



**UNIVERSIDAD ESTATAL
PENÍNSULA DE SANTA ELENA
FACULTAD DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA CARRERA
INGENIERÍA CIVIL**

“DISEÑO DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL PARA VIVIENDA DE
INTERÉS SOCIAL USANDO LA METODOLOGÍA DE PAREDES
PORTANTES CON MORTERO CELULAR”

PROYECTO DE INVESTIGACIÓN

Previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

AUTORES:

FLORES CONSTANTE JAIME DAVID

REYES VERA FRANKLIN WLADIMIR

TUTOR:

ING. ARGUDO RODRÍGUEZ JAIME FERNANDO, PH.D.

La Libertad, Ecuador

2019

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo de titulación, fue realizado en su totalidad por **Jaime David Flores Constante - Franklin Wladimir Reyes Vera**, como requerimiento parcial para la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**.

Revisado por:

f. 
Ing. Jaime Argudo Rodríguez, PhD.

DIRECTORA DE LA CARRERA

f. 
ARQ. GILDA RUBIRA GÓMEZ
DIRECTORA DE CARRERA

APROBACIÓN DEL TUTOR

En mi calidad de Tutor del Trabajo de Titulación, modalidad Proyecto de Investigación "DISEÑO DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL PARA VIVIENDA DE INTERES SOCIAL USANDO LA METODOLOGIA DE PAREDES PORTANTES CON MORTERO CELULAR", elaborado por los señores, FLORES CONSTANTE JAIME DAVID, y REYES VERA FRANKLIN WLADIMIR, egresados de la Carrera de Ingeniería Civil, Facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, me permito declarar que luego de haber dirigido, estudiado y revisado, lo aprueba en su totalidad.

TUTOR



f. _____

Ing. Jaime Argudo Rodríguez, PhD.

La Libertad, a los 25 días del mes de enero del año 2020

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Nosotros, Jaime David Flores Constante.
Franklin Wladimir Reyes Vera

DECLARAMOS QUE:

El trabajo/ tarea integradora de grado denominado “DISEÑO DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL PARA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL USANDO LA METODOLOGÍA DE PAREDES PORTANTES CON MORTERO CELULAR”, ha sido desarrollado con base a una investigación exhaustiva, respetando derechos intelectuales de terceros conforme las referencias que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de nuestra total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico de la tesis y/o proyecto de grado en mención.

LOS AUTORES

f. 
Jaime David Flores Constante

f. 
Franklin Wladimir Reyes Vera

AUTORIZACIÓN

Nosotros, Jaime David Flores Constante.
Franklin Wladimir Reyes Vera

Autorizamos a la Universidad Estatal Península de Santa Elena, la respectiva **publicación** de nuestro trabajo de titulación, cuyo tema es **"DISEÑO DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL PARA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL USANDO LA METODOLOGÍA DE PAREDES PORTANTES CON MORTERO CELULAR"**, cabe resaltar que el contenido, ideas y criterios son de nuestra exclusiva responsabilidad y total autoría.

LOS AUTORES

f. 

Jaime David Flores Constante

f. 

Franklin Wladimir Reyes Vera

La Libertad, 29 de enero de 2020.

CERTIFICADO DE ANTIPLAGIO

001-TUTOR JFAR-2020

En calidad de tutor del trabajo de titulación denominado "DISEÑO DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL PARA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL USANDO LA METODOLOGÍA DE PAREDES PORTANTES CON MORTERO CELULAR", elaborado por el estudiante FLORES CONSTANTE JAIME DAVID y REYES VERA FRANKLIN WLADIMIR, egresados de la carrera de Ingeniería Civil de la facultad de Ciencias de la Ingeniería de la Universidad Estatal Península de Santa Elena, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, me permito declarar que una vez analizado en el sistema antiplagio URKUND, luego de haber cumplido los requerimientos exigidos de valoración, el presente proyecto ejecutado, se encuentra con el 5% de la valoración permitida, por consiguiente se procede a emitir el presente informe.

Adjunto reporte de similitud

Atentamente



JAIME R. ARGUDO RODRÍGUEZ

DOCENTE TUTOR.

Urkund Analysis Result

Analysed Document: TESIS MURO DE MORTERO CELULAR PARA URKund ver2.docx (D62960836)
Submitted: 1/24/2020 11:13:00 PM
Submitted By: \${Xml.Encode(Model.Document.Submitter.Email)}
Significance: 5 %

Sources included in the report:

TESIS MURO DE MORTERO CELULAR urkund.docx (D62947605)
TESIS NEC SE-DS2015 NTC Sismo 2004 México.docx (D48060243)
Tesis correccion urkund.docx (D16651204)
20151201 Julio Campaña Guarderas.docx (D16517734)
TESIS FINAL PARA IMPRIMIR.pdf (D36894674)
Tesis de grado Rodrigo Lazo.pdf (D14907027)
TESIS.docx (D43636459)
proyecto-alexis.docx (D36727701)
<https://docplayer.es/92966806-Universidad-de-guayaquil-trabajo-de-titulacion-ingeniero-civil.html>
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2014/08/NEC-SE-DS.pdf>
<https://www.habitatyvivienda.gob.ec/wp-content/uploads/downloads/2015/02/NEC-SE-DS-Peligro-S%C3%ADsmico-parte-2.pdf>
<https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/17760/1/UPS%20-%20ST004332.pdf>
<https://docplayer.es/88930405-Universidad-de-guayaquil.html>
<https://dspace.ucuenca.edu.ec/bitstream/123456789/28524/1/Trabajo%20de%20titulaci%C3%B3n.pdf>

Instances where selected sources appear:

35

TRIBUNAL DE SUSTENTACIÓN



ING. JUAN GARCES VARGAS
DECANO DE LA FACULTAD



ARQ. GILDA RUBIRA GÓMEZ
DIRECTORA DE CARRERA



ING. RICHARD RAMIREZ RAMIREZ
COORDINADOR O DOCENTE DE AREA



ABG. LIDIA VILLAMAR MORAN
SECRETARIA GENERAL

AGRADECIMIENTO

Agradezco a mi universidad, a mi carrera de Ingeniería civil, a mi tutor PhD Jaime Argudo por brindar su tiempo y conocimiento, a mi amigo y compañero de tesis Franklin Reyes por su apoyo y confianza, a mis amigos de curso por compartir conocimiento y gratas experiencias.

Jaime David Flores Constante

AGRADECIMIENTO

Agradezco a la Universidad Estatal Península de Santa Elena, a mi carrera de Ingeniería civil, a mi tutor PhD Jaime Argudo por impartir sus conocimientos para poder culminar este trabajo con éxito, a mi amigo y compañero de tesis Jaime Flores por la confianza y por su grata amistad, a mis amigos y compañeros de 8universidad por compartir experiencia y conocimientos en toda esta etapa universitaria

Franklin Wladimir Reyes Vera

DEDICATORIA

El presente trabajo se lo dedico a Dios por darme las fuerzas y conocimiento para lograr esta meta, a mi madre Mercedes Constante por su esfuerzo y consejos, a mi padre José Flores por su sacrificio y apoyo, a mi hermano Ing. Jimmy Flores por su ejemplo profesional, a mi mejor amiga Lucy Montoya por compartir conmigo el tiempo cursado en la universidad.

Jaime David Flores Constante

DEDICATORIA

El presente trabajo se lo dedico a Dios por darme salud y vida, a mi Mama Shirley Vera por el amor y el cariño que me brinda, a mi Papa Franklin Reyes por las enseñanzas y consejos que me imparte, a mi esposa Lissette Gómez por la paciencia desmesurada brindada en todo este tiempo de estudio, a mis hijos Belén y Benjamín que son mi motor fundamental para no desmayar.

Franklin Wladimir Reyes Vera

ÍNDICE GENERAL

CERTIFICACIÓN	¡Error! Marcador no definido.
APROBACION DEL TUTOR	¡Error! Marcador no definido.
DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD	iiiv
AUTORIZACIÓN	¡Error! Marcador no definido.
AGRADECIMIENTO	vi
AGRADECIMIENTO	X
DEDICATORIA	i
DEDICATORIA	IX
ÍNDICE GENERAL	X
ÍNDICE DE GRÁFICOS	XV
ÍNDICE DE TABLAS	XVIII
RESUMEN	XXI
ABSTRACT	XXII
CAPÍTULO 1	1
INTRODUCCIÓN	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Objetivos de la investigación.	3
1.2.1. Objetivo General.....	3
1.2.2. Objetivos específicos.....	3
1.3. Planteamiento del problema.....	3
1.4. Justificación.	5
1.5. Metodología	6
1.6. Alcance	7
CAPÍTULO 2	8
MARCO TEÓRICO	8
2.1. Antecedentes del estudio.....	8

2.2. Muros portantes	10
2.3. Muros de corte.	11
2.4. Uso y desempeño de muros en zonas sísmicas	11
2.5. Configuración y ubicación estructural de muros	11
2.5.1. Continuidad en planta	12
2.5.2. Regularidad en planta	12
2.5.3. Regularidad en elevación.....	13
2.5.4. Simetría.....	13
2.5.5. Disposición de muros	14
2.6. Elementos elegidos para el modelo.....	15
2.6.1. Elementos Frame	15
2.6.2. Elementos Shell	15
2.7. Demanda sísmica	15
2.7.1. Origen de los sismos.....	15
2.7.2. Peligro sísmico	15
2.7.3. Sismicidad del Ecuador	16
2.8. Análisis modal	17
2.8.1. Grados de libertad.....	18
2.8.2. Modos de vibración	18
2.8.3. Modos de vibración en edificaciones con diafragmas rígidos de losa.....	19
2.8.4. Ecuación de movimiento	19
2.9. Masas	21
2.9.1. Masas participativas	22
2.10. Elementos finitos.....	23
2.11. Diagramas de interacción	24
CAPÍTULO 3	26
MARCO METODOLÓGICO	26

3.1.	Bases del diseño Sismo Resistente	26
3.1.1.	Zonificación sísmica.....	26
3.1.2.	Características de suelo.....	26
3.1.3.	Espectro de diseño	27
3.1.4.	Factor de Importancia.....	28
3.1.5.	Factor de Reducción Sísmica.....	29
3.1.6.	Coeficiente de regularidad en Planta y Elevación	30
3.1.7.	Periodo de vibración T_a	30
3.2.	Análisis del cortante basal según NEC-15	30
3.3.	Materiales.....	31
3.4.	Criterio para el modelado.....	31
3.5.	Cargas aplicadas sobre el diseño.....	32
3.6.	Métodos de análisis según NEC-15	33
3.7.	Diseño basado en fuerza (DBF)	33
3.8.	Análisis dinámico lineal	34
3.9.	Método paso a paso en el tiempo	35
3.11.	Acelerograma	36
3.11.1.	Escalamiento de acelerogramas	38
3.12.	Análisis modal espectral.....	38
3.13.	Espectro de respuesta	39
3.14.	Espectro Elástico de Respuesta	39
3.15.	Control de deriva de piso	39
CAPÍTULO 4		40
ANÁLISIS Y DISEÑO		40
4.1.	Estudio y modelamiento arquitectónico de la vivienda unifamiliar de interés social con el uso de softwares.....	40
4.2.	Descripción de la estructura sometida a análisis.....	44

4.3.	Análisis del sistema estructural.....	45
4.4.	Bases del diseño del desempeño estructural sismo - resistente.	46
4.5.	Elementos usados en el modelo	47
4.6.	Modelo Matemático	47
4.7.	Cargas de diseño.	48
4.8.	Análisis de masas participativas para los modos de vibración.	48
4.9.	Principales modos de vibración en las direcciones traslacionales “X”, “Y” y rotacional” Z”.	51
4.9.1.	Factor de reducción de la demanda sísmica	52
4.10.	Datos de sismos y escalamiento de sismos seleccionados	54
4.10.1.	Factores de escalamiento para cada sismo.....	55
4.10.2.	Escalamiento de registros en SAP2000	59
4.11.	Corte sísmico basal estático (V).....	59
4.11.1.	Coeficiente de respuesta sísmica.....	59
4.11.2.	Carga sísmico reactiva	60
4.11.3.	Cortante basal de diseño	60
4.12.	Cortante basal dinámico	60
4.13.	Respuestas de desplazamientos obtenidos en SAP2000	61
4.14.	Esfuerzos de corte en la estructura.....	68
4.15.	Fuerzas axiales en los elementos frames de la estructura	74
4.16.	Diseño de columna a carga axial y flexión.....	79
4.17.	Categorización del sistema estructural y diseño.....	86
4.18.	Refuerzo vertical mínimo.....	89
4.19.	Refuerzo horizontal mínimo.....	91
CAPÍTULO 5		93
ANÁLISIS DE COSTOS		93
5.1.	Introducción	93

5.2. Composición de los precios unitarios	94
5.3. Proceso constructivo para los diferentes sistemas	95
5.3.1. Sistema aporticado	95
5.3.2. Sistema de muros de corte.....	96
5.4. Presupuesto y Análisis de precios unitarios utilizados	96
5.4.1. Análisis para vivienda con pórticos de hormigón armado	97
5.4.2. Análisis para vivienda con muros de hormigón celular	98
5.4.3. Comparación de resultados de costo-presupuesto.....	98
CAPÍTULO 6	100
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	100
6.1. Conclusiones	100
6.2. Recomendaciones.....	101
Bibliografía.....	102
ANEXOS	104
1. Diseño estructural de vivienda con mampostería de hormigón celular	105
2. Análisis de precios unitarios para vivienda construida con pórticos.	108

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Continuidad en elevación para edificaciones.....	10
Gráfico 2: Continuidad en elevación para edificaciones.....	12
Gráfico 3: Planeamiento regular en edificaciones.....	13
Gráfico 4: Relación de aspecto recomendada largo/ancho en edificaciones	13
Gráfico 5: Simetría y localización de vanos.....	14
Gráfico 6: Disposición de aberturas en muros	14
Gráfico 7: Movimiento ley de Newton	20
Gráfico 8: Modos de vibración de una edificación	20
Gráfico 9: Modo de vibración de una edificación Sistema pendular	21
Gráfico 10: Fuerzas actuante en centro de masa	22
Gráfico 11: Diagrama de interacción para columna.....	25
Gráfico 12: Espectro de respuesta de aceleración.....	28
Gráfico 13: Diagrama de cargas a considerar	32
Gráfico 14: Acelerogramas del terremoto de las 18h58 (TL) del 16 de abril del 2016 ordenados con respecto a la distancia epicentral.	37
Gráfico 15: Vista de corte de planta, plano “X-Y”	40
Gráfico 16: Vista de corte de primer piso, plano “X-Y”	41
Gráfico 17: Vista de fachada principal, plano “X-Z”	41
Gráfico 18: Vista de fachada posterior, plano “X-Z”	42
Gráfico 19: Vista de fachada lateral, plano “Y-Z”	42
Gráfico 20: Vista de fachada lateral, plano “Y-Z”	43
Gráfico 21: Diseño Arquitectónico	43
Gráfico 22: Vista 3D del sistema estructural dual de muros portantes pórticos.	44
Gráfico 23: Vista 2D plano “XZ” del sistema estructural dual de muros portantes pórticos.	45
Gráfico 24: Vista en planta del sistema estructural dual.....	46
Gráfico 25: Caso Modal Software de diseño	49
Gráfico 26: Extracción de información de porcentaje de masas participativas en tabla de datos a través del software SAP2000.....	49
Gráfico 27: Deformada en el plano “X-Z”, eje traslacional “X”, modo de vibración 8.	51
Gráfico 28: Deformada en el plano “Y-Z”, eje traslacional “Y”, modo de vibración 5.	52
Gráfico 29: Deformada en el plano “X-Y”, eje rotacional “Z”, modo de vibración 8.....	52
Gráfico 30: Espectro de diseño	55

Gráfico 31: Registro sísmico: Estación ALIB, 16 de abril de 2016.....	56
Gráfico 32: Registro sísmico: Estación AES2, 16 de abril de 2016	56
Gráfico 33: Registro sísmico: Estación APED, 16 de abril de 2016	57
Gráfico 34: Registro sísmico: Estación AMNT, 16 de abril de 2016	57
Gráfico 35: Registro sísmico: valores de aceleración escalados de la estación ALIB	57
Gráfico 36: Registro sísmico: valores de aceleración escalados de la estación AES2	58
Gráfico 37: Registro sísmico: valores de aceleración escalados de la estación APED	58
Gráfico 38: Registro sísmico: valores de aceleración escalados de la estación AMNT, 2016.	58
Gráfico 39: SAP2000 escalamiento de registro sísmico	59
Gráfico 40: Desplazamientos en interseccion D-1.....	62
Gráfico 41: Desplazamiento en el eje X, C-1.....	62
Gráfico 42: Desplazamiento en el eje Y, C-1.....	63
Gráfico 43: Desplazamientos en interseccion A-1.....	63
Gráfico 44: Desplazamiento en el eje X, A-1.	64
Gráfico 45: Desplazamiento en el eje Y, A-1.	64
Gráfico 46: Desplazamientos en interseccion D-4.....	65
Gráfico 47: Desplazamiento en el eje X, C-4.....	65
Gráfico 48: Desplazamiento en el eje Y, C-4.....	66
Gráfico 49: Desplazamientos en interseccion A-4.....	66
Gráfico 50: Desplazamiento en el eje X, A-4.	67
Gráfico 51: Desplazamiento en el eje Y, A-4.	67
Gráfico 52: Vista 3D de esfuerzos de corte en la estructura	68
Gráfico 53: Esfuerzos de corte (s12) en el plano “x, z”	68
Gráfico 54: Esfuerzos de corte (s12) en el plano “x, z”	69
Gráfico 55: Esfuerzos de corte (s12) en el plano “x, z”	70
Gráfico 56: Esfuerzos de corte (s12) en el plano “x, z”	70
Gráfico 57: Esfuerzos de corte (s12) en el plano “y, z”	71
Gráfico 58: Esfuerzos de corte (s12) en el plano “y, z”	72
Gráfico 59: Esfuerzos de corte (s12) en el plano “y, z”	72
Gráfico 60: Esfuerzos de corte en eje “B”	73
Gráfico 61: Vista 3D de fuerzas axiales en la estructura	75
Gráfico 62: Fuerzas axiales en el eje “1”	75
Gráfico 63: Fuerzas axiales en el eje “2”	76

Gráfico 64: Fuerzas axiales en el eje “3”	76
Gráfico 65: Fuerzas axiales en el eje “4”	76
Gráfico 66: Designación de elementos en el eje “2”	77
Gráfico 67: Sección de columna	79
Gráfico 68: Diagrama de deformación.....	80
Gráfico 69: Diagrama de deformación en la zona de tensión.	81
Gráfico 70: Diagrama de deformación en la zona de compresión.	82
Gráfico 71: Gráfico de deformación unitaria	83
Gráfico 72: Diagrama de deformación entre compresión y falla balanceada.	84
Gráfico 73: Diagrama de interaccion (P - Mx)	85
Gráfico 74: Diagrama de interaccion (P - Mx)	86
Gráfico 75: Esfuerzos en el vano de ventana	88
Gráfico 76: Diagrama de deformaciones unitarias.....	89

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores de la máxima amplitud (m/s ²) para cada componente para todos los sitios con un registro disponible.....	16
Tabla 2: Valor del Factor Z.....	26
Tabla 3: Coeficientes para el espectro de diseño (NEC-SE-DS, 2015).....	27
Tabla 4: Factor de reducción de demanda sísmica.....	29
Tabla 5: Control de derivas máximas.....	39
Tabla 6: Cargas de Diseño.....	48
Tabla 7: Análisis de información de porcentaje de masas participativas.....	50
Tabla 8: Principales modos de vibración.....	51
Tabla 9: Factor de reducción de demanda sísmica.....	53
Tabla 10: Registros sísmicos utilizados en el análisis dinámico tiempo historia.....	55
Tabla 11: Factores de escalonamiento.....	56
Tabla 12: Reacciones en la base.....	60
Tabla 13: Reacciones en la base de fuerzas sísmicas.....	61
Tabla 14: Comparación de cortante basal dinámico vs cortante basal estático.....	61
Tabla 15: Desplazamientos en X, Y generados por SAP2000 para distintas combinaciones de carga, D-1.....	62
Tabla 16: Desplazamientos y derivas para el estado combinatorio más crítico, C-1.....	62
Tabla 17: Desplazamientos en X, Y generados por SAP2000 para distintas combinaciones de carga, A-1.....	63
Tabla 18: Desplazamientos y derivas para el estado combinatorio más crítico, A-1.....	64
Tabla 19: Desplazamientos en X, Y generados por SAP2000 para distintas combinaciones de carga, D-4.....	65
Tabla 20: Desplazamientos y derivas para el estado combinatorio más crítico, C-4.....	65
Tabla 21: Desplazamientos en X, Y generados por SAP2000 para distintas combinaciones de carga, A-4.....	67
Tabla 22: Desplazamientos y derivas para el estado combinatorio más crítico, A-4.....	67
Tabla 23: Esfuerzos de corte en eje “1”.....	69
Tabla 24: Esfuerzos de corte en eje “2”.....	69
Tabla 25: Esfuerzos de corte en eje “3”.....	70
Tabla 26: Esfuerzos de corte en eje “4”.....	71
Tabla 27: Esfuerzos de corte en eje “A”.....	71

Tabla 28: Esfuerzos de corte en eje “B”	72
Tabla 29: Esfuerzos de corte en eje “C”	73
Tabla 30: Esfuerzos de corte en eje “D”	73
Tabla 31: Fuerza axial y flexión para elementos tipo “frame”	78
Tabla 32: Parámetros de diseño	79
Tabla 33: puntos que conforman el diagrama de interacción	85
Tabla 34: Requisitos para muros de corte de mampostería basados en la designación de muro de corte.	87
Tabla 35: Valores de carga axial y momento para paneles escogidos	88
Tabla 36: Fuerzas actuantes	91
Tabla 37: Tabla de cantidades, rubros y costos unitarios del sistema de pórticos	97
Tabla 38: Tabla de cantidades, rubros y costos unitarios del sistema de muros ordinarios....	98

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1: Alzado de eje “1”	105
Anexo 2: Alzado de eje “2”	105
Anexo 3: Alzado de eje “3”	106
Anexo 4: Alzado de eje “4”	106
Anexo 5: Alzado de eje “A”	107
Anexo 6: Alzado de eje “B”	107
Anexo 7: Alzado de eje “C”	108
Anexo 8: APU limpieza y desbroce	108
Anexo 9: APU trazado y replanteo	109
Anexo 10: APU cerramiento provisional	109
Anexo 11: APU excavación a mano	110
Anexo 12: APU Relleno hidratado y compactado	110
Anexo 13: APU Desalojo de materiales con maquinaria	111
Anexo 14: APU Replanteo $f'c = 140\text{kg/cm}^2$	111
Anexo 15: APU Muro de piedra base	112
Anexo 16: APU Hormigón simple para plinto $f'c = 240\text{ kg/cm}^2$	112
Anexo 17: APU Hormigón simple para riostra $f'c = 240\text{ kg/cm}^2$	113
Anexo 18: APU Acero de refuerzo para plintos y riostra $f'c = 4200\text{ kg/cm}^2$	114
Anexo 19: APU Hormigón simple para columnas, vigas y losa $f'c = 210\text{ kg/cm}^2$	114
Anexo 20: APU Losa alivianada $f'c = 210\text{ kg/cm}^2$, $E = 15\text{cm}$	115
Anexo 21: APU Acero de refuerzo para vigas, columnas, escalera $f'c = 4200\text{ kg/cm}^2$	116
Anexo 22: APU Mampostería de bloque	116
Anexo 23: APU Mampostería con paneles de mortero celular	117
Anexo 24: APU Dinteles de mortero $0,07 \times 0,05\text{ m}$	117

“DISEÑO DE UN SISTEMA ESTRUCTURAL PARA VIVIENDA DE INTERÉS SOCIAL USANDO LA METODOLOGÍA DE PAREDES PORTANTES CON MORTERO CELULAR”

Autor: Flores Constante Jaime David

Autor: Reyes Vera Franklin Wladimir

Tutor: Ing. Jaime Fernando Argudo Rodríguez, PH.D.

RESUMEN

En el presente trabajo de titulación se presentan el diseño sísmico de una edificación con muros portantes prefabricados constituidos de mortero celular, para una vivienda de interés social de dos pisos, esta estructura está modelada y analizada para ser construido dentro del Ecuador donde posea un perfil de suelo para el cual está diseñada, dicho análisis será en base a las especificaciones de las normas estadounidenses, ASCE 318S-14, ACI 530-11 y las especificaciones de la NEC-SE-DE (Peligro sísmico – Diseño Sismo Resistente), NEC SE CG (Cargas no sísmicas), NEC-SE- VIVIENDA de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-15, mediante el método de Diseño Basado en Fuerza (DBF) utilizado un análisis paso a paso en el tiempo, para la determinación de fuerzas internas.

Se realiza el modelado y dimensionamiento dentro del software SAP2000 y se ingresa registros sísmicos para el análisis de tipo lineal elástico que permitirá obtener resultados del comportamiento de la estructura ante la condición más crítica a la que puede estar expuesta.

Palabras Claves: Hormigón ligero, Diseño Sismorresistente, Muros de corte, Análisis estructural, NEC-SE-DS, NEC-SE-VIVIENDA, ASCE 318S-14, ASCE 7-16 ASCE 5-11, ACI 530-11, sistema de muros portantes prefabricados, Análisis Estático Lineal.

ABSTRACT

This paper presents the seismic design of a two-story low-cost dwelling house built using precast cellular mortar bearing-wall panels. The structure is planned for Santa Elena Province and placed on type C soil, as defined by NEC-15 and ASCE 7-16 standards.

Seismic Design is based on US standards ACI 318-20, ASCE 5-11, ACI 30-11 and the National Ecuadorian Code NEC-15. The force Design Method specified in NEC-15 in using and linear “time – history” analysis were done to determine internal forces.

Code Words: Lightweight concrete, Earthquake Resistant Design, Cutting walls, Structural analysis, NEC-SE-DS, NEC-SE-HOUSING, ASCE 318S-14, ASCE 7-16 ASCE 5-11, ACI 530-11, prefabricated bearing wall system, Linear Static Analysis.

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

A lo largo de los años, el ser humano ha sentido la necesidad de protegerse de agentes climáticos, fenómenos naturales e incluso del mismo ser humano. Al referirse al ámbito de la construcción, ha existido una evolución considerable, que con el transcurso del tiempo ha obtenido cambios significativos en los materiales, en las técnicas de construir y de utilizar los materiales dando como resultado un cambio en el hábitat del hombre.

Las construcciones de viviendas han variado considerablemente entre diferentes civilizaciones, pero este ha dependido principalmente de su material conglomerante siendo este en un principio la cal hidratada pasando por un proceso industrial hasta llegar al cemento. En la actualidad, dicho material es utilizado en una mezcla con arena, agua y áridos para formar hormigones que pueden ser usados en un sistema estructural o no estructural. (Sanjuán Barbudo & Chinchón Yepes, 2004)

En el país, rige la Norma Ecuatoriana de la construcción (NEC – 15), la que establece dos tipos de morteros para finalidad de una mampostería estructural: el mortero de pega el cual debe cumplir con parámetros físicos de plasticidad, consistencia, retención de agua, entre otros, proyectados a cumplir el parámetro mecánico de resistencia. Otro tipo de mortero mencionado es el de relleno, éste debe cumplir así mismo con parámetros físicos y mecánicos imprescindibles para tener la función de conglomerante y ser vertidos en los espacios vacíos entre bloques y armado de acero de refuerzo que conforman la mampostería.

Los dos morteros especificados en las normas NEC, están regido por las normas internacionales como ASTM C207 Y ASTM C476, y se menciona un tercer de mortero que tiene la finalidad de recubrimiento de uso no estructural, cuya única función es generar un buen acabado estético y su principal característica es tener una plasticidad adecuada. El concreto de baja densidad es utilizado en construcción de estructuras por sus múltiples beneficios, tanto para viviendas residenciales y edificaciones en el cual si estos muros son de hormigón convencional requerirían de cimentaciones de gran área y una estructura sobredimensionada en resistencia y rigidez.

Con el surgimiento de nuevas metodologías constructivas de tipo industrial y con el objetivo de obtener mejores rendimientos en tiempos de construcción en conjunto con mejores resultados respecto a propiedades mecánicas, aparecen los muros de mampostería estructural, compuestos de mortero, bloques y acero.

Estos muros pueden estar constituidos de concreto convencional o liviano en conjunto con acero de refuerzo proporcionándole rigidez, y estos deben ser capaces de soportar su peso propio y el de otros elementos no estructurales y su comportamiento mecánico es predecible ante fuerzas actuantes producto de un movimiento sísmico.

Debido a las nuevas tecnologías se ha llegado a definir normas y estándares de calidad en la construcción de viviendas para las distintas técnicas de optimización de materiales. En el país, la prefabricación de paneles para muros portantes, no ha sido desarrollada en toda su posibilidad puesto que este sistema se lo considera poco vistoso y es poco utilizado en el medio por tal motivo. Por lo expuesto, es necesario crear un sistema de vivienda innovador que cumpla con las exigencias constructivas y estéticas; y que cumpla con un diseño sismo resistente que permita reducir el alto déficit habitacional existente en el País.

En el Ecuador, la mayor cantidad de edificaciones son de pórticos de hormigón armado y mampostería no reforzada, puesto que estas tienen un buen desempeño empírico de las estructuras, demostrado a través de un análisis teórico y desempeño empírico de las edificaciones a lo largo de la historia. Este sistema presenta una rigidez y resistencia en exceso ante un evento sísmico, lo que resulta en una estructura sobredimensionada y por ende, con un costo de construcción elevado.

En el país, no se ha producido avances constructivos y alternativas de materiales compatibles con los de los países desarrollados, donde se enfatiza la eficiencia en la manera de construir, utilizando mínimos recursos y alcanzando excelentes resultados en tiempo, costo y desempeño estructural, como por ejemplo con el sistema de construcción con elementos prefabricados en conjunto con otros materiales.

El territorio ecuatoriano tiene una extensa historia de actividad sísmica evidenciada en los últimos 460 años, ha destruido edificaciones no competentes a demandas sísmicas importantes

y esto se ha dado por no presentar un diseño basado en el peligro sísmico y el nivel de exposición al cual han estado expuesto y generó grandes daños y pérdida en recursos humanos y materiales, por lo mencionado constituye un reto establecer sistemas estructurales regidos a normas de diseño que consideran el riesgo sísmico.

1.2. Objetivos de la investigación.

1.2.1. Objetivo General.

Diseñar un sistema estructural sismo resistente mediante la utilización de paredes portantes compuestas de paneles prefabricados de mortero celular para viviendas de interés social de 2 niveles.

1.2.2. Objetivos específicos.

- Diseñar una vivienda de interés social unifamiliar regida a las Normas Ecuatorianas de la Construcción NEC SE – VIVINDA, configuración estructural.
- Modelar la vivienda con muros portantes constituidos de paneles prefabricados de mortero celular en el software estructural SAP2000 utilizando elementos finitos considerando los peligros sísmicos en el Ecuador.
- Definir las características finales de diseño para el sistema de muros portantes con mortero celular usando normas NEC – SE – 2015 y ACI – 530 – 11
- Realizar un comparativo de costos entre estructuras de pórticos de hormigón armados y estructura de paredes portantes con mortero celular.

1.3. Planteamiento del problema.

El Ecuador ha experimentado grandes cambios en su industria de construcción tanto en su metodología constructiva como en el uso de materiales, puesto que en un principio las construcciones eran de bloques de piedra, adobe, caña, tapias, o en combinación con madera para poder realizar sus viviendas, templos entre otros; viviendas en la actualidad donde prevalece el uso de hormigón armado y la mampostería sin refuerzo.

La construcción de paredes para las viviendas tuvo una gran evolución en el momento en que las paredes de bahareque o madera enchapadas con barro fueron reemplazadas por bloques de adobe prefabricado hechos de barro, agua, y una proporción de paja conocido como ladrillo, esto permitió disminuir el espesor de las paredes y elaborar viviendas de este tipo de ladrillo el cual para darle estabilidad a las viviendas eran levantados y extendidos hasta 3 metros y trabado en las esquinas.

Estos materiales y las metodologías constructivas mencionadas, en la actualidad solo se usan en sectores rurales, pero con la aparición del hierro y la producción de cemento a gran escala, se evidenció una gran mejora en las construcciones con el uso de columnas y vigas de concreto armado con paredes de ladrillo, permitiéndoles elevarse hasta tres pisos, por lo que en su mayoría del país sobre todas las zonas urbanas se construyó con la combinación de estos dos materiales, posteriormente hubo la aparición del bloque hueco y permitió a las construcciones disminuir peso y solucionar el déficit de viviendas ocurridas en la década de los 70s. (La Hora, 2018)

En la actualidad, no se ha podido reemplazar en edificios el uso de concreto armado o elementos metálicos como estructura principal, pero existe un problema con estos materiales ya tradicionales para la construcción de viviendas de interés social, su alto costo, y por esto se han implementado muchos sistemas alternativos como diferentes técnicas constructivas y variación de materiales innovadores tratando de facilitar un desarrollo sostenible para este tipo de viviendas.

“En países desarrollados como Suecia, Japón, Estados Unidos, España, entre otros, han resurgido la utilización de casas prefabricadas o modulares con paneles y pre cortadas como solución al desplome del mercado de la construcción, optimizando así el tiempo de construcción y utilizando materiales de calidad competente” (Ovando Vacarezza , Lauret Aguirregabiria, Pérez-Pujazón Millán, & Castañeda Vergara, 2016)

En el país, este auge por las casas prefabricadas no toma fuerza debido a que solo existen las prefabricadas del tipo madera y sus precios no son tan económicos, adicional a esto la madera es un material que necesita darle un debido mantenimiento para que su vida útil pueda verse extendida.

El diario ABC Internacional (2018), presenta un mapa de peligrosidad del mundo, donde a partir de las recomendaciones de viaje del Ministerio de Relaciones Exteriores se presenta al Ecuador en un nivel intermedio en peligrosidad sísmica, esto lo sabe también el ciudadano de acorde a la zona en donde está ubicado dentro del Ecuador, por lo que los usos de muros portantes de viviendas prefabricadas preferentemente son usados en Fincas o en extensiones de terrenos con seguridad privada. Las personas prefieren la construcción de viviendas algo robustas hecha con materiales tradicionales como lo es el concreto para resguardar sus vidas y sus bienes además de la consideración de la vida útil sin ningún mantenimiento que tiene este material.

A raíz de la utilización del hormigón armado, por su buena resistencia y rigidez, el material evoluciona través de la experimentación e innovación como concreto celular, el cual posee menor peso que el convencional y además tiene propiedades de aislamiento térmico y acústico y es utilizado en otros países como bloques o elementos prefabricados de este material así también se funden paredes in situ en una sola etapa, y esto hace que la velocidad de construcción acelere significativamente.

1.4. Justificación.

En el territorio ecuatoriano, la mayor parte de edificaciones son construidas con el sistema conocido como pórticos de hormigón armado resistentes a momento, pero también utilizan en cantidades mínimas el sistema de muros portantes en la parte que rodea al ascensor; para edificaciones de uso residencial de hasta tres pisos no existe una cantidad apreciable en las que se haya utilizado el sistema de muros portantes con concreto convencional.

En viviendas residenciales de una sola planta en las cuales muchas veces no se considera necesario el uso de muros portantes debido a que las cargas que soporta son limitadas a la cubierta o proyectadas a una segunda elevación. Comúnmente las construcciones de la clase media baja se visualizan de columnas y vigas de hormigón armado con paredes de mampostería de bloque, también se puede evidenciar que en viviendas habitadas por personas de limitados recursos económicos baja utilizan la misma metodología. Algunas viviendas poseen alternativas de construcción tales como columnas hechas de bloque relleno de concreto con varillas y conjuntamente de pared de mampostería, otro sistema utilizado es el de estructuras metálicas (columnas y vigas) con paredes de mampostería.

En lo ya mencionado se cumple que en la construcción se realiza primero las columnas, luego el pegado de bloques y fundición de vigas. Luego de estos procesos se procede a realizar las instalaciones eléctricas y sanitarias en el cual proceden a romper las paredes de bloque, colocar las tuberías y resanar con mortero para darle el acabado final.

Para los diferentes tipos de construcción y procesos constructivos el tiempo que se emplea para lograr su fin es muy extenso y son llevados a cabo por maestros de obra lo cual hace que este tiempo de construcción sean susceptibles a errores constructivos en sus elementos estructurales por desconocimiento de las normas de construcción y causando muchas veces daños en la vivienda hasta en leves eventos sísmicos como también durante expansión o contracción de suelos no arcillosos que no fueron considerados al momento de establecer una vivienda.

Como alternativa se busca implementar un tipo de construcción que consiste en paneles para muros portantes de mortero celular que permite hacer frente al extenso tiempo constructivo y que la vivienda genere resistencia ante fenómenos físicos y químicos que presentan los suelos, además de un desempeño competente ante eventos sísmicos creando así un beneficio a las personas de clase media baja y baja con un costo análogo al tipo de vivienda convencional.

1.5. Metodología

El método de investigación se ha considerado documental y experimental aplicada al estudio de un caso práctico de Ingeniería Estructural con el resultado final de un diseño innovador. En el país, no es común el uso de este material en las obras civiles, y las normas locales vigentes no contemplan las especificaciones para su uso, por ello se detallarán en este estudio de caso las especificaciones que se requerirán para aplicar estos paneles de mortero celular en viviendas de interés social.

El procedimiento proyectado apunta a utilizar el software SAP2000, para ingresar el modelo de vivienda tipo con el sistema mencionado, introduciendo registros “historia-tiempo” de la ciudad de La Libertad, Manta y Portoviejo correspondientes al sismo del 16 de abril del 2016, escalados con su respectivo factor para analizar la estructura con todos los acelerogramas con la misma aceleración pico sobre la superficie del terreno. Las historias-tiempo, corresponde a distinto tipos de suelo y, se utilizan las combinaciones de carga establecidas en las NEC-15.

1.6. Alcance

El presente trabajo está limitado a la utilización de paneles prefabricados de mortero celular reforzado diseñados para muros o paredes portantes que forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas, capaces de disipar energía dentro del rango elástico. La investigación a desarrollar abarcará el estudio técnico de la resistencia de una estructura para una vivienda unifamiliar de $49m^2$ por planta.

El estudio incluirá la comprobación de resistencia para los esfuerzos ocurridos en los elementos estructurales en mecanismos de diseño tales como: flexo-Compresión de muros y resistencia de los muros a momento y cortante. Además, se realizará las revisiones correspondientes de procesos, detalles constructivos y cuantías de acero mínimas de norma.

Así mismo se tendrán las siguientes consideraciones:

- Para las comprobaciones de resistencia y revisiones mencionadas, se tomarán en consideración las combinaciones o combos de cargas especificadas en las normas NEC 2015 y ACI530 – 11.
- Se evaluará que el diseño cuente con la configuración sismo resistente adecuado para el espectro sísmico más desfavorable en el país. (abril, 2016)
- Se revisará que la arquitectura cumpla las condiciones de: continuidad vertical en los elementos de soporte, la regularidad en planta, simetría, y disposición de muros
- El sistema a estudiar podrá ser implementado en cualquier zona del país, y en territorios exteriores que cumplan los parámetros para el cual fue diseñado. (evento sísmico similar al de Esmeraldas-Ecuador)

CAPÍTULO 2

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes del estudio.

La Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural en conjunto con la Fundación ICA (2003) describe la historia de la mampostería (Estructura de Mampostería, Capítulo 1) de la siguiente manera: La mampostería es un sistema el cual se construyen muros mediante la colocación manual de mampuestos.

Se estima que apareció aproximadamente hace 15000 años, cuando empezó el sedentarismo y las personas comenzaron a apilar piedras para tratar de formar un refugio ante cualquier peligro. Una evolución inmediata fue el uso de mortero del barro para acoplar y unir las piezas apiladas pudiéndose alcanzar alturas más altas en paredes, lo cual produjo el surgimiento de las primeras aldeas.

Las obras que se han mantenido desde la prehistoria deja en evidencia el proceso evolutivo de la mampostería. En un principio, se construyeron paredes de ladrillos secados al sol ligados con mortero de barro; aproximadamente en los años 2500 a.C., este bloque de adobe y paja fue mejorado elevando su temperatura en un horno y convirtiéndose en mampuestos cerámicos y éstos eran asentados en mortero de betún y alquitrán. Una referencia importante que data en la biblia en el libro de Génesis y hace mención a una gran torre conocida como la Torre de Babel.

En la cultura mesoamericana, tras la desmesurada voluntad de progresar en el desarrollo de nuevos materiales de mejor desempeño, se descubrió la puzolana, cenizas volcánicas y la arcilla calcinada. En el curso de este proceso se obtuvo mejores materiales cementantes para poder llevar a cabo obras de mayor magnitud

Posteriormente, se desarrolló paredes de ladrillos de arcilla cocida unidos con hiladas de mortero uniforme a manera de cuatropeo. Además, desarrollaron materiales con las características del hormigón ciclópeo de hoy en día que constaba de piedras de gran tamaño embebidas en mortero de agregado fino, grueso y cemento a base de cal con adiciones de arcilla para levantar muros para formar estructuras en las que los muros estaban ubicados de manera transversal generando una considerable rigidez y resistencia.

En Egipto se utilizó grandes rocas de calizas, areniscas, basaltos y alabastros procedentes de las montañas ubicadas en el perímetro del Rio Nilo. Eran usados directamente grandes elementos, como elementos de soporte en columnas; también vigas y losas, en la que estos bloques eran puestos uno sobre otro con morteros de yeso y cal. Por otro lado, los griegos utilizaron similar mampostería de piedra caliza, pero adicionaban un revestimiento de mármol. La utilización de mampostería de ladrillo y mampostería ciclópea solo se usó para obras magnas, pero para las pequeñas construcciones se utilizaba adobe y cañas. (Sociedad Americana de Ingeniería Estructural , 2003, pág. 4)

Los romanos, alrededor de los años 24 a.C., realizaron algunas obras aprovechando las mejores canteras egipcias y el mejor mármol griego, pero desarrollaron una nueva forma de construir muros de manera económica y constructivamente más fáciles de ejecutar, usando piedras pequeñas y morteros conformados por arena volcánica, cal, óxidos de sílice y agua. (Sociedad Mexicana de Mampostería Estructural, Fundación ICA, 2003)

Con la evolución del mortero y concreto, se llega a una de las obras más destacadas de la humanidad, el Panteón construido en los años 27 a. C., mismo que consiste de mampostería y concreto construida con una técnica que le permitió gran durabilidad en el tiempo. (Sociedad Mexicana de Mampostería Estructural, Fundación ICA, 2003)

En los años 1620, en Inglaterra, se especificaron espesores mínimos para muros y elementos de ladrillo como función de su aplicación. En 1824 con la aparición del cemento portland y en 1840, con la máquina de extruir ladrillos de arcilla, se da paso a la mampostería simple que posteriormente se mejoró con la aparición del bloque de concreto y la mampostería armada entre 1850 y 1870. (Sociedad Mexicana de Mampostería Estructural, Fundación ICA, 2003)

La mampostería reforzada se usó por primera vez en 1825, en la construcción del túnel bajo el Támesis y desaparece alrededor de 50 años por no poseer métodos racionales de diseño de elementos compuestos de ladrillo, cemento y acero. Luego resurge en el año 1899, gracias al ingeniero francés Paul Cottacin que patentó un método de diseño para edificios de mampostería reforzada con acero. (Sociedad Mexicana de Mampostería Estructural, Fundación ICA, 2003)

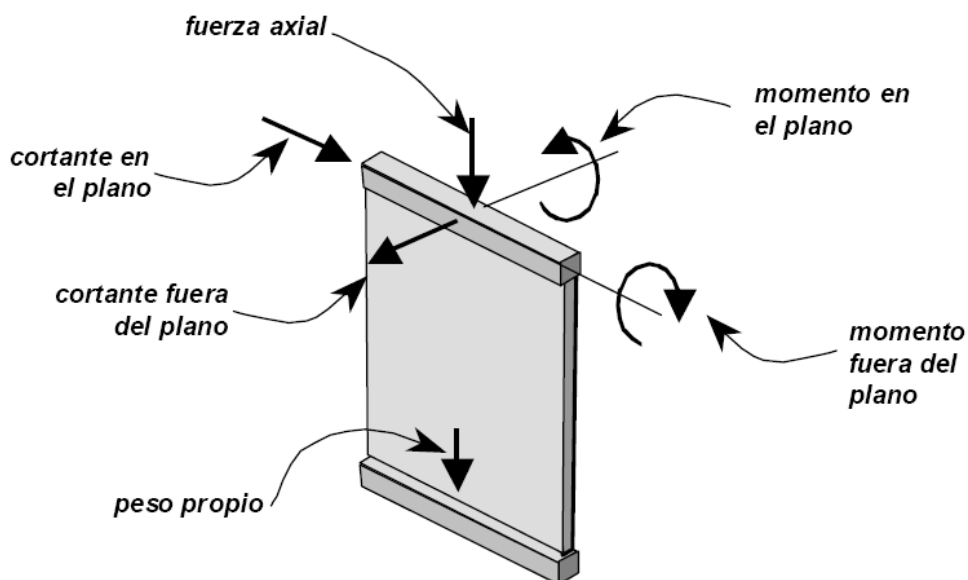
Entre 1899 y 1891, se construyó con mampostería reforzada el edificio Monadnock en Chicago-Illinois, donde emplearon los criterios más modernos de ingeniería de esa época se daba lugar a un material estructural, que requería gran área de ocupación y lo hacía no competitivo. En conclusión, su dimensionamiento no era óptimo y su diseño se consideraba exagerado. (Sociedad Mexicana de Mampostería Estructural, Fundación ICA, 2003)

En los últimos 40 años, tras investigaciones experimentales y analíticas en varias partes del mundo, la construcción y diseño de la mampostería se vio estandarizada con el uso del refuerzo de acero embebido en ella y a partir de esto, todo tipo de construcción en zonas sísmicas de mampostería estructural posee sus propios códigos de diseño para cada país. (Sociedad Mexicana de Mampostería Estructural, Fundación ICA, 2003)

2.2. Muros portantes

Son los muros cuyo desempeño estructural, está basado en su capacidad para soportar su propio peso y el peso de otros elementos. Se los diseña para resistir fuerzas cortantes, fuerzas axiales y combinaciones de momentos, generadas por acciones gravitacionales, sísmicas y viento. No obstante, los términos “muros portantes”, sugieren que los esfuerzos axiales originados en las cargas gravitacionales son prevalentes y se espera que este tipo de muro falle por aplastamiento, luego de alcanzar el límite de su capacidad máxima.

Gráfico 1: Continuidad en elevación para edificaciones.



Fuente: Figura 11.4.1.3 de (ACI 318S-14, 2015)

2.3.Muros de corte.

Los muros de corte son los que resisten cargas laterales principalmente y se espera que este tipo de muro falle por cortante o por combinaciones de corte y flexión luego de alcanzar su capacidad máxima. El uso adecuado de muros estructurales de corte, dentro de una construcción, proporciona rigidez y resistencia sísmica a la estructura, la cual es necesaria para controlar deflexiones laterales y limitar los efectos de torsión. Debido a que casi en su totalidad, la fuerza cortante horizontal, se transfieren a estos elementos estructurales.

2.4.Uso y desempeño de muros en zonas sísmicas

El sistema de muros portantes o “Bearing Wall” bien diseñado en las áreas sísmicas posee un buen historial, no solo pueden proporcionar seguridad estructural adecuada, sino también pueden dar gran protección contra daño no estructural durante las perturbaciones sísmicas moderadas.

Una de las ventajas de utilizar los muros portantes es que suelen ser más rígidos ante la presencia de grandes cargas axiales, siendo menos dúctiles por su modo de falla por aplastamiento, por lo que se acostumbra a diseñar con un factor de reducción de respuesta menor. Sin embargo, para edificaciones relativamente altas la rigidez es pieza fundamental para propiciar la estabilidad durante acciones sísmicas, por lo que el diseño de los muros debe ser para cortante y tener mayor cantidad de acero para ductilidad y disipación de energía.

2.5.Configuración y ubicación estructural de muros

Todas las construcciones en zonas de alto peligro sísmico deben garantizar un comportamiento con buen desempeño estructural que provea una resistencia suficiente para las acciones moderadas y comportamiento dúctil para acciones sísmicas severas. La selección de un sistema sismo-resistente nuevo, que utiliza muros portantes de concreto celular, involucra considerar parámetros tales como:

- Intensidad sísmica,
- Condiciones geotécnicas del suelo,
- Comportamiento estructural bajo acciones laterales: Resistencia, Tenacidad, Ductilidad y rigidez.

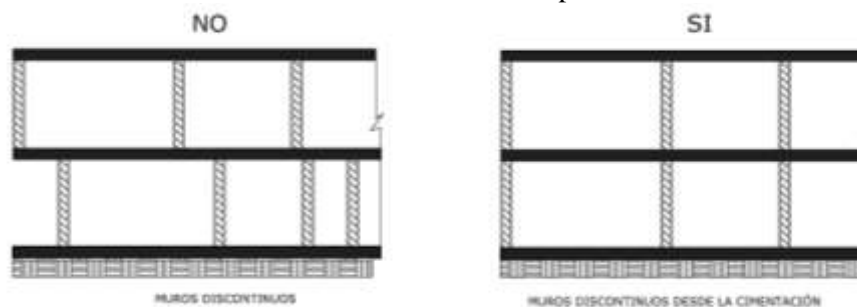
- Costos de construcción
- Eficiencia

Los muros individuales están sujetos a deformaciones axiales, de traslación y torsionales. El desempeño del muro va a depender de la continuidad vertical y de la regularidad de la estructura, tanto en planta como en altura. En conclusión, el diseño basado en el desempeño sísmico óptimo y adecuado hace uso del buen juicio ingenieril para la definición de parámetros y criterios de diseño.

2.5.1. Continuidad en planta

Para que los muros sean considerados muros resistentes a momentos sísmicos, estos deben estar anclados a la cimentación y ser esbelta para desarrollar flexión sobre su altura en cantiliver. Cada pórtico y muro debe ser continuo entre la cimentación y el muro inmediatamente superior, sea el entrepiso o la cubierta (Norma Ecuatoriana de la Construcción, 2015)

Gráfico 2: Continuidad en elevación para edificaciones.

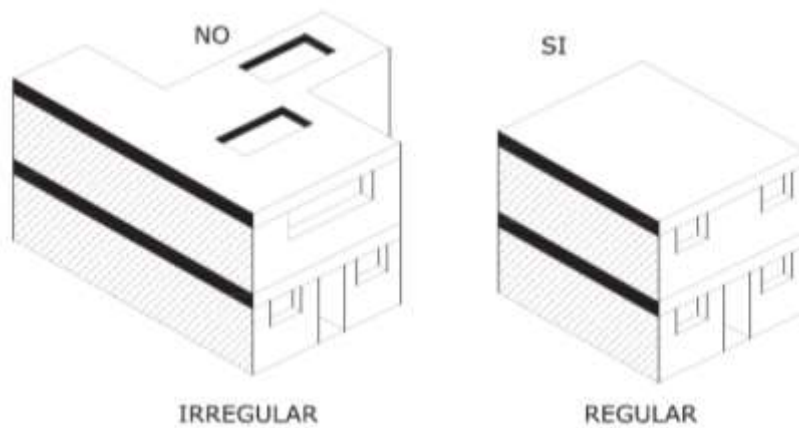


Fuente: Figura 2 de (NEC-SE-VIVIENDA, 2015)

2.5.2. Regularidad en planta

La estructura debe ser tan regular y simétrica como sea posible, debiéndose preferir de formas cuadrangulares o rectangulares, sin afectar la relación larga/ancho, lo que se recomienda esta no supere el valor de 10. Es realmente crítico si $L/B > 10$ porque crece la torsión. La abertura de piso se recomienda que no exceda el 50% de área total de piso y ninguna de ellas debe superar el 25% del área total de piso. La posición de los muros estructurales resistentes a sismos, deben estar balanceados en las 2 direcciones y en paralelas. Estas recomendaciones cuando son usadas, dan como resultado estructuras libres de torsión excesiva.

Gráfico 3: Planeamiento regular en edificaciones

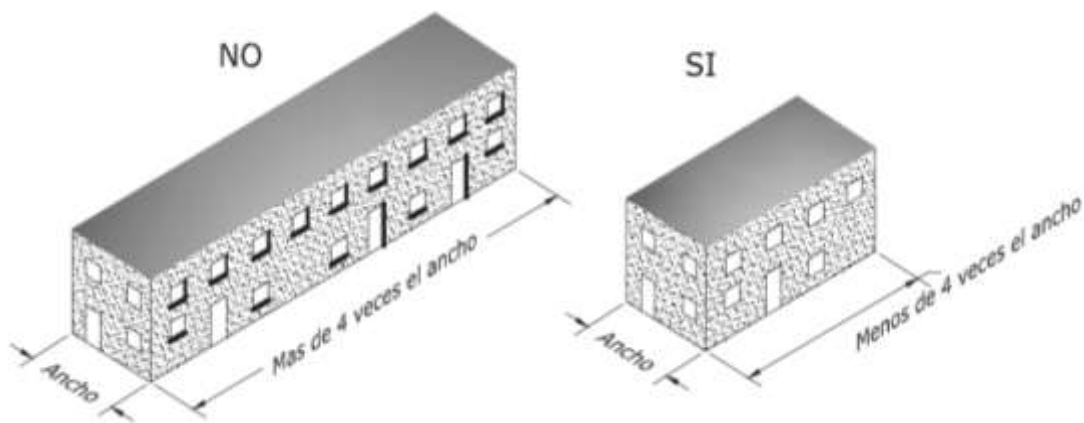


Fuente: Figura 3 de (NEC-SE-VIVIENDA, 2015)

2.5.3. Regularidad en elevación

Se debe evitar las irregularidades geométricas en alzado. Cuando la estructura tenga forma irregular en elevación, podrá descomponerse en formas regulares aisladas cumpliendo con las especificaciones relativas a separación mínima para juntas sísmicas.

Gráfico 4: Relación de aspecto recomendada largo/ancho en edificaciones

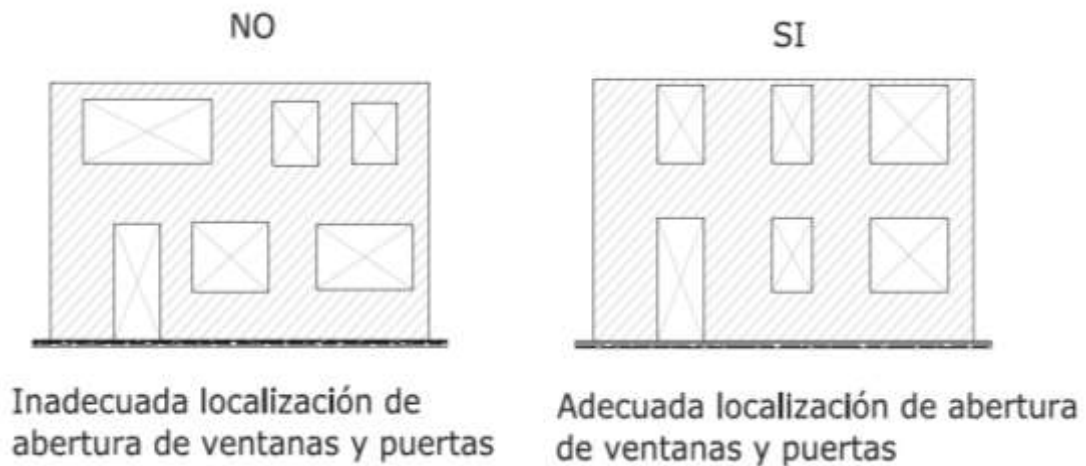


Fuente: Figura 4 (NEC-SE-VIVIENDA, 2015)

2.5.4. Simetría

Con el fin de evitar torsiones en las edificaciones, se recomienda que las estructuras posean una planta lo más simétrica posible con respecto a sus ejes, incluso las localizaciones de sus vanos deben cumplir con este requerimiento. En casos especiales, cuando la asimetría sea inevitable, la edificación debe dividirse en módulos independientes por medio de juntas sísmicas.

Gráfico 5: Simetría y localización de vanos



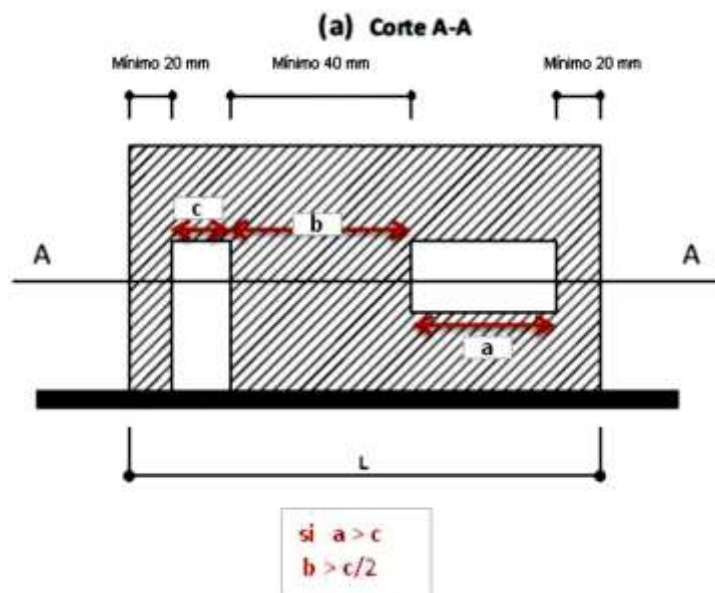
Fuente: Figura 5 de (NEC-SE-VIVIENDA, 2015)

2.5.5. Disposición de muros

En sistemas con muros es conveniente la colocación de muros en direcciones ortogonales. La longitud de los muros en las dos direcciones debe ser aproximadamente igual. Se pueden admitir aberturas cumpliendo con estos requerimientos:

- El área total de aberturas no debe exceder el 35% del área total.
- La distancia mínima entre aberturas no debe ser menor a 50cm

Gráfico 6: Disposición de aberturas en muros



Fuente: Figura 7 de (NEC-SE-VIVIENDA, 2015)

2.6.Elementos elegidos para el modelo

Los elementos estructurales utilizados en la modelación de muros de espesor delgado tipo Shell. La utilización de Shell se justifica al requerir una mejor aproximación al comportamiento real de la estructura, principalmente los elementos tipo mampostería portante.

2.6.1. Elementos Frame

Estos elementos se modelan con líneas que conectan dos puntos, se utilizan para modelar pórticos, armaduras, parrillas y otros, en donde se incluyen efectos de flexión, corte, torsión y fuerza axial.

2.6.2. Elementos Shell

Son elementos de área de 3 o 4 nodos, utilizados para modelar, analizar y diseñar losas, muros o placas sometidas a flexión, corte y fuerza axial. Para el diseño se utiliza los elementos Shell para modelar la losa y los paneles portantes.

2.7.Demanda sísmica

2.7.1. Origen de los sismos

Un movimiento telúrico es un fenómeno que se produce de forma natural, este se manifiesta por el movimiento súbito del suelo, se origina en la corteza terrestre producida por la pérdida de estabilidad de los macizos rocosos y como consecuencia existe una liberación de energía, estas energías se propagan a través de las capas terrestres en forma de ondas que dan como resultado los movimientos de suelo. La pérdida de estabilidad es causada por actividades volcánicas o por el movimiento de placas tectónicas.

2.7.2. Peligro sísmico

El peligro sísmico corresponde a la probabilidad de excedencia de cierto nivel de movimiento telúrico en un emplazamiento para un tiempo determinado o periodo de retorno dentro de una región determinada. Para la determinación del peligro sísmico se consideran parámetros tales como: aceleración, velocidad y desplazamiento del sismo, como también la magnitud del sismo.

2.7.3. Sismicidad del Ecuador

El Ecuador es un país ubicado dentro del Cinturón de Fuego del Pacífico y además de esto tiene interacción entre la placa Oceánica Nazca y la placa Continental Sudamericana siendo vulnerable al fenómeno de subducción, esto lo lleva a tener una alta actividad sísmica, y efectivamente posee una historia sísmica que data eventos importantes como el de Esmeraldas, ocurrido en el año 1906 de magnitud 8.8Mw; Bahía de Caráquez 1998, de magnitud 7.Mw y el más reciente ocurrido en Pedernales el 16 abril de 2016 de 7.8Mw el cual evidenció problemas relacionados al diseño sismo resistente en el Ecuador.

Tabla 1: Valores de la máxima amplitud (m/s²) para cada componente para todos los sitios con un registro disponible.

RED	Estacion	Latitud	Longitud	Altitud (m)	Repi (km)	PGA E (m/s ²)	PGA N (m/s ²)	PGA Z (m/s ²)
RENAC	ALIB	-2.243	-80.846	40	308	0.4113	0.3895	0.266
	AMNT	-0.941	-80.735	38	171	3.972	5.1421	1.6213
	APED	0.068	-80.057	15	36	13.8049	8.127	7.2738

Fuente: Instituto geofísico, red nacional de acelerógrafos (RENAC)

Los sismos superficiales, generalmente son los que provocan más daño, como resultado de esto se tiene que el Oriente ecuatoriano posee menor peligrosidad sísmica, y la Costa ecuatoriana posee una mayor peligrosidad sísmica. Por lo expuesto, sísmicamente es diferentes construir en una ciudad de la Costa, donde la peligrosidad sísmica es alta, que en una ciudad del Oriente donde se ha evidenciado una menor amenaza sísmica. Hay varias formas de considerar la demanda sísmica a la que está expuesta una estructura en una determinada zona. Para determinar las cargas gravitacionales denominadas como cargas muertas y vivas se debe considerar el peso propio de los elementos: el peso de la carga muerta sobrepuesta y la carga viva de diseño de la estructura. (Ing. Jaime Argudo MsC., 2017)

Para obtener las cargas permanentes se debe conocer los pesos de todos los elementos estructurales y no estructurales que conforman un sistema, y todos aquellos elementos integrados permanentemente en la estructura. En la tabla 8 sección 4.1 de (NEC-SE-DS, 2015) se tiene especificado los materiales como hormigón armado para el cálculo de las cargas de paneles, el peso del material se determinó por medio de ensayos de laboratorio proporcionado por los estudiantes de la carrera Ingeniería Civil de la Universidad Estatal Península de Santa Elena en el “Proyecto Inédito Canoa de Concreto Celular”, obtenidos mediante ASTM C-231 dado el peso específico de los elementos estructurales.

2.8. Análisis modal

Las respuestas dinámicas de un sistema de varios grados de libertad (VGDL) a las fuerzas externas $p(t)$ puede calcularse mediante un análisis modal. El análisis modal es un procedimiento de análisis estático lineal para resolver sistemas con un grado de libertad (1GDL). También pueden ser aplicados a sistemas con VGDL donde se realizan combinaciones de dichas soluciones exactas de cada modo de vibración obteniendo respuestas aproximadas, por lo que es calificado como un análisis pseudo dinámico.

La metodología modal espectral es utilizada en el análisis sísmico de aquellas estructuras que se encuentren dentro del rango lineal, es decir que sus propiedades mecánicas y geométricas no varían en los procesos de carga y descarga.

La siguiente ecuación representa dos ecuaciones diferenciales ordinarias que controlan los desplazamientos del marco de dos niveles sometidos a las fuerzas externas dinámicas.

$$m\ddot{q} + c\dot{q} + kq = p(t) \quad (1.5.3)$$

Donde:

- m, c y k son matrices de masa, amortiguamiento y rigidez
- \ddot{q}, \dot{q} y q son vectores de desplazamiento, velocidad y aceleración
- $P(t)$ es el vector de carga generalizada

Dicho análisis es utilizado para determinar los modos de vibración de una estructura. Estos son útiles para comprender como se comporta una estructura ante una demanda sísmica. También pueden ser utilizados (los modos de vibración) como base de la superposición modal en los casos de análisis de espectro de respuesta y análisis historia-tiempo. El análisis modal es siempre lineal.

Un caso de análisis modal puede estar basado en la rigidez de una estructura sin rigidez o sobre la rigidez final de un caso de análisis no lineal, mediante su utilización, se pueden evaluar los modos bajo condiciones de rigidez geométrica, a diferentes estados de construcción o siguiendo recorridos no lineales de un sismo severo.

2.8.1. Grados de libertad

Los grados de libertad se definen como los desplazamientos de traslación y rotación, que se dan lugar en todos y cada uno de los nodos que conforman un sistema, cuando a la misma, se le aplica cualquier sistema de cargas. Se conoce que los grados de libertad son las coordenadas que participan en la definición de la posición de los nodos cuando están sometidas a fuerzas externas. Un grado de libertad es la capacidad que tiene un punto en trasladarse o rotar. Las estructuras tienen infinito número de grados de libertad, por lo tanto, para simplificar los cálculos, se reduce el número de grados de libertad según lo que se desea analizar, ya sea posición o giros (Paz, 1992).

Según el tipo de estructura a analizar, va a variar el número de grados de libertad, este puede ser un mecanismo plano o espacial, en el que se debe considerar el tipo de apoyo o restricción que existe entre uno y otro elemento que estén conformando el sistema estructural. Cabe mencionar que, es necesario considerar la rigidez o la flexibilidad de los diafragmas de losa y de los muros, puesto que una estructura rígida minimiza el número de grados de libertad.

2.8.2. Modos de vibración

Los modos de vibración son parámetros intrínsecos de una estructura, no dependiendo directamente de las acciones a que está sujeta, pero sí de la masa y rigidez de los elementos que constituyen la estructura. Una estructura tendrá tantos modos de vibración y respectivas frecuencias como tantos grados de libertad posee.

Para poder comprender los modos de vibración, es necesario tener claro los significados de algunos términos. Tales como:

- **Periodo:** Tiempo que demora la estructura para completar una oscilación.
- **Frecuencia:** Número de repeticiones u oscilaciones por unidad de tiempo, la frecuencia es recíproca al periodo.
- **Vibración:** Propagación de ondas que producen deformación y se desplazan de forma variada en un sentido y en otro.
- **Amplitud:** Valor máximo que alcanza un punto que puede corresponder a un desplazamiento, una velocidad o una aceleración, durante una oscilación.

En el libro Dinámica de Estructuras de Roberto Aguiar (2012), manifiesta que: “Los modos de vibración indican la forma como va a responder la estructura durante un sismo... el primer modo de vibración indica que la estructura va a tener un buen o mal comportamiento sísmico”.

Por lo expuesto, si se dice que los modos de vibración son los indicadores de la respuesta estructural, conocer los valores y posteriormente establecer una diferencia numérica entre los modos de vibración puede ser lo más importante al momento de definir un adecuado comportamiento estructural bajo la acción de un sismo.

2.8.3. Modos de vibración en edificaciones con diafragmas rígidos de losa

Cuando ocurre un sismo, todas las edificaciones y todos los cuerpos materiales, responden oscilando de varios modos o formas, estas formas de vibrar son conocidas como modos de vibración.

Los modos de vibración se producen a diferentes periodos, ante una eventualidad sísmica, pueden afectar en menor o mayor porcentaje a la edificación. Para estructuras simplificadas con sistema de pórticos y losas para cada piso se considera que la masa est[á] concentrada en cada una de las losas y los modos de vibración es el producto de los grados de libertad por el número de pisos.

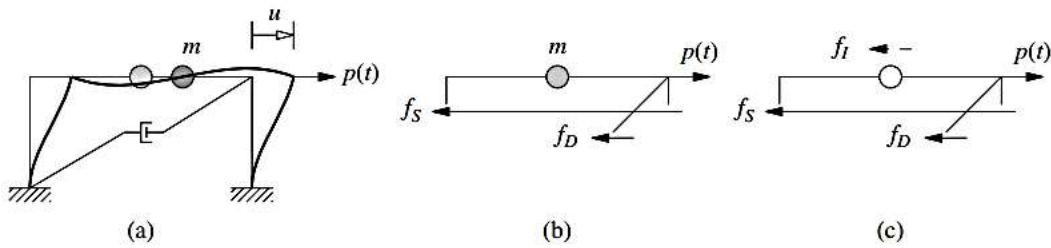
2.8.4. Ecuación de movimiento

Las fuerzas que actúan sobre la masa en un cierto instante de tiempo incluyen una fuerza externa, fuerza restauradora elástica (o inelástica) y la fuerza de amortiguamiento. Se considera que la fuerza externa es positiva en la dirección del eje x, y que el desplazamiento, la velocidad y la aceleración también son positivas en la dirección del eje x. Las fuerzas elásticas y de amortiguamiento se muestran actuando en la dirección opuesta, dado que son las fuerzas internas que se oponen a la deformación y a la velocidad respectivamente.

La fuerza resultante a partir de la segunda ley de Newton obtenemos:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + fs(u) = p(t)$$

Gráfico 7: Movimiento ley de Newton

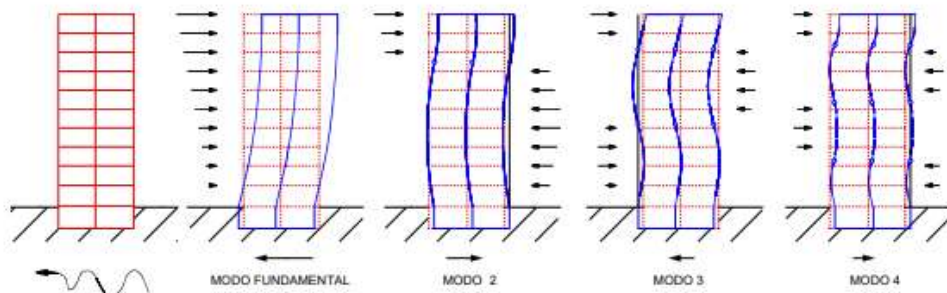


Fuente: (CHOPRA, 2014)

Las cargas que afectan las edificaciones durante un evento sísmico son la prueba más crítica para sus estructuras. Durante un corto período de tiempo la tierra vibra por efecto de la energía que se libera súbitamente y se transmite por los estratos del terreno. La vibración del suelo se transmite a las edificaciones a través de la cimentación.

Las edificaciones pasan bruscamente del estado de reposo en que se encuentran soportando principalmente cargas gravitacionales verticales a sufrir un movimiento vibratorio, que le genera cargas dinámicas actuando en todas las direcciones.

Gráfico 8: Modos de vibración de una edificación

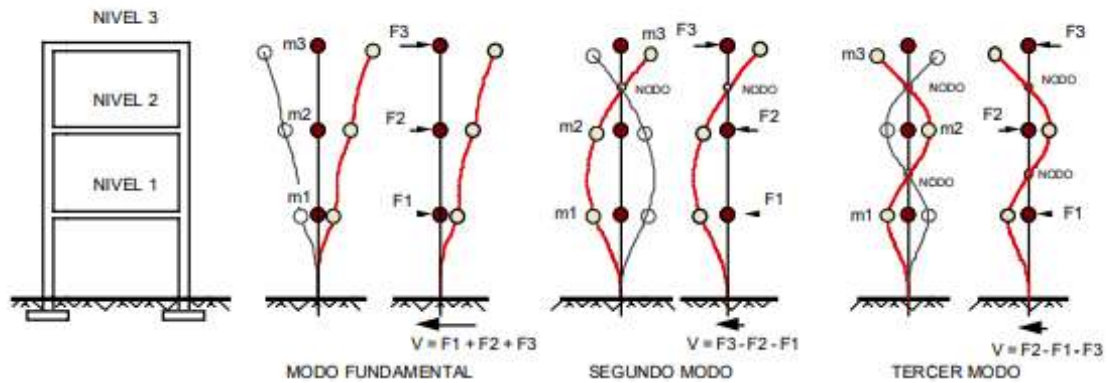


Fuente: Figura de (CAICEDO, 2018)

Las edificaciones de varios pisos son péndulos múltiples que pueden vibrar de diferentes modos. La respuesta sísmica de un sistema elástico de 1GDL depende de su periodo de vibración, esto indica que, la respuesta máxima de una estructura ante un evento sísmico varíe principalmente por el modo de vibración. Los periodos de vibración de un edificio aumentan según el número de piso.

En pórticos, las masas se pueden concentrar en nodos (una en cada piso), donde se localiza los centros de masas de cada piso y hay 3 grados de libertad por cada piso asociados a cada centro de masa.

Gráfico 9: Modo de vibración de una edificación Sistema pendular



Fuente: (CAICEDO, 2018)

2.9.Masas

Las masas de una estructura en un análisis dinámico, son utilizadas para calcular fuerzas inerciales. Como se conoce, la masa se obtiene usando la densidad del material y del volumen del elemento. Las masas se concentran sobre los nodos de los muros como función de las áreas de influencia de cada nodo y el flujo de carga a dichos nodos. Si los nodos son libres dentro del elemento flexible y no están vinculados a un elemento rígido como diafragma de losa, estos tienen un movimiento independiente distinto de los otros nodos.

Las masas de los elementos concentrada en los nodos es la misma para cada uno de los tres grados de libertad traslacional. En muros flexibles los momentos de inercia rotacional no son producidos por los grados de libertad rotacional por lo que se asume muros flexibles por la baja elasticidad el material y el escaso espesor de los mismos.

Este alcance es adecuado para la mayoría de análisis, y en este caso, para el estudio a realizar. A menudo es necesario ubicar masas concentradas y momentos de inercia en los nodos, estas pueden ser aplicadas en cualquiera de los grados de libertad de los nodos articulados de la estructura. El software SAP2000 siempre utiliza masas concentradas en los nodos, por motivos de eficiencia computacional y exactitud de soluciones.

Esto significa que no hay masas acopladas entre grados de libertad de un nodo o entre diferentes nodos. Estas masas desacopladas son siempre referenciadas al sistema de coordenadas local de cada nodo. Los valores de masas a lo largo de los grados de libertad restringidos son ignorados.

Las masas desacopladas en los nodos pueden ser especificadas en el sistema global de coordenadas, en este caso estas son transformadas al sistema local de coordenadas de los nodos. Estos términos de acople serán descartados por el software, provocando, pérdida de precisión. Por lo mencionado, es recomendable que se elija un sistema local de coordenadas de nodos que estén alineados con las direcciones principales de la masa rotacional o traslacional de los nodos articulados y luego especificar los valores de masa en estas coordenadas locales de los nodos.

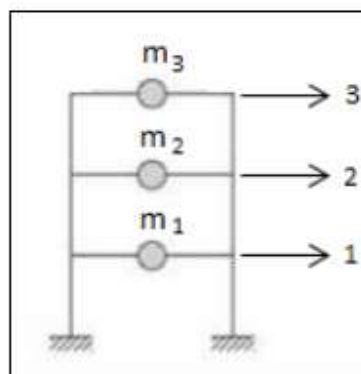
2.9.1. Masas participativas

El análisis modal dinámico calcula los diferentes modos de vibración propios de una estructura. Los modos dependen de la rigidez, inercia y elasticidad. En las estructuras con sistemas de muros, los programas computacionales como SAP2000, que será utilizado para este trabajo, discretizan las masas continuas concentradas sobre muchos nodos que definen la forma de los muros.

En este sistema se asume que la masa de cualquier estructura está concentrada en los puntos en los cuales los desplazamientos de traslación son definidos. El procedimiento usual para definir que la masa está localizada en cada nodo es asumir que la estructura está dividida en segmentos con los nodos sirviendo como puntos de conexión. Se asume que la masa de cada segmento está concentrada en masas puntuales en cada nodo. (Clough y Penzien, 2005).

Para un sistema en el cual solo los grados de libertad traslacionales son definidos, la matriz de masa concentrada tiene una forma diagonal. Por ejemplo, para un sistema de 1 grado de libertad por piso, las masas se concentran a nivel de piso.

Gráfico 10: Fuerzas actuante en centro de masa



Fuente: (GRUPO VALLEJANO ESTRUCTURAL, 2017)

SAP2000 realiza el análisis matemático estructural y calcula los múltiples modos de vibración de la estructura, donde cada uno es independiente del otro, y cada modo participa con un porcentaje de masas que expresa la mayor o menor participación que una determinada forma de vibrar tiene ante una excitación sísmica.

Los modos que tienen mayor porcentaje de masa estructural participativa son los más importante o significativos, ya que originan mayores desplazamientos y esfuerzos en la estructura. Se definen 3 modos de vibración por cada nodo de una estructura, pero solo será necesario estudiar aquellos que aportan el mayor porcentaje de masa estructural.

El factor de masa participativa para un modo, provee una medida de cuán importante es el modo para los cálculos de respuesta de la carga de aceleración en cada una de las tres direcciones globales. Este factor es muy útil para determinar la exactitud de análisis del espectro de respuesta.

2.10. Elementos finitos

También conocido como análisis por elementos finitos, es un método de aproximación para problemas continuos que generalmente se presentan en la ingeniería estructural. Tiene como principio la división de una estructura y sus elementos en un conjunto de elementos finitos interconectados entre sí de forma sucesiva, esto lo hace un sistema continuo; es decir que un gran sistema estructural considerado dominio se subdivide en otros pequeños elementos o subdominios. (Oswaldo Xavier Cortez Latorrie & María Verónica Sotomayor Grijalva, 2007). Se considera la formación de una malla a un sistema estructural de elementos finitos y se obtiene el comportamiento de cada uno de ellos a través de un sistema de ecuaciones algebraicas que se lo resuelve a través de algoritmos computacionales.

Cada elemento finito está interconectado dentro de la malla a través de puntos denominados nodos, éstos poseen una ubicación tridimensional y establecida con grados de libertad para representar desplazamientos posibles para cada nodo ante fuerzas actuantes en una estructura. Los grados de libertad dados en los nodos intervienen transfiriendo fuerzas y momentos entre elementos conectados dentro de la malla, mostrando resultados de deflexiones y esfuerzos generados en los nodos. (Oswaldo Xavier Cortez Latorrie & María Verónica Sotomayor Grijalva, 2007)

Los nodos poseen seis grados de libertad, tres de traslación y tres de rotación para los ejes X, Y, o Z, y en el modelamiento dentro de un programa de análisis estructural como SAP2000, se define restricciones para elementos que no se necesita que usen todos los grados de libertad, por estar conectados a condiciones de borde o apoyo.

En el modelamiento dentro de un software se puede usar varios tipos de elementos tratando de representar de manera muy fina la manera en que se pretende construir una estructura dependiendo del tipo de análisis que se va a hacer, estos programas facilitan el uso de líneas, áreas, sólidos o formas muy complejas geométricamente para cualquier condición de carga. (Oswaldo Xavier Cortez Latorrie & María Verónica Sotomayor Grijalva, 2007).

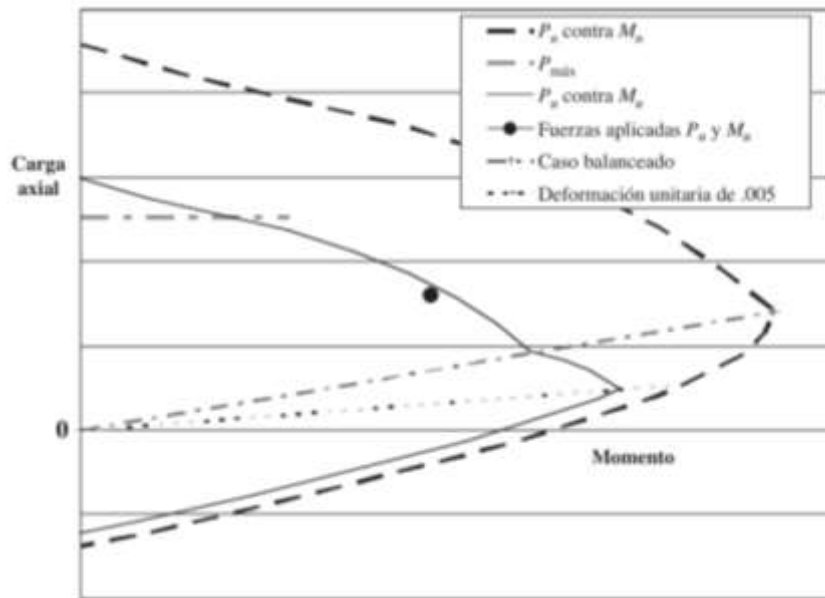
Los elementos tienen que tener establecidas condiciones de conectividad y equilibrio, en el modelado de una estructura. Se debe hacer de tal manera que haya continuidad en los nodos para que se ensamble la matriz de rigidez total para una determinada estructura y se genere discretización para que el programa internamente resuelva ecuaciones algebraicas mitigando errores y mostrando los resultados más aproximados posibles. (Oswaldo Xavier Cortez Latorrie & María Verónica Sotomayor Grijalva, 2007).

La precisión de resultados recae sobre la cantidad de elementos que se usa, generando más nodos y por ende los programas requieren un mayor tiempo de cálculo.

2.11. Diagramas de interacción

Los diagramas de interacción son adecuados para analizar la resistencia de elementos como columnas y muros que están sometidos a cargas axiales P y momentos M para cualquier combinación de carga, en donde si el valor de la demanda se encuentra dentro de la curva nominal, el elemento sufre dicha demanda, pero si cae fuera de la misma representa una falla.

Gráfico 11: Diagrama de interacción para columna



Fuente: (Jack C. McCormac - Russell H. Brown, 2011)

CAPÍTULO 3

MARCO METODÓLOGICO

3.1. Bases del diseño Sismo Resistente

El presente trabajo se enfoca en la determinación de los esfuerzos que sufren los elementos estructurales ante una demanda sísmica. Para determinar dichos resultados, se debe realizar los procedimientos y requisitos descritos en la NEC-SE-DS. En consecuencia, esta investigación propone los siguientes parámetros o variables que serán utilizados para determinar el cortante basal.

3.1.1. Zonificación sísmica.

Se debe establecer el valor o factor Z , que representa la aceleración máxima en roca esperada, este factor se puede determinar con el mapa de zonificación sísmica del Ecuador, este factor es proporcionado de acuerdo a la ubicación del proyecto y la zona sísmica que este representa.

Tabla 2: Valor del Factor Z

Zona sísmica	VI
Valor Factor Z	>0.50
Caracterización del peligro sísmico	Muy Alta

Fuente: (NEC-SE-DS)

“El mapa de zonificación sísmica para diseño proviene del resultado del estudio de peligro sísmico para un 10% de excedencia en 50 años (periodo de retorno 475 años), que incluye una saturación a 0.50g de los valores de aceleración sísmica en roca en el litoral ecuatoriano que caracteriza la zona VI” (NEC-SE-DS, 2015)

3.1.2. Características de suelo

El territorio ecuatoriano está definidos por 6 tipos de suelo según sus características, cabe mencionar que los parámetros utilizados en la clasificación son correspondientes a los 30 m superiores del perfil para os perfiles tipo A, B, D, y E. Aquellos que tenga estratos

diferenciables deben subdividirse, asignándole un subíndice. Para el perfil F se aplican otros criterios. (NEC-SE-DS, 2015)

Para el estudio, se consideró un suelo tipo de C, de acuerdo a la clasificación dada por la NEC, para emplazar la estructura. El suelo tipo C corresponde a velocidades de onda $760 \text{ m/s} > V_s > 360 \text{ m/s}$.

Con el factor Z y el tipo de suelo a emplear, se asignan los coeficientes de amplificación dinámica F_a , F_d y F_s y la relación de amplificación espectral η . Los factores mencionados en este apartado determinan el espectro de diseño a utilizar

- **F_a** : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto
- **F_d** : Coeficiente de amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca.
- **F_s** : Coeficiente de comportamiento no lineal de los suelos.
- **η** : relación de amplificación espectral (F_a / Z , en roca), que varían según en la región que se encuentren.

Tabla 3: Coeficientes para el espectro de diseño (NEC-SE-DS, 2015)

FACTOR	VALOR
Z	0,5
F_a	1,18
F_d	1,25
F_s	1,45
η	2,48

Fuente: (NEC-SE-DS)

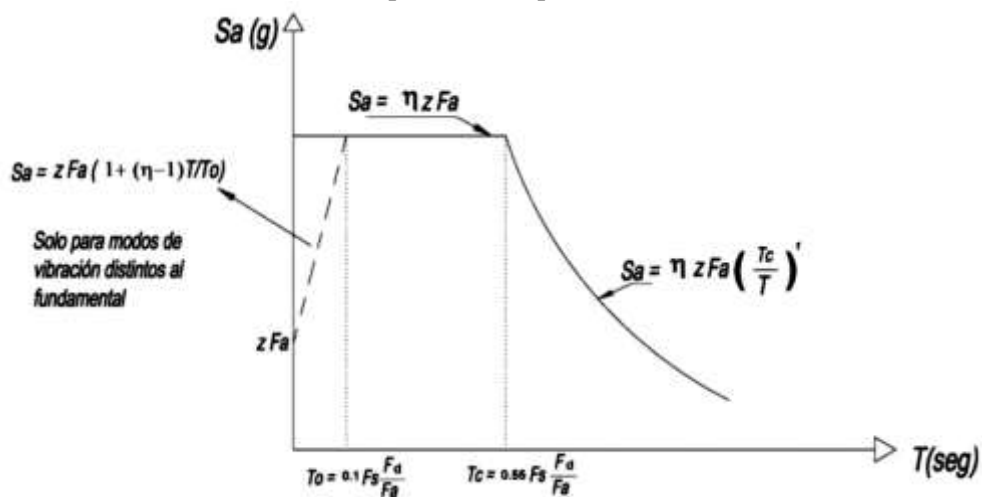
3.1.3. Espectro de diseño

Las fuerzas sísmicas se pueden calcular mediante la segunda Ley de Newton, usando la aceleración generada en el suelo por las vibraciones del sismo. Para el efecto, se definen espectros de diseño, las cuales recogen el conjunto de los máximos valores de aceleración, y estas pueden afectar a diferentes edificaciones de acuerdo a sus características dinámicas, mismas que se expresan mediante el periodo fundamental de la estructura.

Un espectro de diseño, se la conoce como una herramienta que permite calcular las construcciones, tomando en cuenta las actividades sísmicas de la región, las condiciones locales de la respuesta del suelo y las características de la estructura con sus periodos de vibración. El espectro de diseño se basa en el análisis estadístico y probabilístico de los espectros de respuesta de un conjunto de registros sísmicos de una región, anticipadamente los acelerogramas son normalizados a un valor determinado, obteniéndose una sola respuesta típica de la zona (espectro de diseño).

“El espectro de diseño debe satisfacer ciertos requisitos, ya que está pensado para diseñar nuevas estructuras o para evaluar la seguridad sísmica de la estructura existente, a fin de que puedan resistir a sismos futuros” (Chopra, 2014).

Gráfico 12: Espectro de respuesta de aceleración



Fuente: Figura (NEC-SE-DS, 2015)

El espectro se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$S_a = \eta Z F_a$$

3.1.4. Factor de Importancia

El diseño de la estructura se realiza para el sismo de diseño, mismo que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años, equivalente a un periodo de retorno de 475 años. Debido a la ocupación de la edificación (vivienda de interés social – otra estructura), le corresponde un factor de importancia $I = 1$.

3.1.5. Factor de Reducción Sísmica

El factor R permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño, lo cual es permitido cuando las estructuras y sus conexiones se diseñen para desarrollar un mecanismo de falla previsible y con adecuada ductilidad.

El factor de reducción sísmica, se aplica según la ductilidad que el sistema estructural proporcione y reduce las aceleraciones sísmicas aplicadas sobre el edificio. El sistema estructural adoptado debe poder resistir fuerzas sísmicas tanto laterales como verticales, para esto debe cumplir con los requerimientos del ASCE/SCE 7-16 o clasificarse en uno de estos sistemas mostrados en la tabla 12.2-1 (Design coefficient and factors for seismic force-resisting systems) las cuales están divididas por tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas laterales.

Tabla 4: Factor de reducción de demanda sísmica

Table 12.2-1 Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R ^a	Overstrength Factor, Ω _e ^b	Deduction Amplification Factor, C _d ^c	Structural System Limitations Including Structural Height, h, (ft) Limits ^d				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^e	E ^e	F ^e
A. BEARING WALL SYSTEMS									
1. Special reinforced concrete shear walls ^{1A}	14.2	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls ²	14.2	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detained plain concrete shear walls ³	14.2	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls ⁴	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls ⁵	14.2	4	2½	4	NL	NL	4f	4f	4f
6. Ordinary precast shear walls ⁶	14.2	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	2½	2½	NL	NL	NP	NP	NP
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	1½	NL	160	NP	NP	NP
10. Detained plain masonry shear walls	14.4	2	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
13. Ordinary reinforced AAC masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	35	NP	NP	NP
14. Ordinary plain AAC masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
15. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels used for shear resistance	14.5	0½	3	4	NL	NL	65	65	65
16. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels used for shear resistance or steel sheets	14.1	0½	3	4	NL	NL	65	65	65
17. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2	2½	2	NL	NL	35	NP	NP
18. Light-frame (cold-formed steel) wall systems using flat strap bracing	14.1	4	2	3½	NL	NL	65	65	65
B. BUILDING FRAME SYSTEMS									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2	4	NL	NL	160	160	100
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	6	2	5	NL	NL	160	160	100
3. Steel ordinary concentrically braced frames	14.1	3½	2	3½	NL	NL	35 ^f	35 ^f	NP ^g
4. Special reinforced concrete shear walls ^{1A}	14.2	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
5. Ordinary reinforced concrete shear walls ²	14.2	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
6. Detained plain concrete shear walls ³	14.2 and 14.2.2.7	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
7. Ordinary plain concrete shear walls ⁴	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Intermediate precast shear walls ⁵	14.2	5	2½	4½	NL	NL	4f	4f	4f
9. Ordinary precast shear walls ⁶	14.2	4	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	160	160	100
11. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5	2	4½	NL	NL	160	160	100
12. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3	2	3	NL	NL	NP	NP	NP
13. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	0½	2½	5½	NL	NL	160	160	100
14. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
15. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
16. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	2½	4	NL	NL	160	160	100
17. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP

Fuente: ASCE/SEI 7-16

En la tabla se definen el factor de reducción de demanda sísmica R , según el sistema estructural adoptado, dicho factor, es indispensable para la determinación del Cortante Basal y el posterior elemento de diseño de elementos. Para el diseño se empleó el valor de $R = 3$, correspondiente a Bearing Wall System – Ordinary precast shear walls. (ASCE/SEI 7-10, 2017)

3.1.6. Coeficiente de regularidad en Planta y Elevación

Para lograr un adecuado desempeño sísmico, la configuración de la estructura debe ser simple y regular, tanto en planta como en elevación. En cambio, las estructuras que presentan irregularidades tienen penalizaciones, por lo que aumenta el cortante de diseño, para considerar el efecto de las mismas. Para el caso de estudio, la estructura posee regularidad en planta y elevación. De esta manera se justifica el uso de factores de $\Phi_p = 1$ y $\Phi_E = 1$

3.1.7. Periodo de vibración T_a

El periodo de vibración T_a , puede ser calculado, utilizando las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, aplicada en cada dirección principal de la estructura o por medio de un análisis modal. En este estudio, para determinar el periodo de vibración, se realizó un modelo analítico estructural empleando el software SAP2000.

3.2. Análisis del cortante basal según NEC-15

La NEC-SE-DS (2015), lo define como “La fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño, regidos con las especificaciones de la mencionada norma”.

El cortante basal es igual al producto del coeficiente de diseño sísmico por el peso reactivo de la estructura. La ecuación utilizada para la determinación del cortante basal es:

$$V = \frac{I * S_a(T_a)}{R * \Phi_p * \Phi_E} * W$$

Donde:

- I = Coeficiente de Importancia
- S_a = Aceleración correspondiente a un periodo T_a
- T_a = Periodo de vibración
- R = Factor de Reducción de resistencia sísmica
- Φ_p = Coeficiente de Configuración estructural en planta
- Φ_E = Coeficiente de Configuración Estructural en elevación
- W = Carga sísmica reactiva

3.3. Materiales

Para los elementos estructurales como dinteles, pilaretes, zapatas, riostras y vigas, se trabajó con un hormigón de $f'c$ de $210\text{kg}/\text{cm}^2$, mientras que en los paneles prefabricados de mortero celular, se trabajó con un hormigón de $f'c$ igual a $50\text{kg}/\text{cm}^2$, mínimo permitido por la norma ecuatoriana.

3.4. Criterio para el modelado.

El modelado de la estructura será realizando usando como herramienta base el software SAP2000 versión 14.2.2, el cual es un programa de análisis de elementos finitos preparado para realizar, de forma totalmente integrada, la modelación, análisis y dimensionamiento de lo más amplio conjunto de problemas en ingeniería de estructuras. Para modelar los paneles prefabricados, en el programa Sap2000 se calcula los esfuerzos en los elementos de área de tres o cuatro nodos por medio de elementos finitos y haciendo un análisis dinámico con todos los nodos de los muros desacoplados y con 6 grados de libertad con deformaciones (3 trasnacionales y 3 rotacionales).

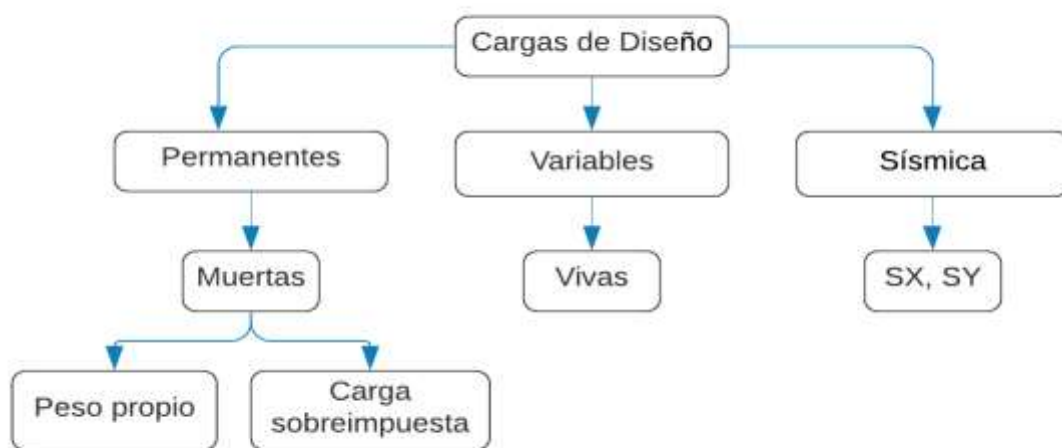
En Sap2000, los elementos de área se modelan con la formulación de Shell Fina (*"Kirchoff Thin Shell Formulation"*), donde la deformación a cortante puede ser despreciable en comparación con la deformación a flexión. Este es el caso si la relación es menor del 5%. Esto significa que la longitud del muro es 20 veces mayor que el espesor. Esta formulación fue creada para los casos donde la deformación a corte es despreciable, y permite un ahorro importante de tiempo y esfuerzo de cálculo.

En el presente análisis de caso, solo se hará énfasis en el modelado de los muros estructurales, y se asume que el lector ya posee los conocimientos previos del software y por lo expuesto no se explicarán los pasos aplicados para crear: materiales, casos de carga, definir casos de carga, crear combinaciones de carga, entre otras. El lector debe conocer estos procedimientos con anterioridad.

3.5.Cargas aplicadas sobre el diseño

Para el análisis y diseño de la estructura se consideran todas las cargas que actúan sobre los elementos, tanto las cargas de su peso propio; como la carga sobre impuesta que corresponde a las solicitaciones de servicio, el caso de los elementos Shell de las losas, también las cargas que actúan sobre los elementos y nodos de la estructura se simbolizan como:

Gráfico 13: Diagrama de cargas a considerar



Fuente: Elaboración propia

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Las cargas muertas contemplan todas las cargas que actúan de forma permanente en la estructura. Para este caso se aplicó una carga uniformemente distribuida a cada piso.

Debido a que el peso propio de los elementos estructurales a analizar, dependen de la dimensión de los mismos, estos serán calculados para cada análisis con el programa de cálculo. Dependiendo del diseño arquitectónico, se aplican las cargas vivas de acuerdo al uso del espacio.

3.6.Métodos de análisis según NEC-15

Para el análisis, diseño y construcción de cualquier estructura, el diseño sismo-resistente constituye un componente indispensable. En el Ecuador, la NEC-15 establece dos métodos de análisis y diseño sísmico: el Diseño Basado en Fuerza (DBF) y el Diseño Basado en Desplazamiento (DBD).

Estos dos métodos de diseño analizan aspectos importantes que se deben considerar para un buen diseño sísmico. Pero existe una gran diferencia, mientras que el DBF se centra en satisfacer condiciones de desempeño establecidas para diferentes niveles de excitación sísmica, el DBD se centra en restringir desplazamientos, deformaciones e índices de daño. (Rubinstein, Giuliano, & Möller , 2006).

En las normas NEC, el DBF presenta tres métodos de análisis: Estático, Dinámico Espectral y paso a paso en el tiempo. (Suarez, 2018). El análisis estático se realiza a través de un modelo con cargas estáticas equivalentes. El Análisis Dinámico Espectral obtiene la respuesta máxima de la estructura por medio de la separación del sistema de cada uno de sus modos de vibración.

El Análisis paso a paso en el tiempo es el método a utilizar en el presente trabajo de titulación, y constituye un cálculo de la respuesta dinámica de la estructura paso a paso en el tiempo para cada incremento de tiempo y según NEC-15 se puede ejecutar mediante las formas:

- Utilizando las componentes horizontales de los registros de acelerogramas seleccionados y escalados para la aceleración máxima esperada en el sitio.
- Y, cuando no se disponga de al menos 3 eventos sísmicos, se procederá a utilizar acelerogramas artificiales.

3.7.Diseño basado en fuerza (DBF)

El DBF consiste en determinar las sollicitaciones sísmicas de una manera estática y dinámica. El diseño sísmico estático determina una fuerza cortante basal considerando las fuerzas que deben ser aplicadas para producir la deformada del primer modo. En cambio, el diseño sísmico dinámico o espectral determina el cortante basal a través de una combinación modal.

La norma NEC indica que el cortante dinámico total en la base, obtenido por cualquier método dinámico no debe ser:

- Menor al 80% del cortante basal V obtenido mediante el método estático (aplica a una estructura regular) y,
- Menor al 90% del cortante basal V obtenido por el método estático (aplica a estructuras irregulares)

Si la fuerza cortante dinámica no cumple con el límite anterior, se debe aplicar el factor de escala que se necesita para lograr esa exigencia. Cabe mencionar, que el Diseño Basado en Fuerza presenta desventajas. Un claro ejemplo, con respecto a la ductilidad, considera que ésta depende primordialmente del tipo de sistema estructural, cuando en la realidad la ductilidad está íntimamente relacionada a la ductilidad provista a cada sección transversal de cada elemento estructural global, más que al tipo de sistema estructural que conforman los elementos.

Este comentario en Nec-15 no es tan acertado y que ASCE7-16 define μ a través de R , dicho valor es especificado según sistemas estructurales “Modo de Falla Característico”. Por lo que, lo correcto es cuestionar la globalización de la ductilidad a través del tipo de sistema antes que su prolija evaluación a partir de los aportes de los μ de los elementos T_s .

3.8. Análisis dinámico lineal

“Al aplicar un análisis dinámico lineal, la estructura se modela como un sistema de Múltiples Grados de Libertad (MGDL). El análisis sísmico se modela utilizando un análisis espectral modal o un análisis tiempo-historia.

El análisis espectral modal supone que la respuesta dinámica de una estructura se puede determinar considerando y posteriormente combinando, las respuestas de cada uno de los modos naturales de vibración matemáticamente evaluados utilizando un espectro de respuesta elástico.

Se considera aceptable, solamente la combinación de los modos que contribuyen considerablemente a la respuesta de la estructura” (Diaz, 2003).

3.9. Método paso a paso en el tiempo

Este método también es conocido como análisis tiempo-historia. La Norma Ecuatoriana de la Construcción refiere que este análisis consiste en someter a la estructura a la acción de un acelerograma específico en su base, con el único propósito de obtener respuestas dinámicas de la misma en cada incremento de tiempo. En conjunto con el análisis modal espectral, sigue a la metodología dinámica del diseño basado en fuerza (DBF).

El análisis historia-tiempo implica utilizar acelerogramas, hecho que conlleva que la estructura siga una historia de disipación de energía, la que depende del contenido de la frecuencia y amplitud de dicho registro sísmico. En otras palabras, la forma de cómo se desarrolla el sismo. (Gálvez Chunas, 2011).

Por consiguiente, el mencionado análisis no se limita a la obtención de respuestas máximas como en el caso del análisis modal espectral, sino que proporciona un completo historial de respuestas estructurales que dependen del desarrollo del sismo en el tiempo.

Para su adecuada aplicación, se utilizan acelerogramas característicos, con los cuales se modelar la acción sísmica que se espera ocurra en el sitio de emplazamiento de la edificación. Según NEC-15, el análisis en mención deberá ejecutarse con los dos componentes horizontales (x e y) del registro seleccionado, y se debe utilizar como mínimo 3 eventos sísmicos.

3.10. Registros de aceleración

Los análisis tiempo – historia se deben realizar utilizando las dos componentes horizontales de registros de acelerogramas de 3 sismos característicos que se seleccionan y se escalan a partir de los siguientes criterios: Las características de magnitud, distancia a la falla, mecanismos de falla y efectos del suelo, consistentes con aquellos parámetros que controlen el sismo de diseño. (NEC-SE-DS, 2015)

Se recomienda limitarse en lo siguiente:

- Al realizar los análisis para los 3 sismos (cada sismo con dos componentes horizontales), se tomará para el diseño la respuesta máxima de los parámetros de interés.

- Cuando no se disponga de al menos 3 eventos sísmicos, se utilizarán acelerogramas artificiales para generar el número de registros y de componentes requeridos. (NEC-SE-DS, 2015)
- Se incluirán los sismos dentro del software regido al ASCE7-16 $100\% E_x \pm 30\% E_y$
- Los acelerogramas deben ser escalados de tal forma que el valor promedio de los espectros provenientes de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros de los registros no se encuentre por debajo del espectro de aceleraciones amortiguado al 5% del sismo de diseño para períodos entre $0.2 T$ y $1.5 T$. (NEC-SE-DS, 2015).

3.10.1. Principios de los análisis elásticos paso a paso en el tiempo

Los análisis elásticos paso a paso en el tiempo deben:

- Cumplir con los requisitos especificados para realizar análisis dinámicos
- Construir modelos matemáticos de las estructuras
- Definir la acción sísmica
- Definir el número de modos
- Definir la reducción de los parámetros elásticos de respuesta a efectos de diseño.
- Definir los efectos direccionales de torsión y de registros de aceleración.

3.11. Acelerograma

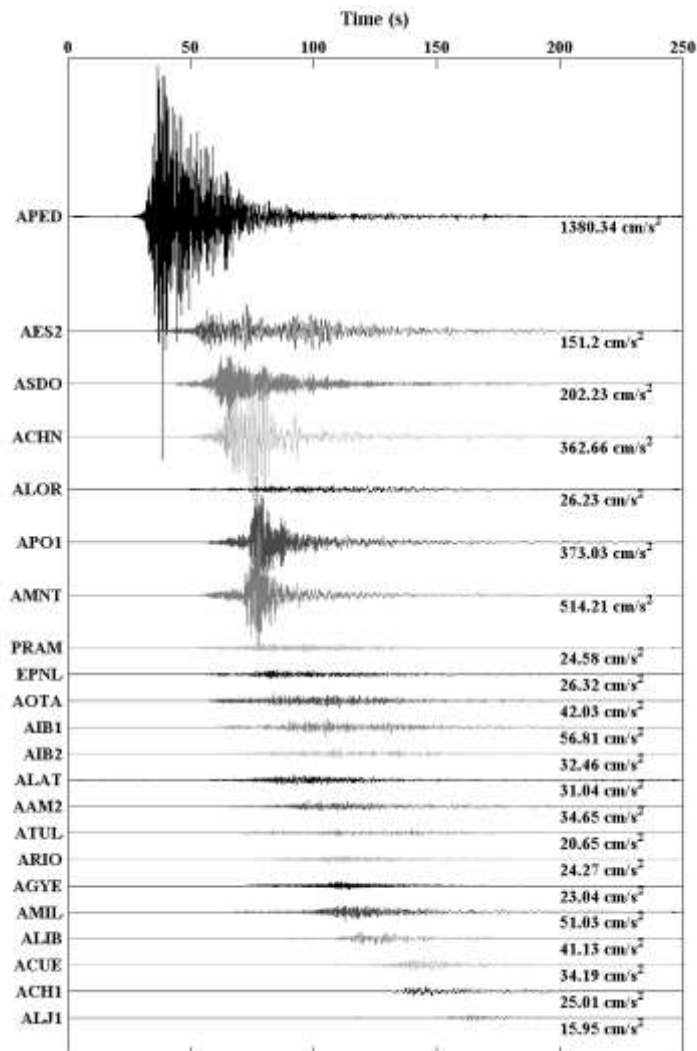
Un acelerograma es una representación la variación de aceleraciones en el tiempo que experimenta el suelo del sitio durante un evento sísmico. Los datos de aceleraciones son producidos por instrumentos denominados acelerógrafos, los cuales poseen tres sensores que registran las aceleraciones del suelo en tres direcciones; dos horizontales y una vertical.

Los acelerogramas están caracterizados por pulsos irregulares y reversibles en signo, debido a que los movimientos del suelo son aleatorios, presentan amplitudes que crecen cuando ocurren aceleraciones máximas del suelo y decrecen a medida que se disipa la energía del sismo.

Un dato muy relevante es la aceleración máxima registrada por un acelerograma. Para un mismo evento sísmico presentarán diferencias considerables ya que dependen del tipo de suelo y la distancia hipocentro.

A efectos de su posterior utilización en el análisis sísmico de edificaciones, se debe obtener de los registros sísmicos, ciertos parámetros que permiten describir cuantitativamente sus características de amplitud, frecuencia de vibración y duración.

Gráfico 14: Acelerogramas del terremoto de las 18h58 (TL) del 16 de abril del 2016 ordenados con respecto a la distancia epicentral.



Fuente: (INSTITUTO NACIONAL GEOFISICO ESCUELA POLITECNICA, 2016)

Acelerogramas del terremoto de las 18h58 (TL) del 16 de abril del 2016 ordenados con respecto a la distancia epicentral. Se han considerado las componentes con la máxima aceleración (PGA), la cual está indicada a la derecha de la señal. El tiempo de origen (0 s) corresponde al momento de ocurrencia del evento menos 20 s. Se utiliza en todos los casos la misma escala vertical. (INSTITUTO NACIONAL GEOFISICO ESCUELA POLITECNICA, 2016)

3.11.1. Escalamiento de acelerogramas

Escalar un acelerograma consiste en una amplificación o disminución uniforme de señal sísmica que estos deben aplicar dentro de límites razonables. El factor de escalamiento es deseable que sea cercano a la unidad, y se recomienda que este comprendido entre 0,25 y 4,0. (Kramer, 1996)

Vanmarcke (1979) recomienda que los análisis sísmicos sean realizados con varios registros escalados. Los acelerogramas seleccionados deben representar de la mejor manera las condiciones geológicas y tectónicas del sitio.

En el territorio ecuatoriano no se dispone del número de registros suficientes para realizar un análisis con acelerogramas propios de cada zona, debido a esto, la NEC propone que el análisis Paso a Paso en el Tiempo se realizará utilizando el componente “N” y el componente “S” de registros de acelerogramas debidamente seleccionados y escalados. Estos acelerogramas deben tener varios parámetros sólidos que controlan el sismo de diseño. (NEC-SE-DS, 2015)

3.12. Análisis modal espectral

En el análisis dinámico, uno de los métodos más utilizados es el análisis modal espectral, por su simplicidad de aplicación y buenos resultados que este proporciona.

Dicho análisis obtiene la respuesta máxima de la estructura por medio de la separación del sistema en sus formas o modos de vibrar, combinando las respuestas máximas de cada uno de sus modos mediante la aplicación de un espectro de respuesta.

El análisis modal al ser un procedimiento de análisis dinámico aproximado presenta ciertas limitaciones, descritas a continuación:

- El análisis da como resultado el valor máximo de respuestas sin señalar en que instante de tiempo se produce dicho máximo, por este motivo surge la necesidad de establecer superposición sobre la suma de los máximos de los distintos modos obtenidos.
- El análisis es aplicable a sistemas lineales y los materiales se comportan dentro del rango elástico.

3.13. Espectro de respuesta

Corresponde al conjunto de respuestas máximas (desplazamiento, velocidad o aceleración) experimentada por un sistema de oscilaciones de un grado de libertad, de igual amortiguamiento, a consecuencia de una función específica de excitación (Aguiar, 2012). El espectro de respuesta toma en cuenta el movimiento del terreno causado por un sismo determinado para representar gráficamente el comportamiento de la estructura inducida por dicho fenómeno.

3.14. Espectro Elástico de Respuesta

Los espectros elásticos de respuesta representan parámetros de respuesta máxima para un sismo determinado que usualmente incluyen varias curvas considerando distintos factores de amortiguamiento. Estos son utilizados únicamente para estudiar las características del sismo y su efecto sobre la estructura. El mencionado espectro elástico de respuesta proporciona las bases para calcular la fuerza de diseño y deformaciones de una estructura, para permanecer dentro del rango elástico.

3.15. Control de deriva de piso

Los grandes desplazamientos laterales permiten que la estructura sea vulnerable a daños y tendencia a colapso. Por tal motivo, los límites a las derivas de entrepiso inelásticas máximas se presentan en la tabla 13, control de derivas de la NEC (2015), debe ser considerados adecuados para estabilidad, pero excesivos para control de daño; particularmente en el acero de mampostería celular donde una deriva del orden del 1% implica daño estructural severo.

Tabla 5: Control de derivas máximas

Estructuras de:	Δ_M máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0.02
De mampostería	0.01

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015)

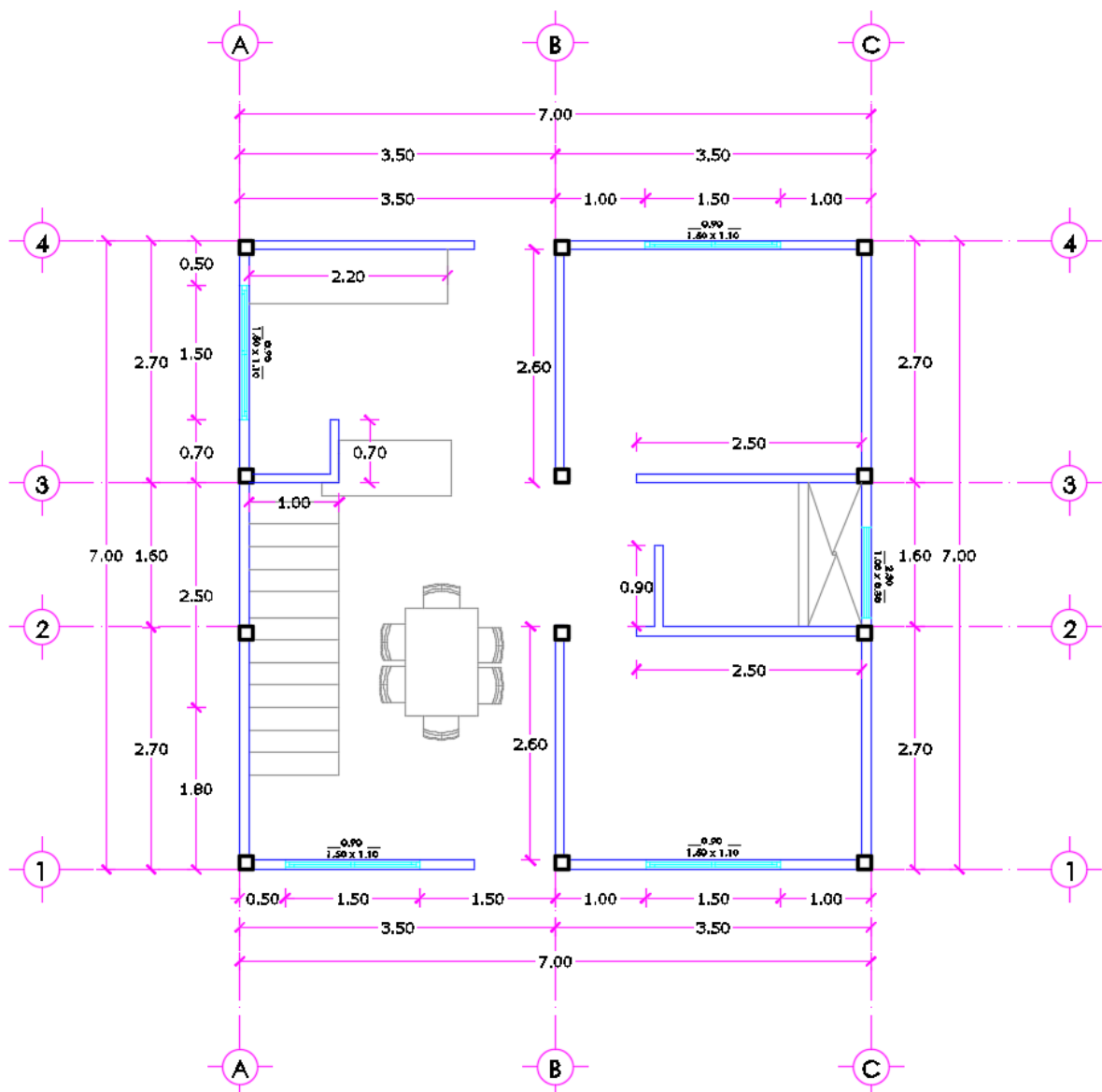
CAPÍTULO 4

ANÁLISIS Y DISEÑO

4.1. Estudio y modelamiento arquitectónico de la vivienda unifamiliar de interés social con el uso de softwares.

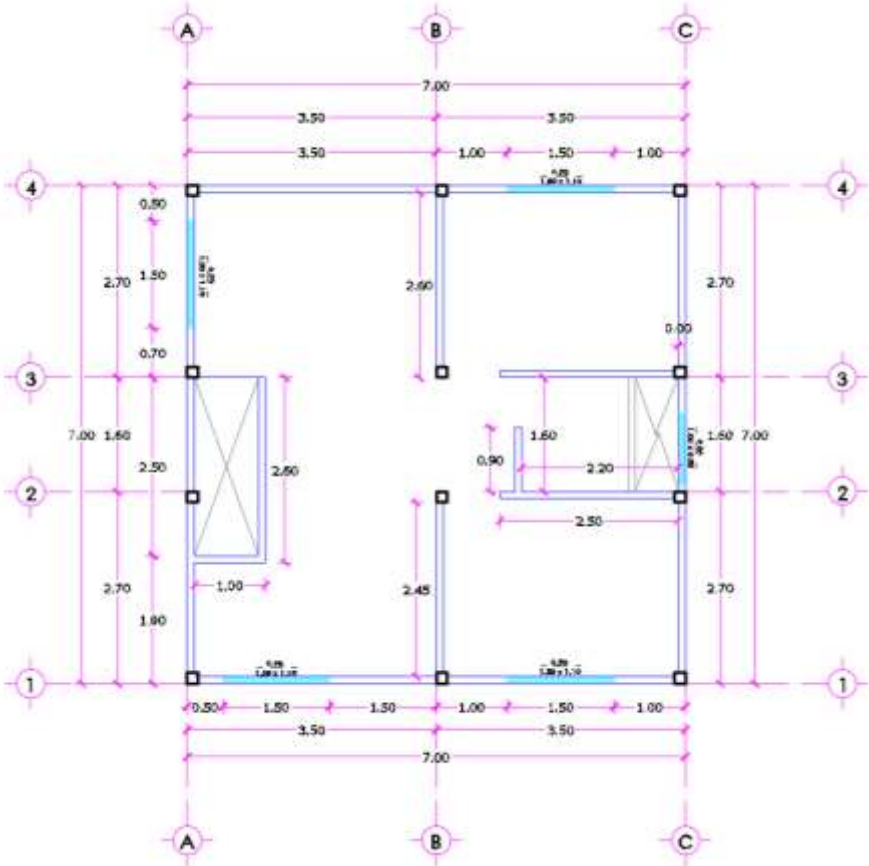
Se realiza el diseño asistido por una computadora o software de dibujo AUTOCAD para el modelamiento de las plantas arquitectónicas, y diferentes vistas de fachada en las cuales se muestra la distribución arquitectónica de los paneles que conforman los muros portantes.

Gráfico 15: Vista de corte de planta, plano "X-Y"



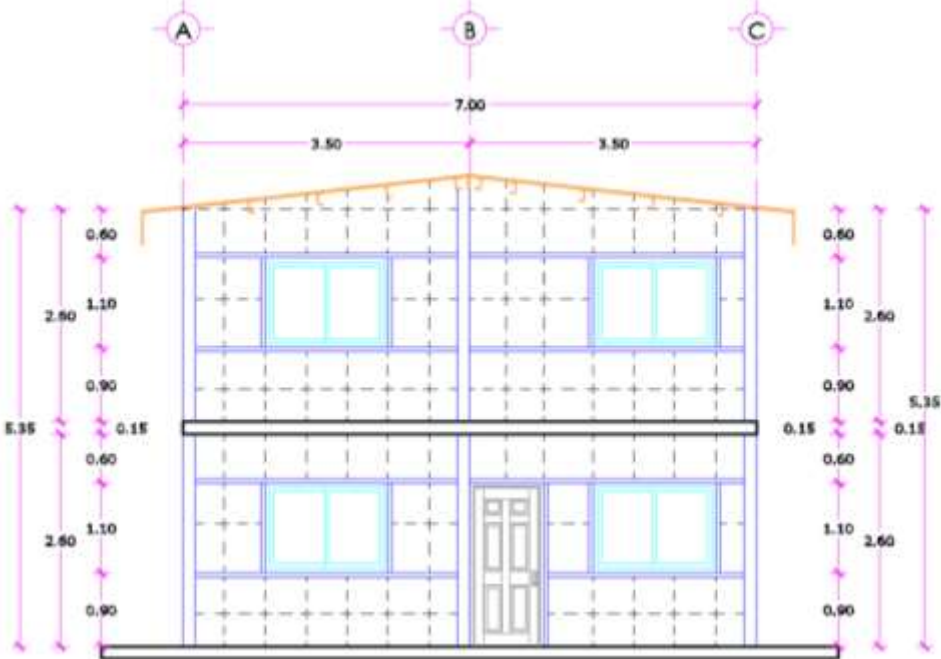
Fuente: Elaboración propia
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 16: Vista de corte de primer piso, plano “X-Y”



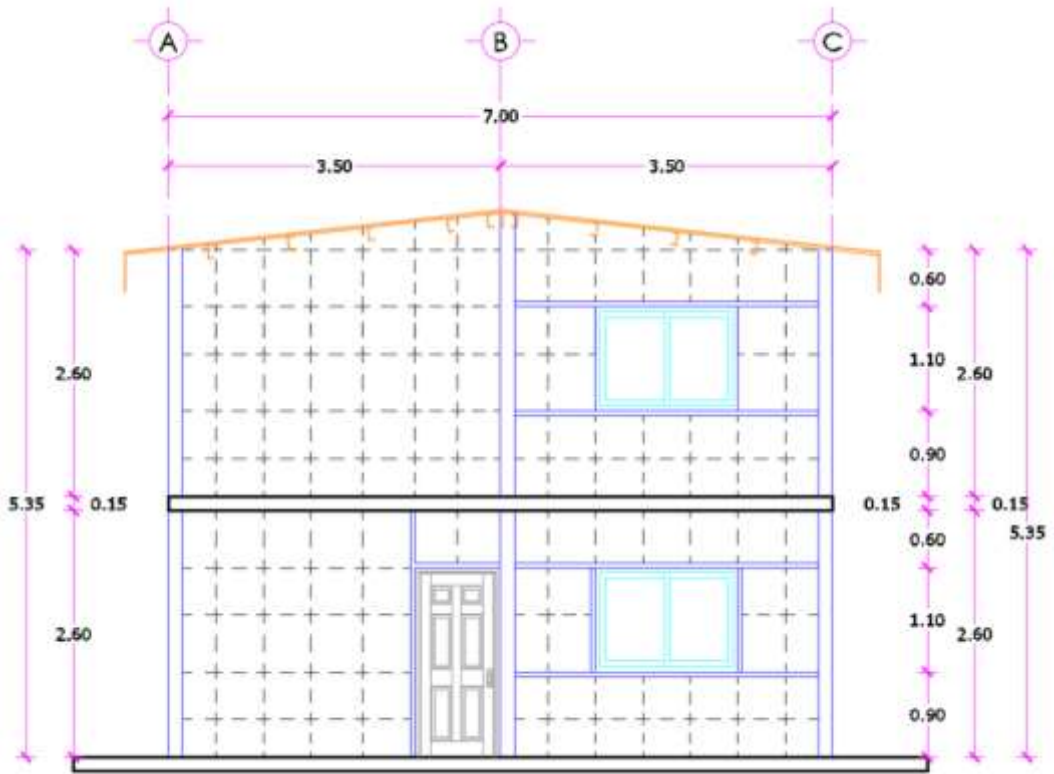
Fuente: Elaboración propia
 Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 17: Vista de fachada principal, plano “X-Z”



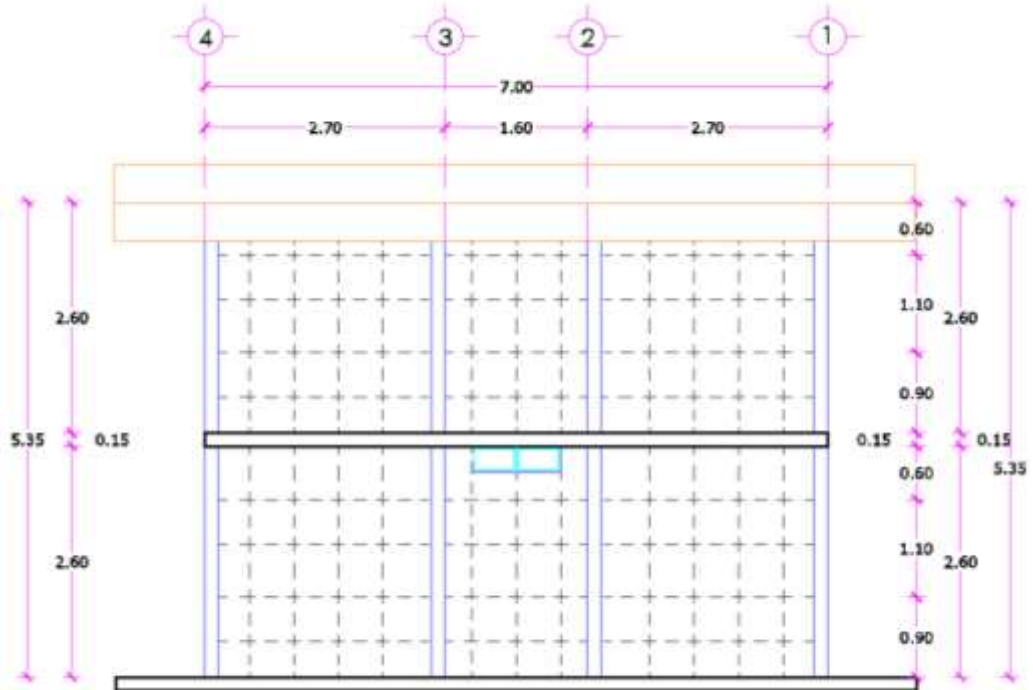
Fuente: Elaboración propia
 Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 18: Vista de fachada posterior, plano “X-Z”



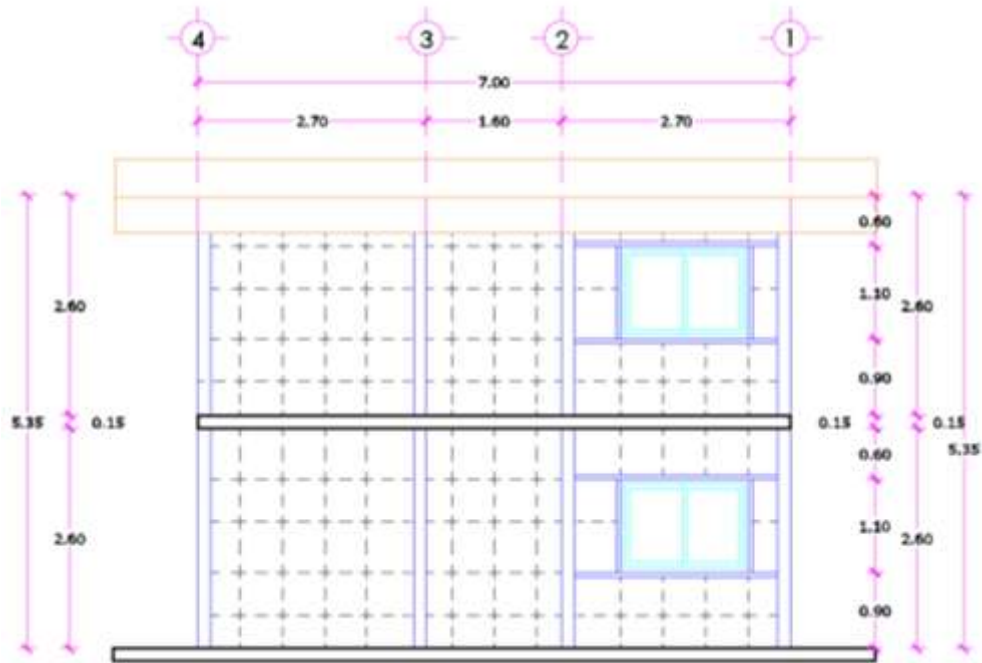
Fuente: Elaboración propia
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 19: Vista de fachada lateral, plano “Y-Z”



Fuente: Elaboración propia
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 20: Vista de fachada lateral, plano “Y-Z”



Fuente: Elaboración propia
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Las líneas punteadas presentes en los planos, representan las conexiones entre los paneles prefabricados

Gráfico 21: Diseño Arquitectónico



Fuente: Elaboración propia
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

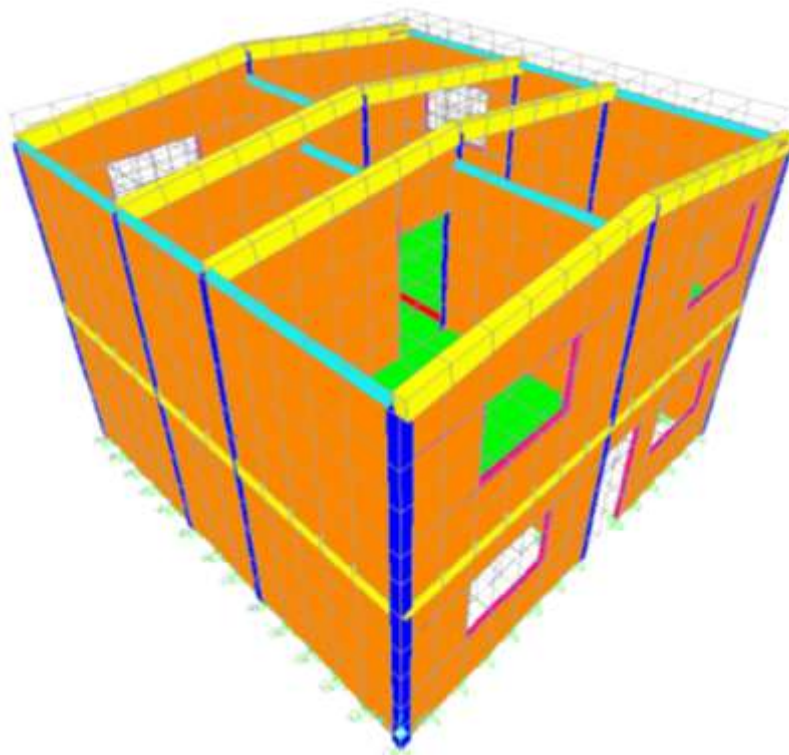
4.2. Descripción de la estructura sometida a análisis

El estudio de caso propuesto es una estructura de dos plantas cuyo uso será destinado a una vivienda unifamiliar de interés social. Se pretende estudiar su comportamiento sísmico mediante la metodología de diseño basado en fuerzas (DBF) con un análisis dinámico tiempo historia (ADTH).

La estructura podrá ser ubicada en cualquier zona del Ecuador, puesto que se diseña para la máxima fuerza de diseño correspondiente a una zona de muy alto peligro sísmico ($Z > 0,5$), en un sitio donde se tiene suelo variable desde medianamente denso a muy denso (Suelo tipo B, C y D).

La estructura posee dos niveles de altura a 2.6m, presenta simetría en planta y elevación como se muestra en la siguiente figura 20. Las dimensiones de la edificación son 7 metros en la dirección “X-X” y 6.90 metros en la dirección “Y-Y”, la mayor luz es de 3.50 metros entre pilaretes o muros perpendiculares.

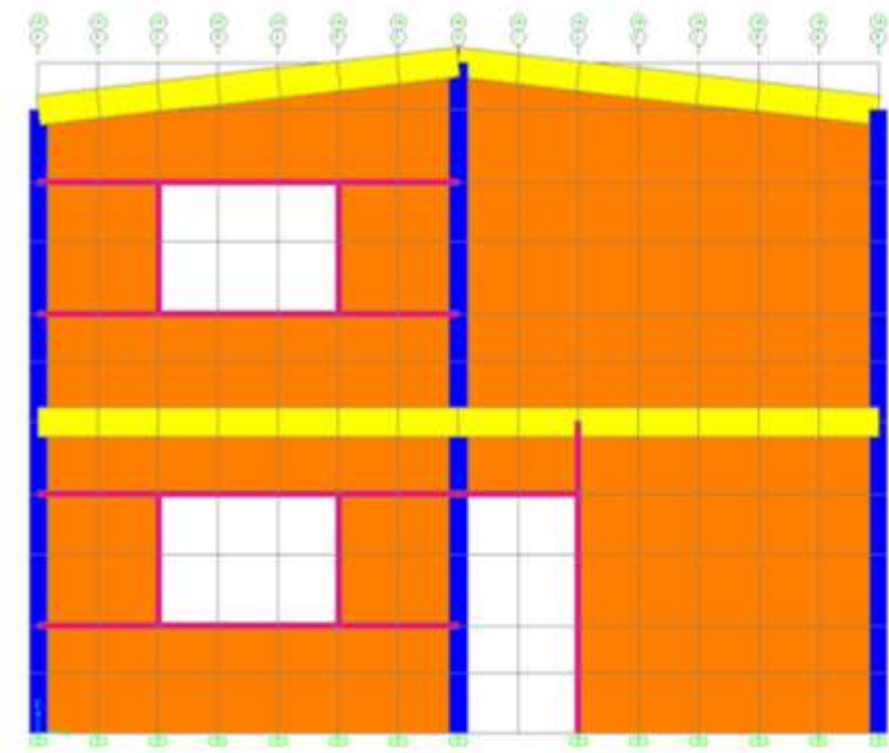
Gráfico 22: Vista 3D del sistema estructural dual de muros portantes pórticos.



Fuente: Elaboración propia
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Posee una losa alivianada de 15cm como sistema resistente para cargas gravitacionales (carga muerta y carga viva). El sistema resistente para cargas horizontales (carga sísmica), lo conforman paneles portantes prefabricados de mortero celular de 0.07 metros de espesor y de $F'c=50 \text{ kg/cm}^2$.

Gráfico 23: Vista 2D plano “XZ” del sistema estructural dual de muros portantes pórticos.



Fuente: Elaboración propia
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Presenta además de un sistema de cubierta ligera con dos pendientes de agua en la dirección “X-X”, se diseña un muro para controlar fallos por flexión y prevenir fallas de corte. En los vanos de ventanas y puertas posee dinteles de 0.07x0.05 metros que limitan las aberturas superior e inferior en los costados de aberturas.

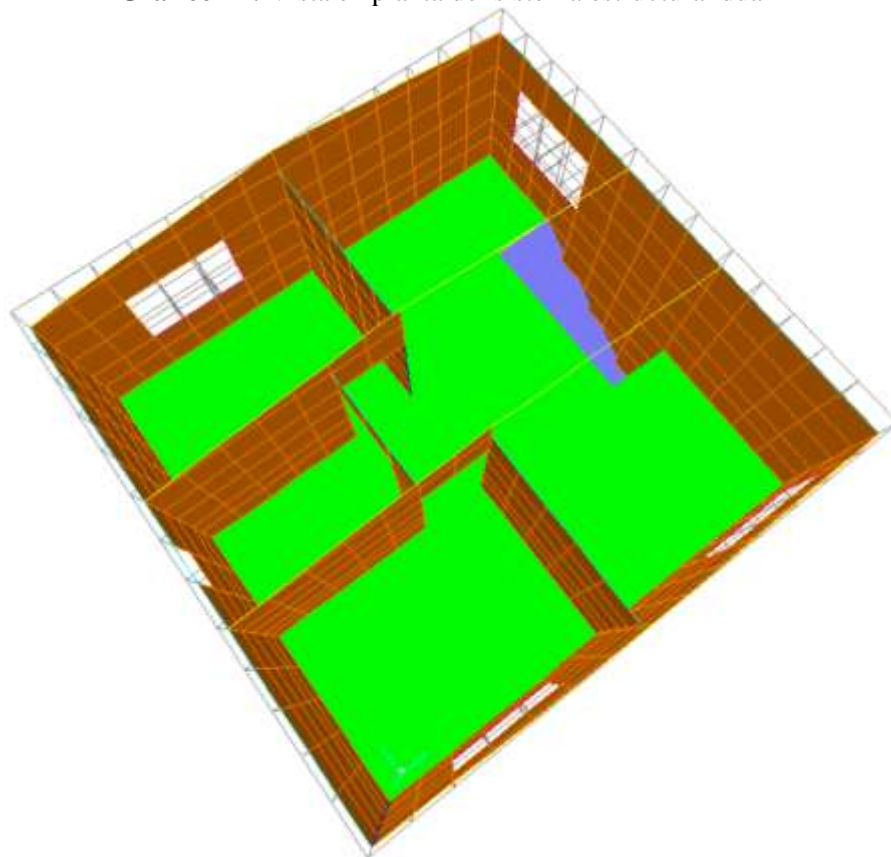
4.3. Análisis del sistema estructural

La estructura posee un diseño de muros portantes y muestra una colocación en planta de los mismos en dos direcciones, esta cumple con el principio de ortogonalidad especificados en la Norma Ecuatoriana de la Construcción en el capítulo Vivienda, que consiste en que la longitud de los muros en ambas direcciones sea aproximadamente igual.

En la dirección “X-X” se encuentran dos planos continuos en fachada y un plano discontinuo en el centro los muros portantes prefabricados conformados por paneles resistentes a fuerzas horizontales. De la misma manera en la dirección “Y-Y” se muestran 2 planos continuos en fachadas y dos planos en menor longitud en su centro los cuales están unidos perpendicularmente al plano discontinuo ubicado en el centro del eje “X-X”.

Todos los muros tienen una altura de 2.60 m y se repiten en el siguiente nivel de la edificación. En la parte perimetral del cumbrero de cubierta, los muros poseen una altura de 0.4 metros adicional a la altura de los muros perimetrales.

Gráfico 24: Vista en planta del sistema estructural dual



Fuente: Elaboración propia
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

4.4. Bases del diseño del desempeño estructural sismo - resistente.

Se lleva a cabo la modelación estructural utilizando el Método de Elementos Finitos. Se muestra una explicación del tipo de elementos utilizados y criterios técnicos aplicados en la modelación de la estructura para que el software realice un correcto análisis matemático.

El modelamiento se lo realizó considerando las especificaciones de los planos arquitectónicos. En el programa SAP2000, en primer lugar, se dio la creación de un reticulado separado a distancias con las dimensiones proyectadas de los paneles que conforman los muros, a partir de dicho reticulado se dibujó individualmente cada elemento. La estructura tiene elementos responden a las características de FRAME Y SHELL (área de muros) combinados. Los resultados obtenidos de los análisis son los distintos resultados para las diferentes combinaciones de carga.

4.5.Elementos usados en el modelo

Los elementos utilizados para representar los paneles prefabricados de mortero celular conformante de los muros portantes dentro del software SAP2000 son de tipo SHELL, lo que provee resultados con mayor aproximación al comportamiento real de la estructura modelada para este tipo de sistema de muros portantes.

En los modelos, los elementos Shell de área poseen cuatro nodos. Se modela para el análisis de losas, muros o placas sometidas a flexión, corte y fuerza axial. Se usarán los elementos SHELL en el modelo matemático SAP2000 de la estructura en los siguientes elementos:

- Paneles de mampostería de mortero celular
- Losa de hormigón armado ($f^c=210 \text{ kg/cm}^2$)
- Escalera de hormigón armado ($f^c=210 \text{ kg/cm}^2$)

4.6.Modelo Matemático

La estructura se modela tridimensionalmente con elementos finitos, conectados a los nodos. Cada nodo posee 6 grados de libertad 3 traslacionales y 3 rotacionales. Internamente el software mediante un análisis matemático concentra las masas sobre los nodos se activa tres grados de libertad traslacionales para el análisis dinámico.

Para un correcto ensamblaje y conectividad en los nodos, se modela SHELLS para cada panel conformante del muro dentro de los límites del reticulado ya establecido. Se realiza lo mismo para el caso de la losa y la escalera.

Para el caso de los FRAMES se realiza una partición de los mismos para que cada parte de estos tenga una conectividad con cada nodo ya generado por los paneles; así como se muestra en la siguiente figura:

4.7.Cargas de diseño.

Tabla 6: Cargas de Diseño

Cargas de Diseño		Unidades
Carga Viva de piso	0,203	Ton/m ²
Carga de acabado e instalaciones de piso	0.08	Ton/m ²
Carga Viva de cubierta	0,071	Ton/m ²
Carga Muerta de acabado e instalaciones de cubierta	0.04	Ton/m ²

Fuente: Elaboración propia

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

4.8.Análisis de masas participativas para los modos de vibración.

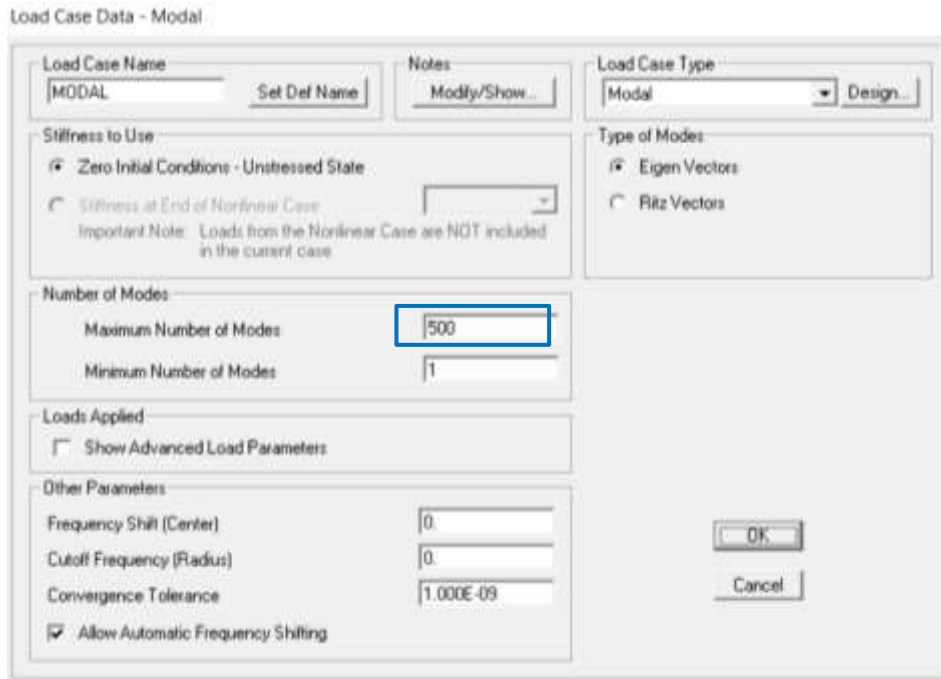
Para la estructura se obtiene como resultado la siguiente información modal dinámica:

- Periodos y frecuencia de vibración para cada modo.
- Cantidad de carga participativa sobre cada modo.
- Cantidad de masas participativas sobre cada modo.
- Factores o participación de masas sobre cada modo.

De preferencia se analiza específicamente la información relativa a los porcentajes de masas participativas sobre cada modo definiendo la importancia de cada uno y la cantidad de masa total analizada relativa al 100% de las masas que hacen parte del sistema estructural ya modelado. El software lo calcula de manera muy exacta, cuando se incorpora la totalidad o gran mayoría de modos de vibración.

En el gráfico 25 se señala que se usa 500 modos de vibración para asegurar la participación de masas modales acumuladas mayores al 95% de la masa total de la estructura; en cada una de las direcciones horizontales principales (X, Y). El análisis modal realizado en SAP2000 es con el uso de vectores propios o auto vectores.

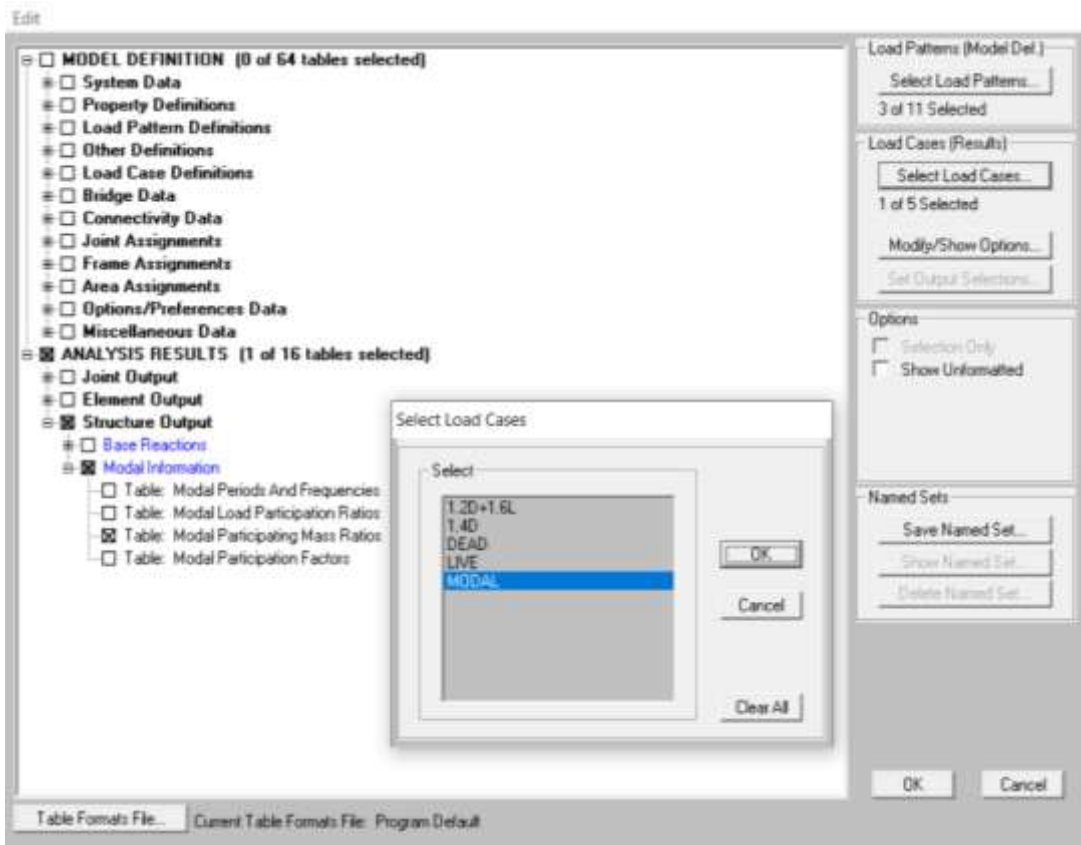
Gráfico 25: Caso Modal Software de diseño



Fuente: SAP 2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 26: Extracción de información de porcentaje de masas participativas en tabla de datos a través del software SAP2000.



Fuente: SAP 2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

4.9. Principales modos de vibración en las direcciones traslacionales “X”, “Y” y rotacional” Z”.

Tabla 8: Principales modos de vibración

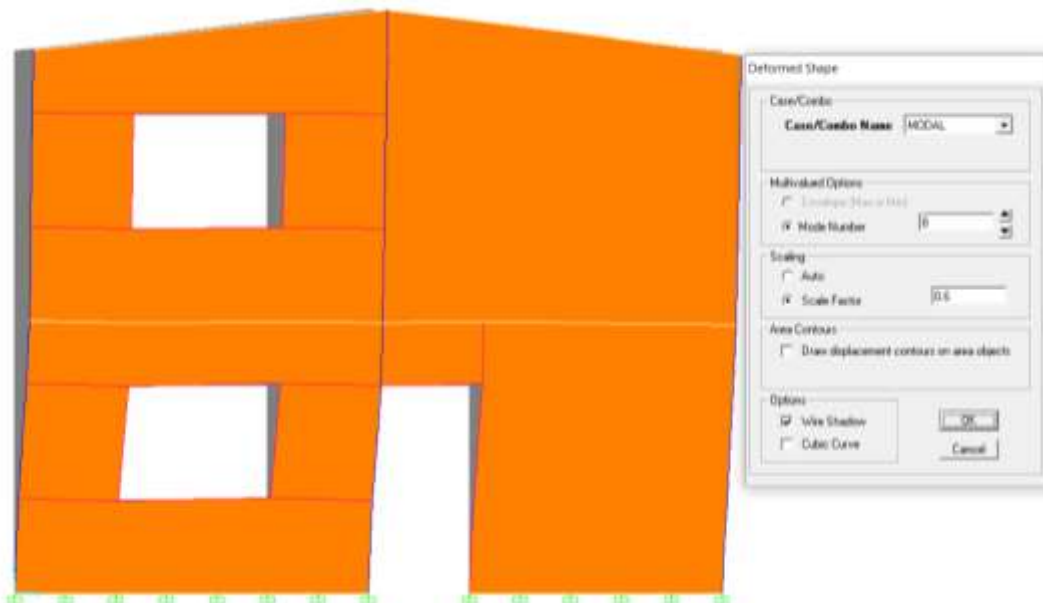
Traslación X			Traslación Y		
Modo	Periodo (seg)	% de masa participativa en el eje X	Modo	Periodo (seg)	% de masa participativa en el eje Y
7	0.062481	18	5	0.067589	23
8	0.061015	48	23	0.037403	16

Rotación Z		
Modo	Periodo (seg)	% de masa participativa en el eje Z
7	0.062481	10
8	0.061015	11

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

El periodo fundamental en el eje “X” es de 0.061 segundos con un alto porcentaje de masa participativa siendo el lado más rígido de la estructura en el eje traslacional “X” comparado con el eje traslacional “Y” y el eje rotacional “Z”.

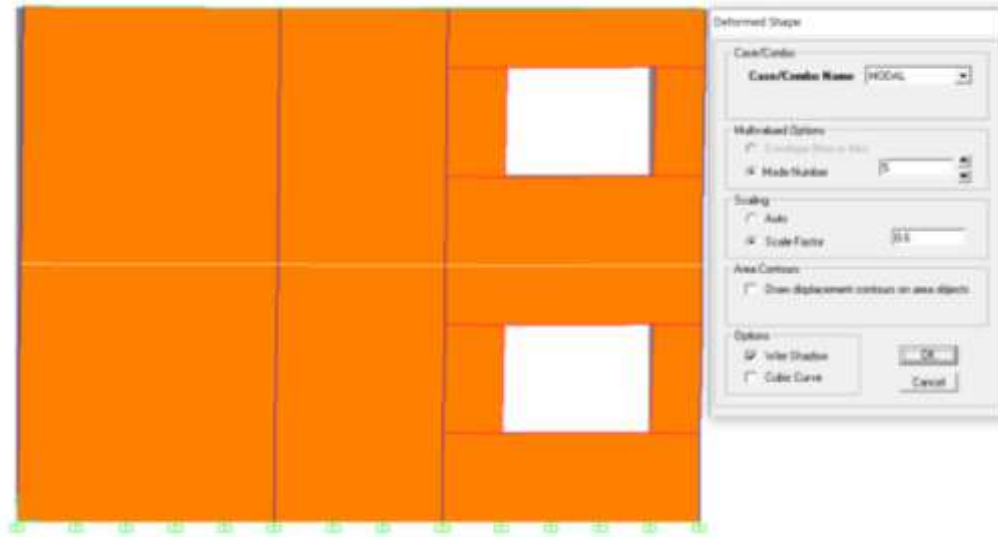
Gráfico 27: Deformada en el plano “X-Z”, eje traslacional “X”, modo de vibración 8.



Fuente: SAP 2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

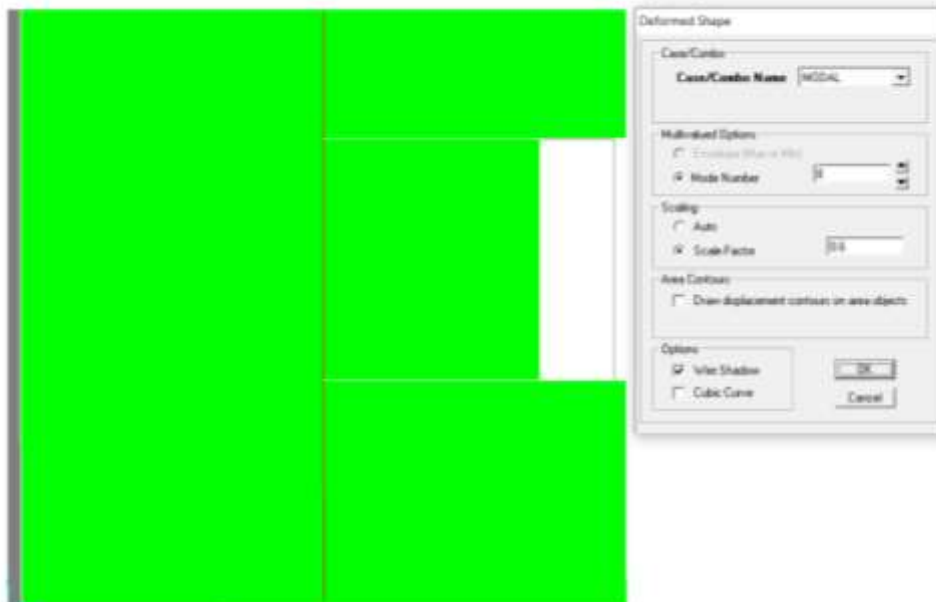
Gráfico 28: Deformada en el plano “Y-Z”, eje traslacional “Y”, modo de vibración 5.



Fuente: SAP 2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 29: Deformada en el plano “X-Y”, eje rotacional “Z”, modo de vibración 8.



Fuente: SAP 2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

4.9.1. Factor de reducción de la demanda sísmica

El sistema estructural adoptado debe poder resistir fuerzas sísmicas tanto laterales como verticales, para esto debe cumplir con los requerimientos del ASCE/SEI 7-16 o clasificarse en uno de estos sistemas mostrados en la tabla 5 los cuales están subdivididos por tipos de elementos verticales utilizados para resistir las fuerzas sísmicas laterales.

En la tabla se define el factor de reducción de demanda sísmica (R) según el sistema estructural adoptado, factor que es imprescindible para la determinación del Cortante Basal y el posterior diseño de elementos (ASCE/SEI 7-10, 2017).

Tabla 9: Factor de reducción de demanda sísmica

Table 12.2-1 Design Coefficients and Factors for Seismic Force-Resisting Systems

Seismic Force-Resisting System	ASCE 7 Section Where Detailing Requirements Are Specified	Response Modification Coefficient, R ^a	Overstrength Factor, ω_p ^b	Detection Amplification Factor, C _d ^c	Structural System Limitations Including Structural Height, A, (R) Limits ^d				
					Seismic Design Category				
					B	C	D ^e	E ^e	F ^e
A. BEARING WALL SYSTEMS									
1. Special reinforced concrete shear walls ^{h,h}	14.2	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
2. Ordinary reinforced concrete shear walls ^f	14.2	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
3. Detailed plain concrete shear walls ^f	14.2	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
4. Ordinary plain concrete shear walls ^f	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
5. Intermediate precast shear walls ^f	14.2	4	2½	4	NL	NL	40 ^f	40 ^f	40 ^f
6. Ordinary precast shear walls ^f	14.2	3	2½	3	NL	NP	NP	NP	NP
7. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5	2½	3½	NL	NL	160	160	100
8. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	3½	2½	2½	NL	NL	NP	NP	NP
9. Ordinary reinforced masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	160	NP	NP	NP
10. Detailed plain masonry shear walls	14.4	2	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
11. Ordinary plain masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
12. Prestressed masonry shear walls	14.4	1½	2½	1¾	NL	NP	NP	NP	NP
13. Ordinary reinforced AAC masonry shear walls	14.4	2	2½	2	NL	35	NP	NP	NP
14. Ordinary plain AAC masonry shear walls	14.4	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
15. Light-frame (wood) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance	14.5	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
16. Light-frame (cold-formed steel) walls sheathed with wood structural panels rated for shear resistance or steel sheets	14.1	6½	3	4	NL	NL	65	65	65
17. Light-frame walls with shear panels of all other materials	14.1 and 14.5	2	2½	2	NL	NL	35	NP	NP
18. Light-frame (cold-formed steel) wall systems using flat strap bracing	14.1	4	2	3½	NL	NL	65	65	65
B. BUILDING FRAME SYSTEMS									
1. Steel eccentrically braced frames	14.1	8	2	4	NL	NL	160	160	100
2. Steel special concentrically braced frames	14.1	6	2	5	NL	NL	160	160	100
3. Steel ordinary concentrically braced frames	14.1	3½	2	3½	NL	NL	35 ^g	35 ^g	NP ^g
4. Special reinforced concrete shear walls ^{h,h}	14.2	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
5. Ordinary reinforced concrete shear walls ^f	14.2	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
6. Detailed plain concrete shear walls ^f	14.2 and 14.2.2.7	2	2½	2	NL	NP	NP	NP	NP
7. Ordinary plain concrete shear walls ^f	14.2	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP
8. Intermediate precast shear walls ^f	14.2	5	2½	4½	NL	NL	40 ^f	40 ^f	40 ^f
9. Ordinary precast shear walls ^f	14.2	4	2½	4	NL	NP	NP	NP	NP
10. Steel and concrete composite eccentrically braced frames	14.3	8	2½	4	NL	NL	160	160	100
11. Steel and concrete composite special concentrically braced frames	14.3	5	2	4½	NL	NL	160	160	100
12. Steel and concrete composite ordinary braced frames	14.3	3	2	3	NL	NL	NP	NP	NP
13. Steel and concrete composite plate shear walls	14.3	6½	2½	5½	NL	NL	160	160	100
14. Steel and concrete composite special shear walls	14.3	6	2½	5	NL	NL	160	160	100
15. Steel and concrete composite ordinary shear walls	14.3	5	2½	4½	NL	NL	NP	NP	NP
16. Special reinforced masonry shear walls	14.4	5½	2½	4	NL	NL	160	160	100
17. Intermediate reinforced masonry shear walls	14.4	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP

Fuente: ASCE/SEI 7-16

La norma permite escoger el tipo de sistema a utilizar. Se tiene dos alternativas para un sistema estructural rígido con paneles prefabricados de mortero celular:

- “**Special reinforced masonry shear walls**” para el caso de muros especiales de mampostería reforzada de corte se debe diseñar con detalles dúctiles de acero con falla a flexión y controla permite usar el valor de **R = 5**.
- “**Ordinary precast shear walls**” Para el caso de muros prefabricados de corte de tipo ordinario la norma permite diseñar a los muros con cuantías mínimas de acero y una demanda sísmica incrementada por el uso de **R = 3**.

El sistema prefabricado propuesto por ser de dos pisos es lo suficientemente rígido y se generan derivas por debajo de las máximas. Lo anterior permite diseñar los muros con la menor cantidad de acero posible debido a que los paneles poseen buena resistencia y toman la fuerza sísmica sin pérdida de rigidez, por ello adopta en este trabajo de titulación el factor de reducción de demanda sísmica $R = 3$ y se trabaja sin danos estructurales importantes, con un sistema de ductilidad limitada de sismos seleccionados sin necesidad de proveer al diseño de detalles de alta ductilidad o ductilidad especial.

4.10. Datos de sismos y escalamiento de sismos seleccionados

Se considera la condición más crítica o más desfavorable al que podría estar expuesta la estructura a diseñarse, partiendo de valores de aceleraciones espectrales encontradas en las curvas de peligro sísmico; estableciéndose un valor de aceleración máxima del terreno Z , la relación de amplificación espectral η (que depende de la región y el coeficiente de amplificación del suelo F_a). Para distintos suelos (B, C y D) en ciudades de alto peligro sísmico del Ecuador

Sitio y zona seleccionada para el cálculo de V y PGA del escalamiento de los sismos:

Esmeraldas

Suelo: C

R: 3

$$S_a = \frac{\eta Z F_a}{R}$$

η : 2.48 (Provincia de Esmeraldas)

Z : 0.5 (Zona sísmica VI)

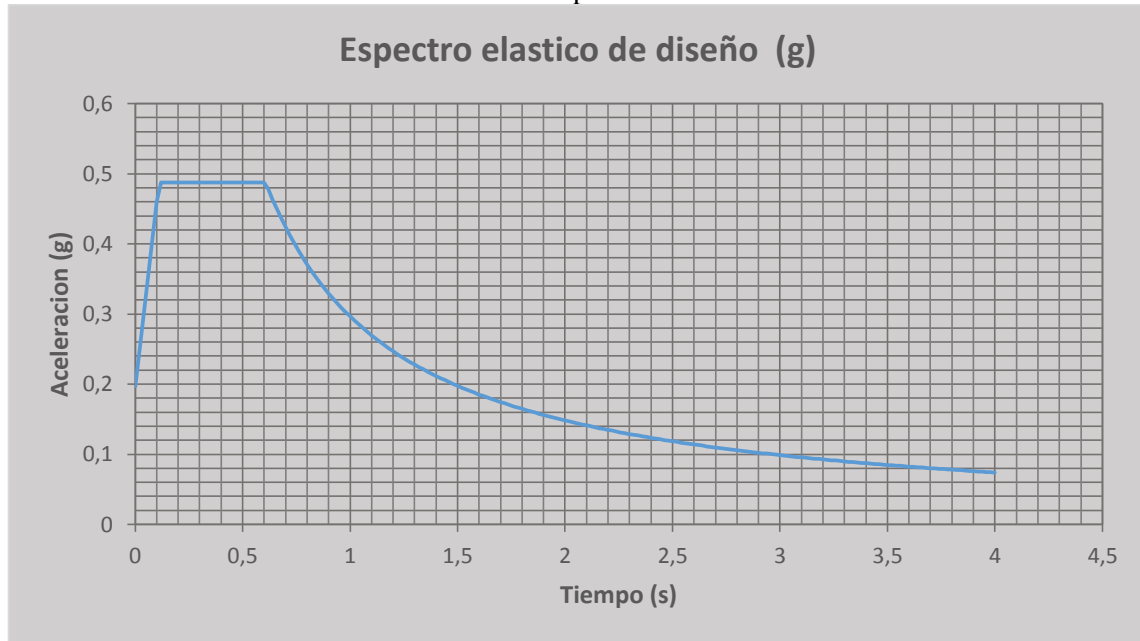
F_a : 1.18 (Suelo tipo C)

$$S_a = \frac{\eta Z F_a}{R}$$

$$S_a = \frac{(2.48)(0.5)(1.18)}{3}$$

$$S_a = 0.4877$$

Gráfico 30: Espectro de diseño



Fuente: Elaboración propia
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Se realiza el escalamiento para 4 registros sísmicos del 16 de abril de 2016 de 7.8 Mw cuyas características se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 10: Registros sísmicos utilizados en el análisis dinámico tiempo historia

Fuente	Ciudad	Estacion	PGA N (m/s²)
RENAC	La Libertad	ALIB	0.3895
RENAC	Esmeraldas	AES2	1.0831
RENAC	Perdernales	APED	8.1270
RENAC	Manta	AMNT	5.1421

Fuente: Registro sísmico: Estación ALIB, 16 de abril de 2016

4.10.1. Factores de escalamiento para cada sismo

Para el análisis Tiempo – Historia se realiza la razón entre el sismo de referencia al sismo a escalar, se multiplica el factor de máxima aceleración esperada por la aceleración de la gravedad para poder tener unidades consistentes.

$$(0.4877) (981\text{cm}/\text{cm}^2) = 478.4664\text{cm}/\text{s}^2$$

Ahora este valor lo dividimos para cada máxima aceleración de las señales escogidas.

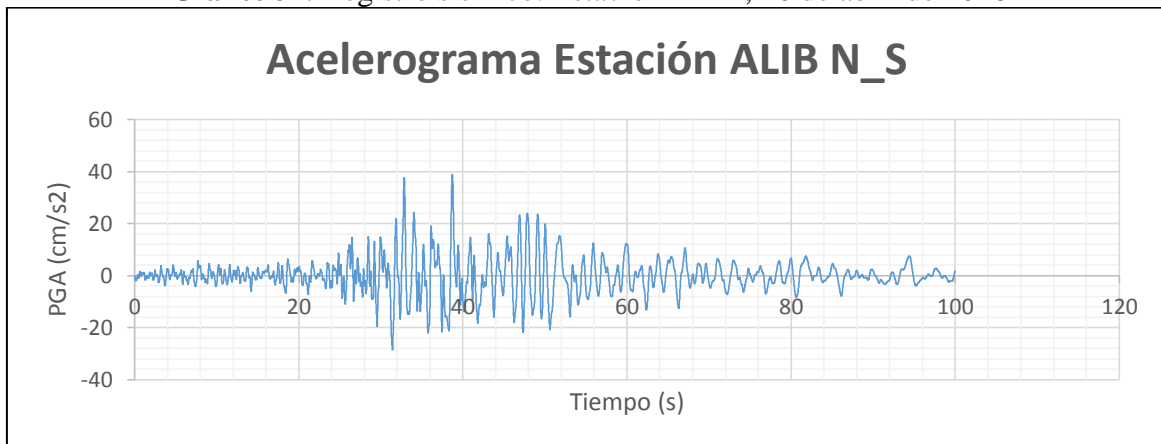
Tabla 11: Factores de escalonamiento

Factores de escalonamiento		
La Libertad =	$\frac{478.4664}{38.9544}$	12.282
Esmeraldas =	$\frac{478.4664}{108.3115}$	4.418
Pedernales =	$\frac{478.4664}{812.6901}$	0.589
Manta =	$\frac{478.4664}{514.2625}$	0.930

Fuente: Elaboración propia
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

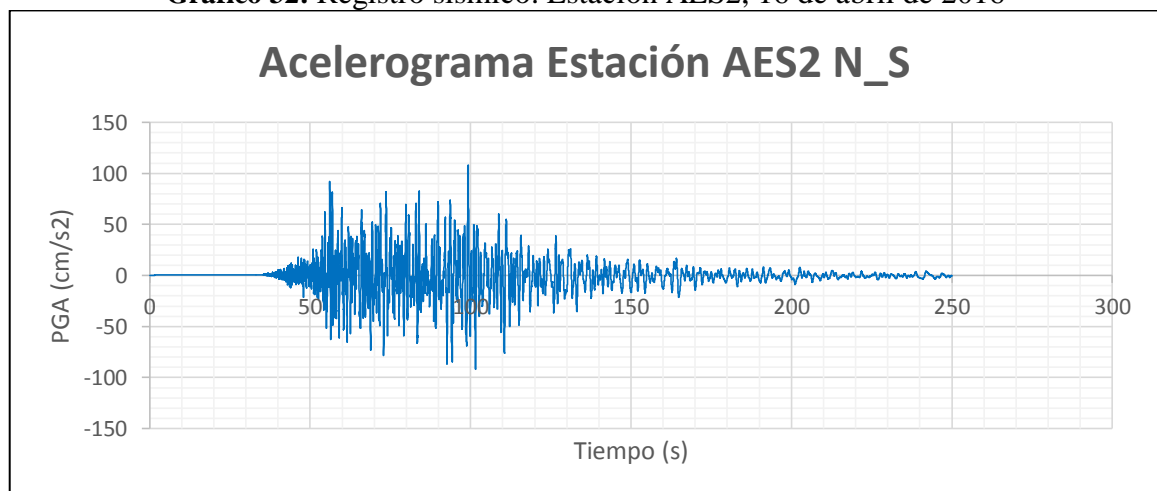
En el software SAP2000 en “Scale Factor” procedemos a ubicar el factor de escala para cada sismo tal y como se muestra en la siguiente figura.

Gráfico 31: Registro sísmico: Estación ALIB, 16 de abril de 2016



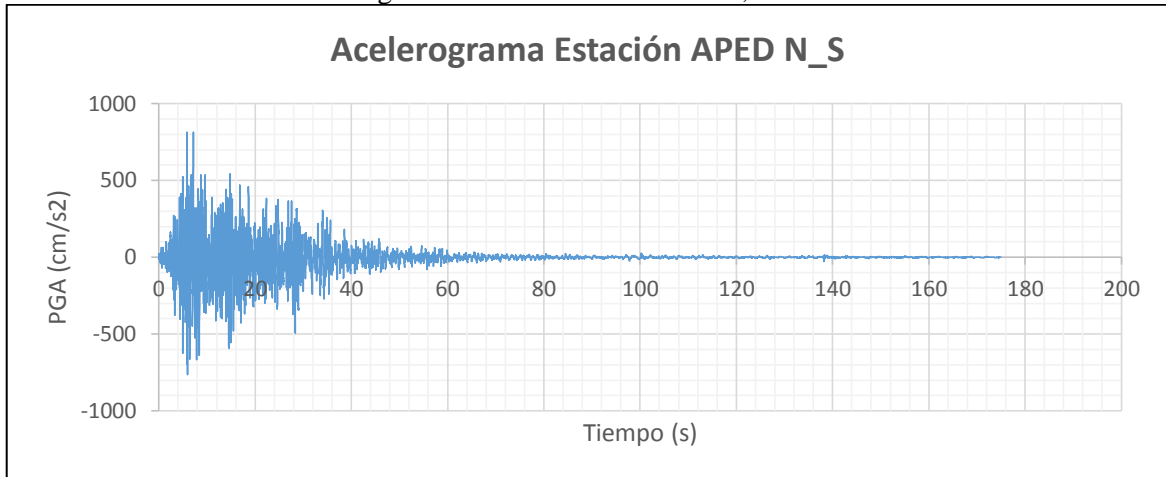
Fuente: Registro sísmico: Estación ALIB, 16 de abril de 2016

Gráfico 32: Registro sísmico: Estación AES2, 16 de abril de 2016



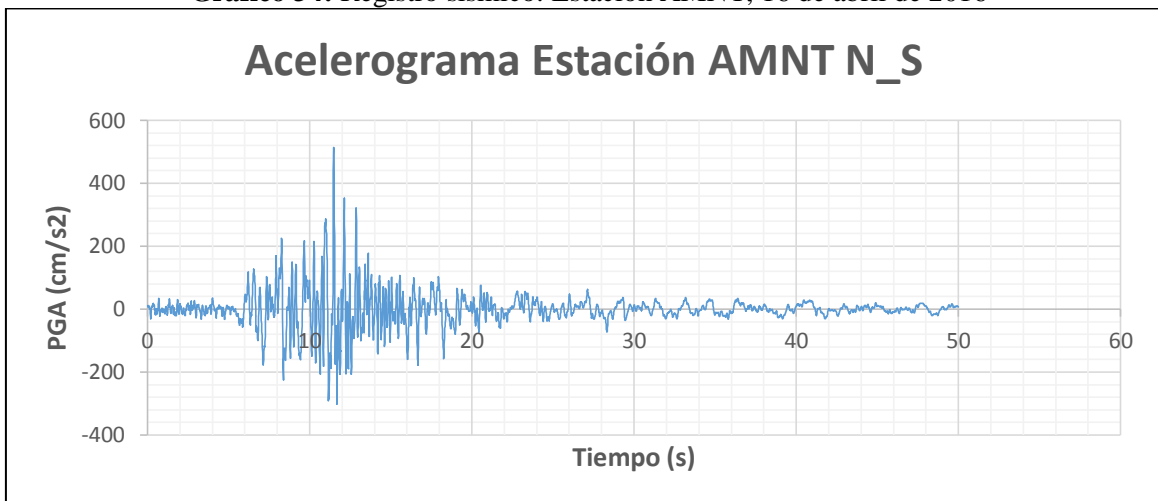
Fuente: Registro sísmico: Estación AES2, 16 de abril de 2016

Gráfico 33: Registro sísmico: Estación APED, 16 de abril de 2016



Fuente: Registro sísmico: Estación APED, 16 de abril de 2016

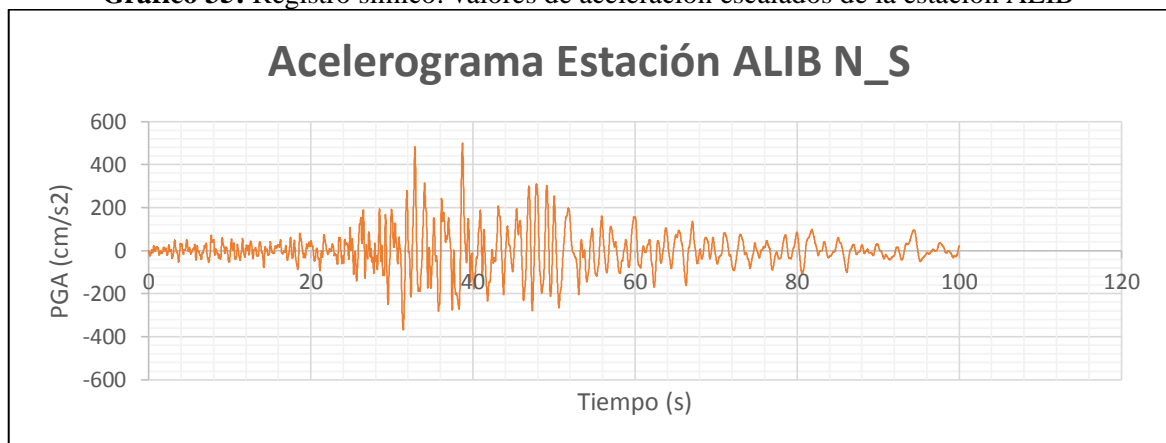
Gráfico 34: Registro sísmico: Estación AMNT, 16 de abril de 2016



Fuente: Registro sísmico: Estación AMNT, 16 de abril de 2016

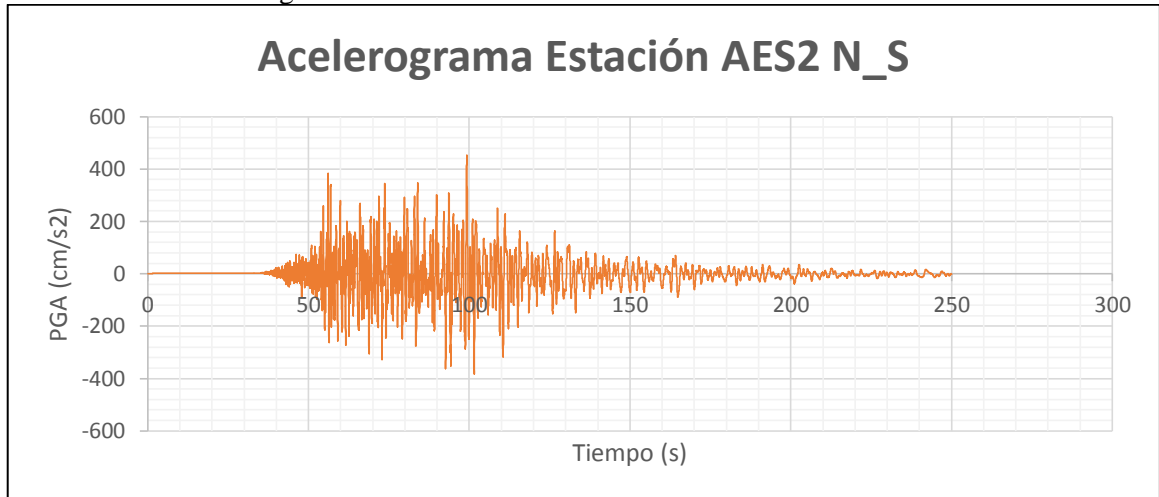
A continuación, se presenta los gráficos donde se muestra el registro sísmico ya escalado.

Gráfico 35: Registro sísmico: valores de aceleración escalados de la estación ALIB



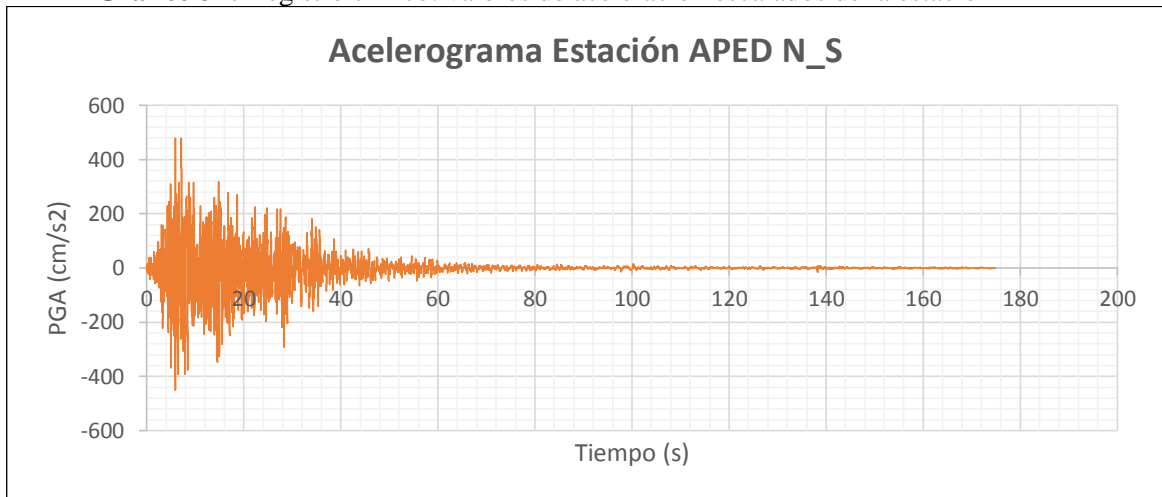
Fuente: Registro sísmico: valores de aceleración escalados de la estación ALIB

Gráfico 36: Registro sísmico: valores de aceleración escalados de la estación AES2



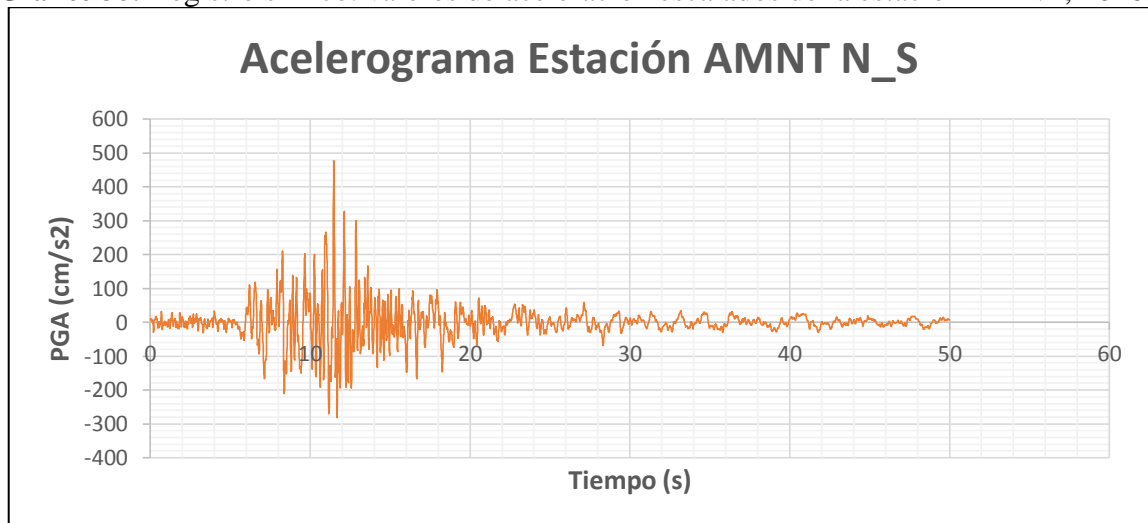
Fuente: Registro sísmico: valores de aceleración escalados de la estación AES2

Gráfico 37: Registro sísmico: valores de aceleración escalados de la estación APED



Fuente: Registro sísmico: valores de aceleración escalados de la estación APED

Gráfico 38: Registro sísmico: valores de aceleración escalados de la estación AMNT, 2016.



Fuente: Registro sísmico: valores de aceleración escalados de la estación AMN

4.10.2. Escalamiento de registros en SAP2000

Gráfico 39: SAP2000 escalamiento de registro sísmico

The screenshot shows the 'Load Case Data - Linear Modal History' dialog box in SAP2000. The 'Loads Applied' section contains a table with the following data:

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ALIB_N_S	12.282
Accel	U1	ALIB_N_S	12.282

The 'Scale Factor' column is highlighted with a red box. Other fields in the dialog include 'Load Case Name' (SISMO XALIB), 'Load Case Type' (Time History), 'Analysis Type' (Linear), 'Time History Motion Type' (Transient), and 'Modal Damping' (Constant at 0.05).

Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Se define para cada caso de carga sísmica aplicada el factor de escala correspondiente.

4.11. Corte sísmico basal estático (V).

4.11.1. Coeficiente de respuesta sísmica

$$I = 1$$

$$\phi_p \phi_E = 1$$

$$C_s = \frac{I S_a(T_a)}{R \phi_p \phi_E}$$

$$C_s = 0.487$$

Los factores de configuración en planta y elevación no modifican el valor del espectro del diseño en aceleración debido a que se tiene una estructura regular.

4.11.2. Carga sísmico reactiva

Para esto se considera el 100% de la carga muerta de la estructura más el 25% de carga viva al tratarse de una edificación común, utilizamos las reacciones en la base proporcionadas por SAP2000.

Tabla 12: Reacciones en la base

Table: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ	GlobalX
Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m	m		
DEAD	LinStatic	-1,73E-13	2,55E-13	47,3963	164,61024	-163,72833	6,14E-12	0
LIVE	LinStatic	-1,04E-13	1,52E-13	14,5788	50,03091	-52,12458	3,01E-12	0

Fuente: Elaboración propia

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

$$W = D + 0.25L$$

$$(47.3963\text{Ton}) + (0.25*14.5788\text{Ton}) = 51.041 \text{ Tonf}$$

4.11.3. Cortante basal de diseño

Una vez establecido el coeficiente de respuesta sísmica y la carga sísmica reactiva se obtiene el valor del cortante basal estático.

$$V = C_s W \quad (\text{ASCE/SEI 7-10, 2017}) \quad 12.8-1$$

$$V = (0.4877) (51.041) = 24.893 \text{ Tonf}$$

4.12. Cortante basal dinámico

Como lo estipula la NEC, el cortante basal dinámico para estructuras regulares debe ser mayor a 0.85 del cortante basal estático para cualquier fuerza sísmica horizontal.

$$V_d \geq 0.85 V$$

$$V_d \geq (0.85) (24.893 \text{ Tonf})$$

$$V_d \geq 19.914$$

Tabla 13: Reacciones en la base de fuerzas sísmicas

Table: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
			Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
SISMO XALIB	LinModHist	Max	27,1795	0,0458	0,034	0,18594	82,49061	69,70556
SISMO XALIB	LinModHist	Min	-20,0468	-0,0356	-0,0273	-0,19872	-60,90244	-94,52155
SISMO XAPED	LinModHist	Max	31,0321	1,2521	0,5755	5,23465	99,39666	114,85996
SISMO XAPED	LinModHist	Min	-33,4707	-1,2065	-0,535	-5,68857	-108,03955	-107,99249
SISMO XAMNT	LinModHist	Max	32,2659	0,4745	0,1907	2,20741	102,13427	59,74492
SISMO XAMNT	LinModHist	Min	-17,3267	-0,5247	-0,2296	-2,29161	-54,79189	-111,82188
SISMO XESM	LinModHist	Max	26,4267	0,1231	0,0812	0,56804	80,06521	76,83558
SISMO XESM	LinModHist	Min	-22,0831	-0,1218	-0,0536	-0,63591	-66,96913	-91,95343

Table: Base Reactions								
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ	GlobalMX	GlobalMY	GlobalMZ
			Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
SISMO YAMNT	LinModHist	Max	0,4745	29,2068	0,2559	51,97357	2,48014	100,49498
SISMO YAMNT	LinModHist	Min	-0,5247	-16,0531	-0,207	-93,23953	-2,92732	-54,21255
SISMO YAPED	LinModHist	Max	1,2521	30,8101	0,4327	95,51654	4,99755	104,84477
SISMO YAPED	LinModHist	Min	-1,2065	-28,9166	-0,3229	-101,70982	-4,29373	-96,29798
SISMO YALIB	LinModHist	Max	0,0458	27,0926	0,0685	60,8977	0,59691	92,89696
SISMO YALIB	LinModHist	Min	-0,0356	-19,9296	-0,0895	-82,71267	-0,44748	-68,33464
SISMO YESM	LinModHist	Max	0,1231	26,4356	0,08	67,34859	0,5865	90,76431
SISMO YESM	LinModHist	Min	-0,1218	-22,0743	-0,0843	-80,57441	-0,56587	-75,71035

Tabla 14: Comparación de cortante basal dinámico vs cortante basal estático

SISMO XALIB	27,1795	≥	19,914
SISMO XAPED	33,4707	≥	19,914
SISMO XAMNT	32,2659	≥	19,914
SISMO XESM	26,4267	≥	19,914

SISMO YALIB	29,2068	≥	19,914
SISMO YAPED	30,8101	≥	19,914
SISMO YAMNT	27,0926	≥	19,914
SISMO YESM	26,4356	≥	19,914

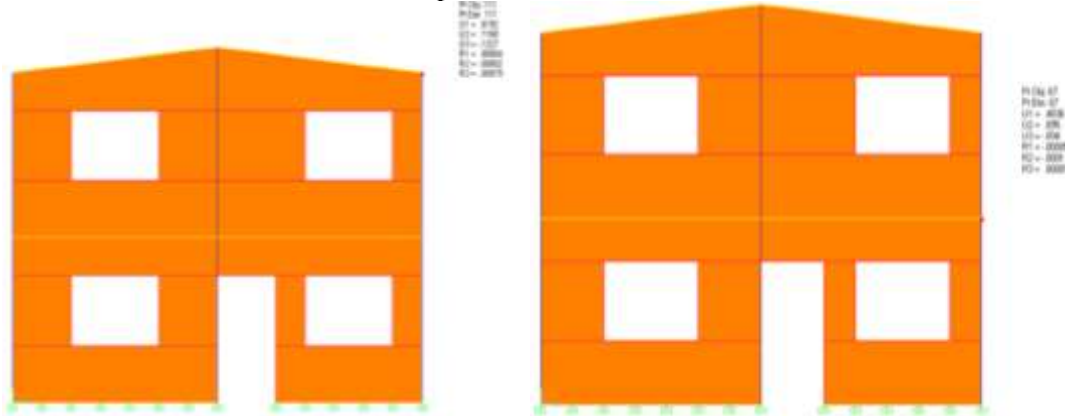
Fuente: Elaboración propia
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Se comprueba que todas las fuerzas sísmicas provocan un cortante basal dinámico superior al estático.

4.13. Respuestas de desplazamientos obtenidos en SAP2000

Para el cálculo de las derivas, se utiliza los valores resultantes dados por el software en donde los desplazamientos para cada esquina de la estructura son restados para su nivel inferior y dividida para la altura de piso, esta debe estar dentro de los límites establecidos.

Gráfico 40: Desplazamientos en interseccion D-1.



Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Tabla 15: Desplazamientos en X, Y generados por SAP2000 para distintas combinaciones de carga, D-1.

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians
111	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,606731	0,105255	0,000825	0,000035	-0,000005742	0,000613
111	0.9D-1EPED	Combination	Max	0,565278	0,111053	0,004065	0,000034	-0,000006021	0,000752
111	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,619204	0,116785	-0,029407	0,000036	-0,000011	0,000597
111	1.2D+L-1EPED	Combination	Max	0,57775	0,122583	-0,026168	0,000035	-0,000012	0,000736
67	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,475213	0,083046	0,011751	2,747E-07	0,000025	0,000013
67	0.9D-1EPED	Combination	Max	0,441884	0,081041	0,014368	-7,741E-07	0,000022	0,000013
67	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,483599	0,094967	-0,006855	-0,000015	0,000001392	0,000015
67	1.2D+L-1EPED	Combination	Max	0,45027	0,092962	-0,004238	-0,000016	-0,000002526	0,000014

Fuente: SAP2000

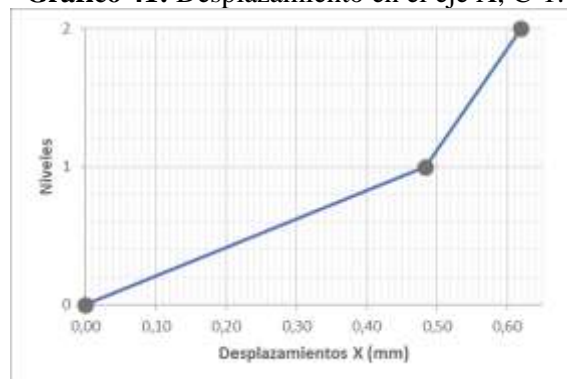
Tabla 16: Desplazamientos y derivas para el estado combinatorio más crítico, C-1.

Nivel	Desplazamientos (mm)		Derivas elásticas (%)		Derivas inelásticas (%)	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
2	0.6192	0.1168	0.005%	0.001%	0.02%	0.00%
1	0.4836	0.0950	0.019%	0.004%	0.06%	0.01%
0	0.0000	0.0000	0.000%	0.000%	0.00%	0.00%

Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

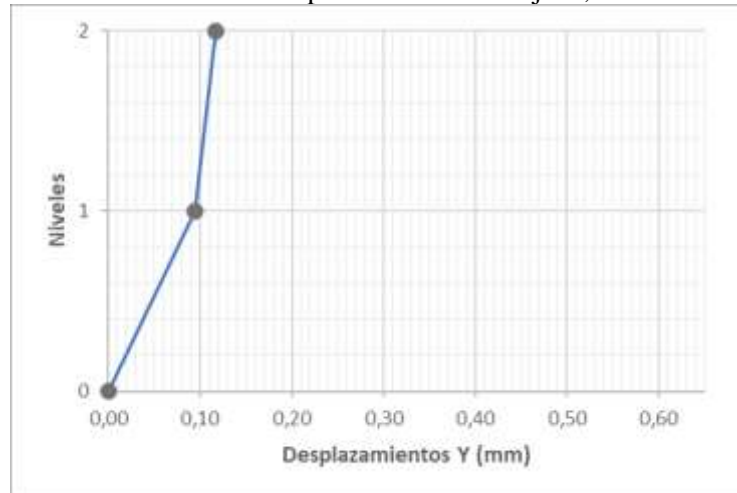
Gráfico 41: Desplazamiento en el eje X, C-1.



Fuente: Elaboración propia

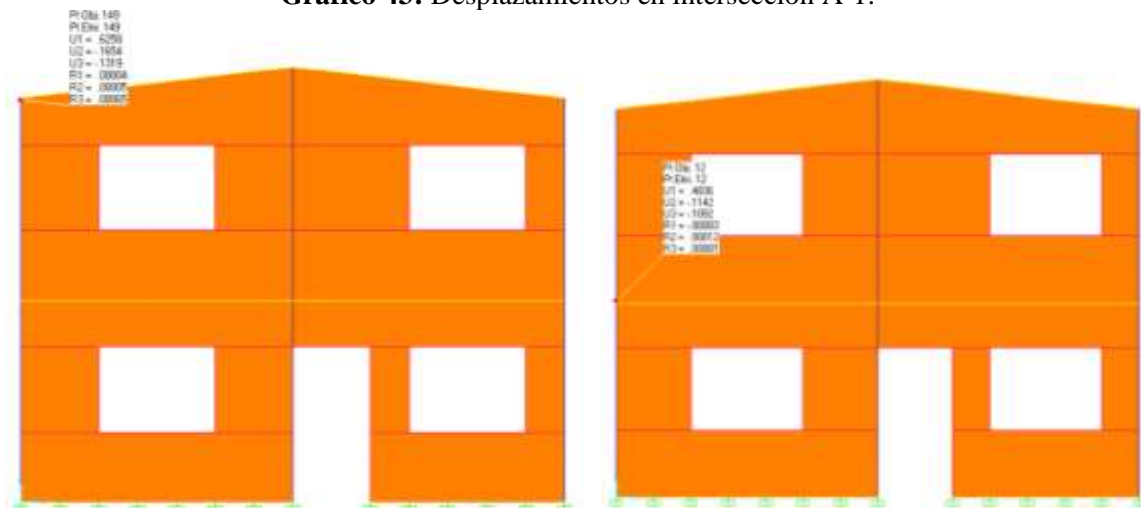
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 42: Desplazamiento en el eje Y, C-1.



Fuente: Elaboración propia
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 43: Desplazamientos en interseccion A-1.



Fuente: SAP2000
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Tabla 17: Desplazamientos en X, Y generados por SAP2000 para distintas combinaciones de carga, A-1

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians
149	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,611791	0,151754	0,027683	0,000035	0,000045	0,000632
149	0.9D-1EPED	Combination	Max	0,569174	0,16212	0,023603	0,000029	0,000043	0,000636
149	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,625769	0,150687	0,000819	0,000036	0,00005	0,000648
149	1.2D+1L-1EPED	Combination	Max	0,583153	0,161053	-0,003261	0,000031	0,000048	0,000651
12	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,475213	0,111098	0,038537	0,000007115	0,000105	0,000013
12	0.9D-1EPED	Combination	Max	0,441884	0,116397	0,034074	0,000005776	0,000098	0,000013
12	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,483599	0,111612	0,021412	-0,000002063	0,00012	0,000015
12	1.2D+1L-1EPED	Combination	Max	0,45027	0,11691	0,01695	-0,000003402	0,000112	0,000014

Fuente: SAP2000
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

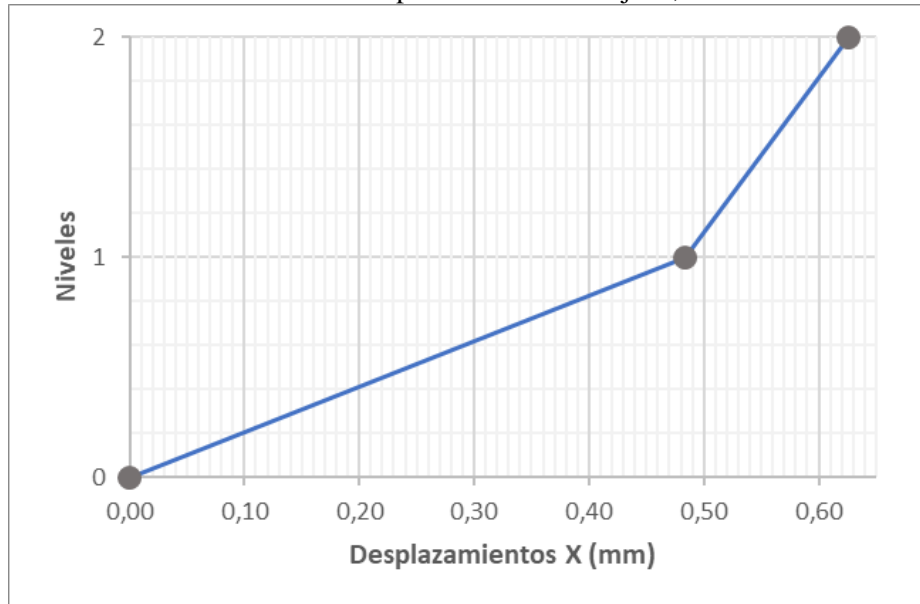
Tabla 18: Desplazamientos y derivas para el estado combinatorio más crítico, A-1.

Nivel	Desplazamientos (mm)		Derivas elásticas (%)		Derivas inelásticas (%)	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
2	0.6258	0.1507	0.005%	0.002%	0.02%	0.00%
1	0.4836	0.1116	0.019%	0.004%	0.06%	0.01%
0	0.0000	0.0000	0.000%	0.000%	0.00%	0.00%

Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

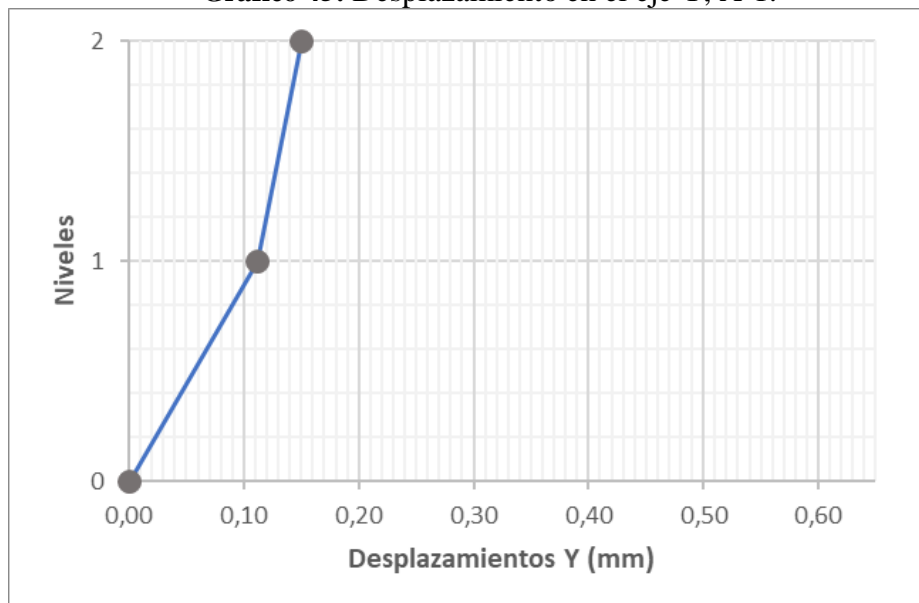
Gráfico 44: Desplazamiento en el eje X, A-1.



Fuente: Elaboración propia

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

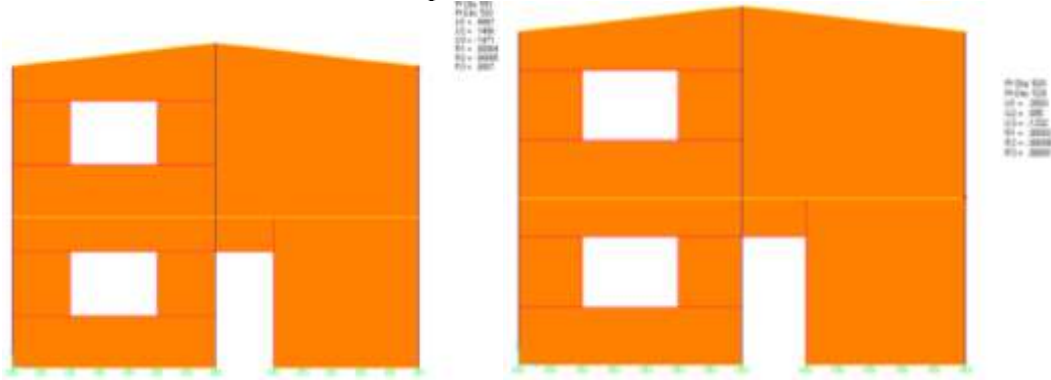
Gráfico 45: Desplazamiento en el eje Y, A-1.



Fuente: Elaboración propia

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 46: Desplazamientos en interseccion D-4.



Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Tabla 19: Desplazamientos en X, Y generados por SAP2000 para distintas combinaciones de carga, D-4

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians
593	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,514832	0,137199	0,042626	0,000039	0,000027	0,000677
593	0.9D-1EPED	Combination	Max	0,477444	0,133319	0,04802	0,000041	0,000025	0,000675
593	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,508675	0,148608	0,018579	0,00004	0,000024	0,000698
593	1.2D+1L-1EPED	Combination	Max	0,471288	0,144728	0,023973	0,000043	0,000022	0,000696
520	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,402152	0,083046	0,05181	0,000017	0,000069	0,000013
520	0.9D-1EPED	Combination	Max	0,369638	0,081041	0,057423	0,000019	0,000064	0,000013
520	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,399293	0,094967	0,035743	0,000023	0,000065	0,000015
520	1.2D+1L-1EPED	Combination	Max	0,366779	0,092962	0,041357	0,000024	0,00006	0,000014

Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

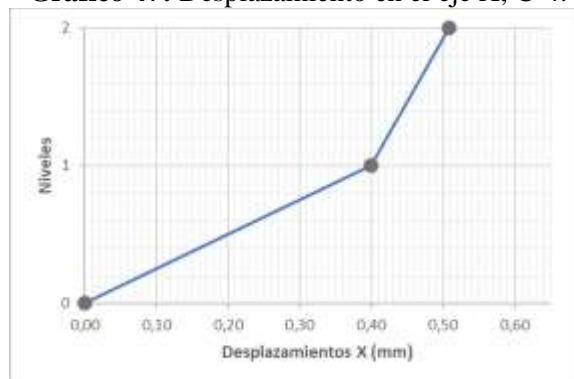
Tabla 20: Desplazamientos y derivas para el estado combinatorio más crítico, C-4.

Nivel	Desplazamientos (mm)		Derivas elásticas (%)		Derivas inelásticas (%)	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
2	0.5087	0.1486	0.004%	0.002%	0.01%	0.01%
1	0.3993	0.0950	0.015%	0.004%	0.05%	0.01%
0	0.0000	0.0000	0.000%	0.000%	0.00%	0.00%

Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

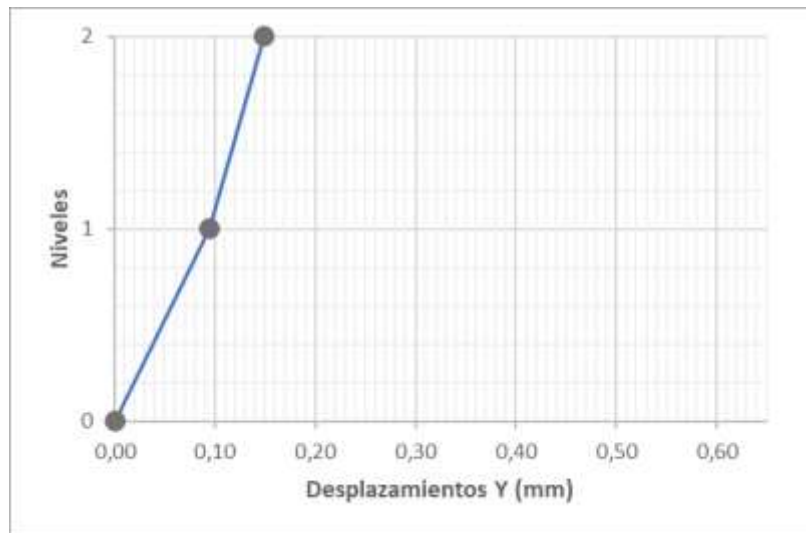
Gráfico 47: Desplazamiento en el eje X, C-4.



Fuente: Elaboración propia

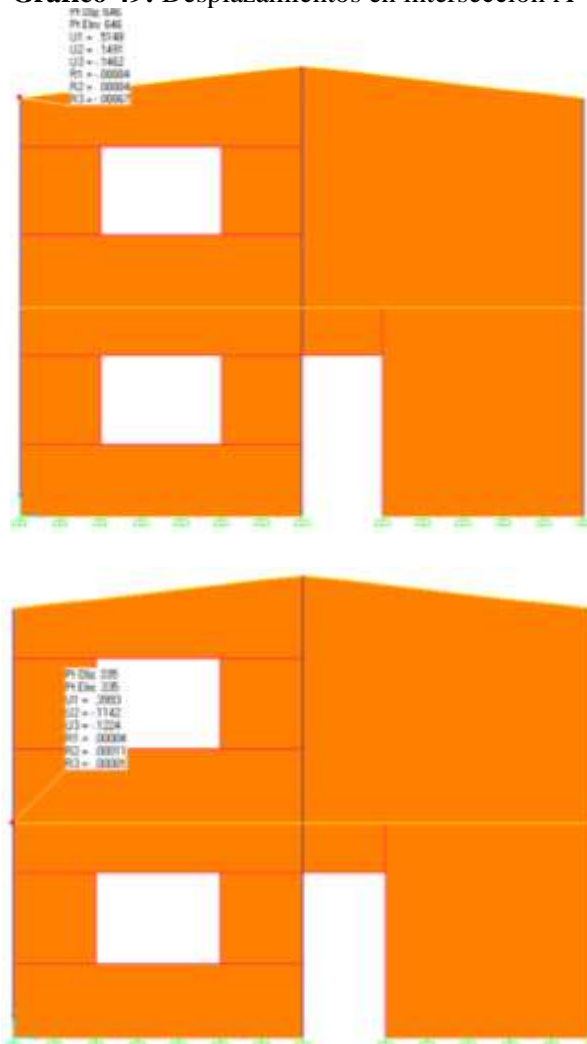
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 48: Desplazamiento en el eje Y, C-4.



Fuente: Elaboración propia
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 49: Desplazamientos en interseccion A-4.



Fuente: SAP2000
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Tabla 21: Desplazamientos en X, Y generados por SAP2000 para distintas combinaciones de carga, A-4

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	mm	mm	mm	Radians	Radians	Radians
646	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,51964	0,145298	0,032708	0,000035	0,000038	0,000686
646	0.9D-1EPED	Combination	Max	0,482376	0,153318	0,029573	0,000033	0,000037	0,000648
646	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,514834	0,149112	0,003448	0,000033	0,000004	0,000674
646	1.2D+1L-1EPED	Combination	Max	0,477569	0,157132	0,000313	0,000003	0,000039	0,000636
335	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,402152	0,111098	0,04403	0,000028	0,000095	0,000013
335	0.9D-1EPED	Combination	Max	0,369638	0,116397	0,040399	0,000028	0,000089	0,000013
335	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,399293	0,111612	0,024956	0,000037	0,000107	0,000015
335	1.2D+1L-1EPED	Combination	Max	0,366779	0,11691	0,021325	0,000037	0,000101	0,000014

Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

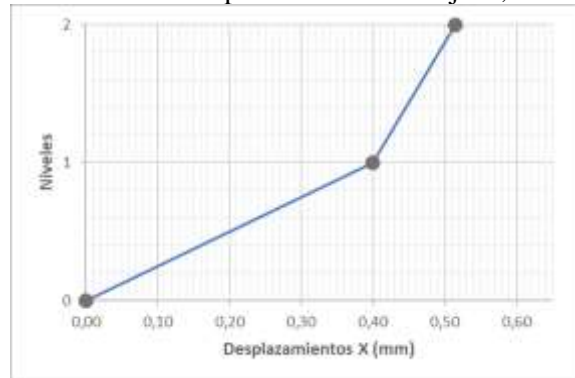
Tabla 22: Desplazamientos y derivas para el estado combinatorio más crítico, A-4.

Nivel	Desplazamientos (mm)		Derivas elásticas (%)		Derivas inelásticas (%)	
	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y	Eje X	Eje Y
2	0.5148	0.1491	0.004%	0.001%	0.01%	0.00%
1	0.3993	0.1116	0.015%	0.004%	0.05%	0.01%
0	0.0000	0.0000	0.000%	0.000%	0.00%	0.00%

Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

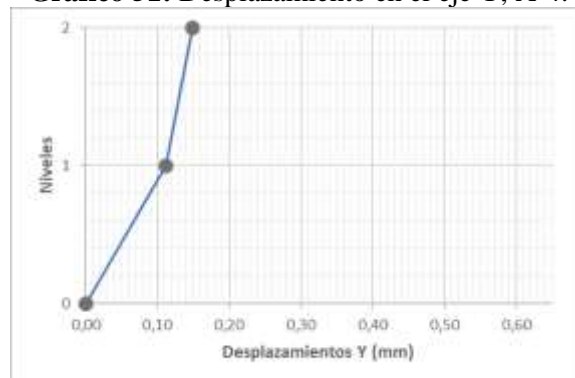
Gráfico 50: Desplazamiento en el eje X, A-4.



Fuente: Elaboración propia

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 51: Desplazamiento en el eje Y, A-4.



Fuente: Elaboración propia

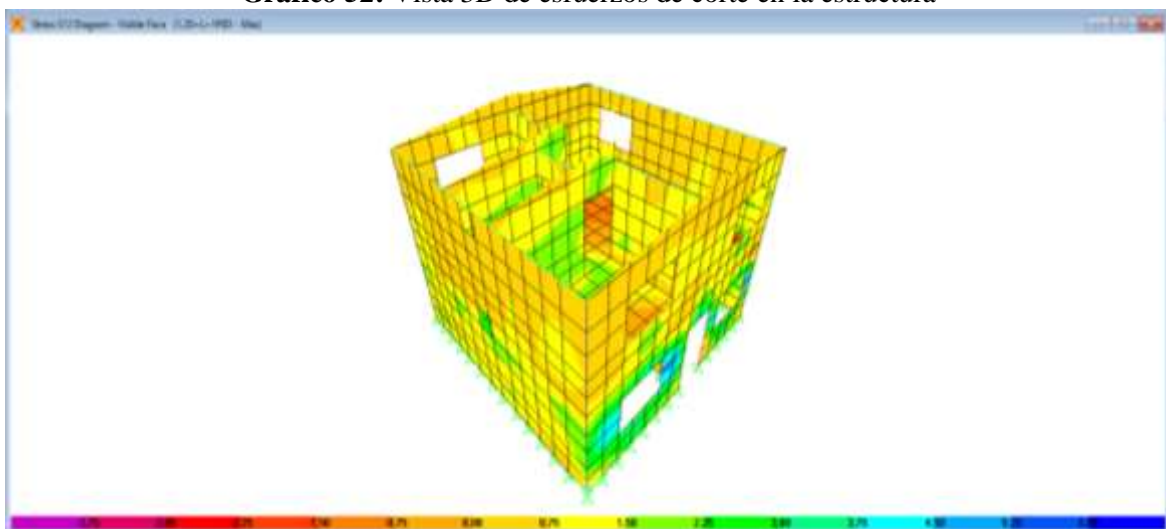
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Se verifica que las derivas obtenidas con la combinación de carga más crítica es 1/2500 están muy por debajo del 1% permitido en la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015 (sección 3.13)

Esto es muy adecuado para limitar el daño estructural y mantener el comportamiento elástico a la deriva permitida.

4.14. Esfuerzos de corte en la estructura

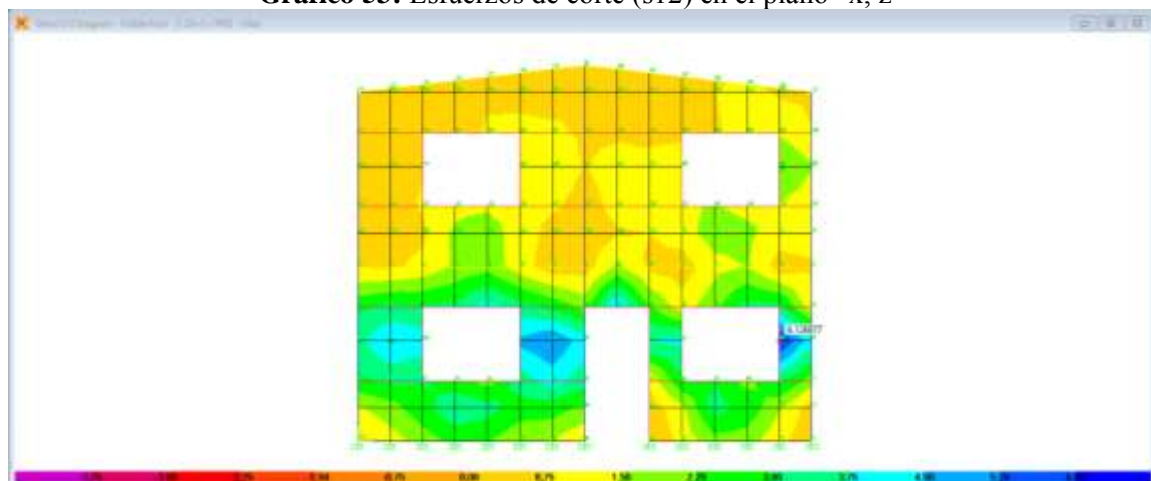
Gráfico 52: Vista 3D de esfuerzos de corte en la estructura



Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 53: Esfuerzos de corte (s12) en el plano “x, z”



Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

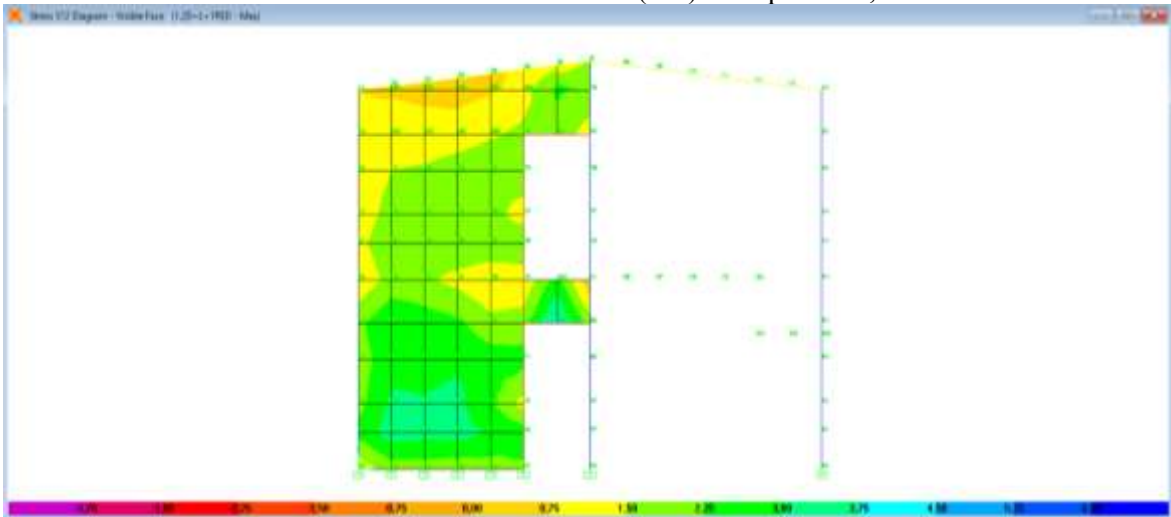
Tabla 23: Esfuerzos de corte en eje “1”

TABLE: Element Stresses - Area Shells													
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	S11Top	S22Top	S12Top	SMaxTop	S11Bot	S22Bot	S12Bot
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2
11	11	Shell-Thin	19	1.2D+1L-1EPED	Combination	Max	2,05	2,17	3,05	0	2,3	2,07	3,13
11	11	Shell-Thin	19	1.2D+1L-1EPED	Combination	Min	-3,29	-6,09	-2,4	0	-3,67	-7,66	-2,55
12	12	Shell-Thin	24	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,45	-0,44	4,68	0	0,17	-0,48	4,56
12	12	Shell-Thin	24	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,45	-1,2	4,78	0	0,19	-1,32	4,57
24	24	Shell-Thin	24	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,19	-0,22	5,64	0	0,5	0,17	5,57
24	24	Shell-Thin	24	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,18	-0,82	5,66	0	0,49	-0,55	5,56
25	25	Shell-Thin	24	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,21	-0,5	5,62	0	0,17	-0,53	5,49
25	25	Shell-Thin	24	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,15	-1,28	5,68	0	0,12	-1,39	5,49
39	39	Shell-Thin	68	0.9D-1EPED	Combination	Max	0,91	3,18	5,55	0	0,93	2,93	5,28
39	39	Shell-Thin	68	1.2D+1L-1EPED	Combination	Max	0,77	1,96	6,03	0	0,79	1,88	5,54
40	40	Shell-Thin	68	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,89	1,19	5,48	0	0,82	1,62	5,4
40	40	Shell-Thin	68	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,88	0,39	5,82	0	0,8	0,96	5,6

Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 54: Esfuerzos de corte (s12) en el plano “x, z”



Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

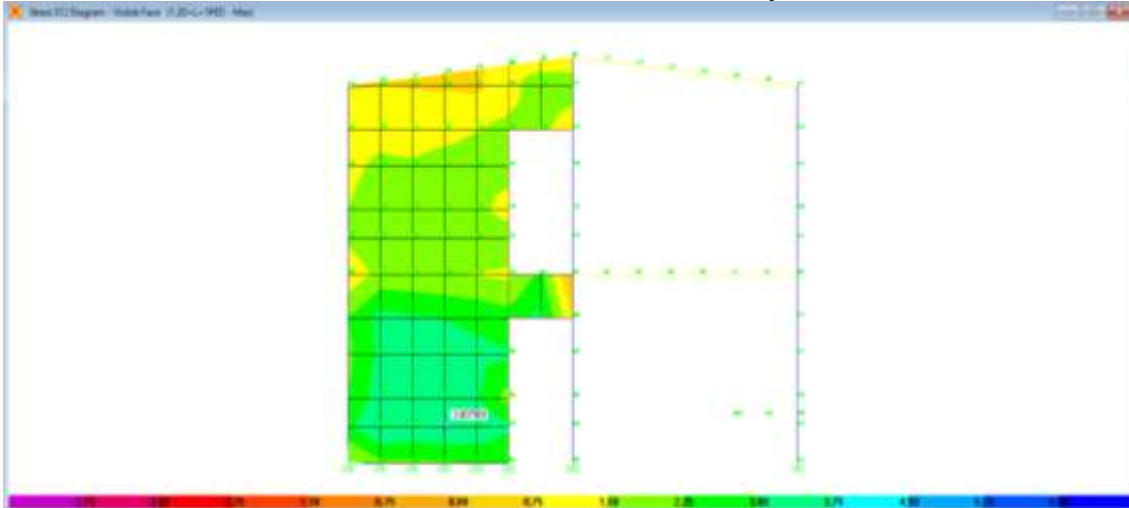
Tabla 24: Esfuerzos de corte en eje “2”

TABLE: Element Stresses - Area Shells													
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	S11Top	S22Top	S12Top	SMaxTop	S11Bot	S22Bot	S12Bot
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2
821	821	Shell-Thin	958	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,31	-0,51	3,22	0	0,35	-0,41	3,2
821	821	Shell-Thin	958	1.2D+L+1PED	Combination	Min	-0,57	-2,93	-3,49	0	-0,59	-2,91	-3,46
822	822	Shell-Thin	955	0.9D+1EPED	Combination	Min	-0,5	-2,26	-3,53	0	-0,49	-2,16	-3,51
822	822	Shell-Thin	955	1.2D+L+1PED	Combination	Min	-0,6	-3,02	-3,76	0	-0,58	-2,91	-3,72
823	823	Shell-Thin	955	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,21	0,1	3,64	0	0,26	0,21	3,53
823	823	Shell-Thin	955	1.2D+L+1PED	Combination	Min	-0,53	-2,73	-4,25	0	-0,56	-2,82	-4,17
824	824	Shell-Thin	960	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,03805	-0,88	3,67	0	-0,003639	-0,98	3,57
824	824	Shell-Thin	960	1.2D+L+1PED	Combination	Min	-0,41	-2,34	-4,03	0	-0,37	-2,21	-3,98
825	825	Shell-Thin	963	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,33	0,1	3,35	0	0,28	-0,05558	3,28
825	825	Shell-Thin	960	1.2D+L+1PED	Combination	Min	-0,48	-2,61	-3,54	0	-0,42	-2,47	-3,49
832	832	Shell-Thin	964	0.9D+1EPED	Combination	Min	-0,68	-3,6	-3,31	0	-0,66	-3,56	-3,33
832	832	Shell-Thin	958	1.2D+L+1PED	Combination	Min	-0,52	-2,8	-3,45	0	-0,56	-2,78	-3,44

Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 55: Esfuerzos de corte (s12) en el plano “x, z”



Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

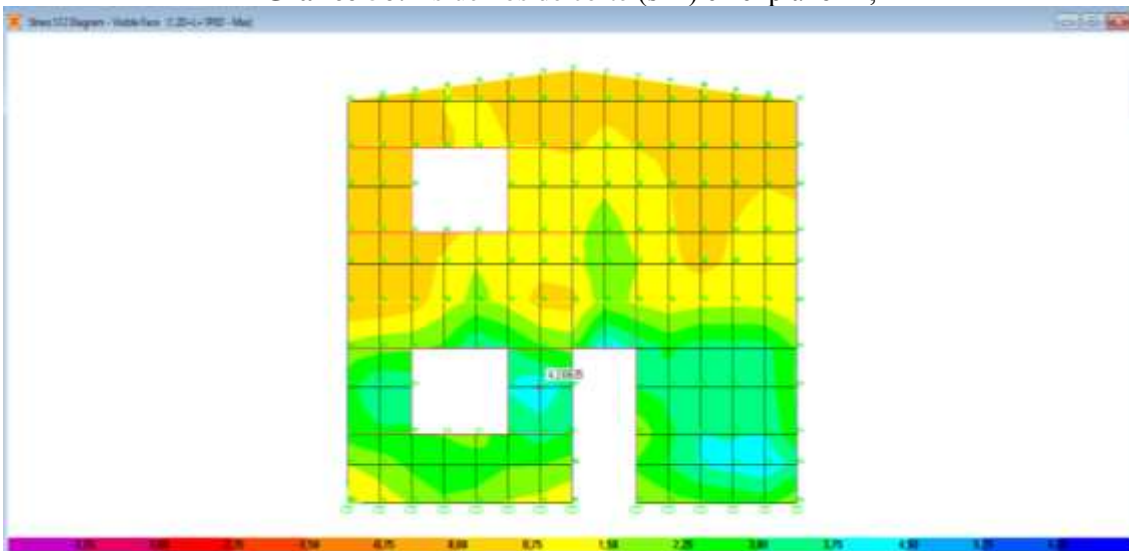
Tabla 25: Esfuerzos de corte en eje “3”

TABLE: Element Stresses - Area Shells													
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	S11Top	S22Top	S12Top	SMaxTop	S11Bot	S22Bot	S12Bot
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2
764	764	Shell-Thin	893	0.9D+1EPED	Combination	Min	-0,46	-2,14	-4,11	0	-0,58	-2,26	-4,21
764	764	Shell-Thin	893	1.2D+L+1PED	Combination	Min	-0,52	-2,78	-4,33	0	-0,65	-2,91	-4,44
765	765	Shell-Thin	897	0.9D+1EPED	Combination	Max	-0,01409	-0,84	4,06	0	0,02483	-0,89	4,09
765	765	Shell-Thin	897	1.2D+L+1PED	Combination	Min	-0,34	-2,1	-4,22	0	-0,34	-2,11	-4,24
775	775	Shell-Thin	899	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,17	-0,23	3,71	0	0,18	-0,37	3,68
775	775	Shell-Thin	899	1.2D+L+1PED	Combination	Min	-0,72	-3,35	-3,73	0	-0,68	-3,28	-3,68
776	776	Shell-Thin	893	0.9D+1EPED	Combination	Min	-0,52	-2,3	-3,63	0	-0,59	-2,36	-3,74
776	776	Shell-Thin	894	1.2D+L+1PED	Combination	Min	-0,43	-2,93	-3,68	0	-0,56	-3,17	-3,82
777	777	Shell-Thin	913	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,32	-0,63	3,45	0	0,37	-0,63	3,52
777	777	Shell-Thin	913	1.2D+L+1PED	Combination	Min	-0,62	-2,5	-3,52	0	-0,47	-2,5	-3,66
778	778	Shell-Thin	911	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,4	0,36	3,67	0	0,42	0,27	3,67
778	778	Shell-Thin	912	1.2D+L+1PED	Combination	Min	-1,12	-3,9	-3,57	0	-0,84	-3,78	-3,56

Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 56: Esfuerzos de corte (s12) en el plano “x, z”



Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

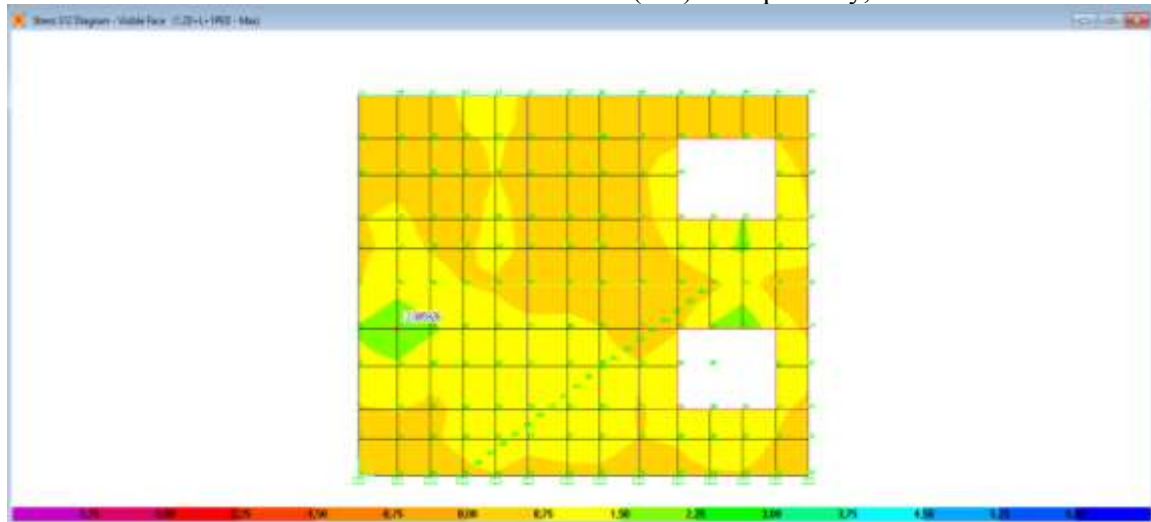
Tabla 26: Esfuerzos de corte en eje “4”

TABLE: Element Stresses - Area Shells													
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	S11Top	S22Top	S12Top	SMaxTop	S11Bot	S22Bot	S12Bot
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2
628	628	Shell-Thin	766	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,46	0,51	4,05	0	0,32	0,09292	4,11
628	628	Shell-Thin	766	1.2D+L+1PED	Combination	Min	-0,22	-3,3	-4,01	0	-0,11	-2,55	-3,94
629	629	Shell-Thin	765	0.9D+1EPED	Combination	Min	-0,75	-5,28	-4,12	0	-0,74	-4,43	-4,02
629	629	Shell-Thin	765	1.2D+L+1PED	Combination	Min	-0,78	-6,28	-4,28	0	-0,77	-5,27	-4,07
640	640	Shell-Thin	766	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,2	-0,39	4,82	0	0,2	-0,69	4,92
640	640	Shell-Thin	766	1.2D+L+1PED	Combination	Min	-0,36	-2,84	-4,83	0	-0,44	-2,38	-4,76
641	641	Shell-Thin	766	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,48	0,52	4,85	0	0,14	0,1	4,97
641	641	Shell-Thin	766	1.2D+L+1PED	Combination	Min	-0,52	-3,39	-4,86	0	-0,2	-2,65	-4,91
671	671	Shell-Thin	810	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,39	1,01	3,85	0	0,42	1,16	3,99
671	671	Shell-Thin	810	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,32	0,49	3,9	0	0,31	0,59	4,06
672	672	Shell-Thin	812	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,08651	-0,74	3,78	0	0,005254	-0,61	3,91
672	672	Shell-Thin	811	1.2D+L+1PED	Combination	Max	-0,08682	-0,66	3,77	0	-0,19	-0,66	3,95

Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 57: Esfuerzos de corte (s12) en el plano “y, z”



Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

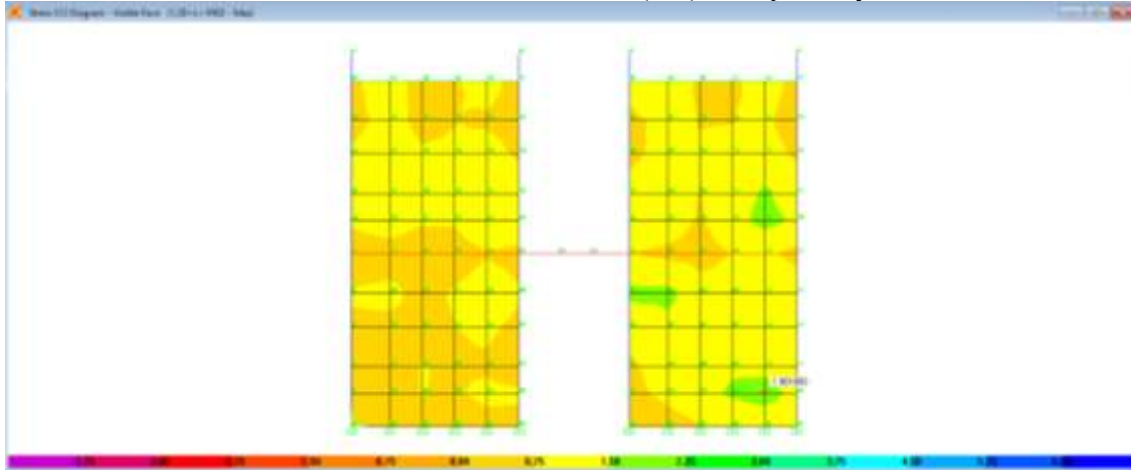
Tabla 27: Esfuerzos de corte en eje “A”

TABLE: Element Stresses - Area Shells													
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	S11Top	S22Top	S12Top	SMaxTop	S11Bot	S22Bot	S12Bot
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2
366	366	Shell-Thin	459	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,67	0,45	1,88	0	0,22	0,27	0,94
366	366	Shell-Thin	459	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,73	0,04876	2,17	0	0,12	-0,55	1
367	367	Shell-Thin	459	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,5	0,38	2,18	0	0,45	0,32	1,16
367	367	Shell-Thin	459	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,59	-0,01279	2,43	0	0,34	-0,5	1,24
344	344	Shell-Thin	459	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,33	-0,01996	1,96	0	0,45	0,5	0,9
344	344	Shell-Thin	459	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,41	-0,43	2,04	0	0,33	-0,34	1,01
345	345	Shell-Thin	459	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,54	0,04923	1,57	0	0,22	0,44	0,8
345	345	Shell-Thin	460	1.2D+L+1PED	Combination	Max	1,15	0,19	1,48	0	0,12	-0,92	0,88
392	392	Shell-Thin	515	0.9D+1EPED	Combination	Max	1,91	1,01	1,74	0	0,76	0,64	1,04
392	392	Shell-Thin	515	1.2D+L+1PED	Combination	Max	2,12	1,35	2,09	0	0,95	0,96	1,34
393	393	Shell-Thin	515	0.9D+1EPED	Combination	Max	1,17	0,71	1,89	0	0,35	0,38	1,69
393	393	Shell-Thin	515	1.2D+L+1PED	Combination	Max	1,17	0,98	2,2	0	0,31	0,63	2,05

Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 58: Esfuerzos de corte (s12) en el plano “y, z”



Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

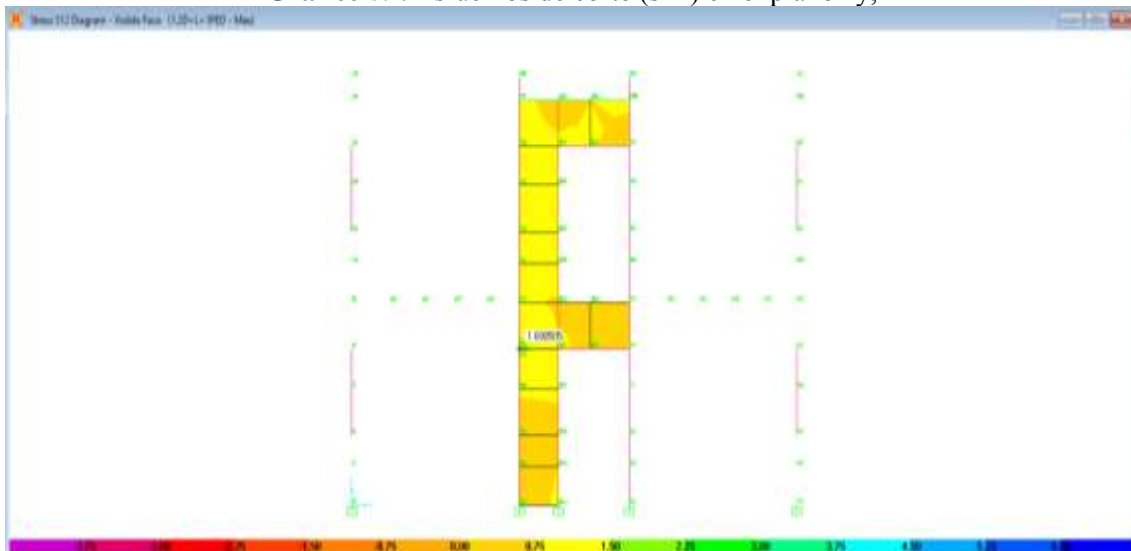
Tabla 28: Esfuerzos de corte en eje “B”

TABLE: Element Stresses - Area Shells													
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	S11Top	S22Top	S12Top	SMaxTop	S11Bot	S22Bot	S12Bot
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2
296	296	Shell-Thin	389	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,16	0,09381	1,39	0	0,07927	-0,89	1,65
296	296	Shell-Thin	389	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,04197	-0,8	1,85	0	-0,01152	-1,8	2,14
297	297	Shell-Thin	389	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,34	0,18	1,49	0	0,15	-0,8	1,27
297	297	Shell-Thin	389	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,21	-0,72	1,89	0	0,04276	-1,71	1,69
311	311	Shell-Thin	389	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,24	-0,2	1,41	0	0,13	-0,85	1,21
311	311	Shell-Thin	389	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,09338	-1,18	1,72	0	0,0008652	-1,85	1,54
312	312	Shell-Thin	389	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,07534	-0,29	1,37	0	0,04194	-0,94	1,61
312	312	Shell-Thin	410	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,29	-1,39	1,37	0	0,47	-1,48	1,91
305	305	Shell-Thin	404	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,69	-1,02	1,55	0	0,64	0,92	1,16
305	305	Shell-Thin	404	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,49	-2,56	1,82	0	0,63	-0,4	1,47
321	321	Shell-Thin	404	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,84	-0,76	1,75	0	0,74	1,31	1,31
321	321	Shell-Thin	405	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,76	-1,38	2,15	0	0,65	-1,61	1,86

Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 59: Esfuerzos de corte (s12) en el plano “y, z”



Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

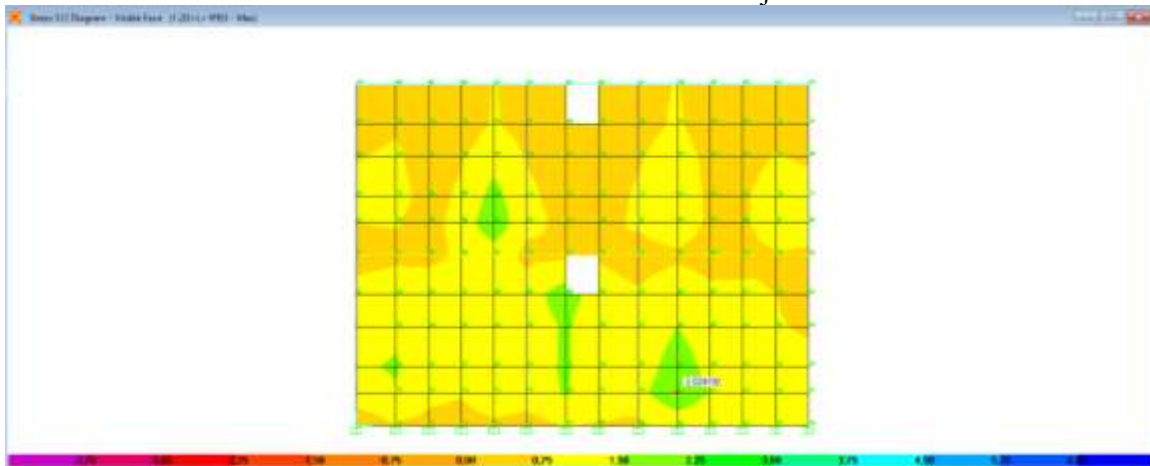
Tabla 29: Esfuerzos de corte en eje “C”

TABLE: Element Stresses - Area Shells													
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	S11Top	S22Top	S12Top	SMaxTop	S11Bot	S22Bot	S12Bot
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2
872	872	Shell-Thin	1014	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,97	3,1	1,05	0	1,24	1,86	1,57
872	872	Shell-Thin	1014	1.2D+L+1PED	Combination	Max	1,05	2,06	1,12	0	1,34	0,85	1,62
873	873	Shell-Thin	1015	0.9D+1EPED	Combination	Min	-0,21	-5,32	-0,67	0	-0,32	-5,43	-1,11
873	873	Shell-Thin	1015	1.2D+L+1PED	Combination	Min	-0,23	-6,35	-0,71	0	-0,37	-6,55	-1,13
876	876	Shell-Thin	1019	0.9D+1EPED	Combination	Min	-0,49	-4,46	-0,74	0	-0,35	-5,13	-0,86
876	876	Shell-Thin	1019	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,43	0,49	0,82	0	0,39	1,15	0,94
878	878	Shell-Thin	922	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,53	2,1	1,33	0	0,74	2,83	0,53
878	878	Shell-Thin	1021	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,77	0,65	1,23	0	1,32	1,76	0,37
880	880	Shell-Thin	922	0.9D+1EPED	Combination	Max	1,16	0,26	1,65	0	1,43	0,06052	1,26
880	880	Shell-Thin	922	1.2D+L+1PED	Combination	Max	1,05	-0,62	1,98	0	1,35	-0,73	1,53
881	881	Shell-Thin	1022	0.9D+1EPED	Combination	Min	-1,24	-0,08693	-1,49	0	-1,47	-0,06289	-1,6
881	881	Shell-Thin	1021	1.2D+L+1PED	Combination	Min	-1,82	-2,31	-0,89	0	-2,6	-4,04	-1,25

Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 60: Esfuerzos de corte en eje “B”



Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Tabla 30: Esfuerzos de corte en eje “D”

TABLE: Element Stresses - Area Shells													
Area	AreaElem	ShellType	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	S11Top	S22Top	S12Top	SMaxTop	S11Bot	S22Bot	S12Bot
Text	Text	Text	Text	Text	Text	Text	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2	Kgf/cm2
217	217	Shell-Thin	302	0.9D+1EPED	Combination	Max	-0,02491	0,72	2,28	0	0,26	1,62	1,73
217	217	Shell-Thin	302	1.2D+L+1PED	Combination	Max	-0,13	0,16	2,31	0	0,08345	1	1,77
218	218	Shell-Thin	302	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,06363	1,01	2,22	0	0,2	1,37	1,36
218	218	Shell-Thin	302	1.2D+L+1PED	Combination	Max	-0,05138	0,43	2,26	0	0,02783	0,77	1,37
219	219	Shell-Thin	303	0.9D+1EPED	Combination	Min	-1,17	-3,43	-2,08	0	-0,59	-2,23	-1,61
219	219	Shell-Thin	303	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,66	1,21	2,06	0	0,03637	-0,002918	1,4
224	224	Shell-Thin	303	0.9D+1EPED	Combination	Min	-1,16	-3,42	-1,63	0	-0,45	-2,22	-1,29
224	224	Shell-Thin	303	1.2D+L+1PED	Combination	Min	-1,25	-4,01	-1,61	0	-0,54	-2,77	-1,32
225	225	Shell-Thin	302	0.9D+1EPED	Combination	Min	-0,85	-2,83	-1,68	0	-1	-3,21	-1,14
225	225	Shell-Thin	302	1.2D+L+1PED	Combination	Min	-0,97	-3,41	-1,66	0	-1,16	-3,81	-1,13
226	226	Shell-Thin	311	0.9D+1EPED	Combination	Max	0,67	0,73	1,64	0	0,3	1,33	1,34
226	226	Shell-Thin	302	1.2D+L+1PED	Combination	Max	0,34	0,3	1,85	0	0,46	1,12	1,45

Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Para cada muro se presentan los valores de los esfuerzos de corte para la combinación de carga más crítica generada por el sismo en la estación pedernales (**1.2D+L+EPED**). Se observa que el muro de la fachada frontal de la vivienda en el eje “1”, en la planta baja o primer piso recibe los mayores esfuerzos a un costado de la ventana, siendo este valor igual a **6.03 kg/cm²**.

La resistencia a la tracción del concreto sometido a flexión varía entre el 10 al 15 por ciento de **f_c** según lo especifica el código ACI. El módulo de ruptura se calcula con la siguiente expresión:

$$f_r = 0.62\lambda\sqrt{f'_c} \quad (\text{American Concrete Institute, 2014}) (19.2.3.1)$$

$$f_r = 0.62(0.75)\sqrt{5\text{Mpa}}$$

$$f_r = 1.0 \text{ Mpa}$$

$$f_r = 10\text{kg/cm}^2$$

Siendo $6.03\text{kg/cm}^2 < 10\text{kg/cm}^2$ (No se agrieta)

La demanda generada por las combinaciones de carga está por debajo de la capacidad. Cabe destacar que ocurre al nivel de sismo de servicio, sismo que comprende a intensidad MMI= VI y VII y se obtiene al reducir el sismo de diseño para R=3.

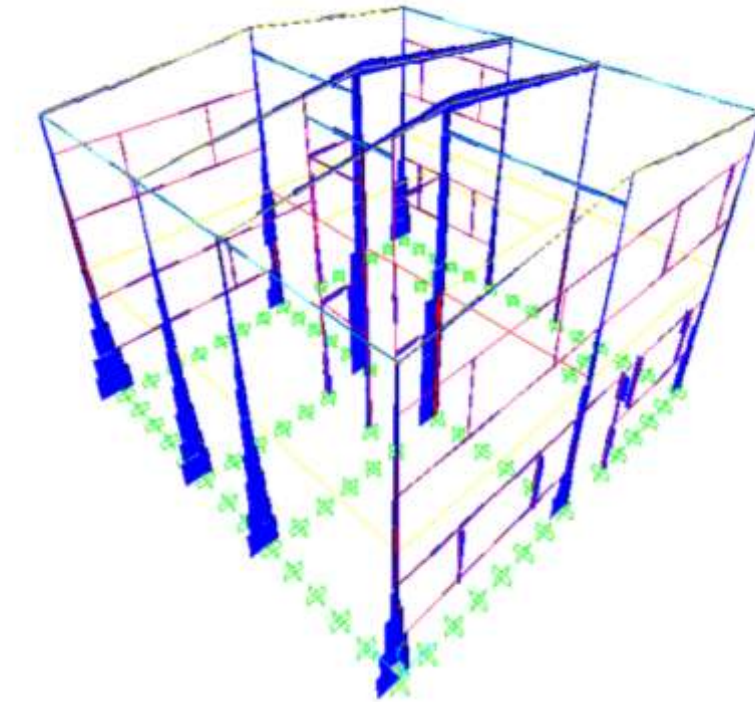
Para complementar la alta resistencia a la compresión de la mampostería con una competente resistencia a la tracción, se adiciona el acero mínimo según la **sección 3.3** de (TMS 402-11/ACI 530-11/ASCE 5-11) para darle una ductilidad mínima para la condición de sismo de diseño (MMI= IX) en donde no se considera reducción de demanda sísmica por el valor de R.

Durante el terremoto de diseño, se espera que el material se agriete, y el acero mínimo trabaje para proveer la ductilidad requerida.

4.15. Fuerzas axiales en los elementos frames de la estructura

El software genera diagramas totales de fuerzas internas en su dirección del eje longitudinal de los elementos tipo frame, para esto se elige analiza cada elemento para cada uno de los ejes.

Gráfico 61: Vista 3D de fuerzas axiales en la estructura

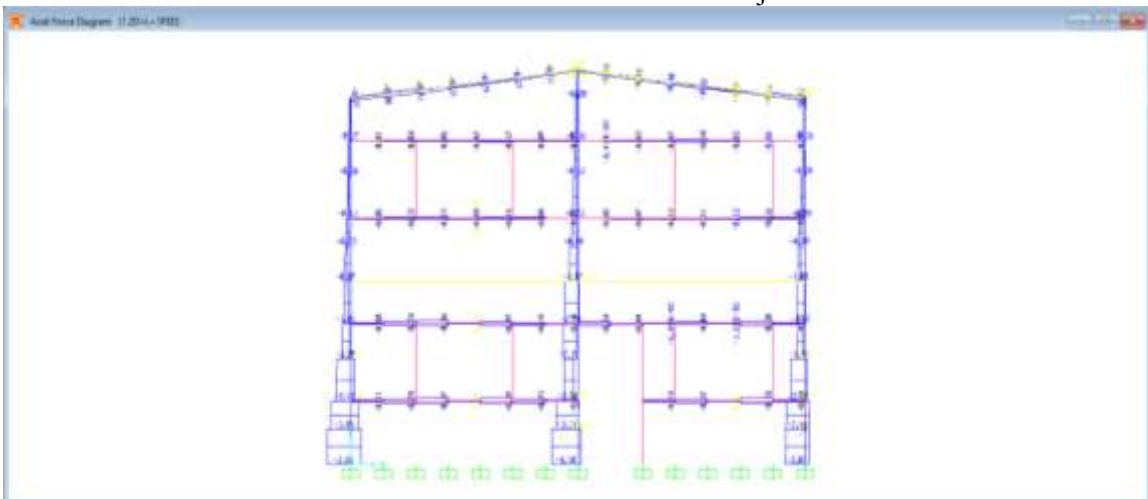


Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Se muestra las fuerzas axiales presentes en todos los elementos frame que representan lo pilaretes que complementan el tipo de sistema estructural modelado.

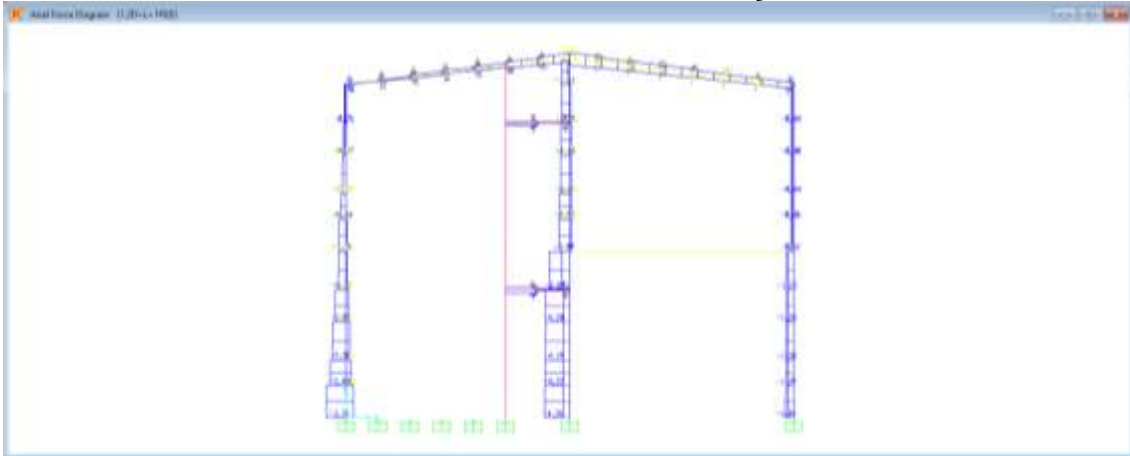
Gráfico 62: Fuerzas axiales en el eje “1”



Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

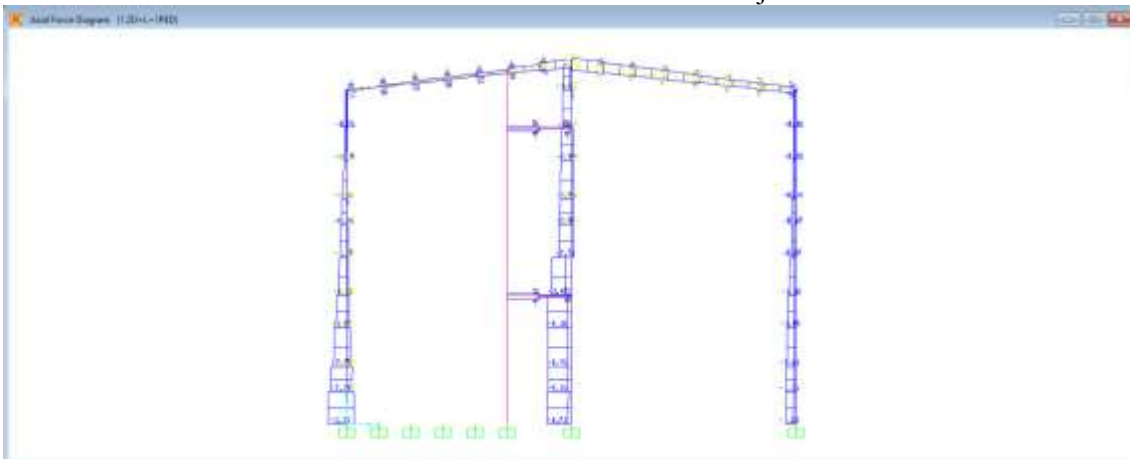
Gráfico 63: Fuerzas axiales en el eje “2”



Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

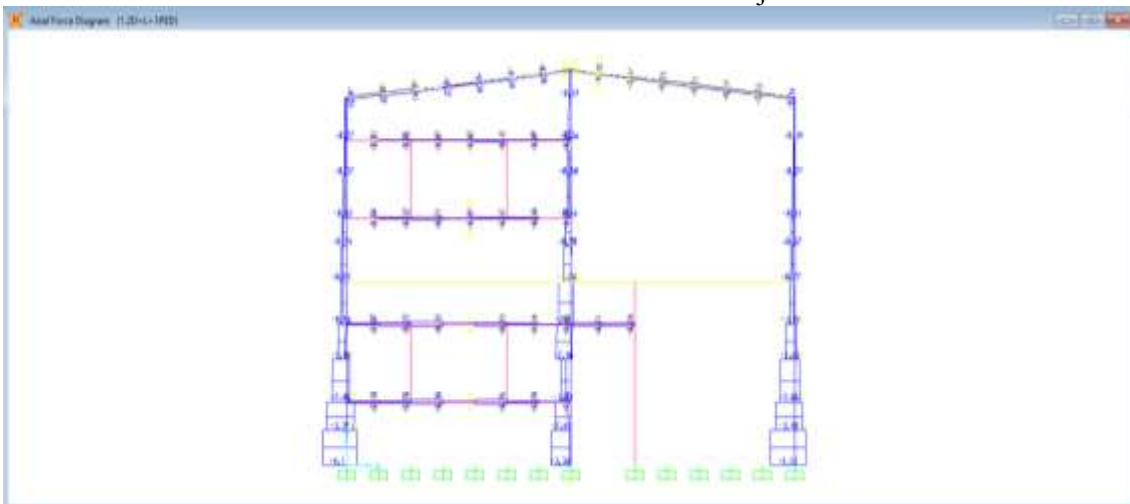
Gráfico 64: Fuerzas axiales en el eje “3”



Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 65: Fuerzas axiales en el eje “4”

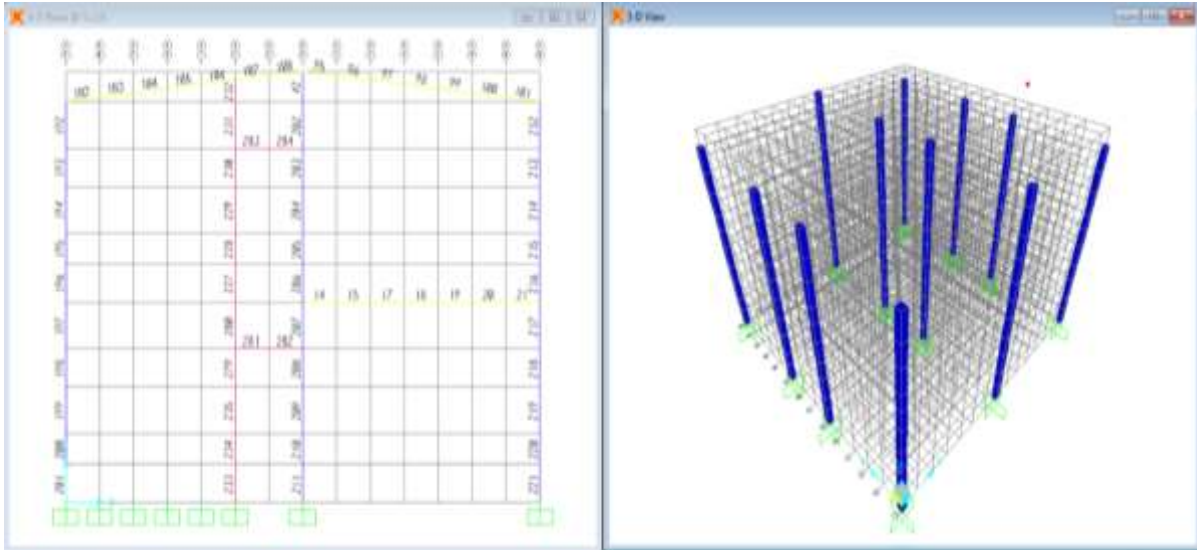


Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

En los gráficos mostrados se evidencia que los elementos de la planta baja reciben las mayores fuerzas axiales de compresión, se procede a identificar el más crítico.

Gráfico 66: Designación de elementos en el eje “2”



Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Se considera el elemento “**2B**” ubicado en el eje “**2**” como más crítico y considerado para el diseño debido a que recibe las fuerzas axiales y momentos más grandes con respecto a todos los existentes.

Tabla 31: Fuerza axial y flexión para elementos tipo “frame”

PUNTO SUPERIOR								PUNTO INFERIOR									
TABLE: Element Forces - Frames			[N]	[Vx]	[Vy]				TABLE: Element Forces - Frames			[N]	[Vx]	[Vy]			
Frame	Station	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3	ElemStation	Frame	OutputCase	P	V2	V3	M2	M3		
Text	m	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	m	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m		
211	0,5	1.2D+1.6L	-3,17	0,00	0,05	-0,016	0,002	207	0,6	1.2D+1.6L	-2,87	0,16	-0,06	0,008	0,004		
211	0,5	0.9D+1EPED	0,09	0,08	0,06	0,005	0,076	207	0,6	0.9D+1EPED	-0,17	0,08	0,02	0,011	0,012		
211	0,5	0.9D+1EPED	-3,10	-0,09	-0,01	-0,021	-0,069	207	0,6	0.9D+1EPED	-2,42	0,05	-0,08	-0,003	-0,010		
211	0,5	1.2D+L+1PED	-1,16	0,08	0,07	-0,001	0,076	207	0,6	1.2D+L+1PED	-1,35	0,15	0,00	0,014	0,014		
211	0,5	1.2D+L+1PED	-4,35	-0,10	0,01	-0,027	-0,069	207	0,6	1.2D+L+1PED	-3,59	0,11	-0,10	0,000	-0,008		
211	0,5	1.4D	-1,63	0,00	0,03	-0,009	0,001	207	0,6	1.4D	-1,37	0,07	-0,03	0,004	0,002		
211	0,5	0.9D-1EPED	0,17	0,09	0,06	0,004	0,071	207	0,6	0.9D-1EPED	-0,05	0,08	0,03	0,010	0,013		
211	0,5	0.9D-1EPED	-3,02	-0,09	-0,01	-0,022	-0,074	207	0,6	0.9D-1EPED	-2,30	0,05	-0,07	-0,004	-0,008		
211	0,5	1.2D+1L-1EPED	-1,08	0,09	0,07	-0,002	0,072	207	0,6	1.2D+1L-1EPED	-1,23	0,15	0,01	0,014	0,015		
211	0,5	1.2D+1L-1EPED	-4,27	-0,09	0,01	-0,027	-0,073	207	0,6	1.2D+1L-1EPED	-3,48	0,11	-0,09	0,000	-0,006		
206	0,5	1.2D+1.6L	-0,95	0,04	0,00	0,003	-0,047	202	0,6	1.2D+1.6L	-0,83	-0,02	0,01	0,000	0,013		
206	0,5	0.9D+1EPED	0,71	0,11	0,04	0,020	0,061	202	0,6	0.9D+1EPED	0,49	0,01	0,08	0,002	0,015		
206	0,5	0.9D+1EPED	-1,48	-0,09	-0,05	-0,015	-0,092	202	0,6	0.9D+1EPED	-0,97	-0,02	-0,09	-0,002	-0,004		
206	0,5	1.2D+L+1PED	0,30	0,12	0,04	0,021	0,042	202	0,6	1.2D+L+1PED	0,08	0,00	0,09	0,002	0,020		
206	0,5	1.2D+L+1PED	-1,89	-0,07	-0,05	-0,014	-0,112	202	0,6	1.2D+L+1PED	-1,38	-0,03	-0,08	-0,002	0,001		
206	0,5	1.4D	-0,40	0,02	0,00	0,002	-0,021	202	0,6	1.4D	-0,24	-0,01	0,00	0,000	0,006		
206	0,5	0.9D-1EPED	0,76	0,12	0,04	0,018	0,054	202	0,6	0.9D-1EPED	0,54	0,01	0,09	0,002	0,015		
206	0,5	0.9D-1EPED	-1,44	-0,08	-0,04	-0,017	-0,099	202	0,6	0.9D-1EPED	-0,92	-0,02	-0,08	-0,002	-0,004		
206	0,5	1.2D+1L-1EPED	0,34	0,13	0,04	0,020	0,034	202	0,6	1.2D+1L-1EPED	0,13	0,00	0,09	0,002	0,020		
206	0,5	1.2D+1L-1EPED	-1,85	-0,06	-0,04	-0,016	-0,119	202	0,6	1.2D+1L-1EPED	-1,33	-0,03	-0,08	-0,002	0,001		

Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Combinación de carga: D+L+E_{PD}

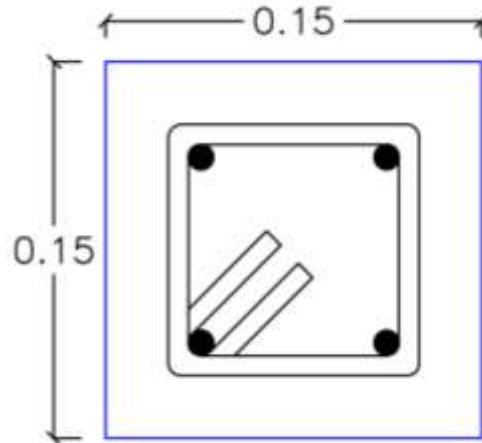
Carga axial= 4.35 Tonf

M_x=0.0027 Tonf-m

M_y=0.069 Tonf-m

4.16. Diseño de columna a carga axial y flexión

Gráfico 67: Sección de columna



Fuente: Elaboración propia
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Tabla 32: Parámetros de diseño

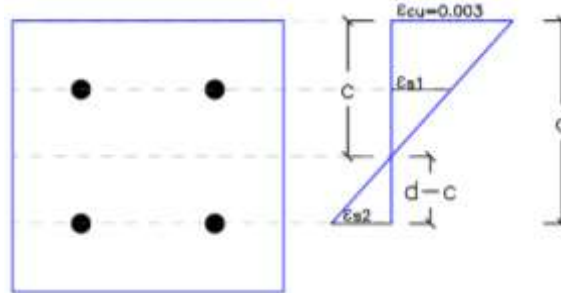
Parámetros de Diseño	
Dimension (y)	15
Dimension (x)	15
area bruta "Ag" (cm ²)	225
Recubrimiento libre (cm)	2,5
Recubrimiento efectivo (cm)	3,50
Peralte efectivo "d" (cm)	11,50
Fy (kg/cm ²)	4200
Ey(kg/cm ²)	2100000
Ø Varilla (cm)	1
Area varilla (cm ²)	0,785
Ø Estribo (cm)	0,8
Area de Estribo (cm ²)	0,503
Resistencia a la compresión "f'c" (kg/cm ²)	210
Resistencia del bloque de esfuerzo "f'c"(kg/cm ²)	178,5
Área del acero "As" (m ²)	3,142
Separación de barillas longitudinales en el eje "Y" (cm)	7,4
Separación de varillas longitudinales en el eje "X" (cm)	7,4
Deformación unitaria del acero a la falla "εy"	0,002
Deformación unitaria del concreto a la falla "εcu"	0,003

Fuente: Elaboración propia
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Punto 1: Carga axial sin estar sujeta momento.

$$P_o = 0.85 f'c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} \text{ (American Concrete Institute, 2014) (22.4.2.2)}$$

Gráfico 68: Diagrama de deformación



Fuente: Elaboración propia

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Po (Tonf)	52,79
------------------	--------------

Punto 2: Falla balanceada.

c	6,72
εs1	0,0013
εs2	0,002

No Fluye

No Fluye

Esfuerzos en el acero

fs1 (kg/cm ²)	2737.5
fs2 (kg/cm ²)	4200

Fuerzas en el acero

F1 (Tonf)	4,30
F2 (Tonf)	6,597

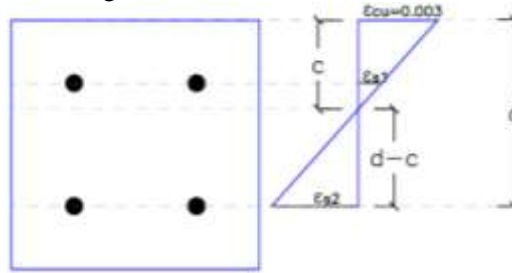
Fuerza en el concreto

β1	0,850
a (cm)	5,864
Cc (Tonf)	15,294
P (Tonf)	12.997

Fuerzas (Tonf)	Brazo (cm)	Momento (Tonf-m)
15,294	4,6	0,7102
4,30	3.7	0,1591
6,597	3.7	0,2441
Σ		1,1135

Punto 3: En la zona de Tensión

Gráfico 69: Diagrama de deformación en la zona de tensión.



Fuente: Elaboración propia

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Se propone “c”

c	5,0033
εs1	0.0007
εs2	0,0037

No Fluye

Fluye

Esfuerzos en el acero

fs1 (kg/cm ²)	1543.709
fs2 (kg/cm ²)	4200,000

Fuerzas en el acero

F1 (Tonf)	2.4249
F2 (Tonf)	6.5973

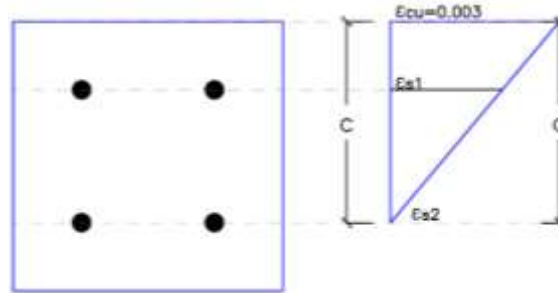
Fuerza en el concreto

β1	0,850
A (cm)	4.278
Cc (Tonf)	11.455
P (Tonf)	7.283

Fuerzas (Tonf)	Brazo (cm)	Momento (Tonf-m)
11.455	5.361	0.614
2.425	3.700	0.090
6.597	3.700	0.244
	Σ	0.948

Punto 4: Compresión

Gráfico 70: Diagrama de deformación en la zona de compresión.



Fuente: Elaboración propia
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Se propone “c”

c	11.20
εs1	0.00198
εs2	0

Fluye

No Fluye

Esfuerzos en el acero

fs1 (kg/cm ²)	4162.5
fs2 (kg/cm ²)	0

Fuerzas en el acero

F1 (Tonf)	6.538
F2 (Tonf)	0

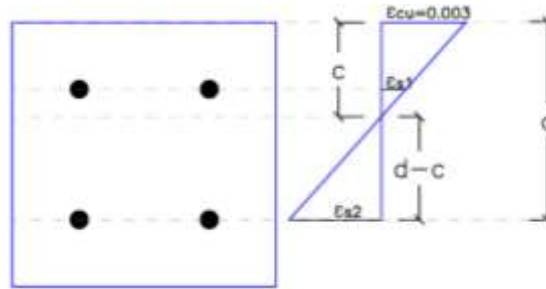
Fuerza en el concreto

β1	0.85
A (cm)	9.52
Cc (Tonf)	25.49
P (Tonf)	32.03

Fuerzas (Tonf)	Brazo (cm)	Momento (Tonf-m)
25.490	2.74	0.698
6.538	3.70	0.242
	Σ	0.940

Punto 5: deformación unitaria en el acero de 0.005 (tensión máxima)

Gráfico 71: Gráfico de deformación unitaria



Fuente: Elaboración propia

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Se propone “c”

c	4.20
Es1	0.0003
Es2	0.00500

No Fluye

No Fluye

Esfuerzos en el acero

fs1 (kg/cm ²)	600.000
fs2 (kg/cm ²)	4200.000

Fuerza en el concreto

F1 (tonf)	0.942
F2 (tonf)	6.597

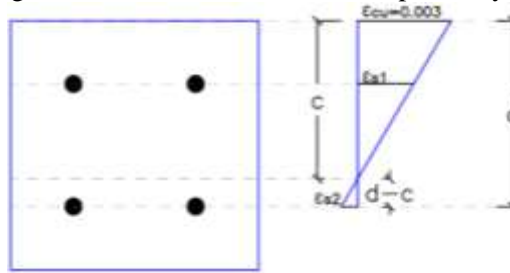
Fuerza en el concreto

β_1	0.850
A (cm)	3.570
Cc (Tonf)	9.559
P (Tonf)	3.904

Fuerzas (Tonf)	Brazo (cm)	Momento (Tonf-m)
9.559	5.7	0.546
0.942	3.7	0.035
6.597	3.7	0.244
	Σ	0.825

Punto 6: entre compresión y falla balanceada.

Gráfico 72: Diagrama de deformación entre compresión y falla balanceada.



Fuente: Elaboración propia
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Se propone “c”

c	10.00
Es1	0.0048
Es2	0.0004

No Fluye

No Fluye

Esfuerzos en el acero

fs1 (kg/cm ²)	4200.00
fs2 (kg/cm ²)	756.00

Fuerzas en el acero

F1 (Tonf)	6.597
F2 (Tonf)	1.188

Fuerza en el concreto

β1	0.850
A (cm)	8.500
Cc (Tonf)	22.759
P (Tonf)	28.169

Fuerzas (Tonf)	Brazo (cm)	Momento (Tonf-m)
20,603	3,7	22.759
6,067	6,8	6.597
2,672	6,8	1.188
	Σ	1.028

Para el valor máximo de tensión Pn ocurre cuando el momento es cero.

$$P_n = A_s F_y$$

Pn (Tonf)	-13,195
------------------	----------------

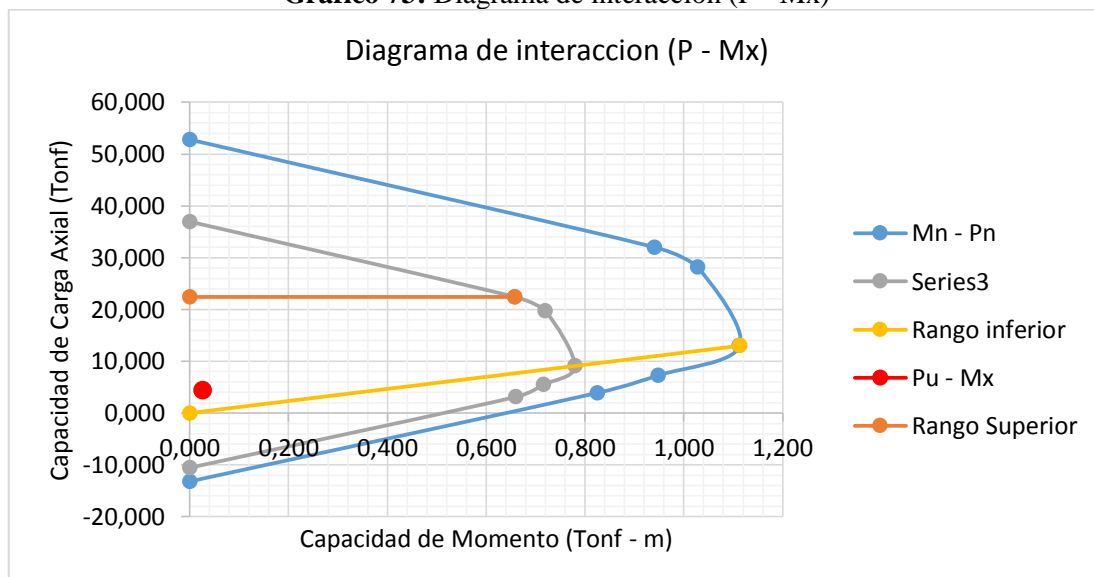
Tabla 33: puntos que conforman el diagrama de interacción

Descripción	Mn	Pn	εt	Ø	ØMn	ØPn
Carga axial	0.000	52.796	0.00000	0.700	0.000	36.957
compresion	0.940	32.028	0.00000	0.700	0.658	22.420
entre 2 y 4	1.028	28.169	0.00036	0.700	0.719	19.718
balanceada	1.113	12.997	0.00200	0.700	0.779	9.098
tension	0.948	7.283	0.00368	0.756	0.716	5.505
e=0,005	0.825	3.904	0.00500	0.800	0.660	3.123

Fuente: Elaboración propia
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

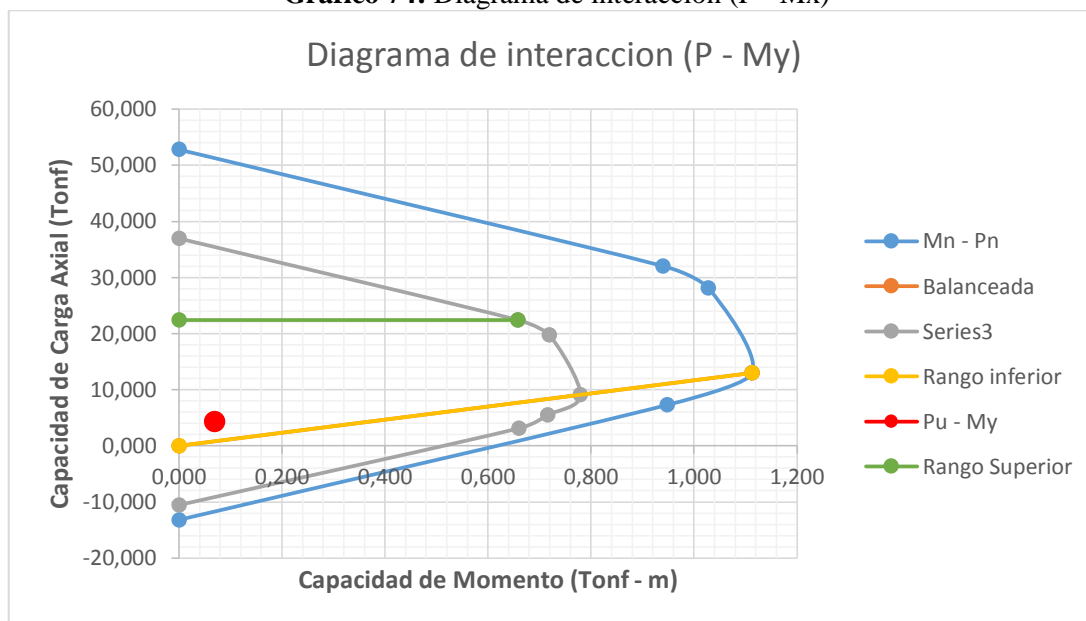
Demanda	
Pu (Tonf)	4,3486
Mx (Tonf-m)	0,02658
My (Tonf-m)	0,06877

Gráfico 73: Diagrama de interaccion (P - Mx)



Fuente: Elaboración propia
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Gráfico 74: Diagrama de interaccion (P - Mx)



Fuente: Elaboración propia
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Se justifica mediante la representación de los diagramas de interacción para los dos ejes que para la combinación de carga más crítica sobre la columna se genera una fuerza axial y momento de flexión que se encuentran dentro de la región de diseño permitido de este diagrama resultado de los parámetros de la sección usada, además se cumple con la cuantía del acero mínimo del 1% para columnas.

4.17. Categorización del sistema estructural y diseño.

Como los parámetros de diseño ASCE7-16 del sistema son $R=3$, $C_d=3$, $\Omega_o=2.5$. Los refuerzos requeridos por cuantías de acero mínimo del muro, no se verifica matemáticamente como necesaria para las condiciones de sismo de servicio ($R=3$); dado que se tiene para esta condición la estructura se preserve elástica y sin agrietamiento. Lo que ha sido verificado con el control de derivas y esfuerzo.

No obstante, para el sismo de diseño se espera que la estructura incremente sus fuerzas internas hasta el valor de su sobre resistencia $\Omega_o=2.5$. Esto quiere decir que cuando se agriete, se necesita y se activa el acero mínimo provisto.

Tabla 34: Requisitos para muros de corte de mampostería basados en la designación de muro de corte.

TABLE CC-1.18.3.2-1 Requirements for Masonry Shear Walls Based on Shear Wall Designation ¹			
Shear wall Designation	Design Methods	Reinforcement Requirements	Permitted In
Empirical Design of Masonry Shear Walls	Section 5.3	None	SDC A
Ordinary Plain (Unreinforced) Masonry Shear Walls	Section 2.2 or Section 3.2	None	SDC A and B
Detailed Plain (Unreinforced) Masonry Shear Walls	Section 2.2 or Section 3.2	Section 1.18.3.2.3.1	SDC A and B
Ordinary Reinforced Masonry Shear Walls	Section 2.3 or Section 3.3	Section 1.18.3.2.3.1	SDC A, B, and C
Intermediate Reinforced Masonry Shear Walls	Section 2.3 or Section 3.3	Section 1.18.3.2.5	SDC A, B, and C
Special Reinforced Masonry Shear Walls	Section 2.3 or Section 3.3	Section 1.18.3.2.6	SDC A, B, C, D, E, and F
Ordinary Plain (Unreinforced) AAC Masonry Shear Walls	Section 8.2	Section 1.18.3.2.7.1	SDC A and B
Detailed Plain (Unreinforced) AAC Masonry Shear Walls	Section 8.2	Section 1.18.3.2.8.1	SDC A and B
Ordinary Reinforced AAC Masonry Shear Walls	Section 8.3	Section 1.18.3.2.9	SDC A, B, C, D, E, and F
Ordinary Plain (Unreinforced) Prestressed Masonry Shear Walls	Chapter 4	None	SDC A and B
Intermediate Reinforced Prestressed Masonry Shear Walls	Chapter 4	Section 1.18.3.2.11	SDC A, B, and C
Special Reinforced Prestressed Masonry Shear Walls	Chapter 4	Section 1.18.3.2.12	SDC A, B, C, D, E, and F

¹ Section and Chapter references in this table refer to Code Sections and Chapters.

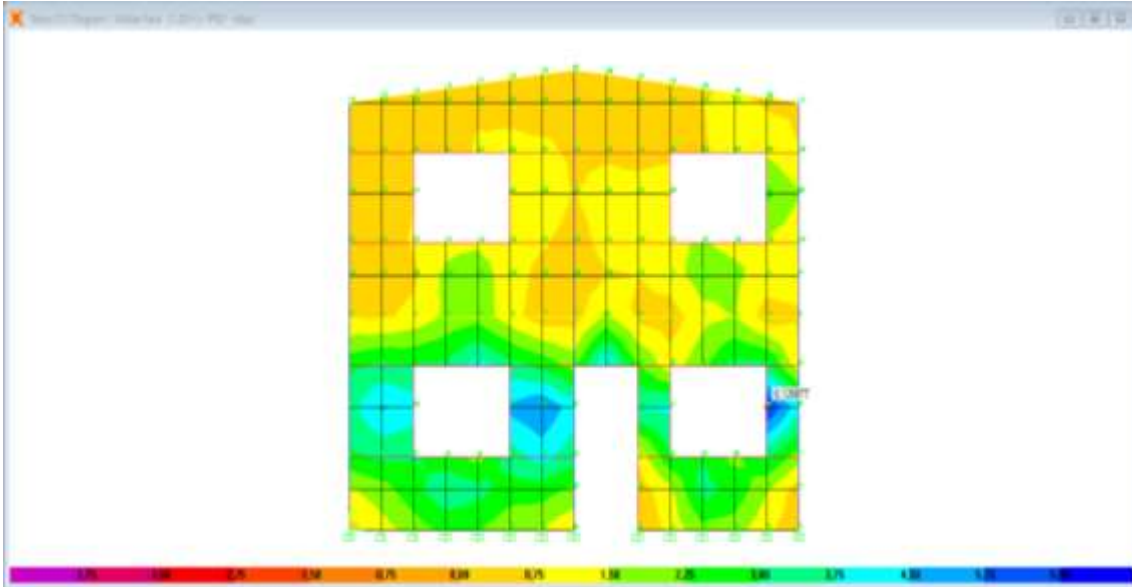
Fuente: Tabla 1.18.3.2-1 (TMS 402-11/ACI 530-11/ASCE 5-11, 2011)

El sistema categorizado como “Ordinary Reinforced Masonry Shear Walls” muros de mampostería a corte con refuerzo ordinario, su requerimiento de acero debe cumplir con lo dispuesto en la sección **1.18.3.2.3-1** del ASCE7-16, pero su metodología de diseño está regida por la sección **2.3** o **3.3**

La dentro de los alcances de la sección **2.3** especifica que la metodología de diseño de mampostería se basa en que tanto la tensión como la flexión va a ser resistido únicamente por el refuerzo, despreciando la resistencia a la tracción y flexión de la mampostería, realmente la tensión si se desarrolla en la mampostería, pero no se lo considera competente para resistir cargas de diseño.

La sección **3.3** describe que su metodología de diseño se fundamenta en que el refuerzo complementa la buena resistencia a la compresión y de tracción de la mampostería lo que resulta en una estructura de comportamiento dúctil. Por lo mencionado, la metodología de diseño a utilizar es de la sección **3.3** de (TMS 402-11/ACI 530-11/ASCE 5-11, 2011)

Gráfico 75: Esfuerzos en el vano de ventana



Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Se identifican los paneles que reciben los mayores esfuerzos con ayuda del software, para posteriormente exportar valores como carga axial y momento.

Tabla 35: Valores de carga axial y momento para paneles escogidos

TABLE: Section Cut Forces - Design									
SectionCut	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	Text	Text	Text	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
2 PANELES DE VENTANA	DEAD	LinStatic		0.0906	-0.0025	0.0017	-0.00024	-0.00004205	-0.04765
2 PANELES DE VENTANA	LIVE	LinStatic		0.0361	0.000307	0.0012	-0.00019	0.000002716	-0.02128
2 PANELES DE VENTANA	1.2D+1.6L	Combination		0.1665	-0.0025	0.0039	-0.00059	-0.00004611	-0.09123
2 PANELES DE VENTANA	0.9D+1EPED	Combination	Max	1.0918	0.0694	0.0083	0.00149	-0.00069	0.46837
2 PANELES DE VENTANA	0.9D+1EPED	Combination	Min	-0.851	-0.0678	-0.0048	-0.00198	0.00057	-0.59706
2 PANELES DE VENTANA	1.2D+L+1PED	Combination	Max	1.1551	0.0689	0.01	0.00123	-0.0007	0.43279
2 PANELES DE VENTANA	1.2D+L+1PED	Combination	Min	-0.7878	-0.0683	-0.0031	-0.00224	0.00056	-0.63264
2 PANELES DE VENTANA	1.4D	Combination		0.0906	-0.0025	0.0017	-0.00024	-0.00004205	-0.04765
2 PANELES DE VENTANA	0.9D-1EPED	Combination	Max	1.0142	0.0633	0.0079	0.00156	-0.00065	0.51129
2 PANELES DE VENTANA	0.9D-1EPED	Combination	Min	-0.9287	-0.0739	-0.0053	-0.00192	0.00061	-0.55414
2 PANELES DE VENTANA	1.2D+1L-1EPED	Combination	Max	1.0774	0.0628	0.0096	0.00129	-0.00065	0.47572
2 PANELES DE VENTANA	1.2D+1L-1EPED	Combination	Min	-0.8654	-0.0744	-0.0036	-0.00218	0.0006	-0.58971

Fuente: SAP2000

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Los valores obtenidos competen a **Pu** y **Mu** (demanda requerida para los muros)

Para realizar el diagrama de deformación unitaria se considera el muro ubicado a un costado de la ventana el cual se encuentra confinado por un dintel que absorbe los esfuerzos de tracción y un pilarete que toma considerables fuerza axial y flexión.

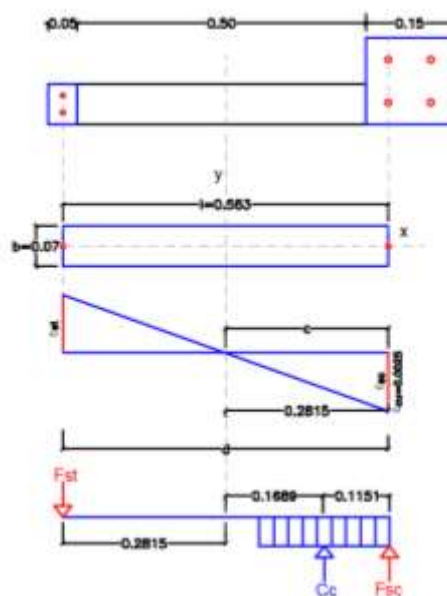
La norma específica en la sección **1.18.3.2.3.1** un refuerzo vertical mínimo de al menos 1.29 cm^2 de sección transversal en cada línea de refuerzo, a una distancia máxima de 40.6 cm a cada lado de aberturas y a $20,3 \text{ cm}$ de las esquinas de muros y juntas de movimiento.

Se supe esta área de acero requerida por la norma con un dintel de de $0.05 \times 0.07 \text{ cm}$ con $2\text{Ø}10\text{mm}$ a cada lado de las aberturas, en las esquinas de paredes un pilarete de $0.15 \times 0.15 \text{ cm}$ con $4 \text{Ø}10\text{mm}$ que cumple con el área requerida y además de esto con área mínima de acero para columnas.

Se procede a realizar el diagrama de deformaciones unitarias considerando el aporte de los elementos tales como dinteles y pilaretes con su respectivo aporte de acero.

4.18. Refuerzo vertical mínimo.

Gráfico 76: Diagrama de deformaciones unitarias



Fuente: Elaboración propia
Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Deformación unitaria en el acero a compresión

$$c = \frac{l}{2} = 56.3 = 28.15 \text{ cm}$$

$$\frac{0.0025}{c} = \frac{\epsilon_{sc}}{c}$$

$$\epsilon_{sc} = 0.0025 \text{ hay fluencia}$$

Deformación unitaria en el acero a tracción

$$\frac{\epsilon_{st}}{d - c} = \frac{0.0025}{c}$$

$$\epsilon_{st} = 0.0025 \text{ hay fluencia}$$

Esfuerzos en el acero a compresión

$$\sigma_{sc} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzos en el acero a tracción

$$\sigma_{st} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza en el acero de compresión

$$F_{sc} = 4200 \text{ kg/cm}^2 (2)(0.785 \text{ cm}^2) = 6.594 \text{ Tonf}$$

Fuerza en el acero de tracción

$$F_{st} = 4200 \text{ kg/cm}^2 (2)(0.785 \text{ cm}^2) = 6.549 \text{ Tonf}$$

Longitud del bloque de esfuerzos en el concreto

$$a = \beta_1 c$$

$$a = (0.80)(28.15 \text{ cm}^2) = 22.52 \text{ cm}$$

Fuerza en el concreto a compresión

$$C_c = 0.80 a f' m b$$

$$C_c = 0.80(22.52 \text{ cm}) \left(\frac{50 \text{ kg}}{\text{cm}^2} \right) (7 \text{ cm}) = 6.3056 \text{ Tonf}$$

Carga axial

$$P = 6.3056 \text{ Tonf} + 6.594 \text{ Tonf} - 6.549 \text{ Tonf} = 6.3056 \text{ Tonf}$$

Tabla 36: Fuerzas actuantes

Fuerza (Tonf)	Brazo (m)	Momento (Tonf.m)
6.3056	0.1689	1.065
6.594	0.2815	1.856
6.594	0.2815	1.856
Sumatoria Σ		4.77

Fuente: Elaboración propia

Elaboración: Jaime Flores-Franklin Reyes

Mn	4.770 Tonf.m	$\phi M_n = 0.9 M_n$	4.293 Tonf.m
Pn	6.3056 Tonf	$\phi P_n = 0.9 P_n$	5.675 Tonf

ϕM_n	>	Mu
4.293 Tonf.m		0.4327 Tonf.m

ϕP_n	>	Pu
5.675 Tonf.m		1.155 Tonf.m

$$\frac{\phi M_n}{M_u} = \frac{4.293}{0.4327} = 9.92$$

$$\frac{\phi P_n}{P_u} = \frac{5.675}{1.155} = 4.91$$

Se verifica que el valor suministrado por esta sección de muro es mayor a la demanda requerida, el nivel de sismo de servicio con un factor de sobrerresistencia mayor a Ω_o ; en lo cual durante el sismo de diseño se espera que la estructura se agriete en sus paredes críticas; pero la cuantía de acero mínima prevista se active con esfuerzos elásticos (sin fluencia) y sin demanda de ductilidad.

4.19. Refuerzo horizontal mínimo

Para el refuerzo horizontal de corte se considera lo estipulado en la sección 3.3.4.1.2 en que la resistencia nominal a corte nominal **Vn** se calculará usando las siguientes ecuaciones según sea lo apropiado.

$$P_u: 1.1551 \text{ Tonf} = 11509.435 \text{ N}$$

$$M_u: 0.43279 \text{ Tonf.m} = 4244318.12 \text{ N.mm}$$

$$V_u: 0.0689 \text{ Tonf} = 686.52 \text{ N}$$

$$V_n = V_{nm} + V_{ns} \quad (\text{TMS 402-11/ACI 530-11/ASCE 5-11, 2011}) \quad (3-20)$$

$$V_{nm} = \left[4.0 - 1.75 \left(\frac{M_u}{V_u d_v} \right) \right] A_{nv} \sqrt{f' m} + 0.25 P_u$$

$$V_{ns} = 0.5 \left(\frac{A_v}{s} \right) f_y d_v$$

no debe exceder:

Cuando $\frac{M_u}{(V_u d_v)} \leq 0.25$ (TMS 402-11/ACI 530-11/ASCE 5-11, 2011) (3-21)

$$V_n = 6 A_{nv} \sqrt{f' m}$$

Cuando $\frac{M_u}{(V_u d_v)} \geq 1.00$ (TMS 402-11/ACI 530-11/ASCE 5-11, 2011) (3-22)

$$V_n = 4 A_{nv} \sqrt{f' m}$$

$$\frac{M_u}{(V_u d_v)} = \frac{4244318.12 N \cdot mm}{(686.52 N)(500 mm)} = 12.36 \geq 1.00$$

Entonces:

$$V_n = 4 A_{nv} \sqrt{f' m}$$

$$V_n = 4(70 mm)(500 mm) \sqrt{4.9 Mpa}$$

$$V_n = 309903.21 N = 31.10 Tonf$$

$$V_n \geq V_u$$

Se justifica que la mayor resistencia al corte es suplida netamente por la mampostería, por lo que la ubicación de los dinteles horizontales está dentro de lo estipulado por la norma, en la parte superior e inferior de las aberturas y debe extenderse al menos 61 cm o 40 diámetros de varilla, pero por razones constructivas estos dinteles horizontales se extienden a lo largo de las paredes hasta interceptarse con los pilaretes.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE COSTOS

5.1.Introducción

Se conoce como sistema constructivo al conjunto de procedimientos que tiene como fin la construcción de una estructura. Para realizar un proyecto, es necesario tomar en cuenta las características particulares de la edificación.

Es necesario realizar algunos procedimientos previos para garantizar un fin adecuado en un proyecto, a continuación, se procederá a mencionarlos:

- Estudio de pre-factibilidad: aplicado a grandes o nuevos proyectos, consiste en una breve investigación sobre el marco de factores que pueden afectar el proyecto.
- Estudio de factibilidad: comprende las posibilidades económicas y las posibles fuentes de financiamiento, en conjunto con los estudios en detalle verificando las diferentes alternativas de diseño.
- Diseños finales: comprende la ingeniería en detalle, donde se elaboran los diferentes planos para la construcción, con especificaciones técnicas y se determinan los volúmenes de obra y los costos de proyecto.

En el capítulo 4 se realiza el diseño arquitectónico obteniéndose como resultado los planos estructurales de la edificación. En la ingeniería de detalle, el sistema constructivo forma parte de una serie de pasos de planificación y control de obras de Ingeniería, las cuales se dividen en las siguientes tres fases secuenciales:

1. Fase de planeación. - En esta fase se determina el conjunto de actividades que permitirán realizar la construcción de la edificación, para lograr de manera eficiente y segura que se economicen recursos.
2. Fase de programación. - En esta fase se organiza y se plantea un orden de trabajo, así como también se calculan los tiempos, para poder realizar la concatenación de actividades que permitan optimizar recursos.
3. Fase de control. -Esta fase permite tomar decisiones administrativas para mejorar la producción en el proceso de ejecución de obra

Para el presente trabajo solo se realizará la fase de planeación, para determinar las actividades que permiten llevar a cabo la construcción de la edificación, y se descarta las fases de programación y control, puesto que esto tiene que ver directamente con la construcción real del proyecto y se encuentra fuera del alcance del trabajo.

En la fase de planeación de debe tomar en cuenta los recursos necesarios para una planificación adecuada, estos pueden ser:

- ✓ Materiales: son considerados un elemento crítico en el proceso constructivo, por ende, se debe garantizar el flujo adecuado de materiales, estos pueden ser calculados en base a los planos propuestos del proyecto.
- ✓ Maquinaria y equipo: para determinados proyectos, el uso y la obtención de maquinarias y equipos especiales podrían ser una limitante en el momento de la construcción.
- ✓ Mano de obra: una adecuada distribución y un buen rendimiento del recurso humano puede llevar a un éxito económico, como también el cumplimiento de los tiempos en ejecución de obra.
- ✓ Tiempo: las correctas planeaciones de las actividades llevarán a una ejecución con un calendario y plazos estipulados, considerando que el tiempo es un valor fundamental e irrecuperable.

5.2. Composición de los precios unitarios

El presupuesto es un listado de las actividades a realizar, para poder culminar el proyecto analizado con sus cantidades y precios, y de esta manera conocer el precio que tendrá la construcción. Para la realización del presupuesto, es necesario contar con el análisis de precio unitario (APU) de los rubros y actividades que la constituyen.

“Al no existir dos procesos constructivos iguales, el intervenir la habilidad personal del operario, y basarse en condiciones promedio de consumo, insumos y desperdicios, permite asegurar que la evaluación monetaria del costo, no puede ser matemáticamente exacta” (Suarez C. , 2005)

Los presupuestos de obra y en general toda la planificación son aproximaciones, pero estas deben ser consideradas, ya que este es el parámetro principal para la realización de los contratos de construcción, lo que puede representar un beneficio o perjuicio para el contratista.

Ante lo expuesto, la creación de la lista de actividades es fundamental para la planificación del sistema constructivo, este a su vez va a depender de muchos factores, principalmente de los planos y el sistema estructural elegido. Por este motivo se ve imposible que dos sistemas diferentes lleguen a dos listas iguales. La lista de actividades se tiene que completar con las dependencias, las cuales son un orden inicial del proyecto el cual variará con el manejo de la ruta crítica.

Para el presente estudio se ha omitido las actividades comunes para ambos proyectos, estas actividades al ser iguales, tanto en costos y tiempo, estas no influirán en el objetivo de realizar el comparativo de costos. Existen muchas actividades necesarias, pero para este estudio no se han mencionado porque están enfocadas en actividades de producción y suministro generales de cualquier proyecto con los sistemas estructurales mencionados.

Una vez determinada la lista de actividades y sus precedentes, se procede a realizar la programación de proyecto, que analiza el orden que se puede desarrollar las actividades, mano de obra, tiempo, el costo de cada uno de los rubros. El resultado de todo este proceso es la elaboración del cronograma valorado, los cuales son datos fundamentales para la comparación del sistema estudiado de paneles portantes prefabricados y el sistema tradicional de pórticos.

5.3. Proceso constructivo para los diferentes sistemas

5.3.1. Sistema aporticado

Para el sistema constructivo de pórticos de hormigón armado se puede fraccionar en cinco grupos de actividades: Preliminares, movimiento de tierras, cimentación, edificación de la estructura, edificación de la mampostería e instalaciones; el enlucido, acabados, pintura, instalaciones de puertas y ventanas, no serán considerados para el estudio de este trabajo. En todos los sistemas se comienza desde la cimentación, iniciando con la excavación y fundición de los cimientos, seguido se las columnas, vigas y losa, con un proceso que se repite según el nivel de piso.

Todos los elementos estructurales están contruidos con hormigón armado, el cual requiere de un tiempo para que alcance su resistencia máxima, para alcanzar esa resistencia en menor tiempo, se podría utilizar aditivos acelerantes. Para este estudio se expone las actividades que se encuentran dentro de la ruta crítica, el sistema de pórticos, requiere de construir la mampostería después de terminada la estructura principal de la construcción, se puede comenzar con esta actividad después del proceso de fundición de la estructura, para optimizar los tiempos de construcción.

5.3.2. Sistema de muros de corte.

En el sistema de muros de corte, constituido por muros en un conjunto de paneles prefabricados estructurales compuesto de hormigón celular, con refuerzo horizontal y vertical a los constados de las aberturas y a distancias especificadas en la sección 3.3 de la norma ACI 530-11.

5.4. Presupuesto y Análisis de precios unitarios utilizados

El método para la determinación de los presupuestos para los dos métodos constructivos es el análisis de precios unitarios, en el cual se estima los precios de cada una de las actividades que componen el proceso constructivo de las construcciones. El presente trabajo tiene como objetivo calcular un presupuesto referencial de los sistemas a comparar, para esto es primordial el cálculo de los costos durante el proceso de planificación, para ello se considera los rubros de la ruta crítica, descartando los rubros y los precios unitarios que son comunes entre los dos sistemas, como por ejemplo, el enlucido de paredes, acabado final y cubierta, porque el único fin es la comparación de costos de los sistemas estructurales, también no se considera los gastos administrativos que son los costos indirectos.

Los costos directos a considerar en los precios unitarios son: Material, Mano de Obra y Equipo. No se considera el rubro de transporte porque es un rubro calculado en función de las características particulares de cada proyecto. Con la ejecución del diseño y los planos, se procede a calcular las cantidades y costos para cada uno de los sistemas constructivos.

5.4.1. Análisis para vivienda con pórticos de hormigón armado

Para iniciar el análisis se realizó la verificación de los planos, para determinar los rubros, en ambos proyectos se utilizaron los mismos planos arquitectónicos, teniendo variaciones principalmente en las actividades correspondientes a la estructura, así como ciertos rubros en albañilería.

Se desarrolló el análisis de precios unitarios y presupuesto utilizando el método tradicional de construcción de pórticos de hormigón armado y mampostería de bloque, para la vivienda de dos niveles. Es importante la utilización de los mismos parámetros para ambos sistemas constructivos.

Tabla 37: Tabla de cantidades, rubros y costos unitarios del sistema de pórticos

RUBRO No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	PRELIMINARES				365,20
1.1	LIMPIEZA MANUAL DE TERRENO	m2	55,00	1,30	71,50
1.2	REPLANTEO	m2	49,00	2,10	102,90
1.3	CERRAMIENTO PROVISIONAL H=2.40m	ml	8,00	23,85	190,80
2	MOVIMIENTOS DE TIERRAS				367,30
2.2	EXCAVACION MANUAL EN CIMIENTOS Y PLINTOS H=0,40	m3	14,00	13,32	186,48
2.3	RELLENO COMPACTADO CON EQUIPO LIVIANO	m3	9,80	11,45	112,21
2.4	DESALOJO DE MATERIALES CON VOLQUETA, CARGADA MANUAL	m3	18,20	3,77	68,61
3	CIMENTOS				1.989,64
3.1	REPLANTILLO H:S fc=140 Kg/cm2 e=5 cm	m3	0,33	110,00	36,30
3.2	HORMIGON CICLOPIO BAJO RIOSTRA fc=210 kg/cm2	m3	3,80	120,00	456,00
3.3	HORMIGON fc=240 Kg/cm2 PARA PLINTOS	m3	1,68	216,89	364,38
3.4	HORMIGON fc=240 Kg/cm2 PARA RIOSTRAS	m3	1,70	280,44	476,75
3.5	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 Kg/cm2 PARA RIOSTRAS Y PLINTOS	kg	223,20	2,94	656,21
4	ESTRUCTURA NIVEL +0,20				5.416,41
4.1	HORMIGON fc=240 Kg/cm2 EN COLUMNAS	m3	2,60	231,75	602,55
4.2	HORMIGON fc=240 Kg/cm2 EN VIGAS	m3	2,94	231,75	681,35
4.3	HORMIGON fc=240 Kg/cm2 PARA LOSA	m3	3,24	231,75	750,87
4.4	HORMIGON SIMPLE EN ESCALONES fc=210 Kg/cm2	m3	0,88	231,75	203,94
4.5	HORMIGON SIMPLE EN CONTRAPISO fc=210 Kg/cm2	m3	3,92	231,75	908,46
4.6	BLOQUES DE ALIVIANAMIENTO EN LOSAS	U	450,00	0,46	207,00
4.7	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 Kg/cm2 PARA VIGAS	kg	260,00	2,21	574,60
4.8	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 Kg/cm2 PARA COLUMNAS	kg	255,00	2,94	749,70
4.9	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 Kg/cm2 PARA LOSA (nervios)	kg	164,00	2,94	482,16
4.10	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 Kg/cm2 PARA ESCALERA	KG	87,00	2,94	255,78
7	MAMPOSTERIA NIVEL +0,20				3.350,74
7,3	MAMPOSTERIA CON BLOQUE CONVENCIONAL	m2	98,63	11,54	1.138,19
4	ESTRUCTURA NIVEL +2,80				1.518,44
4.1	HORMIGON fc=240 Kg/cm2 EN COLUMNAS	m3	0,96	247,16	237,27
4.2	HORMIGON fc=240 Kg/cm2 EN VIGAS	m3	1,75	261,05	456,84
4.6	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 Kg/cm2 PARA VIGAS	kg	189,00	2,21	417,69
4.7	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 Kg/cm2 PARA COLUMNAS	kg	184,00	2,21	406,64
7	MAMPOSTERIA NIVEL +2,80				1.383,85
7,3	MAMPOSTERIA CON BLOQUE CONVENCIONAL	m2	106,45	13,00	1.383,85
VALOR TOTAL PROYECTO					14.391,58

Elaboración: Franklin Reyes, Jaime Flores

5.4.2. Análisis para vivienda con muros de hormigón celular

El presupuesto está contemplado únicamente en la construcción de la vivienda, no se contempla la infraestructura terminada, solo en obra gris. El rubro con más incidencia tiene en este tipo de construcción, es la mampostería como era de esperarse, seguido por el armado de las pilaretes y los dinteles de hormigón armado.

Tabla 38: Tabla de cantidades, rubros y costos unitarios del sistema de muros ordinarios.

RUBRO No.	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO TOTAL
1	PRELIMINARES				365,28
1.1	LIMPIEZA MANUAL DE TERRENO	m2	55,00	1,30	71,50
1.2	TRAZADO Y REPLANTEO	m2	49,00	2,10	102,90
1.3	CERRAMIENTO PROVISIONAL H=2.40m	ml	8,00	23,86	190,88
2	MOVIMIENTOS DE TIERRAS				252,13
2.2	EXCAVACION MANUAL EN CIMIENTOS Y PLINTOS H=0,40	m3	7,68	13,32	102,30
2.3	RELLENO HIDRATADO Y COMPACTADO CON EQUIPO LIVIANO	m3	9,80	11,45	112,21
2.4	DESALOJO DE MATERIALES CON VOLQUETA, CARGADA MANUAL	m3	9,98	3,77	37,62
3	CIMIENTOS				2.063,36
3.1	REPLANTILLO H:S fc=140 Kg/cm2 e=5 cm	m3	0,63	155,58	98,02
3.2	HORMIGON CICLOPIO BAJO RIOSTRA fc=210 kg/cm2	m3	1,26	102,28	128,87
3.3	HORMIGON fc=240 Kg/cm2 PARA PLINTOS	m3	3,36	216,89	728,75
3.4	HORMIGON fc=240 Kg/cm2 PARA RIOSTRAS	m3	1,61	280,44	451,51
3.5	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 Kg/cm2 PARA RIOSTRAS Y PLINTOS	kg	223,20	2,94	656,21
4	ESTRUCTURA NIVEL +0,20				3.487,96
4.1	HORMIGON fc=240 Kg/cm2 EN PILARETES (0,15m x 0,15m)	m3	0,74	231,75	171,50
4.2	HORMIGON fc=240 Kg/cm2 EN DINTELES (0,07cm x 0,05 cm)	m3	1,17	231,75	271,15
4.3	HORMIGON fc=240 Kg/cm2 PARA LOSA	m3	3,12	231,75	723,06
4.4	HORMIGON SIMPLE EN ESCALONES fc=210 Kg/cm2	m3	0,88	231,75	202,78
4.5	HORMIGON SIMPLE EN CONTRAPISO fc=210 Kg/cm2	m3	3,92	135,80	532,34
4.6	BLOQUES DE ALIVIANAMIENTO EN LOSAS	U	450,00	0,46	207,00
4.7	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 Kg/cm2 PARA VIGAS	kg	85,38	2,94	251,02
4.8	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 Kg/cm2 PARA PILARETES	kg	133,05	2,94	391,17
4.9	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 Kg/cm2 PARA LOSA (nervios)	kg	164,00	2,94	482,16
4.10	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 Kg/cm2 PARA ESCALERA	KG	87,00	2,94	255,78
7	MAMPOSTERIA NIVEL +0,20				3.738,46
7,3	MAMPOSTERIA CON PANELES DE MORTERO CELULAR	m2	98,63	26,24	2.588,05
4	ESTRUCTURA NIVEL +2,80				882,73
4.1	HORMIGON fc=240 Kg/cm2 EN PILARETES (0,15m x 0,15m)	m3	0,78	231,75	180,77
4.2	HORMIGON fc=240 Kg/cm2 EN DINTELES	m3	0,38	231,75	86,91
4.6	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 Kg/cm2 PARA DINTELES	kg	72,82	2,94	214,09
4.7	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 Kg/cm2 PARA PILARETES	kg	136,38	2,94	400,96
7	MAMPOSTERIA NIVEL +2,80				2.793,25
7,3	MAMPOSTERIA CON PANELES DE MORTERO CELULAR	m2	106,45	26,24	2.793,25
VALOR TOTAL PROYECTO					9.844,71

Elaboración: Franklin Reyes, Jaime Flores

5.4.3. Comparación de resultados de costo-presupuesto

La diferencia entre los dos sistemas mencionados, se encuentra en los rubros que corresponde a la estructura y la albañilería. Dentro de la estructura, las diferencias inician desde la cimentación, debido a que las cargas de los pórticos se transmiten al suelo de una manera puntual por las columnas, por lo que se deben construir, que estos a su vez

demanda una mayor cantidad de excavación, hormigón y acero. Por otro lado, en la mampostería estructural son los muros, los que transmiten en un área más grande los esfuerzos de suelo, por lo que se consideró construir zapatas corridas.

En la parte estructural, los pórticos de hormigón armado se forman con vigas, columnas y losas, lo que representan un representativo volumen de hormigón y una considerable cantidad de acero. Para el diseño de vivienda de muros de corte, estos reciben los esfuerzos y conlleva a una reducción en la sección de los elementos conformantes del pórtico, que serán denominados pilaretes y dinteles respectivamente, por lo que se utilizará menos volumen de hormigón convencional.

En el trabajo de albañilería las diferencias entre los dos sistemas consiste principalmente en el enlucido de las paredes, los paneles de mampostería estructural al estar expuesto a esfuerzos son más resistentes, estas son de una composición porosa, pero sus caras son más regulares, por lo que se puede ahorrar el trabajo de enlucido, y dejar la vivienda en “muro vista”, en cambio, los bloques utilizados en el sistema de pórticos son de trabajo artesanal, lo que conlleva un mayor trabajo para dar el acabado final, esto se ve reflejado en el enlucido, empastado y pintado.

CAPÍTULO 6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones

- La propuesta de diseño definidas por las normas ACI – 530 – 11 define cuantías del acero de refuerzo mínimas que da como resultado un comportamiento estructural seguro porque al terremoto de diseño no se espera fluencia del acero y demanda de ductilidad. Se espera daño estructural pequeño caracterizado por agrietamiento de paneles críticos con transferencia de esfuerzo al acero en estado elástico. Esto es conservador, pero permite asegurar un efectivo control de daño y estabilidad.
- Al clasificar el sistema como muro prefabricado ordinario de corte dentro de la norma ASCE/SEI 7-16, permite que la rigidez y resistencia de los muros se aprovechen manteniendo el diseño con cantidades mínimas de acero, sin especificaciones de detalles dúctiles lo cual economiza costo del acero.
- Las cantidades mínimas de refuerzo para los muros establecidas en la norma ACI – 530 – 11 para este sistema adoptado están holgadas para la demanda sísmica con $R=3$ con el cual fue diseñado, pero debidamente conservadoras para $R=5$ o un sismo sin factor de reducción de demanda.
- Los resultados de derivas presentadas (0.06% en X y 0.04% en Y) en el análisis están muy en exceso de límite permitido por NEC-2015, esto muestra el excelente desempeño del material dentro del rango elástico para las secciones definidas y su control de daño con comportamiento elástico.
- Un sistema de muros conformado por paneles de mortero celular en comparación con un sistema convencional de pórticos de hormigón armado y mampostería de bloques, resulta ser más económico en un 31%, constructivamente viable y optimo en desempeño sísmico.

6.2.Recomendaciones

- La norma NEC -2015 de mampostería produce cuantías de acero exageradas, se recomienda diseñar con ACI 530-11 para un diseño económico con cuantías mínimas.
- Para el proceso constructivo se recomienda la prefabricación de los muros para cuestiones de reducción de costo del mismo.
- Se recomienda aumentar niveles de piso en este sistema luego de un análisis matemático respectivo para un nuevo estado estructural adecuado a mayores cargas.
- Se recomienda realizar test de carga lateral cíclica (sísmica) axial – flexión y corte para estudiar el desempeño real de los muros a mecanismos gobernantes de diseño:
 - Cortante en el alma del muro
 - Axial – flexión del muro como columnas con cargas en su plano
 - Pandeo por esbeltez para flexión fuera de su plano
- Se recomienda un modelamiento matemático de efectos de esbeltez y pandeo fuera de plano para muros de menor espesor

Bibliografía

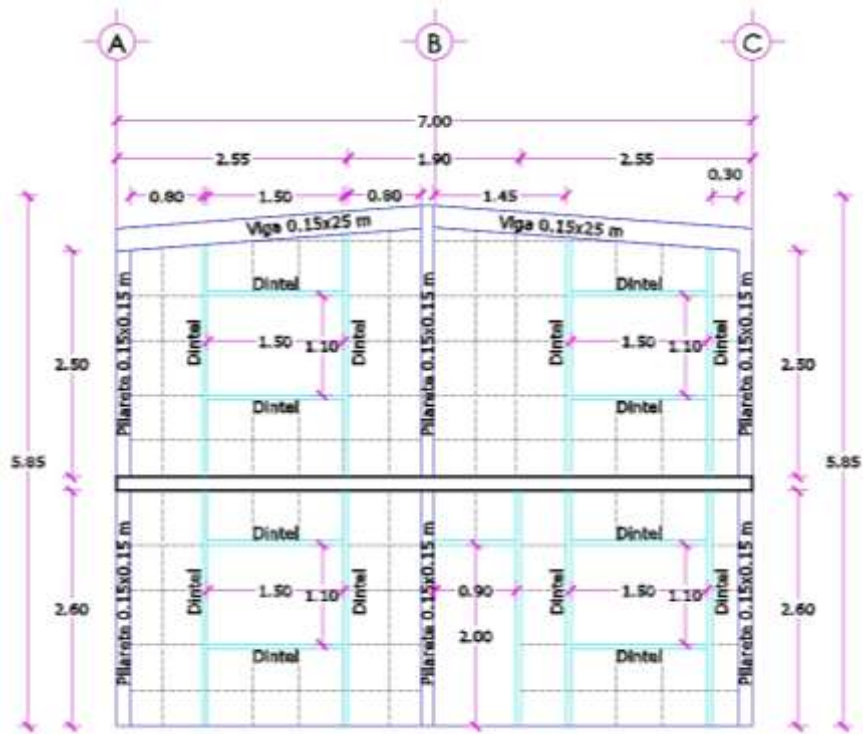
- Eduardo Reinoso Angúlo, & Pablo Quinde Martínez. (Junio de 2016). Estudio de peligro sísmico de Ecuador y propuesta de espectros de diseño para la Ciudad de Cuenca. México.
- Ing. Jaime Argudo MsC. (30 de Noviembre de 2017). *Argudo and Associates Structural & Geotechnical Engineering*. Obtenido de El simulacro, los sismos y las predicciones: <http://jaimeargudo.com/simulacro-los-sismos-las-predicciones/>
- American Concrete Institute. (2014). *ACI 318S-14*. Estados Unidos: American Concrete Institute.
- ASCE/SEI 7-10. (2017). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures ASCE/SEI 7-16*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers.
- Diario ABC. (28 de noviembre de 2018). *El mapa de los países mas peligrosos en 2018*. Obtenido de ABC Internacional: https://www.abc.es/internacional/abci-mapa-paises-mas-peligrosos-2018-201811271450_noticia.html
- INSTITUTO NACIONAL GEOFISICO ESCUELA POLITECNICA. (2016). *OBSERVACIONES DEL SISMO DEL 16 DE ABRIL DE 2016 DE MAGNITUD MW 7.8. INTENSIDADES Y ACELERACIONES*. QUITO: INSTITUTO GEOFISICO ESCUELA POLITECNICA NACIONAL.
- Jack C. McCormac - Russell H. Brown. (2011). *Diseño de Concreto Reforzado*. MEXICO: ALFAOMEGA.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). Norma Ecuatoriana de la Construcción. *Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente* (pág. 59). Quito: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-SE-DS. (2015). *CARGAS SISMICAS, DISEÑO SISMORESISTENTE*. Quito, Ecuador: Direccion de Comunicacion Social, MIDUVI.
- Oswaldo Xavier Cortez Latorrie, & María Verónica Sotomayor Grijalva. (marzo de 2007). *Aplicacion del Método de Elementos Finitos y Programas Computacionales en el Diseño Estructural de un Galpón para el taller de la empresa Procopet S.A*. Quito, Ecuador.
- Ovando Vacarezza , G., Lauret Aguirregabiria, B., Pérez-Pujazón Millán, B., & Castañeda Vergara, E. (2016). *La construcción modular ligera con módulos tridimensionales, antecedentes y situacion actual*.
- Sanjuán Barbudo, M., & Chinchón Yepes, S. (2004). *El cemento portland, fabricación y expedición* . España: TD, text docent.
- Sociedad Americana de Ingenieria Estructural . (2003). Edificaciones de mampostería para vivienda. En H. Gallegos, & H. Ramírez de Alba, *La Estructura de Mampostería* (págs. 3-20). Mexico, D.F.: Fundación ICA, A.C.

- Sociedad Mexicana de Manpostería Estructural, Fundación ICA. (2003). *Edificaciones de Manpostería para Vivienda*. México: Fundación ICA, A.C.
- Suarez, C. (2005). *Costos y tiempo en edificación 3era edicion*. Mexico: Limusa.
- Suarez, J. M. (2018). *NALISIS COMPARATIVO DE LOS EFECTOS DEL AGUA DE MAR Y DE CAL EN LA ESTABILIZACIONDE SUELOS ARCILLOSOS EN CALLES QUE CONFORMANEL BARRIO 2 DE NOVIEMBRE DE LA COMUNA ENGABAO PERTENECIENTE AL CANTON PLAYAS PROVINCIA DEL GUAYAS*. Guayaquil.
- TMS 402-11/ACI 530-11/ASCE 5-11. (2011). *Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures*. United States of America: TMS.

ANEXOS

1. Diseño estructural de vivienda con mampostería de hormigón celular

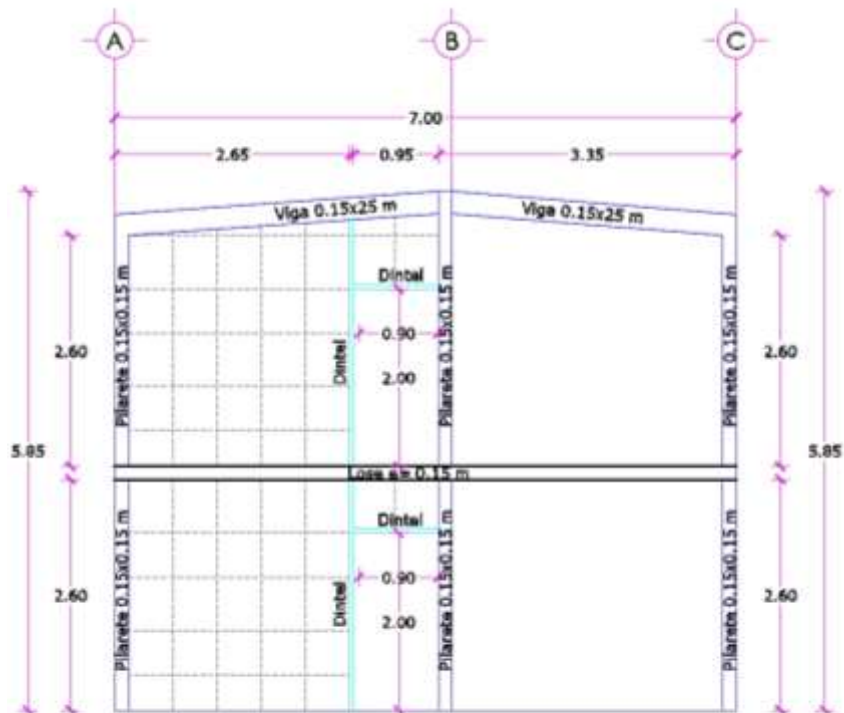
Anexo 1: Alzado de eje "1"



ALZADO EJE "1" PLANO (X, Z)

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

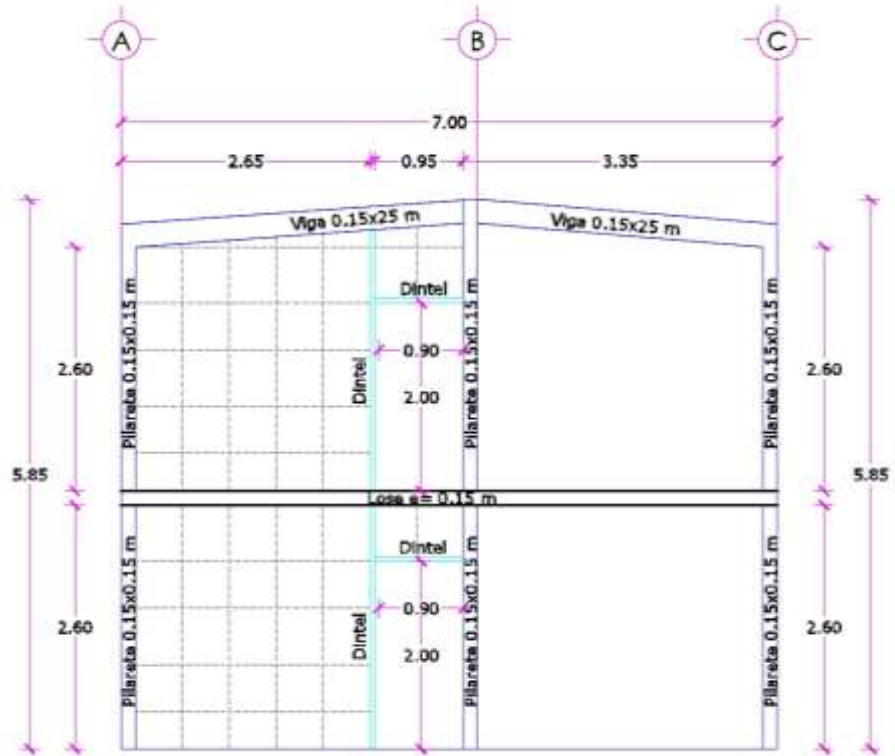
Anexo 2: Alzado de eje "2"



ALZADO EJE "2" PLANO (X, Z)

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

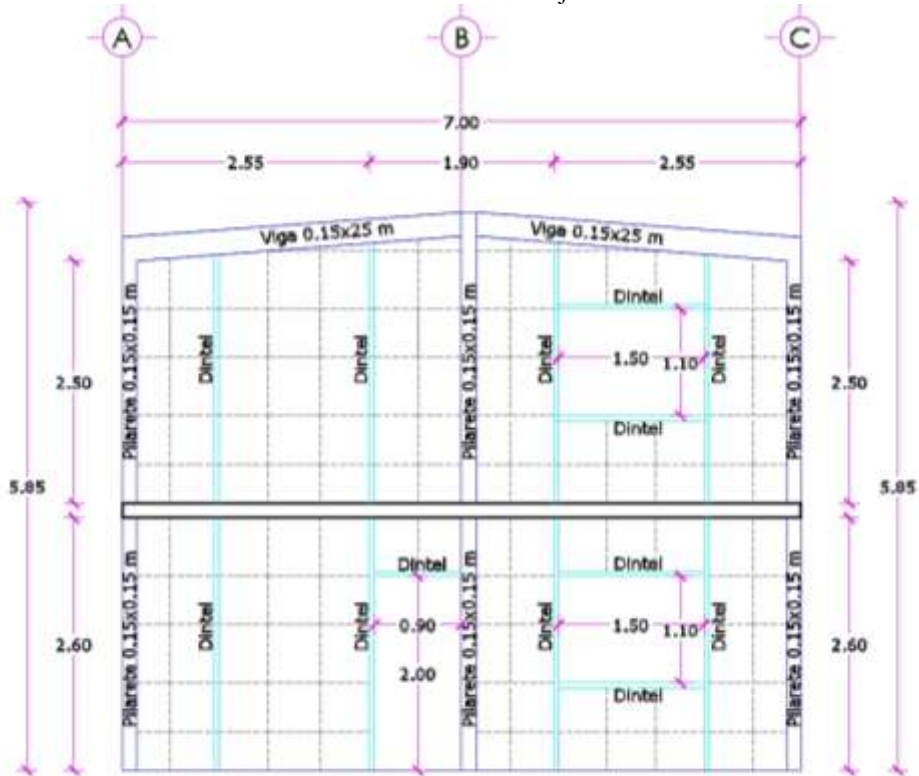
Anexo 3: Alzado de eje "3"



ALZADO EJE "3" PLANO (X, Z)

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

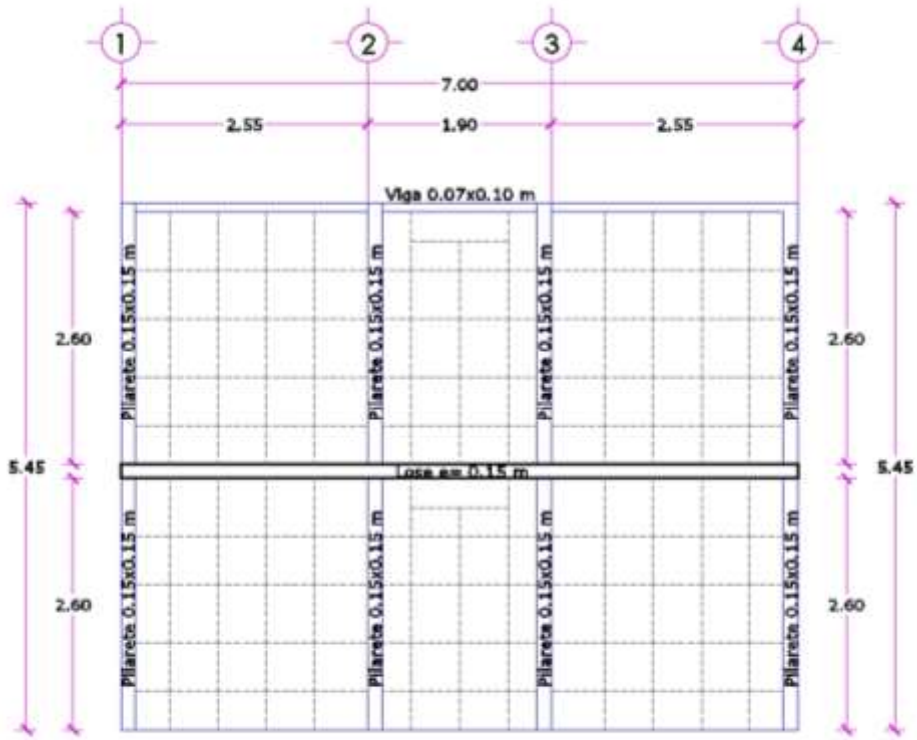
Anexo 4: Alzado de eje "4"



ALZADO EJE "4" PLANO (X, Z)

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

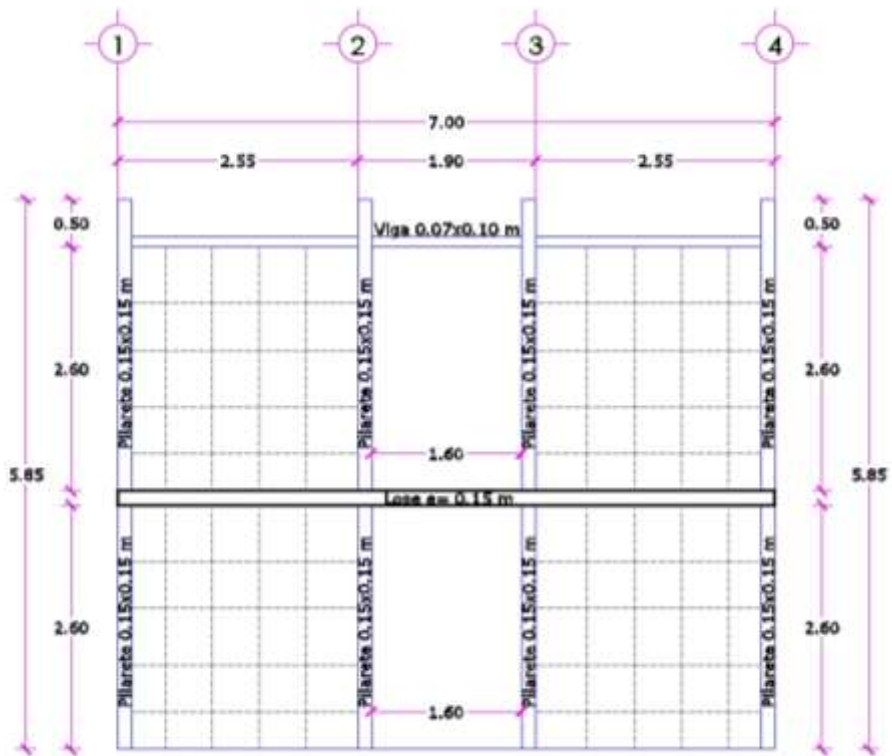
Anexo 5: Alzado de eje "A"



ALZADO EJE "A" PLANO (Y, Z)

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

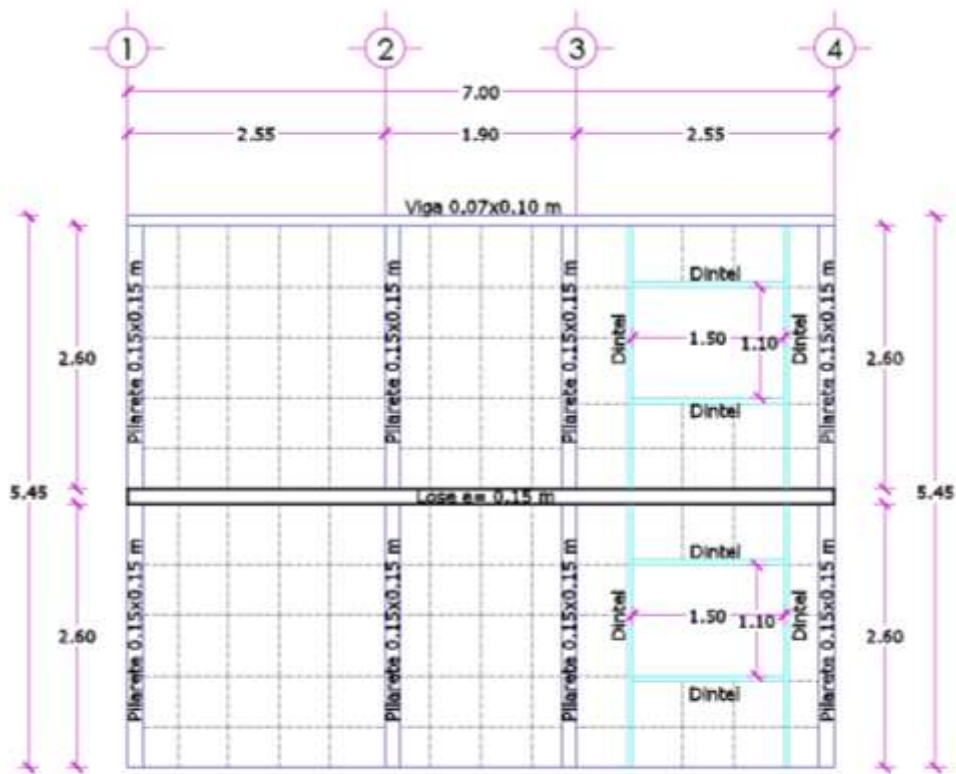
Anexo 6: Alzado de eje "B"



ALZADO EJE "B" PLANO (Y, Z)

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

Anexo 7: Alzado de eje "C"



ALZADO EJE "C" PLANO (Y, Z)

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

2. Análisis de precios unitarios para vivienda construida con pórticos.

Anexo 8: APU limpieza y desbroce

RUBRO:	LIMPIEZA Y DESBROCE				UNIDAD:	m ²
					Nº:	1
EQUIPO						
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	REN/HORA	C. TOTAL	
1	RETROEXCAVADORA	1	30.00	0.032	0.96	
2	HERRAMIENTA MENOR 5% MANO DE OBRA				0.01	
					SUBTOTAL	0.97
MANO DE OBRA						
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORN/HORA	REN.U/HORA	C. TOTAL	
1	PEON	1	3.60	0.032	0.12	
					SUBTOTAL	0.12
MATERIAL						
Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	C. TOTAL	
					SUBTOTAL	0.00
					COSTO UNIT. DIRECTO	1.08
					COSTO UNIT. INDIRECTO (20%)	0.22
					COSTO TOTAL	1.30

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

Anexo 9: APU trazado y replanteo

RUBRO:	TRAZADO Y REPLANTEO				UNIDAD:	m2
					Nº:	2
EQUIPO						
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	REN/HORA	C. TOTAL	
1	EQUIPO TOPOGRAFICO	1	5.00	0.1	0.5	
2	HERRAMIENTA MENOR 5% MANO DE OBRA				0.05	
					SUBTOTAL	0.55
MANO DE OBRA						
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORN/HORA	REN.U/HORA	C. TOTAL	
1	PEON	1	3.60	0.1	0.36	
2	TOPOGRAFO: TITULO EXPER.MAYOR A 5 AÑOS	1	4.04	0.1	0.40	
3	CADENERO	1	2.81	0.1	0.28	
					SUBTOTAL	1.05
MATERIAL						
Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	C. TOTAL	
1	ESTACAS	U	1.00	0.15	0.15	
2	CLAVOS	KG	0.05	1	0.05	
					SUBTOTAL	0.15
					COSTO UNIT. DIRECTO	1.75
					COSTO UNIT. INDIRECTO (20%)	0.35
					COSTO TOTAL	2.10

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

Anexo 10: APU cerramiento provisional

RUBRO:	CERRAMIENTO PROVISIONAL H=2.40M				UNIDAD:	ML
					Nº:	3
EQUIPO						
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	REN/HORA	C. TOTAL	
1	HERRAMIENTA MENOR 5% MANO DE OBRA	1			0.04	
					SUBTOTAL	0.04
MANO DE OBRA						
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORN/HORA	REN.U/HORA	C. TOTAL	
1	PEON	1	3.60	0.11	0.41	
2	ALBAÑIL	1	3.65	0.11	0.42	
					SUBTOTAL	0.83
MATERIAL						
Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	C. TOTAL	
1	CLAVOS 2"-3 1/2"	kg	1.50	1.60	2.40	
2	ZINC	M2	1.00	9.11	9.11	
3	TABLA PARA ENCOFRADO DE 0.20X2.50M	UNIDAD	1.00	3.50	3.50	
4	CAÑA LONGITUD = 2.80	UNIDAD	1.00	4.00	4.00	
					SUBTOTAL	19.01
					COSTO UNIT. DIRECTO	19.88
					COSTO UNIT. INDIRECTO (20%)	3.98
					COSTO TOTAL	23.86

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

Anexo 11: APU excavación a mano

RUBRO:	EXCAVACION A MANO (0,00m - 1,00m)				UNIDAD:	m3
					Nº:	4
EQUIPO						
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	REN/HORA	C. TOTAL	
1	HERRAMIENTA MENOR 5% MANO DE OBRA				0.53	
					SUBTOTAL	0.53
MANO DE OBRA						
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORN/HORA	REN.U/HORA	C. TOTAL	
1	PEON	1	3.60	2.67	9.60	
2	MAESTRO	1	3.65	0.27	0.97	
					SUBTOTAL	10.57
MATERIAL						
Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	C. TOTAL	
					0.00	
					SUBTOTAL	0.00
					COSTO UNIT. DIRECTO	11.10
					COSTO UNIT. INDIRECTO (20%)	2.22
					COSTO TOTAL	13.32

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

Anexo 12: APU Relleno hidratado y compactado

RUBRO:	RELLENO HIDRATADO Y COMPACTADO				UNIDAD:	m3
					Nº:	5
EQUIPO						
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	REN/HORA	C. TOTAL	
1	RETROEXCAVADORA	1	30.00	0.032	0.96	
2	RODILLO LISO DE 12 TONELADAS	1	50.00	0.032	1.60	
3	HERRAMIENTA MENOR 5% MANO DE OBRA				0.01	
					SUBTOTAL	2.57
MANO DE OBRA						
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORN/HORA	REN.U/HORA	C. TOTAL	
1	PEON	1	3.60	0.068	0.24	
2	MAESTRO	1	3.65	0.007	0.02	
					SUBTOTAL	0.27
MATERIAL						
Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	C. TOTAL	
1	CASCAJO IMPORTADO	m3	1.30	5.00	6.50	
2	AGUA	m3	0.032	6.25	0.20	
					SUBTOTAL	6.70
					COSTO UNIT. DIRECTO	9.54
					COSTO UNIT. INDIRECTO (20%)	1.91
					COSTO TOTAL	11.45

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

Anexo 13:: APU Desalojo de materiales con maquinaria

RUBRO:	DESALOJO DE MATERIALES A MAQUINA			UNIDAD:	M3
				Nº:	6
EQUIPO					
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	REN/HORA	C. TOTAL
1	HERRAMIENTA MENOR 5% MANO DE OBRA	1			0.03
2	RETROEXCAVADORA 75 HP	1	35.00	0.04	1.40
3	VOLQUETA 8M3	1	30.00	0.04	1.20
				SUBTOTAL	2.63
MANO DE OBRA					
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORN/HORA	REN.U/HORA	C. TOTAL
1	PEON	1	3.60	0.04	0.14
2	AYUDANTE DE OPERADOR DE EQUIPO	1	4.04	0.04	0.16
	CHOFER DE VOLQUETAS	1	5.29	0.04	0.21
				SUBTOTAL	0.52
MATERIAL					
Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	C. TOTAL
					0.00
				SUBTOTAL	0.00
				COSTO UNIT. DIRECTO	3.14
				COSTO UNIT. INDIRECTO (20%)	0.63
				COSTO TOTAL	3.77

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

Anexo 14: APU Replanteo f'c = 140kg/cm2

				Nº:	7
EQUIPO					
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	REN/HORA	C. TOTAL
1	HERRAMIENTA MENOR 5% MANO DE OBRA	1			0,50
2	CONCRETERA (1SACO)	1	4,00	0,89	3,56
				SUBTOTAL	4,06
MANO DE OBRA					
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORN/HORA	REN.U/HORA	C. TOTAL
1	PEON	1	3,60	0,89	3,20
2	ALBAÑIL	1	3,65	0,89	3,24
3	MAESTRO DE OBRA	1	4,04	0,89	3,59
				SUBTOTAL	10,04
MATERIAL					
Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	C. TOTAL
1	CEMENTO	SACO	6,00	8,00	48,00
2	ARENA GRUESA	M3	0,60	18,00	10,80
3	PIEDRA 3/4"	M3	1,00	18,00	18,00
				SUBTOTAL	76,80
				COSTO UNIT. DIRECTO	90,89
				COSTO UNIT. INDIRECTO (20%)	18,18
				COSTO TOTAL	109,07

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

Anexo 15: APU Muro de piedra base

RUBRO:	HORMIGÓN CICLÓPEO BAJO RIOSTRA F'C =210 KG/CM2	UNIDAD:	m3		
		Nº:	8		
EQUIPO					
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	REN/HORA	C. TOTAL
1	CONCRETERA	1	5,00	0,60	3,00
2	HERRAMIENTA MENOR 5% MANO DE OBRA				2,03
				SUBTOTAL	5,03
MANO DE OBRA					
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORN/HORA	REN.U/HORA	C. TOTAL
1	PEON	6	3,60	1,23	26,58
2	ALBAÑIL	3	3,65	1,23	13,48
3	MAESTRO	1	4,04	0,12	0,50
				SUBTOTAL	40,56
MATERIAL					
Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	C. TOTAL
1	CEMENTO	SACO	3,00	8,00	24,00
2	PIEDRA DE 3/4"	m3	0,27	23,90	6,45
3	ARENA GRUESA	m3	0,18	18,00	3,24
4	AGUA	m3	0,06	1,00	0,06
5	PIEDRA BASE	m3	1,30	16,00	20,80
				SUBTOTAL	54,55
				COSTO UNIT. DIRECTO	100,14
				COSTO UNIT. INDIRECTO (20%)	20,03
				COSTO TOTAL	120,17

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

Anexo 16: APU Hormigón simple para plinto f'c = 240 kg/cm2

RUBRO:	HORMIGON SIMPLE PARA PLINTO F'c=240 kg/cm2	UNIDAD:	m3		
		Nº:	8		
EQUIPO					
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	REN/HORA	C. TOTAL
1	CONCRETERA	1	5.00	2.00	10.00
2	VIBRADOR	1	5.00	2.00	10.00
3	HERRAMIENTA MENOR 5% MANO DE OBRA				2.93
				SUBTOTAL	22.93
MANO DE OBRA					
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORN/HORA	REN.U/HORA	C. TOTAL
1	PEON	6	3.60	2.00	43.20
3	ALBAÑIL	2	3.65	2.00	14.60
5	MAESTRO	1	4.04	0.20	0.81
				SUBTOTAL	58.61
MATERIAL					
Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	C. TOTAL
1	CEMENTO	SACO	8.00	8.00	64.00
2	PIEDRA DE 3/4"	m3	0.90	18.00	16.20
3	ARENA GRUESA	m3	0.60	18.00	10.80
4	AGUA	m3	0.20	1.00	0.20
6	ADITIVO	lt	4.00	2.00	8.00
				SUBTOTAL	99.20
				COSTO UNIT. DIRECTO	180.74
				COSTO UNIT. INDIRECTO (20%)	36.15
				COSTO TOTAL	216.89

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

Anexo 17: APU Hormigón simple para riostra $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$

RUBRO:	HORMIGON SIMPLE PARA RIOSTRA (INCLUYE ENCOFRADO) $f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$	UNIDAD:	m3		
		Nº:	9		
EQUIPO					
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	REN/HORA	C. TOTAL
1	CONCRETERA	1	5.00	0.00	0.00
2	VIBRADOR	1	5.00	0.00	0.00
3	HERRAMIENTA MENOR 5% MANO DE OBRA				4.00
SUBTOTAL					4.00
MANO DE OBRA					
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORN/HORA	REN.U/HORA	C. TOTAL
1	PEON	6	2.81	2.00	33.72
3	AYUDANTE DE CARPINTERO	1	2.81	2.33	6.56
4	ALBAÑIL	4	3.75	2.00	30.00
6	CARPINTERO	1	3.75	2.33	8.75
7	MAESTRO	1	4.69	0.20	0.94
SUBTOTAL					79.96
MATERIAL					
Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	C. TOTAL
1	CEMENTO	SACO	8.00	8.00	64.00
2	PIEDRA DE 3/4"	m3	0.90	18.00	16.20
3	ARENA GRUESA	m3	0.60	18.00	10.80
4	AGUA	m3	0.20	1.00	0.20
	ADITIVO	lt	4.00	2.00	8.00
7	CLAVOS	kg	3.66	1.00	3.66
9	TABLAS	UNIDAD	4.17	4.50	18.75
10	TIRAS	UNIDAD	6.25	1.50	9.38
11	CUARTONES	UNIDAD	6.25	3.00	18.75
SUBTOTAL					149.74
COSTO UNIT. DIRECTO					233.70
COSTO UNIT. INDIRECTO (2%)					46.74
COSTO TOTAL					280.44

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

Anexo 18:: APU Acero de refuerzo para plintos y riostra $f'c = 4200 \text{ kg/cm}^2$

RUBRO:		ACERO DE REFUERZO PARA PLINTOS Y RIOSTRAS $F'c=4200$ KG/CM2			UNIDAD:	KG
					Nº:	10
EQUIPO						
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	REN/HORA	C. TOTAL	
1	HERRAMIENTA MENOR 5% MANO DE OBRA	1			0.00	
					SUBTOTAL	0.00
MANO DE OBRA						
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORN/HORA	REN.U/HORA	C. TOTAL	
1	PEON	1	3.60	0.01	0.04	
2	FIERRERO	1	3.65	0.01	0.04	
					SUBTOTAL	0.07
MATERIAL						
Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	C. TOTAL	
1	ALAMBRE	LB	0.05	1.30	0.07	
2	ACERO DE REFUERZO 4200 KG/CM2	KG	1.05	2.20	2.31	
					SUBTOTAL	2.38
					COSTO UNIT. DIRECTO	2.45
					COSTO UNIT. INDIRECTO (20%)	0.49
					COSTO TOTAL	2.94

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

Anexo 19: APU Hormigón simple para columnas, vigas y losa $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

RUBRO:		HORMIGON SIMPLE PARA COLUMNAS, VIGAS Y LOSA $F'c=210 \text{ kg/cm}^2$			UNIDAD:	m3
					Nº:	11
EQUIPO						
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	REN/HORA	C. TOTAL	
1	CONCRETERA	1	5.00	2.50	12.50	
2	VIBRADOR	1	5.00	2.50	12.50	
3	HERRAMIENTA MENOR 5% MANO DE OBRA				3.66	
					SUBTOTAL	28.66
MANO DE OBRA						
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORN/HORA	REN.U/HORA	C. TOTAL	
1	PEON	6	3.60	2.50	54.00	
3	ALBAÑIL	2	3.65	2.50	18.25	
5	MAESTRO	1	4.04	0.25	1.01	
					SUBTOTAL	73.26
MATERIAL						
Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	C. TOTAL	
1	CEMENTO	SACO	7.00	8.00	56.00	
2	PIEDRA DE 3/4"	m3	0.90	18.00	16.20	
3	ARENA GRUESA	m3	0.60	18.00	10.80	
4	AGUA	m3	0.20	1.00	0.20	
6	ADITIVO	lt	4.00	2.00	8.00	
					SUBTOTAL	91.20
					COSTO UNIT. DIRECTO	193.12
					COSTO UNIT. INDIRECTO (20%)	38.62
					COSTO TOTAL	231.75

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

Anexo 20: APU Losa alivianada $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, $E = 15\text{cm}$

RUBRO:	LOSA ALIVIANADA H.A. F'C 210 KG/CM2 E=15CM	UNIDAD:	m2		
		Nº:	12		
EQUIPO					
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	REN/HORA	C. TOTAL
1	HERRAMIENTA MENOR 5% MANO DE OBRA	1			0.58
2	CONCRETERA	1	5.00	0.08	0.40
	WINCHA	1	5.00	0.08	0.40
3	VIBRADOR	1	10.00	0.08	0.80
				SUBTOTAL	2.18
MANO DE OBRA					
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORN/HORA	REN.U/HORA	C. TOTAL
1	ALBAÑIL	7.000	3.65	0.08	2.04
2	PEON	8.000	3.60	0.08	2.30
	FIERRERO	1.000	3.65	0.75	2.74
	AYUDANTE DE FIERRERO	1.000	3.60	0.75	2.70
	MAESTRO	1.000	4.04	0.10	0.40
	CURADOR	1.000	3.60	0.15	0.54
	PEON COLOCADOR DE BLOQUE	2.000	3.60	0.12	0.86
				SUBTOTAL	11.59
MATERIAL					
Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	C. TOTAL
1	CEMENTO	SACO	1.04	8.00	8.32
2	ARENA	M3	0.08	18.00	1.44
3	PIEDRA 3/4	M3	0.12	23.00	2.76
4	VARILLA 12MM	KG	2.84	1.00	2.84
	VARILLA 10MM	KG	0.58	1.00	0.58
5	VARILLA DE 10MM	KG	4.80	1.00	4.80
6	ALAMBRE	KG	0.25	0.80	0.20
7	ENCOFRADO	M2	1.00	5.00	5.00
8	ADITIVO	KG	0.50	2.00	1.00
9	BLOQUE PIEDRA POME 0.15M	UD	7.02	0.50	3.51
				SUBTOTAL	30.45
				COSTO UNIT. DIRECTO	44.22
				COSTO UNIT. INDIRECTO (20%)	8.84
				COSTO TOTAL	53.07

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

Anexo 21: APU Acero de refuerzo para vigas, columnas, escalera $f'c = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

RUBRO:	ACERO DE REFUERZO PARA VIGAS, COLUMNAS, ESCALERA			UNIDAD:	KG
	F'c=4200 KG/CM2			Nº:	13
EQUIPO					
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	REN/HORA	C. TOTAL
1	HERRAMIENTA MENOR 5% MANO DE OBRA	1			0.00
				SUBTOTAL	0.00
MANO DE OBRA					
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORN/HORA	REN.U/HORA	C. TOTAL
1	PEON	1	3.60	0.01	0.04
2	FIERRERO	1	3.65	0.01	0.04
				SUBTOTAL	0.07
MATERIAL					
Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	C. TOTAL
1	ALAMBRE	LB	0.05	1.30	0.07
2	ACERO DE REFUERZO 4200 KG/CM2	KG	1.05	2.20	2.31
				SUBTOTAL	2.38
				COSTO UNIT. DIRECTO	2.45
				COSTO UNIT. INDIRECTO (20%)	0.49
				COSTO TOTAL	2.94

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

Anexo 22: APU Mampostería de bloque

RUBRO:	MANPOSTERIA DE BLOQUE CONVENCIONAL			UNIDAD:	m2
				Nº:	14
EQUIPO					
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	REN/HORA	C. TOTAL
1	HERRAMIENTA MENOR 5% MANO DE OBRA				0,09
				SUBTOTAL	0,09
MANO DE OBRA					
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORN/HORA	REN.U/HORA	C. TOTAL
1	PEON	1	3,60	0,148	0,53
2	ALBAÑIL	1	3,65	0,296	1,08
3	MAESTRO	1	4,04	0,030	0,12
				SUBTOTAL	1,73
MATERIAL					
Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	C. TOTAL
1	BLOQUE PL9	UNIDAD	13	0,50	6,50
2	CEMENTO	SACO	0,2	8,00	1,60
3	ARENA	m3	0,03	18,00	0,45
4	AGUA	m3	0,020	1,00	0,02
				SUBTOTAL	8,57
				COSTO UNIT. DIRECTO	10,39
				COSTO UNIT. INDIRECTO	2,60
				COSTO TOTAL	12,99

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

Anexo 23: APU Mampostería con paneles de mortero celular

RUBRO:	MANPOSTERIA CON PANELES DE MORTERO CELULAR	UNIDAD:	m2		
		Nº:	15		
EQUIPO					
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	REN/HORA	C. TOTAL
1	HERRAMIENTA MENOR 5% MANO DE OBRA				0.06
				SUBTOTAL	0.06
MANO DE OBRA					
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORN/HORA	REN.U/HORA	C. TOTAL
1	PEON	1	3.60	0.067	0.24
2	ALBAÑIL	1	3.65	0.133	0.49
3	MAESTRO	1	4.04	0.133	0.54
				SUBTOTAL	1.27
MATERIAL					
Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	C. TOTAL
1	PANEL PREFABRICADO	UNIDAD	4	4.80	19.20
2	CEMENTO	SACO	0.01	8.00	0.08
3	ARENA	m3	0.02	18.00	0.36
4	AGUA	m3	0.020	1.00	0.02
				SUBTOTAL	19.66
				COSTO UNIT. DIRECTO	20.99
				COSTO UNIT. INDIRECTO (20%)	5.25
				COSTO TOTAL	26.24

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores

Anexo 24: APU Dinteles de mortero 0,07 x 0,05 m

RUBRO:	DINTELES DE MORTERO 0.07X0.05M	UNIDAD:	ML		
		Nº:	16		
EQUIPO					
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	REN/HORA	C. TOTAL
1	HERRAMIENTA MENOR 5% MANO DE OBRA				0.01
				SUBTOTAL	0.01
MANO DE OBRA					
Nº	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORN/HORA	REN.U/HORA	C. TOTAL
1	PEON	1	3.60	0.016	0.06
3	MAESTRO	1	4.04	0.016	0.06
				SUBTOTAL	0.12
MATERIAL					
Nº	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	C. TOTAL
1	ARENA	M3	0.006	18.00	0.11
2	CEMENTO	SACO	0.05	8.00	0.40
3	VARILLA 10MM	KG	1.24	2.94	3.6456
				SUBTOTAL	4.15
				COSTO UNIT. DIRECTO	4.28
				COSTO UNIT. INDIRECTO (20%)	0.86
				COSTO TOTAL	5.14

Fuente: Franklin Reyes, Jaime Flores