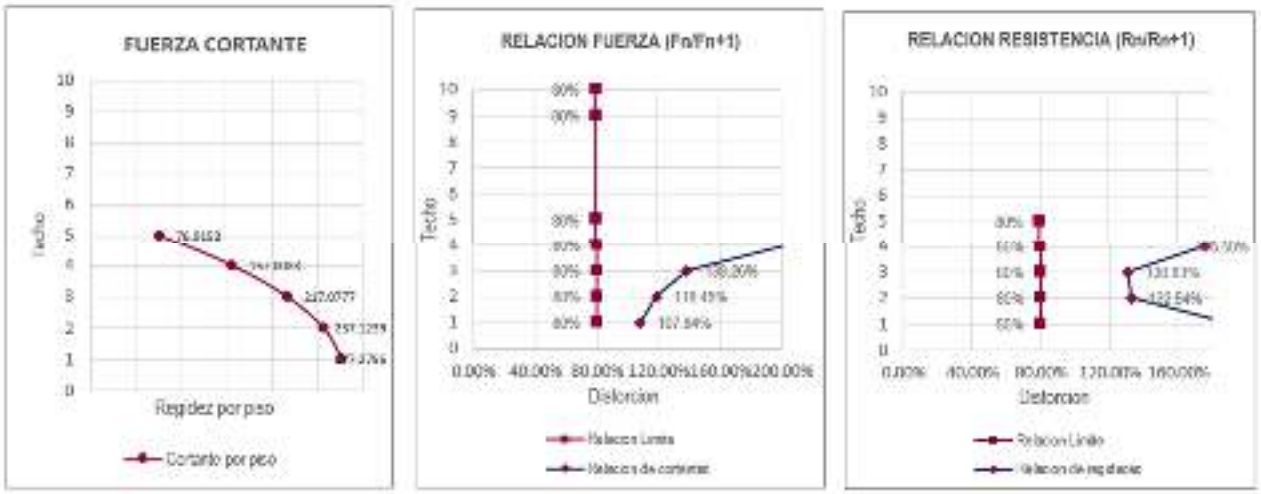
Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque B – Dirección x-x

PISO	FUERZA CORTANTE X-X	DERIVA X-X	RIGIDEZ X-X	FACTOR DE IREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DEBIL (<80%)			
	tonf	m	tonf/m	Fi/Fs		Ri/Rs	
Story5	76.9158	0.002729	28184.847				
Story4	157.0083	0.003172	49491.982	204.13%	Regular	175.60%	Regular
Story3	217.0777	0.003352	64751.191	138.26%	Regular	130.83%	Regular
Story2	257.1239	0.002996	85823.841	118.45%	Regular	132.54%	Regular
Story1	277.2756	0.0017	163118.754	107.84%	Regular	190.06%	Regular

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 46

Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque B – Dirección x-x



Fuente: Elaboración propia

Tabla 88

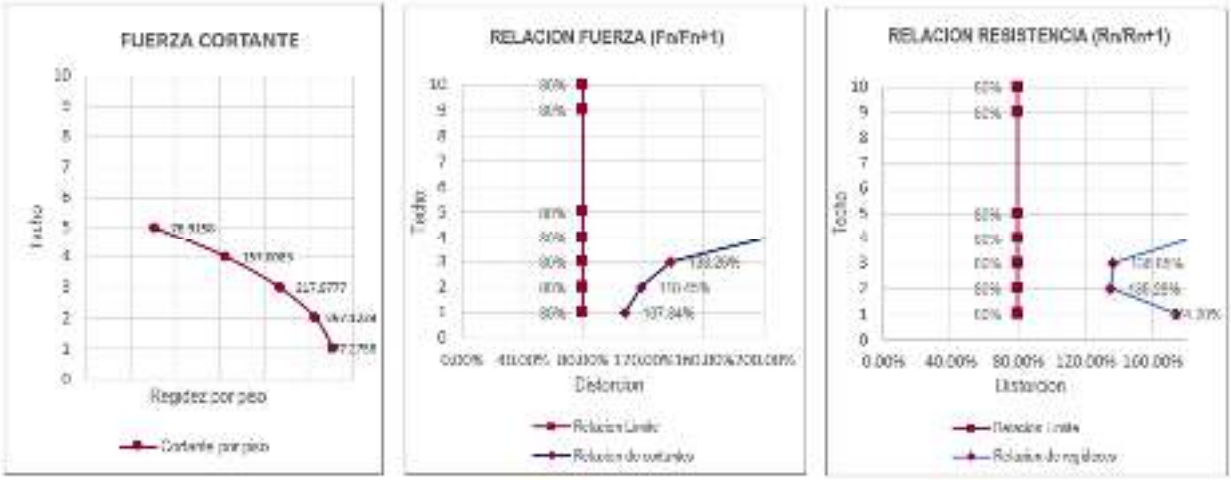
Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque B – Dirección y-y

PISO	FUERZA CORTANTE Y-Y	DERIVA Y-Y	RIGIDEZ Y-Y	FACTOR DE IREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DEBIL (<80%)			
	tonf	m	tonf/m	Fi/Fs		Ri/Rs	
Story5	76.9158	0.001513	50851.453				
Story4	157.0083	0.001676	93689.701	204.13%	Regular	184.24%	Regular
Story3	217.0777	0.001693	128212.67	138.26%	Regular	136.85%	Regular
Story2	257.1239	0.001482	173444.688	118.45%	Regular	135.28%	Regular
Story1	277.2756	0.000918	302141.87	107.84%	Regular	174.20%	Regular

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 47

Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque B – Dirección y-y



Fuente: Elaboración propia

De acuerdo a nuestro análisis para el bloque C-D, es regular.

Tabla 89

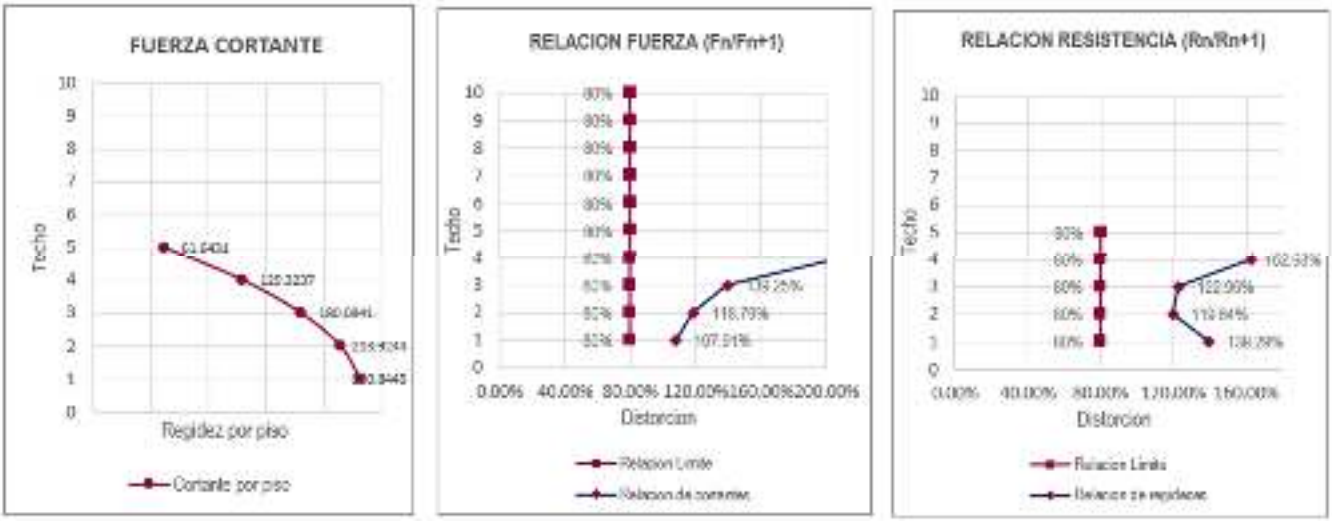
Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque C-D – Dirección x-x

PISO	FUERZA CORTANTE X-X	DERIVA X-X	RIGIDEZ X-X	FACTOR DE IREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DEBIL (<80%)			
	tonf	m	tonf/m	Fi/Fs		Ri/Rs	
Story5	61.6431	0.000563	109537.132				
Story4	129.3237	0.000724	178527.486	209.79%	Regular	162.98%	Regular
Story3	180.0841	0.00082	219517.157	139.25%	Regular	122.96%	Regular
Story2	213.9244	0.000815	262623.726	118.79%	Regular	119.64%	Regular
Story1	230.8445	0.000631	365812.018	107.91%	Regular	139.29%	Regular

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 48

Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque C-D – Dirección x-x



Fuente: Elaboración propia

Tabla 90

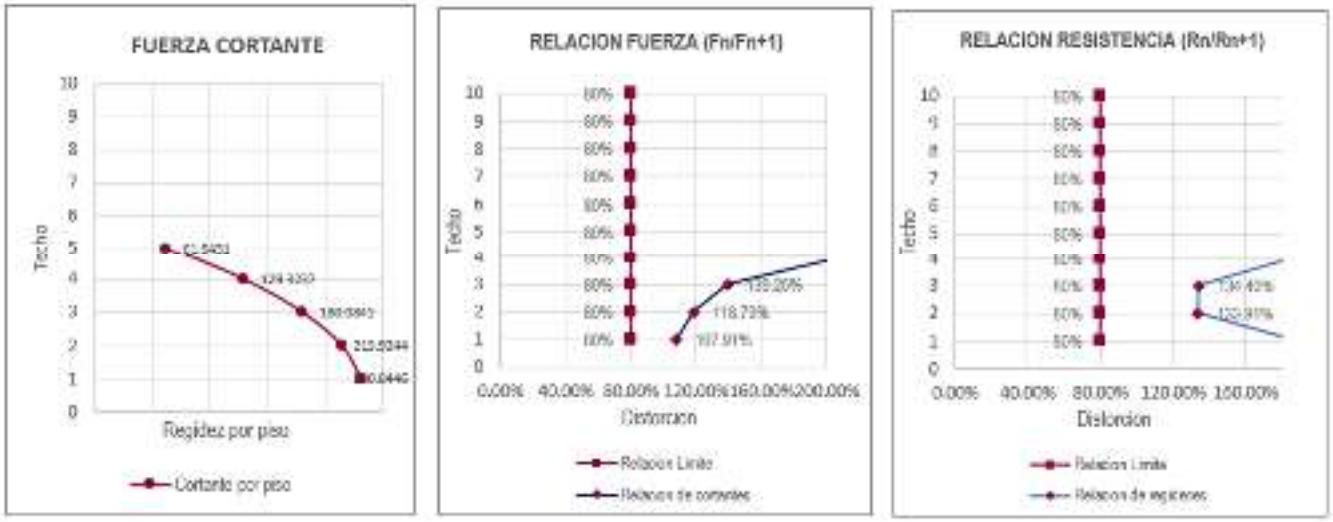
Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque C-D – Dirección y-y

PISO	FUERZA CORTANTE Y-Y	DERIVA Y-Y	RIGIDEZ Y-Y	FACTOR DE IREGULARIDAD DE RESISTENCIA - PISO DEBIL (<80%)			
	tonf	m	tonf/m	Fi/Fs		Ri/Rs	
Story5	61.6431	0.002601	23698.109				
Story4	129.3237	0.002941	43968.31	209.79%	Regular	185.54%	Regular
Story3	180.0841	0.003047	59094.118	139.25%	Regular	134.40%	Regular
Story2	213.9244	0.002703	79135.816	118.79%	Regular	133.91%	Regular
Story1	230.8446	0.001549	149059.667	107.91%	Regular	188.36%	Regular

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 49

Irregularidad de resistencia (Piso Débil) – Bloque C-D – Dirección y-y



Fuente: Elaboración propia

→ Irregularidad de masa o peso

Se tiene irregularidad de masa cuando el peso de un piso es mayor que 1.5 veces el peso de un piso adyacente, no es aplicable en azoteas y sótanos.

Se realizo la evaluación del bloque A, se obtuvo que es regular.

Tabla 91

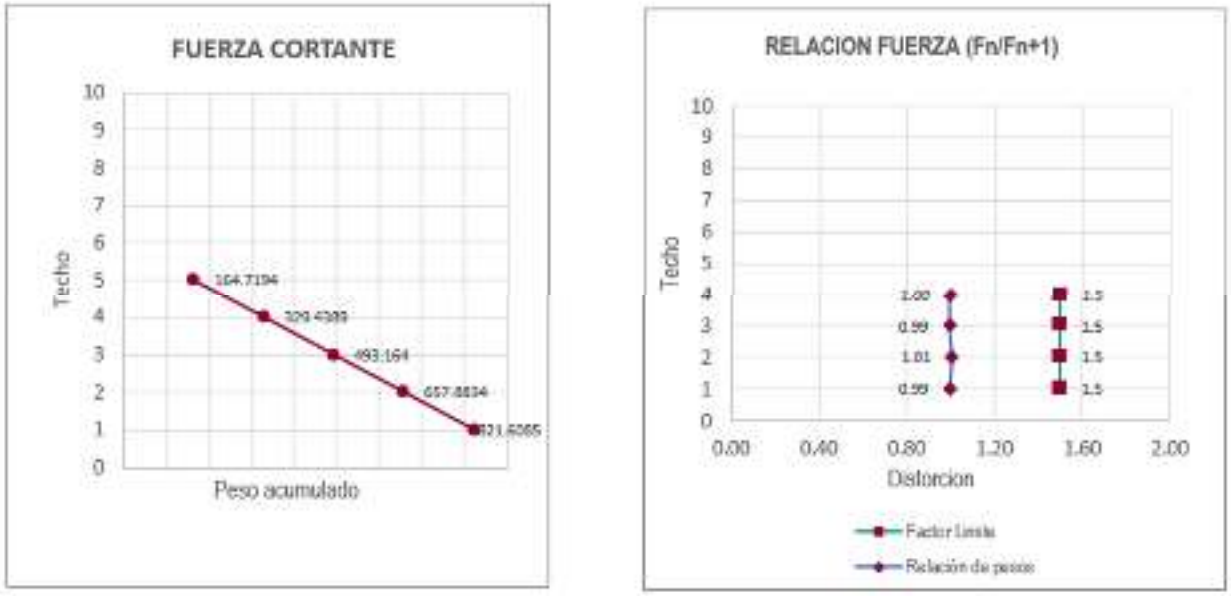
Irregularidad de masa o peso – Bloque A

PESO DE EDIFICACION		CARGA	PESO POR NIVEL	FACTOR	VALOR LIMITE	VERIFICACION DE IRREGULARIDAD
TECHO	CASO DE CARGA	tonf				
Story5	PESO SISMICO	164.7194	164.7194			
Story4	PESO SISMICO	329.4389	164.7195	1.00	1.5	REGULAR
Story3	PESO SISMICO	493.164	163.7251	0.99	1.5	REGULAR
Story2	PESO SISMICO	657.8834	164.7194	1.01	1.5	REGULAR
Story1	PESO SISMICO	821.6085	163.7251	0.99	1.5	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 50

Irregularidad de masa o peso – Bloque A



Fuente: Elaboración propia

Se realizo la evaluación del bloque B, se obtuvo que es regular.

Tabla 92

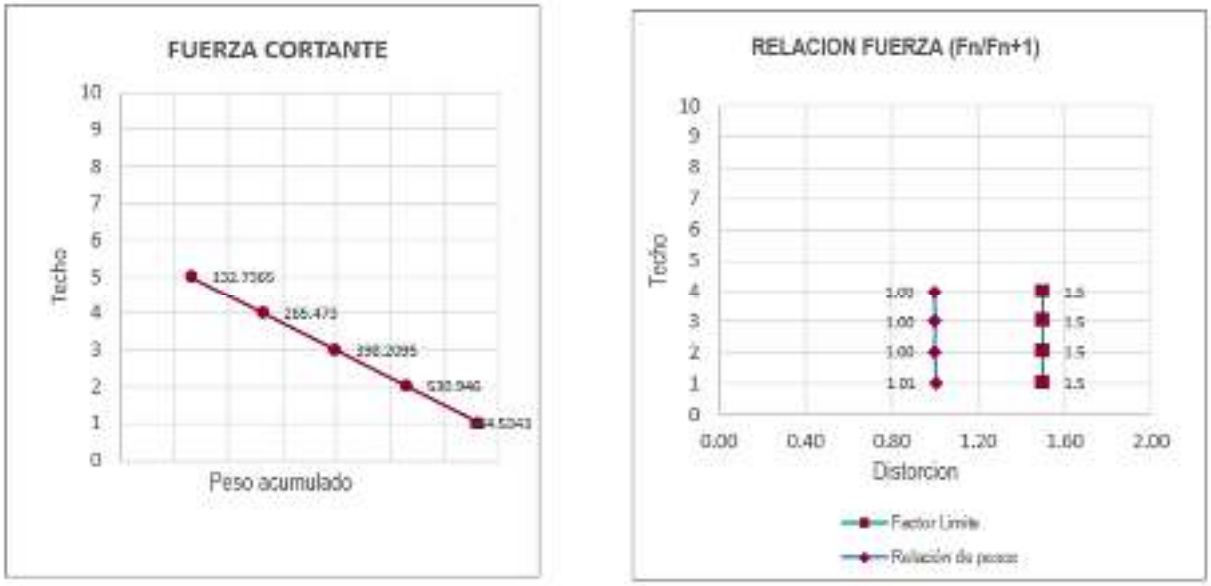
Irregularidad de masa o peso – Bloque B

PESO DE EDIFICACION		CARGA	PESO POR NIVEL	FACTOR	VALOR LIMITE	VERIFICACION DE IRREGULARIDAD
TECHO	CASO DE CARGA	tonf				
Story5	PESO SISMICO	132.7365	132.7365			
Story4	PESO SISMICO	265.473	132.7365	1.00	1.5	REGULAR
Story3	PESO SISMICO	398.2095	132.7365	1.00	1.5	REGULAR
Story2	PESO SISMICO	530.946	132.7365	1.00	1.5	REGULAR
Story1	PESO SISMICO	664.5343	133.5883	1.01	1.5	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 51

Irregularidad de masa o peso – Bloque B



Fuente: Elaboración propia

Se realizo la evaluación del bloque C-D, se obtuvo que es regular.

Tabla 93

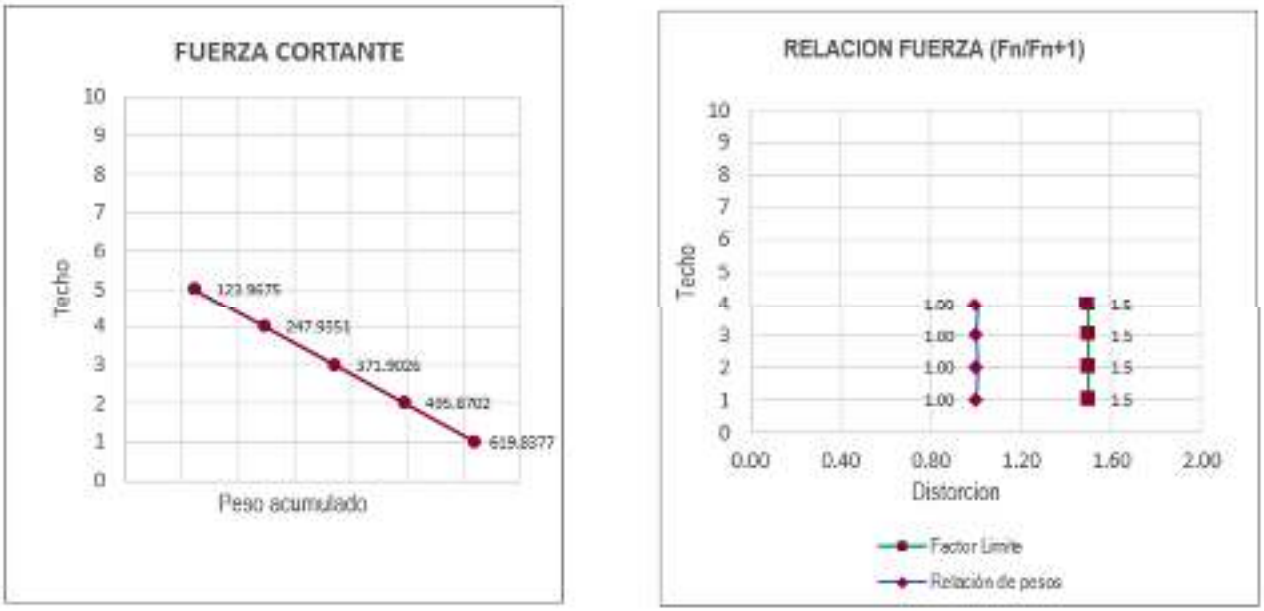
Irregularidad de masa o peso – Bloque C-D

PESO DE EDIFICACION		CARGA	PESO POR NIVEL	FACTOR	VALOR LIMITE	VERIFICACION DE IRREGULARIDAD
TECHO	CASO DE CARGA	tonf				
Story5	PESO SISMICO	123.9675	123.9675			
Story4	PESO SISMICO	247.9351	123.9676	1.00	1.5	REGULAR
Story3	PESO SISMICO	371.9026	123.9675	1.00	1.5	REGULAR
Story2	PESO SISMICO	495.8702	123.9676	1.00	1.5	REGULAR
Story1	PESO SISMICO	619.8377	123.9675	1.00	1.5	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 52

Irregularidad de masa o peso – Bloque C-D



Fuente: Elaboración propia

→ Irregularidad geométrica vertical

Esta irregularidad al igual que el sistema de Albañileria confinada se está tomando la misma distribución arquitectónica típica en todos los niveles podemos decir que no **presenta este tipo de irregularidad**.

→ Discontinuidad en los sistemas resistentes

Existe esta irregularidad cuando, en cualquier elemento que resiste más de 10% de la fuerza cortante, se tiene un desalineamiento vertical, tanto por un cambio de orientación, como por un desplazamiento del eje de magnitud mayor que 25% de la correspondiente dimensión del elemento.

Todos los muros portantes nacen desde la cimentación con la misma ubicación sin presentar cambios de sección o de orientación en su eje debido a la arquitectura típica por planta por lo cual **no presenta este tipo de irregularidad**.

IRREGULARIDA ESTRUCTURAL EN PLANTA

→ Irregularidad torsional

Existe esta irregularidad, cuando en cualquiera de las direcciones de análisis, en un entrepiso la rigidez lateral es menor que 70% de la rigidez lateral del entrepiso inmediato superior, o es menor que 80% de la rigidez lateral promedio de los tres niveles superiores adyacentes.

Existe irregularidad torsional si se cumple que, en cualquiera de las direcciones de análisis, el máximo desplazamiento relativo de entrepiso de un extremo del edificio en esa dirección, calculado incluyendo excentricidad accidental, es mayor que 1.3 veces el desplazamiento relativo promedio de los extremos del mismo entrepiso.

Se evaluó el bloque A y no presenta esta irregularidad.

Tabla 94

Verificación de Irregularidad torsional – Bloque A – Dirección x-x

TECHO	CASO DE CARGA	DIRECCION	Deriva	Deriva Limite	50% Deriva LIMITE	RESULTADO
Story5	Deriva X	X	0.001814	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story4	Deriva X	X	0.002036	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story3	Deriva X	X	0.002066	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story2	Deriva X	X	0.00182	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story1	Deriva X	X	0.001058	0.005	0.0025	NO PROCEDE

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 53

Verificación de Irregularidad torsional – Bloque A – Dirección x-x



Fuente: Elaboración propia

Tabla 95

Verificación de Irregularidad torsional – Bloque A – Dirección y-y

TECHO	CASO DE CARGA	DIRECCION	Deriva	Deriva Limite	50% Deriva LIMITE	RESULTADO
Story5	Deriva Y	Y	0.001279	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story4	Deriva Y	Y	0.001574	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story3	Deriva Y	Y	0.001866	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story2	Deriva Y	Y	0.001704	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story1	Deriva Y	Y	0.001224	0.005	0.0025	NO PROCEDE

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 54

Irregularidad torsional – Bloque A – Dirección y-y



Fuente: Elaboración propia

Se evaluó el bloque B, no presenta esta irregularidad.

Tabla 96

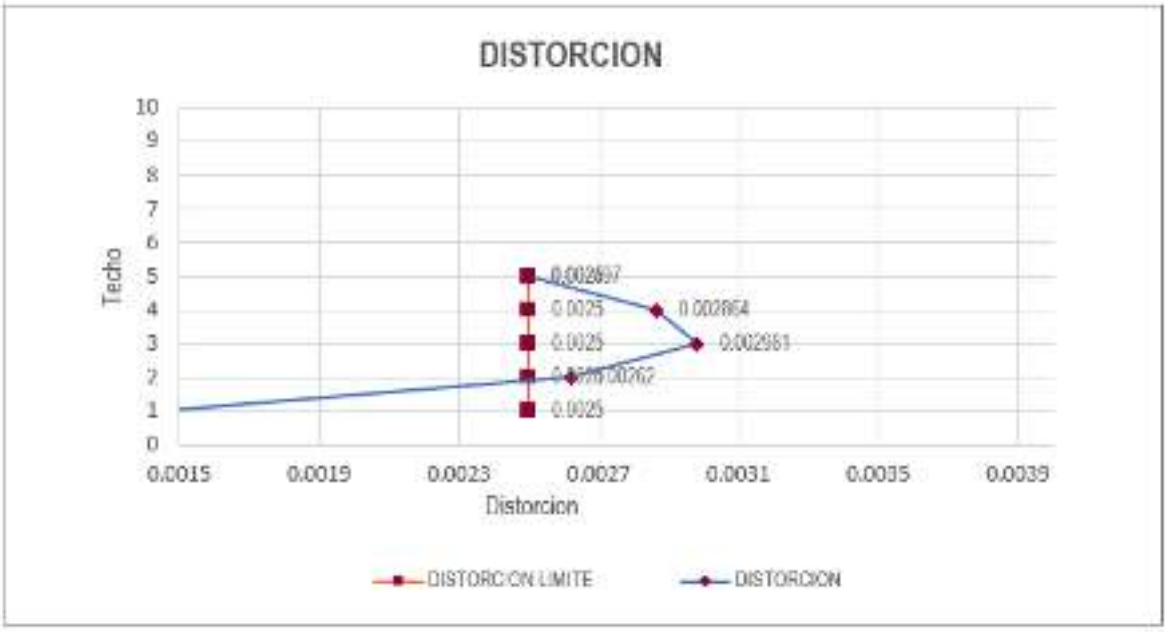
Verificación de Irregularidad torsional – Bloque B – Dirección x-x

TECHO	CASO DE CARGA	DIRECCION	Deriva	Deriva Limite	50% Deriva LIMITE	RESULTADO
Story5	Deriva X	X	0.002497	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story4	Deriva X	X	0.002864	0.005	0.0025	PROCEDE
Story3	Deriva X	X	0.002981	0.005	0.0025	PROCEDE
Story2	Deriva X	X	0.00262	0.005	0.0025	PROCEDE
Story1	Deriva X	X	0.001465	0.005	0.0025	NO PROCEDE

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 55

Verificación Irregularidad torsional – Bloque B – Dirección x-x



Fuente: Elaboración propia

Tabla 97

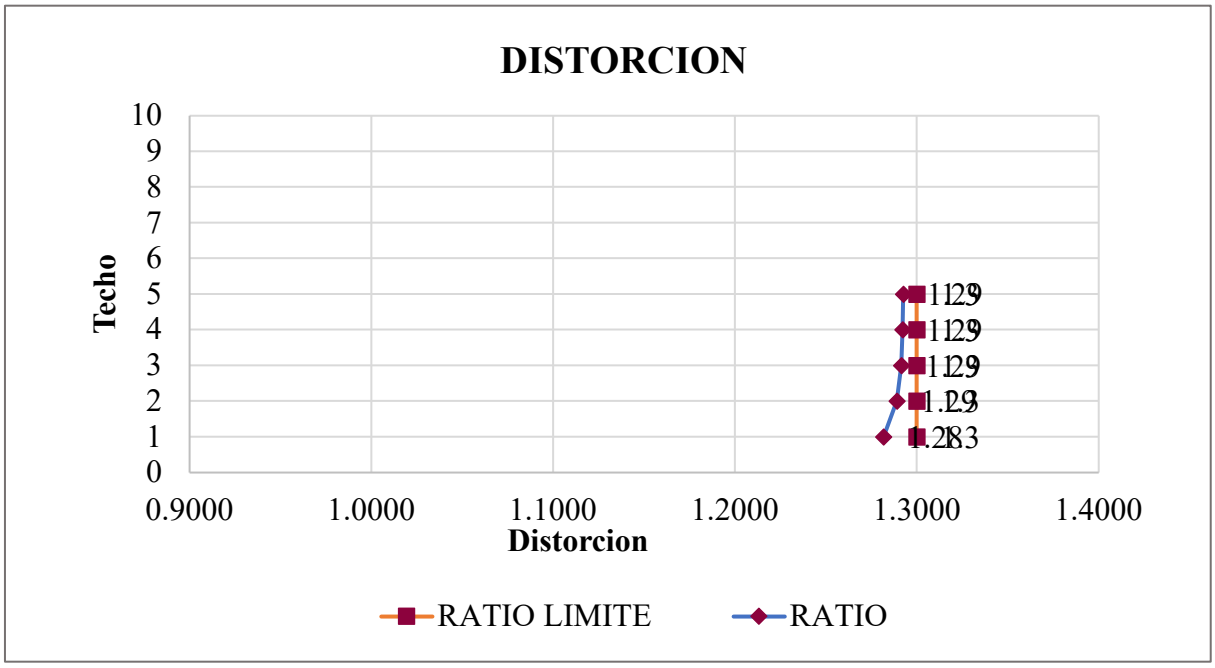
Irregularidad torsional – Bloque B – Dirección x-x

TECHO	CASO DE CARGA	DIRECCION	Máxima	Promedio	RATIO	Es irregular si	
			m	m	MAXIMA / PROMEDIO	Ratio < 1.3	
Story5	SDinX	X	0.01508	0.011667	1.29	1.3	REGULAR
Story4	SDinX	X	0.012063	0.009335	1.29	1.3	REGULAR
Story3	SDinX	X	0.008597	0.006656	1.29	1.3	REGULAR
Story2	SDinX	X	0.004976	0.00386	1.29	1.3	REGULAR
Story1	SDinX	X	0.001788	0.001395	1.28	1.3	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 56

Irregularidad torsional – Bloque B – Dirección x-x



Fuente: Elaboración propia

Tabla 98

Irregularidad torsional – Bloque B – Dirección x-x

TECHO	CASO DE CARGA	DIRECCION	Deriva	Deriva Limite	50% Deriva LIMITE	RESULTADO
Story5	Deriva X	X	0.002125	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story4	Deriva X	X	0.002298	0.005	0.0025	PROCEDE
Story3	Deriva X	X	0.002264	0.005	0.0025	PROCEDE
Story2	Deriva X	X	0.001901	0.005	0.0025	PROCEDE
Story1	Deriva X	X	0.001039	0.005	0.0025	NO PROCEDE

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 57

Verificación Irregularidad torsional – Bloque B – Dirección y-y



Fuente: Elaboración propia

Se evaluó el bloque C-D y no presenta esta irregularidad.

Tabla 99

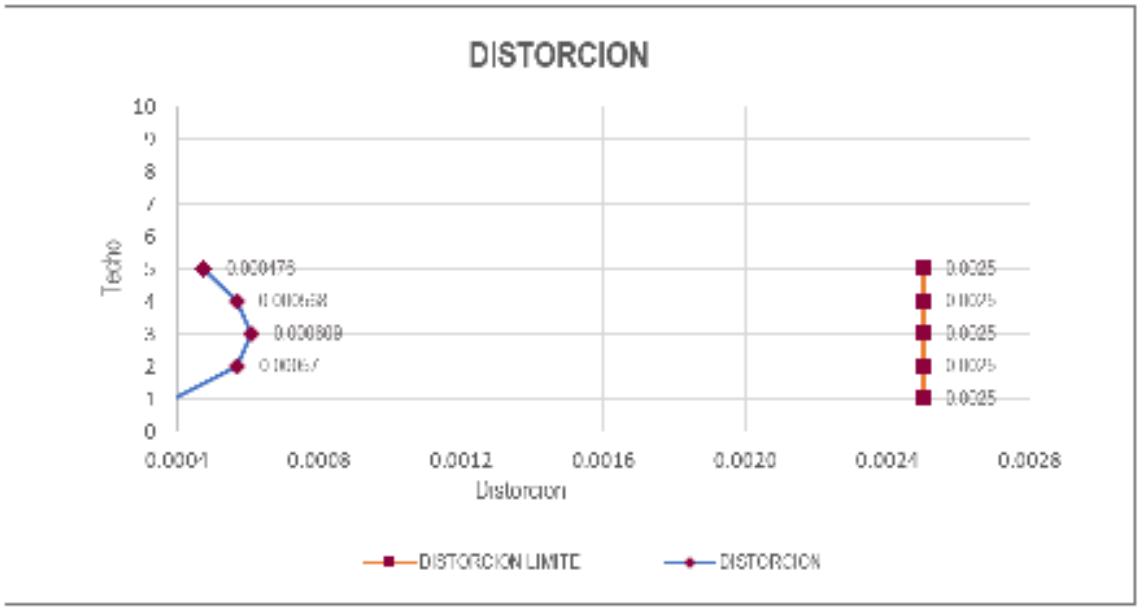
Verificación de Irregularidad torsional – Bloque C-D – Dirección x-x

TECHO	CASO DE CARGA	DIRECCION	Deriva	Deriva Limite	50% Deriva LIMITE	RESULTADO
Story5	Deriva X	X	0.000476	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story4	Deriva X	X	0.000568	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story3	Deriva X	X	0.000609	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story2	Deriva X	X	0.00057	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story1	Deriva X	X	0.000392	0.005	0.0025	NO PROCEDE

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 58

Irregularidad torsional – Bloque C-D – Dirección x-x



Fuente: Elaboración propia

Tabla 100

Verificación de Irregularidad torsional – Bloque C-D – Dirección y-y

TECHO	CASO DE CARGA	DIRECCION	Deriva	Deriva Limite	50% Deriva LIMITE	RESULTADO
Story5	Deriva X	X	0.002344	0.005	0.0025	NO PROCEDE
Story4	Deriva X	X	0.002763	0.005	0.0025	PROCEDE
Story3	Deriva X	X	0.002963	0.005	0.0025	PROCEDE
Story2	Deriva X	X	0.002713	0.005	0.0025	PROCEDE
Story1	Deriva X	X	0.001546	0.005	0.0025	NO PROCEDE

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 59

Irregularidad torsional – Bloque C-D – Dirección y-y



Fuente: Elaboración propia

Tabla 101

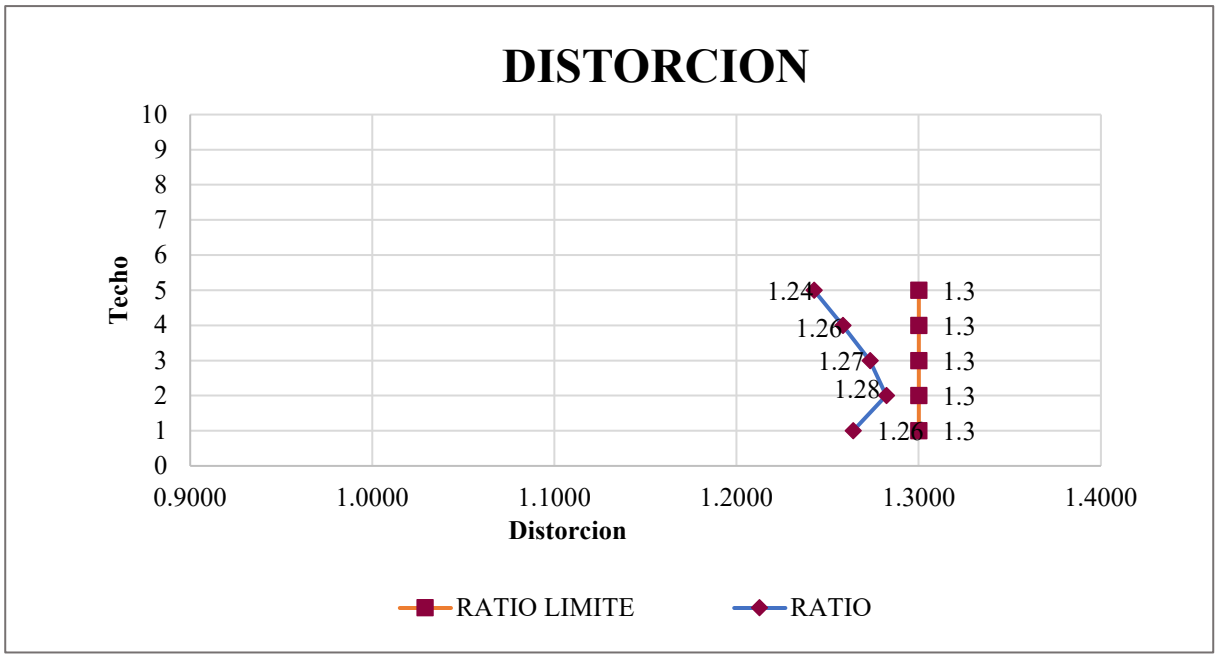
Irregularidad torsional – Bloque C-D – Dirección y-y

TECHO	CASO DE CARGA	DIRECCION	Máxima	Promedio	RATIO	Es irregular si	
			m	m	MAXIMA PROMEDIO	Ratio < 1.3	
Story5	SDinY	Y	0.034292	0.0276	1.24	1.3	REGULAR
Story4	SDinY	Y	0.02782	0.02211	1.26	1.3	REGULAR
Story3	SDinY	Y	0.020166	0.015837	1.27	1.3	REGULAR
Story2	SDinY	Y	0.011913	0.009291	1.28	1.3	REGULAR
Story1	SDinY	Y	0.004328	0.003424	1.26	1.3	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 60

Irregularidad torsional – Bloque C-D – Dirección y-y



Fuente: Elaboración propia

→ Esquinas entrantes

Existe irregularidad por esquinas entrantes si se cumple: A>0.20B y C>0.20D.

Los bloques A y C-D por su geometría ortogonal no presente este tipo de irregularidad a diferencia del bloque B, el cual comparando las medidas de los quiebres en su esquina hagan que tenga esta irregularidad.

Tabla 102

Esquinas entrantes – Bloque B – Dirección x-x

DIRECCION	DIMENSION TOTAL EN PLANTA	DIMENSION DE ESQUINA ENTRANTE	20% DE LA DIMENSION TOTAL EN PLANTA	Es irregular si
	m	m	m	DIMENSION DE ESQUINA ENTRANTE > 20% DIMENSION TOTAL EN PLANTA
X	14.71	8.43	2.942	IRREGULAR
X	14.40	8.00	2.88	IRREGULAR

Fuente: Elaboración propia

Tabla 103

Esquinas entrantes – Bloque B – Dirección y-y

DIRECCION	DIMENSION TOTAL EN PLANTA	DIMENSION DE ESQUINA ENTRANTE	20% DE LA DIMENSION TOTAL EN PLANTA	Es irregular si
				DIMENSION DE ESQUINA ENTRANTE > 20% DIMENSION TOTAL EN PLANTA
	m	m	m	
Y	8.99	4.79	1.798	IRREGULAR

Fuente: Elaboración propia

Figura 154

Bloque B – Vista en planta – Acotado



Fuente: Elaboración propia.

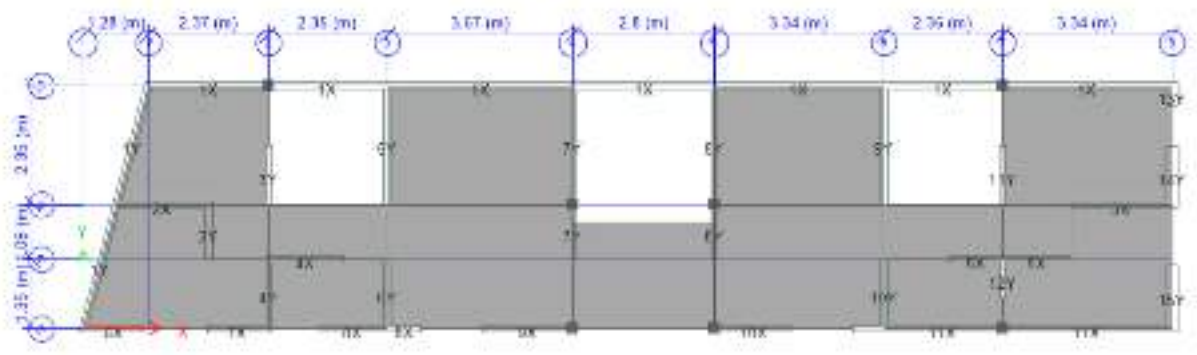
→ Discontinuidad del diafragma

Existe esta irregularidad si los diafragmas tienen discontinuidades abruptas o variaciones importantes en rigidez, incluyendo aberturas mayores que 50% del área bruta del diafragma.

Debido a las disposiciones arquitectónicas solo el bloque C-D presenta vanos en su losa, pero al ser evaluada se verifica que no tiene esta irregularidad.

Figura 155

Bloque C-D – Vista en planta – Vacíos



Fuente: Elaboración propia.

Tabla 104

Discontinuidad del diafragma – Bloque C-D

TECHO	LONGITUD X	LONGITUD Y	AREA DEL DIAFRAGMA	AREA DISCONTINUA	A_{DIC} / A_{DIAF}	Es irregular si A_{DIC} / A_{DIAF} > 50%	
	m	m	m^2	m^2			
Story5	21.02	4.93	103.6286	16.83	16.24%	50.00%	REGULAR
Story4	21.02	4.93	103.6286	16.83	16.24%	50.00%	REGULAR
Story3	21.02	4.93	103.6286	16.83	16.24%	50.00%	REGULAR
Story2	21.02	4.93	103.6286	16.83	16.24%	50.00%	REGULAR
Story1	21.02	4.93	103.6286	16.83	16.24%	50.00%	REGULAR

Fuente: Elaboración propia

→ Sistemas no paralelos

Se considera esta irregularidad cuando en cualquiera de las direcciones de análisis los elementos resistentes a fuerzas laterales no son paralelos, se aplica siempre y cuando el ángulo sea mayor a 30° y cuando el elemento resista más del 10% de la fuerza cortante del piso**.**

El bloque A solo presenta elementos ortogonales, el bloque B y C-D si presentan muros en diagonal, pero estos no presentan un ángulo mayor que 30° ni tampoco resisten más del 10% de la cortante por piso respectivamente.

4.2.2.5.3. Resumen de irregularidades

→ Bloque A

Tabla 105

Resumen de irregularidades en altura – Bloque A

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	la DIR X-X	la DIR Y-Y
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	1.00	1.00
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	1.00	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	1.00	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	1.00	1.00
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	1.00	1.00
Valor más crítico	**1.00**	**1.00**

Fuente: Elaboración propia

Tabla 106

Resumen de irregularidades en planta – Bloque A

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	la DIR X-X	la DIR Y-Y
Irregularidad Torsional	1.00	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	1.00	1.00
Discontinuidad del Diafragma	1.00	1.00
Sistemas no Paralelos	1.00	1.00
Valor más crítico	**1.00**	**1.00**

Fuente: Elaboración propia

Tabla 107

Resumen de irregularidad– Bloque A

COEFICIENTE DE REDUCCION DE LAS FUERZAS SISMICAS	Dirección	la	Ip	R
	X-X	1.00	1.00	3.00
	Y-Y	1.00	1.00	3.00

Fuente: Elaboración propia

→ Bloque B

Tabla 108

Resumen de irregularidades en altura – Bloque B

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	la DIR X-X	la DIR Y-Y
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	1.00	1.00
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	1.00	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	1.00	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	1.00	1.00
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	1.00	1.00
Valor más crítico	**1.00**	**1.00**

Fuente: Elaboración propia

Tabla 109

Resumen de irregularidades en planta – Bloque B

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	la DIR X-X	la DIR Y-Y
Irregularidad Torsional	1.00	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	0.90	0.90
Discontinuidad del Diafragma	1.00	1.00
Sistemas no Paralelos	1.00	1.00
Valor más crítico	**0.90**	**0.90**

Fuente: Elaboración propia

Tabla 110

Resumen de irregularidad– Bloque B

COEFICIENTE DE REDUCCION DE LAS FUERZAS SISMICAS	Dirección	la	Ip	R
	X-X	1.00	0.90	2.70
	Y-Y	1.00	0.90	2.70

Fuente: Elaboración propia

→ **Bloque C-D**

Tabla 111

Resumen de irregularidades en altura – Bloque C-D

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	la DIR X-X	la DIR Y-Y
Irregularidad de Rigidez – Piso Blando	1.00	1.00
Irregularidades de Resistencia – Piso Débil	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	1.00	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	1.00	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	1.00	1.00
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	1.00	1.00
Valor más crítico	**1.00**	**1.00**

Fuente: Elaboración propia

Tabla 112

Resumen de irregularidades en planta – Bloque C-D

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	la DIR X-X	la DIR Y-Y
Irregularidad Torsional	1.00	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	1.00	1.00
Discontinuidad del Diafragma	1.00	1.00
Sistemas no Paralelos	1.00	1.00
Valor más crítico	**1.00**	**1.00**

Fuente: Elaboración propia

Tabla 113

Resumen de irregularidad– Bloque C-D

COEFICIENTE DE	Dirección	la	Ip	R
REDUCCION DE LAS	X-X	1.00	1.00	3.00
FUERZAS SISMICAS	Y-Y	1.00	1.00	3.00

Fuente: Elaboración propia

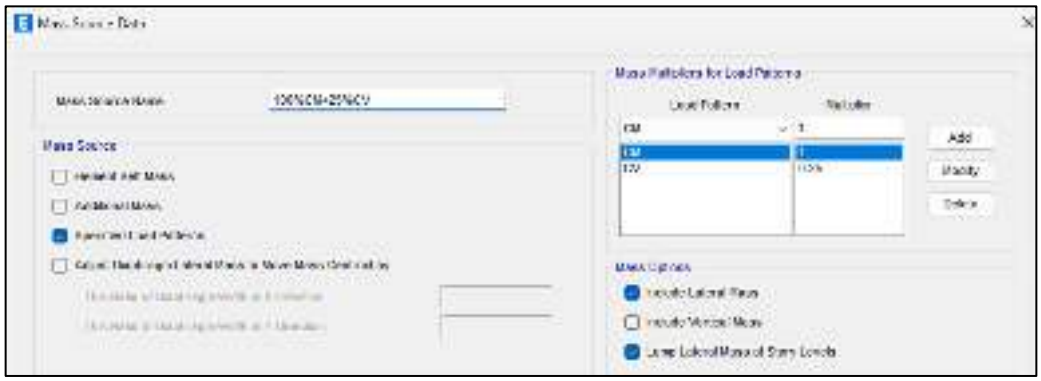
En la verificación de irregularidades se ha determinado que los bloques A y C-D no presentan condiciones que comprometan la regularidad estructural, por lo cual su factor de reducción de fuerzas sísmicas (R) no se ve afectado. Por otro lado, en el bloque B se han identificado irregularidades asociadas a la presencia de esquinas entrantes y a la torsión. Sin embargo, al evaluarse la importancia relativa de estas condiciones, se considera que prima la irregularidad torsional, la cual determina la afectación directa sobre el valor del factor de reducción de fuerzas (R), resultando en un ajuste más conservador para este bloque.

4.2.2.5.4. Peso sísmico

En la configuración del modelo estructural dentro de ETABS, se definió el peso sísmico efectivo conforme a lo estipulado en la Norma Técnica E.030 – Diseño Sismorresistente. Para edificaciones de uso común (vivienda multifamiliar en este caso).

Figura 156

Configuración en ETABS V21.2 – Peso sísmico – Todos los bloques



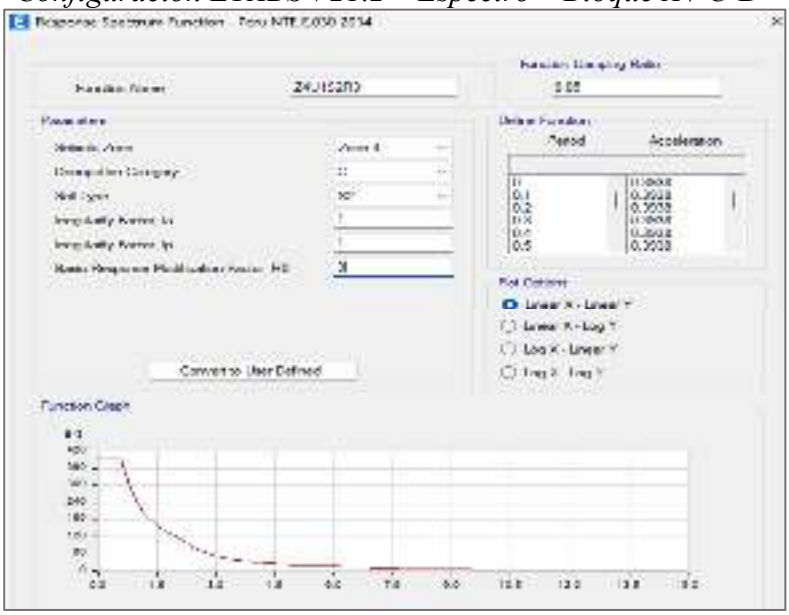
Fuente: Elaboración propia – ETABS V21.2

4.2.2.5.5. Espectro respuesta

Para el análisis sísmico se ha considerado el empleo del método dinámico modal espectral, por lo que resulta necesario definir el espectro de respuesta de diseño conforme a lo establecido en la Norma Técnica E.030 – Diseño Sismorresistente. El espectro de respuesta se ha construido en función de los parámetros sísmicos característicos de la ubicación del proyecto, considerando la zonificación sísmica correspondiente al distrito de Pimentel, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque. Asimismo, se incluyen los factores de suelo, importancia y reducción de respuesta sísmica determinados en la etapa previa de caracterización estructural.

Figura 157

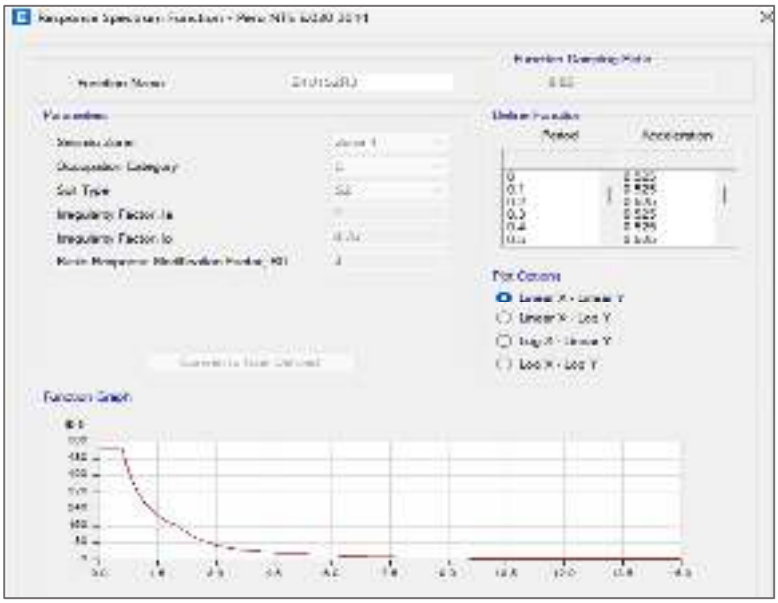
Configuración ETABS V21.2 – Espectro – Bloque A / C-D



Fuente: Elaboración propia - ETABS

Figura 158

Configuración ETABS V21.2 – Espectro – Bloque B



Fuente: Elaboración propia - ETABS

4.2.2.5.6. Verificación de coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R)

En este caso, y de manera simplificada, se ha optado por considerar directamente que los muros de albañilería armada absorben la mayor parte de los esfuerzos cortantes, debido a la alta densidad de muros en ambas direcciones. Este criterio resulta razonable, dado que la configuración estructural garantiza que dichos elementos actúen como los principales responsables de la resistencia sísmica. Por lo tanto, se confirma que la adopción del coeficiente R = 3.0 resulta técnicamente consistente con la tipología estructural de la edificación.

4.2.2.5.7. Análisis modal

Del modelo realizado se obtiene el porcentaje de masa que participa en el análisis. Según la Norma E.030, se debe considerar que el porcentaje de masa participativa sea mayor al 90% para todos los modos empleados.

Tabla 114

Modos de vibración – Bloque A

Caso	Modo	Periodo sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Ritz	1	**0.258**	0.0067	**0.7859**	0	0.0067	0.7859	0
Ritz	2	**0.228**	**0.7005**	0.01	0	0.7072	0.7959	0
Ritz	3	0.179	0.0493	0.0023	0	0.7565	0.7981	0
Ritz	4	0.077	0.0003	0.1461	0	0.7568	0.9442	0
Ritz	5	0.062	1.67E-01	0.0006	0	0.924	0.9448	0
Ritz	6	0.051	0.0134	0.0007	0	0.9374	0.9455	0
Ritz	7	0.041	3.26E-05	0.0397	0	0.9375	0.9853	0
Ritz	8	0.031	4.18E-02	0.0001	0	0.9792	0.9854	0
Ritz	9	0.028	8.00E-04	0.0114	0	0.98	0.9968	0
Ritz	10	0.027	0.0017	1.40E-03	0	0.9817	0.9981	0
Ritz	11	0.023	1.00E-04	0.0018	0	0.9818	0.9999	0
Ritz	12	0.022	0.0146	0.00E+00	0	0.9964	0.9999	0
Ritz	13	0.019	0.0002	4.11E-05	0	0.9966	1	0
Ritz	14	0.018	3.40E-03	9.33E-07	0	1	1	0
Ritz	15	0.016	5.35E-06	1.64E-05	0	1	1	0

Fuente: Elaboración propia – ETABS

Tabla 115

Modos de vibración – Bloque B

Caso	Modo	Periodo sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Ritz	1	0.285	0.6542	0.0024	7.48E-07	0.6542	0.0024	7.48E-07
Ritz	2	0.2	0.0273	0.6263	1.00E-04	0.6815	0.6287	1.00E-04
Ritz	3	0.146	0.0715	0.1186	0.0002	0.7529	0.7473	0.0003
Ritz	4	0.079	0.147	1.00E-04	8.47E-07	0.8999	0.7474	0.0003
Ritz	5	0.056	2.10E-03	0.1751	0.0128	0.902	0.9225	0.0131
Ritz	6	0.05	0.0009	0.0045	0.3217	0.9029	0.927	0.3348
Ritz	7	0.047	2.30E-03	0.0014	0.0127	0.9052	0.9284	0.3475
Ritz	8	0.043	2.99E-02	6.70E-03	0.0183	0.9352	0.9351	0.3658
Ritz	9	0.04	5.70E-03	9.00E-04	0.0428	0.9408	0.9361	0.4085
Ritz	10	0.039	0.0301	1.00E-04	0.0223	0.9709	0.9362	0.4308
Ritz	11	0.028	1.00E-04	4.56E-02	1.58E-05	0.9711	0.9818	0.4309
Ritz	12	0.026	2.27E-02	1.00E-04	0.0011	0.9938	0.982	0.4319
Ritz	13	0.019	1.00E-03	1.67E-02	0.0004	0.9948	0.9987	0.4323
Ritz	14	0.017	4.60E-03	6.00E-04	0.0027	0.9993	0.9993	0.4349
Ritz	1	0.285	0.6542	0.0024	7.48E-07	0.6542	0.0024	7.48E-07

Fuente: Elaboración propia - ETABS

Tabla 116

Modos de vibración – Bloque C-D

Caso	Modo	Periodo sec	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Ritz	1	0.274	0.0007	0.7143	0	0.0007	0.7143	0
Ritz	2	0.21	0.1761	0.0333	0	0.1769	0.7476	0
Ritz	3	0.124	0.6419	0.0031	0	0.8188	0.7507	0
Ritz	4	0.076	0.003	0.1607	0	0.8217	0.9114	0
Ritz	5	0.061	4.03E-02	0.0159	0	0.862	0.9273	0
Ritz	6	0.041	0.0906	0.0006	0	0.9527	0.9278	0
Ritz	7	0.039	1.00E-03	0.0413	0	0.9537	0.9691	0
Ritz	8	0.035	1.86E-05	4.08E-05	0	0.9537	0.9691	0
Ritz	9	0.035	1.78E-05	0.0012	0	0.9537	0.9704	0
Ritz	10	0.034	0.0004	1.10E-03	0	0.954	0.9715	0
Ritz	11	0.034	1.00E-04	0.0012	0	0.9542	0.9727	0
Ritz	12	0.033	4.00E-04	7.00E-04	0	0.9545	0.9733	0
Ritz	13	0.032	0.0075	4.40E-03	0	0.962	0.9778	0
Ritz	14	0.027	9.34E-07	7.70E-03	0	0.962	0.9855	0
Ritz	15	0.026	3.39E-05	4.53E-05	0	0.9621	0.9855	0

Fuente: Elaboración propia - ETABS

4.2.2.5.8. Análisis de desplazamientos laterales

Según la Norma E.030 se limita la deformación de una edificación durante un sismo a una deriva Drift < 0.005, para un material predominante de albañilería.

→ Bloque A

Tabla 117

Factor escala para los desplazamientos laterales – X e Y – Bloque A

R	Regular	Porcentaje	Factor
3.00		75%	2.25

Fuente: Elaboración propia

Tabla 118

Desplazamiento laterales – Dirección x-x – Bloque A

Techo	Combinación	Dirección	Drift	Verificación
Story5	Deriva X	X	0.001814	CUMPLE
Story4	Deriva X	X	0.002036	CUMPLE
Story3	Deriva X	X	0.002066	CUMPLE
Story2	Deriva X	X	0.00182	CUMPLE
Story1	Deriva X	X	0.001058	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 119

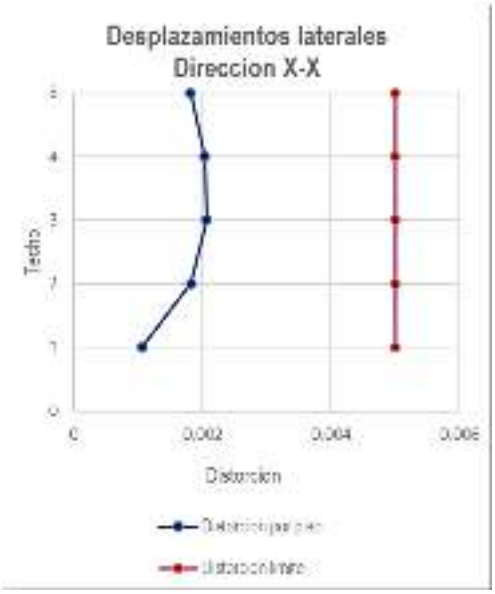
Desplazamiento laterales – Dirección y-y – Bloque A

Techo	Combinación	Dirección	Drift	Verificación
Story5	Deriva Y	Y	0.001279	CUMPLE
Story4	Deriva Y	Y	0.001574	CUMPLE
Story3	Deriva Y	Y	0.001866	CUMPLE
Story2	Deriva Y	Y	0.001704	CUMPLE
Story1	Deriva Y	Y	0.001224	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 61

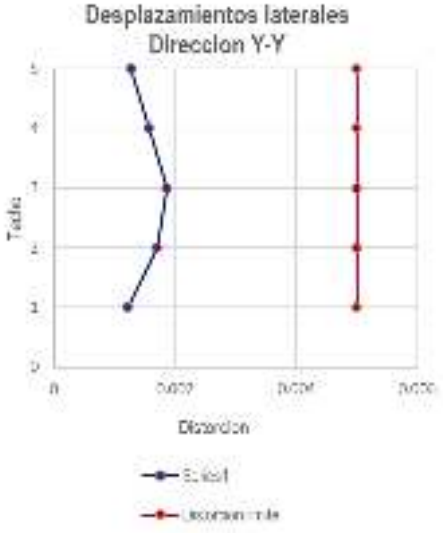
Desplazamiento laterales – Dirección x-x – Bloque A



Fuente: Elaboración propia

Gráfico 62

Desplazamiento laterales – Dirección y-y – Bloque A



Fuente: Elaboración propia

→ Bloque B

Tabla 120

Factor escala para los desplazamientos laterales – x-x – Bloque B

R	Irregular	Porcentaje	Factor
2.25		85%	2.295

Fuente: Elaboración propia

Tabla 121

Factor escala para los desplazamientos laterales – y-y – Bloque B

R	Irregular	Porcentaje	Factor
2.25		85%	2.295

Fuente: Elaboración propia

Tabla 122

Desplazamiento laterales – Dirección x-x – Bloque B

Techo	Combinación	Dirección	Drift	Verificación
Story5	Deriva X	X	0.002497	CUMPLE
Story4	Deriva X	X	0.002864	CUMPLE
Story3	Deriva X	X	0.002981	CUMPLE
Story2	Deriva X	X	0.00262	CUMPLE
Story1	Deriva X	X	0.001465	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 123

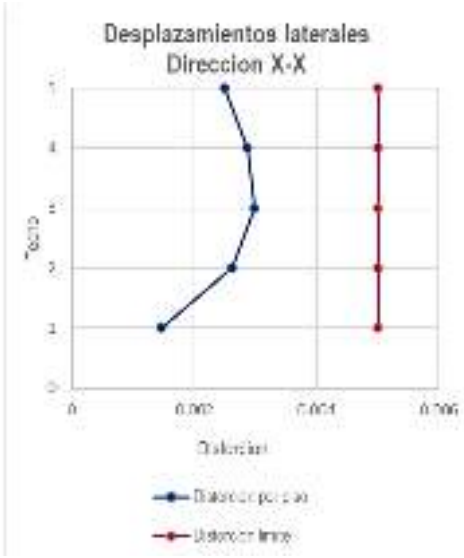
Desplazamiento laterales – Dirección y-y – Bloque B

Techo	Combinación	Dirección	Drift	Verificación
Story5	Deriva Y	Y	0.002125	CUMPLE
Story4	Deriva Y	Y	0.002298	CUMPLE
Story3	Deriva Y	Y	0.002264	CUMPLE
Story2	Deriva Y	Y	0.001901	CUMPLE
Story1	Deriva Y	Y	0.001039	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 63

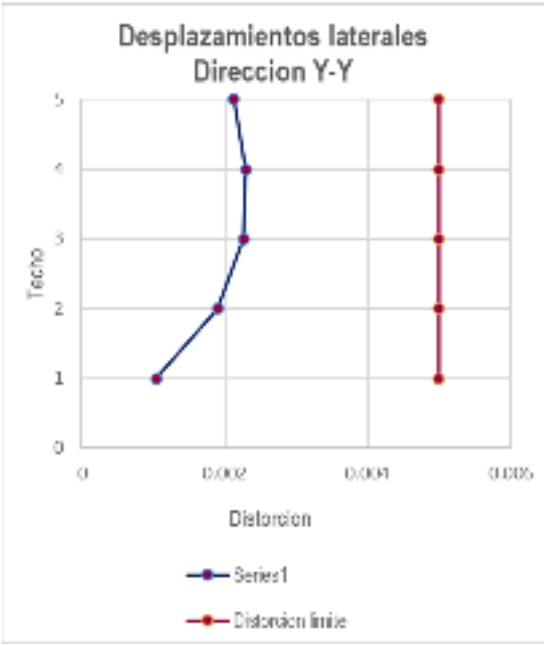
Desplazamiento laterales – Dirección x-x – Bloque B



Fuente: Elaboración propia

Gráfico 64

Desplazamiento laterales – Dirección y-y – Bloque B



Fuente: Elaboración propia

→ Bloque C-D

Tabla 124

Factor escala para los desplazamientos laterales – x-x – Bloque C-D

R	Regular	Porcentaje	Factor
3.00		75%	2.25

Fuente: Elaboración propia

Tabla 125

Factor escala para los desplazamientos laterales – y-y – Bloque C-D

R	Regular	Porcentaje	Factor
3.00		75%	2.25

Fuente: Elaboración propia

Tabla 126

Desplazamiento laterales – Dirección x-x – Bloque C-D

Techo	Combinación	Dirección	Drift	Verificación
Story5	Deriva X	X	0.000476	CUMPLE
Story4	Deriva X	X	0.000568	CUMPLE
Story3	Deriva X	X	0.000609	CUMPLE
Story2	Deriva X	X	0.00057	CUMPLE
Story1	Deriva X	X	0.000392	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Tabla 127

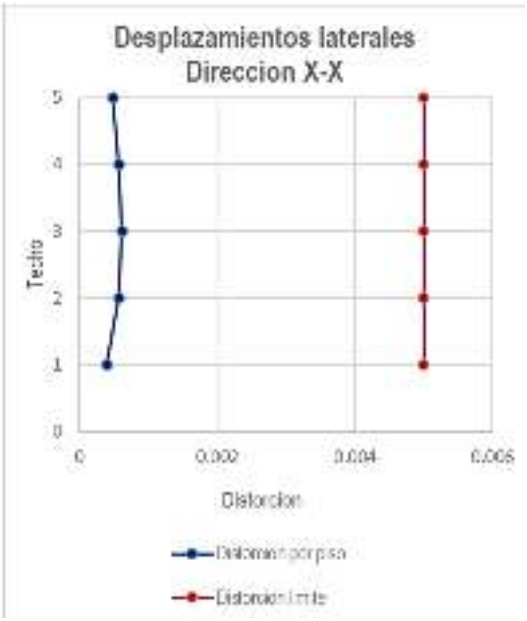
Desplazamiento laterales – Dirección y-y – Bloque C-D

Techo	Combinación	Dirección	Drift	Verificación
Story5	Deriva Y	Y	0.002344	CUMPLE
Story4	Deriva Y	Y	0.002763	CUMPLE
Story3	Deriva Y	Y	0.002963	CUMPLE
Story2	Deriva Y	Y	0.002713	CUMPLE
Story1	Deriva Y	Y	0.001546	CUMPLE

Fuente: Elaboración propia

Gráfico 65

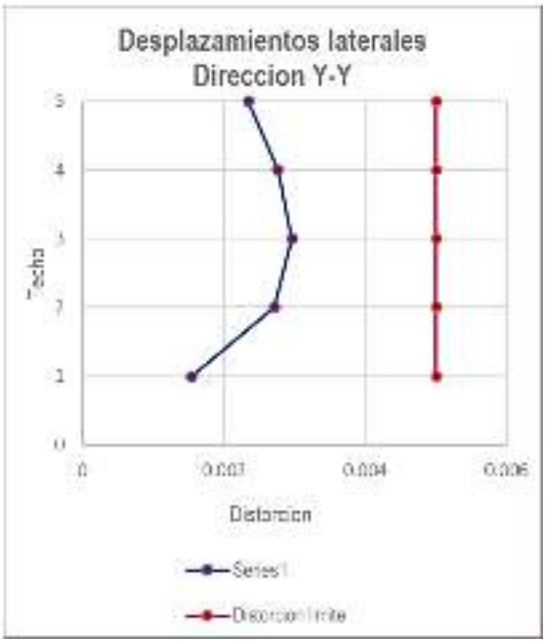
Desplazamiento laterales – Dirección x-x – Bloque C-D



Fuente: Elaboración propia

Gráfico 66

Desplazamiento laterales – Dirección y-y – Bloque C-D



Fuente: Elaboración propia

4.2.2.5.9. Análisis de fuerzas sísmicas

De acuerdo con lo establecido en la Norma Técnica E.030, el cortante basal obtenido del análisis dinámico espectral debe ser, como mínimo, el 80% del cortante basal estático equivalente. Ahora utilizando los parámetros sísmicos establecidos para los módulos se calcula el cortante estático y el factor de amplificación de la fuerza sísmica para el diseño estructural.

→ Bloque A

Tabla 128

Factor escala cortante dinámica – x-x – Bloque A

Cortante Estática	Cortante Dinámica	Regular	Porcentaje	FACTOR DE ESCALA
tonf	tonf			
324.45	235.65		80%	1.10

Fuente: Elaboración propia

Tabla 129

Factor escala cortante dinámica – y-y – Bloque A

Cortante Estática	Cortante Dinámica	Regular	Porcentaje	FACTOR DE ESCALA
tonf	tonf			
324.45	257.55		80%	1.01

Fuente: Elaboración propia

→ Bloque B

Tabla 130

Factor escala cortante dinámica – x-x – Bloque B

Cortante Estática	Cortante Dinámica	Irregular	Porcentaje	FACTOR DE ESCALA
tonf	tonf			
277.28	202.52		90%	1.23

Fuente: Elaboración propia

Tabla 131

Factor escala cortante dinámica – y-y – Bloque B

Cortante Estática	Cortante Dinámica	Irregular	Porcentaje	FACTOR DE ESCALA
tonf	tonf			
277.28	200.41		90%	1.25

Fuente: Elaboración propia

→ Bloque C-D

Tabla 132

Factor escala cortante dinámica – x-x – Bloque C-D

Cortante Estática	Cortante Dinámica	Regular	Porcentaje	FACTOR DE ESCALA
tonf	tonf			
230.84	163.83		80%	1.13

Fuente: Elaboración propia

Tabla 133

Factor escala cortante dinámica – y-y – Bloque C-D

Cortante Estática	Cortante Dinámica	Regular	Porcentaje	FACTOR DE ESCALA
tonf	tonf			
230.84	177.43		80%	1.04

Fuente: Elaboración propia

4.2.2.6. Diseño de muros de albañilería armada

El bloque analizado adopta un sistema estructural de albañilería armada, conformado por muros de unidades de albañilería reforzadas mediante refuerzo vertical y horizontal de acero, adecuadamente anclado y embebido en concreto líquido (grout), lo que permite una participación conjunta del mampuesto y del refuerzo en la resistencia estructural. Este sistema proporciona un comportamiento sismorresistente adecuado, conforme a los criterios establecidos en la Norma Técnica E.070 del Reglamento Nacional de Edificaciones.

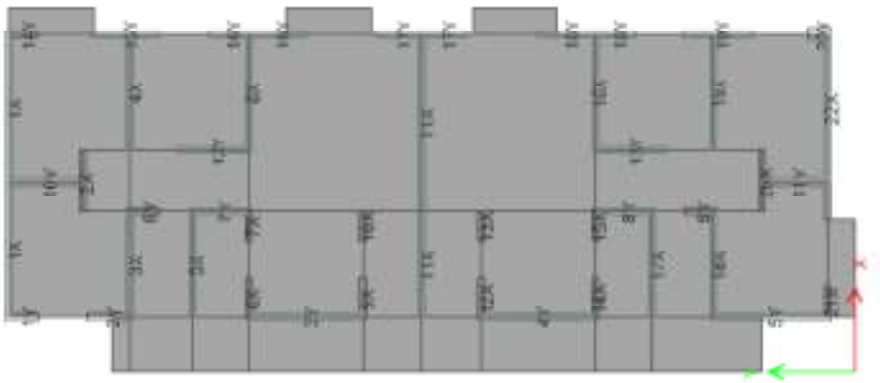
Para el diseño estructural se consideró la interacción entre la albañilería y el refuerzo, evaluándose la respuesta del sistema frente a acciones sísmicas moderadas y severas, de acuerdo con los estados límite de servicio y de resistencia definidos por la norma. Asimismo, se verificaron de manera específica los muros que presentan las mayores demandas de deformación y de esfuerzos internos, identificados a partir del modelo estructural, con el objetivo de garantizar una adecuada rigidez global del edificio, controlar la fisuración y evitar concentraciones de esfuerzos que puedan comprometer el desempeño sísmico del sistema.

4.2.2.6.1. Asignación de elementos Piers

Se asignarán una nomenclatura para cada muro que será analizado para el diseño de muros de albañilería armada y muros de concreto armado, a partir de esta nomenclatura se podrá identificar cada muro para su respectivo análisis

Figura 159

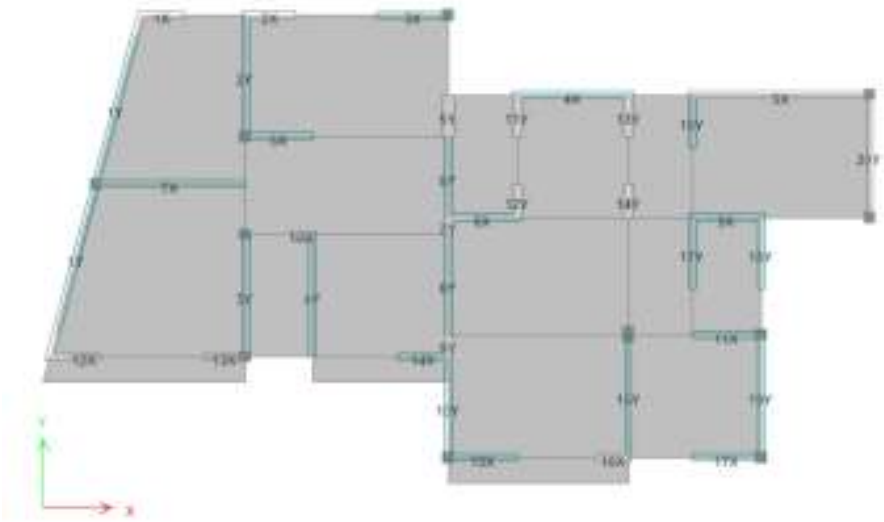
DEFINICION DE PIERS - BLOQUE A



Fuente: Elaboración propia – ETABS

Figura 160

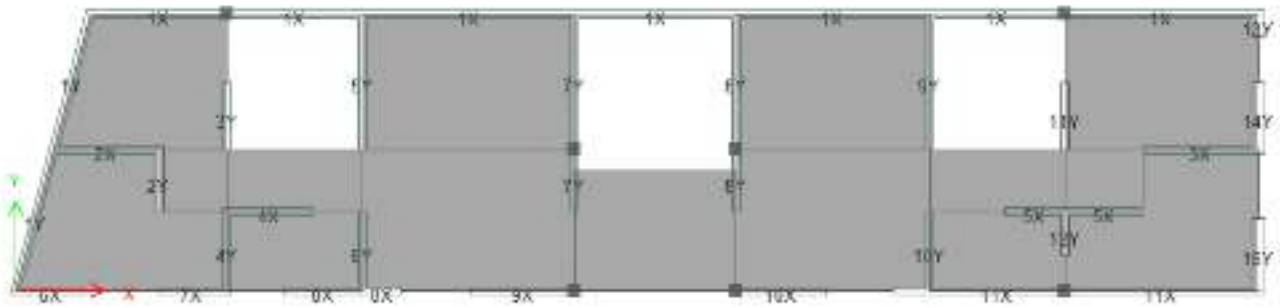
DEFINICION DE PIERS - BLOQUE B



Fuente: Elaboración propia – ETABS

Figura 161

DEFINICION DE PIERS - BLOQUE C-D



Fuente: Elaboración propia – ETABS

4.2.2.6.2. Verificación de Espesor Efectivo De Muros "T"

Para el espesor efectivo "t" mínimo será:

$$t = \frac{h}{20} = \frac{2.60}{20} = 0.13$$

Según E.070-19.1; Donde "h" es la altura entre los elementos de arriostre horizontales o la altura efectiva de pandeo; en conclusión, de colocaran muros de soga con un espesor de 14cm ya que los 3 bloques A , B y C-D tienen la misma altura el espesor será considerando de la misma manera en todos los bloques.

4.2.2.6.3. Verificación de Densidad de Muros

La densidad de Muros será verificada mediante la siguiente expresión

$$\frac{\sum L * t}{Ap} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

L = longitud total del muro incluyendo sus columnas
t = espesor efectivo
Ap: Área de planta

Figura 162

PARAMETROS SISMICOS Y PROPIEDADES PARA RELACION MODULAR

Parametros Sismicos		
Z	0.45	Zona 4
U	1.00	"C" Edificaciones Comunes
S	1.05	Suelos Intermedios
N	5.00	Número de Pisos

Relacion modular	
f'c	210 kg/cm2
f'm	95 kg/cm2
Ec	217371 kg/cm2
Em	66500 kg/cm2
n	3.27

Fuente: Elaboración propia

Figura 163

VERIFICACION DE DENSIDAD DE MUROS – BLOQUE A

Ap	115 m^2

DIRECCIÓN X-X				
Muro	L(m)	t (m)	n	Área (m2)
X1	5.86	0.14 m	1.00	**0.82**
X2	1.50	0.15 m	3.27	**0.74**
X3	1.96	0.14 m	1.00	**0.27**
X4	2.55	0.14 m	1.00	**0.36**
X5	2.45	0.14 m	1.00	**0.34**
X6	0.70	0.15 m	3.27	**0.34**
X7	0.60	0.15 m	3.27	**0.29**
X8	2.55	0.14 m	1.00	**0.36**
X9	0.70	0.15 m	3.27	**0.34**
X10	0.60	0.15 m	3.27	**0.29**
X11	6.36	0.14 m	1.00	**0.89**
X12	0.70	0.15 m	3.27	**0.34**
X13	0.60	0.15 m	3.27	**0.29**
X14	0.71	0.15 m	3.27	**0.35**
X15	0.60	0.15 m	3.27	**0.29**
X16	2.55	0.14 m	1.00	**0.36**
X17	2.45	0.14 m	1.00	**0.34**
X18	2.21	0.14 m	1.00	**0.31**
X19	2.55	0.14 m	1.00	**0.36**
X20	1.50	0.15 m	3.27	**0.74**
X21	0.71	0.15 m	3.27	**0.35**
X22	2.98	0.14 m	1.00	**0.42**
TOTAL :		$\sum L * t$		**9.20**

DIRECCIÓN Y-Y				
Muro	L(m)	t (m)	n	Área (m2)
Y1	0.66	0.15 m	3.27	**0.32**
Y2	0.94	0.15 m	3.27	**0.46**
Y3	2.25	0.14 m	1.00	**0.32**
Y4	2.25	0.14 m	1.00	**0.32**
Y5	2.25	0.14 m	1.00	**0.32**
Y6	0.65	0.15 m	3.27	**0.32**
Y7	1.25	0.14 m	1.00	**0.18**
Y8	1.10	0.14 m	1.00	**0.15**
Y9	0.65	0.14 m	3.27	**0.30**
Y10	1.45	0.14 m	1.00	**0.20**
Y11	1.20	0.14 m	1.00	**0.17**
Y12	1.80	0.14 m	1.00	**0.25**
Y13	1.65	0.14 m	1.00	**0.23**
Y14	0.59	0.15 m	3.27	**0.29**
Y15	1.54	0.14 m	1.00	**0.22**
Y16	2.21	0.14 m	1.00	**0.31**
Y17	2.36	0.14 m	1.00	**0.33**
Y18	2.21	0.14 m	1.00	**0.31**
Y19	1.54	0.14 m	1.00	**0.22**
Y20	0.44	0.14 m	3.27	**0.20**
TOTAL :		$\sum L * t$		**5.40**

Comprobando en X:
$\frac{\sum L * t}{Ap} \geq \frac{ZUSN}{56}$
0.080 ≥ 0.042
OK

Comprobando en X:
$\frac{\sum L * t}{Ap} \geq \frac{ZUSN}{56}$
0.047 ≥ 0.042
OK

Fuente: Elaboración propia

Figura 164

VERIFICACION DE DENSIDAD DE MUROS – BLOQUE B

Ap	102.67 m^2

DIRECCIÓN X-X				
Muro	L(m)	t (m)	n	Área (m2)
X1	5.86	0.14 m	1.00	**0.82**
X2	1.50	0.15 m	3.27	**0.74**
X3	1.96	0.14 m	1.00	**0.27**
X4	2.55	0.14 m	1.00	**0.36**
X5	2.45	0.14 m	1.00	**0.34**
X6	0.70	0.15 m	3.27	**0.34**
X7	0.60	0.15 m	3.27	**0.29**
X8	2.55	0.14 m	1.00	**0.36**
X9	0.70	0.15 m	3.27	**0.34**
X10	0.60	0.15 m	3.27	**0.29**
X11	6.36	0.14 m	1.00	**0.89**
X12	0.70	0.15 m	3.27	**0.34**
X13	0.60	0.15 m	3.27	**0.29**
X14	0.71	0.15 m	3.27	**0.35**
X15	0.60	0.15 m	3.27	**0.29**
X16	2.55	0.14 m	1.00	**0.36**
X17	2.45	0.14 m	1.00	**0.34**
X18	2.21	0.14 m	1.00	**0.31**
X19	2.55	0.14 m	1.00	**0.36**
X20	1.50	0.15 m	3.27	**0.74**
X21	0.71	0.15 m	3.27	**0.35**
X22	2.98	0.14 m	1.00	**0.42**
TOTAL :		$\sum L*t$		**9.20**

DIRECCIÓN Y-Y				
Muro	L(m)	t (m)	n	Área (m2)
Y1	0.66	0.15 m	3.27	**0.32**
Y2	0.94	0.15 m	3.27	**0.46**
Y3	2.25	0.14 m	1.00	**0.32**
Y4	2.25	0.14 m	1.00	**0.32**
Y5	2.25	0.14 m	1.00	**0.32**
Y6	0.65	0.15 m	3.27	**0.32**
Y7	1.25	0.14 m	1.00	**0.18**
Y8	1.10	0.14 m	1.00	**0.15**
Y9	0.65	0.14 m	3.27	**0.30**
Y10	1.45	0.14 m	1.00	**0.20**
Y11	1.20	0.14 m	1.00	**0.17**
Y12	1.80	0.14 m	1.00	**0.25**
Y13	1.65	0.14 m	1.00	**0.23**
Y14	0.59	0.15 m	3.27	**0.29**
Y15	1.54	0.14 m	1.00	**0.22**
Y16	2.21	0.14 m	1.00	**0.31**
Y17	2.36	0.14 m	1.00	**0.33**
Y18	2.21	0.14 m	1.00	**0.31**
Y19	1.54	0.14 m	1.00	**0.22**
Y20	0.44	0.14 m	3.27	**0.20**
TOTAL :		$\sum L*t$		**5.40**

Comprobando en X:
$\frac{\sum L*t}{Ap} \geq \frac{ZUSN}{56}$
0.090 ≥ 0.042
OK

Comprobando en X:
$\frac{\sum L*t}{Ap} \geq \frac{ZUSN}{56}$
0.053 ≥ 0.042
OK

Fuente: Elaboración propia

Figura 165

VERIFICACION DE DENSIDAD DE MUROS – BLOQUE C-D

Ap	103.53 m^2

DIRECCIÓN X-X

Muro	L(m)	t (m)	n	Área (m2)
X1	5.86	0.14 m	1.00	**0.82**
X2	1.50	0.15 m	3.27	**0.74**
X3	1.96	0.14 m	1.00	**0.27**
X4	2.55	0.14 m	1.00	**0.36**
X5	2.45	0.14 m	1.00	**0.34**
X6	0.70	0.15 m	3.27	**0.34**
X7	0.60	0.15 m	3.27	**0.29**
X8	2.55	0.14 m	1.00	**0.36**
X9	0.70	0.15 m	3.27	**0.34**
X10	0.60	0.15 m	3.27	**0.29**
X11	6.36	0.14 m	1.00	**0.89**
X12	0.70	0.15 m	3.27	**0.34**
X13	0.60	0.15 m	3.27	**0.29**
X14	0.71	0.15 m	3.27	**0.35**
X15	0.60	0.15 m	3.27	**0.29**
X16	2.55	0.14 m	1.00	**0.36**
X17	2.45	0.14 m	1.00	**0.34**
X18	2.21	0.14 m	1.00	**0.31**
X19	2.55	0.14 m	1.00	**0.36**
X20	1.50	0.15 m	3.27	**0.74**
X21	0.71	0.15 m	3.27	**0.35**
X22	2.98	0.14 m	1.00	**0.42**
TOTAL :		$\sum L * t$		**9.20**

DIRECCIÓN Y-Y

Muro	L(m)	t (m)	n	Área (m2)
Y1	0.66	0.15 m	3.27	**0.32**
Y2	0.94	0.15 m	3.27	**0.46**
Y3	2.25	0.14 m	1.00	**0.32**
Y4	2.25	0.14 m	1.00	**0.32**
Y5	2.25	0.14 m	1.00	**0.32**
Y6	0.65	0.15 m	3.27	**0.32**
Y7	1.25	0.14 m	1.00	**0.18**
Y8	1.10	0.14 m	1.00	**0.15**
Y9	0.65	0.14 m	3.27	**0.30**
Y10	1.45	0.14 m	1.00	**0.20**
Y11	1.20	0.14 m	1.00	**0.17**
Y12	1.80	0.14 m	1.00	**0.25**
Y13	1.65	0.14 m	1.00	**0.23**
Y14	0.59	0.15 m	3.27	**0.29**
Y15	1.54	0.14 m	1.00	**0.22**
Y16	2.21	0.14 m	1.00	**0.31**
Y17	2.36	0.14 m	1.00	**0.33**
Y18	2.21	0.14 m	1.00	**0.31**
Y19	1.54	0.14 m	1.00	**0.22**
Y20	0.44	0.14 m	3.27	**0.20**
TOTAL :		$\sum L * t$		**5.40**

Comprobando en X:

$$\frac{\sum L * t}{Ap} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

0.089 ≥ 0.042

OK

Comprobando en X:

$$\frac{\sum L * t}{Ap} \geq \frac{ZUSN}{56}$$

0.052 ≥ 0.042

OK

Fuente: Elaboración propia

4.2.2.6.4. Verificación de Esfuerzo Axial por cargas de Gravedad

Se desarrollará de manera análoga al punto 4.1.2.6.4, obteniendo los siguientes resultados:

En el bloque A podemos observación que todos los muros en todos sus niveles cumplen con la verificación de carga axial.

Figura 166

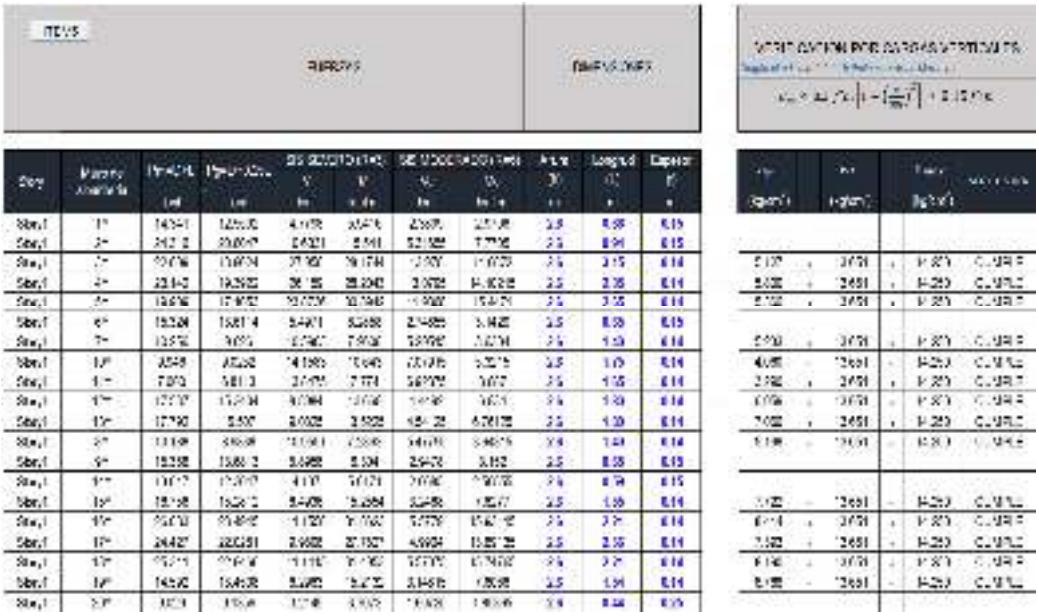
VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – BLOQUE A (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 167

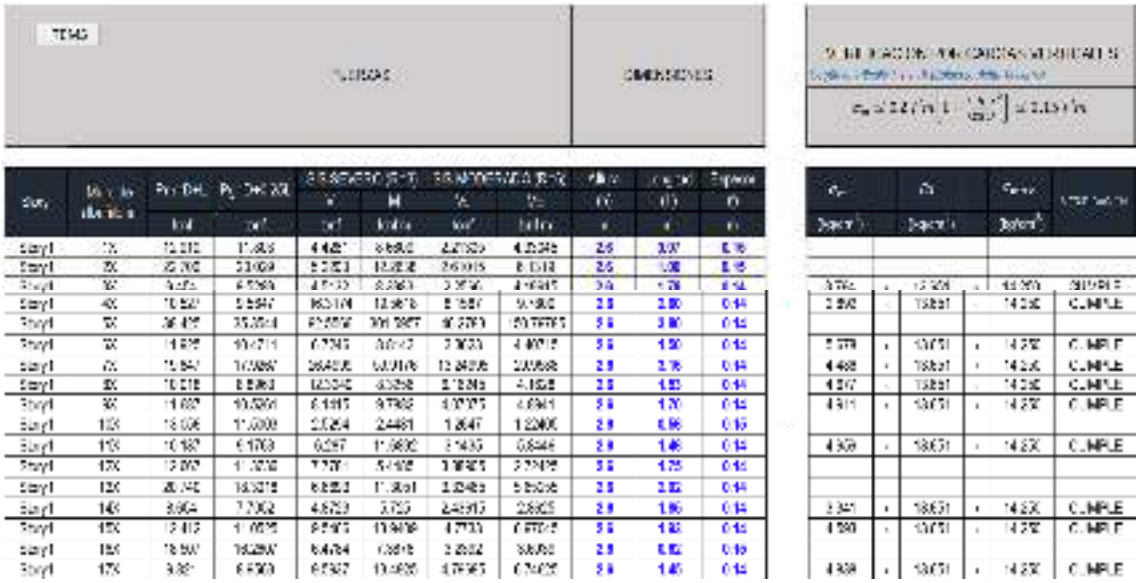
VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – BLOQUE A (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 168

VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – BLOQUE B (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 169

VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – BLOQUE B (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 170

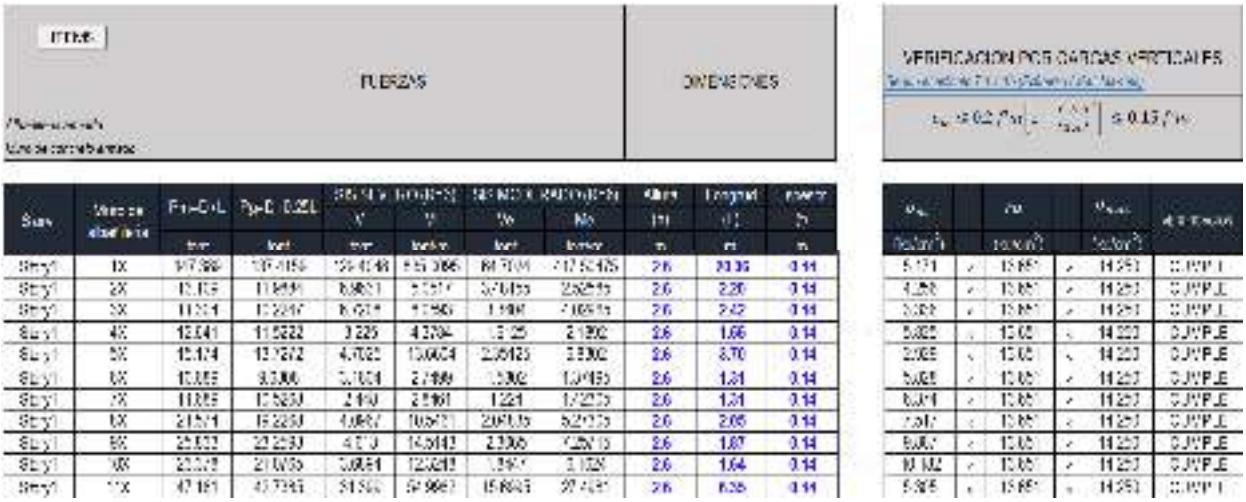
VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARGAS DE GRAVEDAD – BLOQUE B (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 171

VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARG AS DE GRAVEDAD – BLOQUE C-D (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 172

VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL POR CARG AS DE GRAVEDAD – BLOQUE C-D (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

4.2.2.6.5. Control de Fisuración

Se desarrollará de manera análoga al punto 4.1.2.6.5, obteniendo los siguientes resultados:

Figura 173

CONTROL DE FISURACION – BLOQUE A (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 174

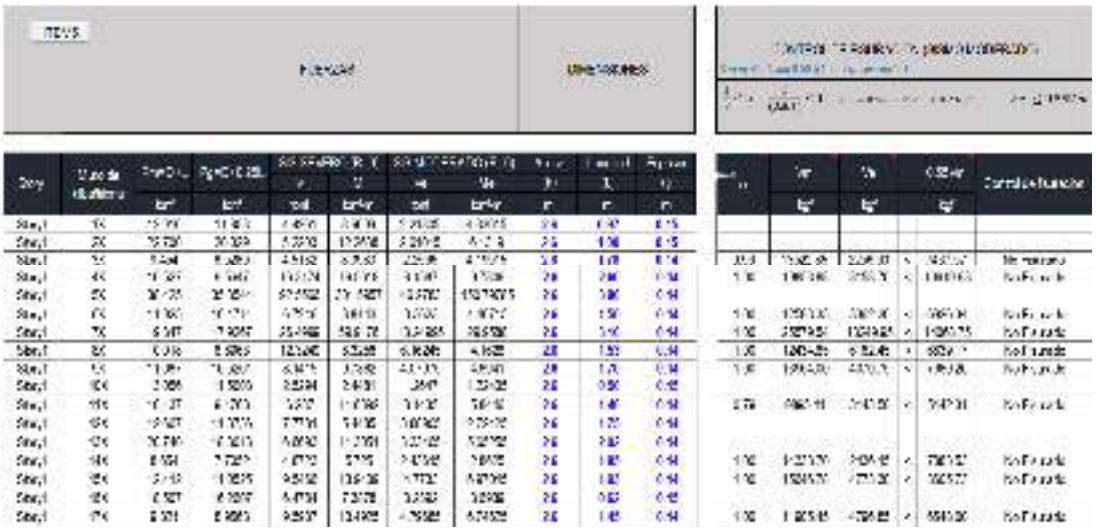
CONTROL DE FISURACION – BLOQUE A (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 175

CONTROL DE FISURACION – BLOQUE B (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 176

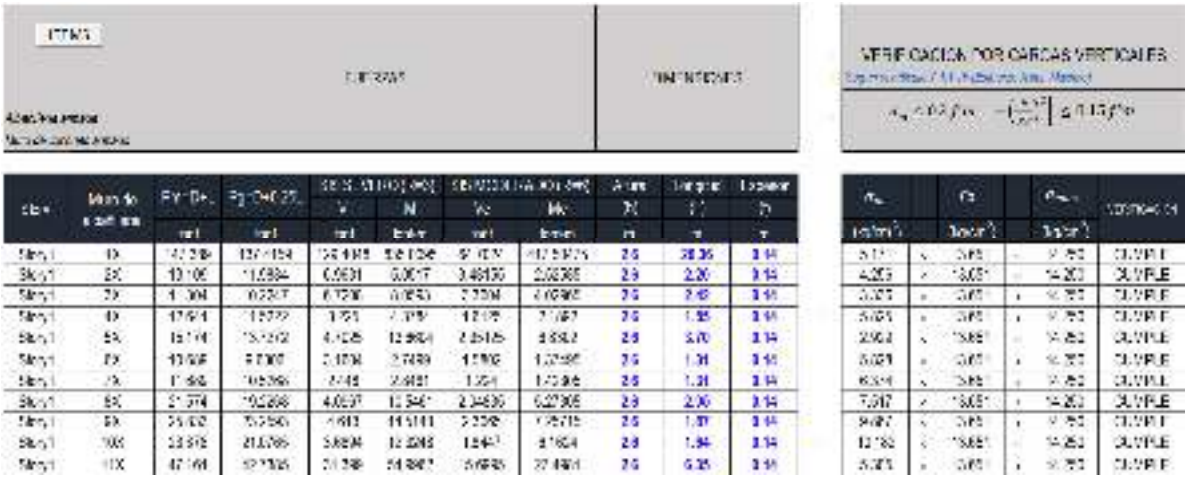
CONTROL DE FISURACION – BLOQUE B (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 177

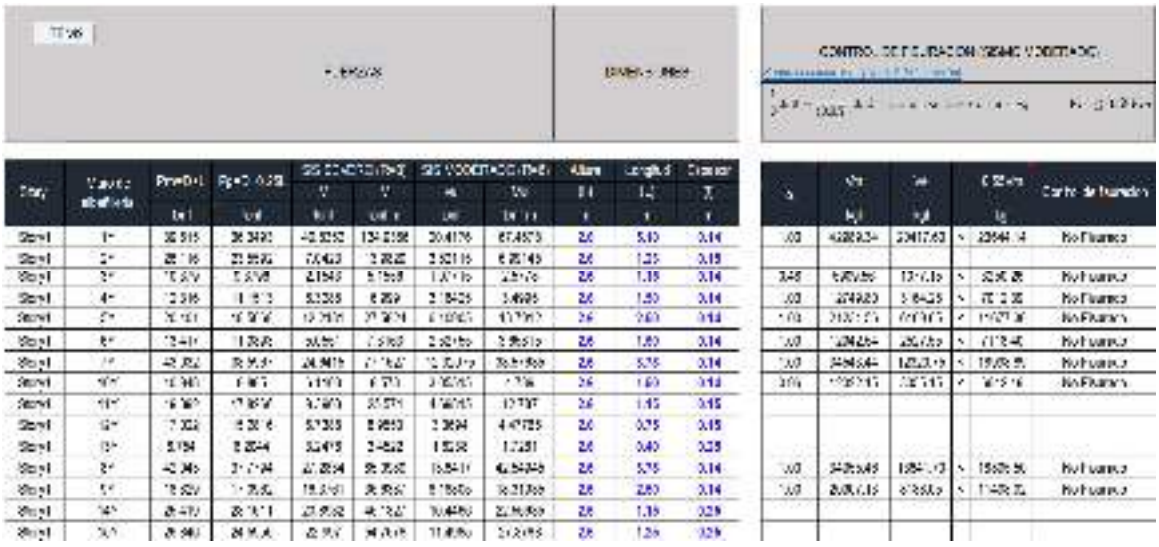
CONTROL DE FISURACION – BLOQUE C-D (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 178

CONTROL DE FISURACION – BLOQUE C-D (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

De la misma manera se analizarán los demás pisos cumpliendo con la verificación de fisuración

4.2.2.6.6. Relleno de concreto liquido o Grout

En la albañilería armada, el concreto líquido o grout es el material que permite la integración estructural entre las unidades de albañilería y el refuerzo de acero, asegurando la adecuada transmisión de esfuerzos y un comportamiento compatible con las hipótesis de diseño establecidas en la Norma Técnica E.070. Su empleo es obligatorio en todas las celdas que contienen refuerzo; sin embargo, la norma establece un criterio para definir si el muro puede ser parcial o totalmente rellenado. Se verifica que el esfuerzo cortante actuante ante sismos severos, no exceda de $0.5 \cdot Vm / An$, donde Vm es la resistencia al agrietamiento diagonal de la albañilería y An es el área neta del muro; cuando esta condición se cumple, el muro puede ejecutarse con relleno parcial, mientras que, en caso contrario, se requiere relleno total con grout para garantizar un adecuado desempeño estructural.

Se realizará la verificación para los niveles de los 3 bloques que se están analizando

Figura 179

VERIFICACION RELLENO DE CONCRETO LIQUIDO – BLOQUE A (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 180

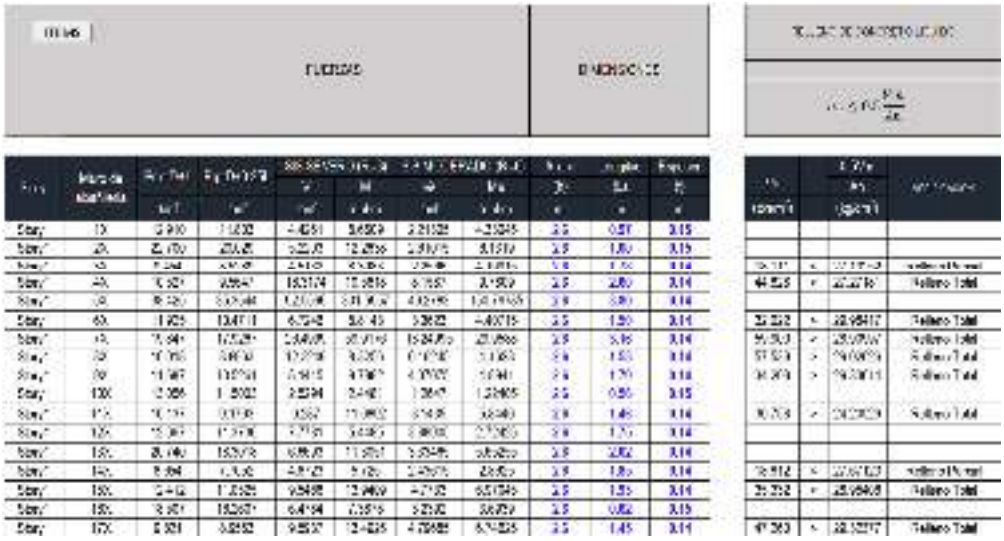
VERIFICACION RELLENO DE CONCRETO LIQUIDO – BLOQUE A (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 181

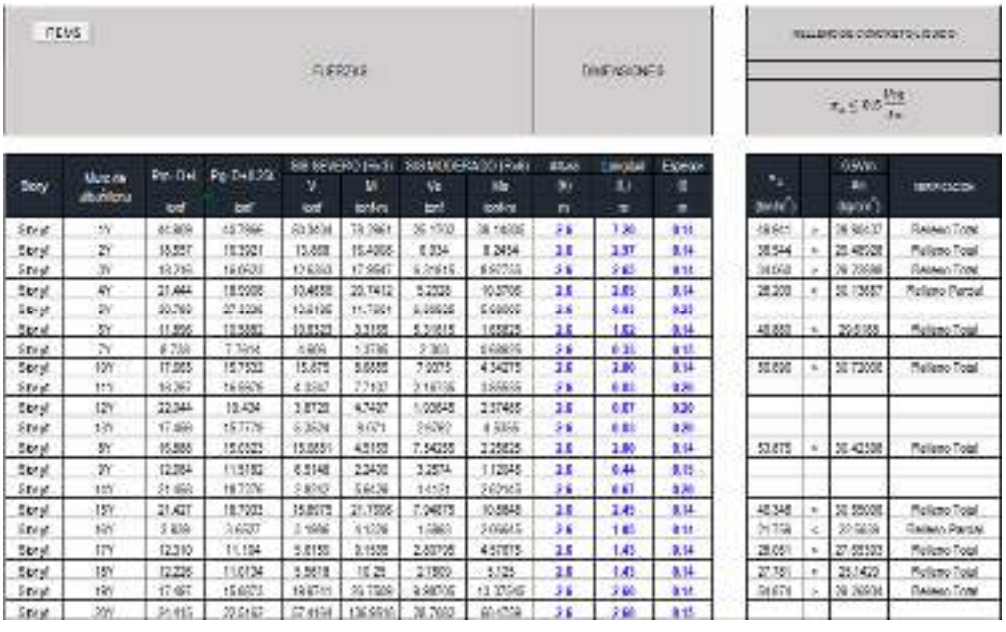
VERIFICACION RELLENO DE CONCRETO LIQUIDO – BLOQUE B (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 182

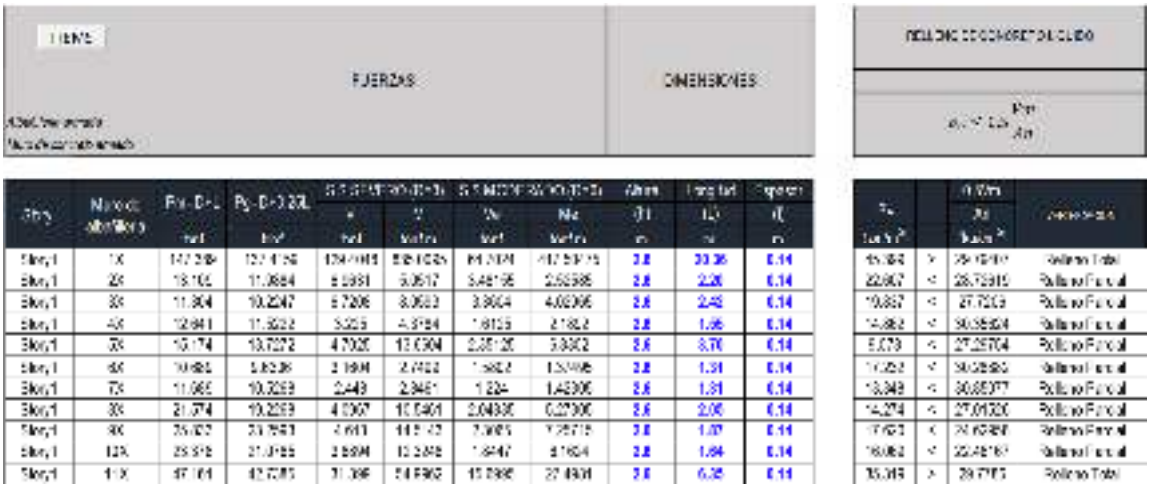
VERIFICACION RELLENO DE CONCRETO LIQUIDO – BLOQUE B (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 183

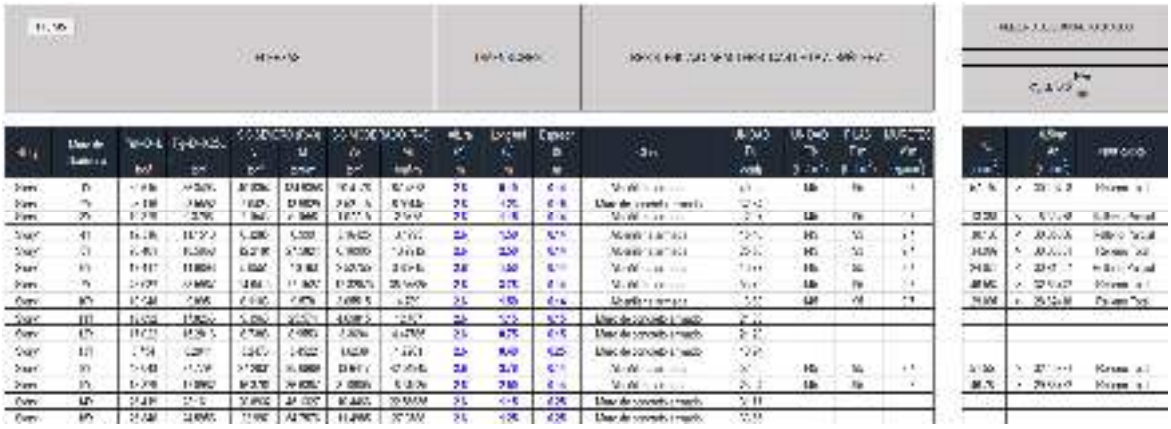
VERIFICACION RELLENO DE CONCRETO LIQUIDO – BLOQUE C-D (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 184

VERIFICACION RELLENO DE CONCRETO LIQUIDO – BLOQUE C-D (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Se tomará en todos los niveles totalmente rellenado hasta el segundo nivel y posteriormente en los niveles siguientes se considerará parcialmente rellenado habiendo hecho las verificaciones.

4.2.2.6.7. Diseño de muros

En este punto veremos el diseño de aceros vertical y horizontal con sus cuantías mínimas, luego estas serán verificadas respectivamente para el diseño tendremos en cuenta lo siguiente:

REFUERZO MINIMO HORIZONTAL

Según la norma E.070 para muros de mas de 3 niveles el espaciamiento horizontal no exedra de 200mm tomando esto en cuenta tenemos lo siguiente:

1 Ø 3/8" @0.20

As= ρmin x b x h

$$As = \frac{0.1}{100} x14cmx260cm$$

As= 3.64 cm2 =6 Ø 3/8

→1 Ø 3/8" @0.20m

En tal sentido se considerar lo siguiente, respecto al refuerzo horizontal:

→1 Ø 3/8" @0.20m→1 Ø 3/8" @cada 1 hilada

REFUERZO MINIMO VERTICAL

1 Ø 3/8" @0.40

As= ρmin x b x h

$$As = \frac{0.1}{100} x14cmx100cm$$

As= 1.40 cm2 =2 Ø 3/8

→1 Ø 3/8" @0.50m

En tal sentido se considerar lo siguiente, respecto al refuerzo horizontal:

→1 Ø 3/8" @0.40m→1 Ø 3/8" @cada 2 alveolos

LONGITUD DE DESARROLLO DE ACERO SUJETO A TRACCION

Según la norma E.070 para la longitud de desarrollo básica ldb, será mayor de los siguientes valores:

$$ldb = \frac{0.06Abfy}{fc^{1/2}} = \frac{0.06x0.71x4200}{210^{1/2}} = 12.35cm$$

$$ldb = 0.06dbfy = 0.006x0.9525x4200 = 24.003cm$$

La longitud de desarrollo ld se obtendrá aplicando la siguiente expresión:

- Para barras que tengan por debajo más de 30 cm de concreto fresco: f=1.40
- Cuando el refuerzo esté espaciado lateralmente por lo menos 15cm entre ejes y tenga recubrimiento lateral de por lo menos 7.5cm: f=0.80
- La longitud de desarrollo ld no será menor de 30 cm excepto en traslapes.

Obtenemos la siguiente expresión

Ld = ldbx1.40 = 12.35*1.40 = 17.29cm

Ld = ldbx1.40 = 24.003*1.40 = 33.60cm

→como ld ≤ 30cm→ld=30cm

Para el gancho estañar en barras longitudinales se tendrá un doble de 90° más una extensión mínima de 12db. así tenemos:

→lg=12dbx=12x0.9525=11.43cm→**lg=11.50cm**

4.2.2.6.8. Verificación de la necesidad de confinamiento en extremos libres

Se calcularán los momentos y cortantes últimos para poder analizar esta verificación y posteriormente la verificación por cortante en refuerzo horizontal, se calcularán de la siguiente manera:

Figura 185

CALCULO DE MOMENTO Y CORTANTE ULTIMO – BLOQUE A (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 186

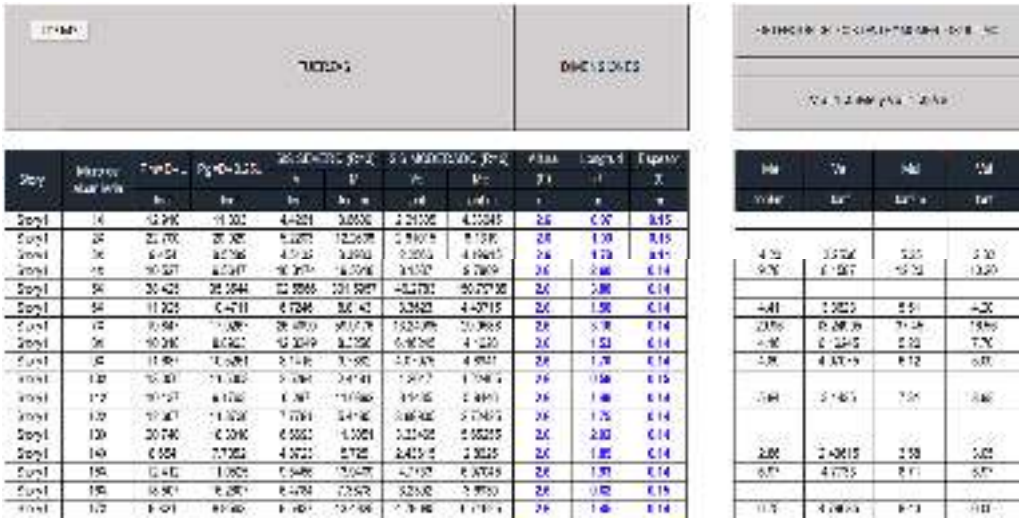
CALCULO DE MOMENTO Y CORTANTE ULTIMO – BLOQUE A (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 187

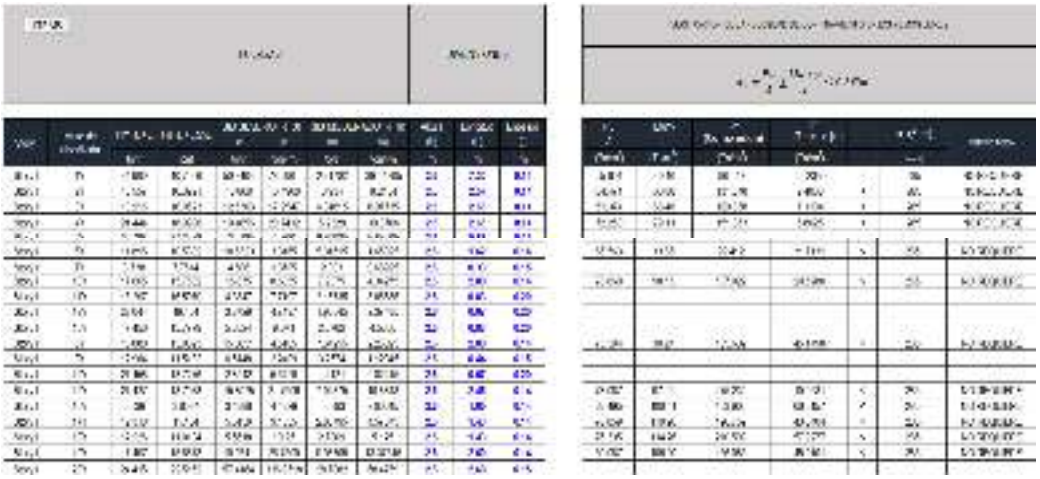
CALCULO DE MOMENTO Y CORTANTE ULTIMO – BLOQUE B (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 188

CALCULO DE MOMENTO Y CORTANTE ULTIMO – BLOQUE B (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 189

*CALCULO DE MOMENTO Y CORTANTE ULTIMO – **BLOQUE C-D (X-X)***



Fuente: Elaboración propia

Figura 190

CALCULO DE MOMENTO Y CORTANTE ULTIMO – BLOQUE C-D (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Una vez obtenidos los momentos y cortantes últimos pasamos hacer la verificación de la necesidad de confinamiento en los extremos libres, se debe verificar que el esfuerzo de compresión ultimo σu, sea menor que 30% del valor de f'm

$$\sigma u = \frac{Pu}{A} \pm \frac{Mu*y}{I} \leq 0.3\ f'm \quad ; \text{Donde:}$$

Pu: carga total del muro, considerando 100% de sobrecarga y amplificada por 1.25

Figura 191

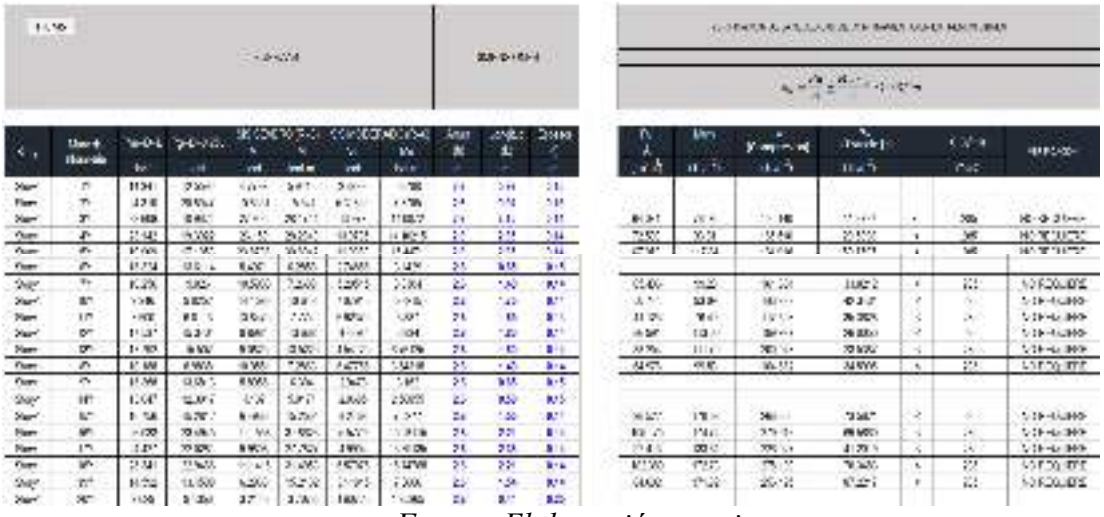
VERIFICACION DE CONFINAMIENTO EN EXTREMOS LIBRES – BLOQUE A (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 192

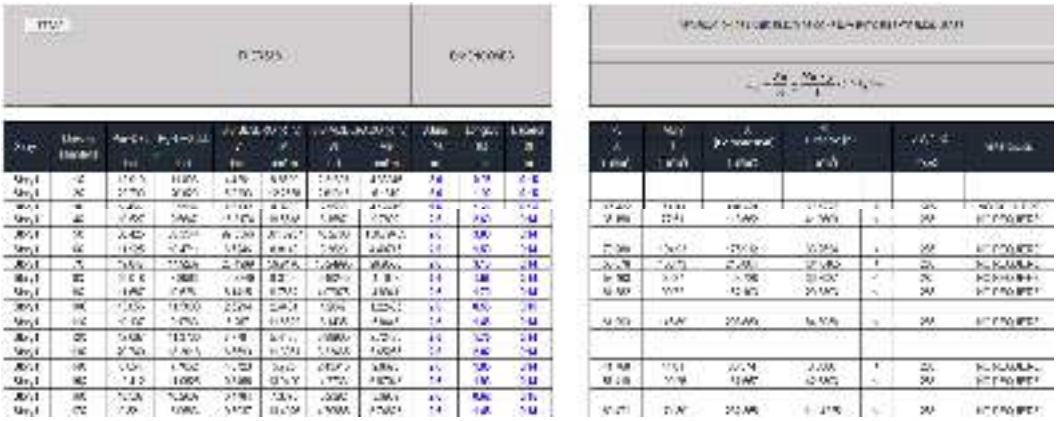
VERIFICACION DE CONFINAMIENTO EN EXTREMOS LIBRES – BLOQUE A (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 193

VERIFICACION DE CONFINAMIENTO EN EXTREMOS LIBRES – BLOQUE B (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 194

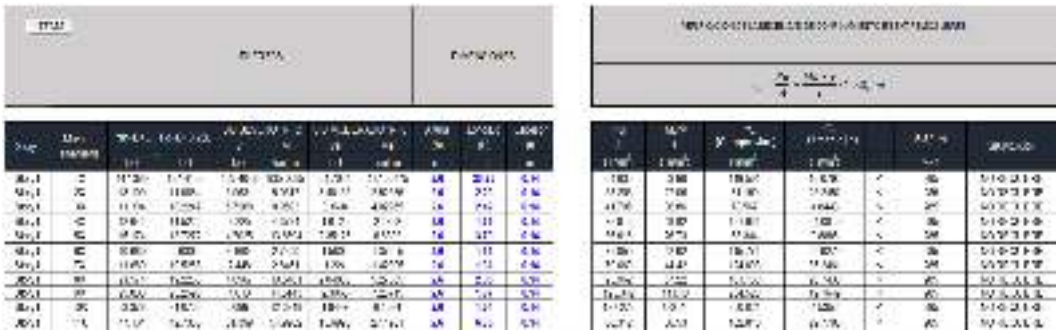
VERIFICACION DE CONFINAMIENTO EN EXTREMOS LIBRES – BLOQUE B (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 195

VERIFICACION DE CONFINAMIENTO EN EXTREMOS LIBRES – BLOQUE C-D (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 196

VERIFICACION DE CONFINAMIENTO EN EXTREMOS LIBRES – BLOQUE C-D (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Como se aprecia en el análisis vemos que ningún muro están requiriendo elementos de confinamiento en ningunos de los bloques analizados

4.2.2.6.9. Calculo de Factor de Reducción de Resistencia Ø

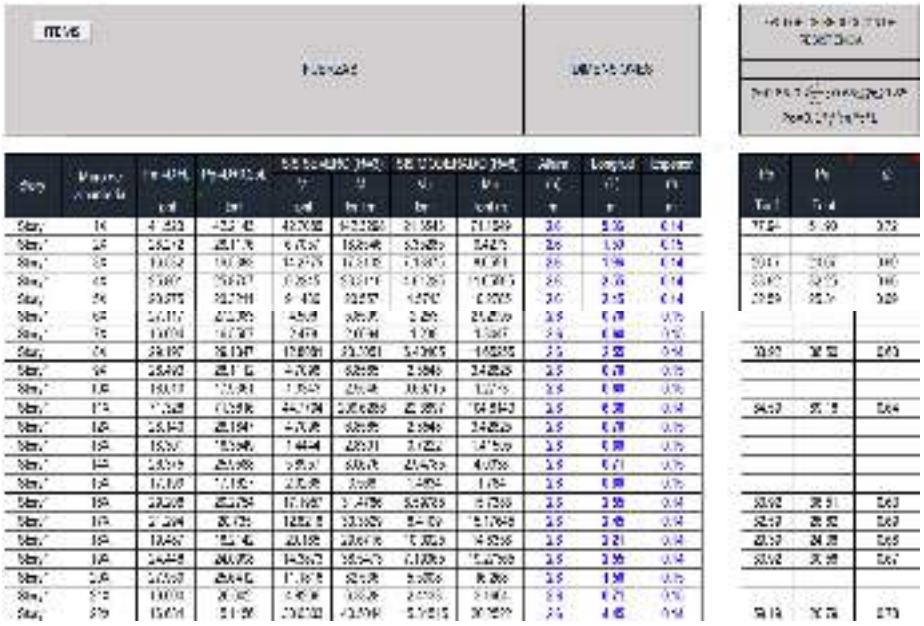
El factor de reducción se calculará mediante la siguiente formula, Según la Norma E.070:

$$\emptyset = 0.85 - 0.2\frac{Pu}{Po}$$; Donde:

- $0.65 \leq \emptyset \leq 0.85$
- $Po = 0.1\, f'm * t * L$
- Pu= Carga total del muro, considerando 100% de sobrecarga y amplificada por 1.25

Figura 197

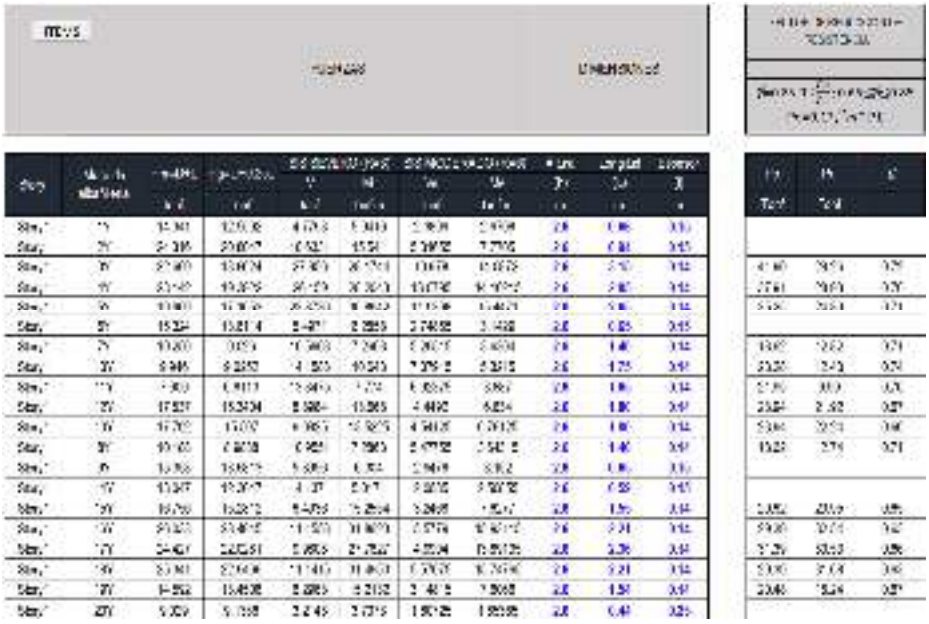
FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE A (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 198

FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE A (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 199

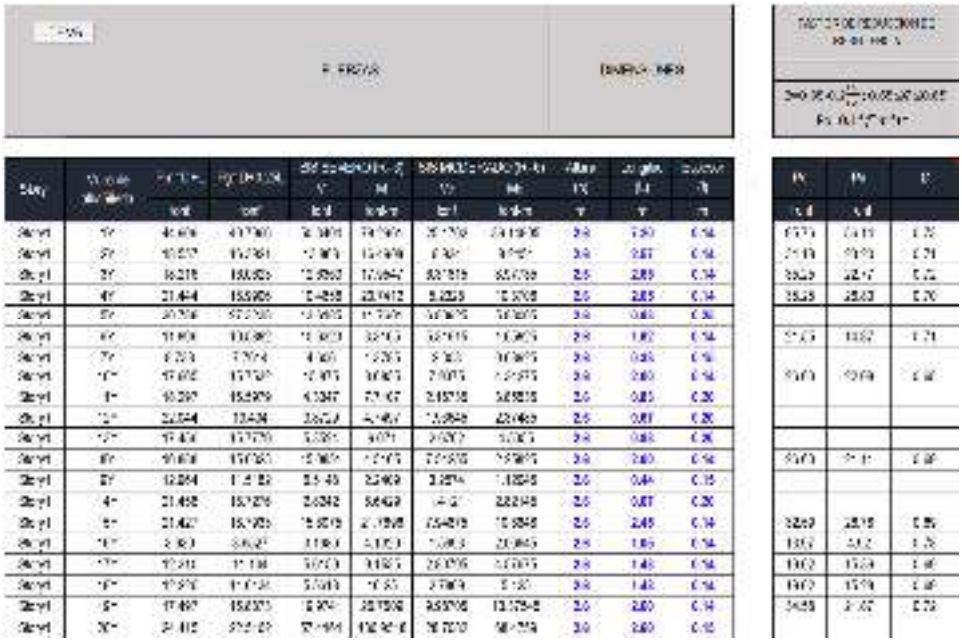
FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE B (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 200

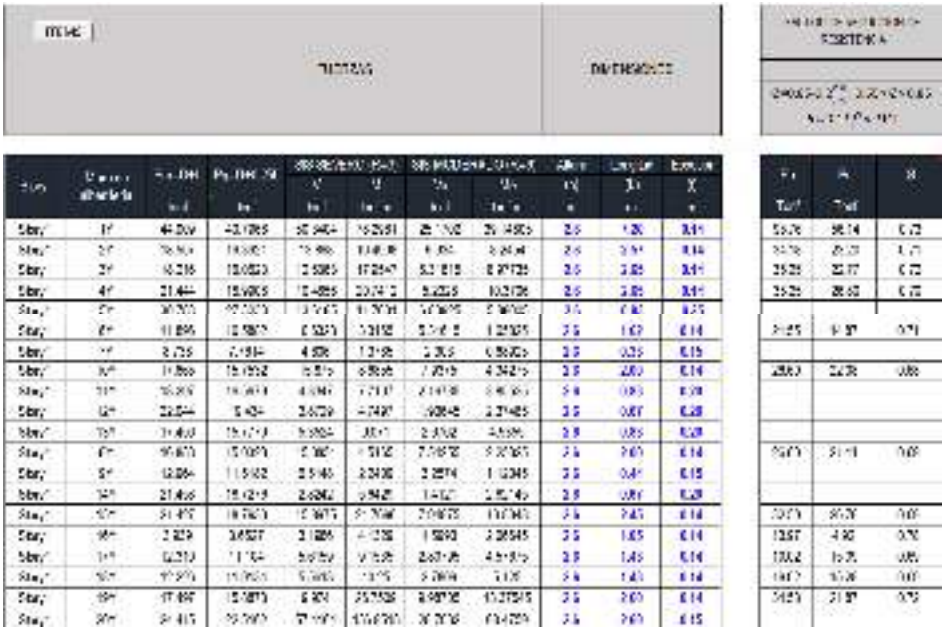
FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE B (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 201

FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE B (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 202

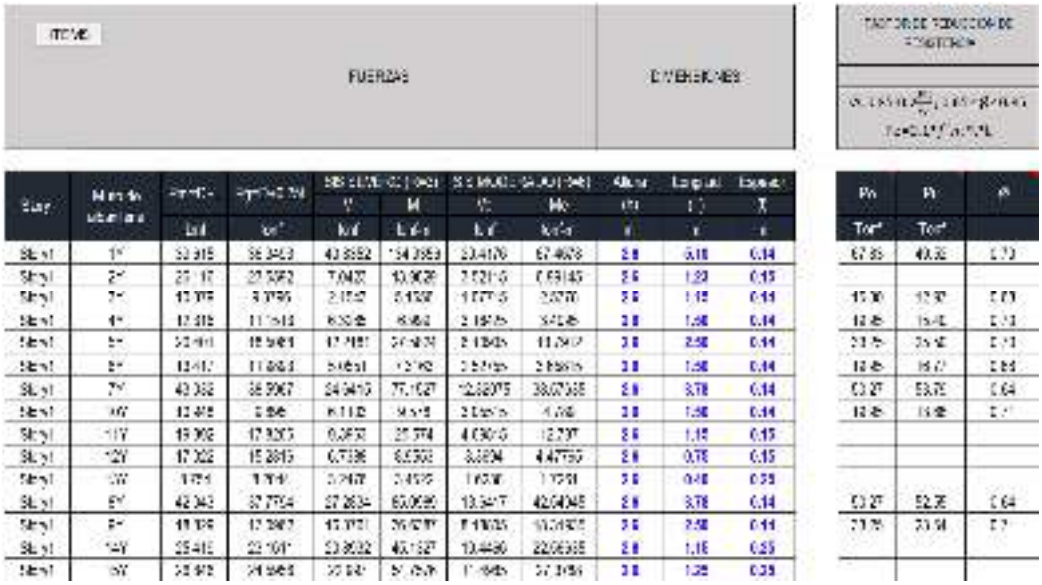
FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE C-D (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 203

FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE C-D (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

4.2.2.6.10. Calculo de Refuerzo Vertical a concentrar en los extremos

Para los Muros rectangulares, la capacidad resistencia a Flexión Mn podrá calcularse según la norma E.070 con la siguiente expresión:

$$Mn = AsfyD + Pu\frac{L}{2}$$

Donde:

D=0.8L

As=área del refuerzo vertical en el extremo del muro

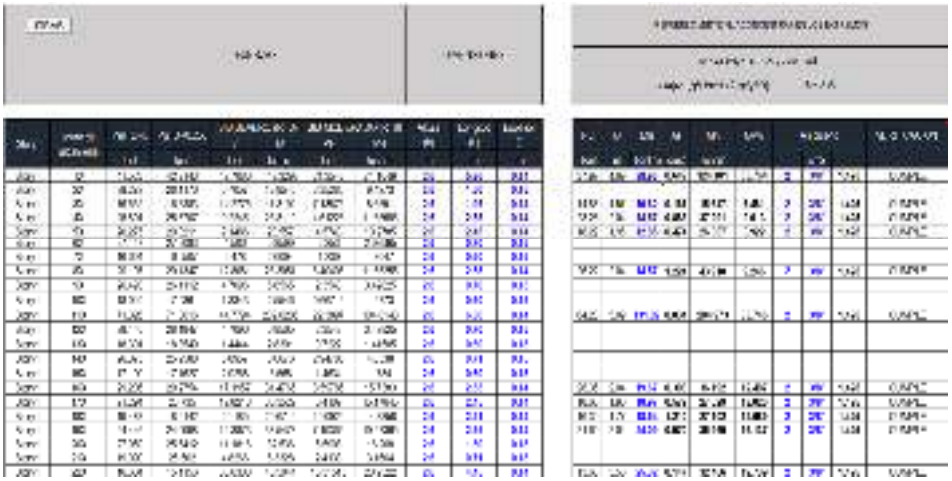
Para calcular el área de acero "As" a concentrar en el extremo del muro , se deberá usar Pu=0.9Pg , donde:

$$As = \left(\frac{Mu}{\emptyset} - \frac{PuL}{2}\right)/(fyD)$$

Procedemos a calcular las distintas áreas de refuerzos en los extremos del muro:

Figura 204

FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE A (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 205

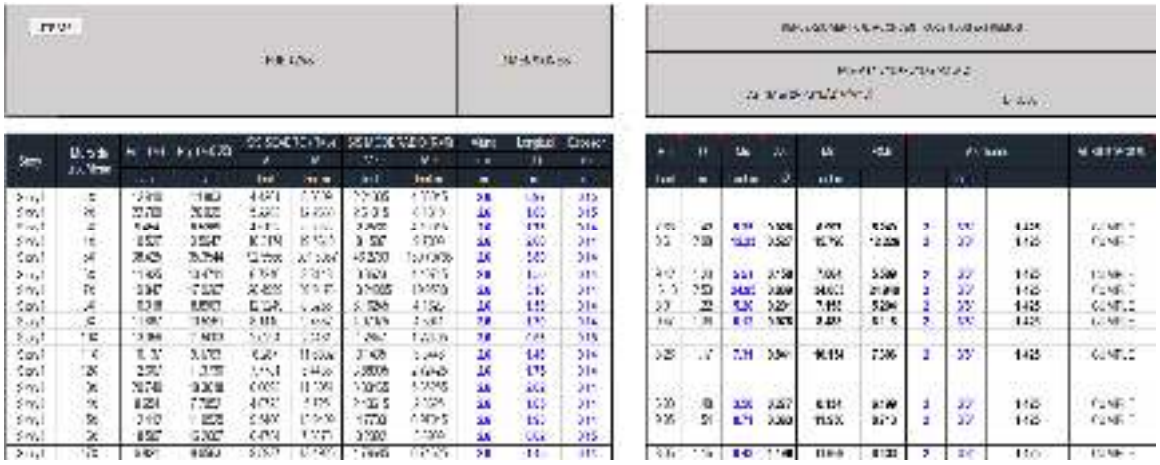
FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE A (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 206

FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE B (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 207

FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE B (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 208

FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE C-D (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 209

FACTOR DE REDUCCION DE RESISTENCIA– BLOQUE C-D (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Podemos observar que algunos muros tienen un área menor a la cuantía mínima requerida, pero se tomara la cuantía mínima calculada de 2Ø3/8; luego como en los muros 1Y del bloque B, 1X del bloque C-D se tomara el acero que se muestra en el cálculo realizado.

4.2.2.6.11. Diseño por corte

La norma E.070 Indica que se calculara la cortante de diseño se la siguiente manera:

Primer piso: $Vuf1 = 1.25Vu1(Mn1/Mu1)\ldots$ no menor que Vm1

Pisos superiores: $Vufi = 1.25Vui(Mn1/Mu1)\ldots$ no menor que Vmi

Figura 210

CALCULO DE CORTANTE DE DISEÑO– BLOQUE A (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 211

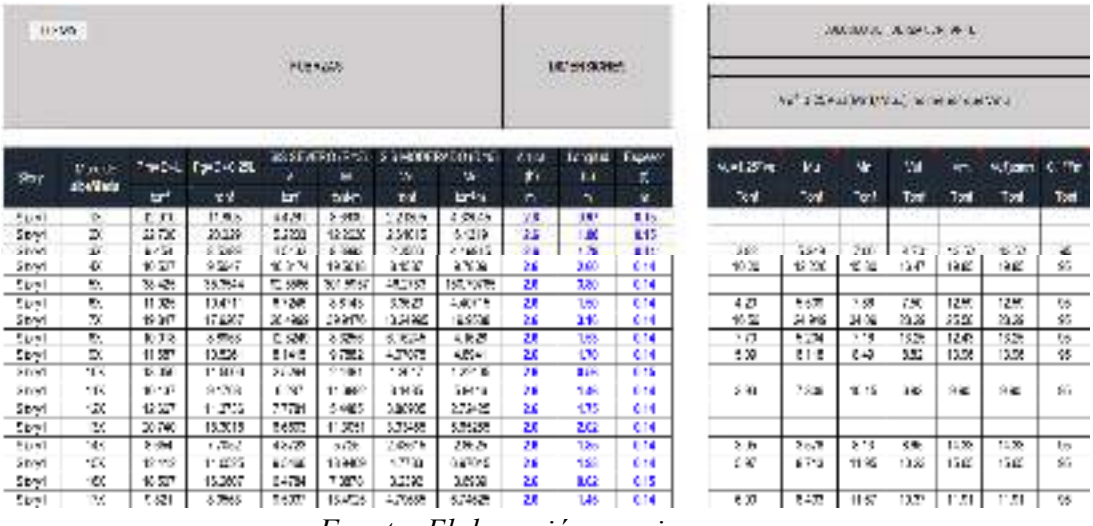
CALCULO DE CORTANTE DE DISEÑO – BLOQUE A (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 212

CALCULO DE CORTANTE DE DISEÑO – BLOQUE B (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 213

CALCULO DE CORTANTE DE DISEÑO – BLOQUE B (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 214

CALCULO DE CORTANTE DE DISEÑO – BLOQUE C-D (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 215

CALCULO DE CORTANTE DE DISEÑO – BLOQUE C-D (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Obtenida las cortante de diseño Vuf, procederemos a aplicar lo que nos indica la norma E.070 mediante la siguiente expresión para el calculo de refuerzo horizontal

$$Ash = \frac{Vuf * S}{fy * D}; Donde$$

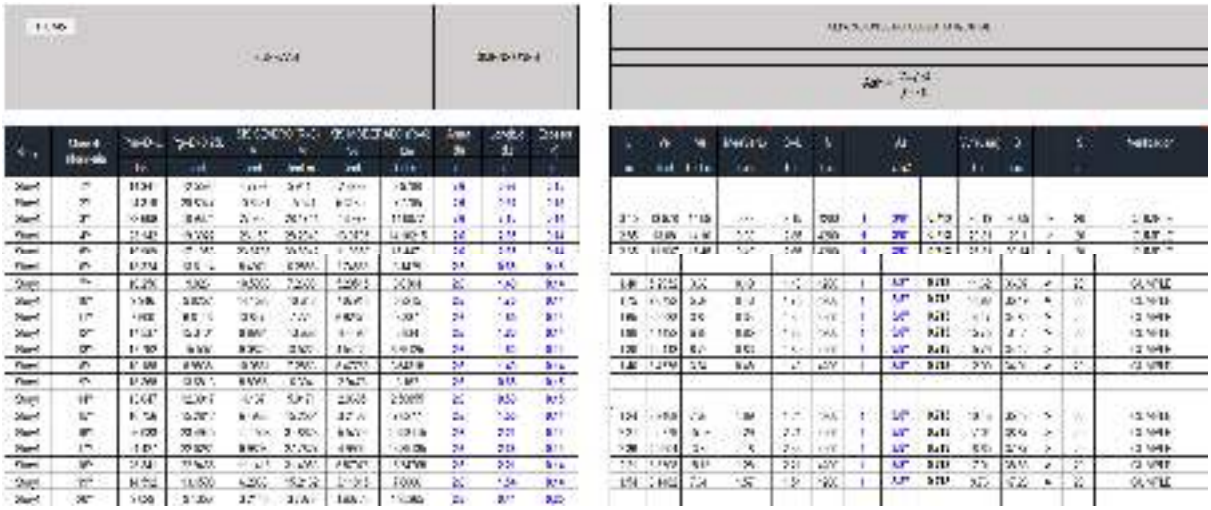
S=Espaciamiento del refuerzo horizontal

D=0.8L Para muros esbeltos, donde: Me/(Ve*L) ≥ 1

D=L Para muros esbeltos, donde: Me/(Ve*L) ≤1

Figura 216

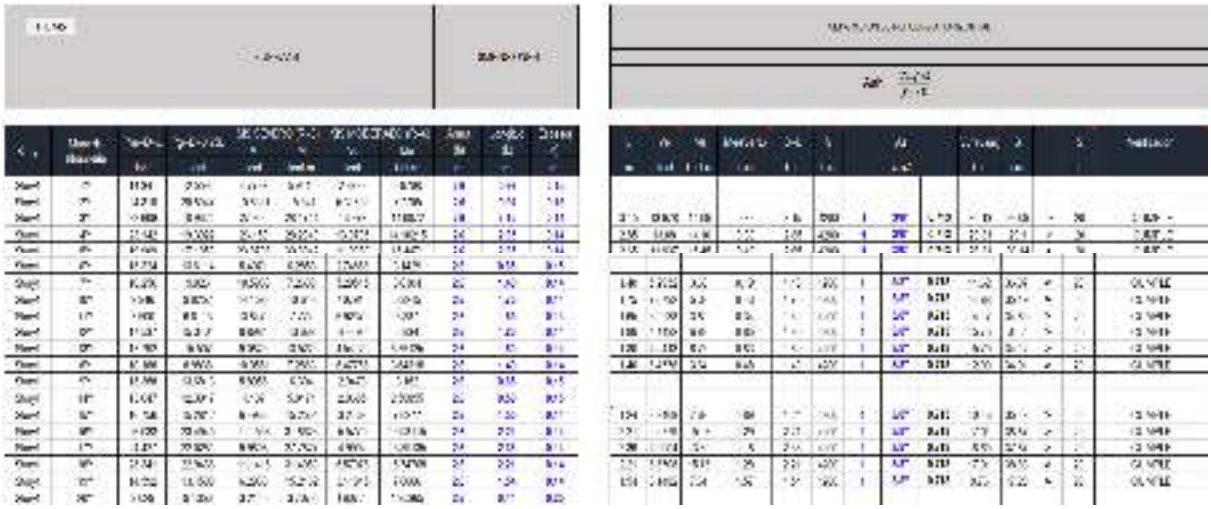
DISEÑO DE REFUERZO HORIZONTAL – BLOQUE A (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 217

DISEÑO DE REFUERZO HORIZONTAL – BLOQUE A (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 218

DISEÑO DE REFUERZO HORIZONTAL – BLOQUE B (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 219

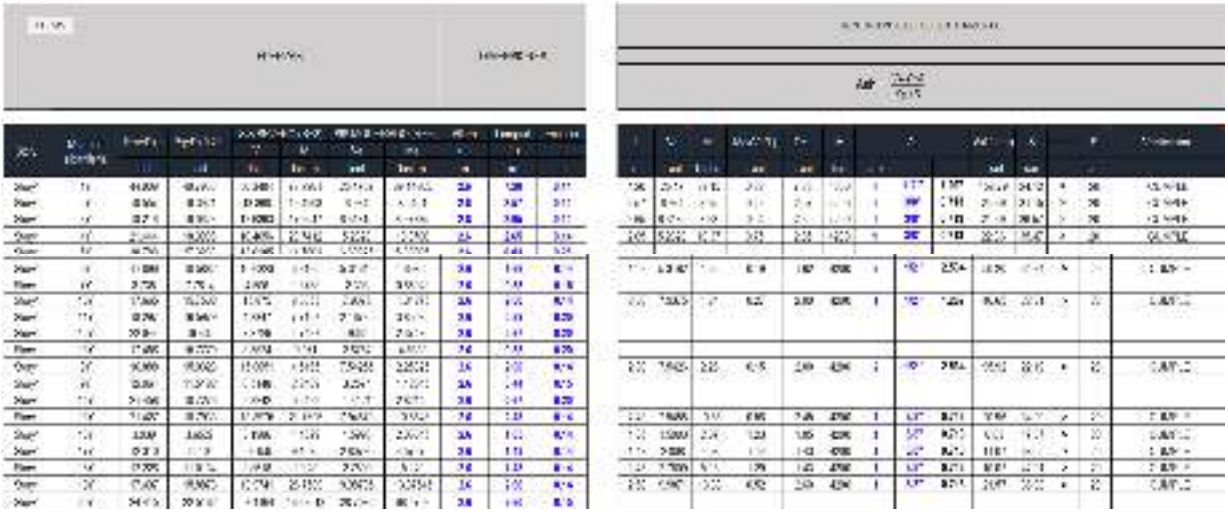
DISEÑO DE REFUERZO HORIZONTAL – BLOQUE B (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

Figura 220

DISEÑO DE REFUERZO HORIZONTAL – BLOQUE C-D (X-X)



Fuente: Elaboración propia

Figura 221

DISEÑO DE REFUERZO HORIZONTAL – BLOQUE C-D (Y-Y)



Fuente: Elaboración propia

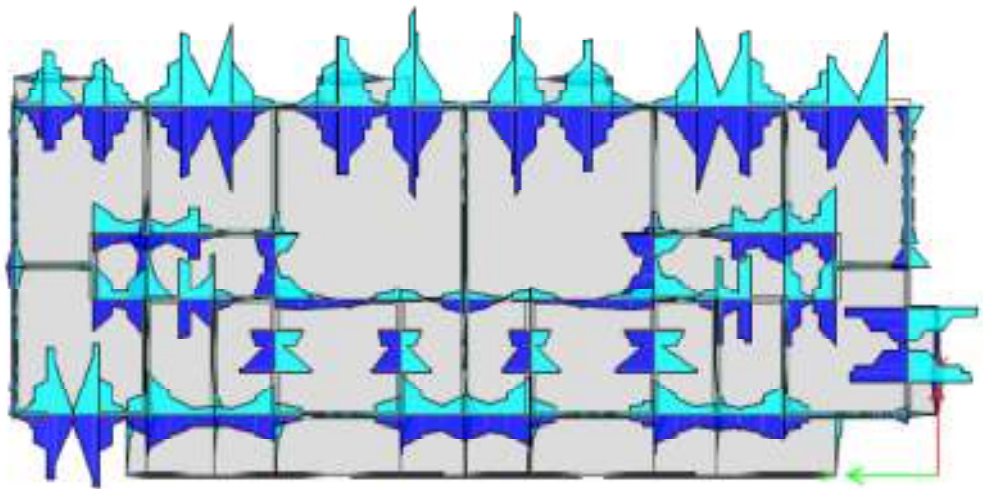
La norma nos indica que para edificios mayores a 3 pisos el espaciamiento del primer piso no excederá de 200mm, los demás pisos serán analizados según la norma E.070.

4.2.2.7. Diseño de elementos de vigas dinteles

Las vigas dinteles analizadas y diseñadas cumplen con las exigencias de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado, verificándose su capacidad resistente frente a las solicitaciones obtenidas del modelo estructural mediante las combinaciones de carga normativas y las verificaciones de flexión y corte, garantizando el cumplimiento de los estados límite de servicio y resistencia; asimismo, los resultados del análisis en ETABS fueron validados de manera independiente mediante hojas de cálculo en Excel, confirmándose la coherencia entre ambas metodologías y la adecuación del diseño para un comportamiento estructural confiable y compatible con la estructura general.

Figura 222

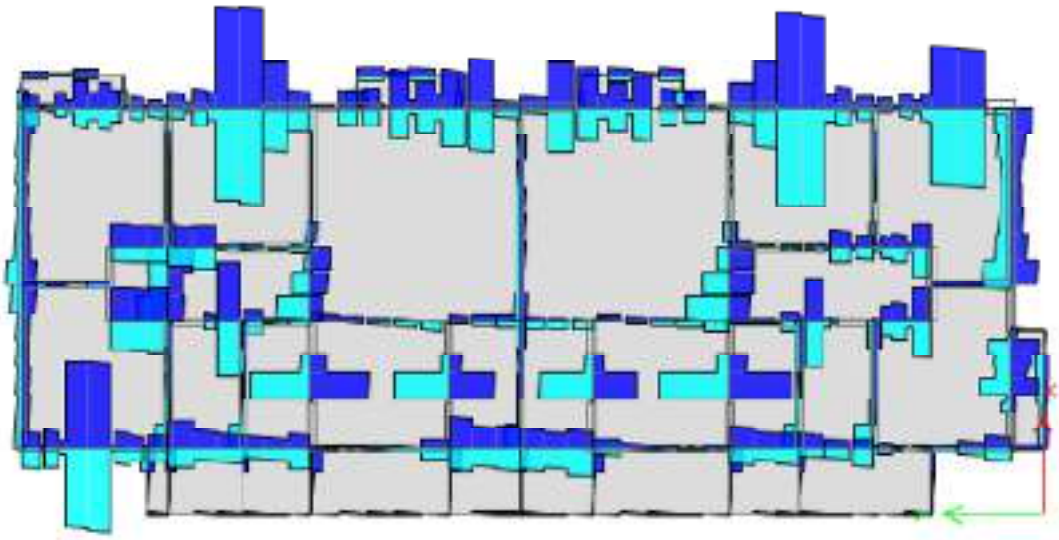
DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (CARGA ENVOLVENTE) - ***BLOQUE A***



Fuente: Elaboración propia – ETABS

Figura 223

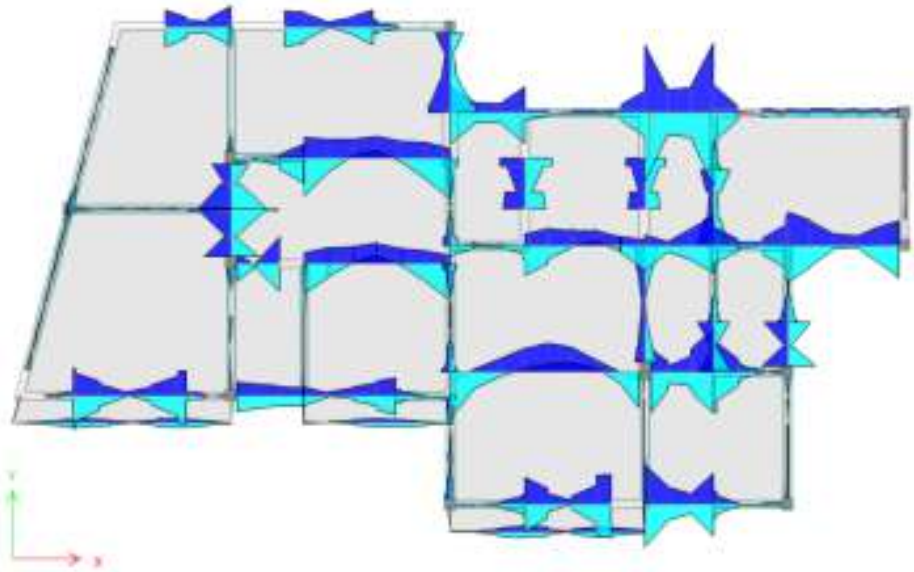
DIAGRAMA DE CORTANTE ETABS ***(CARGA ENVOLVENTE) - BLOQUE A***



Fuente: Elaboración propia – ETABS

Figura 224

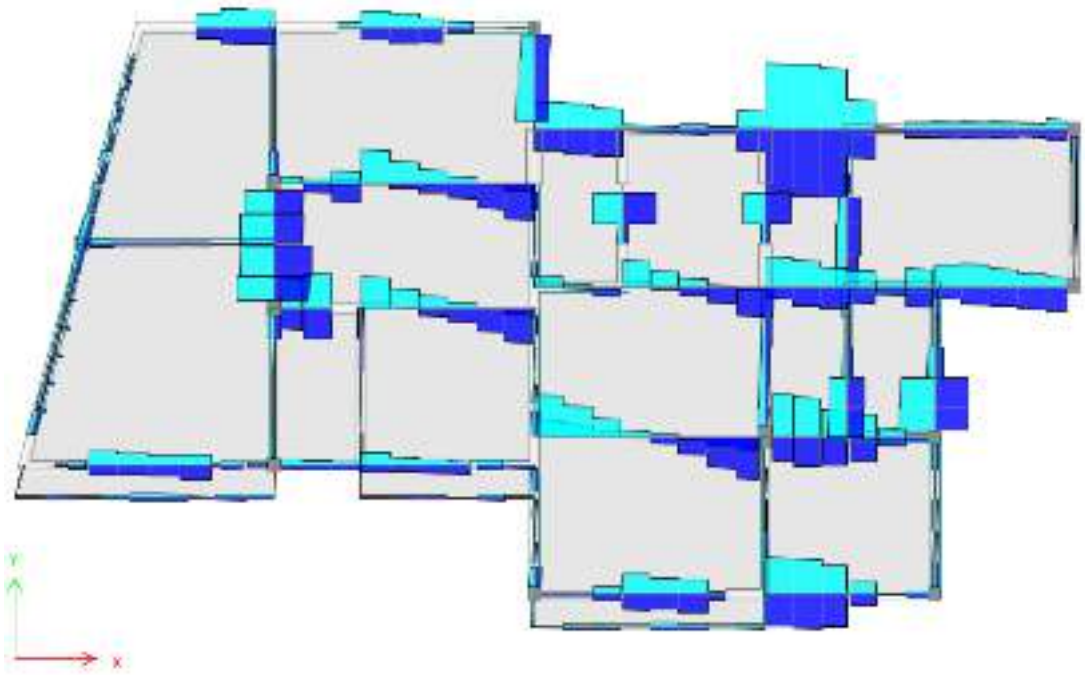
DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (CARGA ENVOLVENTE) - ***BLOQUE B***



Fuente: Elaboración propia – ETABS

Figura 225

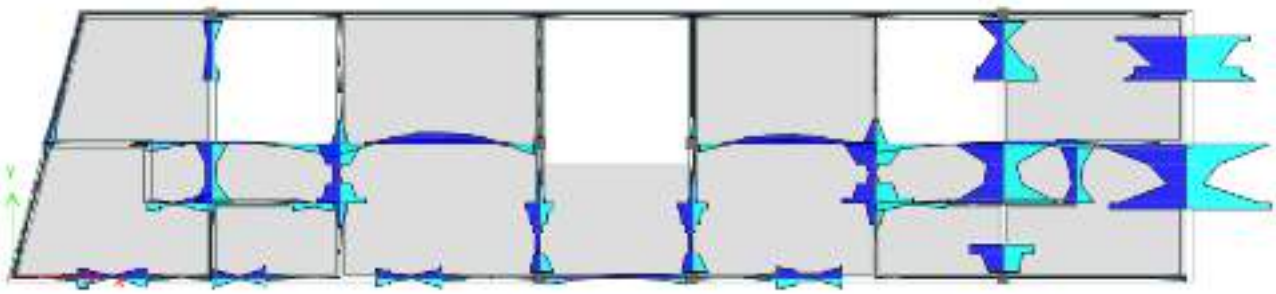
DIAGRAMA DE CORTANTE ETABS ***(CARGA ENVOLVENTE) - BLOQUE B***



Fuente: Elaboración propia - ETABS

Figura 226

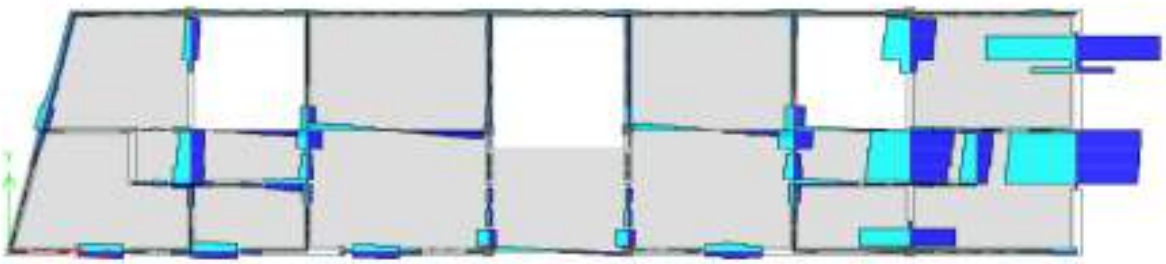
DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (CARGA ENVOLVENTE) - ***BLOQUE C-D***



Fuente: Elaboración propia – ETABS

Figura 227

DIAGRAMA DE CORTANTE ETABS ***(CARGA ENVOLVENTE) - BLOQUE C-D***



Fuente: Elaboración propia - ETABS

Se procederá a la verificación detallada de la viga más crítica en cada dirección, a fin de corroborar las solicitaciones obtenidas en el modelado y asegurar su adecuado dimensionamiento.

Se procederá de la misma manera que en el capitulo 4.1.2.7 del diseño de albañilería confinada.

4.2.2.8. Diseño de Placas

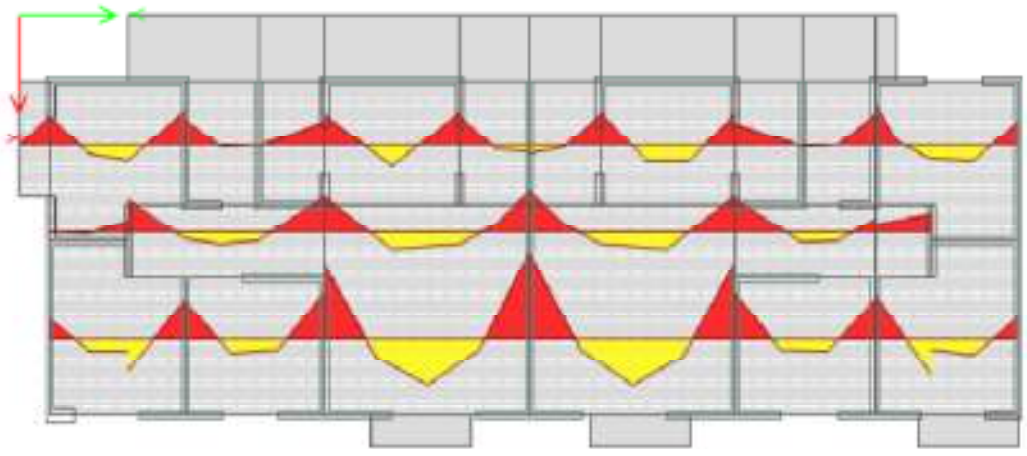
Se desarrollará el diseño de la misma manera que en el punto 4.1.2.8 donde se diseñara los bloques de albañilería confinada siguiendo lo establecido con l norma E.060.

4.2.2.9. Diseño de Losa Aligerada

Las losas de techo analizadas son losas aligeradas unidireccionales, cuya dirección principal de trabajo se definió según la disposición de las viguetas indicada en los planos estructurales y modelada en ETABS, considerando las condiciones de borde y la distribución de cargas de cada bloque; para su evaluación se empleó el método de strip forces o franjas de diseño, a partir del cual se obtuvieron los momentos y cortantes representativos, permitiendo identificar el comportamiento típico de una vigueta analizada como viga simplemente apoyada o empotrada según la continuidad y rigidez de los apoyos.

Figura 228

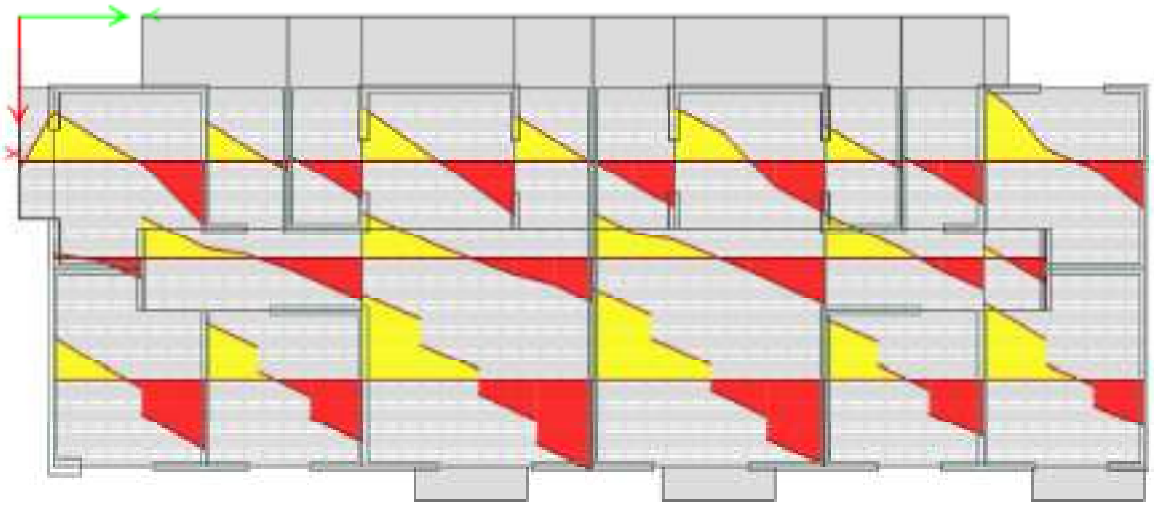
DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO - ***BLOQUE A***



Fuente: Elaboración propi

Figura 229

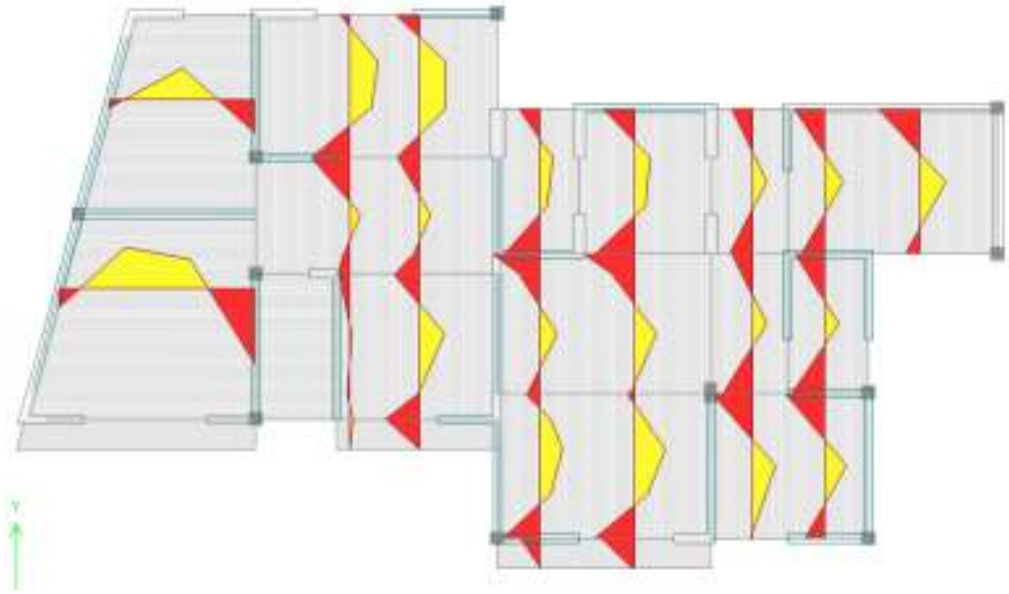
DIAGRAMA DE CORTANTES ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO - ***BLOQUE A***



Fuente: Elaboración propia

Figura 230

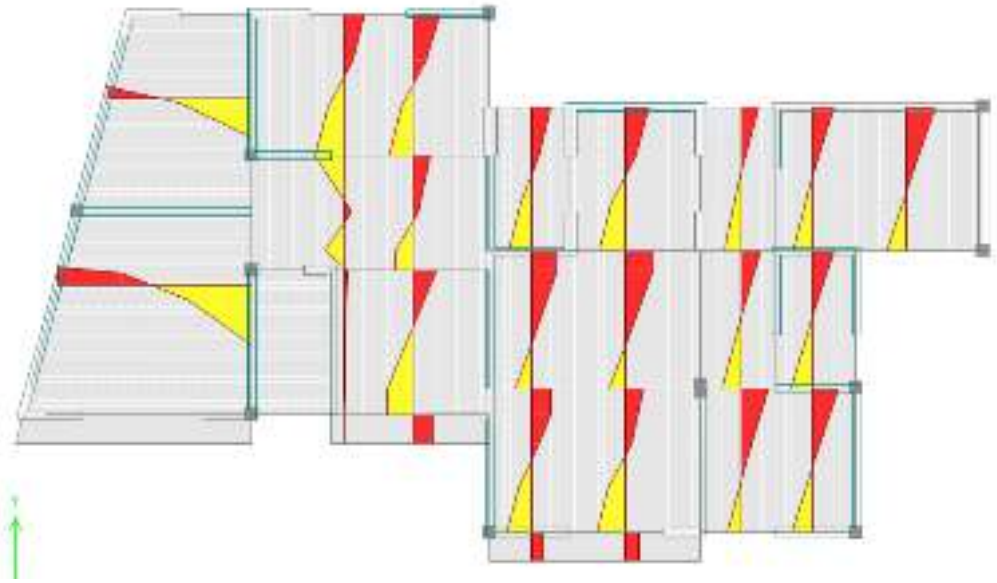
DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO - ***BLOQUE B***



Fuente: Elaboración propia

Figura 231

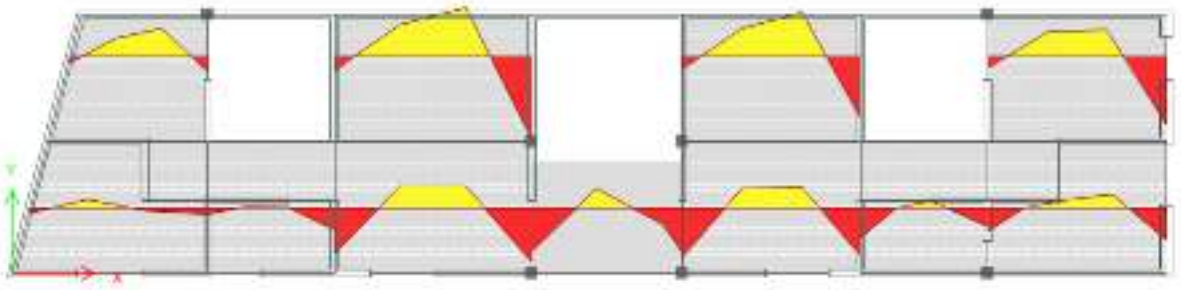
DIAGRAMA DE CORTANTES ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO - ***BLOQUE B***



Fuente: Elaboración propia

Figura 232

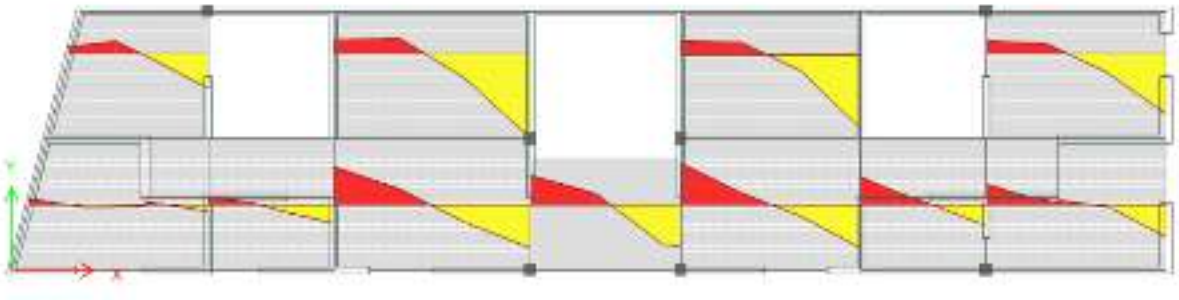
DIAGRAMA DE MOMENTOS ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO - ***BLOQUE C-D***



Fuente: Elaboración propia

Figura 233

DIAGRAMA DE CORTANTES ETABS (1.4CM+1.7CV) FRANJAS DE DISEÑO - ***BLOQUE C-D***



Fuente: Elaboración propia

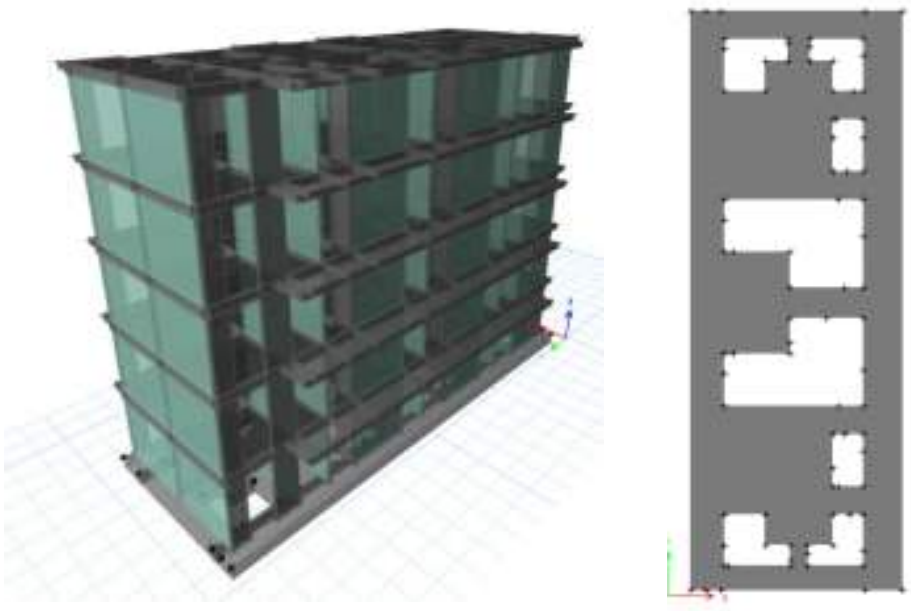
Se procederá a diseñar la losa aligerada de la misma manera que en el capítulo 4.1.2.9 del diseño de los bloques de albañilería confinada

4.2.2.10. Diseño de cimentación

Para la verificación de la cimentación del bloque, se empleó el mismo modelo estructural utilizado en el análisis sísmico, dado que este proporciona de manera consistente las cargas gravitatorias provenientes de los elementos modelados.

Figura 234

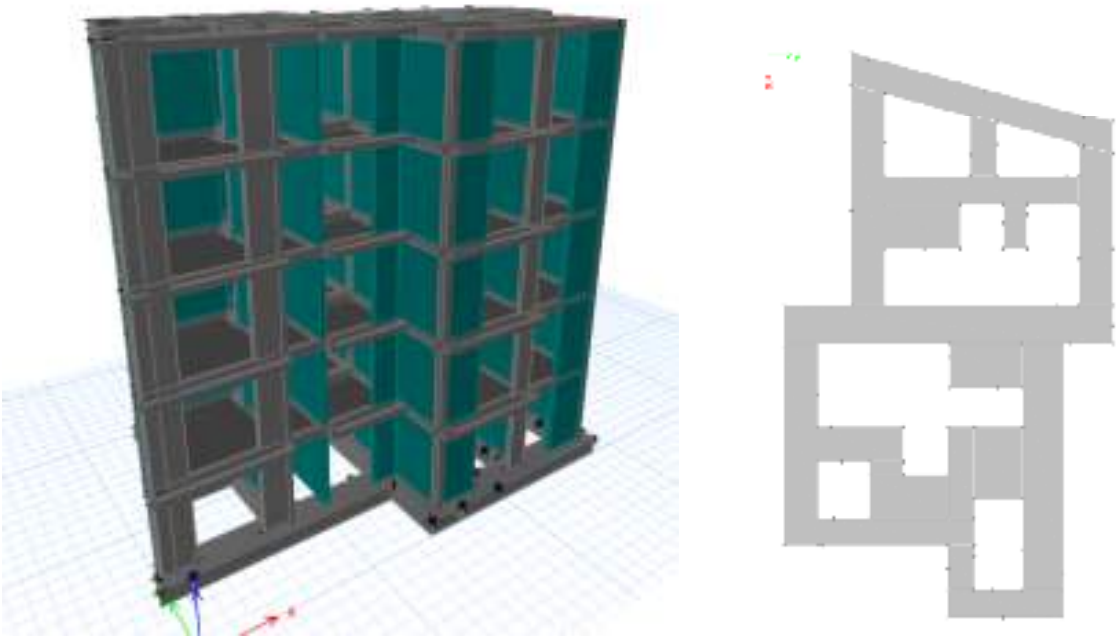
MODELADO PARA VERIFICACION DE PRESIONES EN CIMENTACION BLOQUE A



Fuente: Elaboración propia - ETABS

Figura 235

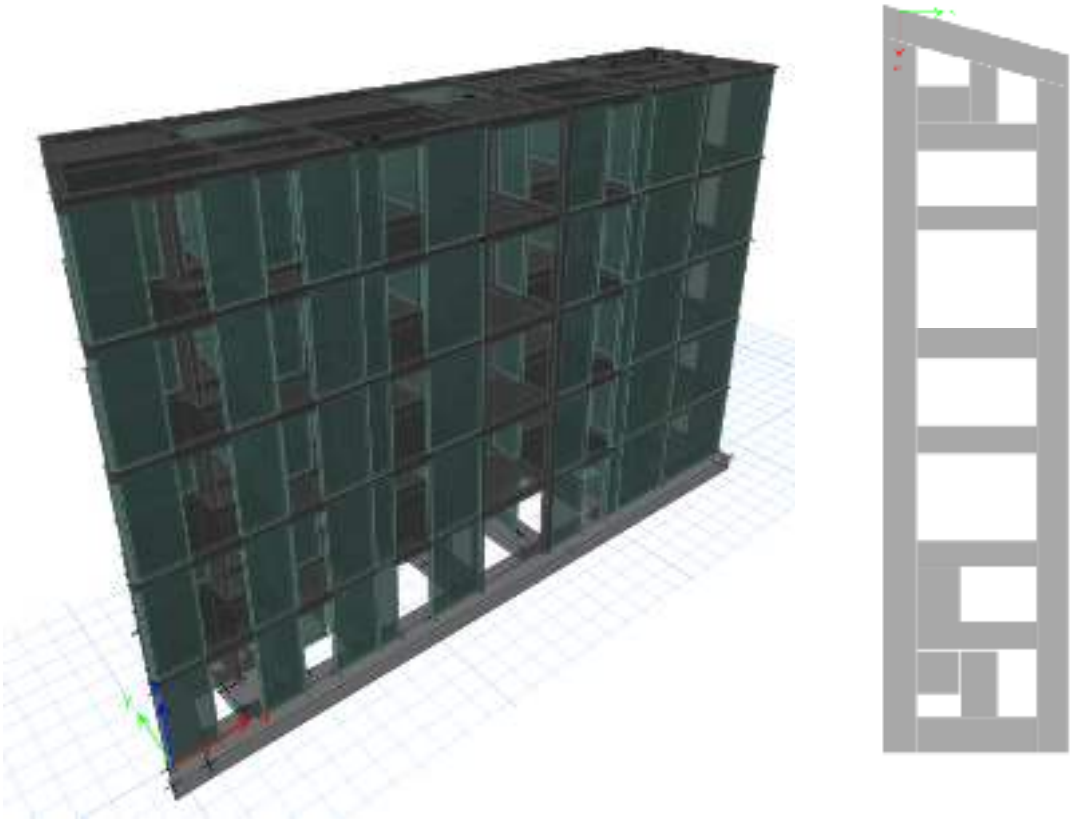
MODELADO PARA VERIFICACION DE PRESIONES EN CIMENTACION BLOQUE B



Fuente: Elaboración propia - ETABS

Figura 236

MODELADO PARA VERIFICACION DE PRESIONES EN CIMENTACION BLOQUE B



Fuente: Elaboración propia - ETABS

Se exportaron las reacciones obtenidas de los análisis dinámicos escalados según la carga estática de diseño, que representan la demanda sísmica global de la estructura, así como las reacciones de los modos de vibración representativos para identificar su comportamiento dinámico predominante; posteriormente, se compararon los momentos volcantes de las cargas dinámicas de diseño con los de dichos modos, con el fin de definir los factores de escala necesarios para ajustar las fuerzas por piso asociadas a ellos.

Figura **237**

FACTORES DE ESCALA - BLOQUE A

Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
Sx	LinRespSpec	Max	265.0114	112.0352	94.2209	1958.706	2818.5242	2689.4606	0	0	0
Sy	LinRespSpec	Max	97.056	258.3718	72.7176	3332.8292	1046.1986	1638.0039	0	0	0
MODOX	Combination		1.2289	0.6442	-0.4974	-11.967	13.5426	-7.3519	0	0	0
MODOY	Combination		0.5573	-1.2111	0.0781	13.363	5.9201	-9.0773	0	0	0

M_{DINX}	2818.5242
M_{MODOX}	13.5426
FE	**208.1228**

M_{DINY}	3332.8292
M_{MODOY}	13.363
FE	**249.4073**

Fuente: Elaboración propia

Figura **238**

FACTORES DE ESCALA - BLOQUE B

Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
Sx	LinRespSpec	Max	267.4468	164.0149	1.41E+01	1253.3194	2512.4681	2275.4137	0	0	0
Sy	LinRespSpec	Max	138.1374	278.7069	1.96E+01	2530.1812	1301.9913	3225.7552	0	0	0
MODOX	Combination		1.0122	0.061	0.0011	-0.6554	10.4707	-3.0632	0	0	0
MODOY	Combination		-0.4198	2.0117	0.0253	-21.1382	-4.5334	22.7245	0	0	0

M_{DINX}	2512.4681
M_{MODOX}	10.4707
FE	**239.9523**

M_{DINY}	2530.1812
M_{MODOY}	-21.1382
FE	**-119.6971**

Fuente: Elaboración propia

Figura **239**

FACTORES DE ESCALA - BLOQUE C-D

Output Case	Case Type	Step Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	X	Y	Z
			tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m	m	m	m
Sx	LinRespSpec	Max	185.5998	82.7252	4.51E-06	831.3351	1784.8843	1720.6261	0	0	0
Sy	LinRespSpec	Max	71.8782	184.9138	2.70E-06	1843.7831	690.5866	2647.0176	0	0	0
MODOX	Combination		-5.0483	-0.3496	0	4.4292	-49.2326	26.7326	0	0	0
MODOY	Combination		0.0351	1.0965	0	-11.2586	0.3742	13.885	0	0	0

M_{DINX}	1784.8843
M_{MODOX}	-49.2326
FE	**-36.2541**

M_{DINY}	1843.7831
M_{MODOY}	-11.2586
FE	**-163.7666**

Fuente: Elaboración propia

Las fuerzas por piso de los modos representativos se escalaron según la relación obtenida de la comparación de momentos volcantes y luego se exportaron e incorporaron al modelo de verificación de la cimentación, definiéndose un nuevo patrón de carga sísmica específico para este propósito.

Figura **240**

NUEVO PATRON DE CARGA SISMICA – BLOQUE A

DIRECCIÓN X-X

Bottom	2.6046	-0.1938
Bottom	4.6512	-0.2073

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
0.3669	0.3669	76.3603
0.7397	0.3728	77.5882
1.0091	0.2694	56.0683
1.1745	0.1654	34.4235
1.2443	0.0698	14.5270
	0.7397	**258.9672**

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
0.1809	0.1809	37.6494
0.3761	0.1952	40.6256
0.5257	0.1496	31.1352
0.618	0.0923	19.2097
0.6591	0.0411	8.5538
	0.3761	**137.1738**

DIRECCIÓN Y-Y

Bottom	0.0626	-0.9985
Bottom	0.0926	-1.7316

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
0.0142	0.0142	3.5416
0.0301	0.0159	3.9656
0.0404	0.0103	2.5689
0.0457	0.0053	1.3219
0.0472	0.0015	0.3741
	0.0301	**11.7720**

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
0.2745	0.2745	68.4623
0.6255	0.351	87.5419
0.8799	0.2544	63.4492
1.0305	0.1506	37.5607
1.0863	0.0558	13.9169
	0.6255	**270.9311**

Fuente: Elaboración propia

Figura 241

NUEVO PATRON DE CARGA SISMICA – BLOQUE B

DIRECCIÓN X-X

Bottom	2.6046	-0.1938
Bottom	4.6512	-0.2073

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
0.3004	0.3004	72.0817
0.6131	0.3127	75.0331
0.8363	0.2232	53.5573
0.9655	0.1292	31.0018
1.0122	0.0467	11.2058
	0.6131	**242.8797**

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
0.0192	0.0192	4.6071
0.0392	0.02	4.7990
0.0526	0.0134	3.2154
0.0594	0.0068	1.6317
0.061	0.0016	0.3839
	0.0392	**14.6371**

DIRECCIÓN Y-Y

Bottom	0.0626	-0.9985
Bottom	0.0926	-1.7316

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
-0.1212	-0.1212	14.5073
-0.2493	-0.1281	15.3332
-0.3413	-0.092	11.0121
-0.3969	-0.0556	6.6552
-0.4198	-0.0229	2.7411
	-0.2493	**50.2488**

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
0.607	0.607	-72.6561
1.2294	0.6224	-74.4995
1.6658	0.4364	-52.2358
1.9174	0.2516	-30.1158
2.0117	0.0943	-11.2874
	1.2294	**-240.7947**

Fuente: Elaboración propia

Figura 242

NUEVO PATRON DE CARGA SISMICA – BLOQUE C-D

DIRECCIÓN X-X

Bottom	2.6046	-0.1938
Bottom	4.6512	-0.2073

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
-1.2336	-1.2336	44.7231
-2.7224	-1.4888	53.9751
-3.8967	-1.1743	42.5732
-4.682	-0.7853	28.4704
-5.0483	-0.3663	13.2799
	-2.7224	**183.0216**

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
-0.188	-0.188	6.8158
-0.3238	-0.1358	4.9233
-0.3643	-0.0405	1.4683
-0.3563	0.008	-0.2900
-0.3496	0.0067	-0.2429
	-0.3238	**12.6744**

DIRECCIÓN Y-Y

Bottom	0.0626	-0.9985
Bottom	0.0926	-1.7316

	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
0.0115	0.0115	-1.8833
0.0227	0.0112	-1.8342
0.0302	0.0075	-1.2282
0.0341	0.0039	-0.6387
0.0351	0.001	-0.1638
	0.0227	**-5.7482**

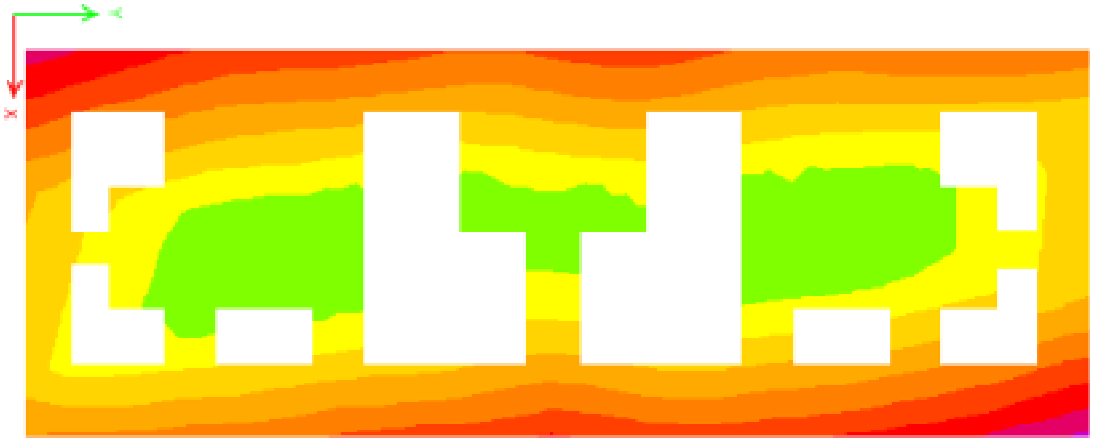
	CARGAS POR PISO	CARGAS ESCALADAS
0.3148	0.3148	-51.5537
0.6595	0.3447	-56.4504
0.9043	0.2448	-40.0901
1.0458	0.1415	-23.1730
1.0965	0.0507	-8.3030
	0.6595	**-179.5701**

Fuente: Elaboración propia

Las fuerzas sísmicas incorporadas, junto con las cargas gravitatorias, definieron los casos de carga de servicio para verificar que las presiones transmitidas al terreno no superaran la capacidad admisible del suelo; en el nuevo modelo, la cimentación se generó en el nivel 0 a partir de un predimensionamiento inicial y se ajustó mediante la verificación de las presiones de contacto bajo las combinaciones de carga de servicio establecidas, basadas en las cargas sísmicas obtenidas del escalamiento de los modos de vibración representativos.

Figura 243

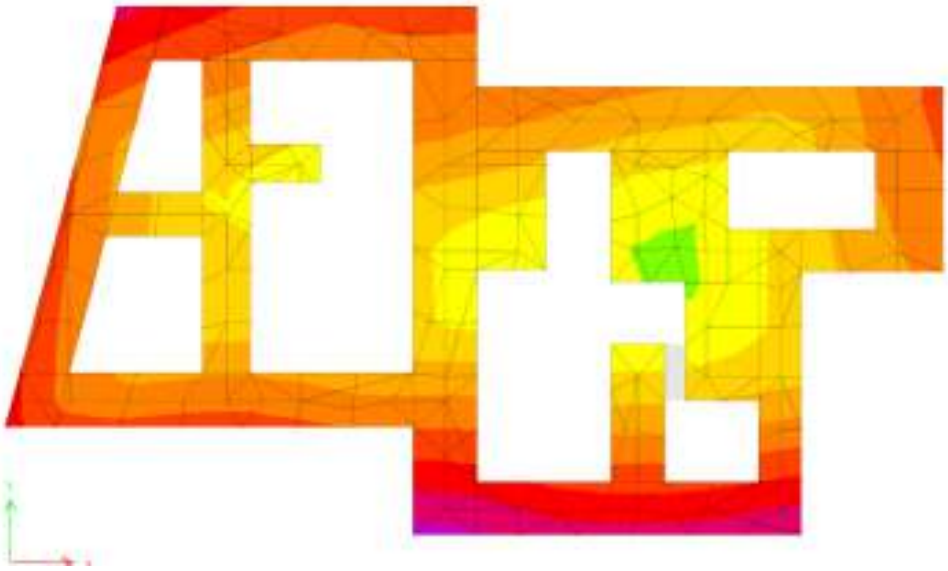
VERIFICACION DE PRESIONES – BLOQUE A



Fuente: Elaboración propia

Figura 244

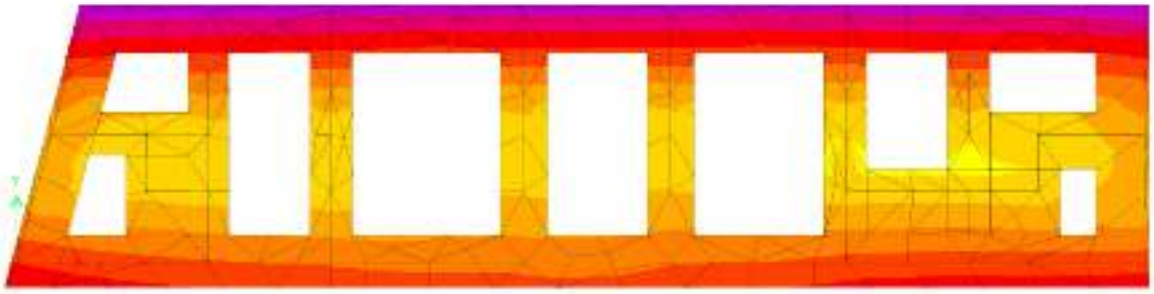
VERIFICACION DE PRESIONES – BLOQUE B



Fuente: Elaboración propia

Figura 245

VERIFICACION DE PRESIONES – BLOQUE C-D



Fuente: Elaboración propia

Con el procedimiento descrito, se verifica que la cimentación, basada en el predimensionamiento realizado, no presenta presiones de contacto superiores a la capacidad admisible del suelo establecida en el Estudio de Mecánica de Suelos.

4.2.3. Análisis no lineal

El análisis no lineal estático de las estructuras de albañilería armada se desarrolló siguiendo el mismo enfoque metodológico empleado para la albañilería confinada, en cuanto a definición de demanda sísmica, modelado no lineal, criterios de desempeño y procedimiento de análisis pushover.

4.2.3.1. Demanda sísmica

4.2.3.1.1. Espectro elástico de la Norma E.030 (parámetros del sitio)

Se definió de manera análoga a la desarrollada para la albañilería confinada. Los parámetros de sitio fueron los mismo tomados de la tabla 71 del punto 4.1.3.1.1

4.2.3.1.2. Espectro de demanda

La evaluación final del desempeño se realizó conforme al **ASCE/SEI 41-13**, manteniendo el mismo marco de comparación aplicado a la albañilería confinada.

Dado que el sistema de albañilería armada presenta el mismo factor de reducción sísmica R que la albañilería confinada, se adoptaron los mismos espectros de demanda asociados a los distintos niveles de sismo considerados definidos en la tabla 71 del punto 4.1.3.1.2

4.2.3.2. Modelado no lineal

4.2.3.2.1. Propiedades no lineales de materiales

Las propiedades no lineales de los materiales empleados en el modelado de la albañilería armada se definieron de manera análoga a las adoptadas para la albañilería confinada, utilizando los mismos modelos constitutivos para el acero de refuerzo y el concreto, tanto confinado como no confinado. En consecuencia, no se reiteran los fundamentos teóricos previamente desarrollados.

4.2.3.2.2. Muros de albañilería - Modelo de columna ancha (frame) con rótula a corte

IDEALIZACION DE MURO DE ALBAÑILERIA

Los muros de albañilería armada se idealizaron mediante el modelo de columna ancha, representándolos como elementos frame equivalentes, de manera análoga a lo desarrollado para la albañilería confinada. El ancho efectivo del elemento se definió a partir del ancho tributario del paño, mientras que el espesor corresponde al espesor real del muro

A diferencia de la albañilería confinada, en la albañilería armada la resistencia y la capacidad de deformación del muro dependen directamente del **refuerzo vertical y horizontal distribuido**, el cual se considera implícitamente en la definición de las propiedades resistentes del elemento equivalente.

Dado que en la albañilería armada no existen elementos de confinamiento tradicionales, se presentaron limitaciones de conectividad geométrica para la adecuada representación de las vigas dintel. Para resolver este aspecto, se adoptó una idealización local auxiliar, modelando en los extremos de los muros elementos frame equivalentes que representan la última hilada del ladrillo, la cual concentra un refuerzo mínimo de dos barras de acero de 3/8”. Dichos elementos se definieron con una sección de 14 × 20 cm y una resistencia a compresión de 140 kg/cm², correspondiente al grout de relleno, utilizándose exclusivamente para garantizar la conectividad estructural del modelo numérico, sin participación significativa en la resistencia lateral ni en la disipación de energía.

Estos elementos auxiliares no fueron considerados como parte del sistema resistente principal ni se les asignaron propiedades no lineales, por lo que su influencia en la respuesta global del pushover es despreciable.

REPRESENTACION DE LA NO LINEALIDAD MEDIANTE ROTULAS A CORTE

Se realizó de manera análoga a lo desarrollado para la albañilería confinada, mediante la asignación de rótulas plásticas a corte en los elementos frame equivalentes.

Las rótulas a corte se asignaron en el punto medio del elemento frame, asociadas al grado de libertad correspondiente al esfuerzo cortante, siguiendo los mismos criterios de ubicación y formulación empleados previamente.

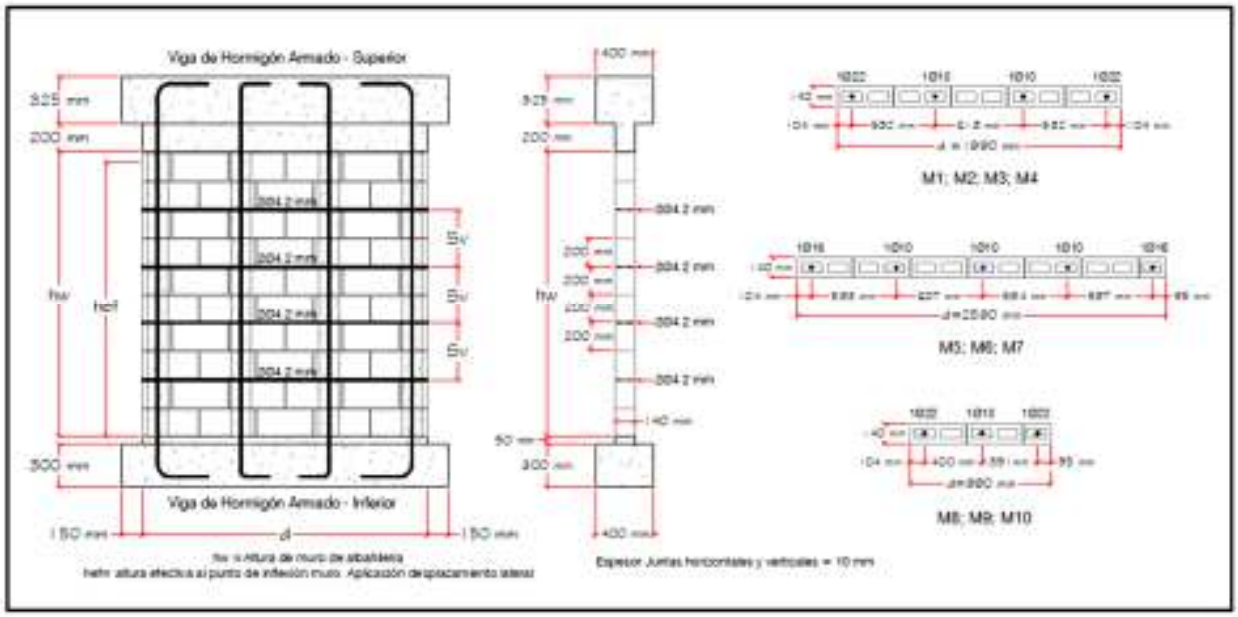
CALIBRACION DE ROTULA A CORTE

La calibración de las rótulas a corte para los muros de albañilería armada se realizó a partir de resultados experimentales reportados en la tesis *"Análisis de fragilidad sísmica de edificaciones de albañilería armada de bloques de hormigón parcialmente rellenos",* desarrollada por Pablo Ramírez Bolaños para la obtención del grado de Doctor en Ciencias de la Ingeniería. Los ensayos experimentales presentados en dicho estudio fueron empleados como base para la definición del comportamiento no lineal a corte de los muros.

El procedimiento de calibración se desarrolló de manera análoga al empleado para la albañilería confinada. En primer lugar, el muro ensayado fue modelado en el software SAP2000 como un elemento frame equivalente, utilizando las mismas dimensiones geométricas del espécimen experimental. Posteriormente, se asignó una rótula plástica a corte en el punto medio del elemento, concentrando la inelasticidad de acuerdo con el comportamiento observado en los ensayos.

Figura 246

Dimensiones de testigo ensayado (Alb.armada)



Fuente: PABLO ANDRES RAMIREZ BOLAÑOS

Los parámetros de la rótula a corte se definieron a partir de la curva fuerza–desplazamiento experimental, escalando la fuerza en función de la resistencia a corte del muro (Vm) y el desplazamiento en función de la altura libre del paño (H/1000). Este procedimiento permitió obtener parámetros adimensionales representativos, posteriormente incorporados en el modelo estructural para el análisis pushover de las edificaciones de albañilería armada.

La **Tabla 114** presenta los parámetros geométricos y mecánicos del **muro testigo ensayado**, utilizados como base para la **calibración de la rótula a corte** en SAP2000. A partir de la resistencia última a corte del muro (Vm) y de la altura del paño, se definieron los factores de escalamiento de **fuerza** y **desplazamiento**, permitiendo obtener una curva fuerza–desplazamiento adimensional representativa del comportamiento no lineal observado experimentalmente. Los

puntos característicos B, C, D y E se emplearon para definir los estados de daño y la degradación de resistencia del muro, los cuales fueron posteriormente incorporados en el modelo numérico.

Tabla 134

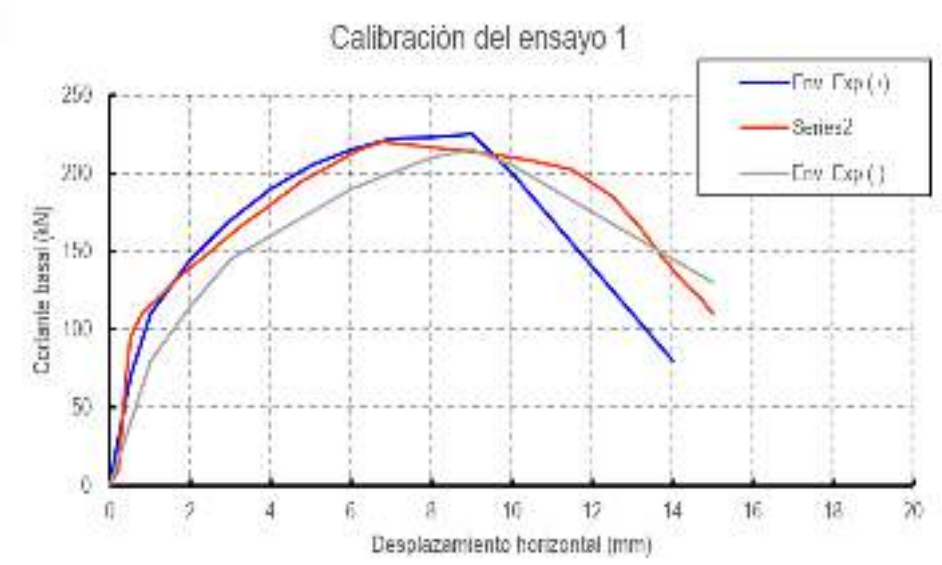
Datos experimentales del muro de albañilería armada para calibración del modelo numérico (Ensayo 1)

	Muro de albañilería confinada ALB.ARM.			
	L(cm)	199.00	H(cm)	200.00
	D(cm)	200.00	α(°)	45.14
	f'm	95	t(cm)	14
	α	1	vm	9.70
	Vm(tonf)	13.81	Pg(tonf)	1.28
	Force SF	13.81	Disp SD	0.2
	B	C	D	E
Fuerza	0.77	1.15	1.00	0.40
Desplazam	-	5.5	8.5	13.0

Fuente: Elaboración Propia

Gráfico 67

Curva fuerza–desplazamiento: ensayo experimental vs. modelo numérico (Ensayo 1)



Fuente: Elaboración Propia

Al aplicar el análisis pushover al elemento modelado, se realizó una comparación directa entre la curva fuerza–desplazamiento obtenido del modelo numérico y la curva representativa del ensayo experimental. Esta comparación permitió verificar la convergencia entre ambas curvas, corroborando que el modelo calibrado reproduce de manera adecuada el comportamiento no lineal observado experimentalmente, tanto en términos de rigidez inicial como de capacidad resistente y degradación.

Del proceso de calibración se obtuvieron los puntos característicos B, C, D y E de la rótula a corte, los cuales representan las etapas principales del comportamiento no lineal del muro y fueron incorporados en el modelo numérico. Asimismo, se definieron los **puntos de aceptación** asociados a los niveles de desempeño

Tabla 135

Puntos característicos de la rótula a corte obtenidos de la calibración experimental

	B	***C***	***D***	***E***
Fuerza	0.77	1.15	1	0.4
Desplazam.	-	5.5	8.5	13

Fuente: Elaboración propia

Tabla 136

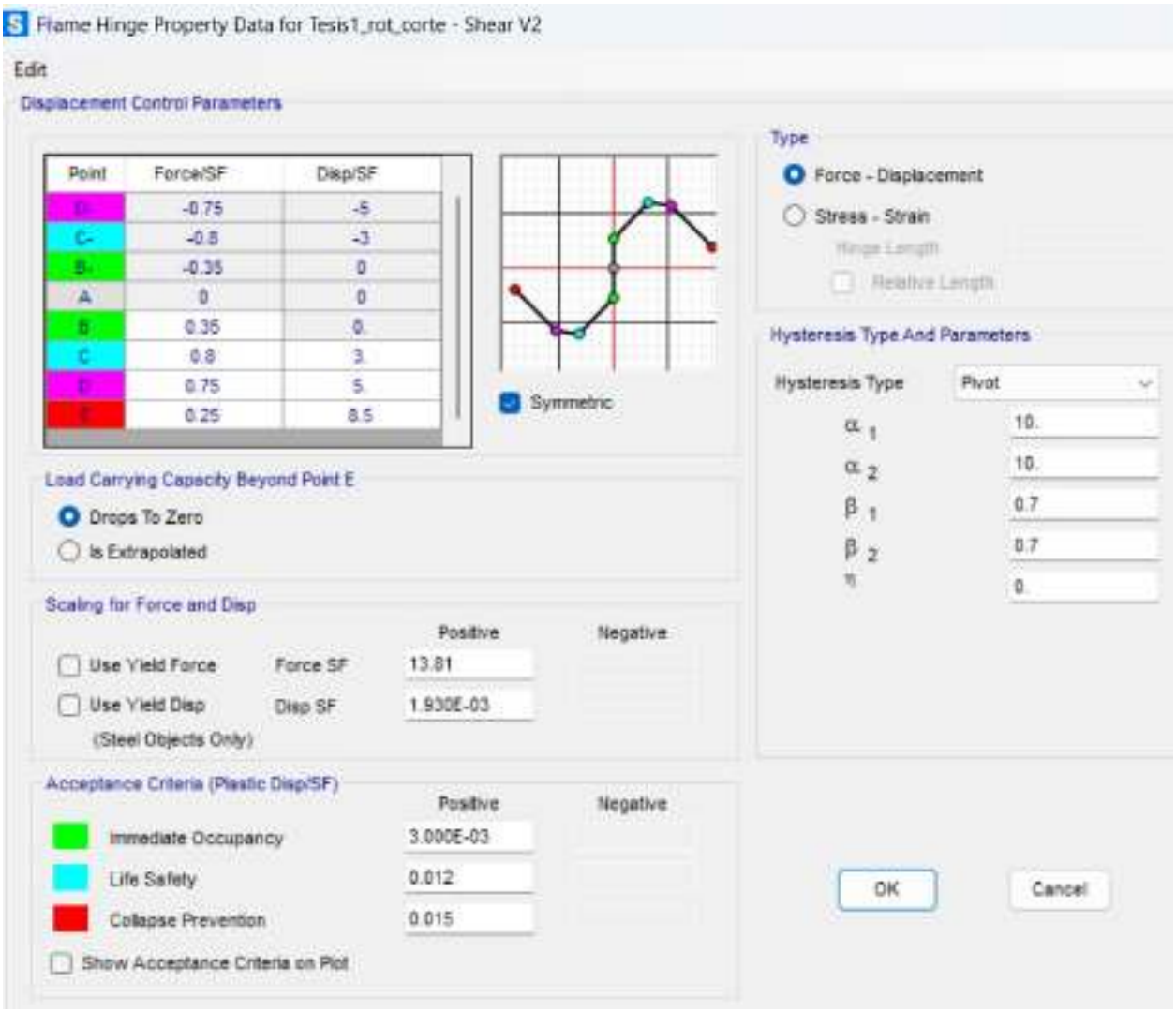
Límites de aceptación para la evaluación del desempeño sísmico

TOTALMENTE OPERACIONAL	**0.9**
OCUPACION INMEDIATA	3.2
SEGURIDAD DE VIDA (LS)	5.4
PREVENCION DE COLAPSO (CP)	7
COLAPSO	8.5

Fuente: Elaboración propia

Figura 247

Definición de la rótula plástica a corte calibrada para muros de albañilería en ETABS



Fuente: ETABS

4.2.3.2.3. Vigas dintel - Elementos frame con rótulas a flexión

La definición y calibración de las rótulas a flexión se realizó de manera análoga a lo desarrollado previamente, empleando modelos constitutivos calibrados a partir de ensayos experimentales especificados en el punto 4.1.3.2.3

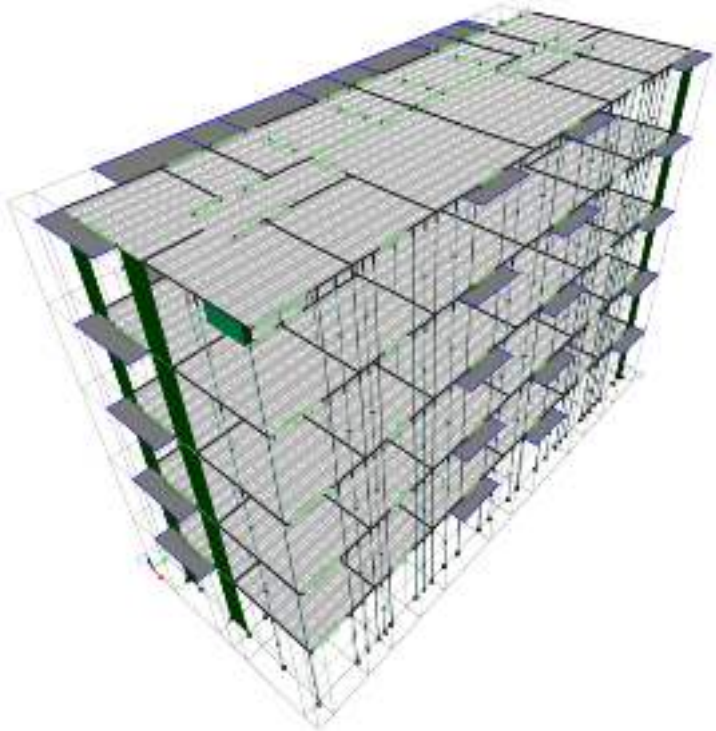
4.2.3.2.4. Placas de concreto armado – Elemento Shell con modelado basado en fibras

El comportamiento no lineal de las placas de concreto armado se modeló de manera análoga a lo desarrollado para la albañilería confinada, empleando elementos tipo shell con formulación basada en fibras.

Con base en los criterios de modelado no lineal previamente descritos, se procedió a la implementación del modelo estructural completo de los bloques en estudio, incorporando las propiedades no lineales de los materiales, la idealización de los elementos estructurales y la definición de las rótulas correspondientes, a fin de realizar el análisis pushover de la edificación de albañilería armada.

Figura 248

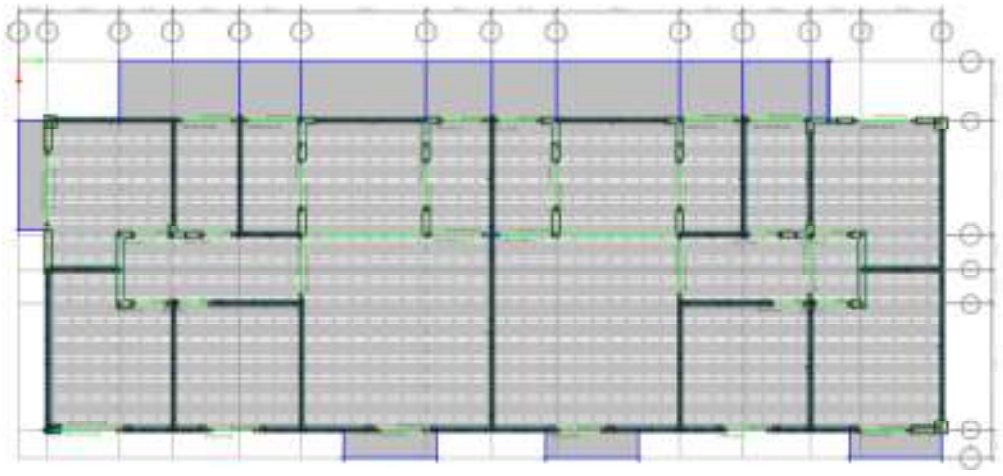
Modelado no lineal Vista Isométrica (BLOQUE A) - Alb.armada



Fuente: ETABS

Figura 249

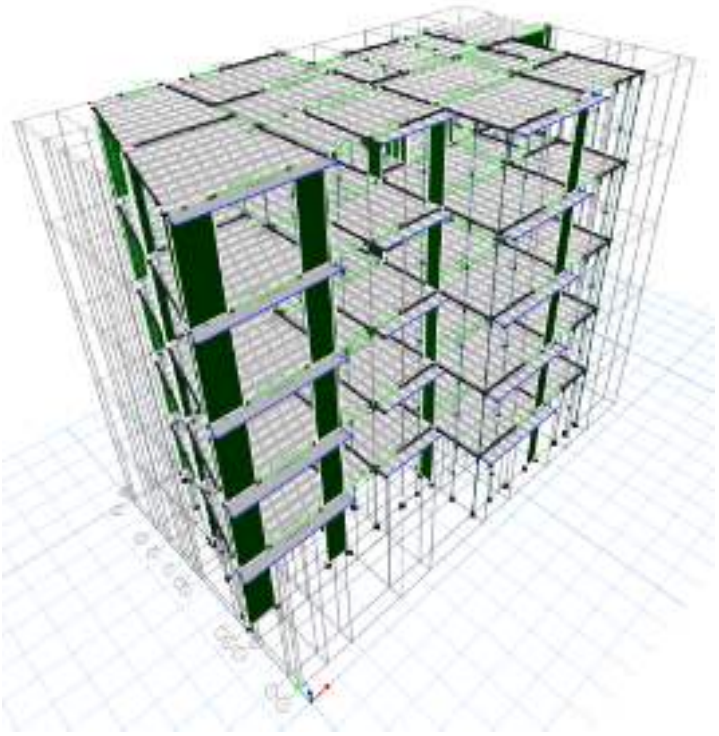
Modelado no lineal Vista en Planta (BLOQUE A) - Alb.armada



Fuente: ETABS

Figura 250

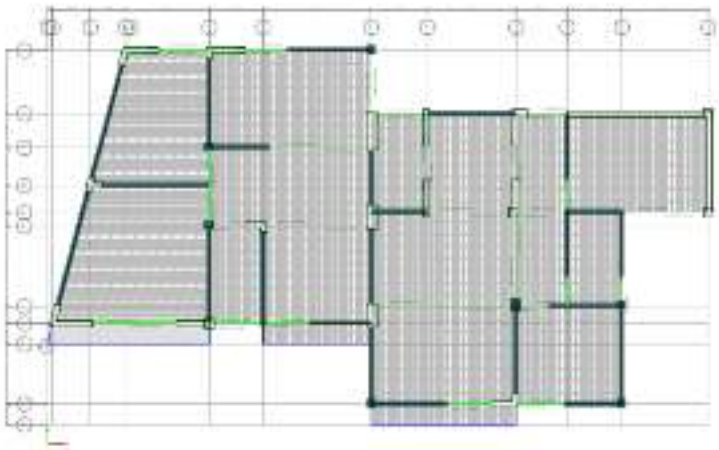
Modelado no lineal Vista Isométrica (BLOQUE B) - Alb.armada



Fuente: ETABS

Figura 251

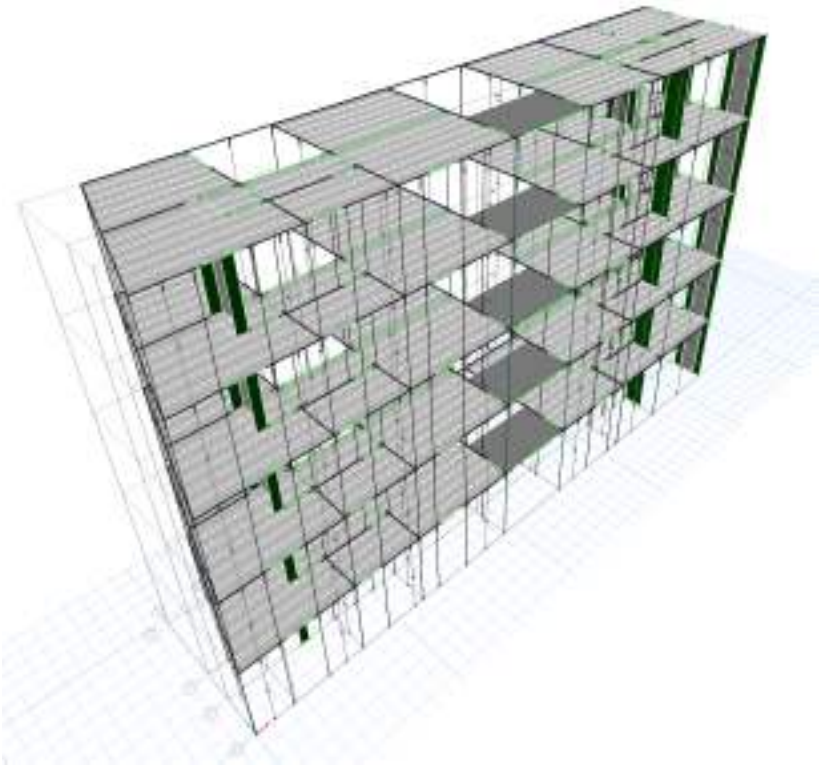
Modelado no lineal Vista en Planta (BLOQUE B) - Alb.armada



Fuente: ETABS

Figura 252

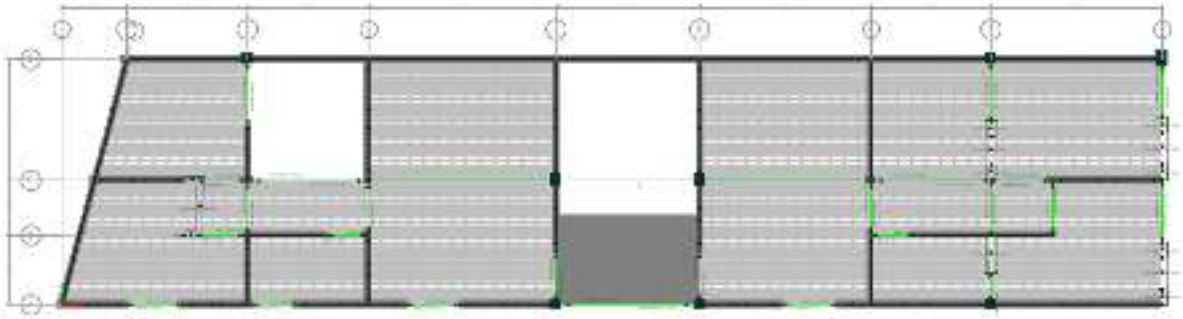
Modelado no lineal Vista Isométrica (BLOQUE C-D) - Alb.armada



Fuente: ETABS

Figura 253

Modelado no lineal Vista en Planta (BLOQUE C-D) - Alb.armada



Fuente: ETABS

4.2.3.3. Definición de carga Pushover

4.2.3.3.1. Patrón de carga

La definición del caso de carga pushover para la albañilería armada se realizó de manera análoga a lo desarrollado para la albañilería confinada en el punto 4.1.3.3.1

4.2.3.4. Curva y espectro de capacidad

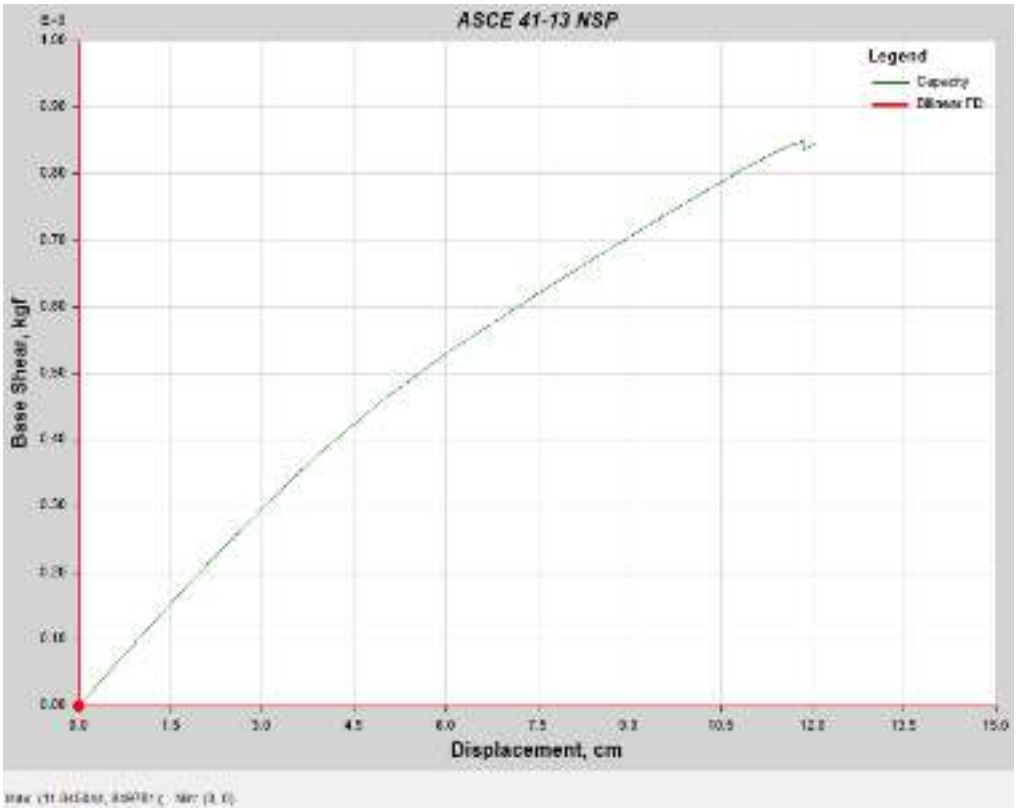
4.2.3.4.1. Curva de capacidad V–Δ

A continuación, se presentan las curvas obtenidas, las cuales sirven de base para la evaluación del desempeño sísmico desarrollada en los apartados posteriores.

BLOQUE A

Figura 254

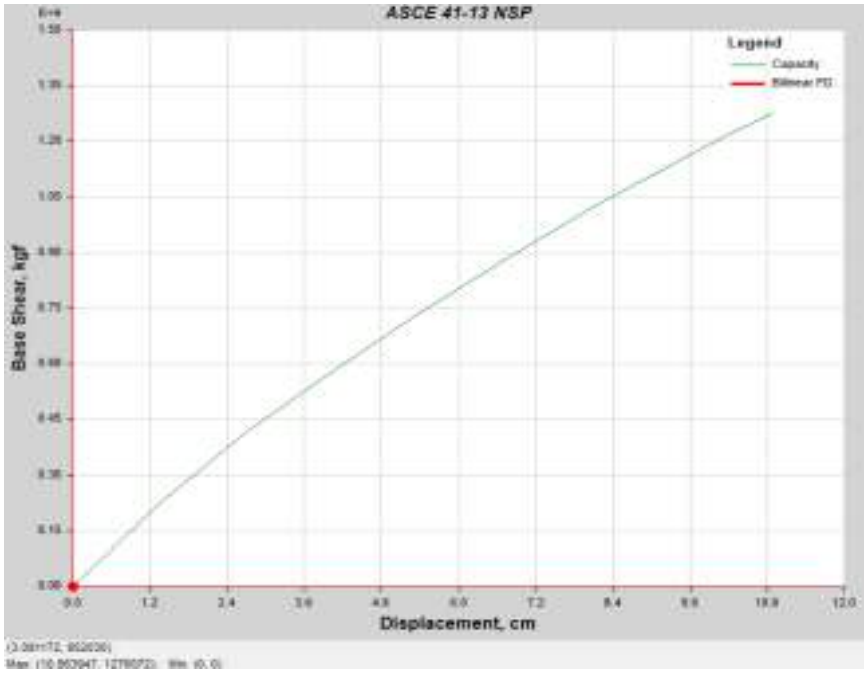
Curva de capacidad DIRECCION X (BLOQUE A) - Alb.armada



Fuente: ETABS

Figura 255

Curva de capacidad DIRECCION Y (BLOQUE A) - Alb.armada

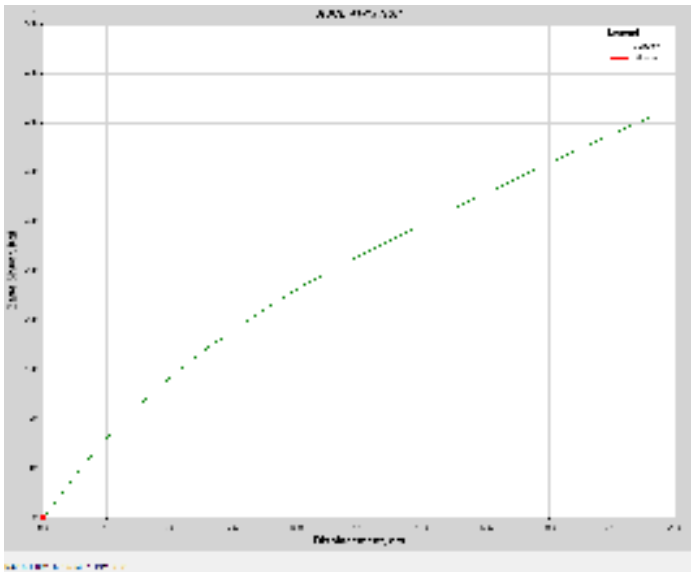


Fuente: ETABS

BLOQUE B

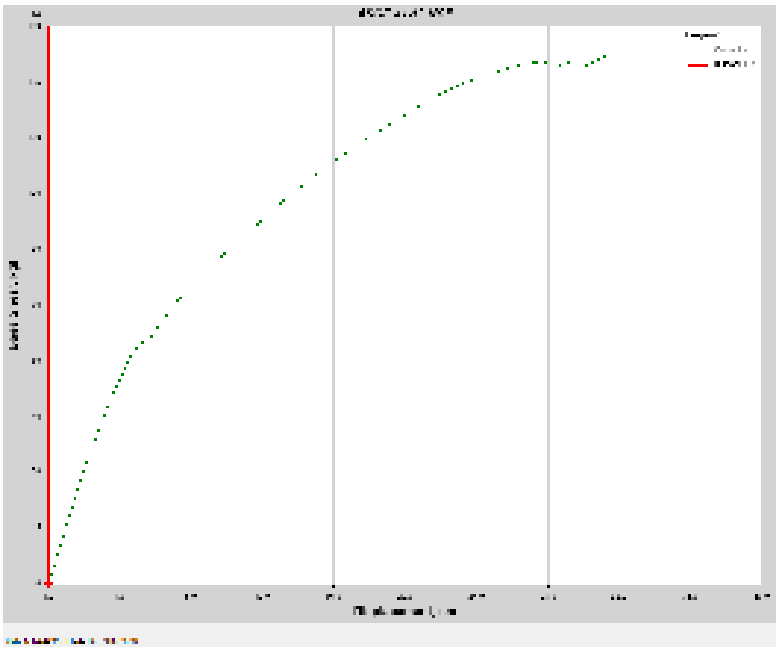
Figura 256

Curva de capacidad DIRECCION X (BLOQUE B) - Alb.armada



Fuente: ETABS

Curva de capacidad DIRECCION Y (BLOQUE B) - Alb.armada

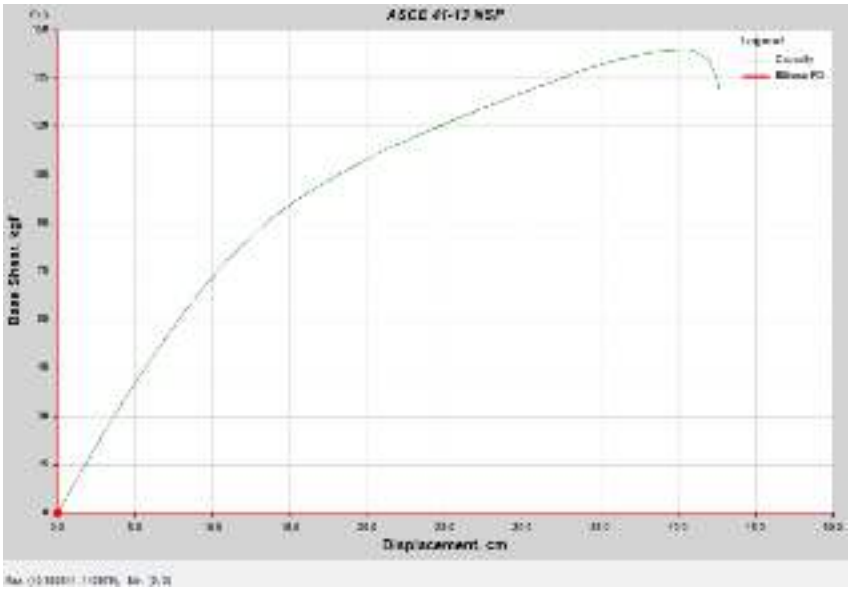


Fuente: ETABS

BLOQUE C-D

Figura 257

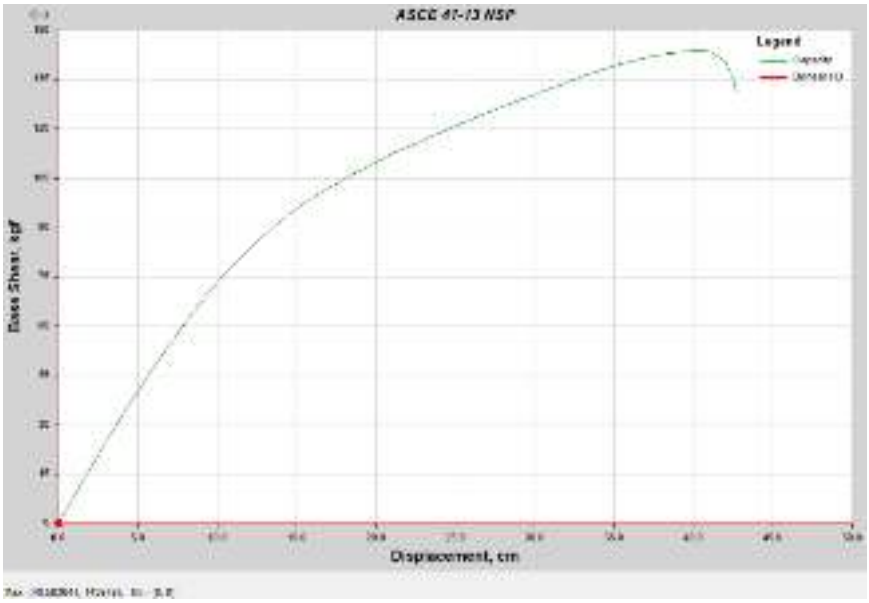
Curva de capacidad DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.armada



Fuente: ETABS

Figura 258

Curva de capacidad DIRECCION Y (BLOQUE C-D) - Alb.armada



Fuente: ETABS

4.2.3.4.2. Sectorización de la curva y puntos de desempeño

La sectorización de la curva de capacidad y la identificación de los puntos de desempeño para las estructuras de albañilería armada se realizaron de manera análoga a lo desarrollado para la albañilería confinada en el punto 4.1.3.4.2

Los puntos de desempeño se determinaron en función del desplazamiento del nudo de control y del estado de las rótulas plásticas, permitiendo evaluar el comportamiento estructural frente a los diferentes niveles de amenaza sísmica considerados.

BLOQUE A

Figura 259

Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION X (BLOQUE A) - Alb.armada

PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	11.845
	FU	849781
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	4.86163
	FY	485157
SOBRERESISTENCIA (R)	1.7516	
DUCTILIDAD (u)	2.43644	

Fuente: Elaboración propia

Figura 260

Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION X (BLOQUE A) - Alb.armada

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
ASCE 41-13	Desp.(cm)	Fu (Kg)		
SISMO FRECUENTE	2.5	20,264.30	OPERACIONAL / 1DY	1.052
SISMO OCACIONAL	X.X	29,953.50	OCUPACIÓN INMEDIATA / 1DY+0.3(DU-DY)	6.115
SISMO RARO	C.5	33,454.39	SEGURIDAD DE VIDA / 1DY+0.6(DU-DY)	9.052
SISMO MUY RARO	9.00	76,091.16	PREVENCIÓN DE COLAPSO / 1DY+0.8(DU-DY)	10.448

Fuente: Elaboración propia

Figura 261

Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION X (BLOQUE A) - Alb.armada



Fuente: Elaboración propia

Figura 262

Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION Y (BLOQUE A) - Alb.armada

PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	10.86395
	FU	1276072
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	3.581839
	FY	564891
SOBRERESISTENCIA (R)	2.2590	
DUCTILIDAD (u)	3.03306	

Fuente: Elaboración propia

Figura 263

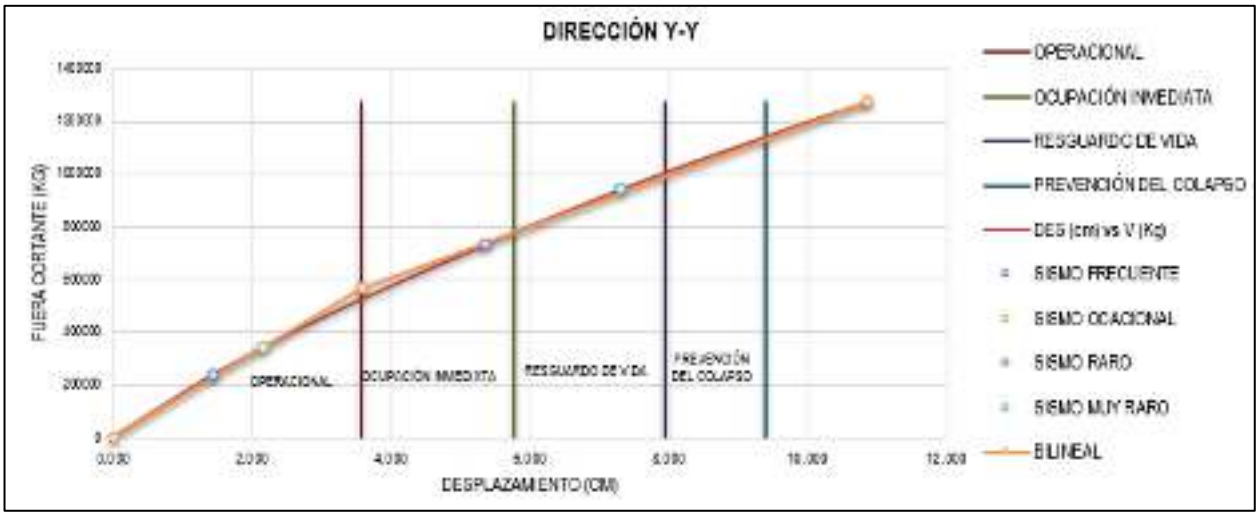
Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION Y (BLOQUE A) - Alb.armada

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
ASCE 41-13	D (cm)	Fy (Kg)		
SISMO FRECUENTE	1.43	806428.38	OPERACIONAL (1DY	3.582
SISMO OCACIONAL	2.17	940637.70	OCUPACION INMEDIATA (1DY+0.3(DU-DY)	5.768
SISMO RARO	5.36	1132264.67	SEGURIDAD DE VIDA (1DY+0.6(DU-DY)	7.954
SISMO MUY RARO	7.32	1282847.37	PREVENCIÓN DE COLAPSO (1DY+0.8(DU-DY)	9.400

Fuente: Elaboración propia

Figura 264

Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION Y (BLOQUE A) - Alb.armada



Fuente: Elaboración propia

BLOQUE B

Figura 265

Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION X (BLOQUE B) - Alb.armada

PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	24.1072
	FU	407035
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	5.78056
	FY	177779
SOBRERESISTENCIA (R)	2.2896	
DUCTILIDAD (u)	4.17039	

Fuente: Elaboración propia

Figura 266

Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION X (BLOQUE B) - Alb.armada

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
ASCE 41-13				
SISMO FRECUENTE			OPERACIONAL	5.701
SISMO OCACIONAL			OCUPACIÓN INMEDIATA	
SISMO RARO			SEGURIDAD DE VIDA	16.777
SISMO MUY RARO			PREVENCIÓN DE COLAPSO	

Fuente: Elaboración propia

Figura 267

Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION X (BLOQUE B) - Alb.armada



Fuente: Elaboración propia

Figura 268

Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION Y (BLOQUE B) - Alb.armada

PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	[illegible]
	FU	182893
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	[illegible]
	FY	[illegible]
SOBRERESISTENCIA (R)		1.1727
DUCTILIDAD (u)		[illegible]

Fuente: Elaboración propia

Figura 269

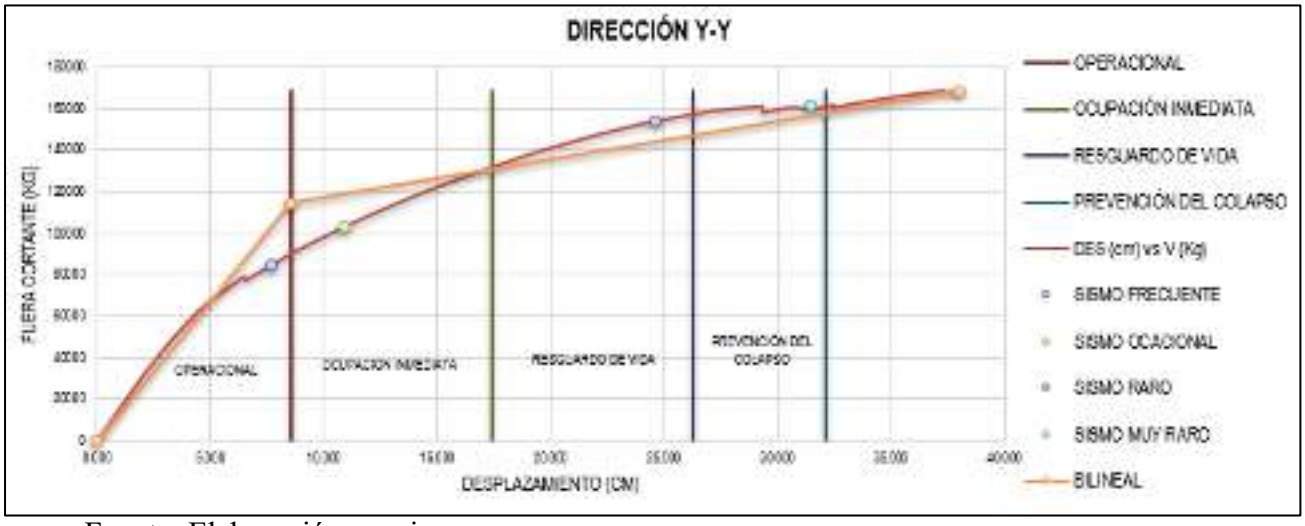
Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION Y (BLOQUE B) - Alb.armada

SISMO ASCE 41-13	INTERSECCIÓN Desp.(cm)	INTERSECCIÓN Fv (Kg)	NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
SISMO FRECUENTE	[illegible]	[illegible]	OPERACIONAL / 1DY	[illegible]
SISMO OCACIONAL	[illegible]	[illegible]	OCUPACIÓN INMEDIATA / 1DY+0.3(DU-DY)	17.338
SISMO RARO	[illegible]	[illegible]	SEGURIDAD DE VIDA / 1DY+0.6(DU-DY)	[illegible]
SISMO MUY RARO	[illegible]	[illegible]	PREVENCIÓN DE COLAPSO / 1DY+0.8(DU-DY)	32.141

Fuente: Elaboración propia

Figura 270

Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION Y (BLOQUE B) - Alb.armada



Fuente: Elaboración propia

BLOQUE C-D

Figura 271

Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.armada

PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	40.5036
	FU	143979
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	18.373
	FY	120581
SOBRERESISTENCIA (R)	1.1931	
DUCTILIDAD (u)	2.17859	

Fuente: Elaboración propia

Figura 272

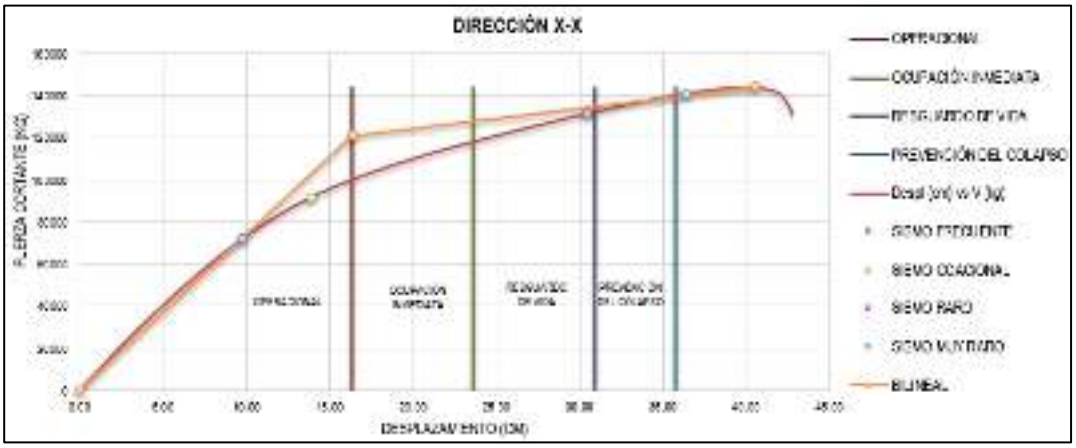
Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.armada

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
ASCE 41-13	Dato (cm)	Fe (Kgf)		
SISMO FRECUENTE	9.79	175[illegible]	OPERACIONAL (1DY	18.373
SISMO OCACIONAL	13.52	90[illegible]	OCUPACIÓN INMEDIATA (1DY+0.3(DU-DY)	23.[illegible]
SISMO RARO	30.45	1[illegible]	SEGURIDAD DE VIDA (1DY+0.8(DU-DY)	30.099
SISMO MUY RARO	41.33	14[illegible]	PREVENCIÓN DE COLAPSO (1DY+0.8(DU-DY)	39.740

Fuente: Elaboración propia

Figura 273

Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.armada



Fuente: Elaboración propia

Figura 274

Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.armada

PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	32.8117
	FU	339536
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	7.30957
	FY	215773
SOBRERESISTENCIA (R)	1.5736	
DUCTILIDAD (u)	4.48887	

Fuente: Elaboración propia

Figura 275

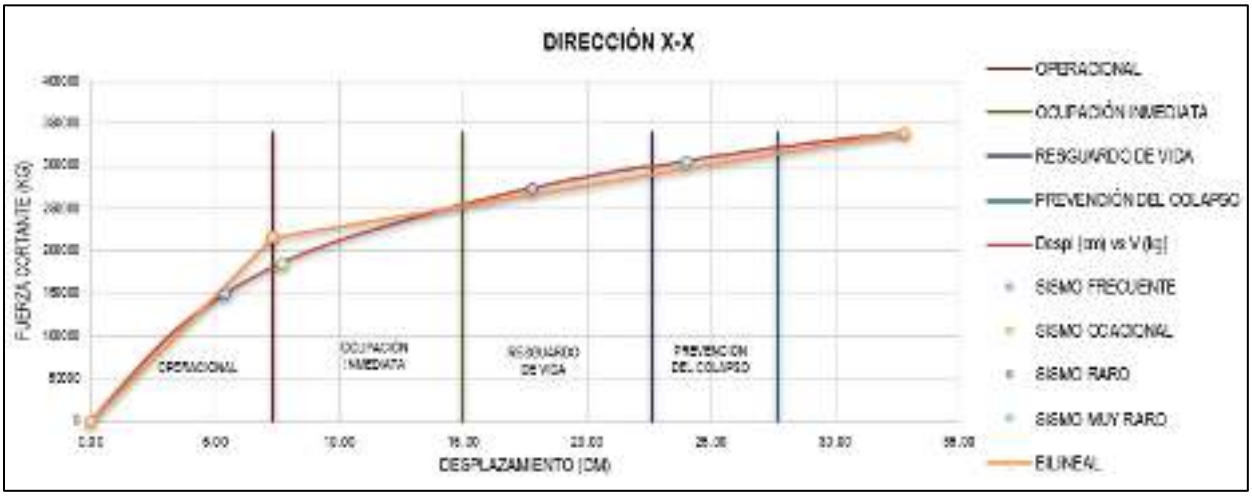
Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.armada

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
ASCE 41-13	Desp (cm)	Fc (Kg)		
SISMO FRECUENTE	5.20	145381.00	OPERACIONAL (1 DY	7.310
SISMO OCACIONAL	7.57	169829.00	OCUPACIÓN INMEDIATA (1 DY+0.3(DU-DY)	11.950
SISMO RARO	17.78	204455.00	SEGURIDAD DE VIDA (1 DY+0.6(DU-DY)	22.611
SISMO MUY RARO	24.82	209481.00	PREVENCIÓN DE COLAPSO (1DY+0.8(DU-DY)	27.711

Fuente: Elaboración propia

Figura 276

Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.armada



Fuente: Elaboración propia

Figura 277

Definición de puntos de curva bilineal DIRECCION Y (BLOQUE C-D) - Alb.armada

PUNTO DE DEMANDA O AGOTAMIENTO DE LA CAPACIDAD	DU	26.3321
	FU	141554
PUNTO DE FLUENCIA EFECTIVA DE LA ESTRUCTURA	DY	5.743683
	FY	119175
SOBRERESISTENCIA (R)	1.1878	
DUCTILIDAD (u)	4.58453	

Fuente: Elaboración propia

Figura 278

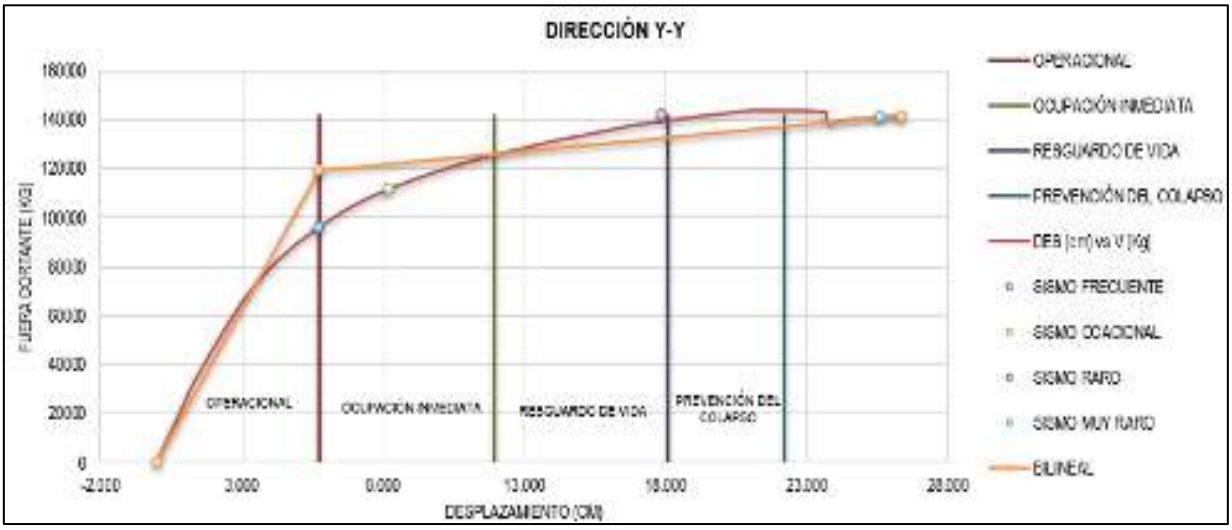
Definición de puntos de sectorización para nivel de desempeño DIRECCION Y (BLOQUE C-D) - Alb.armada

SISMO	INTERSECCIÓN		NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	LÍMITE
ASCE 41-13	Desp.(cm)	Fc (Kg)		
SISMO FRECUENTE	5.74	96113.77	OPERACIONAL / 1 DY	5.744
SISMO OCACIONAL	8.10	111824.49	OCUPACIÓN INMEDIATA / 1DY+0.3(DU-DY)	11.920
SISMO RARO	17.96	141700.31	SEGURIDAD DE VIDA / 1DY+0.6(DU-DY)	18.097
SISMO MUY RARO	25.90	141700.52	PREVENCION DE COLAPSO / 1DY+0.8(DU-DY)	22.214

Fuente: Elaboración propia

Figura 279

Sectorización y puntos de desempeño DIRECCION Y (BLOQUE C-D) - Alb.armada



Fuente: Elaboración propia

4.2.3.5. Interpretación de resultados

La interpretación de los resultados del análisis no lineal estático para las estructuras de albañilería armada se realizó de manera análoga a la desarrollada para la albañilería confinada, evaluando el desempeño sísmico a partir de las curvas de capacidad, los puntos de desempeño y el estado de las rótulas plásticas.

La evaluación del desempeño sísmico se interpretó mediante una leyenda de colores, basada en los criterios del SEAOC Vision 2000, que permite identificar de forma clara el grado de cumplimiento de los objetivos de desempeño para cada nivel de amenaza sísmica

BLOQUE A

Figura 280

Nivel de desempeño sísmico DIRECCION X (BLOQUE A) - Alb.armada

Nivel de Desempeño de la Estructura					
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	43 años				
Ocasional	72 años				
Raro	475 años				
Muy Raro	970 años				

Fuente: Elaboración Propio

Figura 281

Nivel de desempeño sísmico DIRECCION Y (BLOQUE A) - Alb.armada

Nivel de Desempeño de la Estructura					
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	43 años				
Ocasional	72 años				
Raro	475 años				
Muy Raro	970 años				

Fuente: Elaboración Propio

El Bloque A, debido a su configuración regular en planta y elevación, presenta un comportamiento estructural favorable, reflejado en una adecuada distribución de rigideces y masas. Los resultados del análisis sísmico indican que el bloque cumple con los límites de deriva y mantiene un mecanismo resistente estable para los niveles de demanda sísmica evaluados, alcanzando niveles de desempeño compatibles con los criterios normativos establecidos.

BLOQUE B

Figura 282

Nivel de desempeño sísmico DIRECCION X (BLOQUE B) - Alb.armada

Nivel de Desempeño de la Estructura					
Sismos de Diseño	**Nivel de Amenaza Sísmica**	**Totalmente Operacional**	**Operacional**	**Seguridad de Vida**	**Prevención del Colapso**
Frecuente	43 años				
Ocasional	72 años				
Raro	475 años				
Muy Raro	970 años				

Fuente: Elaboración Propio

Figura 283

Nivel de desempeño sísmico DIRECCION Y (BLOQUE B) - Alb.armada

Nivel de Desempeño de la Estructura					
Sismos de Diseño	**Nivel de Amenaza Sísmica**	**Totalmente Operacional**	**Operacional**	**Seguridad de Vida**	**Prevención del Colapso**
Frecuente	43 años				
Ocasional	72 años				
Raro	475 años				
Muy Raro	970 años				

Fuente: Elaboración Propio

El Bloque B, conformado predominantemente por muros de albañilería armada, presenta un desempeño sísmico adecuado frente a sismos frecuentes y ocasionales, manteniendo una respuesta estructural controlada en términos de rigidez y deformación, lo que permite cumplir los objetivos de desempeño asociados a ocupación inmediata y seguridad de vida; no obstante, para sismos de menor probabilidad y mayor severidad, se observa un incremento significativo de las demandas inelásticas y una mayor concentración de deformaciones en zonas críticas del sistema

resistente, lo cual evidencia una reducción del margen de desempeño y una mayor sensibilidad a la degradación de rigidez y capacidad, comportamiento consistente con la naturaleza del sistema de albañilería armada y su dependencia de una adecuada continuidad del refuerzo y calidad constructiva.

BLOQUE C-D

Figura 284

Nivel de desempeño sísmico DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.armada

Nivel de Desempeño de la Estructura					
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	43 años				
Ocasional	72 años				
Raro	475 años				
Muy Raro	970 años				

Fuente: Elaboración Propio

Figura 285

Nivel de desempeño sísmico DIRECCION X (BLOQUE C-D) - Alb.armada

Nivel de Desempeño de la Estructura					
Sismos de Diseño	Nivel de Amenaza Sísmica	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
Frecuente	43 años				
Ocasional	72 años				
Raro	475 años				
Muy Raro	970 años				

Fuente: Elaboración Propio

Los Bloques C-D, debido a su regularidad geométrica y estructural, presentan un desempeño sísmico satisfactorio, alcanzando niveles de desempeño compatibles con los criterios normativos para los distintos niveles de demanda sísmica analizados, sin evidenciar concentraciones críticas de daño ni mecanismos frágiles dominantes.

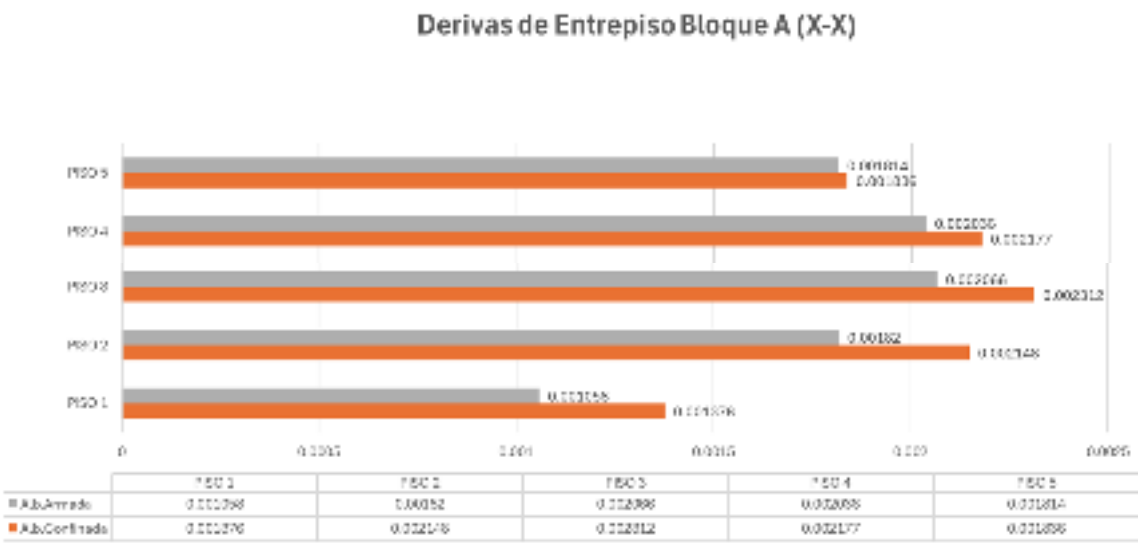
4.3. Comparación de respuesta estructural y diseño sísmico

4.3.1. Comparación De Derivas de Entrepiso

Con base en los resultados obtenidos del análisis estructural del edificio, se presentan los gráficos correspondientes a las derivas de entrepiso en las direcciones X-X e Y-Y. Dichos gráficos permiten visualizar el comportamiento de los desplazamientos laterales a lo largo de los diferentes niveles de la edificación, de acuerdo con la distribución estructural definida en planta.

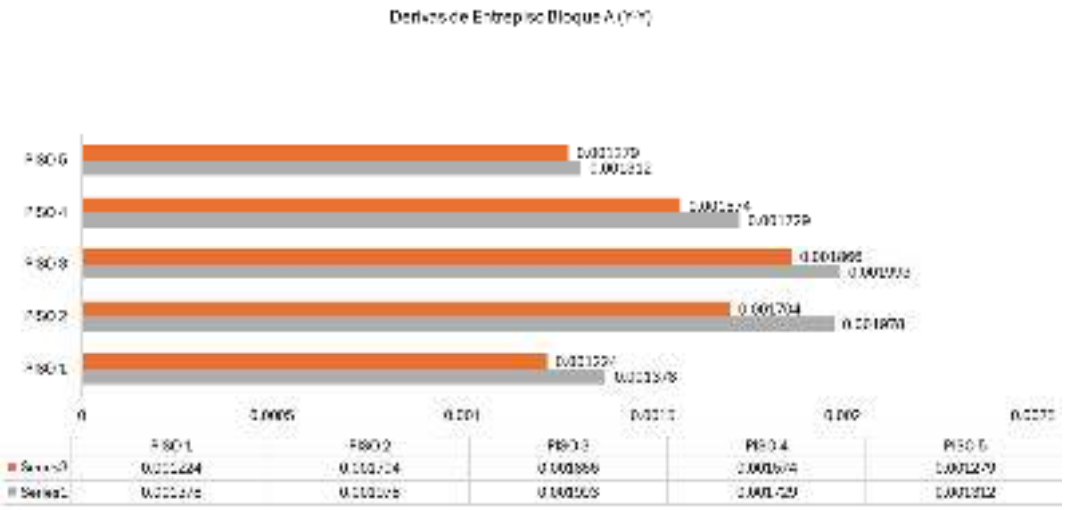
Asimismo, se observa que los valores de derivas de entrepiso se encuentran dentro de los límites máximos establecidos por la Norma Técnica E.030 para edificaciones de albañilería reforzada, cumpliendo la condición $\Delta/h \leq 0.005$

Figura 286
Comparación de Derivas de Entrepiso X-X-Bloque A



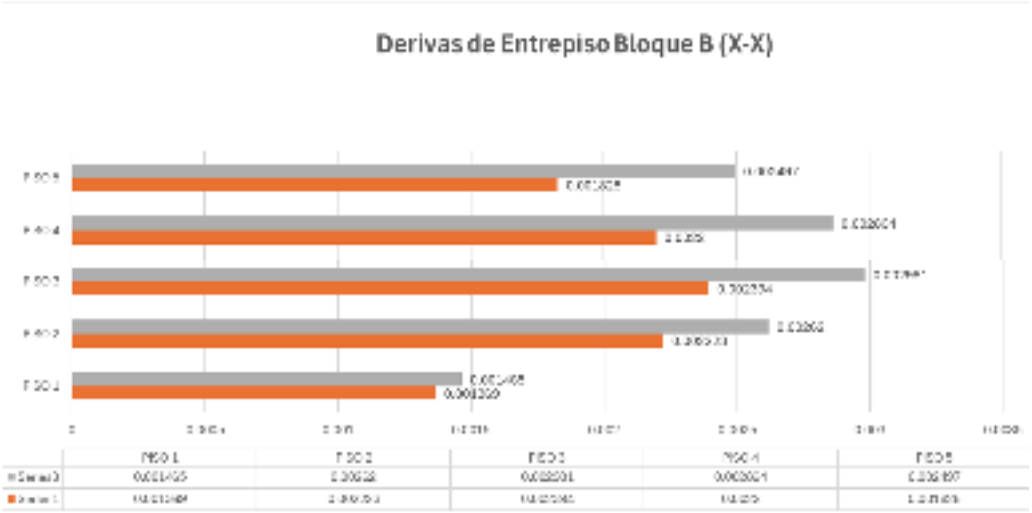
Fuente: Elaboración Propio

Figura 287
Comparación de Derivas de Entrepiso Y-Y -Bloque A



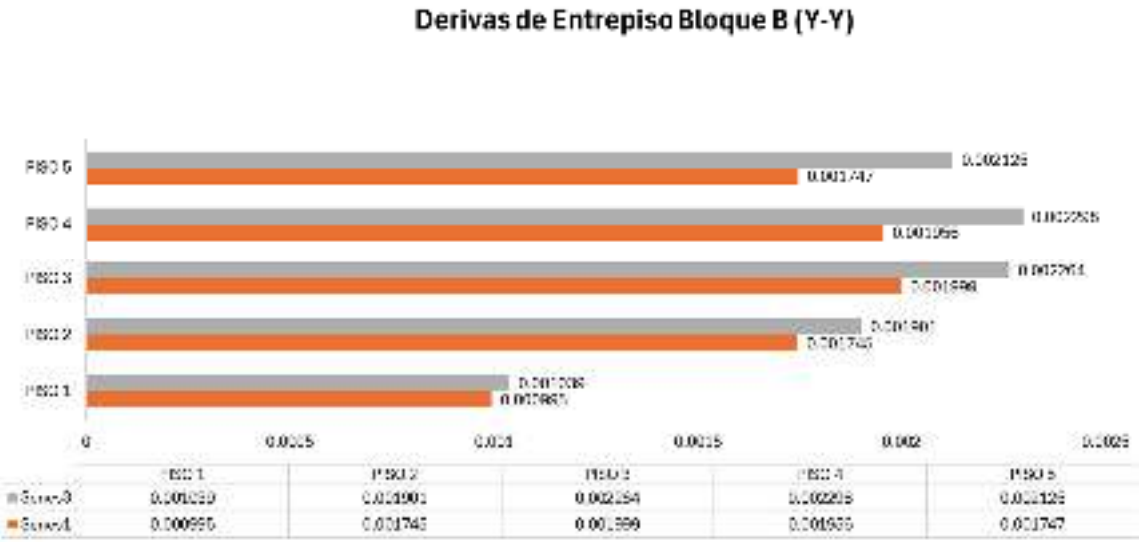
Fuente: Elaboración Propio

Figura 288
Comparación de Derivas de Entrepiso X-X -Bloque B



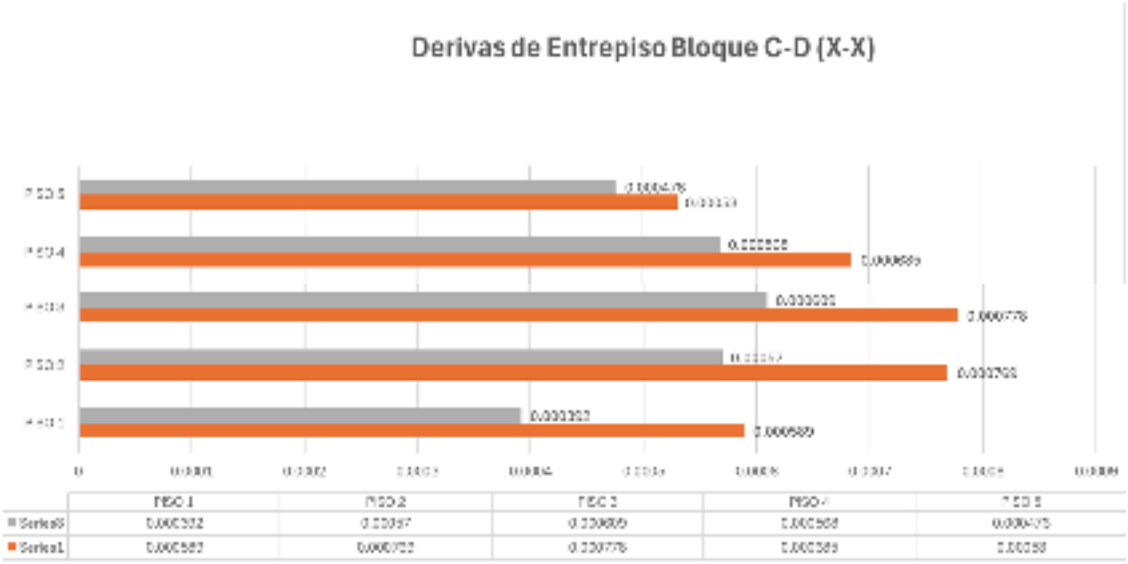
Fuente: Elaboración Propio

Figura 289
Comparación de Derivas de Entrepiso Y-Y -Bloque B



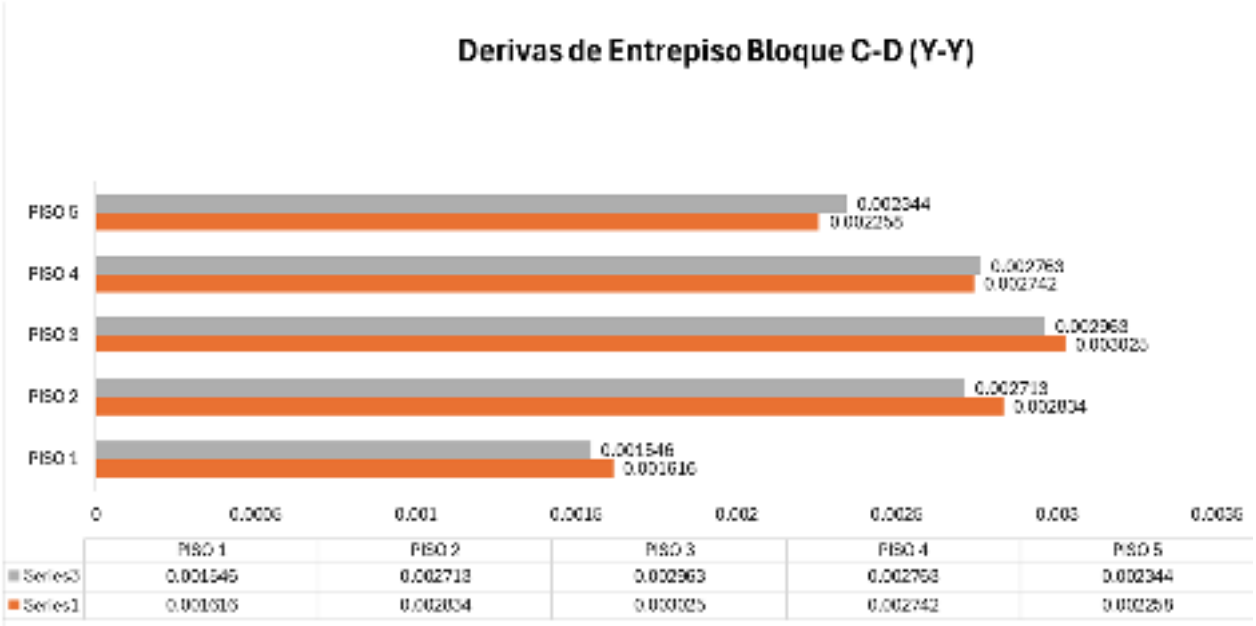
Fuente: Elaboración Propio

Figura 290
Comparación de Derivas de Entrepiso X-X -Bloque C-D



Fuente: Elaboración Propio

Figura 291
Comparación de Derivas de Entrepiso Y-Y -Bloque C-D



Fuente: Elaboración Propio

4.4. Metrados, análisis de costos y presupuestos usando albañilería confinada

4.4.1. Resumen de Metrados

Para el desarrollo del presente proyecto, correspondiente a un sistema estructural de albañilería confinada, se consideraron únicamente las partidas necesarias para la ejecución del edificio multifamiliar, abarcando exclusivamente los componentes de estructuras. En tal sentido, no se incluyeron las partidas correspondientes a arquitectura, instalaciones eléctricas y sanitarias, debido a que los costos asociados a estas especialidades resultan prácticamente equivalentes en ambos sistemas estructurales evaluados.

En cuanto al metrado de materiales de las distintas partidas, este se realizó en estricto cumplimiento de los ítems establecidos en la Norma Técnica de Metrados para Obras de Edificación y Habilitaciones Urbanas, garantizando la correcta cuantificación de los recursos necesarios para la obra.

Asimismo, las partidas fueron elaboradas considerando las condiciones reales de la zona del proyecto, la disponibilidad de materiales en el mercado local, las unidades de medida normadas para cada partida y el metrado correspondiente, el cual se efectuó en función de los ejes y elementos estructurales definidos en los planos del proyecto.

Finalmente, se presenta a continuación un resumen de los metrados considerados para el presente proyecto.

Figura 292

Resumen de Metrados –Albañilería confinada- Bloque A

Item	Descripción	Und.	Metrado
01	ESTRUCTURAS		
01.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
01.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO	m2	115.07
01.01.02	TRAZO Y REPLANTEO INICAL	m2	115.07
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
01.02.01	EXCAVACION MANUAL DE ZANJA EN TERRENO NORMAL HASTA h=1.60m	m3	147.03
01.02.02	RELLENO COMPACTADO C/EQUIPO, MATERIAL PROPIO	m3	63.93
01.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/CARGADOR 125 HP, VOLQUETE15 M3	m3	83.10
01.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
01.03.01	SOLADOS		
01.03.01.01	CONCRETO 1:10 (C:H) C/CEMENTO TIPO MS, EN SOLADOS E=4"	m2	91.89
01.03.02	FALSO PISO		
01.03.02.01	CONCRETO f'c=175 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN FALSO PISO E=4".	m2	101.85
01.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
01.04.01	CIMIENTO CORRIDO		
01.04.01.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN CIMIENTO CORRIDO	m3	45.95
01.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	61.01
01.04.01.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN CIMIENTO CORRIDO	kg	1,621.34
01.04.02	SOBRECIMIENTO		
01.04.02.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN SOBRECIMIENTO	m3	12.05
01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	174.61
01.04.02.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN SOBRECIMIENTO	kg	589.03
01.04.03	COLUMNAS		
01.04.03.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN COLUMNAS	m3	23.06
01.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE COLUMNAS	m2	356.57
01.04.03.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN COLUMNAS	kg	4,808.55
01.04.04	PLACAS		
01.04.04.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN PLACAS	m3	43.99
01.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA PLACAS	m2	721.22
01.04.04.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN PLACAS	kg	4,454.13
01.04.05	VIGAS		
01.04.05.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN VIGAS	m3	27.34
01.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VIGAS	m2	355.42
01.04.05.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN VIGAS	kg	5,022.26
01.04.06	LOSAS ALIGERADAS		
01.04.06.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN LOSA ALIGERADA	m3	40.41
01.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSA ALIGERADA	m2	472.84
01.04.06.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN LOSA ALIGERADA	kg	1,669.12
01.04.06.04	LADRILLO PARA TECHO DE h=0.15 m	und	4,046.00
01.04.07	LOSA MACIZA		
01.04.07.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN LOSA MACIZA	m3	16.18
01.04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSAS MACIZAS	m2	80.88
01.04.07.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN LOSA MACIZA	kg	1,144.18
01.05	MURO DE CONFINAMIENTO		
01.05.01	MURO LADRILLO K.K.DE ARCILLA 18 H (0.09x0.13x0.24) AMARRE DE SOGA JUNTA 1 cm. MORTERO 1:1:5	m2	534.67
01.05.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN MUROS DE CONFINAMIENTO	kg	92.23

Fuente: Elaboración propia

Figura 293

Resumen de Metrados –Albañilería confinada- Bloque B

Item	Descripción	Und.	Metrado
02	ESTRUCTURAS		
02.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
02.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO	m2	**115.96**
02.01.02	TRAZO Y REPLANTEO INICAL	m2	**115.96**
02.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.02.01	EXCAVACION MANUAL DE ZANJA EN TERRENO NORMAL HASTA h=1.60m	m3	**124.71**
02.02.02	RELLENO COMPACTADO C/EQUIPO, MATERIAL PROPIO	m3	**66.99**
02.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/CARGADOR 125 HP, VOLQUETE15 M3	m3	**57.72**
02.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
02.03.01	SOLADOS		
02.03.01.01	CONCRETO 1:10 (C:H) C/CEMENTO TIPO MS, EN SOLADOS E=4"	m2	**77.95**
02.03.02	FALSO PISO		
02.03.02.01	CONCRETO f´c=175 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN FALSO PISO E=4".	m2	**91.35**
02.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
02.04.01	CIMIENTO CORRIDO		
02.04.01.01	CONCRETO f´c=210 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN CIMIENTO CORRIDO	m3	**38.97**
02.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	**62.18**
02.04.01.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN CIMIENTO CORRIDO	kg	**1,376.67**
02.04.02	SOBRECIMIENTO		
02.04.02.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN SOBRECIMIENTO	m3	**9.61**
02.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	**151.17**
02.04.02.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN SOBRECIMIENTO	kg	**369.42**
02.04.03	COLUMNAS		
02.04.03.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN COLUMNAS	m3	**22.52**
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA COLUMNAS	m2	**406.37**
02.04.03.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN COLUMNAS	kg	**3,371.57**
02.04.04	PLACAS		
02.04.04.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN PLACAS	m3	**37.31**
02.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA PLACAS	m2	**560.47**
02.04.04.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN PLACAS	kg	**3,913.93**
02.04.05	VIGAS		
02.04.05.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN VIGAS	m3	**16.09**
02.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VIGAS	m2	**209.17**
02.04.05.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN VIGAS	kg	**4,674.01**
02.04.06	LOSAS ALIGERADAS		
02.04.06.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN LOSA ALIGERADA	m3	**36.43**
02.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSA ALIGERADA	m2	**432.21**
02.04.06.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN LOSA ALIGERADA	kg	**1,319.22**
02.04.06.04	LADRILLO PARA TECHO DE h=0.15 m	und	**3,545.00**
02.04.07	LOSA MACIZA		
02.04.07.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN LOSA MACIZA	m3	**1.39**
02.04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSAS MACIZAS	m2	**6.95**
02.04.07.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN LOSA MACIZA	kg	**103.70**
02.05	MURO DE CONFINAMIENTO		
02.05.01	MURO LADRILLO K.K.DE ARCILLA 18 H (0.09x0.13x0.24) AMARRE DE SOGA JUNTA 1 cm. MORTERO 1:1:5	m2	**474.39**
02.05.02	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN MUROS DE CONFINAMIENTO	kg	**81.83**

Fuente: Elaboración propia

Figura 294

Resumen de Metrados – Albañilería confinada -Bloque C-D

Item	Descripción	Und.	Metrado
03	ESTRUCTURAS		
03.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
03.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO	m2	**103.56**
03.01.02	TRAZO Y REPLANTEO INICAL	m2	**103.56**
03.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
03.02.01	EXCAVACION MANUAL DE ZANJA EN TERRENO NORMAL HASTA h=1.60m	m3	**118.64**
03.02.02	RELLENO COMPACTADO C/EQUIPO, MATERIAL PROPIO	m3	**63.08**
03.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/CARGADOR 125 HP, VOLQUETE15 M3	m3	**55.56**
03.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
03.03.01	SOLADOS		
03.03.01.01	CONCRETO 1:10 (C:H) C/CEMENTO TIPO MS, EN SOLADOS E=4"	m2	**74.15**
03.03.02	FALSO PISO		
03.03.02.01	CONCRETO f´c=175 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN FALSO PISO E=4".	m2	**92.10**
03.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
03.04.01	CIMIENTO CORRIDO		
03.04.01.01	CONCRETO f´c=210 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN CIMIENTO CORRIDO	m3	**37.08**
03.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	**62.41**
03.04.01.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN CIMIENTO CORRIDO	kg	**1,380.81**
03.04.02	SOBRECIMIENTO		
03.04.02.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN SOBRECIMIENTO	m3	**10.88**
03.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	**170.44**
03.04.02.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN SOBRECIMIENTO	kg	**506.76**
03.04.03	COLUMNAS		
03.04.03.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN COLUMNAS	m3	**24.36**
03.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA COLUMNAS	m2	**475.98**
03.04.03.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN COLUMNAS	kg	**4,981.92**
03.04.04	PLACAS		
03.04.04.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN PLACAS	m3	**26.08**
03.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA PLACAS	m2	**251.29**
03.04.04.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN PLACAS	kg	**3,640.01**
03.04.05	VIGAS		
03.04.05.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN VIGAS	m3	**19.67**
03.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VIGAS	m2	**255.71**
03.04.05.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN VIGAS	kg	**3,806.10**
03.04.06	LOSAS ALIGERADAS		
03.04.06.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN LOSA ALIGERADA	m3	**33.71**
03.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSA ALIGERADA	m2	**452.74**
03.04.06.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN LOSA ALIGERADA	kg	**1,075.65**
03.04.06.04	LADRILLO PARA TECHO DE h=0.15 m	und	**3,110.00**
03.04.07	LOSA MACIZA		
03.04.07.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN LOSA MACIZA	m3	**4.50**
03.04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSAS MACIZAS	m2	**22.52**
03.04.07.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN LOSA MACIZA	kg	**597.08**
03.05	MURO DE CONFINAMIENTO		
03.05.01	MURO LADRILLO K.K.DE ARCILLA 18 H (0.09x0.13x0.24) AMARRE DE SOGA JUNTA 1.5 cm. MORTERO 1:1:5	m2	**640.05**
03.05.02	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN MUROS DE CONFINAMIENTO	kg	**102.96**

Fuente: Elaboración propia

4.4.2. Análisis de costos Unitarios

Se desarrollaron los análisis de precios unitarios (APU) correspondientes a cada una de las partidas previamente indicadas, considerando los costos reales de los insumos disponibles en la ciudad de Chiclayo, así como los rendimientos de la mano de obra y del equipamiento propios de la zona, aplicables a cada uno de los niveles que conforman la edificación.

Seguidamente, se presenta el análisis de precios unitarios correspondiente de manera específica a la partida “MURO LADRILLO K.K.DE ARCILLA 18 H (0.09x0.13x0.24) AMARRE DE SOGA JUNTA 1.5 cm. MORTERO 1:1:5, la cual forma parte del componente arquitectónico del proyecto y constituye uno de los elementos clave para la comparación desarrollada en el presente estudio.

Figura 295

Análisis de precio unitario Partida de muro de Albañilería confinada



Análisis de precios unitarios

Presupuesto: 0107001 DISEÑO POR DESEMPEÑO SÍSMICO PARA SISTEMAS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y ARMADA EN CONDOMINIOS CON PROGRAMA TECHO PROPIO CON COMPARATIVA ECONÓMICA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

Subpresupuesto: 001 ESTRUCTURAS BLOQUE A_A.CONFINADA — Fecha presupuesto: 22/03/2025

Partida: 01.05.01 MURO LADRILLO K.K.DE ARCILLA 18 H (0.09x0.13x0.24) AMARRE DE SOGA JUNTA 1.5 cm. MORTERO 1:1:5

Rendimiento: m2/DIA — MO. 9.5000 — EQ. 9.5000 — Costo unitario directo por : m2: 85.20

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.8421	28.39	23.91
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.8421	20.22	17.03
						40.94
	Materiales					
02070200010002	ARENA GRUESA	m3		0.0310	41.00	1.27
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.0096	5.00	0.05
0213010007	CEMENTO PORTLAND TIPO MS (42.5 kg)	bol		0.2180	30.08	6.56
02160100010001	LADRILLO KK 18 HUECOS 9X13X24 cm	mil		0.0370	950.00	35.15
						43.03
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	40.94	1.23
						1.23

Fuente: Elaboración propia- S10

4.4.3. Presupuesto

Una vez definidos los metrados finales y desarrollados los análisis de precios unitarios para cada una de las partidas que conforman el proyecto, se procede a presentar el presupuesto final correspondiente al sistema estructural de albañilería confinada. Dicho presupuesto ha sido elaborado considerando los costos actualizados de materiales, mano de obra y equipos, de acuerdo con las condiciones del mercado local y los rendimientos propios de la zona de estudio.

En ese sentido, el presupuesto refleja de manera detallada la valoración económica de cada partida, permitiendo identificar el costo total de ejecución del proyecto y facilitando su posterior análisis y comparación. A continuación, se muestra la tabla resumen del presupuesto, en la cual se consignan las partidas consideradas, sus metrados, precios unitarios y costos parciales, hasta obtener el costo total del sistema estructural evaluado.

Figura 296

PRESUPUESTO CONSOLIDADO -BLOQUE A

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	**ESTRUCTURAS**				**468,976.29**
01.01	**TRABAJOS PRELIMINARES**				**390.88**
01.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO	m2	115.07	0.76	87.45
01.01.02	TRAZO Y REPLANTEO INICAL	m2	115.07	2.63	302.83
01.02	**MOVIMIENTO DE TIERRAS**				**22,741.14**
01.02.01	EXCAVACION MANUAL DE ZANJA EN TERRENO NORMAL HASTA h=1.50m	m3	147.03	47.81	7,000.10
01.02.02	RELLENO COMPACTADO C/EQUIPO, MATERIAL PROPIO	m3	63.83	172.43	11,023.46
01.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/CARGADOR 125 HP, VOLQUETE 15 M3	m3	83.10	56.77	4,717.59
01.03	**OBRAS DE CONCRETO SIMPLE**				**7,904.82**
01.03.01	**SOLADOS**				**3,548.71**
01.03.01.01	CONCRETO 1:10 (C:H) C/CEMENTO TIPO MS, EN SOLADOS E=4"	m2	91.89	38.63	3,548.71
01.03.02	**FALSO PISO**				**4,356.11**
01.03.02.01	CONCRETO f´c=175 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN FALSO PISO E=4"	m2	101.86	42.76	4,356.11
01.04	**OBRAS DE CONCRETO ARMADO**				**391,778.57**
01.04.01	**CIMIENTO CORRIDO**				**34,423.77**
01.04.01.01	CONCRETO f´c=210 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN CIMIENTO CORRIDO	m3	45.95	432.61	19,878.43
01.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	61.01	63.28	3,860.71
01.04.01.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN CIMIENTO CORRIDO	kg	1,621.34	6.59	10,684.63
01.04.02	**SOBRECIMIENTO**				**21,846.29**
01.04.02.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN SOBRECIMIENTO	m3	12.05	437.96	5,277.42
01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	174.81	72.66	12,697.16
01.04.02.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN SOBRECIMIENTO	kg	589.03	6.59	3,881.71
01.04.03	**COLUMNAS**				**72,986.88**
01.04.03.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN COLUMNAS	m3	23.06	569.31	13,569.49
01.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE COLUMNAS	m2	356.57	77.71	27,709.05
01.04.03.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN COLUMNAS	kg	4,808.55	6.59	31,688.34
01.04.04	**PLACAS**				**106,915.27**
01.04.04.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN PLACAS	m3	43.89	589.31	25,923.75
01.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA PLACAS	m2	721.22	63.28	45,638.90
01.04.04.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN PLACAS	kg	4,454.13	6.59	29,352.72
01.04.05	**VIGAS**				**80,876.89**
01.04.05.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN VIGAS	m3	27.34	474.80	12,981.03
01.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VIGAS	m2	358.42	97.81	34,709.17
01.04.05.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN VIGAS	kg	5,022.26	6.59	33,096.69

01.04.06	**LOSAS ALIGERADAS**				**60,479.12**
01.04.06.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN LOSA ALIGERADA	m3	40.41	449.58	18,167.63
01.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSA ALIGERADA	m2	472.84	64.08	30,299.59
01.04.06.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN LOSA ALIGERADA	kg	1,669.12	6.58	10,999.53
01.04.06.04	LADRILLO PARA TECHO DE h=0.15 m	und	4,046.00	0.25	1,011.50
01.04.07	**LOSA MACIZA**				**20,251.35**
01.04.07.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN LOSA MACIZA	m3	16.18	468.64	7,582.60
01.04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSAS MACIZAS	m2	80.88	63.41	5,128.60
01.04.07.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN LOSA MACIZA	kg	1,144.18	6.58	7,540.15
01.05	**MURO DE CONFINAMIENTO**				**45,161.88**
01.05.01	MURO LADRILLO K.K.DE ARCILLA 18 H (0.09x0.13x0.24) AMARRE DE SOGA JUNTA 1.5 cm. MORTERO 1:1:5	m2	534.67	85.20	45,553.88
01.05.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN MUROS DE CONFINAMIENTO	kg	92.23	6.58	607.00
	COSTO DIRECTO				**488,976.29**
	GASTOS GENERALES 10%				**48,897.63**
	UTILIDAD 10%				**48,897.63**
	SUB TOTAL				**562,771.55**
	IMPUESTOS(IGV 18%)				**101,296.88**
	TOTAL DE PRESUPUESTO				**664,070.43**

SON : SEISCIENTOS SESENTICUATRO MIL SETENTA Y 43/100 NUEVOS SOLES

Fuente: Elaboración propia- S10

Figura 297

PRESUPUESTO CONSOLIDADO -BLOQUE B

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
02	**ESTRUCTURAS**				**381,192.20**
02.01	**TRABAJOS PRELIMINARES**				**393.10**
02.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO	m2	115.96	0.76	88.13
02.01.02	TRAZO Y REPLANTEO INICAL	m2	115.96	2.63	304.97
02.02	**MOVIMIENTO DE TIERRAS**				**20,765.29**
02.02.01	EXCAVACION MANUAL DE ZANJA EN TERRENO NORMAL HASTA h=1.50m	m3	124.71	47.61	5,937.44
02.02.02	RELLENO COMPACTADO C/EQUIPO, MATERIAL PROPIO	m3	66.99	172.43	11,551.09
02.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/CARGADOR 125 HP, VOLQUETE 15 M3	m3	57.72	56.77	3,276.76
02.03	**OBRAS DE CONCRETO SIMPLE**				**6,917.34**
02.03.01	**SOLADOS**				**3,011.21**
02.03.01.01	CONCRETO 1:10 (C:H) C/CEMENTO TIPO MS, EN SOLADOS E=4"	m2	77.95	38.63	3,011.21
02.03.02	**FALSO PISO**				**3,906.13**
02.03.02.01	CONCRETO f'c=175 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN FALSO PISO E=4".	m2	91.35	42.76	3,906.13
02.04	**OBRAS DE CONCRETO ARMADO**				**312,159.24**
02.04.01	**CIMIENTO CORRIDO**				**29,965.82**
02.04.01.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN CIMIENTO CORRIDO	m3	38.97	432.61	16,858.81
02.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	62.18	63.28	3,934.75
02.04.01.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN CIMIENTO CORRIDO	kg	1,376.67	6.59	9,072.26
02.04.02	**SOBRECIMIENTO**				**17,627.29**
02.04.02.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN SOBRECIMIENTO	m3	9.61	437.96	4,208.80
02.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	151.17	72.66	10,984.01
02.04.02.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN SOBRECIMIENTO	kg	369.42	6.59	2,434.48
02.04.03	**COLUMNAS**				**67,068.92**
02.04.03.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN COLUMNAS	m3	22.52	589.31	13,271.26
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA COLUMNAS	m2	406.37	77.71	31,579.01
02.04.03.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN COLUMNAS	kg	3,371.57	6.59	22,216.65
02.04.04	**PLACAS**				**83,246.50**
02.04.04.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN PLACAS	m3	37.31	589.31	21,987.16
02.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA PLACAS	m2	560.47	63.28	35,466.54
02.04.04.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN PLACAS	kg	3,913.93	6.59	25,792.80
02.04.05	**VIGAS**				**58,921.99**
02.04.05.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN VIGAS	m3	16.09	474.80	7,638.53
02.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VIGAS	m2	209.17	97.91	20,479.83
02.04.05.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN VIGAS	kg	4,674.01	6.59	30,801.73

02.04.06	**LOSAS ALIGERADAS**				**53,654.13**
02.04.06.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN LOSA ALIGERADA	m3	36.43	449.58	16,378.20
02.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSA ALIGERADA	m2	432.21	64.08	27,698.02
02.04.06.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN LOSA ALIGERADA	kg	1,319.22	5.59	6,660.66
02.04.06.04	LADRILLO PARA TECHO DE h=0.15 m	und	3,545.00	0.25	886.25
02.04.07	**LOSA MACIZA**				**1,775.49**
02.04.07.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN LOSA MACIZA	m3	1.39	468.04	651.41
02.04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSAS MACIZAS	m2	6.95	63.41	440.70
02.04.07.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN LOSA MACIZA	kg	103.70	5.59	683.38
02.05	**MURO DE CONFINAMIENTO**				**40,957.29**
02.05.01	MURO LADRILLO K.K.DE ARCILLA 18 H (0.09x0.13x0.24) AMARRE DE SOGA JUNTA 1.5 cm. MORTERO 1:1:5	m2	474.39	85.20	40,416.03
02.05.02	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN MUROS DE CONFINAMIENTO	kg	91.83	5.59	539.26
	COSTO DIRECTO				**381,192.26**
	GASTOS GENERALES 10%				**38,119.23**
	UTILIDAD 10%				**38,119.23**

	SUB TOTAL				**457,430.72**
	IMPUESTOS(IGV 18%)				**82,337.53**

	TOTAL DE PRESUPUESTO				**539,768.25**

SON : QUINIENTOS TREINTINUEVE MIL SETECIENTOS SESENTIOCHO Y 25/100 NUEVOS SOLES

Fuente: Elaboración propia- S10

Figura 298

PRESUPUESTO CONSOLIDADO -BLOQUE C-D

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
03	**ESTRUCTURAS**				**390,016.60**
03.01	**TRABAJOS PRELIMINARES**				**351.07**
03.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO	m2	103.56	0.76	78.71
03.01.02	TRAZO Y REPLANTEO INICAL	m2	103.56	2.63	272.36
03.02	**MOVIMIENTO DE TIERRAS**				**10,679.47**
03.02.01	EXCAVACION MANUAL DE ZANJA EN TERRENO NORMAL HASTA h=1.50m	m3	116.64	47.61	5,648.45
03.02.02	RELLENO COMPACTADO C/EQUIPO, MATERIAL PROPIO	m3	63.08	172.43	10,878.88
03.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/CARGADOR 125 HP, VOLQUETE 15 M3	m3	55.56	56.77	3,154.14
03.03	**OBRAS DE CONCRETO SIMPLE**				**6,802.61**
03.03.01	**SOLADOS**				**2,864.41**
03.03.01.01	CONCRETO 1:10 (C:H) C/CEMENTO TIPO MS, EN SOLADOS E=4"	m2	74.15	38.63	2,864.41
03.03.02	**FALSO PISO**				**3,938.20**
03.03.02.01	CONCRETO f'c=175 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN FALSO PISO E=4".	m2	92.10	42.76	3,938.20
03.04	**OBRAS DE CONCRETO ARMADO**				**307,974.76**
03.04.01	**CIMIENTO CORRIDO**				**29,090.02**
03.04.01.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN CIMIENTO CORRIDO	m3	37.08	432.61	16,041.16
03.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	62.41	63.28	3,949.30
03.04.01.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN CIMIENTO CORRIDO	kg	1,360.81	6.59	9,099.54
03.04.02	**SOBRECIMIENTO**				**20,486.72**
03.04.02.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN SOBRECIMIENTO	m3	10.88	437.96	4,765.00
03.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	170.44	72.66	12,384.17
03.04.02.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN SOBRECIMIENTO	kg	506.76	6.59	3,339.55
03.04.03	**COLUMNAS**				**84,174.85**
03.04.03.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN COLUMNAS	m3	24.28	589.31	14,306.59
03.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA COLUMNAS	m2	475.56	77.71	36,956.41
03.04.03.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN COLUMNAS	kg	4,961.92	6.59	32,830.85
03.04.04	**PLACAS**				**55,256.50**
03.04.04.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN PLACAS	m3	26.08	589.31	15,368.20
03.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA PLACAS	m2	251.29	63.28	15,901.63
03.04.04.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN PLACAS	kg	3,640.01	6.59	23,987.67
03.04.05	**VIGAS**				**59,458.99**
03.04.05.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN VIGAS	m3	19.67	474.90	9,338.32
03.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VIGAS	m2	268.71	97.91	25,036.57
03.04.05.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN VIGAS	kg	3,806.19	6.59	25,082.20

03.04.06	**LOSAS ALIGERADAS**				**53,032.95**
03.04.06.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 CICEMENTO TIPO MS, EN LOSA ALIGERADA	m3	33.71	449.59	15,155.34
03.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSA ALIGERADA	m2	452.74	64.08	29,011.59
03.04.06.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN LOSA ALIGERADA	kg	1,075.65	6.59	7,088.53
03.04.06.04	LADRILLO PARA TECHO DE e=0.15 m	und	3,110.00	0.25	777.50
03.04.07	**LOSA MACIZA**				**7,471.63**
03.04.07.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 CICEMENTO TIPO MS, EN LOSA MACIZA	m3	4.50	468.64	2,108.88
03.04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSAS MACIZAS	m2	22.52	63.41	1,427.99
03.04.07.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN LOSA MACIZA	kg	597.08	6.59	3,934.76
03.05	**MURO DE CONFINAMIENTO**				**58,219.77**
03.05.01	MURO LADRILLO K.K.DE ARCILLA 18 H (0.09x0.13x0.24) AMARRE DE SOGA JUNTA 1.5 cm. MORTERO 1:1:5	m2	640.05	85.23	54,532.26
03.05.02	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN MUROS DE CONFINAMIENTO	kg	102.66	6.59	676.51
	COSTO DIRECTO				**390,810.68**
	GASTOS GENERALES 10%				**39,081.07**
	UTILIDAD 10%				**39,081.07**
	SUB TOTAL				**468,022.42**
	IMPUESTOS(IGV 18%)				**84,244.04**
	TOTAL DE PRESUPUESTO				**552,266.46**

Fuente: Elaboración propia- S10

4.5. Metrados, análisis de costos y presupuestos usando albañilería armada

4.5.1. Resumen de Metrados

Para el desarrollo del presente proyecto, correspondiente a un sistema estructural de albañilería Armada, se consideraron únicamente las partidas necesarias para la ejecución del edificio multifamiliar, abarcando exclusivamente los componentes de estructuras. En tal sentido, no se incluyeron las partidas correspondientes a arquitectura, instalaciones eléctricas y sanitarias, debido a que los costos asociados a estas especialidades resultan prácticamente equivalentes en ambos sistemas estructurales evaluados.

En cuanto al metrado de materiales de las distintas partidas, este se realizó en estricto cumplimiento de los ítems establecidos en la Norma Técnica de Metrados para Obras de Edificación y Habilitaciones Urbanas, garantizando la correcta cuantificación de los recursos necesarios para la obra.

Asimismo, las partidas fueron elaboradas considerando las condiciones reales de la zona del proyecto, la disponibilidad de materiales en el mercado local, las unidades de medida normadas para cada partida y el metrado correspondiente, el cual se efectuó en función de los ejes y elementos estructurales definidos en los planos del proyecto.

Finalmente, se presenta a continuación un resumen de los metrados considerados para el presente proyecto.

Figura 299

Resumen de Metrados –Albañilería Armada- Bloque A

Item	Descripción	Und.	Metrado
01	ESTRUCTURAS		
01.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
01.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO	m2	115.07
01.01.02	TRAZO Y REPLANTEO INICAL	m2	115.07
01.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
01.02.01	EXCAVACION MANUAL DE ZANJA EN TERRENO NORMAL HASTA h=1.60m	m3	147.02
01.02.02	RELLENO COMPACTADO C/EQUIPO, MATERIAL PROPIO	m3	64.05
01.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/CARGADOR 125 HP, VOLQUETE15 M3	m3	82.97
01.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
01.03.01	SOLADOS		
01.03.01.01	CONCRETO 1:10 (C:H) C/CEMENTO TIPO MS, EN SOLADOS E=4"	m2	91.89
01.03.02	FALSO PISO		
01.03.02.01	CONCRETO f´c=175 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN FALSO PISO E=4".	m2	101.80
01.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
01.04.01	CIMIENTO CORRIDO		
01.04.01.01	CONCRETO f´c=210 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN CIMIENTO CORRIDO	m3	45.95
01.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	61.01
01.04.01.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN CIMIENTO CORRIDO	kg	1,621.34
01.04.02	SOBRECIMIENTO		
01.04.02.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN SOBRECIMIENTO	m3	14.78
01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	211.96
01.04.02.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN SOBRECIMIENTO	kg	694.88
01.04.03	COLUMNAS		
01.04.03.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN COLUMNAS	m3	8.70
01.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE COLUMNAS	m2	127.05
01.04.03.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN COLUMNAS	kg	2,398.00
01.04.04	PLACAS		
01.04.04.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN PLACAS	m3	31.71
01.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA PLACAS	m2	481.04
01.04.04.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN PLACAS	kg	2,991.37
01.04.05	VIGAS		
01.04.05.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN VIGAS	m3	30.37
01.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VIGAS	m2	394.81
01.04.05.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN VIGAS	kg	5,287.62
01.04.06	LOSAS ALIGERADAS		
01.04.06.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN LOSA ALIGERADA	m3	40.23
01.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSA ALIGERADA	m2	470.58
01.04.06.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN LOSA ALIGERADA	kg	1,666.30
01.04.06.04	LADRILLO PARA TECHO DE h=0.15 m	und	4,030.00
01.04.07	LOSA MACIZA		
01.04.07.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN LOSA MACIZA	m3	16.18
01.04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSAS MACIZAS	m2	80.90
01.04.07.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN LOSA MACIZA	kg	1,113.56
01.05	MURO DE CONFINAMIENTO		
01.05.01	MURO LADRILLO KINGBLOCK DE CONCRETO (0.14x0.19x0.39) AMARRE DE SOGA JUNTA 1 cm. MORTERO 1:1:5	m2	728.85
01.05.02	RELLENO DE ALVEOLOS TOTAL CON CONCRETO LIQUIDO(GROUT)	m2	598.72
01.05.03	RELLENO DE ALVEOLOS PARCIAL CON CONCRETO LIQUIDO(GROUT)	m2	130.13
01.05.04	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN MUROS DE CONFINAMIENTO	kg	4,450.74

Fuente: Elaboración propia

Figura 300

Resumen de Metrados –Albañilería Armada- Bloque B

Item	Descripción	Und.	Metrado
02	ESTRUCTURAS		
02.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
02.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO	m2	115.96
02.01.02	TRAZO Y REPLANTEO INICAL	m2	115.96
02.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.02.01	EXCAVACION MANUAL DE ZANJA EN TERRENO NORMAL HASTA h=1.60m	m3	124.72
02.02.02	RELLENO COMPACTADO C/EQUIPO, MATERIAL PROPIO	m3	66.99
02.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/CARGADOR 125 HP, VOLQUETE15 M3	m3	57.73
02.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
02.03.01	SOLADOS		
02.03.01.01	CONCRETO 1:10 (C:H) C/CEMENTO TIPO MS, EN SOLADOS E=4"	m2	77.95
02.03.02	FALSO PISO		
02.03.02.01	CONCRETO f´c=175 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN FALSO PISO E=4".	m2	90.69
02.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
02.04.01	CIMIENTO CORRIDO		
02.04.01.01	CONCRETO f´c=210 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN CIMIENTO CORRIDO	m3	38.97
02.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	62.18
02.04.01.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN CIMIENTO CORRIDO	kg	1,448.61
02.04.02	SOBRECIMIENTO		
02.04.02.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN SOBRECIMIENTO	m3	11.20
02.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	164.05
02.04.02.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN SOBRECIMIENTO	kg	390.25
02.04.03	COLUMNAS		
02.04.03.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN COLUMNAS	m3	13.36
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA COLUMNAS	m2	251.22
02.04.03.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN COLUMNAS	kg	1,616.66
02.04.04	PLACAS		
02.04.04.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN PLACAS	m3	41.37
02.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA PLACAS	m2	552.98
02.04.04.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN PLACAS	kg	6,520.44
02.04.05	VIGAS		
02.04.05.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN VIGAS	m3	14.09
02.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VIGAS	m2	183.17
02.04.05.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN VIGAS	kg	4,164.62
02.04.06	LOSAS ALIGERADAS		
02.04.06.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN LOSA ALIGERADA	m3	36.07
02.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSA ALIGERADA	m2	423.92
02.04.06.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN LOSA ALIGERADA	kg	1,335.29
02.04.06.04	LADRILLO PARA TECHO DE h=0.15 m	und	3,546.00
02.04.07	LOSA MACIZA		
02.04.07.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN LOSA MACIZA	m3	1.37
02.04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSAS MACIZAS	m2	6.86
02.04.07.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN LOSA MACIZA	kg	118.89
02.05	MURO DE CONFINAMIENTO		
02.05.01	MURO LADRILLO KINGBLOCK DE CONCRETO (0.14x0.19x0.39) AMARRE DE SOGA JUNTA 1 cm. MORTERO 1:1:5	m2	501.99
02.05.02	RELLENO DE ALVEOLOS TOTAL CON CONCRETO LIQUIDO(GROUT)	m2	345.61
02.05.03	RELLENO DE ALVEOLOS PARCIAL CON CONCRETO LIQUIDO(GROUT)	m2	156.37
02.05.04	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN MUROS DE CONFINAMIENTO	kg	2,725.02

Fuente: Elaboración propia

Figura 301

Resumen de Metrados –Albañilería Armada- Bloque C-D

Item	Descripción	Und.	Metrado
03	ESTRUCTURAS		
03.01	TRABAJOS PRELIMINARES		
03.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO	m2	**103.56**
03.01.02	TRAZO Y REPLANTEO INICAL	m2	**103.56**
03.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
03.02.01	EXCAVACION MANUAL DE ZANJA EN TERRENO NORMAL HASTA h=1.60m	m3	**118.64**
03.02.02	RELLENO COMPACTADO C/EQUIPO, MATERIAL PROPIO	m3	**62.44**
03.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/CARGADOR 125 HP, VOLQUETE15 M3	m3	**56.20**
03.03	OBRAS DE CONCRETO SIMPLE		
03.03.01	SOLADOS		
03.03.01.01	CONCRETO 1:10 (C:H) C/CEMENTO TIPO MS, EN SOLADOS E=4"	m2	**74.15**
03.03.02	FALSO PISO		
03.03.02.01	CONCRETO f´c=175 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN FALSO PISO E=4".	m2	**91.30**
03.04	OBRAS DE CONCRETO ARMADO		
03.04.01	CIMIENTO CORRIDO		
03.04.01.01	CONCRETO f´c=210 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN CIMIENTO CORRIDO	m3	**37.08**
03.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	**62.41**
03.04.01.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN CIMIENTO CORRIDO	kg	**1,380.81**
03.04.02	SOBRECIMIENTO		
03.04.02.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN SOBRECIMIENTO	m3	**13.36**
03.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	**195.97**
03.04.02.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN SOBRECIMIENTO	kg	**585.70**
03.04.03	COLUMNAS		
03.04.03.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN COLUMNAS	m3	**12.85**
03.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA COLUMNAS	m2	**236.23**
03.04.03.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN COLUMNAS	kg	**2,646.75**
03.04.04	PLACAS		
03.04.04.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN PLACAS	m3	**19.60**
03.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA PLACAS	m2	**207.72**
03.04.04.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN PLACAS	kg	**2,659.00**
03.04.05	VIGAS		
03.04.05.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN VIGAS	m3	**21.56**
03.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VIGAS	m2	**280.28**
03.04.05.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN VIGAS	kg	**4,080.36**
03.04.06	LOSAS ALIGERADAS		
03.04.06.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN LOSA ALIGERADA	m3	**27.09**
03.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSA ALIGERADA	m2	**320.97**
03.04.06.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN LOSA ALIGERADA	kg	**921.29**
03.04.06.04	LADRILLO PARA TECHO DE h=0.15 m	und	**3,110.00**
03.04.07	LOSA MACIZA		
03.04.07.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN LOSA MACIZA	m3	**4.46**
03.04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSAS MACIZAS	m2	**22.30**
03.04.07.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN LOSA MACIZA	kg	**573.76**
03.05	MURO DE CONFINAMIENTO		
03.05.01	MURO LADRILLO KINGBLOCK DE CONCRETO (0.14x0.19x0.39) AMARRE DE SOGA JUNTA 1.5 cm. MORTERO 1:1:5	m2	**749.92**
03.05.02	RELLENO DE ALVEOLOS TOTAL CON CONCRETO LIQUIDO(GROUT)	m2	**442.34**
03.05.03	RELLENO DE ALVEOLOS PARCIAL CON CONCRETO LIQUIDO(GROUT)	m2	**307.58**
03.05.04	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN MUROS DE CONFINAMIENTO	kg	**3,894.57**

Fuente: Elaboración propia

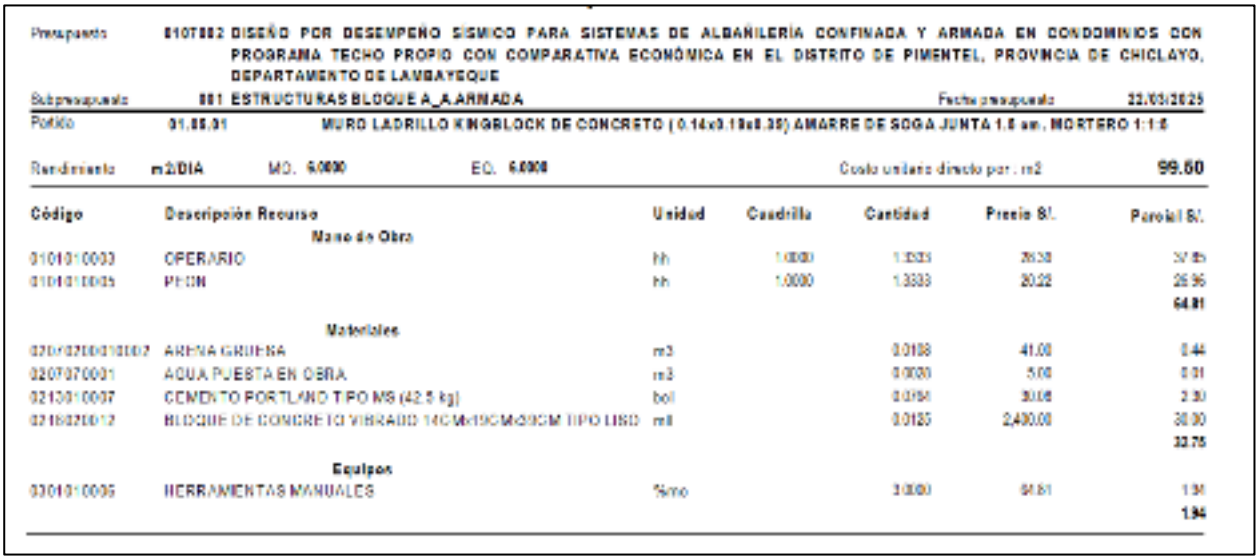
4.5.2. Análisis de costos Unitarios

Se desarrollaron los análisis de precios unitarios (APU) correspondientes a cada una de las partidas previamente indicadas, considerando los costos reales de los insumos disponibles en la ciudad de Chiclayo, así como los rendimientos de la mano de obra y del equipamiento propios de la zona, aplicables a cada uno de los niveles que conforman la edificación.

Seguidamente, se presenta el análisis de precios unitarios correspondiente de manera específica a la partida "MURO LADRILLO KINGBLOCK DE CONCRETO (0.14x0.19x0.39) AMARRE DE SOGA JUNTA 1.5 cm. MORTERO 1:1:5"; "RELLENO DE ALVEOLOS TOTAL CON CONCRETO LIQUIDO(GROUT)"; "RELLENO DE ALVEOLOS PARCIAL CON CONCRETO LIQUIDO(GROUT)" la cual forma parte del componente arquitectónico del proyecto y constituye uno de los elementos clave para la comparación desarrollada en el presente estudio.

Figura 302

Análisis de precio unitario Partida de asentado de muro de Albañilería Armada

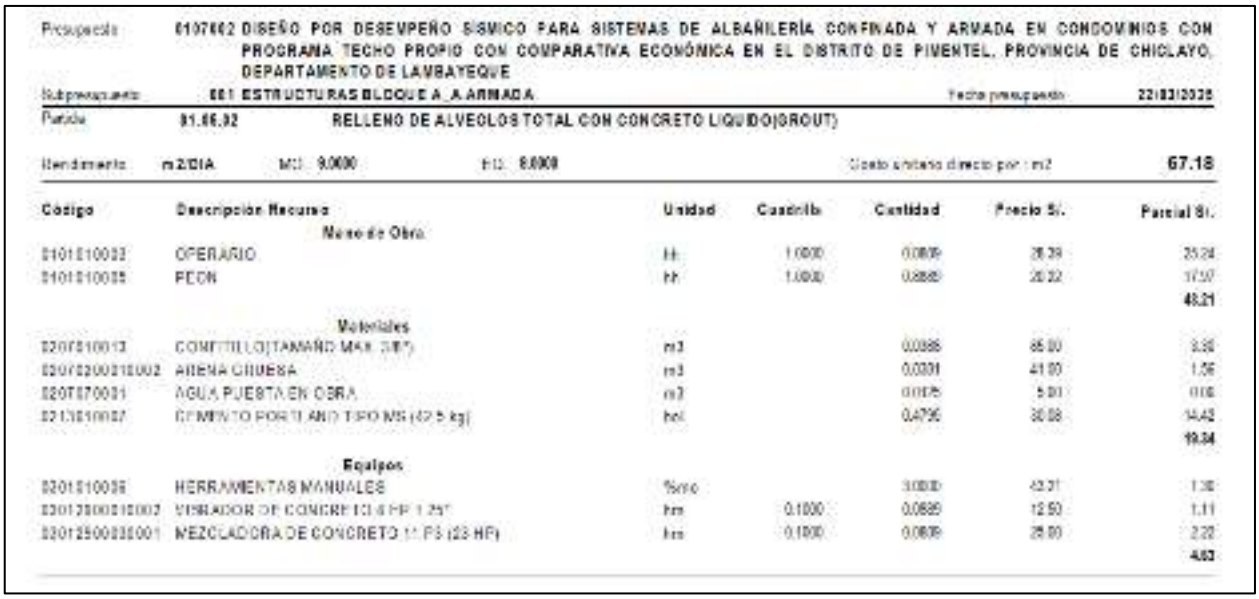


Presupuesto	0107002 DISEÑO POR DESEMPEÑO SISMICO PARA SISTEMAS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y ARMADA EN CONDOMINIOS CON PROGRAMA TECHO PROPIO CON COMPARATIVA ECONÓMICA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE						
Subpresupuesto	001 ESTRUCTURAS BLOQUE A_A.ARMADA					Fecha presupuesto	22/03/2025
Partida	01.05.01	MURO LADRILLO KINGBLOCK DE CONCRETO (0.14x0.19x0.39) AMARRE DE SOGA JUNTA 1.5 cm , MORTERO 1:1:5					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 9.0000	EQ. 9.0000			Costo unitario directo por : m2	99.60
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	1.3333	26.58	35.45
0101010005	PEON		hh	1.0000	1.3333	20.22	26.96
							64.81
	Materiales						
0201020001000	ARENA GRUESA		m3		0.0138	41.00	0.44
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA		m3		0.0030	5.00	0.01
0213010007	CEMENTO PORTLAND TIPO MS (42.5 kg)		bol		0.0154	30.08	2.30
0216020012	BLOQUE DE CONCRETO VIBRADO 14CMx19CMx39CM TIPO LISO		mil		0.0125	2,400.00	30.00
							32.75
	Equipos						
0301010005	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	64.81	1.94
							1.94

Fuente: Elaboración propia-S10

Figura 303

Análisis de precio unitario Partida de Vaceado de muros totalmente rellenado

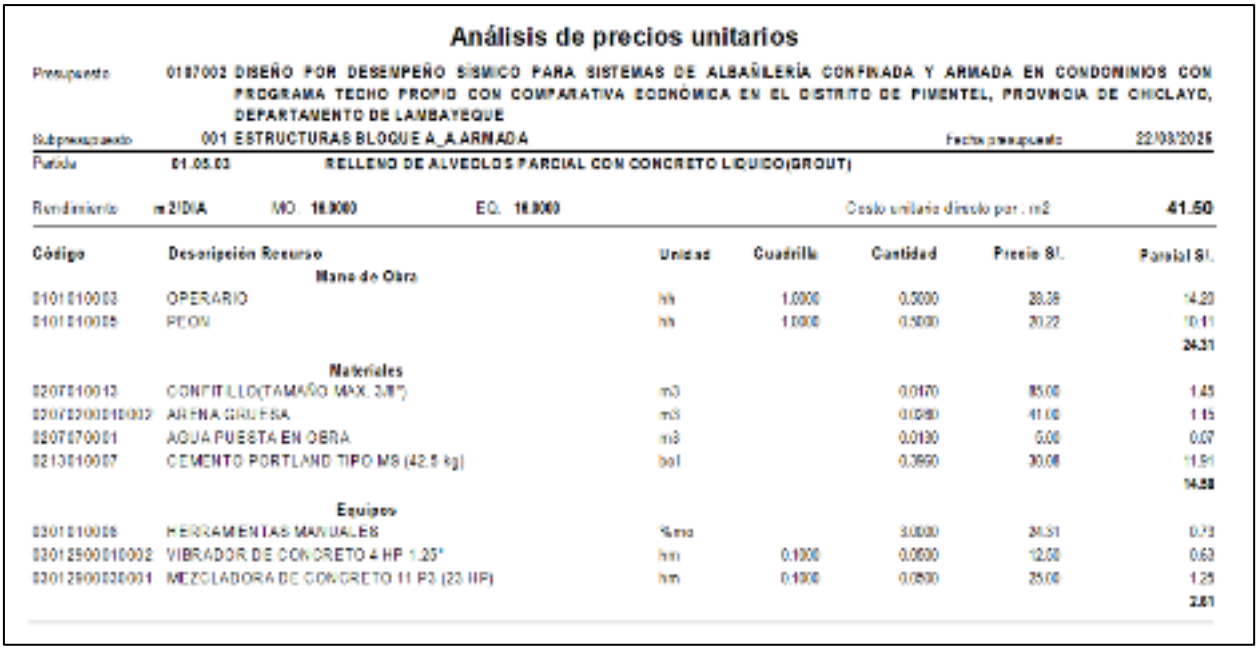


Presupuesto	0107002 DISEÑO POR DESEMPEÑO SISMICO PARA SISTEMAS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y ARMADA EN CONDOMINIOS CON PROGRAMA TECHO PROPIO CON COMPARATIVA ECONÓMICA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE						
Subpresupuesto	001 ESTRUCTURAS BLOQUE A_A.ARMADA					Fecha presupuesto	22/03/2025
Partida	01.05.02	RELLENO DE ALVEOLOS TOTAL CON CONCRETO LIQUIDO(GROUT)					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 9.0000	EQ. 9.0000			Costo unitario directo por : m2	67.18
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra						
0101010003	OPERARIO		hh	1.0000	0.8889	28.39	25.24
0101010005	PEON		hh	1.0000	0.8889	20.22	17.97
							43.21
	Materiales						
0207010013	CONFITILLO(TAMAÑO MAX. 3/8")		m3		0.0088	65.00	0.58
0201020001000	ARENA GRUESA		m3		0.0331	41.00	1.36
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA		m3		0.0125	5.00	0.06
0213010007	CEMENTO PORTLAND TIPO MS (42.5 kg)		bol		0.4795	30.08	14.42
							16.34
	Equipos						
0301010005	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	43.21	1.30
0301250001000	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"		hm	0.1000	0.0889	12.50	1.11
0301250002001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)		hm	0.1000	0.0889	25.00	2.22
							4.63

Fuente: Elaboración propia-S10

Figura 304

Análisis de precio unitario Partida de Vaceado de muro parcialmente rellenado



Análisis de precios unitarios

Presupuesto 0107002 DISEÑO POR DESEMPEÑO SÍSMICO PARA SISTEMAS DE ALBAÑILERÍA CONFINADA Y ARMADA EN CONDOMINIOS CON PROGRAMA TECHO PROPIO CON COMPARATIVA ECONÓMICA EN EL DISTRITO DE PIMENTEL, PROVINCIA DE CHICLAYO, DEPARTAMENTO DE LAMBAYEQUE

Subpresupuesto 001 ESTRUCTURAS BLOQUE A_A ARMADA — Fecha presupuesto 22/03/2025

Partida 01.05.03 RELLENO DE ALVEOLOS PARCIAL CON CONCRETO LIQUIDO(GROUT)

Rendimiento m2/DIA — MO. 16.000 — EQ. 16.000 — Costo unitario directo por : m2 **41.50**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	Mano de Obra					
0101010003	OPERARIO	hh	1.0000	0.5000	28.36	14.20
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.5000	20.22	10.11
						24.31
	Materiales					
0207010013	CONFITILLO(TAMAÑO MAX. 3/8")	m3		0.0170	85.00	1.45
0207020010002	ARENA GRUESA	m3		0.0280	41.00	1.15
0207070001	AGUA PUESTA EN OBRA	m3		0.0130	5.00	0.07
0213010007	CEMENTO PORTLAND TIPO MS (42.5 kg)	bol		0.3950	30.08	11.91
						14.58
	Equipos					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	24.31	0.73
0301250010002	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25"	hm	0.1000	0.0500	12.00	0.63
0301250020001	MEZCLADORA DE CONCRETO 11 P3 (23 HP)	hm	0.1000	0.0500	25.00	1.25
						2.61

Fuente: Elaboración propia-S10

4.5.3. Presupuesto

Una vez definidos los metrados finales y desarrollados los análisis de precios unitarios para cada una de las partidas que conforman el proyecto, se procede a presentar el presupuesto final correspondiente al sistema estructural de albañilería Armada. Dicho presupuesto ha sido elaborado considerando los costos actualizados de materiales, mano de obra y equipos, de acuerdo con las condiciones del mercado local y los rendimientos propios de la zona de estudio.

En ese sentido, el presupuesto refleja de manera detallada la valoración económica de cada partida, permitiendo identificar el costo total de ejecución del proyecto y facilitando su posterior análisis y comparación. A continuación, se muestra la tabla resumen del presupuesto, en la cual se consignan las partidas consideradas, sus metrados, precios unitarios y costos parciales, hasta obtener el costo total del sistema estructural evaluado.

Figura 305

PRESUPUESTO CONSOLIDADO -BLOQUE A

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	**ESTRUCTURAS**				**507,765.53**
01.01	**TRABAJOS PRELIMINARES**				**390.88**
01.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO	m2	115.87	0.76	87.45
01.01.02	TRAZO Y REPLANTEO INICAL	m2	115.87	2.63	302.83
01.02	**MOVIMIENTO DE TIERRAS**				**22,753.97**
01.02.01	EXCAVACION MANUAL DE ZANJA EN TERRENO NORMAL HASTA h=1.50m	m3	147.02	47.61	6,999.62
01.02.02	RELLENO COMPACTADO C/EQUIPO, MATERIAL PROPIO	m3	64.85	172.43	11,044.14
01.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/CARGADOR 125 HP, VOLQUETE 15 M3	m3	82.97	56.77	4,710.21
01.03	**OBRAS DE CONCRETO SIMPLE**				**7,965.60**
01.03.01	**SOLADOS**				**3,588.22**
01.03.01.01	CONCRETO 1:10 (C:H) C/CEMENTO TIPO MS, EN SOLADOS E=4"	m2	91.89	39.06	3,588.22
01.03.02	**FALSO PISO**				**4,376.38**
01.03.02.01	CONCRETO f´c=175 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN FALSO PISO E=4".	m2	101.80	42.99	4,376.38
01.04	**OBRAS DE CONCRETO ARMADO**				**329,182.51**
01.04.01	**CIMIENTO CORRIDO**				**34,407.18**
01.04.01.01	CONCRETO f´c=210 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN CIMIENTO CORRIDO	m3	45.95	433.99	19,941.84
01.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	61.01	63.28	3,860.71
01.04.01.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN CIMIENTO CORRIDO	kg	1,621.34	8.59	13,604.63
01.04.02	**SOBRECIMIENTO**				**26,504.46**
01.04.02.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN SOBRECIMIENTO	m3	14.78	441.42	6,524.19
01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	211.86	72.85	15,401.01
01.04.02.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN SOBRECIMIENTO	kg	694.88	6.59	4,579.26
01.04.03	**COLUMNAS**				**38,827.83**
01.04.03.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN COLUMNAS	m3	8.70	592.19	5,152.05
01.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE COLUMNAS	m2	127.05	77.71	9,873.06
01.04.03.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN COLUMNAS	kg	2,396.00	6.59	15,802.82
01.04.04	**PLACAS**				**68,931.68**
01.04.04.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN PLACAS	m3	31.71	592.19	18,778.34
01.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA PLACAS	m2	481.04	63.28	30,440.21
01.04.04.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN PLACAS	kg	2,991.37	6.59	19,713.13
01.04.05	**VIGAS**				**87,973.49**
01.04.05.01	CONCRETO f´c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN VIGAS	m3	30.37	476.53	14,472.22
01.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VIGAS	m2	394.81	97.91	38,655.85
01.04.05.03	ACERO DE REFUERZO f´c=4200 kg/cm2 EN VIGAS	kg	5,287.62	6.59	34,845.42

01.04.06	**LOSAS ALIGERADAS**				**60,279.28**
01.04.06.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN LOSA ALIGERADA	m3	40.23	452.81	18,136.09
01.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSA ALIGERADA	m2	470.58	64.08	30,154.77
01.04.06.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN LOSA ALIGERADA	kg	1,686.30	6.59	10,960.92
01.04.06.04	LADRILLO PARA TECHO DE h=0.15 m	und	4,030.00	0.25	1,007.50
01.04.07	**Llosa MACIZA**				**20,178.49**
01.04.07.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN LOSA MACIZA	m3	16.18	476.53	7,710.26
01.04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSAS MACIZAS	m2	80.90	63.41	5,129.87
01.04.07.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN LOSA MACIZA	kg	1,113.56	6.59	7,338.36
01.05	**MURO DE CONFINAMIENTO**				**147,473.37**
01.05.01	MURO LADRILLO KINGBLOCK DE CONCRETO (0.14x0.19x0.39) AMARRE DE SOGA JUNTA 1.5 cm. MORTERO 1:1:5	m2	728.85	99.53	72,526.58
01.05.02	RELLENO DE ALVEOLOS TOTAL CON CONCRETO LIQUIDO(GROUT)	m3	598.72	67.18	40,222.01
01.05.03	RELLENO DE ALVEOLOS PARCIAL CON CONCRETO LIQUIDO(GROUT)	m2	130.13	41.50	5,400.40
01.05.04	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN MUROS DE CONFINAMIENTO	kg	4,450.74	6.59	29,330.38
	COSTO DIRECTO				**507,766.53**
	GASTOS GENERALES 10%				**50,776.65**
	UTILIDAD 10%				**50,776.65**

	SUB TOTAL				**609,318.83**
	IMPUESTOS (IGV 18%)				**109,677.35**

	TOTAL DEL PRESUPUESTO				**718,996.98**

SON : SETECIENTOS DIECIOCHO MIL NOVECIENTOS NOVENTICINCO Y 98/100 NUEVOS SOLES

Fuente: Elaboración propia- S10

Figura 306

PRESUPUESTO CONSOLIDADO -BLOQUE B

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
02	**ESTRUCTURAS**				**423,170.62**
02.01	**TRABAJOS PRELIMINARES**				**383.10**
02.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO	m2	115.96	0.78	88.13
02.01.02	TRAZO Y REPLANTEO INICAL	m2	115.96	2.63	304.97
02.02	**MOVIMIENTO DE TIERRAS**				**20,766.34**
02.02.01	EXCAVACION MANUAL DE ZANJA EN TERRENO NORMAL HASTA h=1.50m	m3	124.72	47.61	5,937.92
02.02.02	RELLENO COMPACTADO C/EQUIPO, MATERIAL PROPIO	m3	99.99	172.43	11,551.09
02.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/CARGADOR 125 HP, VOLQUETE 15 M3	m3	57.73	56.77	3,277.33
02.03	**OBRAS DE CONCRETO SIMPLE**				**6,943.49**
02.03.01	**SOLADOS**				**3,044.73**
02.03.01.01	CONCRETO 1:10 (C:H) C/CEMENTO TIPO MS, EN SOLADOS E=4"	m2	77.95	39.06	3,044.73
02.03.02	**FALSO PISO**				**3,898.76**
02.03.02.01	CONCRETO f'c=175 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN FALSO PISO E=4".	m2	90.69	42.99	3,898.76
02.04	**OBRAS DE CONCRETO ARMADO**				**297,454.36**
02.04.01	**CIMIENTO CORRIDO**				**30,393.68**
02.04.01.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN CIMIENTO CORRIDO	m3	38.97	433.99	16,912.59
02.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	62.18	63.28	3,934.75
02.04.01.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN CIMIENTO CORRIDO	kg	1,448.61	6.59	9,546.34
02.04.02	**SOBRECIMIENTO**				**19,435.52**
02.04.02.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN SOBRECIMIENTO	m3	11.20	441.42	4,943.90
02.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	164.05	72.68	11,919.67
02.04.02.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN SOBRECIMIENTO	kg	390.25	6.59	2,571.75
02.04.03	**COLUMNAS**				**38,087.76**
02.04.03.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN COLUMNAS	m3	13.36	592.19	7,911.66
02.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA COLUMNAS	m2	251.22	77.71	19,522.31
02.04.03.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN COLUMNAS	kg	1,616.66	6.59	10,653.79
02.04.04	**PLACAS**				**102,461.17**
02.04.04.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN PLACAS	m3	41.37	592.19	24,496.90
02.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA PLACAS	m2	552.98	63.28	34,992.57
02.04.04.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN PLACAS	kg	6,520.44	6.59	42,969.70
02.04.05	**VIGAS**				**52,993.33**
02.04.05.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN VIGAS	m3	14.09	476.53	6,714.31
02.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VIGAS	m2	193.17	97.91	17,034.17
02.04.05.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN VIGAS	kg	4,184.92	6.59	27,444.85

02.04.06	**LOSAS ALIGERADAS**				**53,111.57**
02.04.06.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN LOSA ALIGERADA	m3	36.07	450.81	16,260.72
02.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSA ALIGERADA	m2	423.92	64.06	27,164.79
02.04.06.03	ACERO DE REFUERZO f`c=4200 kg/cm2 EN LOSA ALIGERADA	kg	1,335.29	6.59	8,799.56
02.04.06.04	LADRILLO PARA TECHO DE h=0.15 cm	und	3,546.00	0.25	886.50
02.04.07	**LOSA MACIZA**				**1,671.33**
02.04.07.01	CONCRETO f`c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN LOSA MACIZA	m3	1.37	476.53	652.85
02.04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSAS MACIZAS	m2	6.86	63.41	434.99
02.04.07.03	ACERO DE REFUERZO f`c=4200 kg/cm2 EN LOSA MACIZA	kg	118.89	6.59	783.49
02.05	**MURO DE CONFINAMIENTO**				**97,613.33**
02.05.01	MURO LADRILLO KINGBLOCK DE CONCRETO (0.14x0.19x0.39) AMARRE DE SOGA JUNTA 1.5 cm MORTERO 1:1:5	m2	501.99	99.50	49,948.01
02.05.02	RELLENO DE ALVEOLOS TOTAL CON CONCRETO LIQUIDO(GROUT)	m2	345.61	67.18	23,218.03
02.05.03	RELLENO DE ALVEOLOS PARCIAL CON CONCRETO LIQUIDO(GROUT)	m2	156.37	41.50	6,489.36
02.05.04	ACERO DE REFUERZO f`c=4200 kg/cm2 EN MUROS DE CONFINAMIENTO	kg	2,725.02	6.59	17,957.03
	COSTO DIRECTO				**423,170.62**
	GASTOS GENERALES 10%				**42,317.06**
	UTILIDAD 10%				**42,317.06**

	SUB TOTAL				**507,804.74**
	IMPUESTOS (IGV 18%)				**91,404.85**

	TOTAL DEL PRESUPUESTO				**599,209.59**

SON : QUINIENTOS NOVENTINUEVE MIL DOSCIENTOS NUEVE Y 59/100 NUEVOS SOLES

Fuente: Elaboración propia- S10

Figura 307

PRESUPUESTO CONSOLIDADO -BLOQUE C-D

Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
03	**ESTRUCTURAS**				**419,917.15**
03.01	**TRABAJOS PRELIMINARES**				**351.07**
03.01.01	LIMPIEZA DE TERRENO	m2	103.56	0.76	78.71
03.01.02	TRAZO Y REPLANTEO INICAL	m2	103.56	2.63	272.36
03.02	**MOVIMIENTO DE TIERRAS**				**19,605.45**
03.02.01	EXCAVACION MANUAL DE ZANJA EN TERRENO NORMAL HASTA h=1.50m	m3	118.64	47.61	5,648.45
03.02.02	RELLENO COMPACTADO C/EQUIPO, MATERIAL PROPIO	m3	62.44	172.45	10,766.53
03.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE C/CARGADOR 125 HP, VOLQUETE 15 M3	m3	56.20	56.77	3,190.47
03.03	**OBRAS DE CONCRETO SIMPLE**				**6,821.29**
03.03.01	**SOLADOS**				**2,896.30**
03.03.01.01	CONCRETO 1:10 (C:H) C/CEMENTO TIPO MS, EN SOLADOS E=4"	m2	74.15	39.06	2,896.30
03.03.02	**FALSO PISO**				**3,924.99**
03.03.02.01	CONCRETO f'c=175 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN FALSO PISO E=4".	m2	91.30	42.99	3,924.99
03.04	**OBRAS DE CONCRETO ARMADO**				**250,376.11**
03.04.01	**CIMIENTO CORRIDO**				**29,141.19**
03.04.01.01	CONCRETO f'c=210 kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN CIMIENTO CORRIDO	m3	37.08	433.99	16,092.35
03.04.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA CIMIENTO CORRIDO	m2	62.41	63.28	3,949.30
03.04.01.03	ACERO DE REFUERZO f`c=4200 kg/cm2 EN CIMIENTO CORRIDO	kg	1,380.81	6.59	9,099.54
03.04.02	**SOBRECIMIENTO**				**23,896.31**
03.04.02.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN SOBRECIMIENTO	m3	13.36	441.42	5,897.37
03.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA SOBRECIMIENTO	m2	195.57	72.66	14,239.18
03.04.02.03	ACERO DE REFUERZO f`c=4200 kg/cm2 EN SOBRECIMIENTO	kg	585.70	6.59	3,859.76
03.04.03	**COLUMNAS**				**43,409.15**
03.04.03.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN COLUMNAS	m3	12.85	592.19	7,609.64
03.04.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA COLUMNAS	m2	236.23	77.71	18,357.43
03.04.03.03	ACERO DE REFUERZO f`c=4200 kg/cm2 EN COLUMNAS	kg	2,646.75	6.59	17,442.08
03.04.04	**PLACAS**				**42,274.25**
03.04.04.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN PLACAS	m3	19.63	592.19	11,606.92
03.04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA PLACAS	m2	207.72	63.28	13,144.52
03.04.04.03	ACERO DE REFUERZO f`c=4200 kg/cm2 EN PLACAS	kg	2,659.00	6.59	17,522.81
03.04.05	**VIGAS**				**64,695.77**
03.04.05.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS, EN VIGAS	m3	21.56	476.53	10,273.99
03.04.05.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA VIGAS	m2	280.28	97.91	27,442.21
03.04.05.03	ACERO DE REFUERZO f`c=4200 kg/cm2 EN VIGAS	kg	4,080.36	6.59	26,899.57

03.04.06	**LOSAS ALIGERADAS**				**39,629.80**
03.04.06.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS. EN LOSA ALIGERADA	m3	27.09	450.81	12,212.44
03.04.06.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSA ALIGERADA	m2	323.97	64.08	20,667.76
03.04.06.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN LOSA ALIGERADA	kg	921.29	6.59	6,071.30
03.04.06.04	LADRILLO PARA TECHO DE h=0.15 m	und	3,110.00	0.25	777.50
03.04.07	**LOSA MACIZA**				**7,320.44**
03.04.07.01	CONCRETO f'c=210kg/cm2 C/CEMENTO TIPO MS. EN LOSA MACIZA	m3	4.46	476.52	2,125.32
03.04.07.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL PARA LOSAS MACIZAS	m2	22.30	63.41	1,414.04
03.04.07.03	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN LOSA MACIZA	kg	573.76	6.59	3,781.08
03.05	**MURO DE CONFINAMIENTO**				**142,763.23**
03.05.01	MURO LADRILLO KINGBLOCK DE CONCRETO (0.14x0.19x0.39) AMARRE DE SOGA JUNTA 1.5 cm. MORTERO 1:1:5	m2	749.52	99.50	74,617.04
03.05.02	RELLENO DE ALVEOLOS TOTAL CON CONCRETO LIQUIDO(GROUT)	m2	442.34	67.18	29,716.40
03.05.03	RELLENO DE ALVEOLOS PARCIAL CON CONCRETO LIQUIDO(GROUT)	m2	307.58	41.50	12,764.57
03.05.04	ACERO DE REFUERZO f'c=4200 kg/cm2 EN MUROS DE CONFINAMIENTO	kg	3,894.57	6.59	25,665.22
	COSTO DIRECTO				**419,917.15**
	GASTOS GENERALES 10%				**41,991.72**
	UTILIDAD 10%				**41,991.72**

	SUB TOTAL				**503,900.59**
	IMPUESTOS (IGV 18%)				**90,702.11**

	TOTAL DEL PRESUPUESTO				**594,602.70**

SON : QUINIENTOS NOVENTICUATRO MIL SEISCIENTOS DOS Y 70/100 NUEVOS SOLES

Fuente: Elaboración propia- S10

4.6. Comparación económica

4.6.1. Análisis Costo-Beneficio

Uno de los factores fundamentales para evaluar la conveniencia de la albañilería confinada frente a la albañilería armada es el aspecto económico, especialmente en proyectos de vivienda social desarrollados bajo el Programa Techo Propio, donde la optimización de costos resulta determinante para la viabilidad de los condominios. En ese contexto, se desarrolla un análisis económico comparativo, el cual se sustenta en la evaluación de las diferencias de costos existentes entre ambos sistemas estructurales de albañilería aplicados al diseño de edificaciones destinadas a este programa habitacional.

Para dicho análisis, se consideran principalmente aquellas partidas cuyo procedimiento constructivo presenta variaciones entre los sistemas evaluados, siendo los muros de albañilería el elemento más representativo. En el sistema de albañilería confinada, los muros se ejecutan mediante el asentado de ladrillo KK colocado de soga y cabeza, mientras que en el sistema de albañilería armada la construcción comprende el asentado de bloques de concreto, el vaciado de grout y la colocación del acero de refuerzo correspondiente en cada elemento.

Cabe precisar que, si bien en la albañilería confinada no se dispone de muros armados, el costo estructural asociado a su comportamiento resistente se encuentra incorporado en las columnas de confinamiento, las cuales cumplen un rol estructural equivalente. El objetivo de la presente investigación es realizar una comparación integral de ambos sistemas, considerando sus características técnicas, constructivas y económicas, en concordancia con los criterios de diseño

|por desempeño sísmico aplicables a edificaciones de vivienda multifamiliar del Programa Techo Propio.

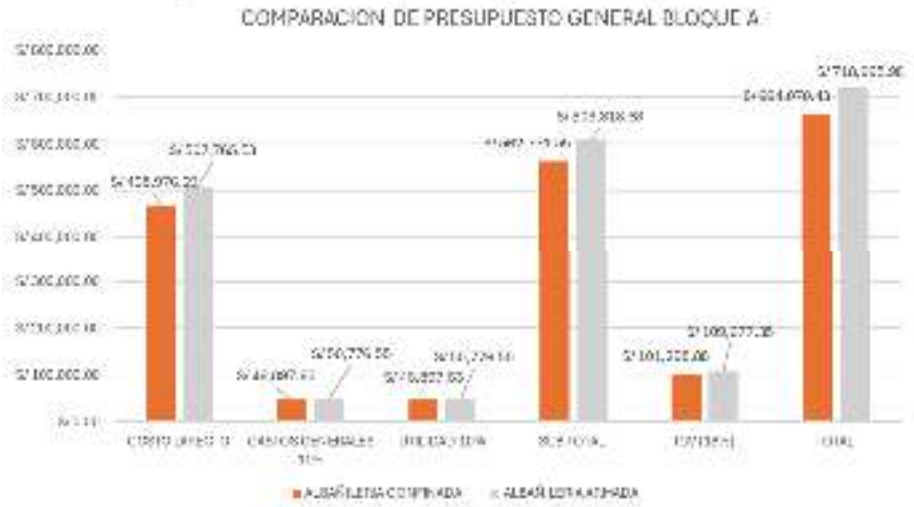
Asimismo, es importante señalar que en la albañilería confinada se emplean unidades de arcilla, específicamente ladrillo KK de 18 huecos, mientras que en la albañilería armada se utilizan bloques de concreto vibrado. Esta diferencia en los materiales constructivos genera variaciones en los rendimientos de mano de obra y equipos, lo cual incide directamente en el costo final de las partidas y, por ende, en el presupuesto total del proyecto, aspecto relevante para proyectos ubicados en el distrito de Pimentel, provincia de Chiclayo, departamento de Lambayeque.

4.6.2. Comparacion Del Presupuesto General

"El análisis comparativo examina los montos resultantes para ambos sistemas constructivos, evaluando la incidencia económica específica que generan las especialidades de estructuras y arquitectura en la inversión. De manera complementaria, se contrastan los componentes del cierre del presupuesto general para identificar las variaciones financieras. Este cotejo abarca desde el Costo Directo y los Gastos Generales (estipulados en un 10%), hasta los márgenes de Utilidad, el cálculo del Subtotal, la aplicación del IGV y el Monto Total final de la obra."

Figura 308

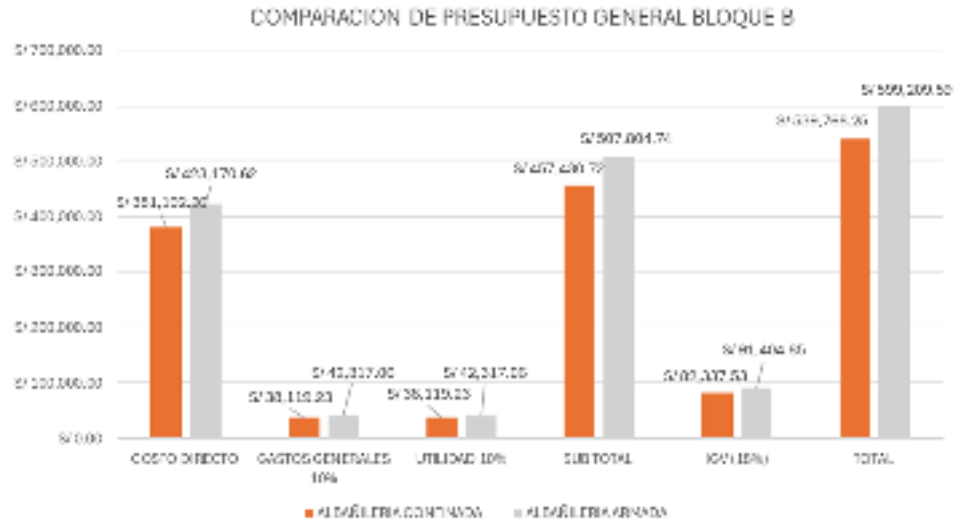
Comparación de Presupuesto general Bloque A



Fuente: Elaboración propia

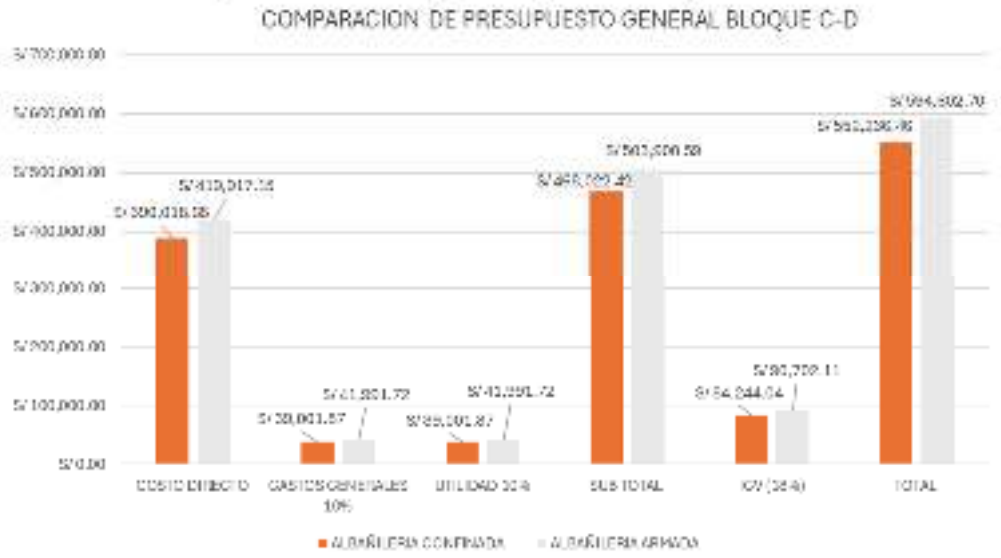
Figura 309

Comparación de Presupuesto general Bloque B



Fuente: Elaboración propia

Figura 310
Comparación de Presupuesto general Bloque C-D

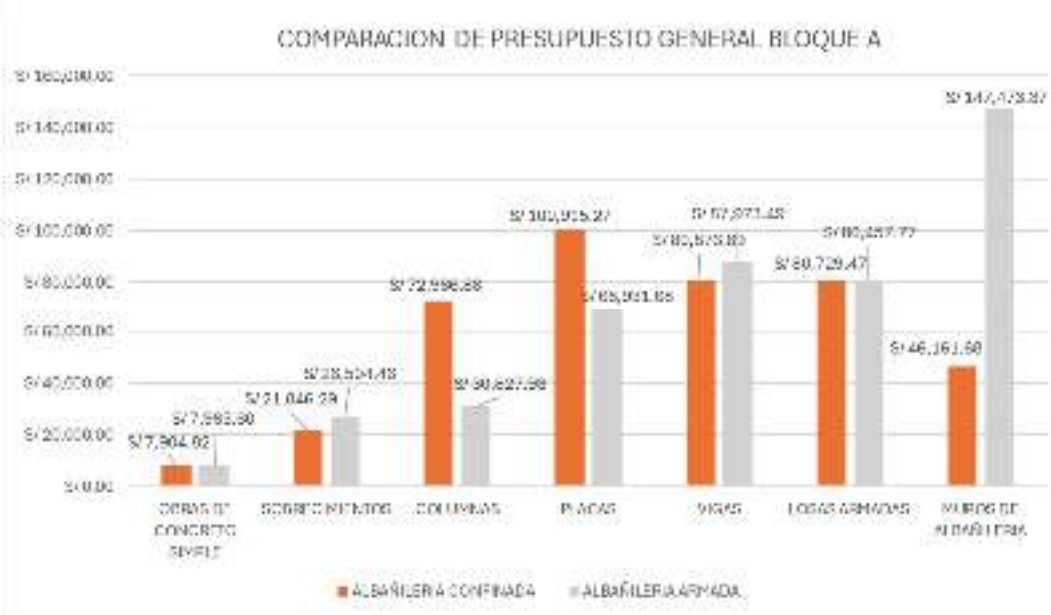


Fuente: Elaboración propia

4.6.3. Comparación De Partidas Representativas

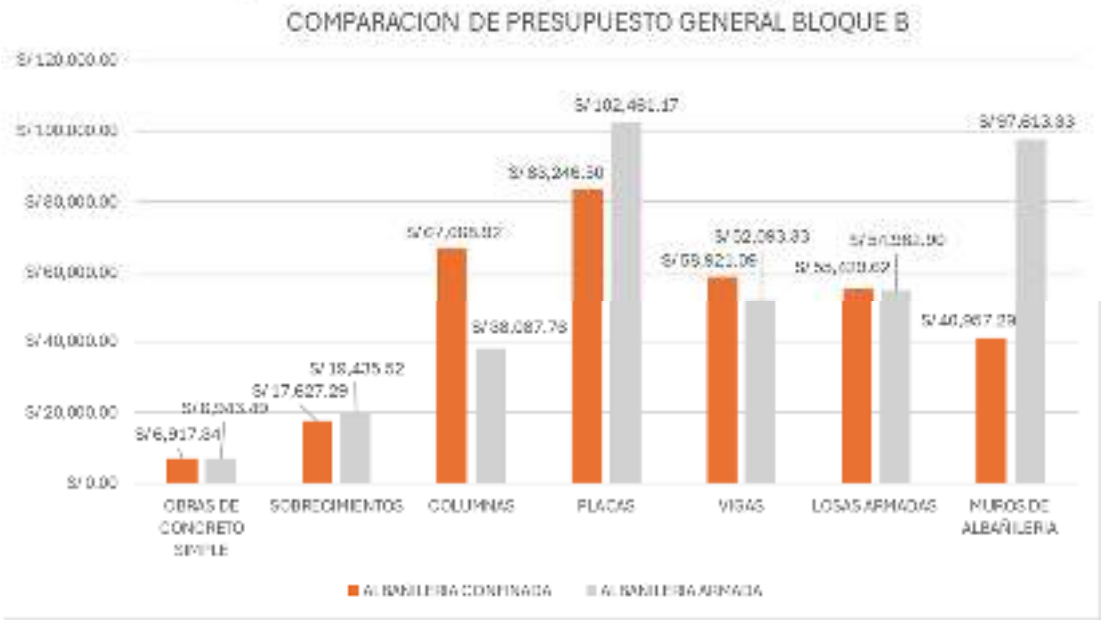
En esta parte colocaremos las partidas más representativas del presupuesto del proyecto, como es el Concreto simple, Partidas de concreto armado como Sobrecimiento, Columnas, Vigas, Losa Armadas sobre todo las Partidas de Muros de Albañilería.

Figura 311
Comparación de Partidas Representativas Bloque A



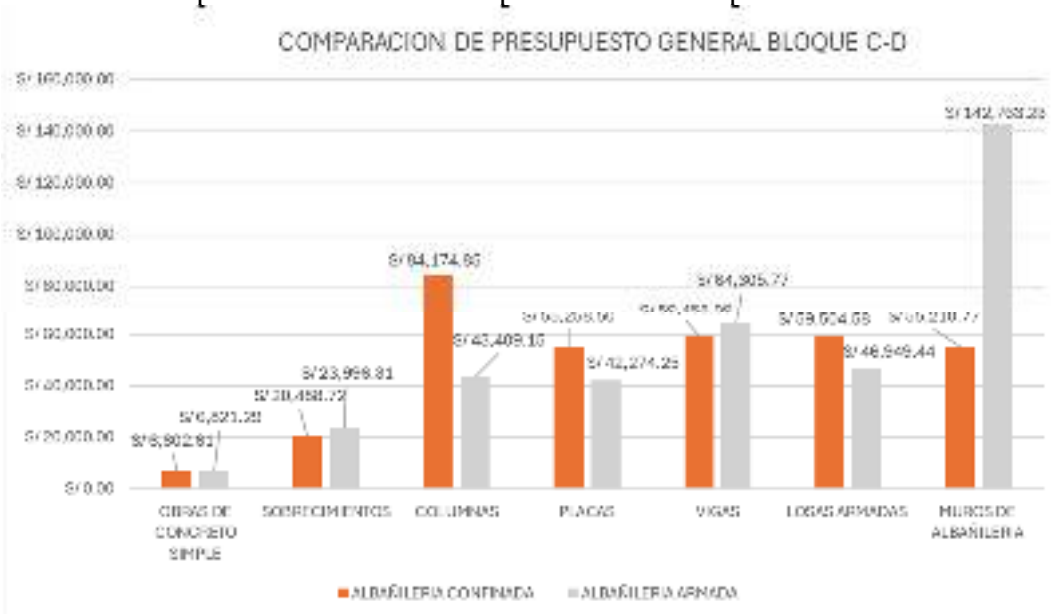
Fuente: Elaboración propia

Figura 312
Comparación de Partidas Representativas Bloque B



Fuente: Elaboración propia

Figura 313
Comparación de Partidas Representativas Bloque C-D



Fuente: Elaboración propia

Capítulo V

La contrastación de la hipótesis

5.1. Discusión de los resultados

Los resultados obtenidos evidencian que la aplicación del diseño basado en desempeño sísmico permite una evaluación más realista del comportamiento estructural de los sistemas de albañilería confinada y armada, en comparación con el enfoque convencional prescriptivo. Este enfoque no se limita a verificar la resistencia nominal, sino que incorpora el control del daño, la capacidad de disipación de energía y la estabilidad del sistema frente a demandas sísmicas severas.

El análisis comparativo basado en idealizaciones estructurales muestra que la albañilería confinada presenta un desempeño sísmico más estable y coherente, cumpliendo adecuadamente con los objetivos de desempeño planteados frente a las demandas sísmicas consideradas. En contraste, la albañilería armada evidencia un comportamiento eficiente en términos de rigidez y control de deformaciones dentro del marco teórico analizado; no obstante, su mayor complejidad estructural exige una definición precisa de los parámetros de diseño y una especial atención a los procesos constructivos para que el desempeño teórico sea representativo del comportamiento esperado.

Desde el punto de vista económico, si bien el diseño por desempeño implica un aumento moderado del costo inicial, este se ve compensado por la reducción del daño estructural esperado y, en consecuencia, por menores costos de reparación y mantenimiento a lo largo de la vida útil de la edificación. En este contexto, el sistema de albañilería confinada diseñado por desempeño presenta una mejor relación costo–desempeño para proyectos del programa Techo Propio en zonas de alta sismicidad.

Conclusiones

Conclusión General:

Se concluye que el diseño por desempeño sísmico permitió evaluar de manera más específica y profunda el comportamiento estructural de los sistemas de albañilería confinada y albañilería armada aplicados a condominios con programa Techo Propio en el distrito de Pimentel. A diferencia del análisis convencional, este enfoque permitió identificar curvas de capacidad, puntos de desempeño, niveles de daño y diferencias en la respuesta sísmica de cada bloque estructural.

Los resultados evidencian que ambos sistemas pueden alcanzar un desempeño sísmico aceptable cuando son correctamente diseñados; sin embargo, su comportamiento varía según la configuración estructural, la dirección de análisis y el nivel de amenaza sísmica considerado. La albañilería confinada presentó un comportamiento favorable en los Bloques A y B, aunque en el Bloque C-D se identificó una condición crítica frente al sismo muy raro. Por su parte, la albañilería armada presentó un desempeño adecuado en los Bloques A y C-D, mientras que el Bloque B mostró mayor sensibilidad ante demandas sísmicas severas.

En consecuencia, no se evidencia una superioridad absoluta de un sistema sobre el otro desde el punto de vista sísmico, sino comportamientos diferenciados que deben ser evaluados en conjunto con la comparación económica. Por ello, la selección del sistema estructural más conveniente para proyectos de vivienda social debe sustentarse en la relación entre desempeño sísmico, costo de ejecución, facilidad constructiva y viabilidad de aplicación.

Conclusiones especificas:

- Se concluye que el análisis convencional permitió verificar el cumplimiento inicial de los requisitos normativos de ambos sistemas; sin embargo, el diseño por desempeño sísmico permitió una evaluación más completa al considerar la respuesta inelástica, los puntos de desempeño y los niveles de daño frente a distintos escenarios sísmicos.El análisis permitió identificar diferencias significativas en la respuesta estructural de los sistemas estudiados, evidenciando la capacidad de cada uno para disipar energía y controlar deformaciones bajo incrementos progresivos de carga lateral, lo que resulta fundamental para la evaluación del desempeño sísmico.
- De la comparación sísmica se concluye que no existe una superioridad absoluta de un sistema estructural sobre el otro, debido a que el desempeño obtenido depende de la configuración geométrica, distribución de muros, dirección de análisis y nivel de amenaza sísmica considerado.
- De la comparación estructural se concluye que la albañilería confinada y la albañilería armada presentan ventajas particulares. La albañilería confinada muestra una respuesta global robusta y favorable en determinados bloques, mientras que la albañilería armada puede presentar ventajas asociadas a la distribución interna del refuerzo, control de fisuración y capacidad posagrietamiento, siempre que el diseño y la ejecución cumplan adecuadamente las especificaciones técnicas.

- De la comparación económica realizada, se determinó que el sistema de albañilería confinada presenta menor presupuesto total que la albañilería armada en los tres bloques analizados. Esta diferencia es relevante porque el proyecto se encuentra orientado al programa Techo Propio, donde la optimización de costos es un criterio fundamental para mantener la viabilidad económica de viviendas dirigidas a familias con limitado acceso a una vivienda formal.
- Los resultados económicos muestran que la albañilería armada presenta mayores presupuestos en todos los bloques evaluados. En el Bloque A, el incremento respecto a la albañilería confinada fue de S/ 54,925.55, equivalente al 8.27%; en el Bloque B, la diferencia fue de S/ 59,441.34, equivalente al 11.01%; y en el Bloque C-D, el aumento fue de S/ 42,336.24, equivalente al 7.67%. A nivel global, la albañilería confinada alcanzó un presupuesto total de S/ 1,756,105.14, mientras que la albañilería armada registró S/ 1,912,808.27, lo que representa una diferencia acumulada de S/ 156,703.13 y un incremento global de 8.92% para la alternativa armada. Por tanto, la albañilería confinada se posiciona como la opción de menor costo para el proyecto analizado, aspecto relevante en el contexto del programa Techo Propio.La partida de muros de albañilería fue el componente con mayor incidencia en el incremento del costo de la albañilería armada. Si bien este sistema reduce algunas partidas como columnas, placas o losas en determinados bloques, dichos ahorros no compensan el mayor costo generado por los muros, por lo que la albañilería confinada mantiene una ventaja económica para este tipo de proyecto.

- En el contexto del programa Techo Propio, la elección del sistema estructural no debe evaluarse únicamente desde el punto de vista técnico, sino también desde su impacto económico y social. Por ello, la alternativa de menor costo que cumpla con el desempeño sísmico requerido representa una opción más adecuada para contribuir a la accesibilidad de vivienda formal.

Recomendaciones

- Se recomienda que, para proyectos de condominios del programa Techo Propio ubicados en zonas de amenaza sísmica similar a la del distrito de Pimentel, se incorpore el diseño basado en desempeño sísmico como complemento al diseño prescriptivo, a fin de evaluar de manera más realista el comportamiento estructural y los niveles de daño esperados.
- Para sistemas de **albañilería confinada**, se recomienda asegurar una adecuada densidad y distribución de muros portantes en ambas direcciones, así como un correcto diseño de columnas de confinamiento, vigas soleras, dinteles y cimentación, con el fin de garantizar una respuesta estructural estable y controlar desplazamientos laterales.
- Para sistemas de **albañilería armada**, se recomienda prestar especial atención al diseño y continuidad del refuerzo vertical y horizontal, al correcto llenado con grout, a los anclajes, traslapes y detalles constructivos, debido a que el desempeño del sistema depende directamente de la adecuada integración entre la unidad de albañilería, el acero y el grout.
- Se recomienda que la selección entre albañilería confinada y albañilería armada no se realice únicamente en función del desempeño sísmico, sino considerando también el costo de ejecución, disponibilidad de materiales, mano de obra, facilidad constructiva, control de calidad requerido y viabilidad económica del proyecto.

- Se recomienda que futuros estudios amplíen el alcance del análisis incorporando la evaluación del proceso constructivo, ensayos experimentales o modelos que consideren la variabilidad de materiales y ejecución, con el fin de contrastar el desempeño teórico con el comportamiento real de las edificaciones.
- Finalmente, se recomienda que las entidades responsables de la planificación y ejecución de proyectos del programa Techo Propio promuevan criterios de configuración estructural regular, control de derivas y desempeño sísmico, como parte de las directrices técnicas para mejorar la seguridad y sostenibilidad de las edificaciones en zonas sísmicas.
- Se recomienda priorizar el sistema de **albañilería confinada** en proyectos multifamiliares similares orientados al programa **Techo Propio**, siempre que cumpla con los criterios de desempeño sísmico, seguridad estructural y normativa vigente, debido a que presenta una mejor relación entre costo y viabilidad constructiva.
- Se recomienda incorporar la **comparativa económica** desde la etapa de diseño estructural, ya que en proyectos de vivienda social una diferencia de **8.92%** puede afectar la viabilidad financiera, el precio final de las unidades habitacionales y la posibilidad de atender a familias con menor capacidad adquisitiva.
- Se recomienda controlar y optimizar la partida de **muros de albañilería**, debido a que fue el componente que generó la mayor diferencia económica entre ambos sistemas. Esta optimización debe considerar metrados, precios unitarios, rendimientos de mano de obra y selección eficiente de materiales.

- Se recomienda que la selección del sistema estructural en viviendas del programa **Techo Propio** considere simultáneamente tres criterios: **desempeño sísmico, costo de construcción y accesibilidad económica para los beneficiarios**, evitando elegir una alternativa únicamente por razones técnicas o únicamente por menor costo.
- Se recomienda desarrollar futuras investigaciones que evalúen otros sistemas constructivos aplicables a vivienda social, con la finalidad de identificar alternativas que permitan reducir costos sin comprometer la seguridad estructural ni la calidad de las edificaciones.

Referencias

ACHISINA. (2017). *Diseño sísmico basado en desempeño – Un procedimiento alternativo para el análisis y diseño sísmico de edificios.* Obtenido de https://www.achisina.cl/wp-content/uploads/2024/04/ACHISINA_Procedimiento_Alternativo_para_el_Analisis_y_Diseno_Sismico.pdf

ACI 318-19. (2019). *American Concrete Institute 318-19.* Obtenido de https://es.slideshare.net/slideshow/aci-318-19-espaolsistema-internacional/256184668

ACI 369.1-22. (2022). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Concrete.* Obtenido de https://es.scribd.com/document/824676056/ACI-369-1-22

Aguiar Falconí, R. (2003). *Análisis sísmico por desempeño.* Obtenido de https://www.researchgate.net/publication/280627456_Analisis_Sismico_por_Desempeno

Angles Pari, P. D. (2008). *Comparación del comportamiento a carga lateral cíclica de un muro confinado con ladrillos de concreto y otro con ladrillos de arcilla.* Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima. Obtenido de https://tesis.pucp.edu.pe/items/814fc543-c60a-4e85-bbbc-b97679da7511

ASCE. (2017). *ASCE/SEI 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.* Obtenido de https://dr-mirjalili.ir/download/uploads/Codes/American/ASCE41-17.pdf

Astroza, M., & Schmidt, A. (2004). Capacidad de deformación de muros de albañilería confinada para distintos niveles de desempeño. *Ingeniería Sísmica*. Obtenido de https://www.redalyc.org/pdf/618/61807003.pdf

ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings.* California. Obtenido de https://tanbakoochi.com/File/www.tanbakoochi.com-ATC40.pdf

Bernardo Acuña, J. D., & Peña de la Cuba, M. F. (2009). *Efectos del peralte de las columnas en el comportamiento sísmico de los muros de albañilería confinada.* Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima. Obtenido de https://tesis.pucp.edu.pe/items/10ae6fdf-17ab-404f-abf9-625b4b4f9043

Chillitupa Ramos, R. A. (2021). *Estudio comparativo de los sistemas constructivos de albañilería confinada y armada de una vivienda multifamiliar de cinco pisos, Lima 2021.* Universidad Cesar Vallejo, Lima. Obtenido de https://hdl.handle.net/20.500.12692/90911

Chopra, A. (2020). *Dynamics of Structures.* Obtenido de https://aportesingecivil.com/dynamics-of-structures-5t1h-edidiotn-si-units-anil-k-chopra/

Chuquicahua Zelada, D. E. (2020). *Análisis no lineal estático y dinámico de un edificio de concreto armado con disipadores de energía SLB en la cuidad de Chiclayo.* Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Chiclayo. Obtenido de https://tesis.usat.edu.pe/handle/20.500.12423/2914

Cienfuegos Villanueva, M. L. (2022). *Evaluación del desempeño estructural utilizando el análisis no lineal de la I.E. 10202 Virgen de la Paz – Pacora.* Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Chiclayo. Obtenido de https://tesis.usat.edu.pe/handle/20.500.12423/4878

Correa, C. (07 de 02 de 2024). *INESA TECH*. Obtenido de Desempeño sísmico: enfoque del diseño hacia la metodología: https://www.inesa-tech.com/blog/enfoque-del-diseno-metodologia-desempeno-sismico/

Díaz Vera, C. Y., & Tantacure Cabrejos, A. H. (2024). *Evaluación del desempeño sismorresistente de la I.E. Nicanor de la Fuente Sifuentes aplicando el análisis estático y dinámico no lineal Chiclayo – 2023.* Universidad Tecnológica del Perú, Chiclayo. Obtenido de https://repositorio.utp.edu.pe/handle/20.500.12867/10915

FEMA 356. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.* Obtenido de https://www.nehrp.gov/pdf/fema356.pdf

Gallardo Barreto, N. M. (2023). *Análisis estático y dinámico no lineal en el desempeño sismorresistente de un colegio diseñado bajo la norma E.030 en Ferreñafe.* Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo, Chiclayo. Obtenido de https://tesis.usat.edu.pe/handle/20.500.12423/6626

Garofalo, F. (2023). *Inesa Tech*. Obtenido de https://www.inesa-tech.com/blog/aplicabilidad-de-los-analisis-no-lineales-avanzados-en-el-diseno-y-verificacion-de-estructuras/

Hernández Pinedo, L. M. (2012). *Diseño estructural de un edificio de vivienda de albañilería confinada.* Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima. Obtenido de https://tesis.pucp.edu.pe/items/4b8bdfb2-4c25-4c07-8f90-1b23c0086b4a

Huamán, M. (2018). *Análisis estructural de los sistemas de albañilería confinada y muro de ductilidad limitada en la construcción de un condominio.* Universidad Peruana Los Andes, Lima.

Infobae. (29 de 12 de 2024). Obtenido de https://www.infobae.com/peru/2024/12/30/lambayeque-registro-un-sismo-de-magnitud-41/#:~:text=Un%20sismo%20de%20magnitud%204.1%20aconteci%C3%B3%20este%20domingo%2029%20de,Geof%C3%ADsico%20del%20Per%C3%BA%20(IGP).

Kent, C., & Park, R. (1971). *Flexural Members With Confined Concrete.* Obtenido de https://es.scribd.com/document/394262474/360345179-Kent-Park-Flexural-Members-With-Confined-Concrete-pdf

LATBSDC. (2024). *An alternative procedure for seismic analysis and design of tall buildings.* Obtenido de https://drive.google.com/file/d/1HLHg2z52b-Sl86jEkrQsARUCVAP4n2LF/view

Mora, M., Villalba, J., & Maldonado, E. (2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*. Obtenido de http://www.scielo.org.co/pdf/rium/v5n9/v5n9a06.pdf

Muñoz Horna, O. (10 de 10 de 2023). Diseño basado en desempeño sismico.

NIST. (2017). *Recommended modeling parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis in support of seismic evaluation, retrofit, and design.* Obtenido de https://nvlpubs.nist.gov/nistpubs/gcr/2017/NIST.GCR.17-917-45.pdf?utm_source

NTP E.020. (2006). *Norma técnica E.020 Cargas.* Obtenido de https://cdn-web.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo3/02_E/RNE2006_E_020.pdf

NTP E.030. (2019). *Norma técnica E.030 Diseño Sismorresistente.* Obtenido de https://cdn-web.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo3/02_E/2018_E030_RM-355-2018-VIVIENDA_Peruano.pdf

NTP E.050. (2018). *Norma técnica E.050 Suelos y Cimentaciones.* Obtenido de https://cdn-web.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo3/02_E/2018_E050_RM-406-2018-VIVIENDA.pdf

NTP E.070. (2006). *Norma técnica E.070 Albañilería.* Obtenido de https://cdn-web.construccion.org/normas/rne2012/rne2006/files/titulo3/02_E/RNE2006_E_070.pdf

NTP Metrados. (2011). *Norma técnica metrados para obras de edificación y habilitaciones urbanas.* Obtenido de https://spij.minjus.gob.pe/Graficos/Peru/2011/Mayo/18/RD-073-2010-VIVIENDA-VMCS-DNC.pdf

Núñez Contreras, S. I. (2018). *Modelación y análisis no-lineal de albañilería armada chilena utilizando métodos de elementos finitos.* Universidad de Chile, Santiago de Chile. Obtenido de https://repositorio.uchile.cl/handle/2250/152580

Núñez, A. J. (2023). *Metodologías de evaluación estructural por desempeño sísmico en edificaciones de concreto reforzado: estado del Arte*. Obtenido de Revista Universidad y Sociedad: http://scielo.sld.cu/pdf/rus/v15n2/2218-3620-rus-15-02-256.pdf

PEER. (2017). *TBI - Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings.* Obtenido de https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/final_tbi_report_10.9.2017_0.pdf

Perez, A. (2019). *Evaluación del desempeño sísmico en edificaciones esenciales mediante la aplicación del análisis inelástico por desplazamientos.* Universidad Cesar Vallejo - Escuela de Posgrado. Obtenido de https://repositorio.ucv.edu.pe/handle/20.500.12692/31511

PRISMACIM. (2024). *¿Qué es el análisis no lineal?* Obtenido de Prismacim: https://prismacim.com/cae-analisis-no-lineal/#:~:text=Un%20an%C3%A1lisis%20no%20lineal%20es,la%20rigidez%20no%20es%20constante.

Ramírez Bolaños, P. A. (2021). *Análisis de fragilidad sísmica de edificaciones de albañilería armada de bloques de hormigón parcialmente rellenos.* Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago de Chile. Obtenido de https://repositorio.uc.cl/handle/11534/57969

Rivas Medina, M. F. (2018). *Análisis técnico-económico-comparativo entre sistemas estructurales de albañilería confinada y albañilería armada en un vivienda de 03 niveles en la cuidad de Piura.* Universidad Nacional de Piura, Piura. Obtenido de https://repositorio.unp.edu.pe/handle/UNP/1407

Rodríguez Parvina, L. E., & Luna Sánchez, E. A. (2023). *Análisis estático no lineal de un módulo escolar con muros de albañilería confinada con interacción suelo-estructura.* Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima. Obtenido de https://repositorio.pucp.edu.pe/items/448ee79c-ef88-4063-8b71-c671a72982a5

Ruiz, C., & Valenzuela, M. (2022). *Metodología de la Investigación.* UNAT.

Santana Tapia, R. D. (2012). *Diseño sísmico por desempeño de estructuras de albañilería confinada.* Universidad Nacional de Ingeniería, Lima. Obtenido de http://hdl.handle.net/20.500.14076/1156

Sismica Magazine. (2012). *Diseño Sísmico por Desempeño*. Obtenido de Sismica Institute: https://sismica-institute.com/diseno-sismico-por-desempeno/

Vásquez Morón, J. N. (2021). *Comparación estructural y económica entre sistemas de albañilería confinada y armada de una vivienda unifamiliar en la cuidad de Chincha.* Universidad Cesar Vallejo, Lima. Obtenido de https://hdl.handle.net/20.500.12692/73375

Volcano Discovery. (25 de 05 de 2025). Obtenido de https://www.volcanodiscovery.com/es/lugar/9290/sismos/pimentel.html

Whole Building Design Guide. (2025). *Seismic Design Principles*. Obtenido de Whole Building Design Guide: https://www.wbdg.org/resources/seismic-design-principles?utm_source

Anexos

https://drive.google.com/drive/folders/1j5pFsX2t3-OYEVRK6pbrbBfcdxA7EHne?usp=drive_link