

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE
MUROS DE CONCRETO MEDIANTE MÉTODOS SIMPLIFICADOS

ANDRÉS FELIPE MARÍN OSPINA

UNIVERSIDAD EAFIT
ESCUELA DE INGENIERÍA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA
MEDELLÍN
2018

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN DE
MUROS DE CONCRETO MEDIANTE MÉTODOS SIMPLIFICADOS

ANDRÉS FELIPE MARÍN OSPINA

Trabajo de grado como requisito para optar al título de Magíster en Ingeniería

Asesor:

William Valencia Mina

Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD EAFIT
ESCUELA DE INGENIERÍA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA
MEDELLÍN
2018

Nota de aceptación

Presidente del Jurado

Jurado

Jurado

Medellín, Antioquia (03-09-2018)

Agradecimientos

A la empresa DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL, que prestó todo su apoyo, tanto logístico como económico, al momento de desarrollar el proyecto.

A todas aquellas personas que, de una u otra forma, con su valiosa colaboración hicieron posible que este proyecto llegara a feliz término, especialmente al:

Ingeniero William Valencia Mina, Tutor de proyecto.

Ingeniero Ricardo León Bonett, Gerente de la empresa EstrucMed.

Ingeniero Edwin Adolfo Ramírez Casas, Gerente de la empresa DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL.

Tabla de contenido

	Pág.
INTRODUCCIÓN.....	15
1. OBJETIVOS.....	17
1.1. OBJETIVO GENERAL.....	17
1.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
2. GENERALIDADES DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DE MUROS DE CONCRETO REFORZADO.....	18
2.1. PARÁMETROS QUE CONTROLAN LA RESPUESTA SÍSMICA EN MUROS INDUSTRIALIZADOS.....	25
2.1.1. Densidad de muros.	28
2.1.2. Esbeltez de muros.....	30
2.1.3. Relación de aspecto Ar.....	32
2.1.4. Nivel de carga axial.....	34
2.1.5. Detallado del refuerzo y confinamiento	36
2.1.6. Configuraciones de elementos.....	40
2.2. CONSIDERACIONES DE DISEÑO DE LA NSR-10 PARA MUROS DE CONCRETO REFORZADO	41
2.2.1. Requisitos generales para muros de concreto reforzado (NSR-10).....	41
2.2.2. Requisitos de Diseño (NSR-10).	44
2.2.2.1. Cortante.	44
2.2.2.2. Elementos de Borde.....	50
2.2.2.3. Requisitos sísmicos.	56
3. CONSIDERACIONES GENERALES PARA EL PROCEDIMIENTO PUSH-OVER EN UNA ESTRUCTURA	59
3.1. PARÁMETROS ESTIPULADOS POR LA NSR-10, TÍTULO A, PARA LA REALIZACIÓN DE UN ANÁLISIS PUSH-OVER.....	60

4. MÉTODO DE ANÁLISIS PARA LA EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO DE UNA ESTRUCTURA.....	62
4.1. NIVELES DE DESEMPEÑO.....	62
4.1.1. Propuesta del comité VISIÓN 2000.....	62
4.1.1.1. Totalmente Operacional.....	63
4.1.1.2. Operacional.....	63
4.1.1.3. Seguridad.....	63
4.1.1.4. Próximo al colapso.....	63
4.2. MÉTODO PARA CALCULAR EL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	65
4.2.1. Método N2 (MN2).....	65
4.2.1.1. Descripción del método N2 (MN2).....	65
4.2.1.2. Modelo de 1 GDL equivalente.....	66
4.2.1.3. Desempeño sísmico del modelo de 1 GDL.....	70
4.2.1.4. Desempeño sísmico global y local para el modelo de MGDG.....	71
4.2.1.5. Limitaciones del método.....	71
5. ESPECIFICACIONES GENERALES DEL PROYECTO	72
5.1. LOCALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	72
5.2. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL MUNICIPIO DE ARMENIA.....	72
5.3. CONFIGURACIÓN GEOMÉTRICA DE LA ESTRUCTURA	79
6. GENERALIDADES DEL ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.....	84
6.1. MATERIALES	84
6.2. EVALUACIÓN DE CARGAS Y COMBINACIONES	85
6.2.1. Carga muerta.....	85
6.2.2. Carga viva.....	86
6.2.3. Combinaciones de carga.....	86
6.3. ANÁLISIS FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE.....	87
6.3.1. Factor de modificación de la respuesta sísmica.....	89
6.3.1.1. Cálculo de irregularidades.....	89
6.3.2. Ajuste de resultados.....	90

6.4.	CHEQUEO DE DERIVAS	91
6.5.	INFORMACIÓN MODAL DE LA ESTRUCTURA.....	94
7.	DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.....	95
7.1.	SECCIONES Y PARÁMETROS DE LOS MUROS OBTENIDOS DEL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA.	100
8.	DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS NO LINEALES EN LOS ELEMENTOS PRINCIPALES DE LA ESTRUCTURA.....	129
8.1.	MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA O INDUSTRIALIZADOS.....	129
8.1.1.	Diagramas momento-curvatura en muros.....	129
8.1.2.	Curva de capacidad de la edificación.	141
9.	DESARROLLO DE LA METODOLOGÍA PARA EL CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA	148
9.1.	MÉTODO DEL MODELO DE UN GRADO DE LIBERTAD (MN2) EN LA DIRECCIÓN DE X ...	148
9.2.	MÉTODO DEL MODELO DE UN GRADO DE LIBERTAD (MN2) EN LA DIRECCIÓN DE Y. ..	155
10.	ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	163
11.	RECOMENDACIONES	166
12.	CONCLUSIONES.....	169
	BIBLIOGRAFÍA.....	172

Listado de figuras

	Pág.
<i>FIGURA 1.</i> PLANTAS TÍPICAS DE EDIFICACIONES CON SISTEMA DE MUROS. FUENTE: IMÁGENES DE PLANOS DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. ARCHIVO PERSONAL, RECUPERADO EN EL 2017.....	18
<i>FIGURA 2.</i> PLANTA TÍPICA DE CIMENTACIÓN CON VIGA CORRIDA. FUENTE: IMÁGENES DE PLANOS DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. ARCHIVO PERSONAL, RECUPERADO EN EL 2017.....	19
<i>FIGURA 3.</i> PLANTA TÍPICA DE CIMENTACIÓN CON VIGA CORRIDA SOBRE PILOTES. FUENTE: IMÁGENES DE PLANOS DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. ARCHIVO PERSONAL, RECUPERADO EN EL 2017.	20
<i>FIGURA 4.</i> DETALLE TÍPICO CONEXIÓN DE MUROS AL SISTEMA DE CIMENTACIÓN. FUENTE: IMÁGENES DE PLANOS DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. ARCHIVO PERSONAL, RECUPERADO EN EL 2017.	21
<i>FIGURA 5.</i> DETALLES TÍPICOS DE MUROS CON CUANTÍAS MÍNIMAS. FUENTE: IMÁGENES DE PLANOS DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. ARCHIVO PERSONAL, RECUPERADO EN EL 2017.....	22
<i>FIGURA 6.</i> DETALLE TÍPICO DE MURO CON REFUERZO ADICIONAL. FUENTE: IMÁGENES DE PLANOS DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. ARCHIVO PERSONAL, RECUPERADO EN EL 2017.....	22
<i>FIGURA 7.</i> DETALLE TÍPICO DE MURO CON CONFINAMIENTO EN SUS EXTREMOS. FUENTE: IMÁGENES DE PLANOS DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. ARCHIVO PERSONAL, RECUPERADO EN EL 2017.....	23
<i>FIGURA 8.</i> PLANTA REFUERZO CONVENCIONAL EN LOSAS CON MALLA ELECTROSOLDADA. FUENTE: IMÁGENES DE PLANOS DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. ARCHIVO PERSONAL, RECUPERADO EN EL 2017.	24
<i>FIGURA 9.</i> PLANTA REFUERZO ADICIONAL EN LOSAS. FUENTE: IMÁGENES DE PLANOS DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. ARCHIVO PERSONAL, RECUPERADO EN EL 2017.	24
<i>FIGURA 10.</i> DETALLE TÍPICO DE LOSA MACIZA. FUENTE: IMÁGENES DE PLANOS DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. ARCHIVO PERSONAL, RECUPERADO EN EL 2017.	25
<i>FIGURA 11.</i> RELACIÓN DENSIDAD DE MUROS Y ÁREA DE LOSA. FUENTE: BONETT (2018A) ADAPTACIÓN DE LA ORIGINAL.	28
<i>FIGURA 12.</i> PLANTA TÍPICA DE MUROS. FUENTE: IMÁGENES DE PLANOS DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. ARCHIVO PERSONAL, RECUPERADO EN EL 2017.	29
<i>FIGURA 13.</i> DAÑOS POR DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE LA ESTRUCTURA. FUENTE: BONELLI Y RESTREPO (2011).....	30
<i>FIGURA 14.</i> FALLA DE MUROS POR PANDEO CHILE (2010). FUENTE: BONELLI Y RESTREPO (2011).....	31
<i>FIGURA 15.</i> COLAPSO PROGRESIVO DE MURO CHILE (2010). FUENTE: BONELLI Y RESTREPO (2011).	31
<i>FIGURA 16.</i> ROTACIÓN INELÁSTICA DEFICIENTE CHILE (2010). FUENTE: ROCHEL (2010).....	33

FIGURA 17. LÍMITE MÁXIMO RECOMENDADO PARA ARL. NOTA: P= CARGA AXIAL EN EL MURO; AG= SECCIÓN NETA DEL MURO; F´C= RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DEL CONCRETO. FUENTE: BONETT (2018A)..... 35

FIGURA 18. INCIDENCIA DE CARGA AXIAL EN MUROS. FUENTE: SU Y WONG (2007, CITADOS EN BONETT, 2018A)..... 35

FIGURA 19. COMPARATIVO FALLA MUROS CON ARL=0.25-0.50. FUENTE: SU Y WONG (2007, CITADOS EN BONETT, 2018A)..... 36

FIGURA 20. COMPARATIVO COMPORTAMIENTO MECÁNICO DE REFUERZOS. FUENTE: BONETT (2018A)..... 37

FIGURA 21. EFECTO DE PANDEO EN REFUERZO VERTICAL POR AUSENCIA DE REFUERZO TRANSVERSAL. FUENTE: BONELLI Y RESTREPO (2011). 38

FIGURA 22. RESTRICCIÓN AL PANDEO POR EL REFUERZO TRANSVERSAL. FUENTE: BONELLI Y RESTREPO (2011). 39

FIGURA 23. PANDEO Y APLASTAMIENTO. FUENTE: BONELLI Y RESTREPO (2011). 39

FIGURA 24. CONFIGURACIÓN ADECUADA E INADECUADA PARA EL ANÁLISIS DEL COMPORTAMIENTO DE LAS SECCIONES. FUENTE: BONELLI Y RESTREPO (2011)..... 40

FIGURA 25. ENSAYO MURO CON SECCIÓN EN T CATHERINE FRENCH. FUENTE: BONELLI Y RESTREPO (2011). . 41

FIGURA 26. VARIABLES GEOMÉTRICAS EN MUROS. FUENTE: ROCHEL (2010)..... 42

FIGURA 27. RECUBRIMIENTO MÍNIMO EN MUROS. FUENTE: ROCHEL (2010)..... 43

FIGURA 28. ESPACIAMIENTO MÁXIMO REFUERZO HORIZONTAL Y TRANSVERSAL. FUENTE: ROCHEL (2010)..... 43

FIGURA 29. VARIABLES GEOMÉTRICAS PARA EL DISEÑO A CORTANTE. FUENTE: ROCHEL (2010). 45

FIGURA 30. DIAGRAMAS DE FUERZAS EN MURO. FUENTE: ROCHEL (2010). 47

FIGURA 31. FLUJO DE PASOS PARA DISEÑO DE MUROS. FUENTE: ROCHEL (2010)..... 49

FIGURA 32. ESQUEMA DE DEFORMACIÓN DE CUBIERTA EN MURO. FUENTE: ROCHEL (2010). 51

FIGURA 33. DIAGRAMA DE ESFUERZO Y DEFORMACIÓN PARA MURO. FUENTE: ROCHEL (2010)..... 52

FIGURA 34. DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA. FUENTE: ROCHEL (2010). 53

FIGURA 35. DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN. FUENTE: ROCHEL (2010)..... 55

FIGURA 36. DIAGRAMA ESFUERZOS MÍNIMOS PARA ELEMENTOS DE BORDE. FUENTE: ROCHEL (2010) 56

FIGURA 37. ZONAS DE ELEMENTO DE BORDE. FUENTE: ROCHEL (2010)..... 56

FIGURA 38. ESPECTRO DE DEMANDA ELÁSTICO E INELÁSTICO Y ESPECTRO DE CAPACIDAD. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA. 69

FIGURA 39. VISTA AÉREA DEL LOTE. FUENTE GOOGLE MAPS. MYF..... 72

FIGURA 40. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE ARMENIA. FUENTE: ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA (1999)..... 73

<i>FIGURA 41.</i> ESPECTRO DEFINIDO PARA UN COEFICIENTE DE AMORTIGUAMIENTO DEL 5%. FUENTE: UNIVERSIDAD DE LOS ANDES (1999, CITADO EN ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, 1999).....	76
<i>FIGURA 42.</i> ESPECTROS DE DISEÑO PROYECTO MICROZONIFICACIÓN DE LA CIUDAD DE ARMENIA. FUENTE: UNIVERSIDAD DE LOS ANDES (1999, CITADO EN ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, 1999).....	76
<i>FIGURA 43.</i> ESPECTRO DE DISEÑO MICROZONIFICACIÓN DE LA CIUDAD DE ARMENIA. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	77
<i>FIGURA 44.</i> ESPECTRO DE ACELERACIONES (NSR-10) SUELO TIPO D. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	78
<i>FIGURA 45.</i> PLANTA ARQUITECTÓNICA TÍPICA. FUENTE: DISEÑO ARQUITECTÓNICO.....	79
<i>FIGURA 46.</i> PLANTA ARQUITECTÓNICA DE CUBIERTA. FUENTE: DISEÑO ARQUITECTÓNICO.	80
<i>FIGURA 47.</i> SECCIÓN LONGITUDINAL DE EDIFICACIÓN. FUENTE: DISEÑO ARQUITECTÓNICO.	80
<i>FIGURA 48.</i> VISTA ISOMÉTRICA MODELO ESTRUCTURAL TORRE. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	81
<i>FIGURA 49.</i> PLANTA ESTRUCTURAL PISOS 1 A 6, MUROS $e=0.15$ M. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	82
<i>FIGURA 50.</i> PLANTA ESTRUCTURAL PISOS 7 A 12, MUROS $e=0.12$ M. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	82
<i>FIGURA 51.</i> PLANTA ESTRUCTURAL PISOS 13 A 16, MUROS $e=.10$ M. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	82
<i>FIGURA 52.</i> PLANTA ESTRUCTURAL PISO 17, MUROS $e=.10$ M. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	83
<i>FIGURA 53.</i> PLANTA ESTRUCTURAL PISO 18, MUROS $e=.10$ M. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	83
<i>FIGURA 54.</i> PLANTA ESTRUCTURAL PISO 19 ÁTICOS, MUROS $e=.10$ M. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	83
<i>FIGURA 55.</i> PLANTA NOMENCLATURA DE LOS MUROS PARA ANÁLISIS Y DISEÑO DE MUROS PISO 1. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE LA MODELACIÓN EN ETABS, 2016.	95
<i>FIGURA 56.</i> REFUERZO DISPUESTO A ELEMENTOS TIPO PANTALLA. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	101
<i>FIGURA 57.</i> REFUERZO DISPUESTO EN ELEMENTOS DE BORDE. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.....	102
<i>FIGURA 58.</i> PLANTA DE REFUERZO ADICIONAL EN MUROS DE PISO 1. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	104
<i>FIGURA 59.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-1. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	105
<i>FIGURA 60.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-2. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	106
<i>FIGURA 61.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-3. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	107
<i>FIGURA 62.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-4. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	108
<i>FIGURA 63.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-5. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	109
<i>FIGURA 64.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-6. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	110
<i>FIGURA 65.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-7. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	110
<i>FIGURA 66.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-8. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	111
<i>FIGURA 67.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-9. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	111

<i>FIGURA 68.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-10. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	112
<i>FIGURA 69.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-13. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	112
<i>FIGURA 70.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-12. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	113
<i>FIGURA 71.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-11. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	114
<i>FIGURA 72.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-14. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	115
<i>FIGURA 73.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-15. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	116
<i>FIGURA 74.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-16. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	117
<i>FIGURA 75.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-30. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	118
<i>FIGURA 76.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-17. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	119
<i>FIGURA 77.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-18. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	119
<i>FIGURA 78.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-19. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	120
<i>FIGURA 79.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-20. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	120
<i>FIGURA 80.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-21. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	120
<i>FIGURA 81.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-22. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	121
<i>FIGURA 82.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-23. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	121
<i>FIGURA 83.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-24. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	122
<i>FIGURA 84.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-26. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	123
<i>FIGURA 85.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-25. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	124
<i>FIGURA 86.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-28. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	125
<i>FIGURA 87.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-27. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	126
<i>FIGURA 88.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-29. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	127
<i>FIGURA 89.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-31. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	128
<i>FIGURA 90.</i> ESQUEMA GEOMÉTRICO Y DE REFUERZO, MURO M-32. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	128
<i>FIGURA 91.</i> PLANTA NOMENCLATURA DE MUROS PARA OBTENER DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	130
<i>FIGURA 92.</i> SECCIÓN EN PLANTA ESQUEMÁTICA MURO M-2. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	130
<i>FIGURA 93.</i> CONFIGURACIÓN DEL REFUERZO MURO M-2. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	131
<i>FIGURA 94.</i> REPRESENTACIÓN PARÁMETROS NO LINEALES REFUERZO FRÁGIL MALLA ELECTROSOLDADA. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE LA MODELACIÓN EN SAP 2000.	132
<i>FIGURA 95.</i> REPRESENTACIÓN PARÁMETROS NO LINEALES REFUERZO DÚCTIL O CONVENCIONAL. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE LA MODELACIÓN EN SAP 2000.	132
<i>FIGURA 96.</i> REPRESENTACIÓN PARÁMETROS NO LINEALES DEL CONCRETO. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE LA MODELACIÓN EN SAP 2000.	133

<i>FIGURA 97.</i> MODELO DE MANDER CONFINADO. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE LA MODELACIÓN EN SAP 2000.	133
<i>FIGURA 98.</i> MODELO DE MANDER INCONFINADO. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA A PARTIR DE LA MODELACIÓN EN SAP 2000.	134
<i>FIGURA 99.</i> DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA (1). FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	135
<i>FIGURA 100.</i> DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA (2). FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	136
<i>FIGURA 101.</i> DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA (3). FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	137
<i>FIGURA 102.</i> DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA (4). FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	138
<i>FIGURA 103.</i> DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA (5). FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	139
<i>FIGURA 104.</i> DIAGRAMA MOMENTO CURVATURA (6). FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	140
<i>FIGURA 105.</i> DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA DE MUROS EN DIRECCIÓN X (+). FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	141
<i>FIGURA 106.</i> DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA DE MUROS EN DIRECCIÓN X (-). FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	142
<i>FIGURA 107.</i> DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA DE MUROS EN DIRECCIÓN Y (+). FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	142
<i>FIGURA 108.</i> DIAGRAMAS MOMENTO-CURVATURA DE MUROS EN DIRECCIÓN Y (-). FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	143
<i>FIGURA 109.</i> CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA EN DIRECCIÓN X. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	147
<i>FIGURA 110.</i> CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA EN DIRECCIÓN Y. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	147
<i>FIGURA 111.</i> CURVA DE CAPACIDAD SISTEMA 1 GDL. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	150
<i>FIGURA 112.</i> ESPECTRO DE ACELERACIÓN VS PERIODO DE VIBRACIÓN. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	151
<i>FIGURA 113.</i> ESPECTRO DE ACELERACIÓN VS DESPLAZAMIENTOS. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	152
<i>FIGURA 114.</i> REPRESENTACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	153
<i>FIGURA 115.</i> CURVA DE CAPACIDAD SISTEMA 1 GDL. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	157
<i>FIGURA 116.</i> ESPECTRO DE ACELERACIÓN VS PERIODOS DE VIBRACIÓN. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	158
<i>FIGURA 117.</i> ESPECTRO DE ACELERACIÓN VS DESPLAZAMIENTOS. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	159
<i>FIGURA 118.</i> REPRESENTACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO. FUENTE: ELABORACIÓN PROPIA.	160

Listado de tablas

	Pág.
TABLA 1. DESCRIPCIÓN DE LOS ESTADOS DE DAÑO Y NIVELES DE DESEMPEÑO.....	64
TABLA 2. PARÁMETROS PARA LOS ESPECTROS DE DISEÑO	74
TABLA 3. CARGAS MUERTAS UTILIZADAS EN EL ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA	85
TABLA 4. CARGAS VIVAS UTILIZADAS EN EL ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA.....	86
TABLA 5. VALORES DE C_T Y A PARA EL CÁLCULO DEL PERIODO APROXIMADO T_A (NSR-10)	87
TABLA 6. CORTANTES EN LA BASE TOTALES. EVIDENCIA DEL AJUSTE DE RESULTADOS	90
TABLA 7. FACTORES DE PARTICIPACIÓN MODAL.....	94
TABLA 8. DISEÑO DE ELEMENTOS PISO 1 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	96
TABLA 9. PARÁMETROS MOMENTO Y CURVATURA, DE FLUENCIA Y ÚLTIMO RESPECTIVAMENTE DIRECCIÓN X	144
TABLA 10. PARÁMETROS MOMENTO Y CURVATURA, DE FLUENCIA Y ÚLTIMO RESPECTIVAMENTE DIRECCIÓN Y	144
TABLA 11. PARÁMETROS DESPLAZAMIENTO Y CORTANTE, DE FLUENCIA Y ÚLTIMO RESPECTIVAMENTE DIRECCIÓN X	146
TABLA 12. PARÁMETROS DESPLAZAMIENTO Y CORTANTE, DE FLUENCIA Y ÚLTIMO RESPECTIVAMENTE DIRECCIÓN Y	146
TABLA 13. DETERMINACIÓN DE MASA SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD	148
TABLA 14. VALORES LÍMITES DE LA DERIVA MÁXIMA ENTRE PISO PARA LOS NIVELES DE DESEMPEÑO ATC-40	154
TABLA 15. VALORES LÍMITE DE LA DERIVA MÁXIMA ENTRE PISO PARA LOS NIVELES DE DESEMPEÑO SEAOC VISION 2000 COMMITTEE.....	155
TABLA 16. DETERMINACIÓN DE MASA M^*	156
TABLA 17. VALORES LÍMITES DE LA DERIVA MÁXIMA ENTRE PISO PARA LOS NIVELES DE DESEMPEÑO ATC-40	161
TABLA 18. VALORES LÍMITE DE LA DERIVA MÁXIMA ENTRE PISO PARA LOS NIVELES DE DESEMPEÑO SEAOC VISIÓN 2000 COMMITTEE.....	161

Resumen

El presente trabajo de grado de maestría tiene como objetivo determinar el desempeño estructural de una edificación de 18 niveles mediante métodos simplificados para una edificación que fue estructurada mediante el sistema estructural de muros de concreto reforzado. Para ello, se implementó una metodología que permite visualizar y predecir el comportamiento de una edificación, antes de iniciar un proceso de análisis y diseño detallado. Igualmente, este trabajo se apoya en elementos normativos como el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente NSR-10, así como en la incorporación de características inelásticas de la estructura mediante un análisis Push-over, para así verificar a través de un análisis simplificado el comportamiento de una estructura diseñada y construida con el sistema de muros industrializados y determinar si los elementos adoptados tienen la ductilidad y resistencia adecuadas para su empleo en una edificación equivalente a la tratada en este estudio.

Mediante este trabajo se busca entender, de forma aproximada, el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos, que puede ser muy útil para incrementar los niveles de seguridad a un costo razonable. Los resultados de este trabajo permiten afirmar que, mediante la metodología implementada, se obtuvo un factor de reducción de la fuerza sísmica elástica (R) con una variación no mayor al 25%, al escogido para el análisis elástico de la estructura; esto reduciría el grado de incertidumbre al tiempo que valida la selección del mismo en el análisis y posterior diseño de la edificación. Se debe tener en cuenta que el valor R obtenido con la metodología, así como la capacidad de desplazamiento de la edificación, pueden ser incluso mayor realizando un análisis más refinado, donde se incluya la interacción de todos los elementos, tanto en el rango elástico como inelástico.

Palabras claves: análisis inelástico, análisis no lineal, desempeño estructural, detallado de refuerzo, diagrama momento curvatura.

Introducción

Debido a las catastróficas consecuencias de los sismos fuertes como la pérdida de vidas humanas, además de pérdidas económicas, países industrializados como Estados Unidos, Japón y algunos países de Europa han replanteado la manera de diseñar sus estructuras. Y es que, ante la problemática de no haber una definición clara de los objetivos de desempeño ante estos casos, estos países se han visto en la necesidad de actuar y buscar soluciones.

Principalmente en las zonas con amenaza sísmica, es necesario que las estructuras disipen gran cantidad de energía por medio de la plastificación de algunas zonas del elemento y por ende la formación de rótulas plásticas, en puntos en los que los elementos van a estar sometidos a grandes esfuerzos y deformaciones. Los principios del diseño por capacidad fueron desarrollados y estructurados por Park y Paulay (1988) y en Nueva Zelanda han servido para interpretar esta situación y establecer un mecanismo de falla predeterminado para dejar en manos del diseñador la manera en que la estructura debe comportarse. Igualmente, uno de los procedimientos más importantes es el análisis Push-over, este corresponde básicamente a un análisis estático no lineal incremental con el cual es posible obtener la curva de capacidad de la edificación siendo así una metodología muy útil, ya que posibilita la incorporación de la mayoría de las características mecánicas de la estructura relacionada con la capacidad última en la evaluación de su resistencia lateral. Al respecto, existen varias versiones de este tipo de análisis, con miras a mejorar la metodología original. Una de ellas es el Push-over clásico, que involucra una distribución de cargas laterales en su altura. También se encuentra el Push-over modal de Chopra y Goel (2001), el cual constituye un procedimiento alternativo que involucra la participación de los modos de vibración y, finalmente, el análisis Push-over adaptable, cuyo patrón de cargas se actualiza, dependiendo del estado de plastificación de la estructura y el periodo fundamental en cada paso que se va efectuando en el análisis de la edificación.

En la actualidad, se encuentra que las empresas buscan obtener mayores rendimientos en ejecución e incrementar su rentabilidad en la venta de sus proyectos, optimizando sus inversiones. Esto ha llevado, en gran medida, a encontrar sistemas industrializados que compiten en tiempo y, sobre todo, en la optimización de los materiales implementados para cumplir los requisitos normativos que enmarcan el comportamiento de las edificaciones sismo-resistentes. Es aquí donde surge un auge importante de ideas en Latinoamérica, donde se pretende, inicialmente, dar soluciones de vivienda a personas de estrato bajo y medio mediante la implementación del sistema de muros industrializados, también llamados muros de ductilidad limitada.

Las edificaciones estructuradas con este sistema tienen cimentaciones superficiales o profundas, de las cuales nacen muros que usualmente tienen espesores entre 10 y 15 cm que van variando en altura, además de que los muros tienden a ser cortos y su geometría y ubicación está básicamente estipulada por el diseño arquitectónico, las losas normalmente son macizas en concreto y sus espesores varían entre 10 y 12 cm y van hasta el nivel de cubierta de la edificación.

Algunos diseñadores y constructores que han querido implementar el sistema de muros industrializados en países de Latinoamérica como Perú, Chile, Colombia, entre otros; han estado ejecutando sus disciplinas sin una norma clara que tome en cuenta el comportamiento ante cargas sísmicas de este tipo de edificaciones, lo que conlleva que en sismos como el ocurrido en Chile en el año 2010, se encuentren modos de falla inesperados en los elementos que conforman el sistema primario de resistencia sísmica de la estructura.

De estas premisas nace la idea de muchos profesionales del campo de la ingeniería de desarrollar metodologías o mejorar sustancialmente los métodos convencionales, que busquen predecir de mejor manera el comportamiento de este tipo de edificaciones y así garantizar un desempeño adecuado acorde con los estándares normativos locales y mundiales que le brinden mayor seguridad a la población en el caso de un movimiento sísmico.

1. Objetivos

1.1. Objetivo general

Determinar el desempeño estructural de una edificación de 18 niveles con sistema estructural de muros de concreto reforzado mediante métodos simplificados.

1.2. Objetivos específicos

- Documentar el estado del arte referente a la modelación y al diseño de edificaciones con sistema de muros industrializados.
- Modelar y diseñar la estructura, según el Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente NSR 10.
- Evaluar las propiedades inelásticas para los muros esbeltos.
- Realizar un análisis estático no lineal Push-over mediante una metodología simplificada.
- Determinar el desempeño estructural de la edificación para el sismo de diseño.
- Obtener el factor de disipación de energía (R) adecuado para la estructura.

2. Generalidades del sistema estructural de muros de concreto reforzado

Las edificaciones que contemplan este sistema usualmente presentan una distribución de muros que viene ligada directamente al funcionamiento arquitectónico de los espacios. No es común encontrar que los elementos que hacen parte del sistema primario de resistencia sísmica estén geoméricamente estipulados y localizados por el diseñador de la estructura. En el mejor de los casos, se evidencia la distribución de elementos de manera simétrica a los ejes globales de las plantas. En la Figura 1, se presentan dos ejemplos típicos de la distribución de los muros que conforman las estructuras:

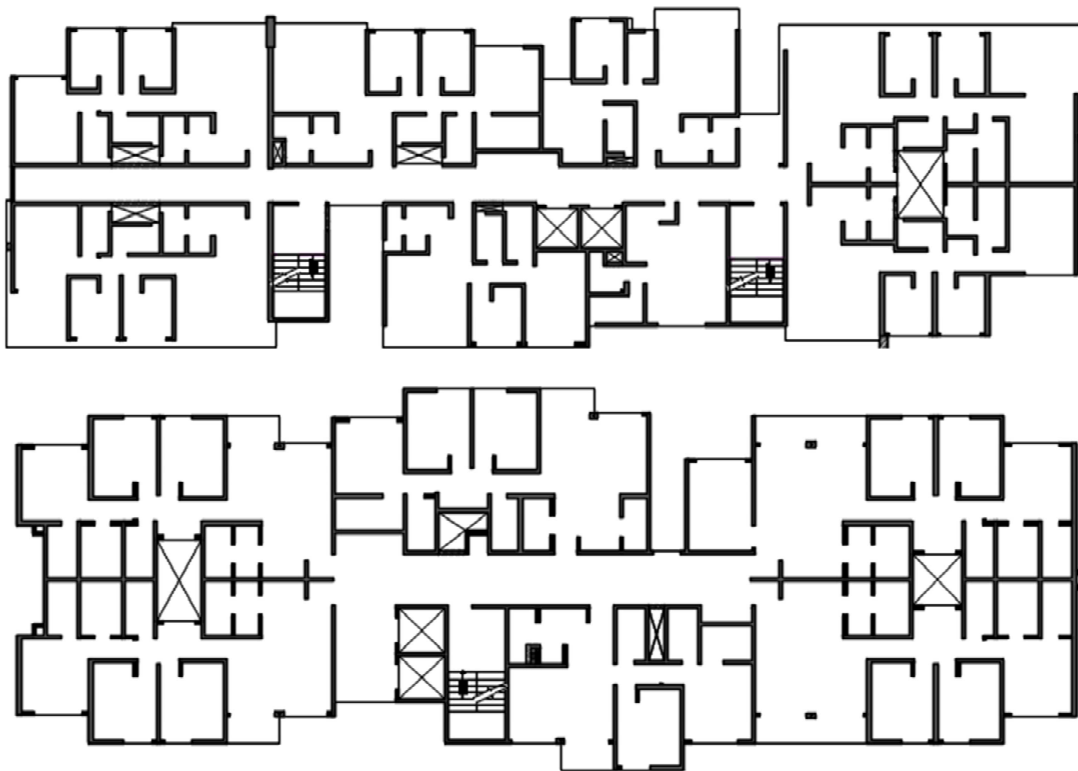


Figura 1. Plantas típicas de edificaciones con sistema de muros. Fuente: Imágenes de planos DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. Archivo personal, recuperado en el 2017.

El sistema de cimentación básicamente está estipulado por el Ingeniero Geotecnista y, en su gran mayoría, se recomiendan las cimentaciones superficiales, compuestas por una viga corrida bajo los muros de la estructura, formando anillos cerrados y apoyada sobre el suelo de fundación, como se aprecia en la Figura 2.

Otro tipo de fundación que se recomienda en este sistema es el relacionado con cimentaciones profundas (Figura 3), compuesto por vigas corridas en su gran mayoría bajo los muros de la estructura y formando anillos cerrados; éstas, a su vez, están apoyadas sobre pilotes distribuidos, de acuerdo con la capacidad de los mismos y la búsqueda de una correcta distribución de las cargas en el suelo, con el fin de garantizar que la estructura no sobrepase los asentamientos máximos permitidos por el estrato portante del suelo.

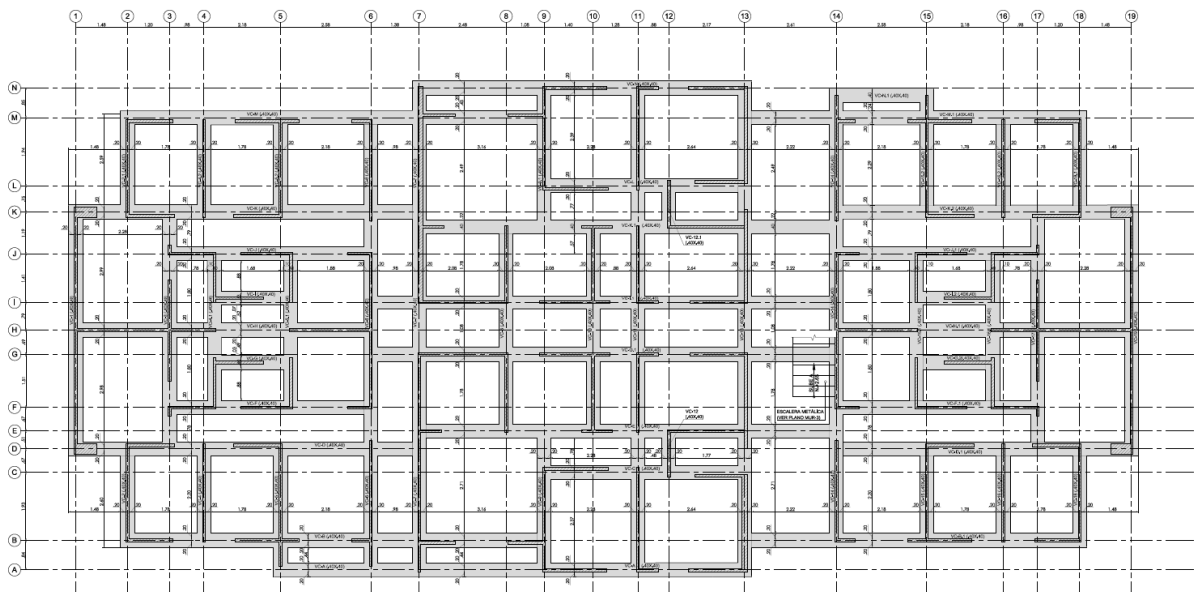


Figura 2. Planta típica de cimentación con viga corrida. Fuente: Imágenes de planos DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. Archivo personal, recuperado en el 2017.

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN EN MUROS DE CONCRETO MEDIANTE MÉTODOS SIMPLIFICADOS

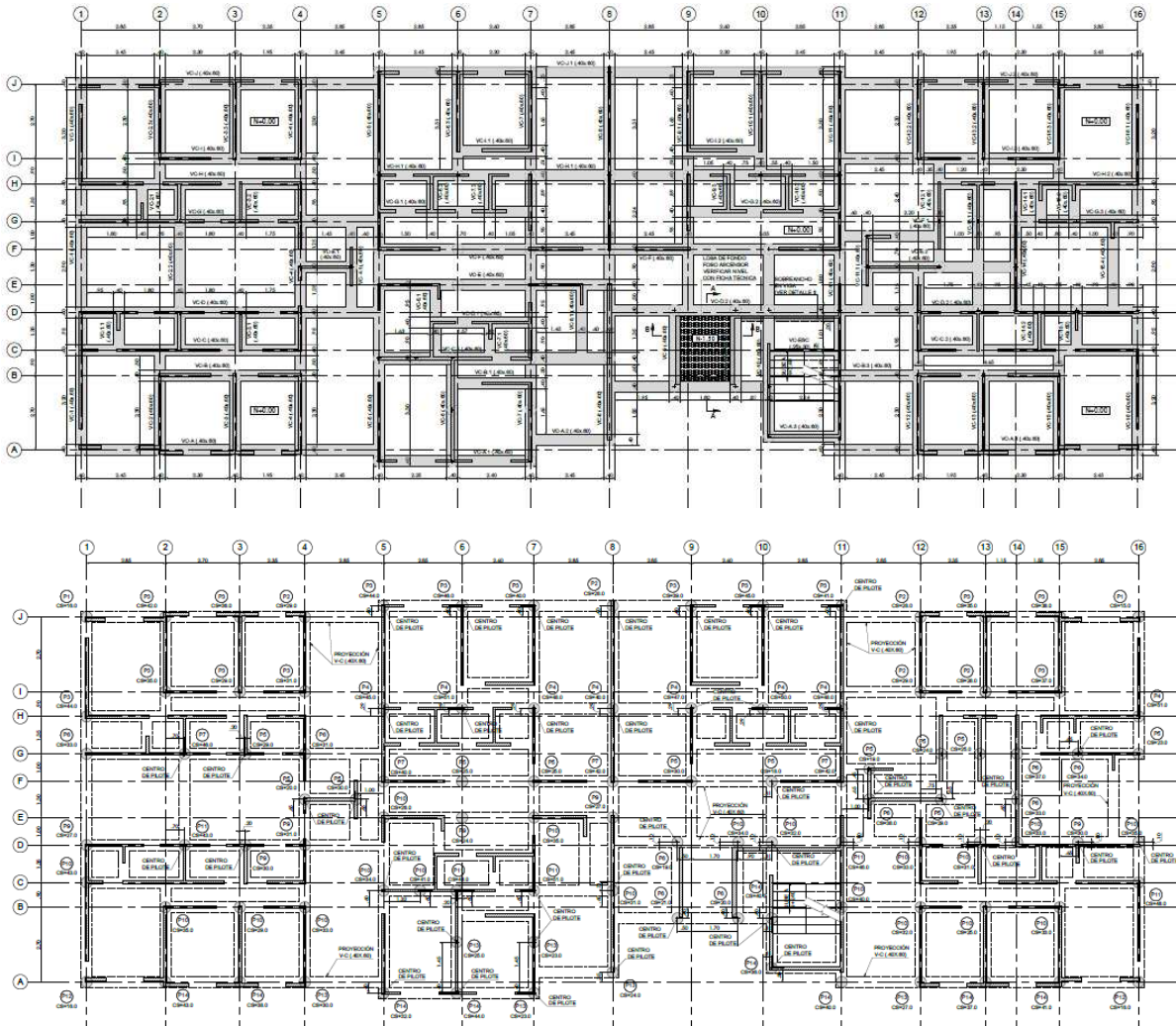


Figura 3. Planta típica de cimentación con viga corrida sobre pilotes. Fuente: Imágenes de planos DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. Archivo personal, recuperado en el 2017.

Usualmente, los muros son conectados al sistema de cimentación mediante un refuerzo dúctil (bastones o refuerzo de arranque) que se traslapa con el refuerzo vertical del muro, que, normalmente, se especifica en malla electrosoldada, generando la conectividad entre la superestructura y el sistema de cimentación. En la Figura 4, se ilustra un esquema típico que obedece a lo descrito anteriormente.

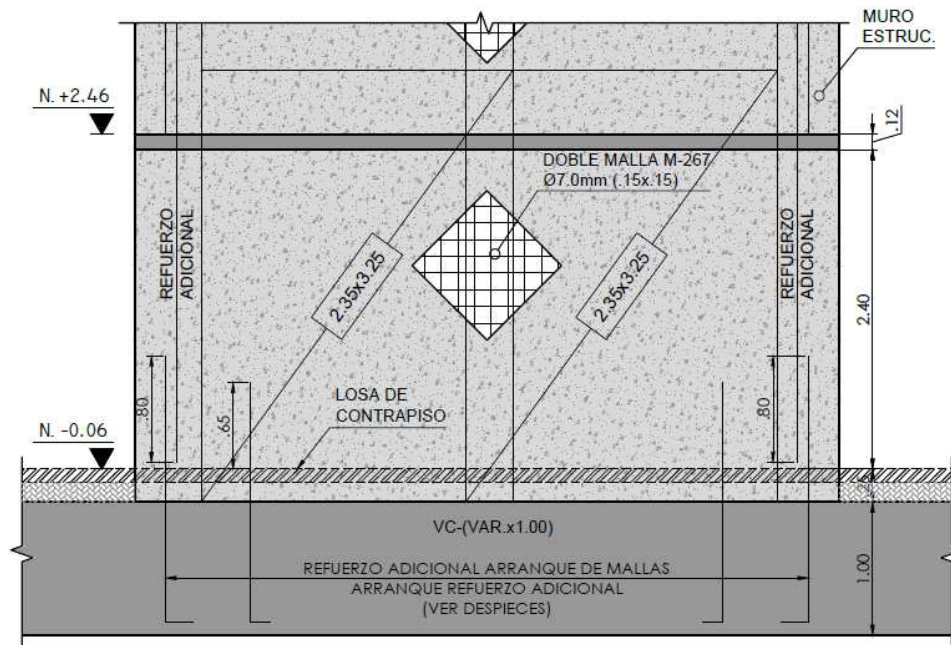


Figura 4. Detalle típico conexión de muros al sistema de cimentación. Fuente: Imágenes de planos DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. Archivo personal, recuperado en el 2017.

Como ya se describió con anterioridad, usualmente la longitud, el espesor y la altura de los muros vienen estipulados por el diseño arquitectónico. Estos presentan espesores bajos y en su gran mayoría el refuerzo dispuesto es el correspondiente a la cuantía mínima del muro, que se especifica en malla electrosoldada. En algunos casos, se adiciona refuerzo en los extremos del elemento de forma confinada o no, que obedecen principalmente a la necesidad de atender la demanda a la cual está sometido el muro, según las cargas suministradas.

En la Figura 5, se ilustran tres tipos de muros con diferentes espesores y con un refuerzo que obedece a la cuantía mínima de cada uno de ellos, según lo dispuesto en el Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 del Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (2010).

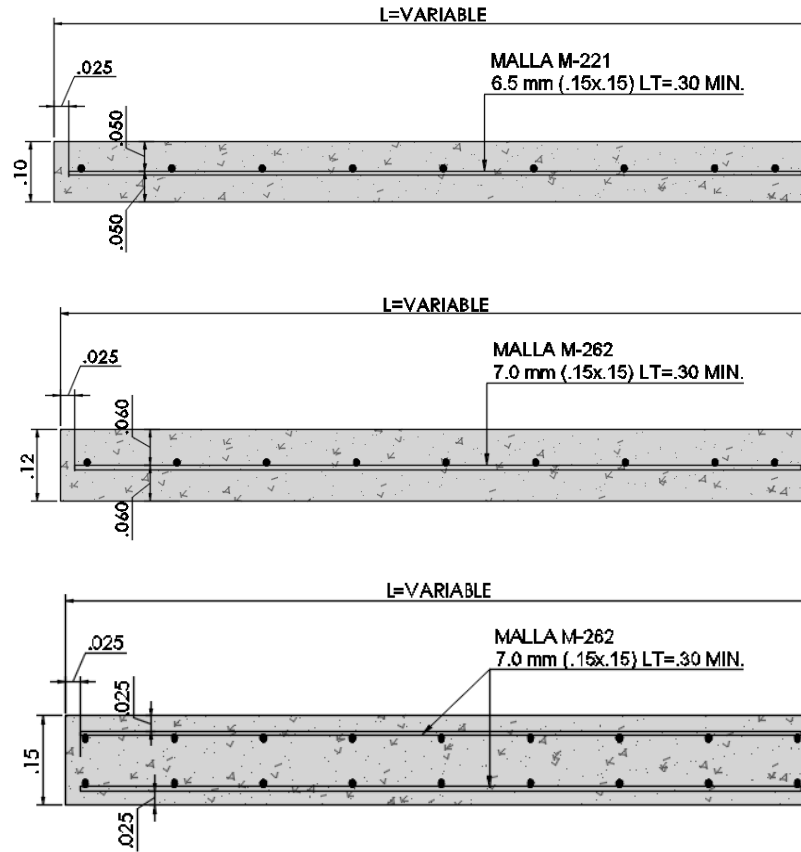


Figura 5. Detalles típicos de muros con cuantías mínimas. Fuente: Imágenes de planos DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. Archivo personal, recuperado en el 2017.

A diferencia de lo anterior, en la Figura 6 se ilustra un muro con espesor variable, pero con un refuerzo adicional no confinado, el cual usualmente es especificado con refuerzo dúctil y con la adición de un gancho horizontal con una separación mínima.

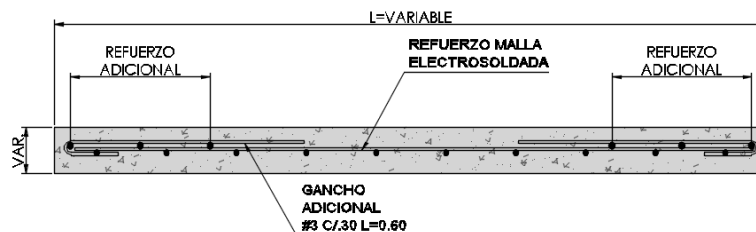


Figura 6. Detalle típico de muro con refuerzo adicional. Fuente: Imágenes de planos DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. Archivo personal, recuperado en el 2017.

Por su parte, en la Figura 7 se hace referencia a un muro confinado con espesor de 15 cm. Usualmente, cuando el elemento requiere de confinamiento en los extremos, es recomendable este espesor mínimo, ya que permitiría un comportamiento estructural adecuado y facilidad en el manejo del refuerzo en la etapa de construcción.

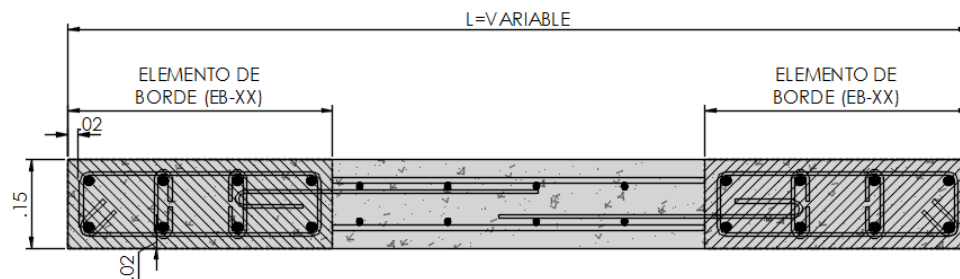


Figura 7. Detalle típico de muro con confinamiento en sus extremos. Fuente: Imágenes de planos DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. Archivo personal, recuperado en el 2017.

El entrepiso de estas edificaciones es estructurado mediante una losa maciza con un espesor que varía entre 10 y 13 cm, y su refuerzo convencional está dispuesto por malla electrosoldada arriba y abajo en algunos casos, dependiendo de la necesidad y el comportamiento. Ante cargas verticales mayoradas, se suministra un refuerzo adicional y cabe anotar que normalmente el diseño de las losas no contempla una capacidad adicional dirigida a atender solicitudes sísmicas.

En Figura 8, se muestra la distribución de mallas electro-soldadas en la losa, que usualmente se especifica con la cuantía mínima. Por el contrario, en la Figura 9 se plantea una distribución de refuerzo adicional en la parte superior de la losa, que se especifica normalmente con refuerzo dúctil y con una separación mínima que obedece a suplir la demanda de momento negativo en la losa.

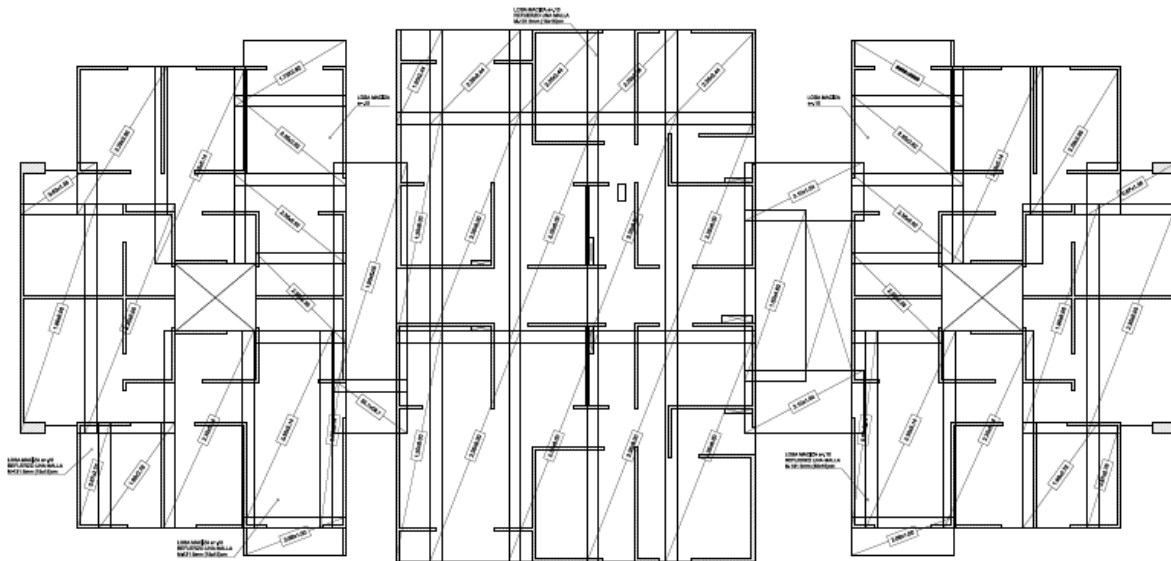


Figura 8. Planta refuerzo convencional en losas con malla electrosoldada. Fuente: Imágenes de planos DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. Archivo personal, recuperado en el 2017.

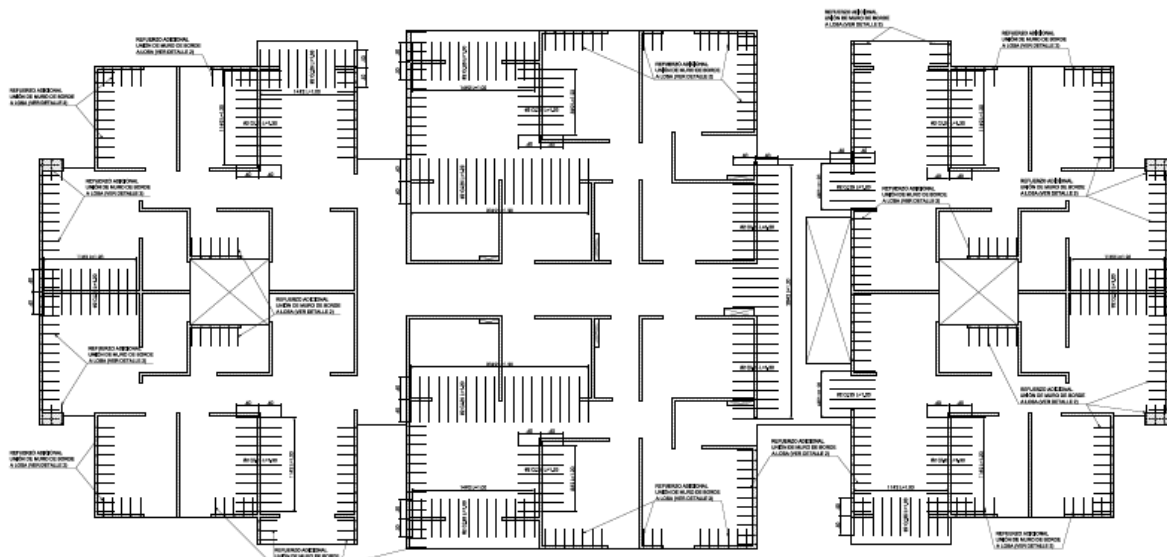


Figura 9. Planta refuerzo adicional en losas. Fuente: Imágenes de planos DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. Archivo personal, recuperado en el 2017.

A continuación, en la Figura 10 se muestra una sección típica de la losa, con la disposición del refuerzo superior e inferior, el recubrimiento y distancia mínimos entre separadores con el refuerzo y la formaleta.

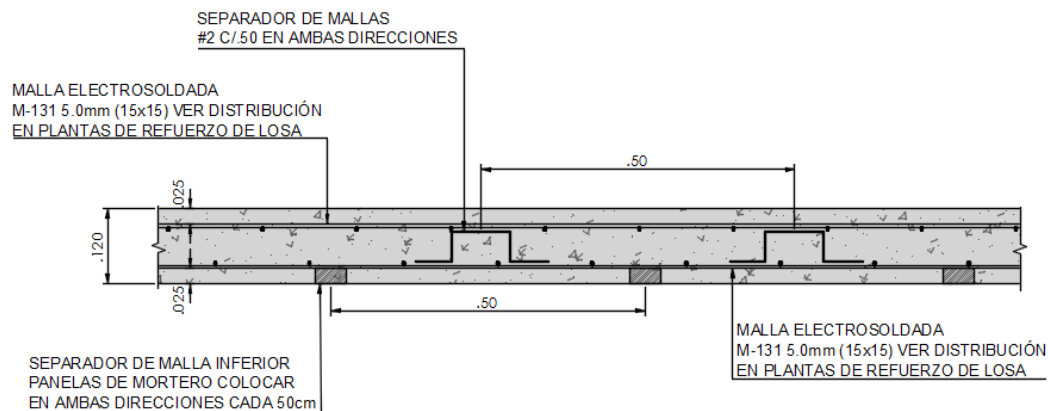


Figura 10. Detalle típico de losa maciza. Fuente: Imágenes de planos DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. Archivo personal, recuperado en el 2017.

La resistencia a la compresión del concreto para los muros, varía entre $f'c=21$ MPa y $f'c=28$ MPa, y, como ya se describió anteriormente, se especifican dos tipos de refuerzo: el dúctil con resistencia a la fluencia $f_y=420$ MPa y la malla electrosoldada, que podría denominarse refuerzo frágil con $f_y=490$ MPa.

Básicamente, lo descrito con anterioridad constituye de manera general las configuraciones y especificaciones que se tienen de los elementos que conforman las estructuras con el sistema de muros industrializados.

2.1. Parámetros que controlan la respuesta sísmica en muros industrializados

En la actualidad, según Bonett (2018a) las edificaciones que contemplan el sistema de muros industrializados tienen características geométricas como la esbeltez, la relación de aspecto y otros, que inciden en el comportamiento global de la estructura, los cuales pueden

llegar a controlar la respuesta sísmica de las mismas. Comúnmente, estos parámetros no se tienen en cuenta dentro de las metodologías de diseño convencionales y en muchos casos se ha evidenciado que pueden llegar a controlar la respuesta elástica e inelástica de cada muro (Bonett, 2018a).

Algunas de las características que no se tienen en cuenta dentro de un análisis y diseño convencional son las siguientes:

- Se contempla un factor de disipación de energía “R”, orientado básicamente al tipo de sistema. Sin embargo, está demostrado que cada elemento, dependiendo del nivel de carga axial, detallamiento y de su configuración geométrica, varía su capacidad de disipación de energía en el rango inelástico.
- Las edificaciones con este sistema usualmente tienen alta densidad de muros en una dirección y baja en la dirección transversal. Este aspecto está directamente relacionado con el factor de disipación de energía “R”. En edificaciones con esta característica se pueden tener factores distintos para cada una de las dos direcciones de análisis X y Y (Bonett, 2018a).
- Se asume que desde el principio de secciones planas estas permanecen así. En la realidad, se ha podido observar que este mecanismo, para los muros industrializados, no presenta este comportamiento y, por el contrario, la degradación de rigidez y la disminución prematura de la sección bruta son progresivas para la respuesta para bajos desplazamientos (Bonett, 2018a).
- La normativa actual contempla una metodología de análisis y diseño basada en su comportamiento en la dirección correspondiente al plano del muro. Sin embargo, los bajos espesores, la especificación del refuerzo mediante el uso de mallas electrosoldadas de comportamiento frágil y la deficiencia en el detallado de elementos de borde limitan las rotaciones en la base de los muros, que pueden estar entre 0.007 y 0.01, valores bajos para las condiciones sísmicas que se tienen en nuestro país. Según investigaciones realizadas en muros con las características que

se presentan en el medio, se deben modificar las metodologías de análisis y diseño de manera que los elementos soporten rotaciones últimas próximas a 0.012 y, de esta manera, mejorar sustancialmente su capacidad de rotación inelástica (Bonett, 2018a).

- Teniendo en cuenta que la respuesta inelástica de los muros depende en gran medida de la relación de aspecto y la esbeltez, es necesario realizar modificaciones al Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, donde se limiten las variables geométricas y estos aspectos puedan mejorar sustancialmente el comportamiento global de la estructura (Bonett, 2018a).
- A pesar de que dicho reglamento estipule el uso de elementos de borde en las zonas donde se requiera, de acuerdo con ciertos parámetros de desplazamiento y resistencia, es una buena práctica utilizarlos, al menos en los dos primeros pisos de la estructura (Bonett, 2018a).
- No se especifica el uso de estribos en la zona central de los muros; regularmente, las capas de refuerzo están atendiendo la demanda a esfuerzos cortantes, pero no se están confinando, y esto puede mejorar el comportamiento fuera del plano de los elementos (Bonett, 2018a).
- El Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 permite el uso de una sola capa de refuerzo. Sin embargo, esto no garantiza la estabilidad del elemento para efectos de pandeo fuera del plano y confinamiento inexistente del concreto. Para esto, se debe exigir el uso de espesores mínimos, donde se pueda hacer uso de la doble capa de refuerzo y así mejorar sustancialmente la estabilidad del muro, sobre todo cuando las cargas axiales son altas (Bonett, 2018a).
- El factor constructivo es esencial, ya que las estructuras finalmente no se comportan como se diseñan, sino como se construyen. Si bien en el Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10 se establece un límite máximo de desplome de los elementos de concreto, los muros con espesores bajos deberían tener incluso una restricción adicional, ya que el efecto de la excentricidad para cargas axiales altas es más crítico en muros muy delgados, comparado con la sección transversal

de una columna convencional que es donde está orientado el criterio de máximo desplome estipulado por la NSR-10.

- Otro aspecto referente al factor constructivo es tratar de evitar las juntas de construcción horizontales, ya que se han apreciado daños importantes después de sismos con intensidades bajas que reflejan fisuras horizontales, siguiendo la trayectoria de las juntas (Bonett, 2018a).

A continuación, se describen algunos de los parámetros más importantes que pueden llegar a controlar la respuesta elástica e inelástica de los muros de concreto.

2.1.1. Densidad de muros.

Según Bonett (2018a), la configuración y localización de los muros que conforman el sistema de muros industrializados normalmente contempla gran densidad de en ambas direcciones. Este parámetro básicamente relaciona el área total de los muros en la dirección en la que se soporta la demanda de cortante con respecto al área total de la planta del edificio. En la Figura 11, se ilustra de manera gráfica la relación entre los dos parámetros.

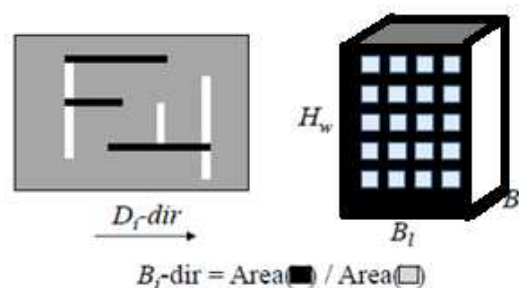


Figura 11. Relación densidad de muros y área de losa. Fuente: Bonett (2018a) adaptación de la original.

De la Figura 11 se tiene:

D_i = Dirección de estudio

- B_i = Relación de largo y ancho en planta de la edificación.
 H_w = Altura total de la edificación
 B_l = Largo en planta de la edificación en la dirección de estudio
 B_t = Ancho en planta de la edificación en la dirección perpendicular a B_l .

Un ejemplo real de la distribución de los muros en ambas direcciones en la losa de una edificación con el sistema de muros industrializados se aprecia en la Figura 12:

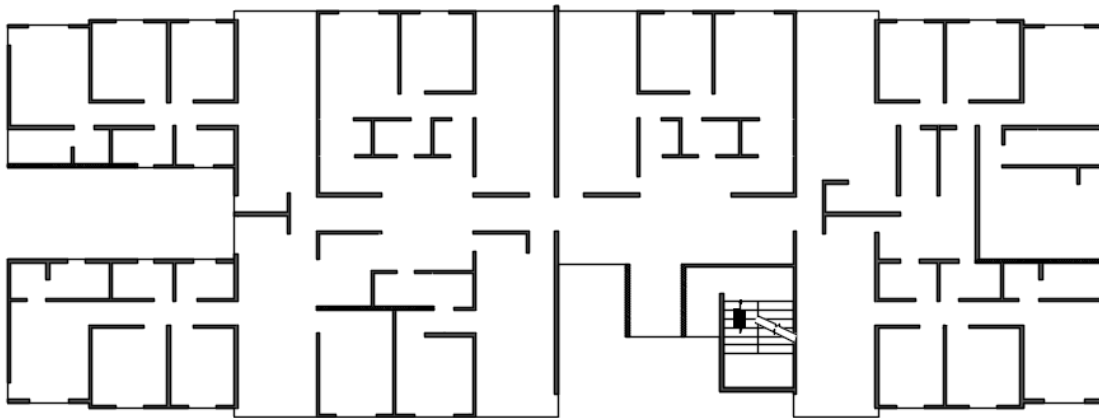


Figura 12. Planta típica de muros. Fuente: Imágenes de planos DUAL INGENIERÍA ESTRUCTURAL SAS. Archivo personal, recuperado en el 2017.

El parámetro correspondiente a la densidad de muros influye directamente en el nivel de carga axial de los muros y en la rigidez lateral de la estructura. El valor mínimo recomendado es del 3% (Blandon y Bonett, 2015; Sozen, 1989, citado en Bonett, 2018a). En caso de llegar a garantizar este valor mínimo en la edificación, se tendría un mejor comportamiento para el control del desplazamiento lateral y de la deriva de piso.

Es importante que los muros no tengan valores de carga axial elevados, ya que esto disminuye en gran porcentaje su capacidad de rotación inelástica (Bonett, 2018a). En la Figura 13, se muestran dos ejemplos correspondientes a muros de diferentes edificaciones, donde se presentó daño, debido a desplazamientos relativos proporcionados por la acción de cargas sísmicas.

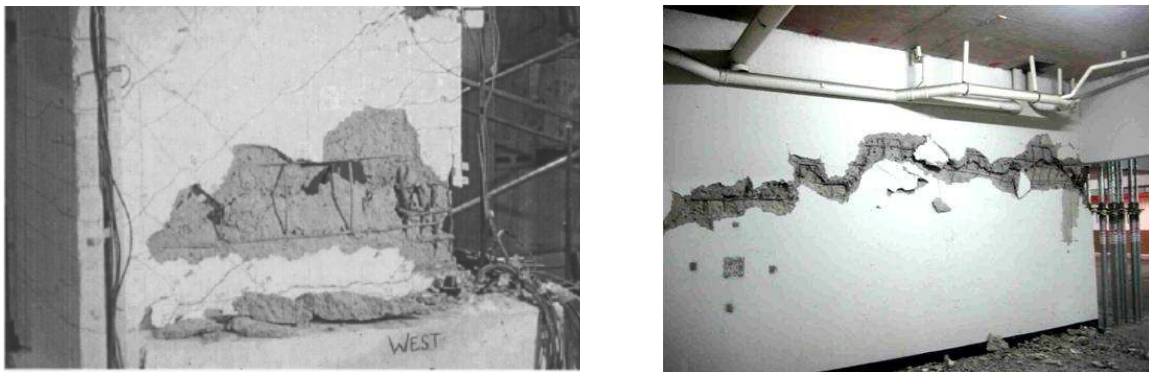


Figura 13. Daños por desplazamientos relativos de la estructura. Fuente: Bonelli y Restrepo (2011).

2.1.2. Esbeltez de muros.

Según Bonett (2018a), normalmente, las edificaciones con el sistema de muros de concreto poseen densidades altas de muros. Sin embargo, la mayoría de estos sistemas de muros industrializados presentan espesores bajos, incluso en muchos casos sobrepasando en un gran porcentaje los límites mínimos exigidos por normas internacionales. Este parámetro influye de forma directa en los modos de falla que se han venido presentando en este tipo de elementos, entre los cuales es muy probable que se presenten fallas por pandeo, afectando la estabilidad del elemento y generando fallas frágiles en el mismo. Como consecuencia de esto, inevitablemente se presentaría colapso progresivo, que finalmente afectaría el comportamiento y la estabilidad de la estructura (Bonett, 2018a).

En la Figura 14 y Figura 15, se ilustra el pandeo en las barras de refuerzo vertical en algunos muros de las estructuras que estuvieron sometidas al sismo ocurrido en Chile en el año 2010. En estas imágenes se evidencia que el efecto de pandeo es potenciado cuando existe ausencia de confinamiento en los extremos o la separación del refuerzo horizontal no es la apropiada para contrarrestar este modo de falla (Bonelli y Restrepo, 2011).



Figura 14. Falla de muros por pandeo Chile (2010). Fuente: Bonelli y Restrepo (2011).



Figura 15. Colapso progresivo de muro Chile (2010). Fuente: Bonelli y Restrepo (2011).

De acuerdo con lo anterior, es importante como primera medida centrar la atención en identificar cuál sería el espesor adecuado para los muros que conforman este tipo de sistemas. Según el ACI-318 de 2014 (citado en Bonett, 2018a), se estipula que el espesor mínimo de los muros está dado por $1/16$ de la altura de entrepiso, es decir, para nuestro medio el espesor mínimo debería estar entre 15 y 16 cm. Por el contrario, el Euro Código 8, en el numeral 5.4.1.2.3 Ductile Walls, establece la siguiente expresión:

$$b_w \geq \max(0.15, l_u/15)$$

Donde:

b_w = Espesor del muro

l_u = Altura de entrepiso del muro

En el Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10, para el diseño de estos elementos mediante el método empírico en el numeral C.22.6.6 Limitaciones, se establece que el espesor de muros de carga no debe ser menor que 1/24 de la longitud o altura no apoyada, la que sea menor, ni 14 cm. Sin embargo, es común ver en nuestro medio muros hasta de 8 cm de espesor cuando se realiza un análisis más detallado. Claramente, estos análisis están orientados a analizar el comportamiento del muro en la dirección del plano, atendiendo solicitaciones debido a la carga axial, momento y cortante, pero no reflejan el efecto del pandeo que se describió anteriormente y mucho menos los tipos de falla que se presentan para muros delgados.

2.1.3. Relación de aspecto A_r .

Según Bonett (2018a), es muy común encontrar en edificaciones con el sistema de muros de concreto que la relación de altura total del muro y su longitud, también llamada relación de aspecto, tenga valores altos. Este parámetro incide de alguna manera en la capacidad de rotación inelástica de los muros y en limitar su capacidad de desplazamiento en el rango inelástico. Finalmente, incide en la disminución de la ductilidad del muro y, como consecuencia de esto, se obtendrían factores de capacidad de disipación de energía “R” demasiado bajos para la estructura.

De acuerdo con la respuesta de rotación y desplazamiento inelástico de los muros, se ha venido demostrando que, para obtener rangos aceptables en estos parámetros, la relación de aspecto A_r esté entre 4 y 6. Sin embargo, para mantener este rango en edificaciones de gran altura, arquitectónicamente, los elementos serían muy invasivos y se vería afectada la

funcionalidad de los espacios. Por tal motivo, es preciso seleccionar algunos elementos que serían los encargados de controlar la respuesta sísmica de la estructura, implementando relaciones de aspecto bajas y suministrando el detallado del refuerzo adecuado (Bonett, 2018a).

En las imágenes mostradas de la Figura 16, se aprecia el modo de falla, debido a la deficiencia en la capacidad de rotación inelástica en los muros de concreto.



Figura 16. Rotación inelástica deficiente Chile (2010). Fuente: Rochel (2010).

Después del sismo del 27 de febrero del 2010 en Chile, se evidenció que los muros de concreto reforzado no son capaces de soportar en la base rotaciones mayores de un rango entre 0.007 y 0.01 con espesores incluso mayores a los utilizados en Colombia y con un detallado del refuerzo transversal similar al utilizado en nuestro país. De esta forma, para las condiciones sísmicas que se tienen en nuestro país, las edificaciones con el sistema de muros industrializados se deben estructurar, de manera que los elementos puedan llegar a soportar rotaciones últimas, próximas a 0.012 y, de esta manera, mejorar de manera sustancial la capacidad de rotación inelástica de los muros (Bonelli y Restrepo, 2011).

2.1.4. Nivel de carga axial.

De acuerdo con las configuraciones típicas encontradas en estructuras con el sistema de muros de concreto, es muy común encontrar que gran cantidad de los elementos que conforman el sistema estructural estén sometidos a niveles de carga axial relativamente bajos. No obstante, pueden existir otros elementos en que los niveles de carga axial sean elevados y a los cuales se les debe dar la importancia adecuada, ya que son más susceptibles al daño (Bonett, 2018a).

Este parámetro es la relación entre la carga axial y la resistencia a la compresión suministrada en la sección neta del elemento, es decir, contempla la siguiente expresión:

$$ALR = \frac{P}{f'c \times Ag}$$

Donde

P= Carga axial debida a condiciones de servicio mayoradas (1.2CM+1.6CV)

f'c= Resistencia a la compresión del concreto

Ag= Área neta de la sección del muro $Ag=e \times L$

La carga axial en los elementos influye directamente en la capacidad de rotación inelástica, además, disminuye considerablemente la capacidad de desplazamiento no lineal y, por ende, genera niveles de ductilidad por desplazamiento bajos. En otras palabras, al tener niveles de carga axial elevados, se incrementa la resistencia del elemento, de acuerdo con la mecánica del concreto reforzado, de ser muy eficiente en el comportamiento a compresión. Sin embargo, su ductilidad se verá reducida y, asimismo, la degradación de rigidez será prematura para niveles de desplazamientos bajos. Con la finalidad de mitigar el efecto negativo que conlleva tener niveles de carga axial elevados, Blandon y Bonett (2015, citado en Bonett, 2018a) establecen un valor límite recomendado de $ARL < 0.35$ (Figura 17) donde W1, W2 y W3 hacen referencia a 3 tipos de muros diferentes.

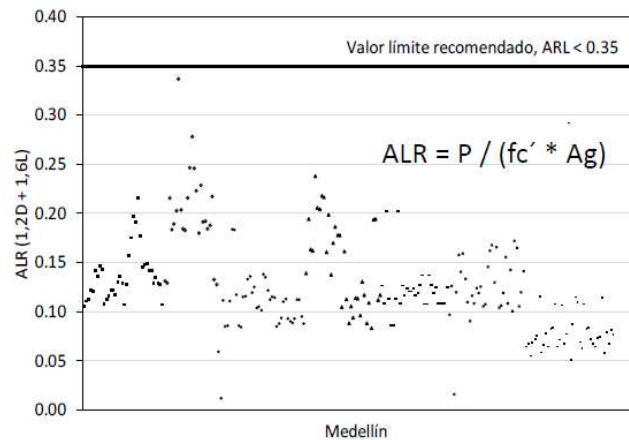


Figura 17. Límite máximo recomendado para ARL. Nota: P= Carga axial en el muro; Ag= Sección neta del muro; F'c= Resistencia a la compresión del concreto. Fuente: Bonett (2018a)

Su y Wong (2007, citados en Bonett, 2018a), realizaron una investigación donde comparaban el comportamiento de los muros para niveles de carga axial ARL entre 0.25 y 0.50, la cual se ilustra en la Figura 18, y los muros ensayados mostrados en la Figura 19.

A continuación, se muestran los resultados de su investigación y en ella se evidencia la respuesta inelástica de los elementos ensayados:

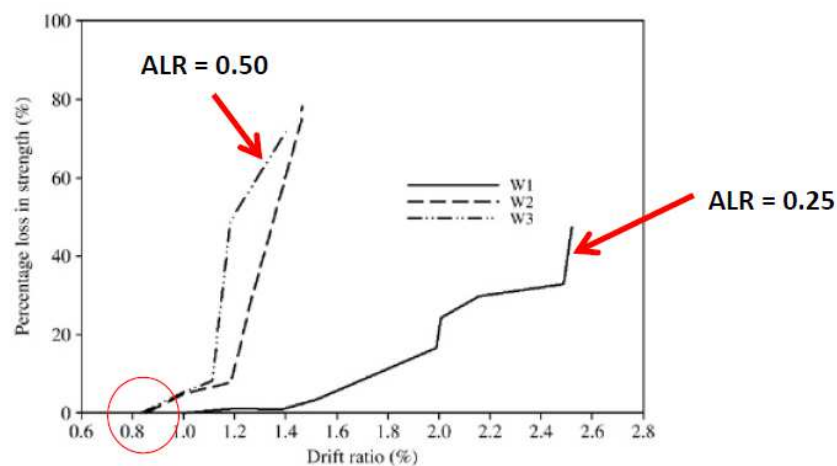


Figura 18. Incidencia de carga axial en muros. Fuente: Su y Wong (2007, citados en Bonett, 2018a).



Figura 19. Comparativo falla muros con $ARL=0.25-0.50$. Fuente: Su y Wong (2007, citados en Bonett, 2018a).

De acuerdo con la Figura 19, para el muro con $ARL=0.25$ se aprecia que en sus extremos existe una probabilidad alta de pandeo de las barras de refuerzo verticales. En caso de que éstas tengan el confinamiento adecuado, su ductilidad por desplazamiento puede ser alta. Por el contrario, el muro con $ARL=0.50$ presenta una degradación de resistencia y rigidez alta para rangos de deformación bajos. Este elemento perdería su contribución de resistencia sísmica, si estuviera involucrado en el sistema estructural de una edificación (Bonett, 2018a).

2.1.5. Detallado del refuerzo y confinamiento

Una de las características importantes en cuanto a la especificación del refuerzo en muros industrializados es el refuerzo típico que se suministra. Usualmente, la práctica es proporcionar mallas electrosoldadas, supliendo la cuantía mínima horizontal ρ_t y vertical ρ_L . De acuerdo con las fichas técnicas proporcionadas por las siderúrgicas, la resistencia a la fluencia de las mallas es $f_y=490\text{MPa}$, un 15% mayor del refuerzo convencional, el cual es el correspondiente a un $f_y=420\text{MPa}$. No obstante, la capacidad de deformación de las mallas es mínima y, por ende, su modo de falla se puede calificar como frágil en comparación con el refuerzo convencional que, por el contrario, posee mejores características mecánicas a la tensión y cuyo comportamiento es calificado como dúctil (Bonett, 2018a).

En la Figura 20, se relacionan los diagramas de Esfuerzo vs Deformación Unitaria para ambos materiales, usando diámetros de barras similares. En esta se aprecian las diferencias en resistencia y capacidad de deformación para ambos tipos de aceros de refuerzo:

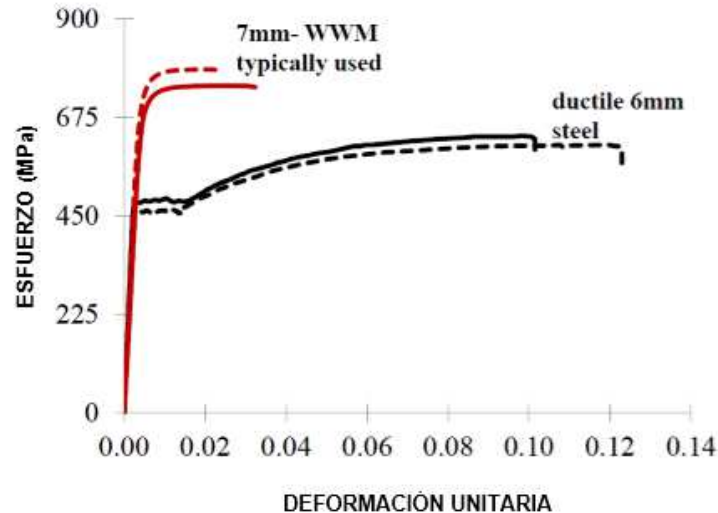


Figura 20. Comparativo comportamiento mecánico de refuerzos. Fuente: Bonett (2018a).

Es importante aclarar que secciones con cuantías muy ajustadas a las mínimas, en caso de presentarse concentraciones de plastificación en algunas zonas del muro, aumentaría drásticamente la probabilidad de fractura del refuerzo (Bonett, 2018a).

Una característica adicional en el detallado de los muros es la ausencia de confinamiento en los bordes. Normativamente, de acuerdo con el Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10, se emplea una metodología orientada a las deformaciones unitarias del concreto en el numeral C.21.9.6.2, que consiste en encontrar la deformación unitaria en compresión solicitada al muro cuando la estructura está respondiendo con los desplazamientos máximos esperados. En este punto se supone que el muro ha entrado en el rango inelástico de respuesta y que se ha presentado una articulación plástica en su base.

Dicho procedimiento es válido para muros donde su comportamiento sea continuo desde la base hasta el nivel de cubierta, sin presentarse zonas de doble curvatura, sino que, por el contrario, el muro se comporte como un elemento en voladizo. No obstante, para que este comportamiento se vea reflejado en la respuesta inelástica de los elementos, se debe asignar un espesor de muro adecuado, que permita garantizar una correcta compatibilidad de deformaciones entre el concreto y el acero (Paulay y Priestley, 1992). Además, se debe suministrar el refuerzo transversal necesario para evitar el pandeo de las barras verticales y que, de esta forma, no se degrade la capacidad resistente a la compresión y también disminuir la posibilidad de aplastamiento del concreto (Bonett, 2018a).

Para ilustrar mejor el modo de falla de muros en los cuales la especificación del refuerzo transversal es deficiente, en la Figura 21 y Figura 22, se muestra cómo las barras verticales dispuestas en los extremos del elemento se pandean, perdiendo totalmente la capacidad de carga y rotación:



Figura 21. Efecto de pandeo en refuerzo vertical por ausencia de refuerzo transversal. Fuente: Bonelli y Restrepo (2011).



Figura 22. Restricción al pandeo por el refuerzo transversal. Fuente: Bonelli y Restrepo (2011).

Básicamente, el fenómeno se inicia cuando se presenta deformación unitaria del concreto $\epsilon_{cu}=0.004$ y se desprende el recubrimiento del concreto. Posteriormente, se genera pandeo del refuerzo vertical y, por último, el concreto presenta una falla por aplastamiento (Bonetti, 2018a), como lo ilustra la Figura 23:

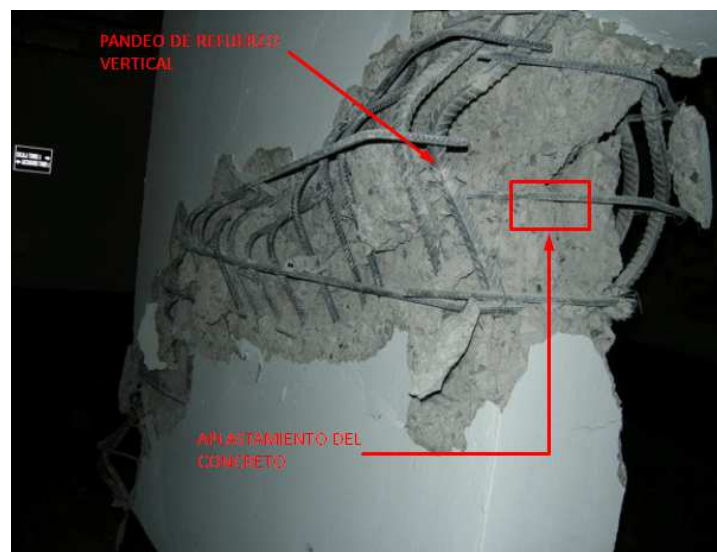


Figura 23. Pandeo y aplastamiento. Fuente: Bonelli y Restrepo (2011).

2.1.6. Configuraciones de elementos.

Según Bonelli y Restrepo (2011) y otros autores como Prietsley, Calvi y Kowalsky (2007), en la práctica es común encontrar configuraciones de muros con formas en C, T, L y muchas otras geometrías que obedecen básicamente al planteamiento arquitectónico. Desde el punto de vista analítico, la capacidad de un muro individual se aumenta al acoplarse de manera adecuada al conjunto de un sistema de muros que genere estas configuraciones. Se ha evidenciado en sismos como el ocurrido el 27 de febrero del 2010 en Chile que algunas uniones entre los muros y la configuración definitiva de un grupo de muros no se tuvo en cuenta desde las etapas de análisis y diseño de la estructura. Por tal motivo, se encontraron fallas frágiles en las intersecciones de muros con este tipo de secciones. Entonces, se tiene que, para el cálculo de la resistencia a flexión y carga axial, se debe incluir la contribución de todo el refuerzo suministrado en cada elemento, además de analizar la sección con su configuración definitiva, teniendo en cuenta el grupo de muros (Figura 24).

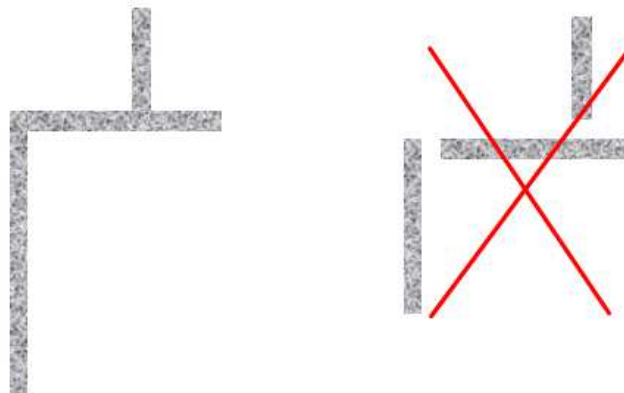


Figura 24. Configuración adecuada e inadecuada para el análisis del comportamiento de las secciones. Fuente: Bonelli y Restrepo (2011).

Por otra parte, en la Figura 25, se muestra un ensayo para un muro de sección T, en el cual se aprecia el daño que se presentaría en las aletas y en los extremos del alma, en el caso de la acción de fuerzas laterales o sísmicas, donde básicamente es preciso considerar la sección

transversal completa de los muros ya que la capacidad de deformación del elemento es independiente de la demanda de desplazamiento generada por el sismo de diseño.

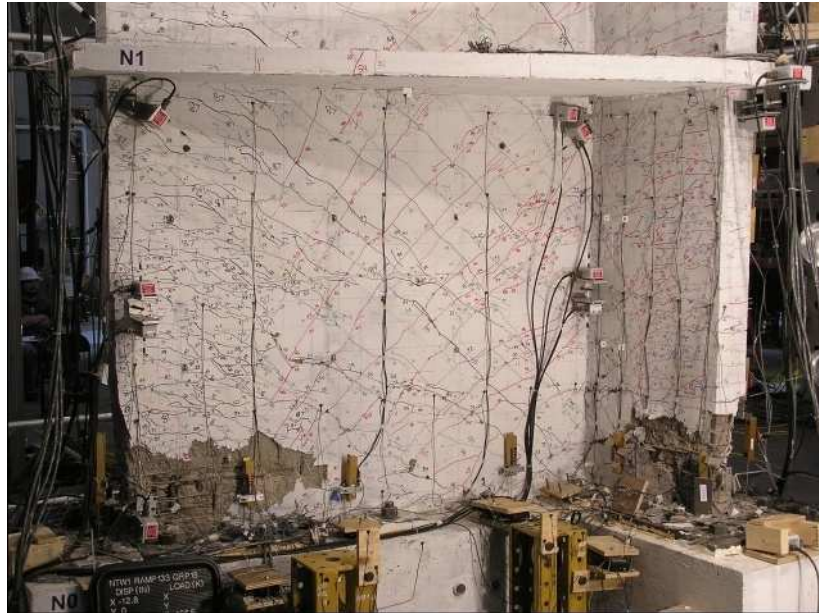


Figura 25. Ensayo muro con sección en T Catherine French. Fuente: Bonelli y Restrepo (2011).

2.2. Consideraciones de diseño de la NSR-10 para muros de concreto reforzado

Estas consideraciones pueden ser consultadas en el Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10, título c, numeral C.14 y C.21.9., donde se estipula el procedimiento, predimensionamiento, análisis y diseño de muros en concreto reforzado. Algunas de las consideraciones más importantes se relacionan a continuación:

2.2.1. Requisitos generales para muros de concreto reforzado (NSR-10).

Según la NSR-10, la diferencia entre un muro y una columna, estipulada en el numeral C.14.3.6, radica en que el refuerzo vertical del elemento no necesita estar confinado por estribos laterales, cuando este no es mayor de 0.01 veces el área neta de concreto o cuando el refuerzo vertical no se requiere como refuerzo de compresión (Rochel, 2010), adicional a

lo anterior la diferencia entre estos elementos recae en su comportamiento e importancia individual ante las deformaciones generadas por el efecto de corte.

Para efectos de la interpretación de las ecuaciones, se manejarán las siguientes variables (Figura 26):

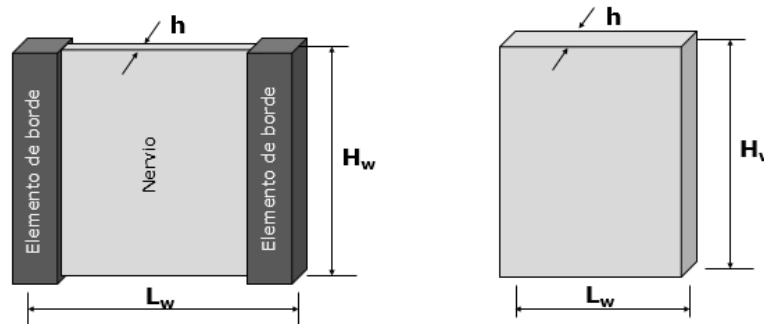


Figura 26. Variables geométricas en muros. Fuente: Rochel (2010).

Donde:

L_w = Longitud del muro

H_w = Altura del muro

h = espesor en el alma del muro

- Área neta de la sección

$$A_g = L_w \times h$$

- Relación de esbeltez

$$\epsilon = H_w / h$$

- Relación de aspecto

$$A_r = H_w / L_w$$

Como criterio general de diseño, se estipula que, de acuerdo con los requerimientos orientados a la ductilidad y la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico, se debe evitar a toda costa que el efecto debido a la fuerza cortante controle la respuesta del

muro. Cabe anotar que, desde etapas de análisis, mediante un diseño por capacidad es posible asegurar que la flexión controle el comportamiento del muro (Rochel, 2010).

De acuerdo con la sección C.7.7.1, el recubrimiento estipula mínimo 2 cm en todas sus caras, tal y como se aprecia en la Figura 27:

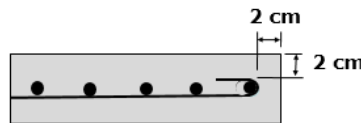


Figura 27. Recubrimiento mínimo en muros. Fuente: Rochel (2010).

El máximo espaciamiento del refuerzo vertical y horizontal se estipula en la sección C.14.3.5, donde se tiene la siguiente expresión (Figura 28):

$$3h \leq s \leq 45cm$$

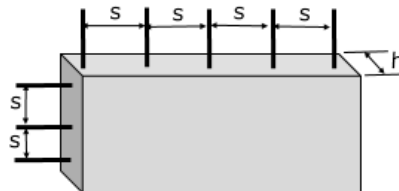


Figura 28. Espaciamiento máximo refuerzo horizontal y transversal. Fuente: Rochel (2010).

En cuanto a las cuantías mínimas de refuerzo, en concordancia con la sección C.14.3.2, la cuantía mínima para refuerzo vertical ρ_L es:

- 0.0012 para barras corrugadas no mayores que la barra N°5 (5/8") o 16M (16 mm), con f_y menor que 420 MPa.
- 0.0015 para otras barras corrugadas.
- 0.0012 para refuerzo electrosoldado de alambre (liso o corrugado), no mayor de 16 mm de diámetro.

El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder $L_w/3$, $3h$ o 45 cm.

Para refuerzo horizontal, la cuantía mínima ρ_t es:

- a) 0.0020 para barras corrugadas no mayores que la barra N°5 (5/8”) o 16M (16 mm), con f_y menor que 420 MPa.
- b) 0.0025 para las otras barras corrugadas.
- c) 0.0020 para refuerzo electrosoldado de alambre (liso o corrugado), no mayor de 16 mm de diámetro.

El espaciamiento máximo de este refuerzo no debe exceder $L_w/5$, $3h$ o 45 cm.

Los muros con espesores mayores que 25 cm, de acuerdo con la sección C.14.3.4, deben tener el refuerzo en cada dirección, colocado en dos capas paralelas a las caras del muro (Rochel, 2010).

2.2.2. Requisitos de Diseño (NSR-10).

2.2.2.1. Cortante.

Uno de los primeros chequeos que se debe realizar es el referente a la sección C.11.9.4, donde, para el diseño ante fuerzas cortantes horizontales en el plano del muro, “ d ” debe tomarse como $0.8L_w$. En caso de utilizar un valor mayor, se debe determinar mediante un análisis de compatibilidad de deformaciones, ya que la falla por cortante es frágil y ocasiona poca capacidad de deformación en el rango inelástico. La NSR-10 sugiere entonces (Figura 29):

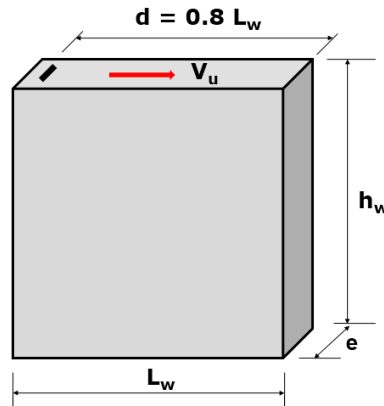


Figura 29. Variables geométricas para el diseño a cortante. Fuente: Rochel (2010).

$$V_u \leq 0.83\Phi \sqrt{f'_c} h d \quad (MPa)$$

Donde

Φ = Factor de reducción de resistencia C.9.3.2.3, Cortante y torsión 0.75.

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto (MPa).

h = Espesor del muro.

d = $0.8L_w$, Distancia de la fibra extrema a compresión a la resultante de las fuerzas de todo el refuerzo a tracción.

V_u = Cortante ultimo

En caso de que este primer parámetro no se cumpla, se debe dimensionar nuevamente la geometría del elemento.

La resistencia a cortante contribuida por el concreto para muros sometidos a compresión axial (ΦV_c), según la sección C.11.9.5, a menos que se efectúe un cálculo detallado, de acuerdo con C.11.9.6, no se debe tomar mayor que:

$$\Phi V_c \leq 0.17\Phi \sqrt{f'_c} h d \quad (MPa)$$

En caso de que el muro este sometido a tracción axial, no se debe tomar mayor que:

$$\phi V_c \leq 0.17\phi \left(1 + \frac{0.29N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} h d \quad (MPa)$$

Donde N_u corresponde a la carga axial y se debe tomar negativa en tracción.

Según lo descrito en la sección C.11.9.6, V_c puede tomarse como el menor de los valores calculado por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\phi V_c = \phi \left(0.27 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 L_w} \right) \quad (MPa)$$

o

$$\phi V_c = \phi \left(0.05 \sqrt{f'_c} + \frac{L_w \left(0.1 \sqrt{f'_c} + 0.2 \frac{N_u}{L_w h} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{L_w}{2}} \right) \quad (MPa)$$

Donde N_u es positivo en compresión y negativo para tracción.

Otro efecto que se debe tener en cuenta en los muros es el agrietamiento diagonal, el cual representa un problema de tensiones diagonales; de ahí que los parámetros más importantes a tener en cuenta son la resistencia a la tracción y compresión del concreto y la esbeltez del muro (Rochel, 2010).

El valor del cortante que produce el agrietamiento en el concreto está expresado en la siguiente ecuación (Figura 30), donde τ es el esfuerzo cortante generado por las cargas laterales y σ es el esfuerzo normal generado por las cargas axiales.

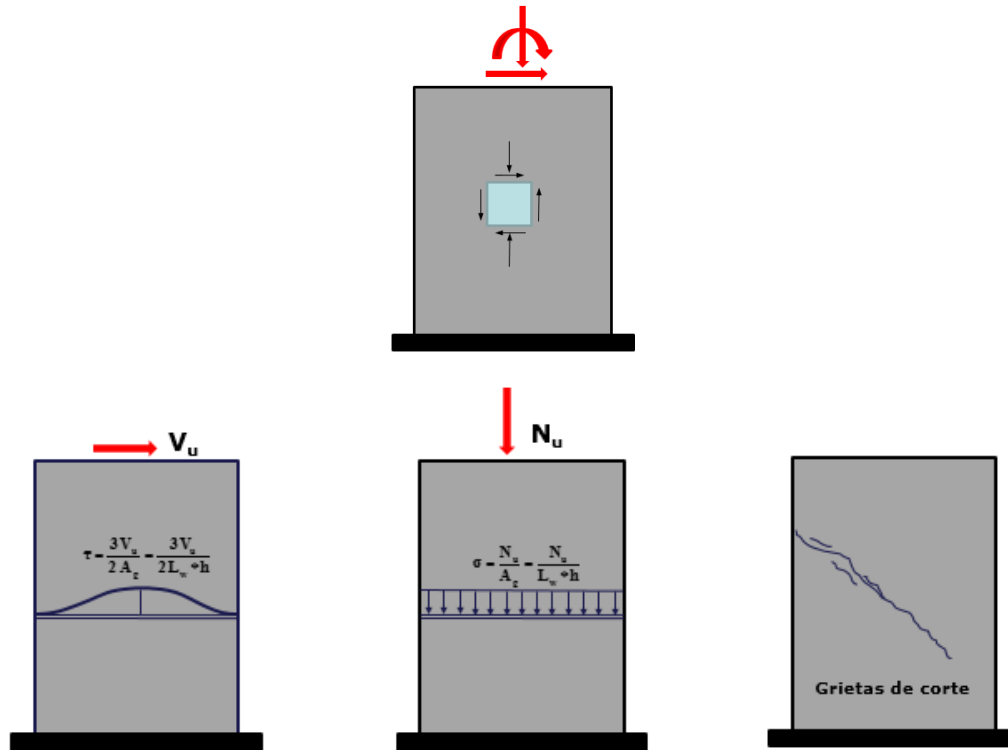


Figura 30. Diagramas de fuerzas en muro. Fuente: Rochel (2010).

$$V_u = 0.27 \sqrt{f'_c} h d + \frac{N_u d}{4 L_w} \quad (MPa)$$

Según la sección C.11.9.9.1, en caso de que V_u exceda la resistencia ΦV_c , el refuerzo para el cortante horizontal debe diseñarse para satisfacer las siguientes ecuaciones:

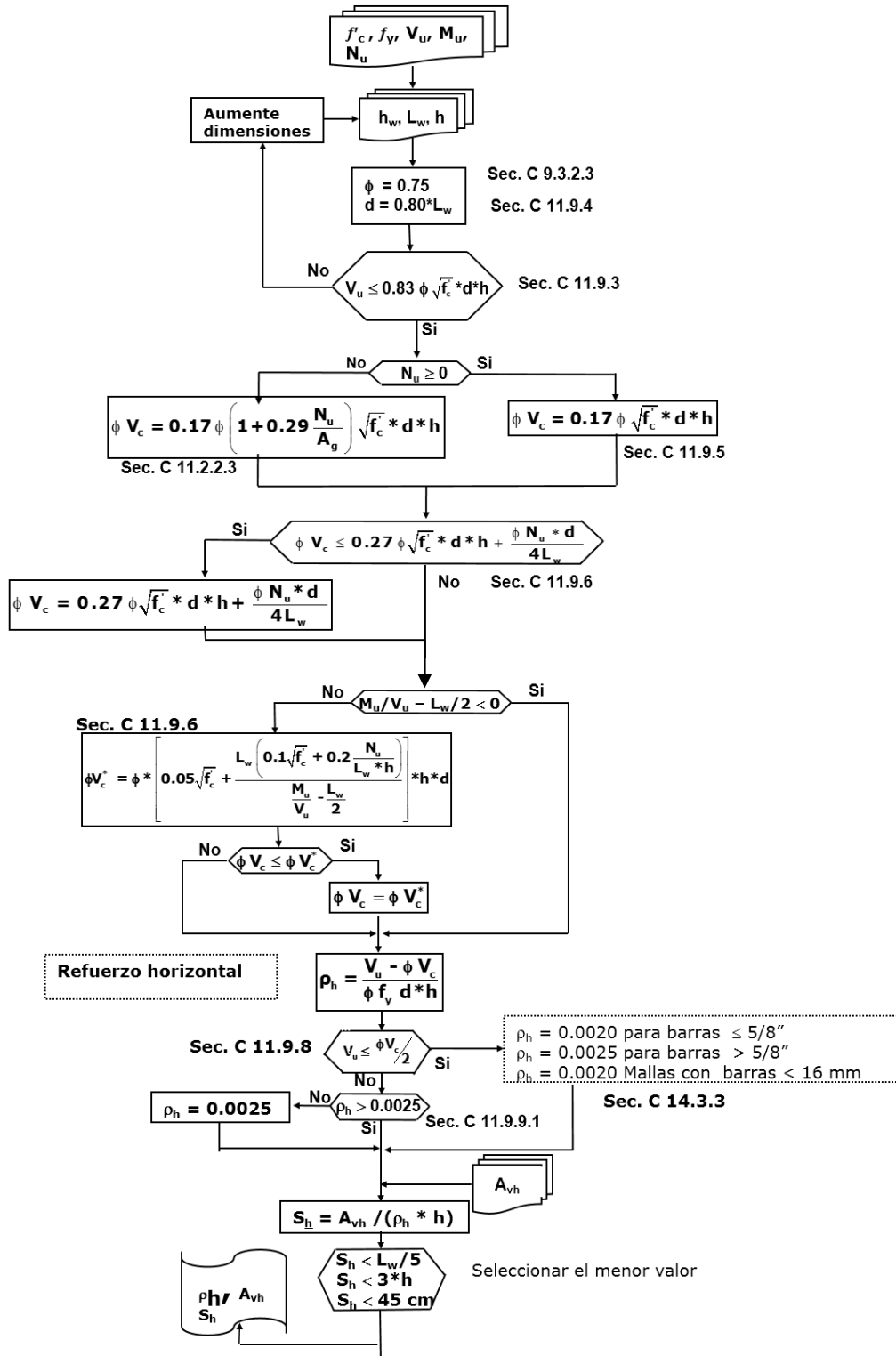
$$\Phi V_s = V_u - \Phi V_c \quad , \quad \Phi V_s = \frac{\Phi A_v f_y d}{s}$$

Donde

A_v = Área de refuerzo horizontal con espaciamiento “S”.

Con la finalidad de resumir la secuencia de pasos y chequeos que se deben realizar de acuerdo al Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10, se adiciona el siguiente flujo de pasos, ilustrado en la Figura 31:

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN EN MUROS DE CONCRETO MEDIANTE MÉTODOS SIMPLIFICADOS



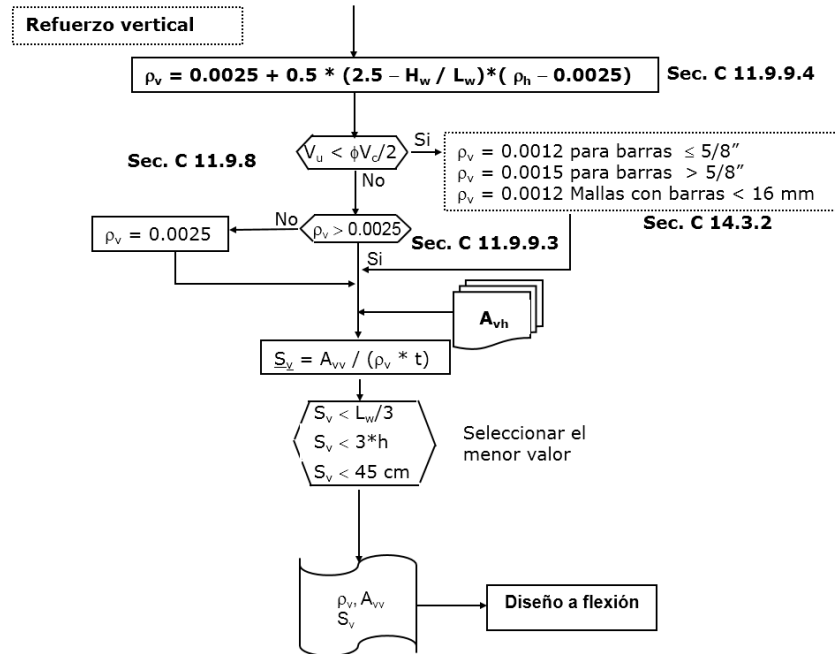


Figura 31. Flujo de pasos para diseño de muros. Fuente: Rochel (2010).

Dentro de las disposiciones sísmicas para el diseño a cortante tenemos lo siguiente:

- Sección C.21.9.3, el cortante último V_u se debe obtener del análisis para carga lateral, de acuerdo con las combinaciones de carga mayoradas.
- Sección C.21.9.4.3, los muros deben tener refuerzo por cortante distribuido, que proporcione resistencia en dos direcciones ortogonales en el plano del muro. Si h_w/L_w no excede 2.0 la cuantía de refuerzo ρ_L , no debe ser menor que la cuantía de refuerzo ρ_t .
- Sección C.21.9.2.3, Se deben utilizar mínimo dos capas de refuerzo cuando se cumple la siguiente expresión:

$$V_u \geq 0.17 A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (MPa)$$

- Sección C.21.9.2.1, las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, ρ_L y ρ_t , no deben ser menores que 0.0025, excepto si V_u no excede la siguiente expresión:

$$V_u \leq 0.083 A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (MPa)$$

- Sección C.21.9.2.2, para edificaciones del grupo de uso I, hasta de tres pisos y destinadas exclusivamente a viviendas, se permite utilizar las cuantías ρ_L y ρ_t , requeridas en C.14.3.
- Sección C.21.9.4, la fuerza cortante ultima V_u para muros no debe exceder la siguiente expresión:

$$V_u \leq A_{cv} \left(\alpha \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y \right)$$

Donde α es:

0.25 para $h_w/L_w \leq 0.15$

0.17 para $h_w/L_w \leq 2.00$

Varía linealmente entre 0.25 y 0.17 para h_w/L_w entre 0.15 y 2.0.

2.2.2.2. Elementos de Borde.

Normativamente, el Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10 plantea una metodología, basada en encontrar la deformación unitaria en compresión solicitada al muro, cuando la estructura está respondiendo para los desplazamientos máximos esperados, es decir, el muro está respondiendo en el rango inelástico y se ha presentado una articulación plástica en la base.

El procedimiento que plantea la NSR-10 es aplicable a los muros que tienen continuidad desde la base hasta el nivel de cubierta de la estructura, es decir, considera el muro en voladizo con única curvatura y sección crítica para la flexión y carga axial, a diferencia del sistema de pórticos que presenta doble curvatura en los niveles de entrepisos.

De acuerdo con la sección C.21.9.6.2, empleando deformaciones unitarias, se tiene:

- a) Las zonas de compresión deben reforzarse con elementos de borde donde la profundidad del eje neutro “c” es mayor que (Figura 32):

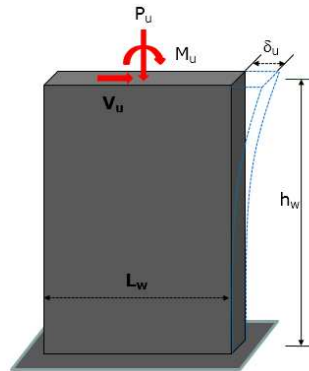


Figura 32. Esquema de deformación de cubierta en muro. Fuente: Rochel (2010).

$$c \leq \frac{L_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} \quad , \quad \frac{\delta_u}{h_w} \geq 0.007$$

Donde:

L_w = Longitud del muro

h_w = Altura del muro

δ_u = Desplazamiento en cubierta

M_u = Momento último en el muro

V_u = Cortante último en el muro

P_u = Carga axial última en el muro

δ_u / h_w = Tiene como objetivo proporcionar a la estructura rígida una capacidad mínima de deformación.

c = Profundidad correspondiente al desarrollo de la resistencia nominal a flexión del muro cuando se desplaza en la misma dirección de δ_u .

La profundidad del eje neutro debe ser calculada de acuerdo con C.10-2, excepto que no se apliquen los requisitos de deformación no lineal de C.10.2.2 para elementos de gran altura. La carga axial usada es la consistente con la combinación de diseño que genera el desplazamiento δ_u .

- b) Donde se requieran elementos de borde, el refuerzo debe extenderse verticalmente desde la sección crítica, en una distancia no menor que la mayor entre L_w o $M_u / 4V_u$ (Figura 33), a continuación se aprecia el muro con las acciones producidas por el efecto de las cargas ultimas y la zona de formación de rotula plástica generada por el efecto de las mismas.

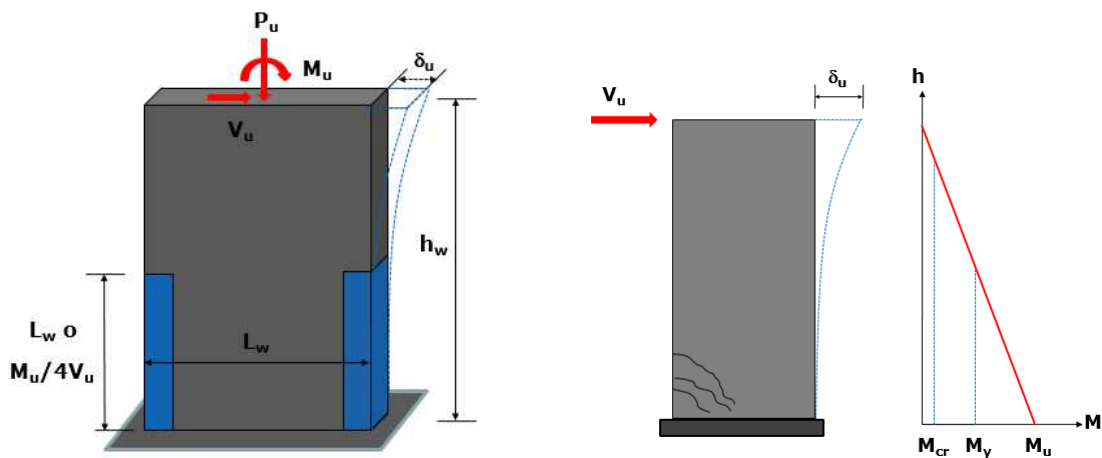


Figura 33. Diagrama de esfuerzo y deformación para muro. Fuente: Rochel (2010).

Donde:

M_{cr} = Momento de agrietamiento del concreto.

M_y = Momento para el cual el refuerzo fluye.

M_u = Momento ultimo resistente.

Para predecir de mejor manera el comportamiento a la respuesta de rotación inelástica de los muros, se tiene como principal fuente de información el diagrama Momento-Curvatura, que relaciona qué tan dúctil y resistente es el elemento ante cargas sísmicas.

En la Figura 34, la gráfica mostrada a la izquierda muestra la representación típica de un diagrama Momento – Curvatura y la derecha es la representación equivalente de la formación de las rotula plástica en el elemento, de aquí entonces las principales variables relacionadas en estos dos aspectos.

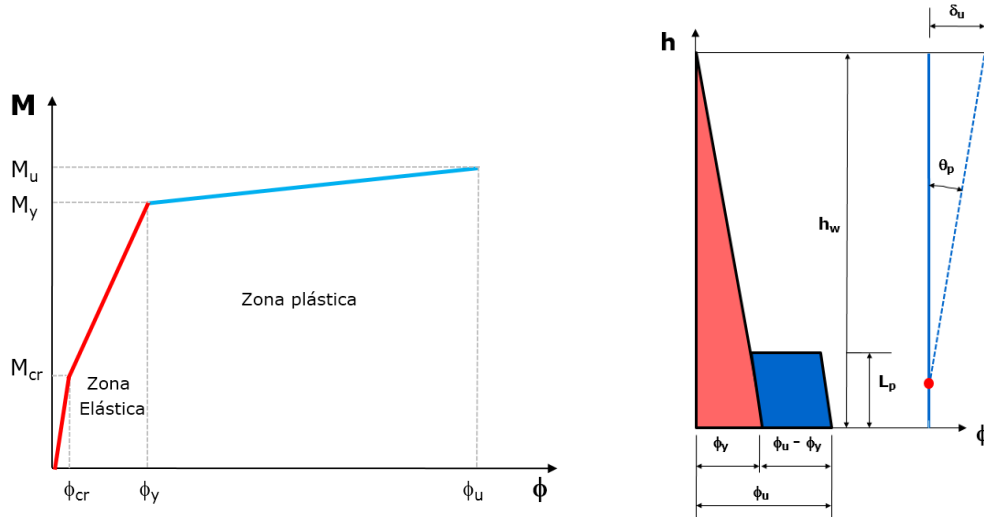


Figura 34. Diagrama momento-curvatura. Fuente: Rochel (2010).

Donde:

Φ_{cr} = Curvatura de agrietamiento del concreto.

Φ_y = Curvatura de fluencia.

Φ_u = Curvatura ultima.

$\mu = \Phi_u - \Phi_y$ = Ductilidad de curvatura.

De acuerdo con los diagramas anteriores, se tiene lo siguiente:

- Desplazamiento elástico que se presenta hasta la fluencia (zona roja):

$$\delta_{elastico} = \delta_Y = \frac{f_y}{2} \frac{h_w}{3} h_w = \frac{f_y}{3} h_w^2$$

- Desplazamiento elástico adicional causado por la fluencia (zona azul):

$$\delta_{elastico} = (\phi_U - \phi_Y) L_P h_W$$

- Desplazamiento horizontal en la parte superior del muro:

$$\delta_{utotal} = \frac{f_y h_w^2}{3} + (\phi_U - \phi_Y) L_P h_W$$

- Desplazamiento que se presenta hasta el nivel de fluencia (zona roja):

$$\delta_u = \delta_Y + (\phi_U - \phi_Y) L_P h_W \quad , \quad \phi_u = \frac{\delta_u - \delta_Y}{L_P h_W} + \phi_Y$$

- Rotación en la articulación plástica, al ocurrir el desplazamiento último:

$$\tan \theta_p = \frac{\delta_U}{h_W}$$

- Longitud de plastificación, equivalente a la mitad de la longitud del muro:

$$L_P = \frac{L_W}{2}$$

- Curvatura en la base del muro cuando se presenta la demanda de desplazamiento:

$$\phi_u = \frac{\theta_p}{L_P} = \frac{\theta_p}{L_W/2} = \frac{2}{L_W} \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)$$

- Para obtener la deformación unitaria última en la fibra extrema de compresión, es:

$$\epsilon_{uc} = \phi_u c = \frac{2}{L_w} \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right) c$$

$$c = \frac{\epsilon_{uc}}{\frac{2}{L_w} \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} = \frac{0.003}{\frac{2}{L_w} \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)} = \frac{L_w}{666 \left(\frac{\delta_u}{h_w} \right)}$$

Sustituyendo 666 por 600 y despejando ϵ_{uc} , se obtiene $\epsilon_{uc}=0.0033$; por lo tanto, si la deformación unitaria de la fibra extrema de compresión excede $\epsilon_{uc}=0.0033$, el valor de “c” se excedería. De allí la forma como lo presenta el ACI-318-14 (Figura 35):

$$c \geq \frac{L_w}{600 \left(1.5 \frac{\delta_u}{h_w} \right)}$$

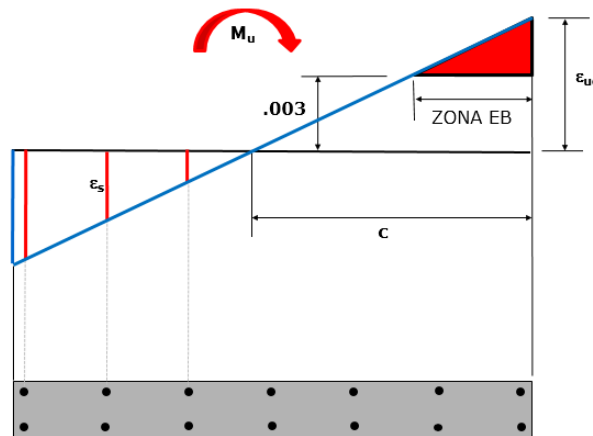


Figura 35. Diagrama Esfuerzo-Deformación. Fuente: Rochel (2010).

Otra de las metodologías para determinar el elemento de borde en los muros es a partir de las tensiones de compresión. En la sección C.21.9.6.3, se establece que los muros que no sean diseñados, empleando la metodología de las deformaciones unitarias, deben tener elementos de borde, cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema, correspondiente a las fuerzas mayoradas, incluyendo efectos sísmicos mediante un modelo lineal elástico,

sobrepase $0.20 f'c$. Asimismo, el elemento de borde puede ser discontinuado, donde el esfuerzo de compresión calculado sea menor de $0.15 f'c$ (Figura 36).

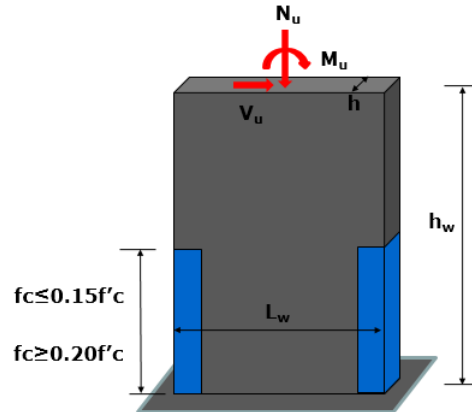


Figura 36. Diagrama esfuerzos mínimos para elementos de borde. Fuente: Rochel (2010)

$$f_c = \frac{N_U}{A_g} + \frac{M_u L_w / 2}{I} \quad , \quad A_g = L_w h \quad , \quad I = \frac{h L_w^3}{12}$$

2.2.2.3. Requisitos sísmicos.

Según el Capítulo C.21, se debe seguir una serie de lineamientos mínimos que se relacionan con la especificación de los elementos de borde. En la sección C.21.9.6.4, el elemento de borde se debe extender horizontalmente desde la fibra extrema de compresión hasta una distancia no menor que las relacionadas en la Figura 37:

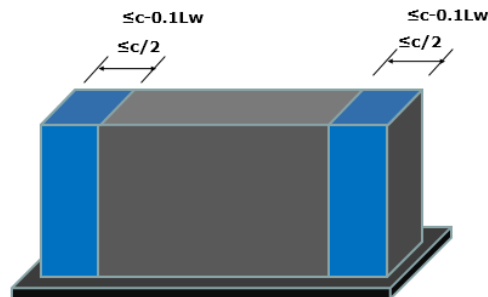


Figura 37. Zonas de elemento de borde. Fuente: Rochel (2010).

Teniendo en cuenta que el refuerzo vertical debe ser confinado por estribos cerrados, en la sección C.21.9.6.4 y C.21.6.4.3, la separación del refuerzo transversal a lo largo del elemento de borde no debe exceder las siguientes consideraciones:

- Un tercio de la dimensión menor del elemento.
- Seis veces el diámetro de la menor barra de refuerzo longitudinal.
- S_0 , según la siguiente expresión.

$$S_0 = 100 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \leq 15cm$$

De la sección C.21.6.4.4, debe proporcionarse refuerzo transversal en las cantidades que se especifican a continuación:

- La cuantía volumétrica de refuerzo en espiral o estribos cerrados de confinamiento circular, ρ_s , no debe ser menor de:

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

Donde:

A_{ch} = Área bruta de la sección de concreto

f_{yt} = Esfuerzo de fluencia del acero

- El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh} , no debe ser menor de:

$$A_{sh} = 0.09 \frac{S b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Donde:

S= Separación de los estribos de confinamiento

bc= Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes extremos del refuerzo transversal con área A_{sh} .

f_{yt} = Esfuerzo de fluencia del acero

En caso de que no se requiera elemento de borde, de acuerdo con la sección C.21.9.6.5, se debe cumplir:

- a) En caso de que la cuantía de refuerzo longitudinal en el borde del muro sea mayor que $2.8 / f_y$, el refuerzo transversal de borde debe cumplir la siguiente expresión y su espaciamiento no debe sobre pasar 20 cm:

$$\rho_s = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \geq 0.45 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$$

- b) El refuerzo transversal que termine en los bordes de los muros estructurales, sin elementos de borde, debe tener un gancho estándar que enganche el refuerzo de borde, o estribos en U que estén empalmados al refuerzo horizontal, excepto cuando se satisfaga la siguiente expresión:

$$V_u \leq 0.083 A_{cv} \sqrt{f'_c}$$

Donde:

A_{cv} = Área bruta de la sección de concreto limitada por el espesor del alma y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante considerada.

Como aclaración importante, es preciso mencionar que los parámetros mencionados con anterioridad hacen parte de los requisitos sísmicos para estructuras con demanda especial de disipación de energía DES.

3. Consideraciones generales para el procedimiento push-over en una estructura

Esta es una metodología de análisis que, aunque carece del carácter dinámico pertinente al análisis para fuerzas sísmicas, toma en cuenta el comportamiento inelástico de los elementos que conforman la estructura. Este tipo de análisis constituye un punto intermedio entre un análisis elástico, ya sea estático o dinámico, y un análisis cronológico inelástico, lo cual lo hace relativamente conveniente, además de ser una técnica simple para estudiar la capacidad estática a cargas horizontales de una estructura, bajo una distribución predefinida de fuerzas laterales.

Teniendo en cuenta que la capacidad de una estructura depende de la resistencia y la capacidad de deformación de cada uno de sus componentes individuales, se debe determinar entonces la capacidad posterior al límite elástico mediante un procedimiento de análisis no lineal, de aquí es donde empieza a ser importantes el análisis Push-Over, el cual básicamente es un análisis estático no lineal incremental con el cual se obtiene una aproximación al diagrama fuerza Vs Desplazamiento. Para lograr esto el modelo de la estructura será modificado con la finalidad de tener en cuenta la resistencia reducida inducida por los elementos en desarrollo de fallas, aplicando un primer estado de carga lateral hasta llegar a la falla de algunos elementos que conforman el sistema, posteriormente se vuelve a aplicar una fuerza lateral incrementada induciendo a la falla otro tipo de elementos diferentes al primer estado de carga y así sucesivamente el proceso continua hasta que la estructura se considera inestable o hasta que alcance el límite de desplazamiento que se requiera.

Una de las suposiciones más importantes del método es que transforma la estructura con múltiples grados de libertad a un análisis equivalente correspondiente a un modelo con un grado de libertad, así mismo el patrón de cargas monotónicas debe ser ajustado en función del cambio presentado en el primer modo de vibración debido a la plastificación de los elementos estructurales.

El procedimiento para realizar este tipo de análisis está estipulado dentro del Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10, Título A, también llamado como análisis no lineal estático.

Según el Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10, el análisis no lineal estático corresponde a un método simplificado para evaluar directamente la respuesta no lineal de estructuras a movimientos fuertes del terreno causados por un sismo. Esta es una buena alternativa en comparación a los procedimientos más complejos del análisis de respuesta no lineal contra el tiempo, como lo es el análisis cronológico inelástico que, por su complejidad y el tiempo que puede llegar a tardar su análisis, resulta para muchos diseñadores como una metodología dispendiosa y que en muchos casos no es bien remunerada.

3.1. Parámetros estipulados por la NSR-10, Título A, para la realización de un análisis Push-over

- Es necesario definir un modelo matemático de la estructura, basado en la distribución aproximada de la masa y la rigidez, considerando efectos de la no linealidad para las zonas de rótulas plásticas que se pueden generar en los elementos mediante relaciones momento-curvatura, así como también tener en cuenta los efectos P-DELTA.
- Usar un modelo fuerza de deformación no lineal para representar la rigidez de los elementos a diferentes niveles de deformación.
- Las propiedades de los elementos deben tener en cuenta la degradación de la rigidez causada por la fisuración de los elementos y también por deformaciones posteriores a la fluencia, hasta llegar a su estado de ruptura.
- Se debe seleccionar un punto de control por lo general ubicado en el piso más alto de la estructura o en la cubierta.
- Las fuerzas laterales utilizadas para el análisis se deben aplicar en el centro de masas de cada piso y deben ser proporcionales a la deformación que se obtiene del análisis

modal espectral para el modo fundamental de la estructura, ya que la masa modal efectiva para este modo es generalmente mucho mayor que los otros.

Este análisis se realiza sometiendo la estructura a un patrón de cargas laterales que se incrementan de manera monótonica, hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima.

Con este procedimiento es posible establecer los estados límites de servicio, la secuencia de agrietamiento (pérdida de rigidez), cadencia y fallo de los elementos estructurales, y las deformaciones que ocurrieron a lo largo de un evento sísmico, así como también sus esfuerzos cortantes en la base, que corresponden a la curva de capacidad de la edificación.

Es importante tener en cuenta este procedimiento, así como sus posibles limitaciones, que deben de ser tenidas en cuenta en la aplicación e interpretación de los resultados. Algunas de ellas se relacionan a continuación:

- El patrón de cargas solo considera fuerzas sísmicas laterales e ignora las cargas sísmicas verticales que se pueden dar en un evento sísmico.
- El análisis Push-over asume que el daño depende solo de la deformación lateral de la estructura, despreciando los efectos que pueden causar la duración del sismo y la disipación de energía acumulada por la estructura.
- Los cambios progresivos en las propiedades modales que ocurren en la estructura, cuando experimenta el estado no lineal durante un sismo no son considerados en este análisis.

4. Método de análisis para la evaluación del desempeño de una estructura

Básicamente el desempeño en una estructura está relacionado con su ocupación, la importancia del uso de la edificación, las consecuencias económicas en la eventualidad de un sismo donde se requiera repotenciación o el costo que representaría suspender las funciones que se realizan al interior de la edificación y por supuesto con el nivel de importancia que tiene la estructura ante la sociedad y el estado. Esto va orientado a obtener un nivel de desempeño de la estructura donde se represente una condición límite o tolerable establecida en función de una serie de aspectos como los posibles daños en elementos estructurales y no estructurales, la amenaza que representa la edificación posterior a un sismo sobre la seguridad de los ocupantes y el estado de funcionalidad de la edificación posterior a un evento sísmico.

4.1. Niveles de desempeño

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño y representa una condición límite establecida en función de tres aspectos fundamentales:

- Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
- La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducida por los daños.
- La funcionalidad de la edificación posterior al evento sísmico.

A renglón seguido, se presenta una descripción detallada de los niveles establecidos por SEAOC Visión 2000 Committee, 1995.

4.1.1. Propuesta del comité VISIÓN 2000.

Este comité define cuatro niveles de desempeño, descritos a continuación:

4.1.1.1. *Totalmente Operacional.*

El nivel totalmente operacional corresponde al nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes, los servicios y el contenido de la edificación permanecen disponibles y funcionales para su uso.

4.1.1.2. *Operacional.*

En el nivel operacional se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación e incluso algunos daños leves en los elementos del sistema primario de resistencia sísmica. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar, siendo ocupada inmediatamente después del sismo. No obstante, los daños en elementos no estructurales pueden interrumpir algunas funciones normales de la edificación.

4.1.1.3. *Seguridad.*

El nivel de seguridad tiene que ver con la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales después del sismo aún permanecen con un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación.

4.1.1.4. *Próximo al colapso.*

En el nivel próximo al colapso, la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema, compromete la estabilidad de la estructura, aproximándola al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallas locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la

estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde el punto de vista económico.

En la Tabla 1, se encuentran los daños que ocurren para cada uno de los niveles de desempeño de la edificación:

Tabla 1. *Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño*

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Totalmente operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios
Leve	Operacional	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de la resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre-Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible reparación.

Fuente: descripción de los estados de daño y niveles de desempeño (SEAOC Vision 2000 Committee, 1995).

4.2. Método para calcular el punto de desempeño de la estructura

Encontrar este punto permite entender de mejor manera el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad, y puede ser muy útil para incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo en una edificación.

Existen diferentes metodologías para hallar el punto de desempeño o de demanda de desplazamiento de una estructura, pero en este trabajo se relaciona la metodología correspondiente al Método N2 (MN2) (Freeman, 1998), la cual se describe a continuación.

4.2.1. Método N2 (MN2).

Este método utiliza las variantes aceleración-desplazamiento y combina las ventajas de la representación visual del método del espectro de capacidad (Freeman, 1998) con las bases físicas del espectro de demanda inelástico (Fajfar, 1999).

Las características fundamentales que contiene este método son:

- Uso de dos modelos matemáticos separados, la implementación del espectro de respuesta, el análisis estático no lineal (Push-over) y la elección de un modelo que considera el daño acumulado.
- Este método puede ser utilizado para la evaluación sísmica, tanto de estructuras existentes, como para el diseño de nuevas estructuras.

4.2.1.1. Descripción del método N2 (MN2).

Para la ejecución de este método, es necesario que se realicen los siguientes pasos:

- a) Definir el modelo de múltiples grados de libertad (MGDL) que represente la estructura a ser estudiada (realizar los diagramas momento-curvatura bilineales o trilineales y los de esfuerzo-deformación no lineal para caracterizar los materiales que conforman los elementos estructurales sometidos a carga monotónica).
- b) Realizar el espectro elástico de aceleración de la forma (S_{ae} , S_{de}).
- c) Calcular los espectros inelásticos de aceleración S_a y desplazamiento S_d para un sistema de un grado de libertad (1 GDL) a partir de las siguientes expresiones (Vidic, Fajfar, y Fischinger, 1994):

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R\mu} \quad , \quad S_d = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$$

$$\mu = \begin{cases} (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 & T < T_c \\ \mu & T \geq T_c \end{cases}$$

Donde:

μ = Factor de ductilidad (relación entre el desplazamiento máximo y el de cedencia).

$R\mu$ = Factor de reducción por ductilidad

T_c = Periodo de transición del segmento de aceleración constante al segmento de velocidad constante en el espectro de respuesta.

4.2.1.2. Modelo de 1 GDL equivalente.

Con este método, la demanda sísmica se determina usando el espectro de respuesta.

La estructura, en primer lugar, debe ser modelada como un sistema de un sólo grado de libertad. Este método utiliza un procedimiento que inicia con la ecuación de movimiento para un sistema de MGDL, plano que, explícitamente, contiene los grados de libertad traslacionales.

$$M\vec{\ddot{U}} + \vec{F} = M \vec{l} a$$

Donde:

\vec{U} =Vector que representa los desplazamientos.

\vec{F} =Vector que representa las fuerzas.

\vec{l} =Vector unitario.

a =Aceleración del suelo (función del tiempo).

Lo más importante y la base del procedimiento es considerar que el vector de desplazamientos Φ es constante, es decir, que no cambia durante la respuesta estructural al movimiento del suelo. Este es el punto más crítico del procedimiento, entonces \bar{U} es definido como:

$$\vec{U} = \vec{\Phi} \vec{D}$$

Donde:

\vec{D} =Desplazamientos en el nivel superior en función del tiempo.

$\vec{\Phi}$ =Desplazamientos normalizados de tal forma que la componente superior sea igual a 1.

Se igualan las fuerzas internas con las cargas externas aplicadas estáticamente; entonces queda de la siguiente manera:

$$\vec{P} = \vec{F}$$

Donde:

\vec{F} =Fuerzas internas.

\vec{P} =Cargas externas aplicadas estáticamente.

Sustituyendo las ecuaciones en la ecuación de movimiento para un sistema de MGDG plano, nos queda la siguiente expresión:

$$\vec{\Phi}^T M \vec{\Phi} \vec{D} + \vec{\Phi}^T M \vec{\Phi} p = -M \vec{\Phi}^T M \vec{l} a$$

A partir de la cual se llega a la siguiente expresión:

$$m^* D^* + F^* = -m^* a$$

Donde:

m^* =Masa del sistema de 1 GDL equivalente.

D^* =Desplazamientos del sistema de 1 GDL equivalente.

F^* =Fuerzas del sistema de 1 GDL equivalente.

$$m^* = \Phi^T M l = \sum_{i=1}^n (m_i * \phi_i)$$

$$D^* = \frac{D}{\Gamma} \quad , \quad F^* = \frac{V}{\Gamma}$$

$$V = \sum_{i=1}^n P_i = \Phi^T M l p = p \sum_{i=1}^n (m_i * \phi_i) = p m^*$$

$$\Gamma = \frac{\Phi^T M l}{\Phi^T M l \phi} = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i * \phi_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i * \phi_i^2)} = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^n (m_i * \phi_i^2)}$$

Donde:

V =Cortante basal del modelo de MGD L.

n =Número de niveles.

Γ =Factor de participación modal. Controla la transformación del modelo de MGD L al modelo de 1 GDL y viceversa. Esta constante es la misma para transformar los desplazamientos y las fuerzas.

La forma de los desplazamientos está normalizada para que el valor en la parte superior sea igual a 1. Usualmente, se debe tomar ϕ como el correspondiente al primer modo de vibración. De aquí ya se tiene una distribución de los desplazamientos, pero esto no es una camisa de fuerza para realizar el procedimiento. No obstante, puede hacerse con cualquier otra forma que sea razonable.

Los pasos para determinar el espectro de capacidad para un modelo de 1 GDL se describen a continuación:

- Determinación del espectro de capacidad del sistema de 1 GDL por medio de las ecuaciones descritas anteriormente.
- Realizar la representación bilineal de la curva de capacidad mediante cualquier procedimiento (FEMA 356). Pero se debe tener en cuenta que la rigidez post-cedencia debe tomarse igual a cero, debido a que el factor de reducción $R\mu$ se define como la relación entre la resistencia elástica requerida y la resistencia de cedencia.
- Determinar la resistencia de cedencia Fy^* , el desplazamiento cedencia Dy^* y el periodo del sistema bilineal idealizado, T^* , el cual se puede obtener de la siguiente expresión:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* Dy^*}{Fy^*}}$$

- Calcular el espectro de capacidad del modelo de 1 GDL equivalente, con las siguientes expresiones (Figura 38):

$$Sa = \frac{F^*}{m^*} \quad , \quad Sd = D^*$$

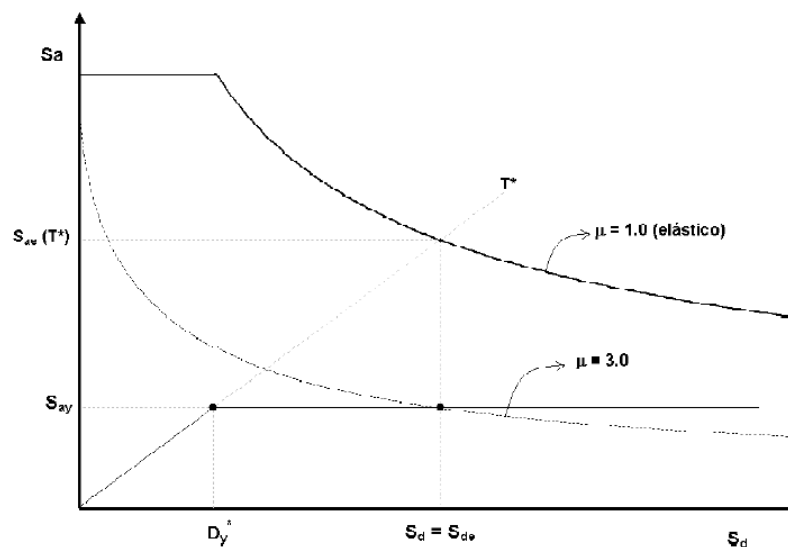


Figura 38. Espectro de demanda elástico e inelástico y espectro de capacidad. Fuente: Elaboración propia.

4.2.1.3. Desempeño sísmico del modelo de 1 GDL.

El punto de desempeño para el sistema de 1 GDL se termina mediante un procedimiento gráfico, que consiste en superponer el espectro de demanda y el diagrama de capacidad. La intersección de la línea radial correspondiente al periodo elástico T^* con el espectro de demanda elástico Sae define la demanda de aceleración y desplazamiento requeridos para el comportamiento elástico perfecto. La aceleración de cedencia Say representa, tanto la demanda de aceleración como la capacidad del sistema inelástico.

El factor de reducción de $R\mu$ se determina a partir de la siguiente expresión:

$$R\mu = \frac{Sae(T^*)}{Say}$$

La demanda de ductilidad y desplazamiento dependen del valor de T^* , como se muestra en las siguientes expresiones:

$$\mu = \left\{ \begin{array}{ll} R\mu & T^* \geq Tc \\ (R\mu - 1) & T^* < Tc \end{array} \right\}$$

$$Sd = \left\{ \begin{array}{ll} Sde(T^*) & T^* \geq Tc \\ \mu Dy^* = \frac{Sde}{R\mu} \left(1 + (R\mu - 1) \frac{Tc}{T^*} \right) & T^* < Tc \end{array} \right\}$$

Para ambos casos ($T^* \geq Tc$ y $T^* < Tc$), la demanda inelástica en términos de aceleración y desplazamiento, corresponde al punto de intersección del diagrama de capacidad con el espectro de demanda reducido para una ductilidad μ .

4.2.1.4. Desempeño sísmico global y local para el modelo de MGDL.

La demanda de desplazamiento del modelo de MGDL se determina a partir de la siguiente expresión:

$$Dt = \Gamma Sd$$

En este caso, las demandas sísmicas locales se obtienen mediante un análisis Push-over, donde se somete la estructura a cargas laterales, incrementándose de manera monótonica hasta alcanzar el desplazamiento Dt . Se supone que la distribución de deformaciones a lo largo de la estructura en el análisis estático son las correspondientes a las que se obtienen de un análisis dinámico.

4.2.1.5. Limitaciones del método.

El análisis Push-over se basa en una suposición muy restrictiva, debido a que la forma del desplazamiento es independiente del tiempo, lo cual no es válido para estructuras en las cuales los modos de vibración superiores son significativos. Por lo tanto, un análisis de este tipo puede no detectar las debilidades estructurales que pueden generarse cuando las características dinámicas de la estructura cambien, después de la formación del primer mecanismo de plastificación de los elementos estructurales.

El espectro inelástico usado en este método, se basa en suponer desplazamientos iguales, lo cual puede ser válido en estructuras que presenten periodos de vibración medios y largos; así es posible suponer que el procedimiento es muy válido para estructuras sobre suelos firmes con el periodo fundamental entre el rango medio y largo.

5. Especificaciones generales del proyecto

5.1. Localización de la estructura

El lote hace parte del área urbana del municipio de Armenia (Quindío), específicamente sobre la Av. Centenario – Calle 26 N. La edificación de estudio tiene un área aproximada en planta de 500 m². La topografía del lote se cataloga entre ondulada y montañosa (Figura 39).



Figura 39. Vista aérea del lote. Fuente Google Maps. MYF.

5.2. Zonificación sísmica del municipio de Armenia

Para el municipio de Armenia, fueron definidas en el estudio de microzonificación sísmica las zonas de comportamiento sísmico homogéneo, en total cuatro, que se describen a continuación y que se observan en la Figura 40:

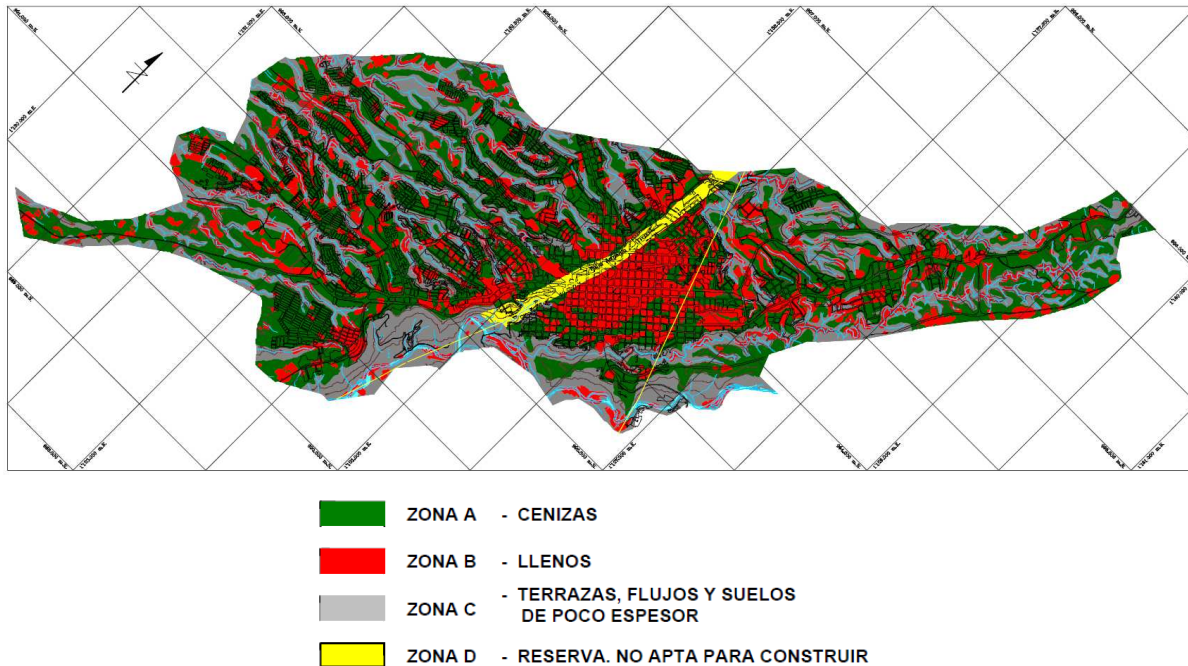


Figura 40. Zonificación Sísmica de Armenia. Fuente: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (1999).

- Zona 1: Cenizas 1: con espesores menores de 13 m en zonas de pendiente moderada.
- Zona 2: Cenizas 2: (Incluye tipo de cenizas 2 y 3) con espesores mayores o iguales a 13 m en zonas de pendiente moderada.
- Zona 3: Llenos 1: llenos mecánicos con espesores de menos de 6 m sobre por lo menos 1 m de cenizas volcánicas y llenos naturales en zonas de pendiente moderada.
- Zona 4: Llenos 2: llenos mecánicos con espesores superiores a 6 m ubicados en zonas de pendientes moderadas sobre materiales residuales, flujos volcánicos o materiales aluviales.
- Zona 5: Terrazas: material de origen aluvial en zonas de pendiente moderada.
- Zona 6: Falla Armenia: suelos cizallados ubicados en el área de influencia directa de una falla activa.
- Zona 7: suelos residuales y coluviales en laderas.
- Zona 8: flujos volcánicos antiguos de resistencia media a alta.

Luego de diversos análisis, las anteriores 8 zonas fueron simplificadas en el estudio de microzonificación a 4 zonas principales que son las siguientes:

- ZONA A - CENIZAS: conformada principalmente por las zonas 1 y 2.
- ZONA B - LLENOS: conformada principalmente por las zonas 3 y 4.
- ZONA C - TERRAZAS, FLUJOS Y SUELOS DE POCO ESPESOR: conformada principalmente por la zona 5, 7 y 8.
- ZONA D - RESERVA: NO APTAS PARA LA CONSTRUCCIÓN: conformada principalmente por las zonas 6.

Los espectros de diseño y coeficientes espectrales obtenidos para cada una de las zonas definidas en Armenia, se resumen en la Tabla 2:

Tabla 2. *Parámetros para los espectros de diseño*

	Zona A llenos ZA	Zona B llenos ZB	Zona C terrazas ZC
To	0.10	0.10	0.05
Tc	0.80	0.70	0.40
TL	2.34	2.05	2.00
Am	0.44	0.40	0.36
An	0.44	0.40	0.36
Fa	1.00	1.00	1.00
Fv	1.79	1.46	1.00

Fuente: Universidad de Los Andes (1999, citado en Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1999).

La forma del espectro elástico de aceleraciones para un coeficiente de amortiguamiento crítico de 5% que se debe utilizar en el diseño se define por medio de las ecuaciones 1 a 3.

Para periodos de vibración menores a T_0 , el valor de S_a puede limitarse al obtenido en la siguiente expresión:

$$S_a = 2.5A_mF_a$$

Para periodos de vibración menores de T_c y mayores o iguales a T_0 , el valor de S_a puede limitarse al obtenido con las siguientes expresiones:

$$S_a = \frac{A_n F_v}{T^{1.5}} \quad (\text{zona A y B})$$

$$S_a = \frac{A_n F_v}{T} \quad (\text{zona C})$$

Para periodos de vibración mayores a T_c y menores o iguales de T_L , el valor de S_a puede limitarse al obtenido en la siguiente expresión:

$$S_a = \frac{A_m}{2}$$

Para periodos de vibración mayores que T_L , el valor de S_a no puede ser menor que los dados en esta ecuación (Figura 41 y Figura 42).

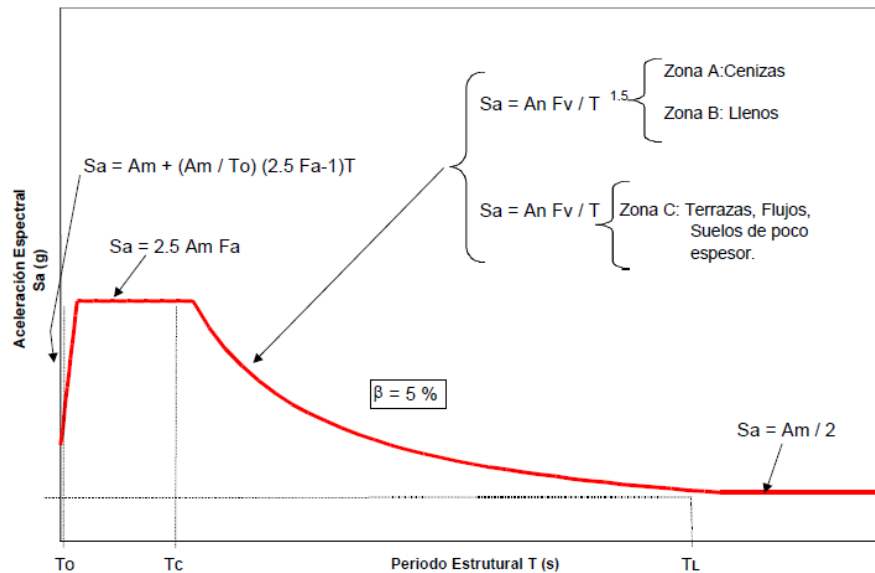


Figura 41. Espectro definido para un coeficiente de amortiguamiento del 5%. Fuente: Universidad de Los Andes (1999, citado en Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1999).

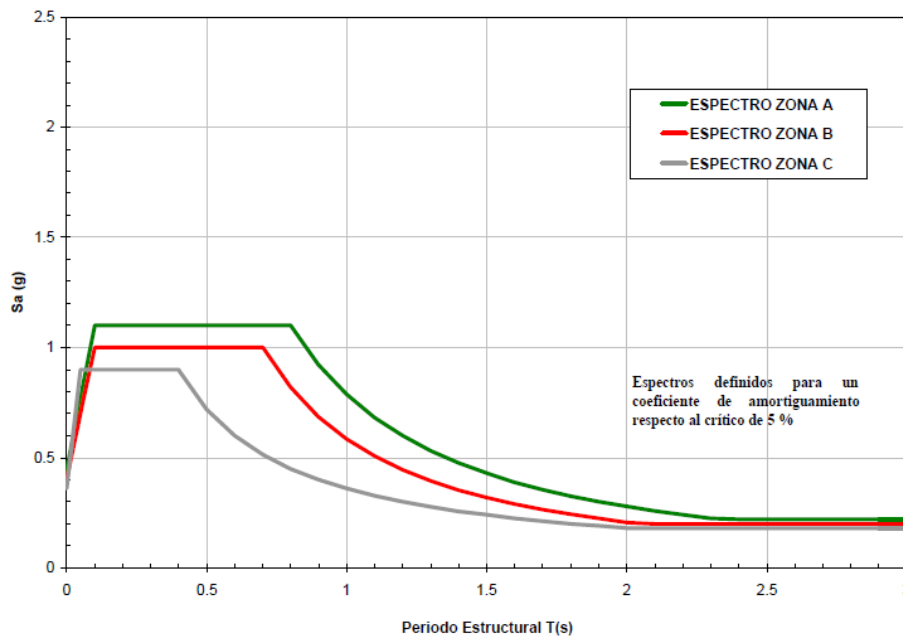


Figura 42. Espectros de diseño proyecto microzonificación de la ciudad de Armenia. Fuente: Universidad de Los Andes (1999, citado en Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 1999).

Teniendo en cuenta lo anterior, el proyecto se encuentra localizado en la ZONA A. De acuerdo con esto, el espectro de aceleraciones, haciendo uso de la microzonificación sísmica de la región, es ilustrado en la Figura 43:

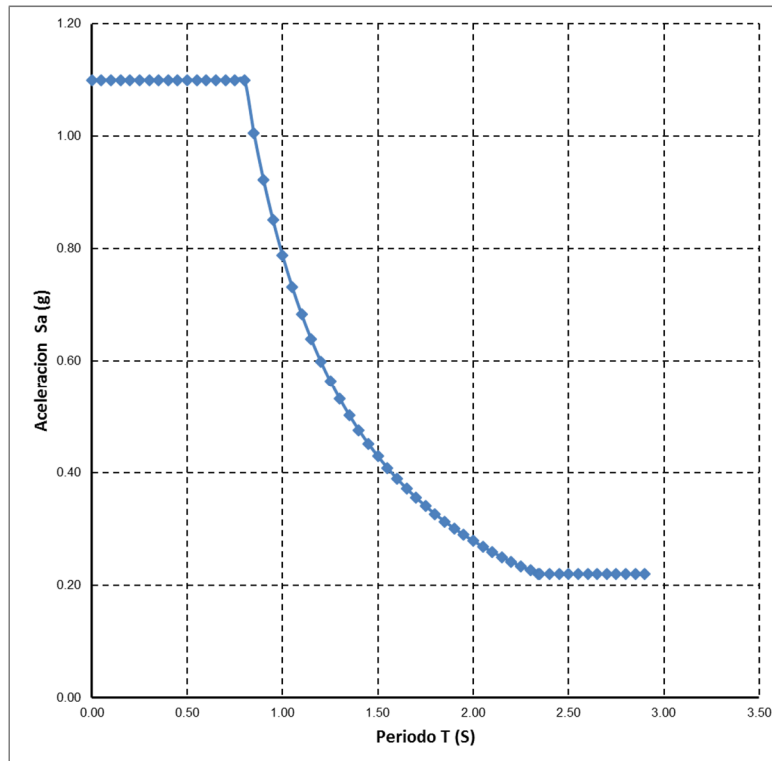


Figura 43. Espectro de diseño microzonificación de la ciudad de Armenia. Fuente: Elaboración propia.

Dadas las condiciones normativas que rigen el municipio de Armenia, la edificación fue analizada y diseñada con la acción de los efectos sísmicos proporcionados por el espectro de aceleraciones del Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10, el cual se elaboró teniendo en cuenta las recomendaciones del estudio de suelos del proyecto, sin embargo, el presente análisis descrito en el documento fue realizado usando el espectro de la microzonificación sísmica de Armenia.

El proyecto se encuentra en una zona de amenaza sísmica alta y le corresponden los siguientes factores:

$$\begin{array}{ll}
 A_a & = 0.25 & A_v & = 0.25 \\
 F_a & = 1.30 & F_v & = 1.90 & I & = 1.00
 \end{array}$$

Teniendo en cuenta lo anterior, en la Figura 44 se ilustra el espectro de aceleraciones correspondiente a la edificación en estudio.

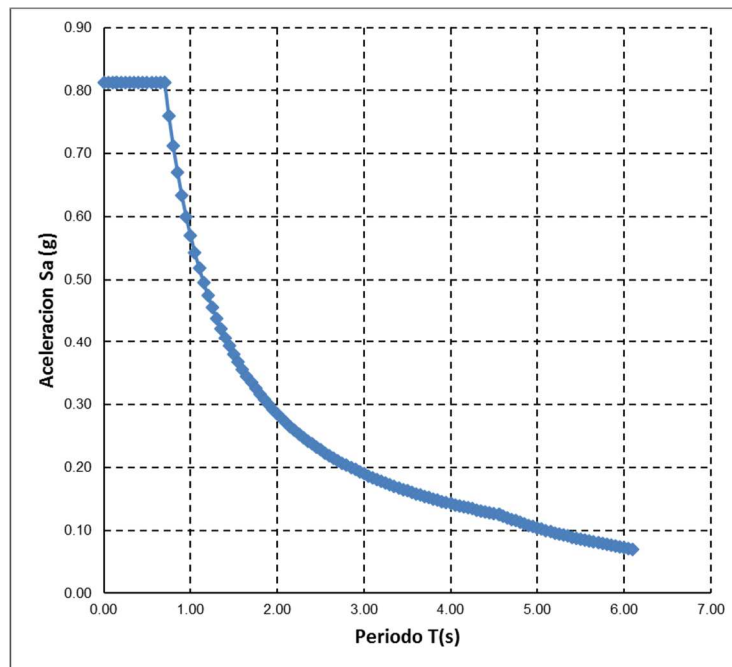


Figura 44. Espectro de aceleraciones (NSR-10) Suelo tipo D. Fuente: Elaboración propia.

Por medio del espectro obtenido mediante la NSR-10, se realizará el chequeo de derivas de la estructura y, posteriormente, el diseño.

Teniendo en cuenta que el espectro de la microzonificación es mucho mayor al correspondiente con la NSR-10, se realizará el análisis Push-over para la condición más desfavorable, en este caso, se usará el espectro de la microzonificación.

5.3. Configuración geométrica de la estructura

El proyecto consiste en la construcción de un edificio de 18 niveles con altura de entrepiso $h=2.55$ m, cuyo sistema primario de resistencia sísmica es el de muros de concreto reforzado o industrializado en sus dos direcciones principales, los cuales serán dispuestos con capacidad especial de disipación de energía (DES).

Las losas se proyectan macizas con un espesor de 12 cm, apoyadas directamente sobre los muros de carga.

La fundación fue diseñada tipo profunda mediante una viga corrida que les da apoyo a los muros y éstas, a su vez, se apoyan en un sistema de pilotes que varían entre 15 y 20 m de profundidad.

En la Figura 45 y Figura 46 se muestran las plantas arquitectónicas del proyecto. Adicionalmente, en la Figura 47 se ilustra una sección longitudinal que abarca la totalidad de la edificación:

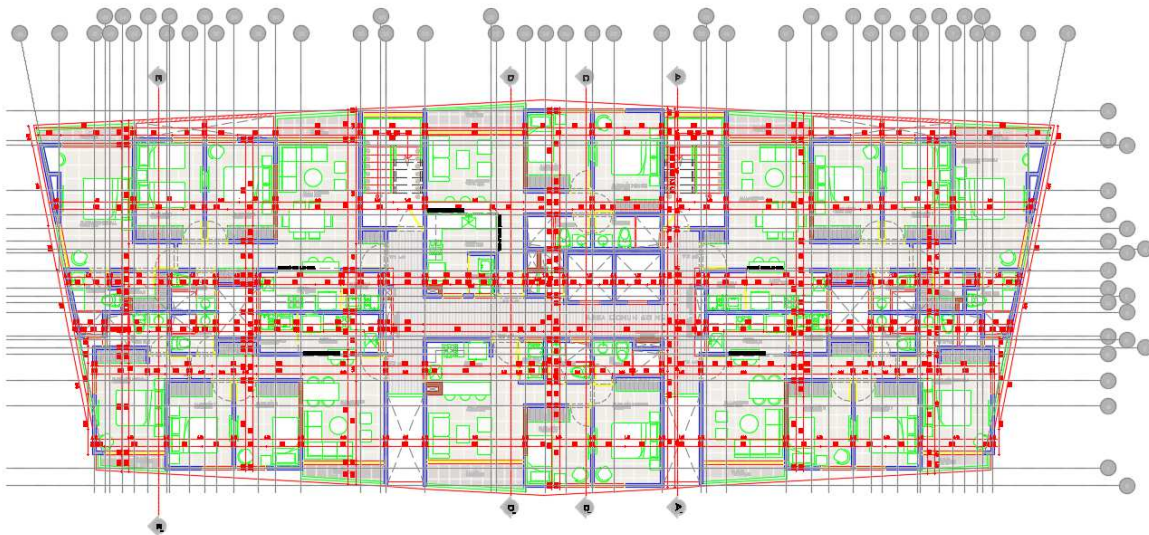


Figura 45. Planta arquitectónica Típica. Fuente: Diseño arquitectónico.

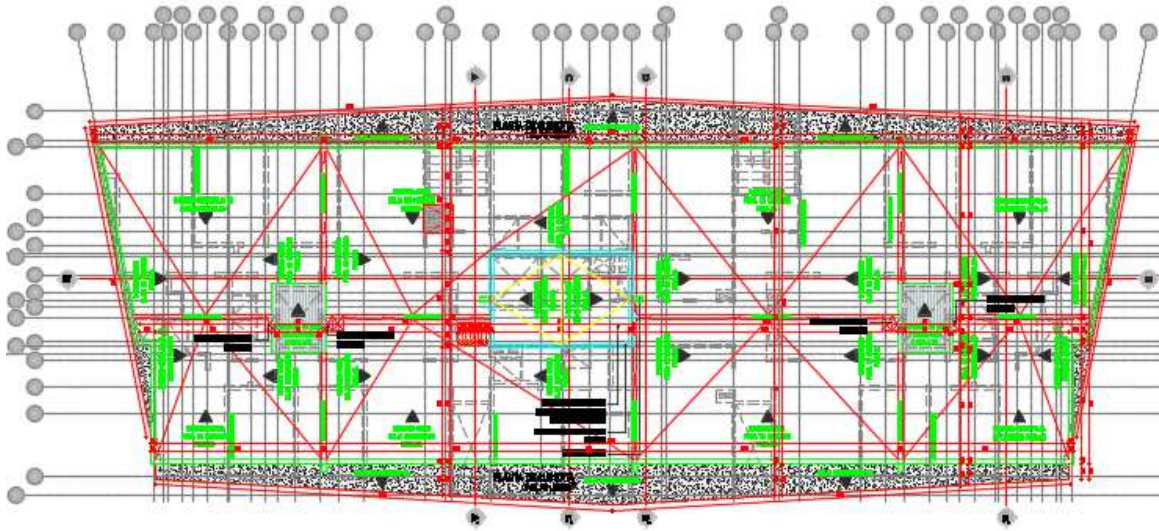


Figura 46. Planta arquitectónica de cubierta. Fuente: Diseño arquitectónico.

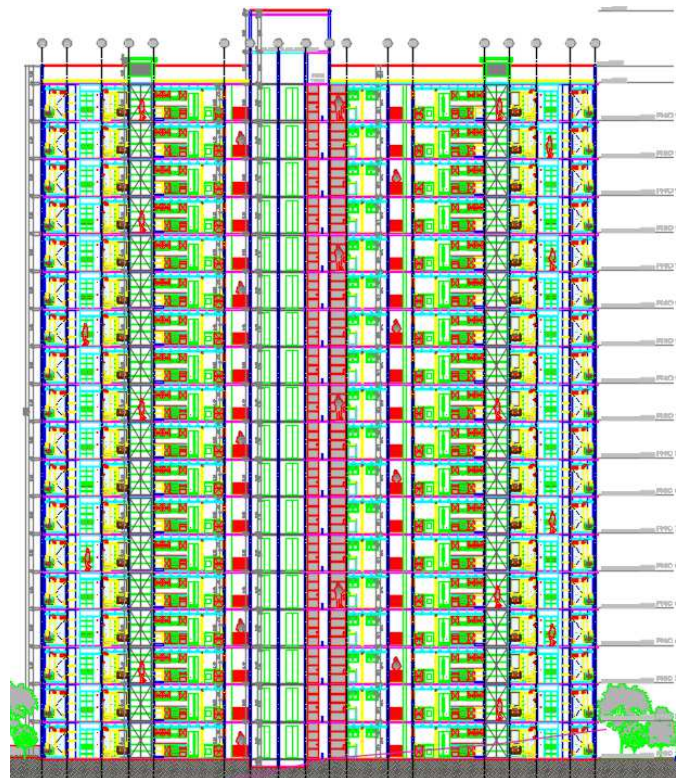


Figura 47. Sección longitudinal de edificación. Fuente: Diseño arquitectónico.

En general, la estructura presenta una variación del espesor del muro en altura, variando en 15, 12 y 10 cm. En la Figura 48, se ilustra una vista isométrica del modelo de análisis de la estructura realizado en el software de análisis y diseño ETABS 16.0.2 (1984-2016 Computers and Structures, Inc.). Seguidamente, se muestra la planimetría de los pisos típicos de la estructura con la variación de los espesores de los muros.

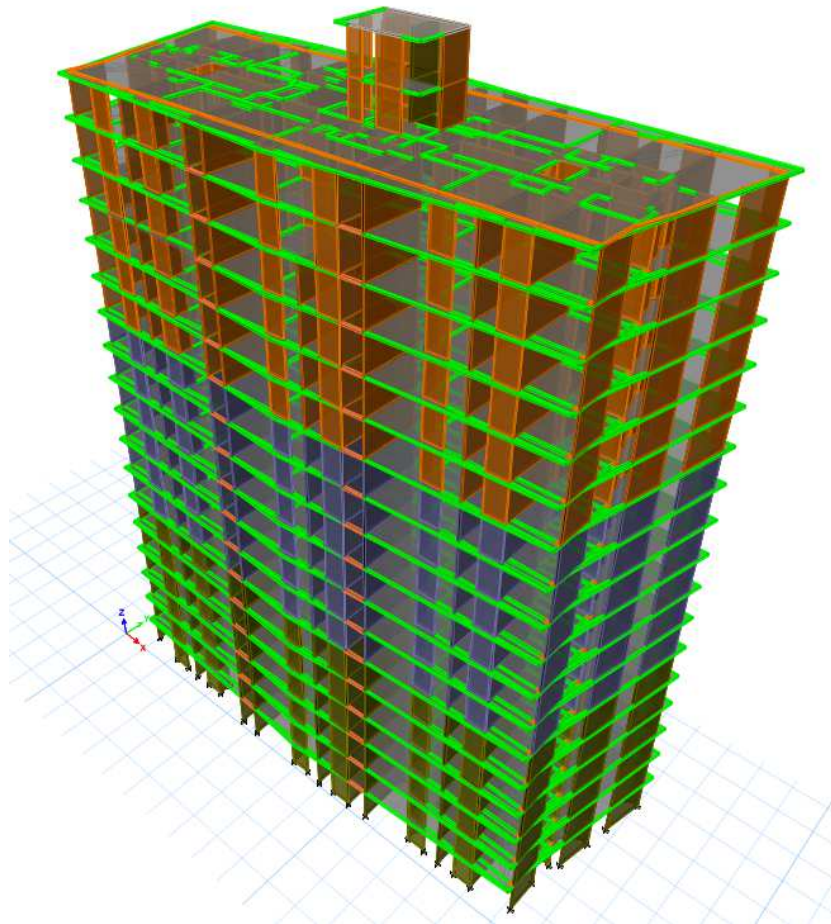


Figura 48. Vista isométrica modelo estructural Torre. Fuente: Elaboración propia.

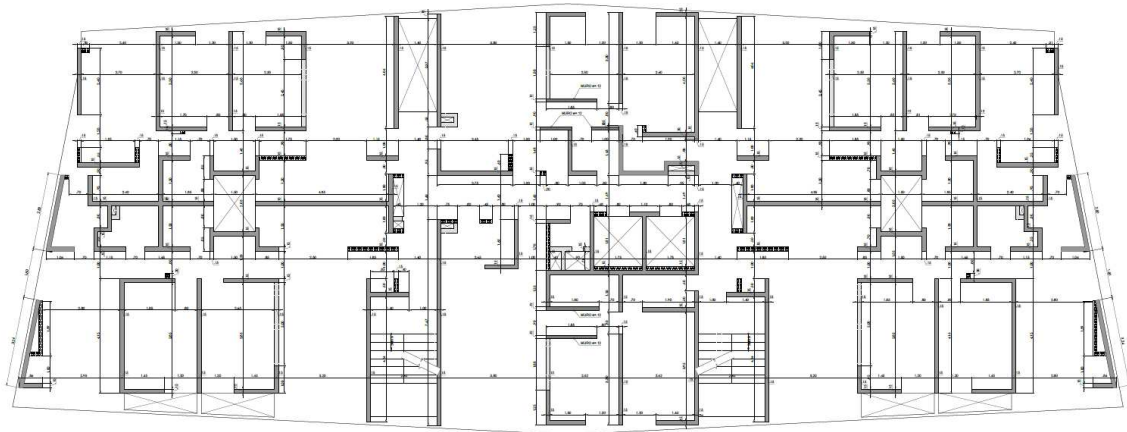


Figura 49. Planta Estructural Pisos 1 a 6, muros $e=0.15$ m. Fuente: Elaboración propia.

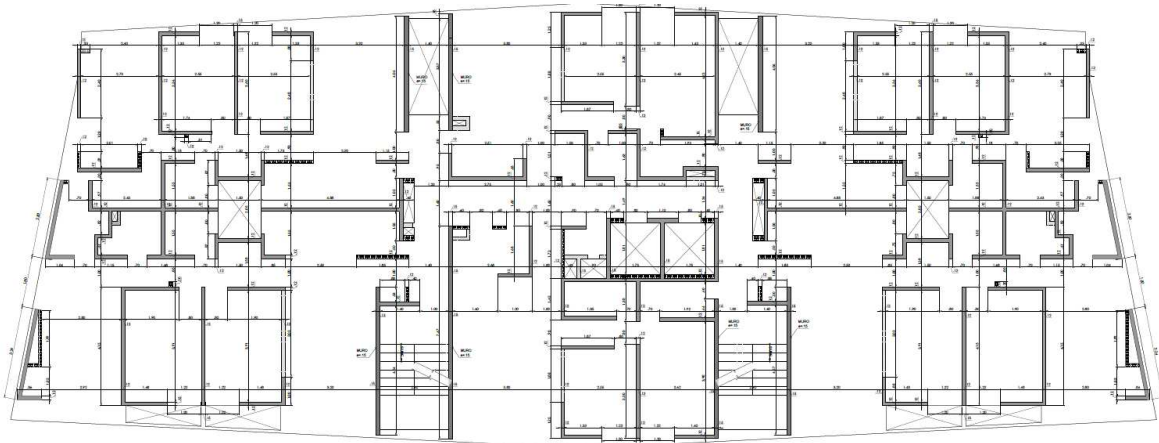


Figura 50. Planta Estructural Pisos 7 a 12, muros $e=0.12$ m. Fuente: Elaboración propia.

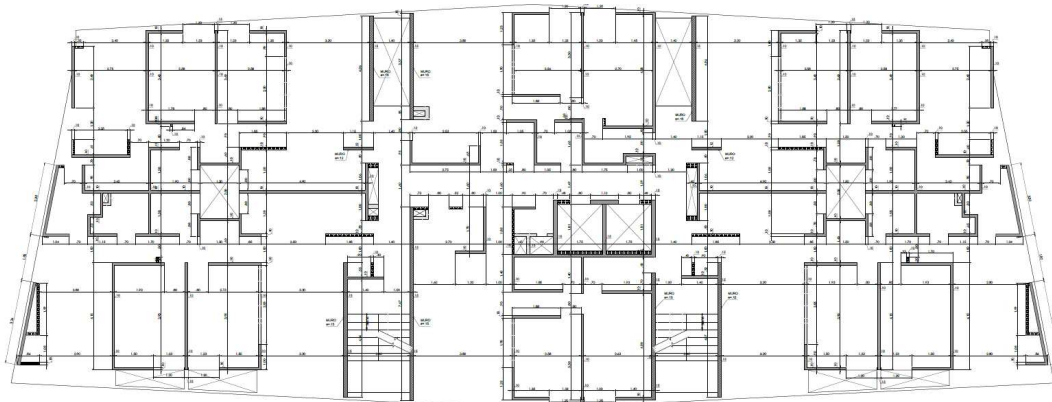


Figura 51. Planta Estructural Pisos 13 a 16, muros $e=.10$ m. Fuente: Elaboración propia.

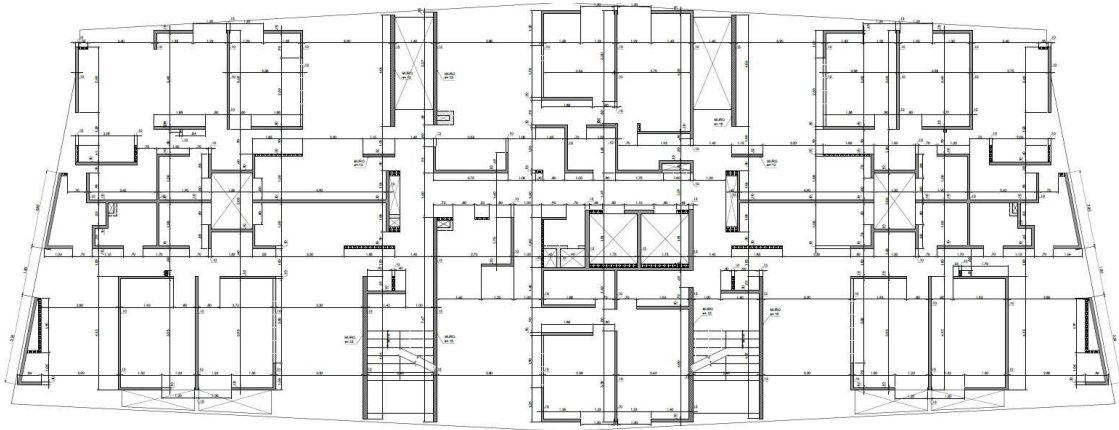


Figura 52. Planta Estructural Piso 17, muros $e=.10$ m. Fuente: Elaboración propia.

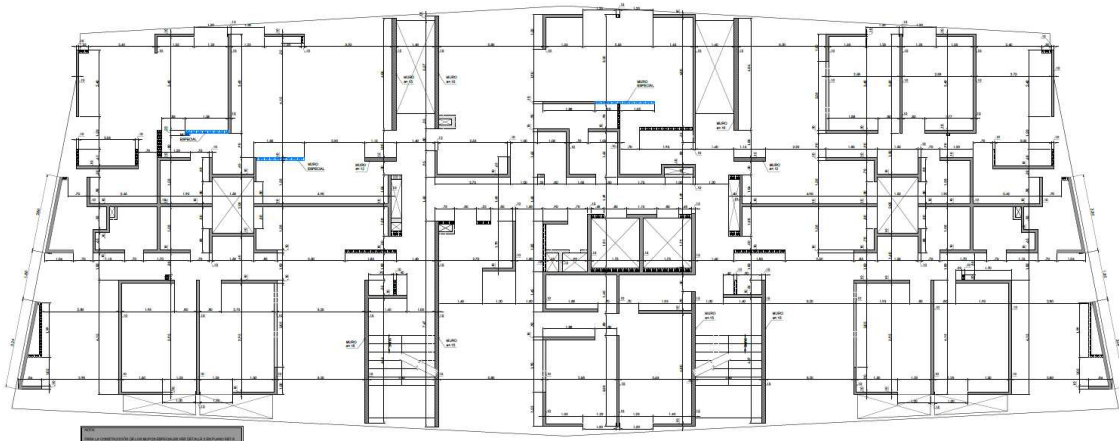


Figura 53. Planta Estructural Piso 18, muros $e=.10$ m. Fuente: Elaboración propia.

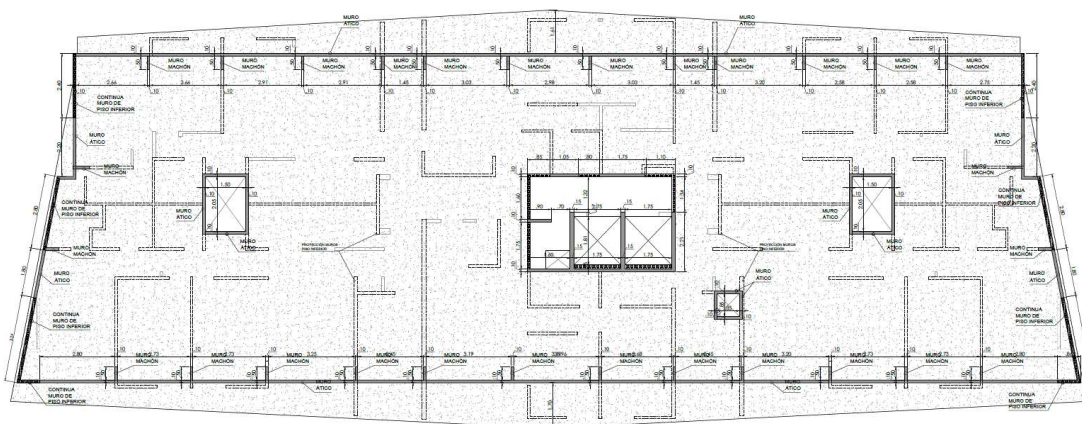


Figura 54. Planta Estructural Piso 19 áticos, muros $e=.10$ m. Fuente: Elaboración propia.

6. Generalidades del análisis de la estructura

A continuación, se realiza una breve descripción de los aspectos tenidos en cuenta para la realización del análisis modal espectral y el diseño de los elementos estructurales que conforman la edificación.

6.1. Materiales

- **Concreto**

Vigas de cimentación:	$f'c=28 \text{ MPa}=280 \text{ kg/cm}^2$
Pilotes:	$f'c=21 \text{ MPa}=210 \text{ kg/cm}^2$
Losas macizas:	$f'c=28 \text{ MPa}=280 \text{ kg/cm}^2$
Vigas aéreas:	$f'c=28 \text{ MPa}=280 \text{ kg/cm}^2$
Muros estructurales:	$f'c=28 \text{ MPa}=280 \text{ kg/cm}^2$

Concreto ciclópeo: 50% concreto $f'c=14\text{MPa}=140 \text{ kg/cm}$, 50% roca muerta.

El módulo de elasticidad del concreto, se toma como el valor para agregado grueso de origen metamórfico NSR-10 C.8.5.1

$$E_c = 4700\sqrt{f'c} \text{ en MPa}$$

Para la fabricación del concreto deberá emplearse cemento tipo 1, de acuerdo con las normas NTC 121 y NTC 321.

- **Acero de refuerzo**

Barras de refuerzo: $f_y=420 \text{ MPa}=4200 \text{ kg/cm}^2$.

Malla electrosoldada: $f_y=485 \text{ MPa}=4850 \text{ kg/cm}^2$.

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo se tomará como $E_s= 200.000 \text{ MPa}$ de acuerdo al capítulo C.8.5.2 de la NSR-10.

6.2. Evaluación de cargas y combinaciones

Las cargas y combinaciones de carga son acordes con el título B de la NSR-10 y están descritas detalladamente en la Tabla 3, para las cargas muertas, y Tabla 4, para las cargas vivas.

6.2.1. Carga muerta.

Tabla 3. *Cargas muertas utilizadas en el análisis de la estructura*

Ítem	Descripción	Carga
LOSA ENTREPISO TIPO (VIVIENDA)	Acabado de piso	1.10 kN/m ² (110 kg/m ²)
	Muros sistema liviano	0.65 kN/m ² (65 kg/m ²)
	Cielo falso	0.25 kN/m ² (25 kg/m ²)
	Total=	2.00 kN/m² (200 kg/m²)
LOSA DE CUBIERTA	Impermeabilización	1.75 kN/m ² (175 kg/m ²)
	Cielo falso	0.25 kN/m ² (25 kg/m ²)
	Total=	2.00 kN/m² (200 kg/m²)

Fuente: Elaboración propia.

Las cargas muertas corresponden a los pesos propios de los elementos estructurales (vigas, losas y muros) y estos son calculados automáticamente por el software de análisis.

6.2.2. Carga viva.

La carga viva corresponde a lo dispuesto en el Título B de la NSR-10:

Tabla 4. *Cargas vivas utilizadas en el análisis de la estructura*

Ítem	Descripción	Carga
LOSA DE ENTREPISO VIVIENDA	Carga viva residencial	1.80 kN/m ² (180 kg/m ²)
	Corredores y escaleras	3.00 kN/m ² (300 kg/m ²)
	Balcones	5.00 kN/m ² (500 kg/m ²)

Fuente: Elaboración propia.

6.2.3. Combinaciones de carga.

Se realizó un análisis estructural tipo Modal Espectral mediante el software ETABS 16.0.2. (1984-2016 Computers and Structures, Inc.), además de otros desarrollados por el autor, siguiendo lo dispuesto por la norma NSR-10 en sus títulos A, B y C.

- 1.4 (D)
- 1.2 (D) + 1.6 (L) + 0.5 (Lr)
- 1.2D + 1.0E + 1.0L
- 0.9D + 1.0E

Donde:

D= Carga Muerta sobreimpuesta

L= Carga Viva sobreimpuesta

Lr= Carga Viva de cubierta sobreimpuesta

E= Fuerza sísmica reducida por el factor de disipación de energía R.

6.3. Análisis fuerza horizontal equivalente

El análisis de Fuerza Horizontal Equivalente se realizó mediante el programa de análisis y diseño estructural ETABS 16.0.2 atendiendo lo especificado en el Capítulo A.4 de la NSR-10.

Para el cálculo del periodo de la edificación A.4.2-3:

$$T_a = C_t h^\alpha$$

El valor de C_t y α se obtiene a partir de la Tabla A.4.2-1 de la NSR-10, de acuerdo con el sistema estructural de resistencia sísmica.

Tabla 5. Valores de C_t y α para el cálculo del periodo aproximado T_a (NSR-10)

Sistema estructural de resistencia sísmica	C_t	α
Pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.047	0.9
Pórticos resistentes a momentos de acero estructural que resisten la totalidad de las fuerzas sísmicas y que no están limitados o adheridos a componentes más rígidos, estructurales o no estructurales, que limiten los desplazamientos horizontales al verse sometidos a las fuerzas sísmicas.	0.072	0.8
Pórticos arriostrados de acero estructural con diagonales excéntricas restringidas a pandeo.	0.073	0.75
Todos los otros sistemas estructurales basados en muros de rigidez similar o mayor a la de muros de concreto o mampostería	0.049	0.75
Alternativamente, para estructuras que tengan muros estructurales de concreto reforzado o mampostería estructural, pueden emplearse los siguientes parámetros C_t y α , donde C_w se calcula utilizando la ecuación A.4.2-4.	$\frac{0.0062}{\sqrt{C_w}}$	1.00

Fuente: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial (2010).

En este caso, se trata de muros de concreto reforzado. Por lo tanto:

$$C_t = 0.049$$

$$\alpha = 0.75$$

Altura de la edificación ($h=45.90\text{m}$).

$$T_a = 0.86\text{s}$$

En este caso, para el análisis dinámico, los periodos fundamentales de las edificaciones son:

- $T_x=0.99\text{s}$ (Modo de vibración 1)
- $T_y=0.87\text{s}$ (Modo de vibración 2)

El límite máximo para los periodos dinámicos es:

$$C_U = 1.75 - 1.2A_v F_v = 1.18$$

Sin embargo, C_u no debe ser menor que 1.20:

$$C_U T_a = 1.032\text{s}$$

Ambos periodos son menores a $C_u T_a$. Por lo tanto, se cumple con el criterio normativo.

El factor k es el exponente relacionado con el periodo fundamental de la edificación, el cual está dado por las siguientes consideraciones:

- Para T menor o igual a 0.5 segundos, $k=1.0$
- Para T entre 0.5 y 2.5 segundo, $k=0.75+0.5T$
- Para T mayor que 2.5 segundos, $k=2.0$

En este caso $k=1.18$.

6.3.1. Factor de modificación de la respuesta sísmica.

De acuerdo con la Tabla A.3-1 de la NSR-10, se obtiene el valor del coeficiente de disipación de energía, dado que se trata de un sistema de muros de concreto con capacidad especial de disipación de energía (DES). Por lo tanto:

$$R_o = 5.0$$

6.3.1.1. Cálculo de irregularidades.

Para la estructura diseñada, se analizan las posibles irregularidades del sistema estructural, de acuerdo con la NSR-10, encontrándose que:

- **Irregularidades en Planta**

La estructura no presenta irregularidad en planta, de acuerdo con A.3.3.3. Por lo tanto:

$$\phi_p = 1.0$$

- **Irregularidades en altura**

La estructura no presenta irregularidad en altura, de acuerdo con A.3.2. Por lo tanto:

$$\phi_a = 1.0$$

- **Irregularidades por ausencia de redundancia**

La estructura no presenta irregularidad por ausencia de redundancia de acuerdo a A.3.3.8; Por lo tanto:

$$\phi_r = 1.0$$

Por lo tanto, el factor de modificación de la respuesta sísmica, de acuerdo a A.3.3.3 es:

$$R = R_o \phi_p \phi_a \phi_r = 5.00$$

Sin embargo, a juicio, teniendo en cuenta que el sistema estructural adoptado presenta ciertas deficiencias en la rotación inelástica, se tomará $R=4.00$, siendo conservado con respecto a la normativa actual.

6.3.2. Ajuste de resultados.

De acuerdo con el numeral A.5.4.5 de la NSR-10, se procede a realizar el ajuste de resultados en los valores de cortante en la base para el cálculo de Fuerza Horizontal Equivalente respecto al análisis dinámico, así:

Los valores de cortante en la base para el análisis de fuerza horizontal equivalente se presentan para los casos FHEX y FHEY. Tanto en la dirección X como en la dirección Y , y el valor del cortante en la base para el análisis dinámico, se presentan para los casos DERX y DERY, los cuales no han sido divididos por R , tanto en la dirección X como en la dirección Y .

Los valores del Cortante Basal para FHEX y FHEY corresponden al menos al 80% del cortante basal para Fuerza horizontal equivalente FHEX y FHEY (Tabla 6).

Tabla 6. Cortantes en la base totales. Evidencia del ajuste de resultados

Ítem	Fx (tonf)	Fy (tonf)	Fz (tonf)	Mx (tonf-m)	My (tonf-m)	Mz (tonf-m)
FHEX	-4335.20	5.61E-6	0.0001	-7.02	-139984	34268.88
FHEY	2.01E-6	-4786.03	-0.0001	153281.35	7.98	-97295.71
DERX	3518.47	1217.08	0.0002	38063.75	107887.58	45907.78
DERY	3407.16	3854.49	0.0001	120300.66	104478.89	79323.66

Fuente: Elaboración propia a partir de la modelación en ETABS, 2016.

6.4. Chequeo de derivas

La deriva de entrepiso está dada por los desplazamientos laterales de la edificación, los cuales de acuerdo al Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente NSR-10 no deben sobre pasar el límite máximo correspondiente al 1% de la altura de entrepiso, esta verificación se debe realizar en las dos direcciones principales de estudio y para la edificación en estudio se realizó por medio de un análisis modal espectral con la implementación del espectro de diseño dispuesto en el Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10.

En la Tabla 7, se indican los desplazamientos y el cálculo de las derivas de entrepiso que se presentan en la edificación en cada una de las direcciones de estudio:

Tabla 7. *Derivas de entrepiso en la dirección de X y Y.*

PISO	CASO DE CARGA	DIRECCION	DERIVA	X (m)	Y (m)	Z (m)
CUB2-N+50.63	DERX Max	X	0.50%	19.43	9.74	50.53
CUB2-N+50.63	DERX Max	Y	0.20%	24.83	7.78	50.53
CUB2-N+50.63	DERY Max	X	0.49%	19.43	9.74	50.53
CUB2-N+50.63	DERY Max	Y	0.52%	24.83	7.78	50.53
MAQ.-N+48.08	DERX Max	X	0.49%	19.43	9.74	47.98
MAQ.-N+48.08	DERX Max	Y	0.20%	24.83	7.78	47.98
MAQ.-N+48.08	DERY Max	X	0.49%	19.43	9.74	47.98
MAQ.-N+48.08	DERY Max	Y	0.53%	24.83	7.78	47.98
CUB-N+45.90	DERX Max	X	0.56%	15.48	15.28	45.80
CUB-N+45.90	DERX Max	Y	0.46%	40.30	14.61	45.80
CUB-N+45.90	DERY Max	X	0.57%	15.48	15.28	45.80
CUB-N+45.90	DERY Max	Y	0.69%	0.00	14.61	45.80
P17-N+43.35	DERX Max	X	0.58%	15.48	15.28	43.25
P17-N+43.35	DERX Max	Y	0.47%	40.30	14.61	43.25
P17-N+43.35	DERY Max	X	0.60%	15.48	15.28	43.25
P17-N+43.35	DERY Max	Y	0.71%	0.00	14.61	43.25
P16-N+40.80	DERX Max	X	0.62%	15.48	15.28	40.70
P16-N+40.80	DERX Max	Y	0.49%	40.30	14.61	40.70

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN EN MUROS DE CONCRETO MEDIANTE MÉTODOS SIMPLIFICADOS

P16-N+40.80	DERY Max	X	0.63%	15.48	15.28	40.70
P16-N+40.80	DERY Max	Y	0.73%	0.00	14.61	40.70
P15-N+38.25	DERX Max	X	0.65%	15.48	15.28	38.15
P15-N+38.25	DERX Max	Y	0.50%	40.30	14.61	38.15
P15-N+38.25	DERY Max	X	0.66%	15.48	15.28	38.15
P15-N+38.25	DERY Max	Y	0.75%	0.00	14.61	38.15
P14-N+35.70	DERX Max	X	0.68%	15.48	15.28	35.60
P14-N+35.70	DERX Max	Y	0.51%	40.30	14.61	35.60
P14-N+35.70	DERY Max	X	0.69%	15.48	15.28	35.60
P14-N+35.70	DERY Max	Y	0.77%	0.00	14.61	35.60
P13-N+33.15	DERX Max	X	0.71%	15.48	15.28	33.05
P13-N+33.15	DERX Max	Y	0.52%	40.30	14.61	33.05
P13-N+33.15	DERY Max	X	0.72%	15.48	15.28	33.05
P13-N+33.15	DERY Max	Y	0.78%	0.00	14.61	33.05
P12-N+30.60	DERX Max	X	0.72%	15.48	15.28	30.50
P12-N+30.60	DERX Max	Y	0.53%	40.30	14.61	30.50
P12-N+30.60	DERY Max	X	0.73%	15.48	15.28	30.50
P12-N+30.60	DERY Max	Y	0.78%	0.00	14.61	30.50
P11-N+28.05	DERX Max	X	0.73%	15.48	15.28	27.95
P11-N+28.05	DERX Max	Y	0.53%	40.30	14.61	27.95
P11-N+28.05	DERY Max	X	0.74%	15.48	15.28	27.95
P11-N+28.05	DERY Max	Y	0.78%	0.00	14.61	27.95
P10-N+25.50	DERX Max	X	0.74%	15.48	15.28	25.45
P10-N+25.50	DERX Max	Y	0.52%	40.30	14.61	25.45
P10-N+25.50	DERY Max	X	0.74%	15.48	15.28	25.45
P10-N+25.50	DERY Max	Y	0.78%	0.00	14.61	25.45
P9-N+22.95	DERX Max	X	0.73%	15.48	15.28	22.90
P9-N+22.95	DERX Max	Y	0.51%	40.30	14.61	22.90
P9-N+22.95	DERY Max	X	0.74%	15.48	15.28	22.90
P9-N+22.95	DERY Max	Y	0.76%	0.00	14.61	22.90
P8-N+20.40	DERX Max	X	0.71%	15.48	15.28	20.35
P8-N+20.40	DERX Max	Y	0.49%	40.30	14.61	20.35
P8-N+20.40	DERY Max	X	0.72%	15.48	15.28	20.35
P8-N+20.40	DERY Max	Y	0.73%	0.00	14.61	20.35
P7-N+17.85	DERX Max	X	0.68%	15.48	15.28	17.80
P7-N+17.85	DERX Max	Y	0.46%	40.30	14.61	17.80
P7-N+17.85	DERY Max	X	0.69%	15.48	15.28	17.80
P7-N+17.85	DERY Max	Y	0.69%	0.00	14.61	17.80

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN EN MUROS DE CONCRETO MEDIANTE MÉTODOS SIMPLIFICADOS

P6-N+15.30	DERX Max	X	0.63%	15.48	15.28	15.30
P6-N+15.30	DERX Max	Y	0.42%	40.30	14.61	15.30
P6-N+15.30	DERY Max	X	0.64%	15.48	15.28	15.30
P6-N+15.30	DERY Max	Y	0.63%	0.00	14.61	15.30
P5-N+12.75	DERX Max	X	0.58%	15.48	15.28	12.75
P5-N+12.75	DERX Max	Y	0.37%	40.30	14.61	12.75
P5-N+12.75	DERY Max	X	0.58%	15.48	15.28	12.75
P5-N+12.75	DERY Max	Y	0.57%	0.00	14.61	12.75
P4-N+10.20	DERX Max	X	0.51%	15.48	15.28	10.20
P4-N+10.20	DERX Max	Y	0.32%	40.30	14.61	10.20
P4-N+10.20	DERY Max	X	0.51%	15.48	15.28	10.20
P4-N+10.20	DERY Max	Y	0.49%	0.00	14.61	10.20
P3-N+7.65	DERX Max	X	0.41%	15.48	15.28	7.65
P3-N+7.65	DERX Max	Y	0.25%	40.30	14.61	7.65
P3-N+7.65	DERY Max	X	0.42%	15.48	15.28	7.65
P3-N+7.65	DERY Max	Y	0.39%	0.00	14.61	7.65
P2-N+5.10	DERX Max	X	0.29%	15.48	15.28	5.10
P2-N+5.10	DERX Max	Y	0.17%	40.30	14.61	5.10
P2-N+5.10	DERY Max	X	0.29%	15.48	15.28	5.10
P2-N+5.10	DERY Max	Y	0.26%	0.00	14.61	5.10
P1-N+2.55	DERX Max	X	0.13%	15.48	15.28	2.55
P1-N+2.55	DERX Max	Y	0.07%	39.97	13.84	2.55
P1-N+2.55	DERY Max	X	0.13%	15.48	15.28	2.55
P1-N+2.55	DERY Max	Y	0.11%	0.33	13.84	2.55

Fuente: Elaboración propia a partir de la modelación en ETABS, 2016.

6.5. Información modal de la estructura

En la Tabla 8, se presentan los factores de participación modal de la masa en el análisis, de manera que se cumpla lo prescrito en el numeral A.5.4.2 de la NSR-10:

Tabla 8. *Factores de participación modal*

CASO	MODO	PERIODO (s)	SUM UX	SUM UY	SUM UZ
Modal	1	1.002	58.0%	0.0%	0.0%
Modal	2	0.908	59.4%	53.9%	0.0%
Modal	3	0.883	67.5%	65.0%	0.0%
Modal	4	0.274	82.3%	65.0%	0.0%
Modal	5	0.232	82.8%	66.5%	0.0%
Modal	6	0.226	82.8%	82.2%	0.0%
Modal	7	0.129	88.9%	82.2%	0.0%
Modal	8	0.103	89.0%	82.3%	0.0%
Modal	9	0.1	89.0%	88.8%	0.0%
Modal	10	0.078	92.0%	88.8%	0.0%
Modal	11	0.069	92.3%	89.1%	0.0%
Modal	12	0.06	92.3%	89.1%	0.0%
Modal	13	0.059	92.5%	91.8%	0.0%
Modal	14	0.053	94.1%	92.2%	0.0%

Fuente: Elaboración propia a partir de la modelación en ETABS, 2016.

7. Diseño de la estructura

El diseño de los muros de concreto reforzado se realizó mediante el software de análisis y diseño ETABS 16.0.2 (1984-2016 Computers and Structures, Inc.), con base en las fuerzas obtenidas de las combinaciones de carga. En la Tabla 9, se presenta de manera informativa el reporte de diseño del software para los muros del primer piso de la edificación.

Los muros fueron analizados y diseñados como elementos independientes, es decir, que el comportamiento de los elementos fue estudiado en el plano del muro y no fuera del mismo. Adicionalmente, no fueron tenidos en cuenta con las configuraciones en C, T, L etc.

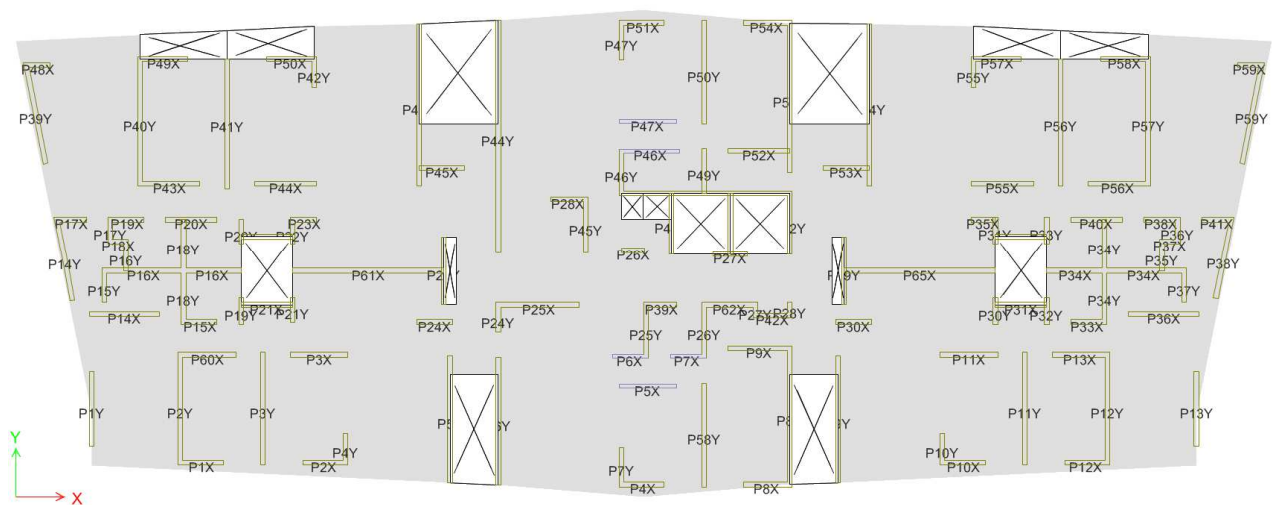


Figura 55. Planta nomenclatura de los muros para análisis y diseño de muros piso 1. Fuente: Elaboración propia a partir de la modelación en ETABS, 2016.

Tabla 9. *Diseño de elementos Piso 1 análisis modal espectral*

Story	Pier Label	D/C Ratio	Shear Rebar m ² /m	Boundary Zone Left m	Boundary Zone Right m
P1-N+2.55	P1Y	0.57	0.00038	0.47	0.47
P1-N+2.55	P2Y	0.80	0.00038	1.09	1.09
P1-N+2.55	P3Y	0.99	0.00038	0.77	0.77
P1-N+2.55	P4Y	0.78	0.00038	0.30	0.30
P1-N+2.55	P5Y	0.95	0.00038	0.82	0.82
P1-N+2.55	P6Y	0.72	0.00038	1.12	1.12
P1-N+2.55	P7Y	0.61	0.00038	0.35	0.35
P1-N+2.55	P8Y	0.97	0.00038	1.23	1.23
P1-N+2.55	P9Y	0.90	0.00038	0.79	0.79
P1-N+2.55	P10Y	0.71	0.00038	0.30	0.30
P1-N+2.55	P11Y	0.94	0.00038	0.77	0.77
P1-N+2.55	P12Y	0.79	0.00038	1.09	1.09
P1-N+2.55	P13Y	0.57	0.00038	0.47	0.47
P1-N+2.55	P14Y	0.88	0.00038	1.06	1.06
P1-N+2.55	P15Y	0.96	0.00038	0.59	0.59
P1-N+2.55	P16Y	0.69	0.00038	0.37	0.37
P1-N+2.55	P17Y	0.86	0.00038	0.36	0.36
P1-N+2.55	P18Y	0.86	0.00038	0.45	0.45
P1-N+2.55	P19Y	0.88	0.00038	0.17	0.17
P1-N+2.55	P20Y	0.93	0.00038	0.18	0.18
P1-N+2.55	P21Y	0.88	0.00038	0.33	0.33
P1-N+2.55	P22Y	0.76	0.00038	0.24	0.24
P1-N+2.55	P23Y	0.96	0.00038	1.21	1.21
P1-N+2.55	P24Y	0.87	0.00038	0.36	0.36
P1-N+2.55	P25Y	0.68	0.00038	0.38	0.38
P1-N+2.55	P26Y	0.84	0.00038	0.37	0.37
P1-N+2.55	P27Y	0.66	0.00038	0.13	0.13
P1-N+2.55	P28Y	0.64	0.00038	0.23	0.23
P1-N+2.55	P29Y	0.96	0.00038	1.19	1.19

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN EN MUROS DE CONCRETO MEDIANTE MÉTODOS SIMPLIFICADOS

P1-N+2.55	P30Y	0.86	0.00038	0.35	0.35
P1-N+2.55	P31Y	0.74	0.00038	0.27	0.27
P1-N+2.55	P32Y	0.92	0.00038	0.18	0.18
P1-N+2.55	P33Y	0.95	0.00038	0.20	0.20
P1-N+2.55	P34Y	0.77	0.00038	0.43	0.43
P1-N+2.55	P35Y	0.69	0.00038	0.36	0.36
P1-N+2.55	P36Y	0.85	0.00038	0.35	0.35
P1-N+2.55	P37Y	0.97	0.00038	0.59	0.59
P1-N+2.55	P38Y	0.85	0.00038	1.01	1.01
P1-N+2.55	P39Y	0.95	0.00038	0.59	0.59
P1-N+2.55	P40Y	0.87	0.00038	1.31	1.31
P1-N+2.55	P41Y	0.84	0.00038	0.96	0.96
P1-N+2.55	P42Y	0.76	0.00038	0.38	0.38
P1-N+2.55	P43Y	0.92	0.00038	1.42	1.42
P1-N+2.55	P44Y	0.97	0.00038	1.50	1.51
P1-N+2.55	P45Y	0.73	0.00038	0.36	0.36
P1-N+2.55	P46Y	0.90	0.00038	0.83	0.83
P1-N+2.55	P47Y	0.84	0.00038	0.41	0.41
P1-N+2.55	P48Y	0.71	0.00038	0.76	0.76
P1-N+2.55	P49Y	0.92	0.00038	0.30	0.30
P1-N+2.55	P50Y	0.72	0.00038	0.95	0.95
P1-N+2.55	P51Y	0.88	0.00038	0.49	0.49
P1-N+2.55	P52Y	0.86	0.00038	1.14	1.14
P1-N+2.55	P53Y	1.00	0.00038	1.35	1.35
P1-N+2.55	P54Y	0.91	0.00038	1.31	1.31
P1-N+2.55	P55Y	0.98	0.00038	0.38	0.38
P1-N+2.55	P56Y	0.75	0.00038	0.92	0.92
P1-N+2.55	P57Y	0.83	0.00038	1.25	1.25
P1-N+2.55	P58Y	0.62	0.00038	0.82	0.82
P1-N+2.55	P59Y	0.96	0.00038	0.57	0.57
P1-N+2.55	P1X	0.84	0.00038	0.81	0.81
P1-N+2.55	P2X	0.66	0.00038	0.41	0.41

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN EN MUROS DE CONCRETO MEDIANTE MÉTODOS SIMPLIFICADOS

P1-N+2.55	P3X	0.92	0.00038	0.45	0.45
P1-N+2.55	P4X	0.76	0.00038	0.43	0.43
P1-N+2.55	P5X	0.53	0.0003	0.43	0.43
P1-N+2.55	P6X	0.78	0.0003	0.50	0.50
P1-N+2.55	P7X	0.80	0.0003	0.45	0.45
P1-N+2.55	P8X	0.85	0.00038	0.84	0.84
P1-N+2.55	P9X	0.84	0.00038	0.69	0.69
P1-N+2.55	P10X	0.63	0.00038	0.40	0.40
P1-N+2.55	P11X	0.91	0.00038	0.46	0.46
P1-N+2.55	P12X	0.81	0.00038	0.79	0.79
P1-N+2.55	P13X	0.81	0.00038	0.42	0.42
P1-N+2.55	P14X	0.82	0.00038	0.84	0.84
P1-N+2.55	P15X	0.93	0.00038	0.55	0.55
P1-N+2.55	P16X	0.84	0.00038	0.53	0.53
P1-N+2.55	P17X	0.93	0.00038	0.40	0.40
P1-N+2.55	P18X	0.73	0.00038	0.23	0.23
P1-N+2.55	P19X	0.78	0.00038	0.51	0.51
P1-N+2.55	P20X	0.81	0.00038	0.63	0.63
P1-N+2.55	P21X	0.87	0.00038	0.26	0.26
P1-N+2.55	P22X	0.67	0.00038	0.20	0.20
P1-N+2.55	P23X	0.78	0.00038	0.38	0.38
P1-N+2.55	P24X	0.47	0.00038	0.30	0.30
P1-N+2.55	P25X	0.92	0.00038	0.57	0.57
P1-N+2.55	P26X	0.44	0.00038	0.26	0.26
P1-N+2.55	P27X	0.80	0.00038	0.54	0.54
P1-N+2.55	P28X	0.89	0.00038	0.37	0.37
P1-N+2.55	P29X	0.95	0.00038	0.61	0.61
P1-N+2.55	P30X	0.41	0.00038	0.27	0.27
P1-N+2.55	P31X	0.83	0.00038	0.26	0.26
P1-N+2.55	P32X	0.67	0.00038	0.20	0.20
P1-N+2.55	P33X	0.89	0.00038	0.54	0.54
P1-N+2.55	P34X	0.82	0.00038	0.51	0.51

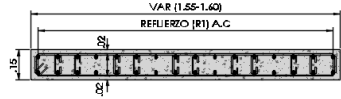
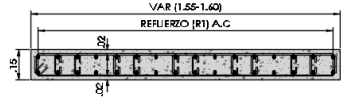
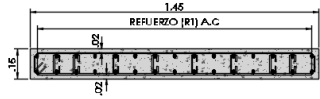
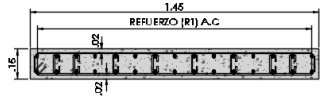
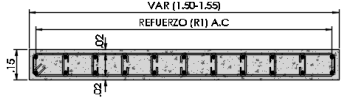
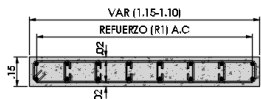
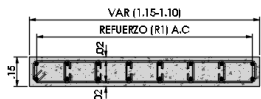
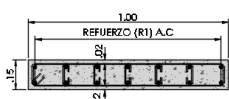
EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN EN MUROS DE CONCRETO MEDIANTE MÉTODOS SIMPLIFICADOS

P1-N+2.55	P35X	0.77	0.00038	0.38	0.38
P1-N+2.55	P36X	0.84	0.00038	0.83	0.83
P1-N+2.55	P37X	0.72	0.00038	0.22	0.22
P1-N+2.55	P38X	0.77	0.00038	0.50	0.50
P1-N+2.55	P39X	0.85	0.00038	0.26	0.26
P1-N+2.55	P40X	0.77	0.00038	0.60	0.60
P1-N+2.55	P41X	0.88	0.00038	0.37	0.37
P1-N+2.55	P42X	0.81	0.00038	0.51	0.51
P1-N+2.55	P43X	1.00	0.00038	0.69	0.69
P1-N+2.55	P44X	0.83	0.00038	0.46	0.46
P1-N+2.55	P45X	0.84	0.00038	0.66	0.66
P1-N+2.55	P46X	0.61	0.0003	0.84	0.84
P1-N+2.55	P47X	0.64	0.0003	0.45	0.45
P1-N+2.55	P48X	0.86	0.00038	0.41	0.41
P1-N+2.55	P49X	0.89	0.00038	0.92	0.92
P1-N+2.55	P50X	0.88	0.00038	0.46	0.46
P1-N+2.55	P51X	0.99	0.00038	0.46	0.46
P1-N+2.55	P52X	0.70	0.00038	0.45	0.45
P1-N+2.55	P53X	0.85	0.00038	0.63	0.63
P1-N+2.55	P54X	0.95	0.00038	0.89	0.89
P1-N+2.55	P55X	0.80	0.00038	0.46	0.46
P1-N+2.55	P56X	0.98	0.00038	0.68	0.68
P1-N+2.55	P57X	0.84	0.00037	0.44	0.44
P1-N+2.55	P58X	0.85	0.00038	0.90	0.90
P1-N+2.55	P59X	0.85	0.00038	0.40	0.40
P1-N+2.55	P62X	0.72	0.00038	0.48	0.48
P1-N+2.55	P60X	0.88	0.00038	0.43	0.43
P1-N+2.55	P61X	0.93	0.00038	0.92	0.92

Fuente: Elaboración propia a partir de la modelación en ETABS, 2016.

7.1. Secciones y parámetros de los muros obtenidos del diseño de la estructura.

De acuerdo con la metodología de diseño descrita anteriormente y realizando su aplicación en los muros que conforman la estructura, se obtuvo el refuerzo longitudinal y transversal para cada uno de ellos, cumpliendo el diseño por fuerzas, descrito en el Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente (NSR-10) (Figura 56 y Figura 57).

TABLA DE PANTALLAS			
ELEMENTO	ESQUEMA	REFUERZO (R1)	REFUERZO TRANSVERSAL
PANT-1		32 # 6	VAR (1.50-1.55) E#3 C/.06 L=.11 E#3 C/.06 L=VAR. .11 .10 10 G#3 C/.06 L=.31
PANT-2		32 # 4	VAR (1.50-1.55) E#3 C/.06 L=.11 E#3 C/.06 L=VAR. .11 .10 10 G#3 C/.06 L=.31
PANT-3		30 # 5	VAR (1.40) E#3 C/.06 L=.11 E#3 C/.06 L=3.22 .11 .10 8 G#3 C/.06 L=.30
PANT-4		30 # 4	VAR (1.40) E#3 C/.06 L=.11 E#3 C/.06 L=3.22 .11 .10 8 G#3 C/.06 L=.30
PANT-5		22 # 4 - 44 # 5	VAR (1.45-1.50) E#3 C/.06 L=.11 E#3 C/.06 L=VAR. .11 .10 G#3 C/.06 L=.31
PANT-6		16 # 4	VAR (1.05-1.10) E#3 C/.06 L=VAR. VAR. 6 G#3 C/.06 L=VAR.
PANT-7		16 # 5	VAR (1.05-1.10) E#3 C/.06 L=VAR. VAR. 6 G#3 C/.06 L=VAR.
PANT-8		14 # 4	VAR (.95) E#3 C/.06 L=.11 E#3 C/.06 L=2.32 .11 .10 5 G#3 C/.06 L=.31

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN EN MUROS DE CONCRETO MEDIANTE MÉTODOS SIMPLIFICADOS

PANT-9		12 # 4	
PANT-10		12 # 5	
PANT-11		18 # 5	
PANT-12		28 # 5	
PANT-13		30 # 5 - 30 # 4	
PANT-14		40 # 5 - 40 # 4	

Figura 56. Refuerzo dispuesto a elementos tipo pantalla. Fuente: Elaboración propia.

TABLA DE ELEMENTOS DE BORDE PARA MUROS ESTRUCTURALES			
ELEMENTO	ESQUEMA	REFUERZO LONG.	REFUERZO TRANSVERSAL
EB-10 Lb=0.30m		6 # 3	
EB-11 Lb=0.30m		6 # 4	
EB-12 Lb=0.30m		6 # 5	
EB-20 Lb=0.45m		8 # 3	
EB-21 Lb=0.45m		8 # 4	
EB-22 Lb=0.45m		8 # 5	

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN EN MUROS DE CONCRETO MEDIANTE MÉTODOS SIMPLIFICADOS

EB-30 Lb=0.60m		10 # 3	
EB-31 Lb=0.60m		10 # 4	E#3 C/.10 L- VAR.
EB-32 Lb=0.60m		10 # 5	
EB-40 Lb=0.75m		12 # 3	
EB-41 Lb=0.75m		12 # 4	E#3 C/.10 L- VAR.
EB-42 Lb=0.75m		12 # 5	

ELEMENTO	ESQUEMA	REFUERZO LONG.	REFUERZO TRANSVERSAL
EB-50 Lb=0.90m		14 # 4	
EB-51 Lb=0.90m		14 # 5	
EB-60 Lb=1.05m		16 # 4	
EB-61 Lb=1.05m		16 # 5	
EB-70 Lb=1.20m		18 # 4	
EB-71 Lb=1.20m		18 # 5	

Figura 57. Refuerzo dispuesto en elementos de borde. Fuente: Elaboración propia.

En su gran mayoría, fue necesario el uso de elementos de borde y refuerzo adicional para atender la demanda ante cargas verticales y sísmicas. En la Figura 58, se presenta la planta de refuerzo adicional al proporcionado por cuantía mínima. Dicho refuerzo en su gran mayoría fue especificado como elemento de borde o tipo pantalla con refuerzo dúctil en toda la longitud del muro.

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN EN MUROS DE CONCRETO MEDIANTE MÉTODOS SIMPLIFICADOS

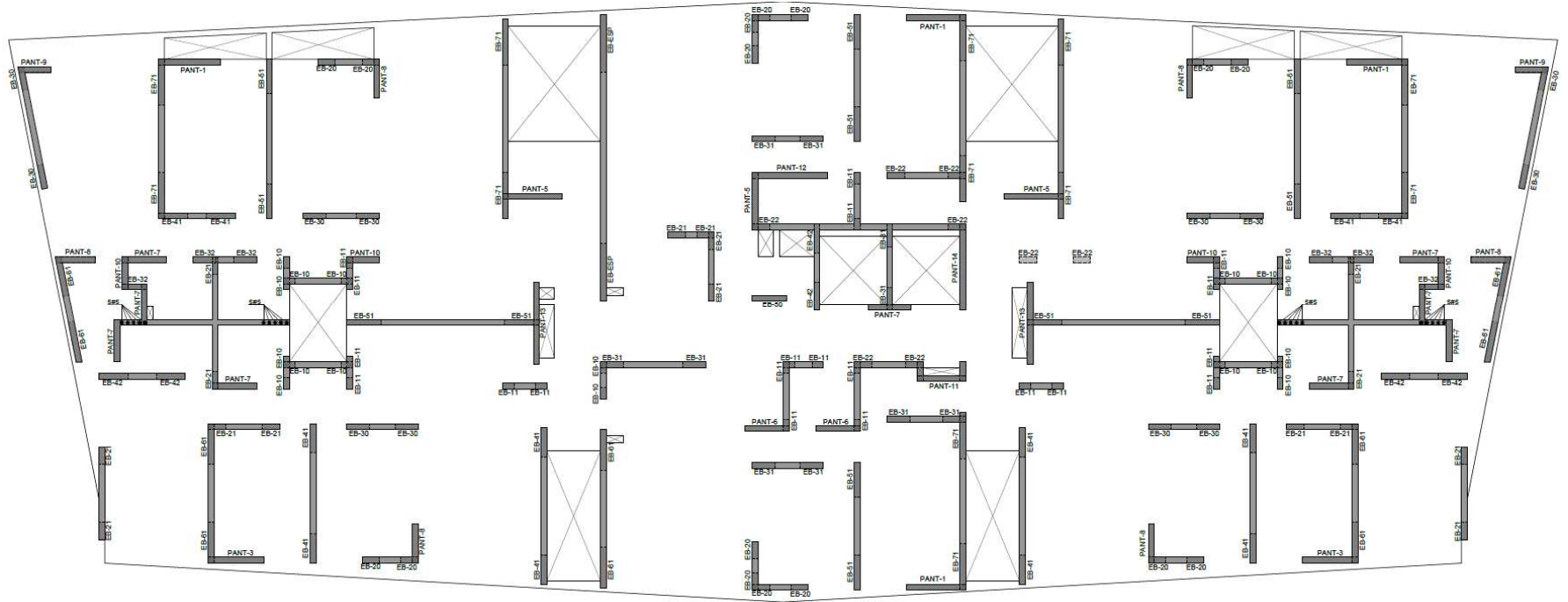


Figura 58. Planta de refuerzo adicional en muros de piso 1. Fuente: Elaboración propia.

A continuación, se presentan cada una de las secciones con su detallado correspondiente, desde la Figura 59 hasta la Figura 90:

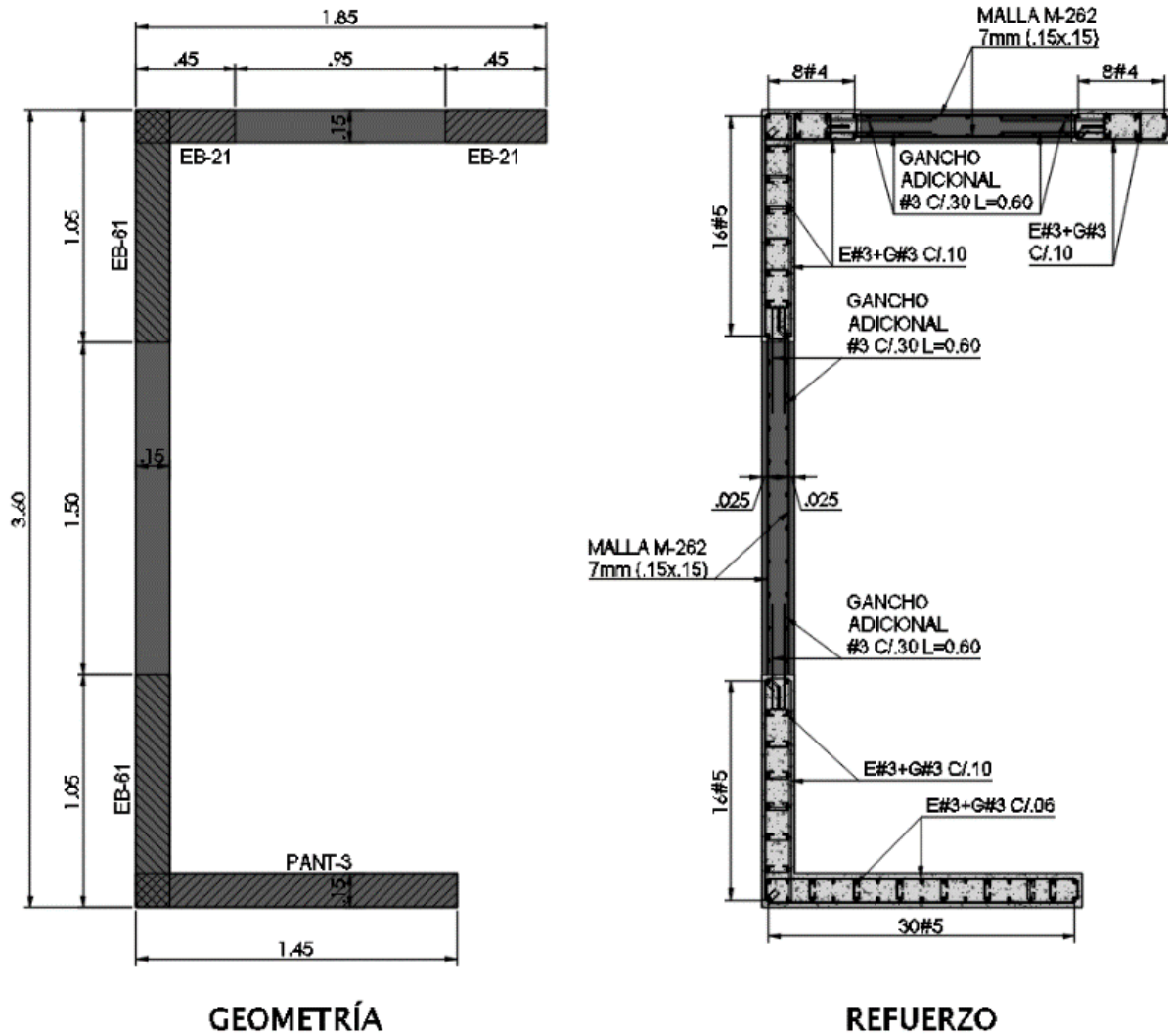


Figura 59. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-1. Fuente: Elaboración propia.

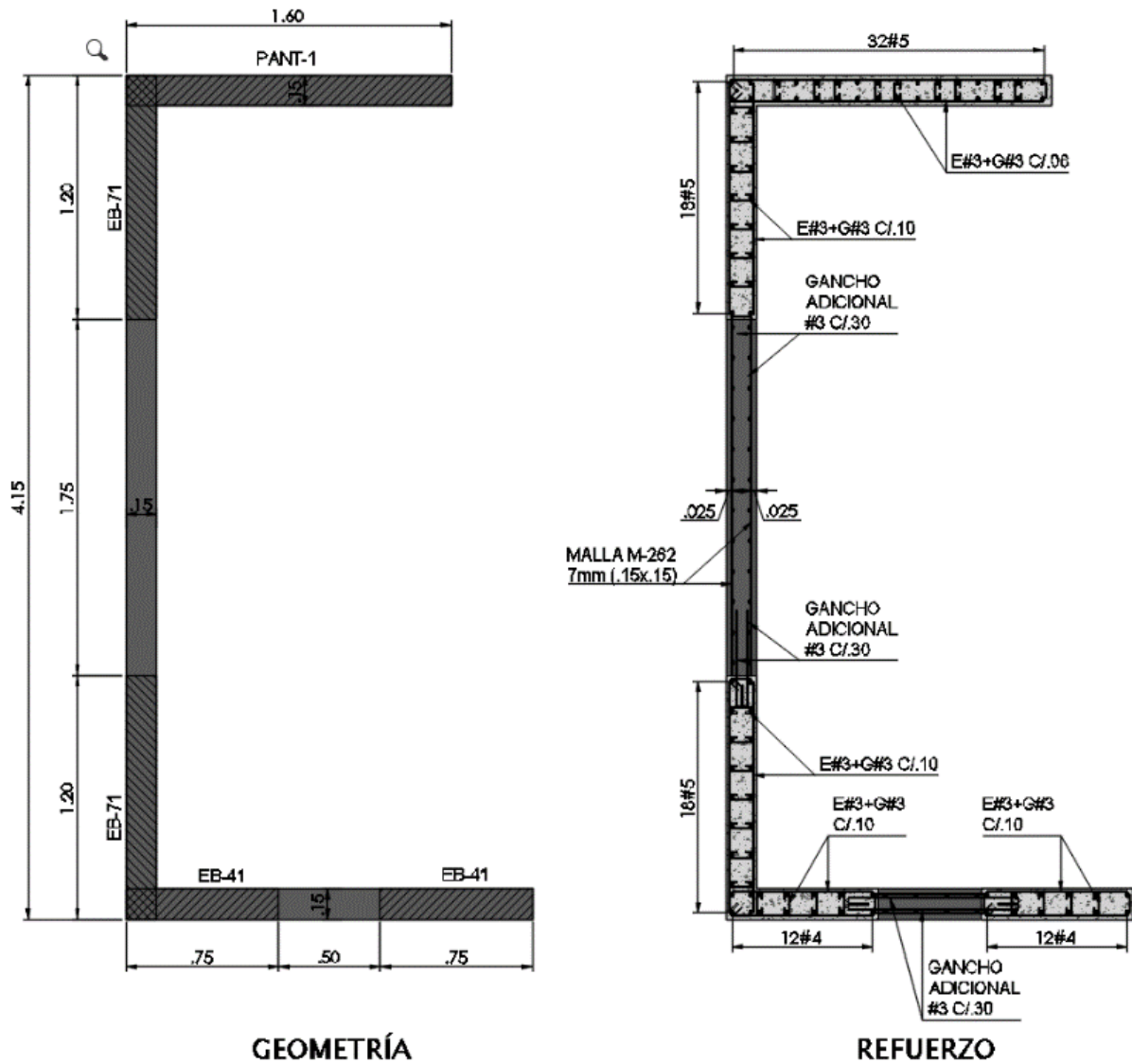


Figura 60. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-2. Fuente: Elaboración propia.

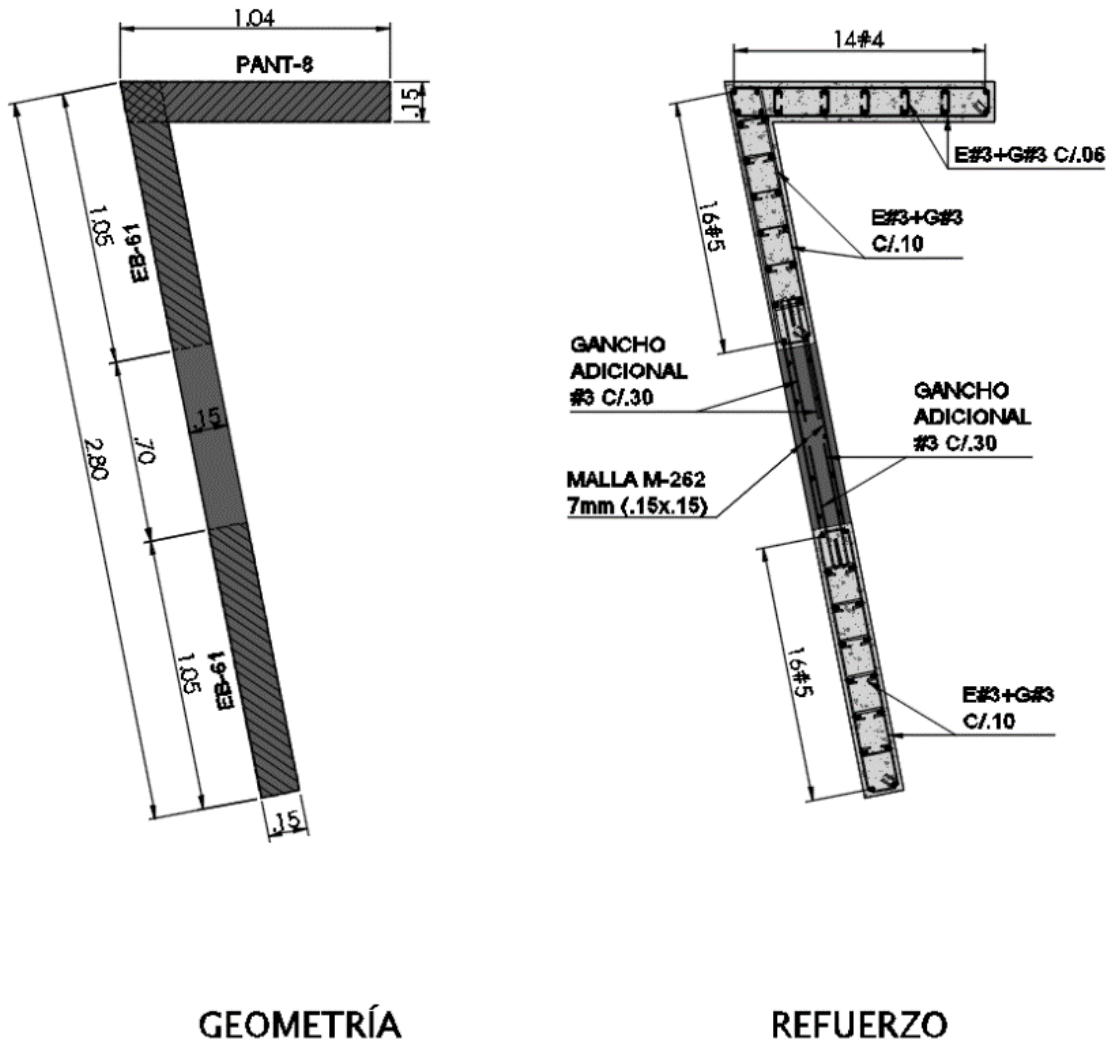


Figura 62. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-4. Fuente: Elaboración propia.

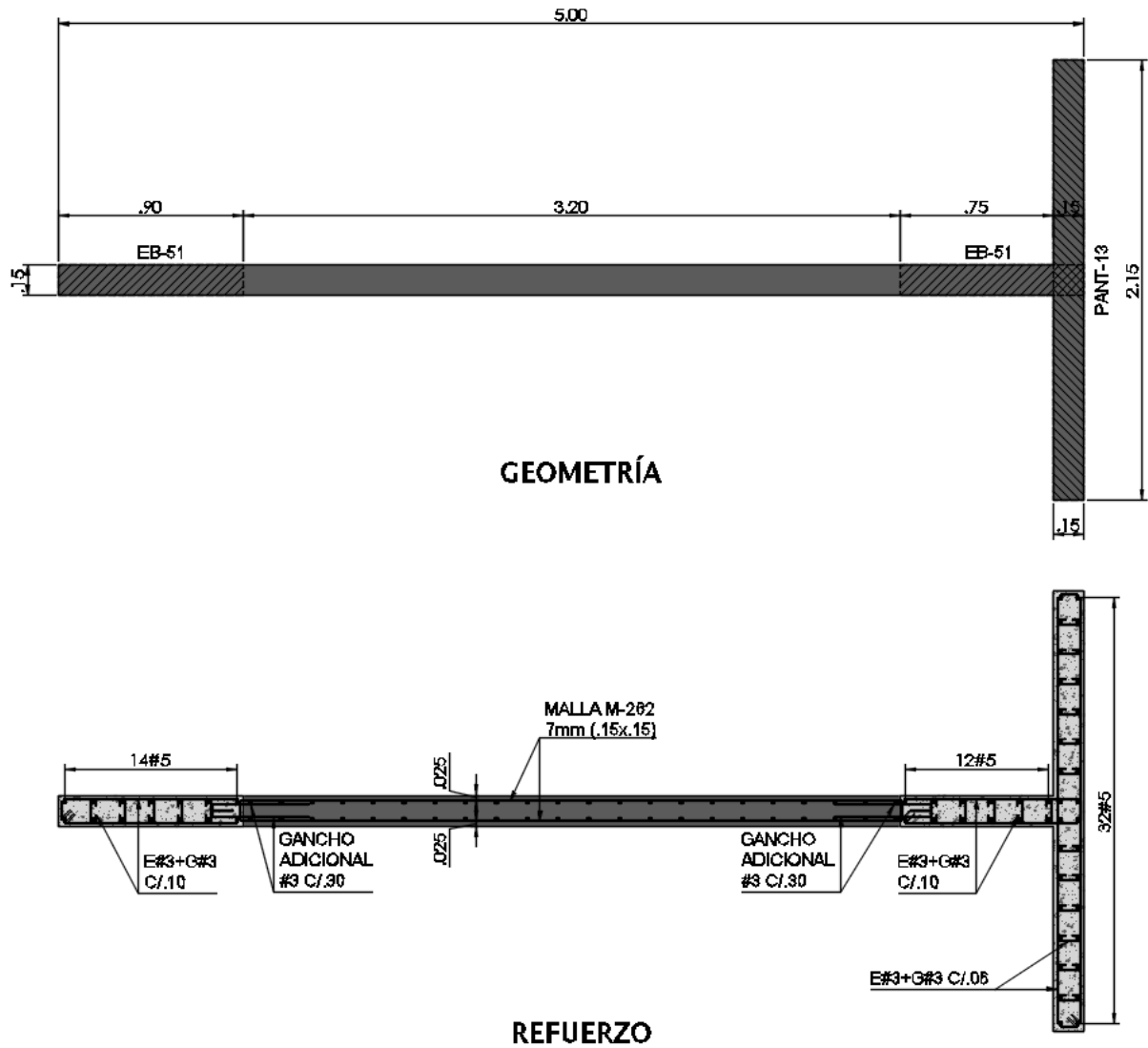


Figura 63. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-5. Fuente: Elaboración propia.

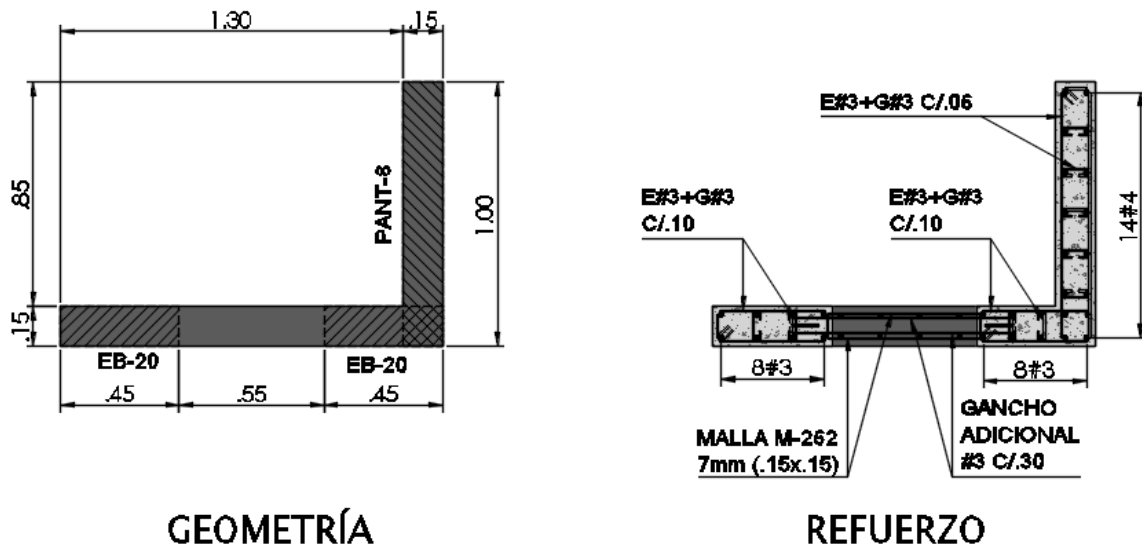


Figura 64. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-6. Fuente: Elaboración propia.

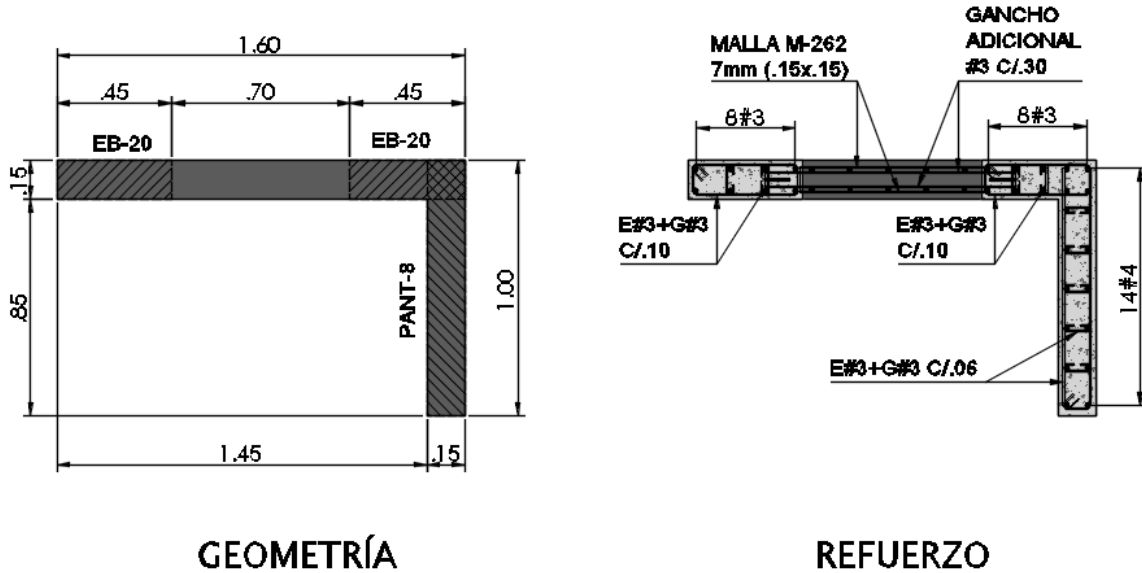


Figura 65. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-7. Fuente: Elaboración propia.

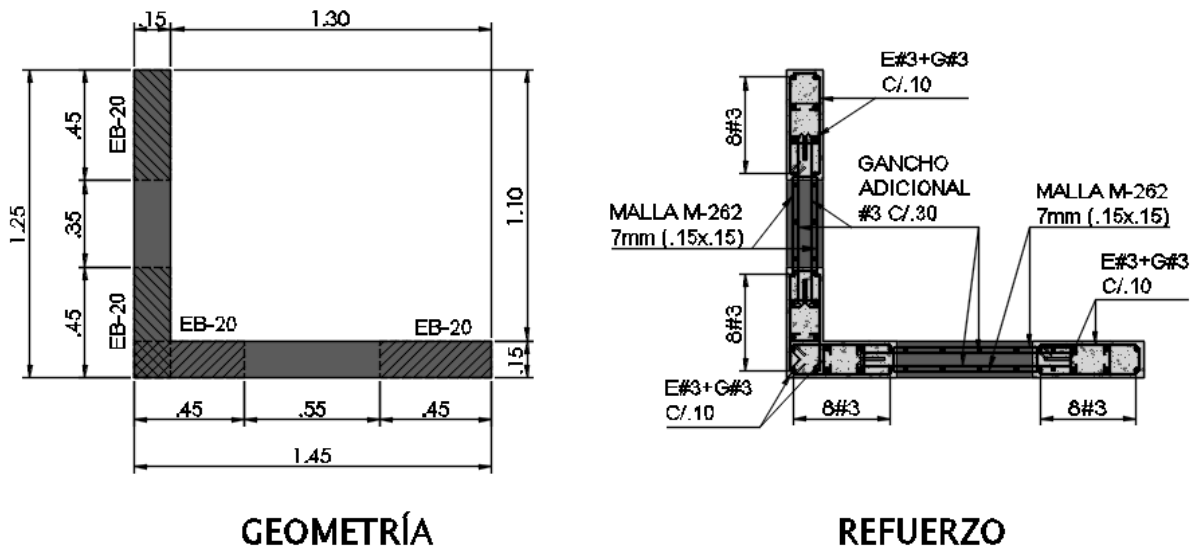


Figura 66. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-8. Fuente: Elaboración propia.

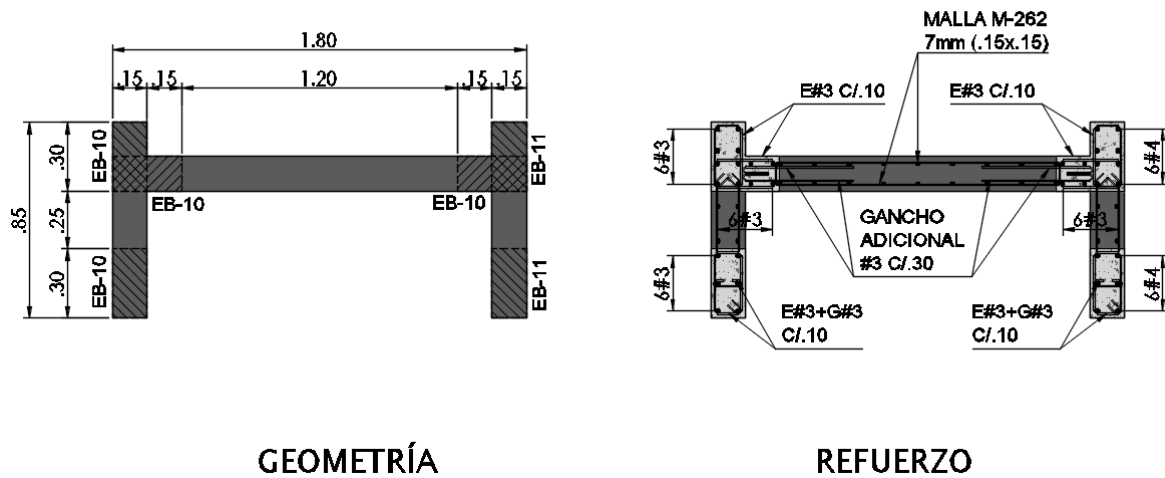


Figura 67. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-9. Fuente: Elaboración propia.

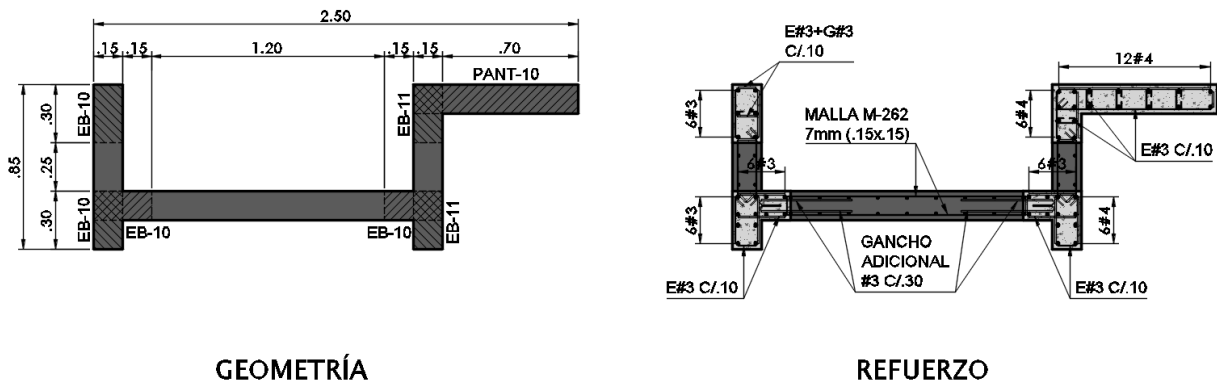


Figura 68. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-10. Fuente: Elaboración propia.

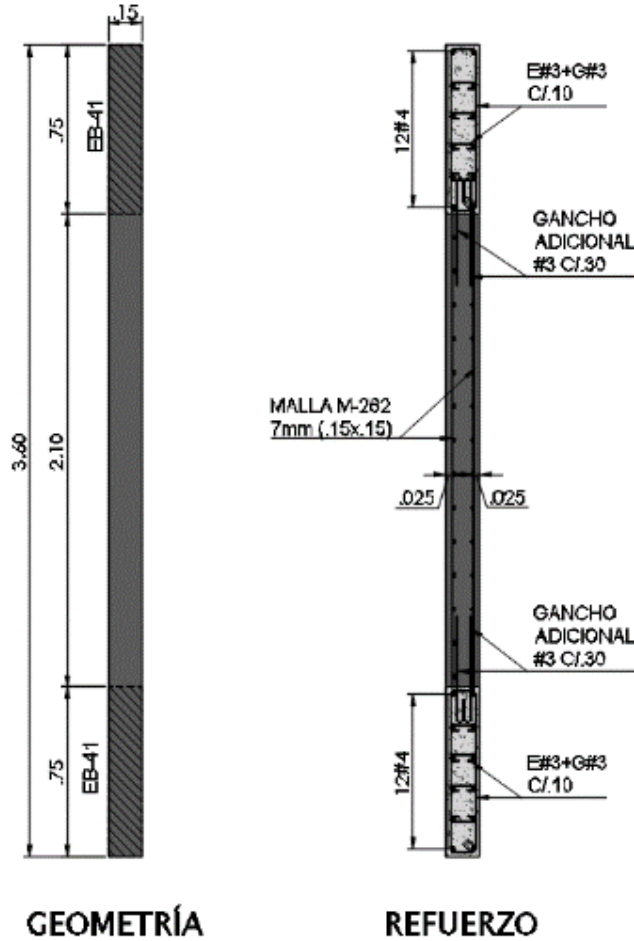


Figura 69. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-13. Fuente: Elaboración propia.

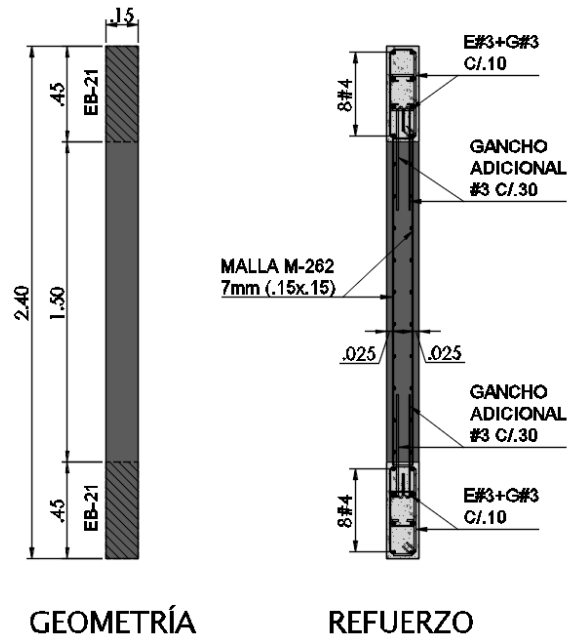
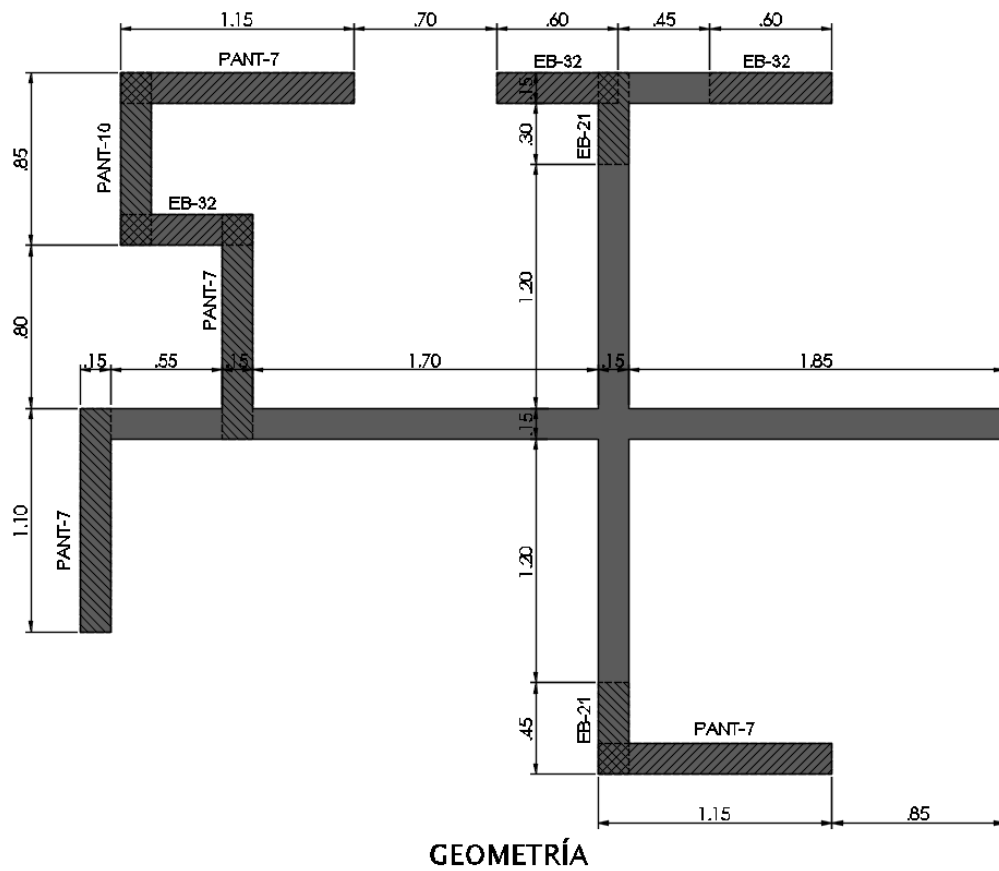
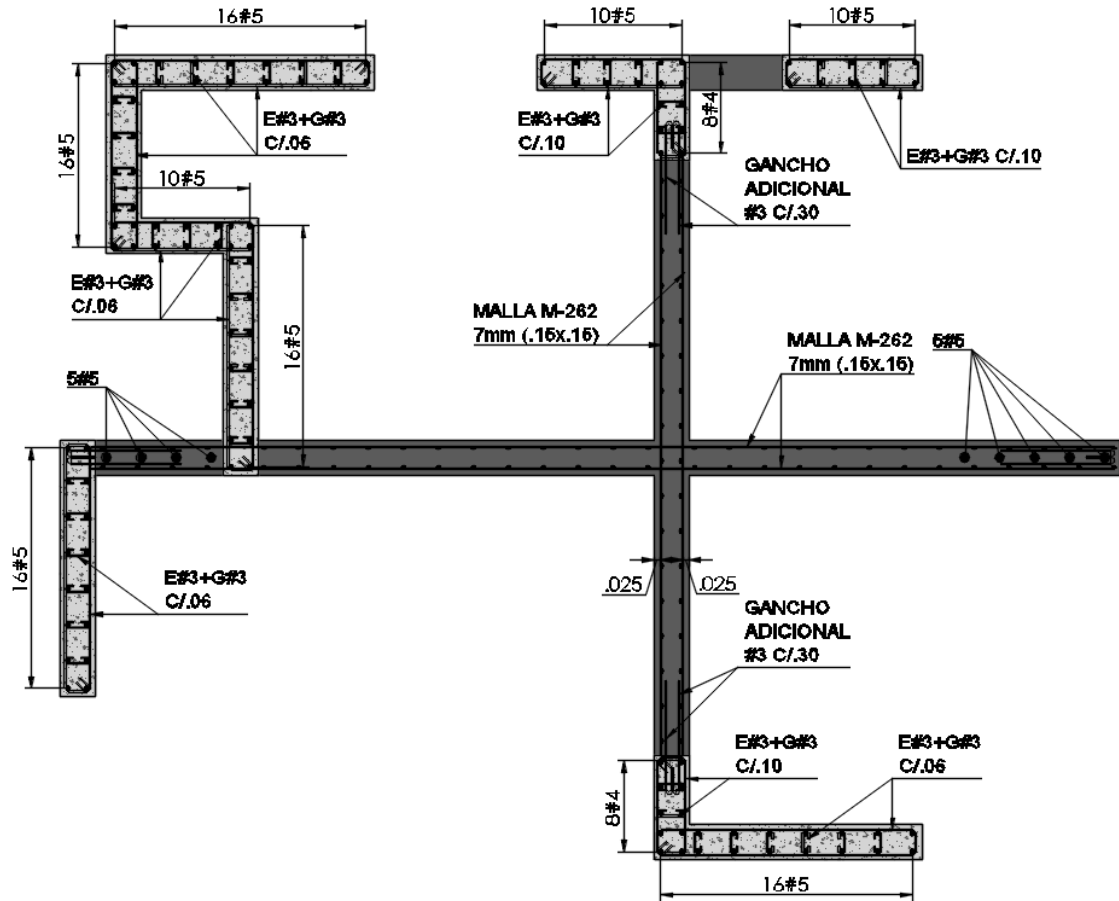


Figura 70. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-12. Fuente: Elaboración propia.





REFUERZO

Figura 71. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-11. Fuente: Elaboración propia.

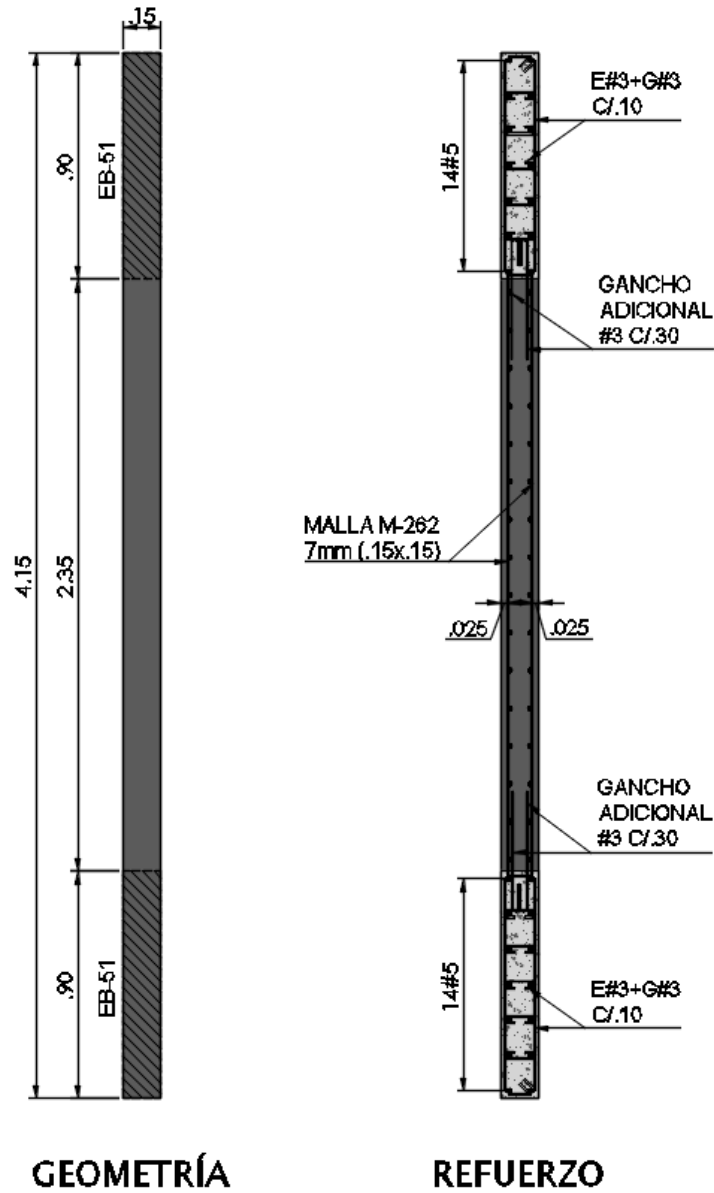


Figura 72. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-14. Fuente: Elaboración propia.

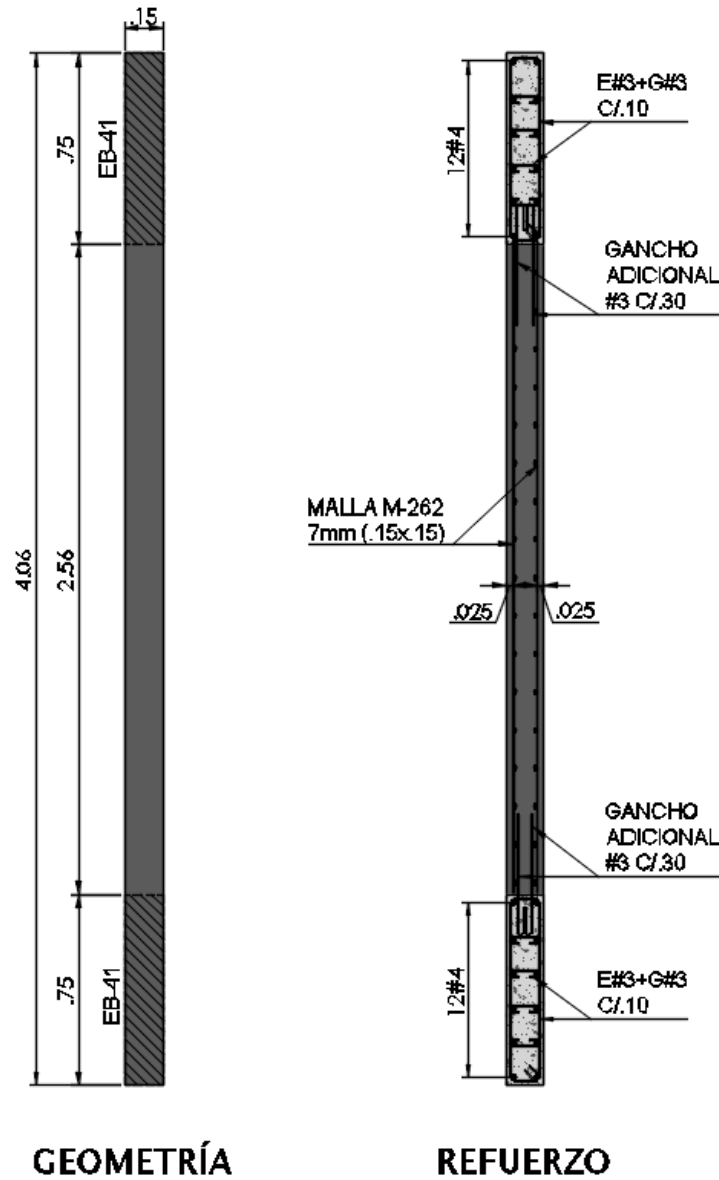


Figura 73. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-15. Fuente: Elaboración propia.

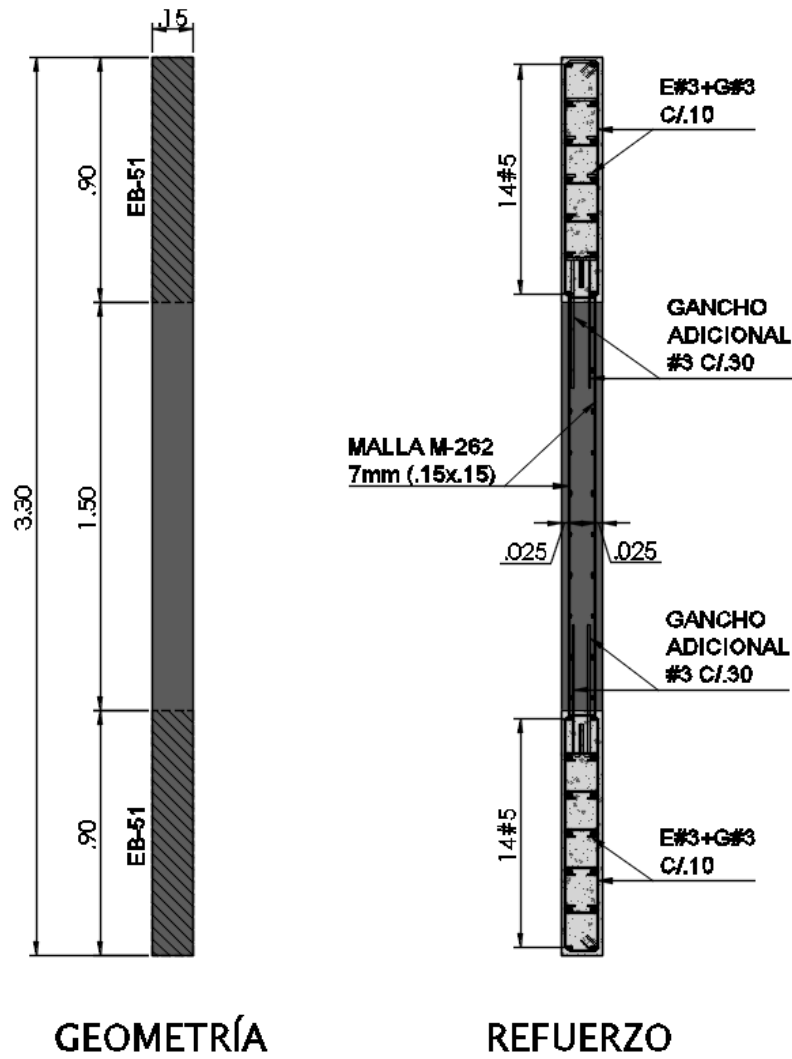


Figura 74. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-16. Fuente: Elaboración propia.

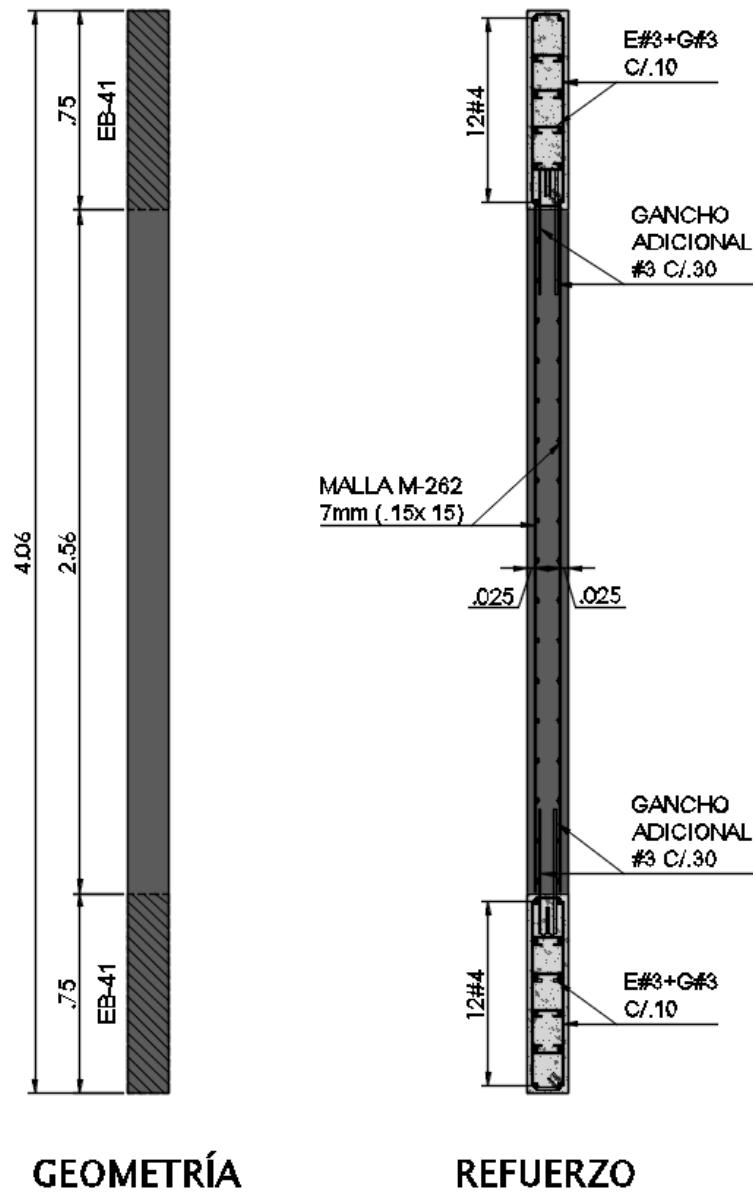


Figura 75. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-30. Fuente: Elaboración propia.

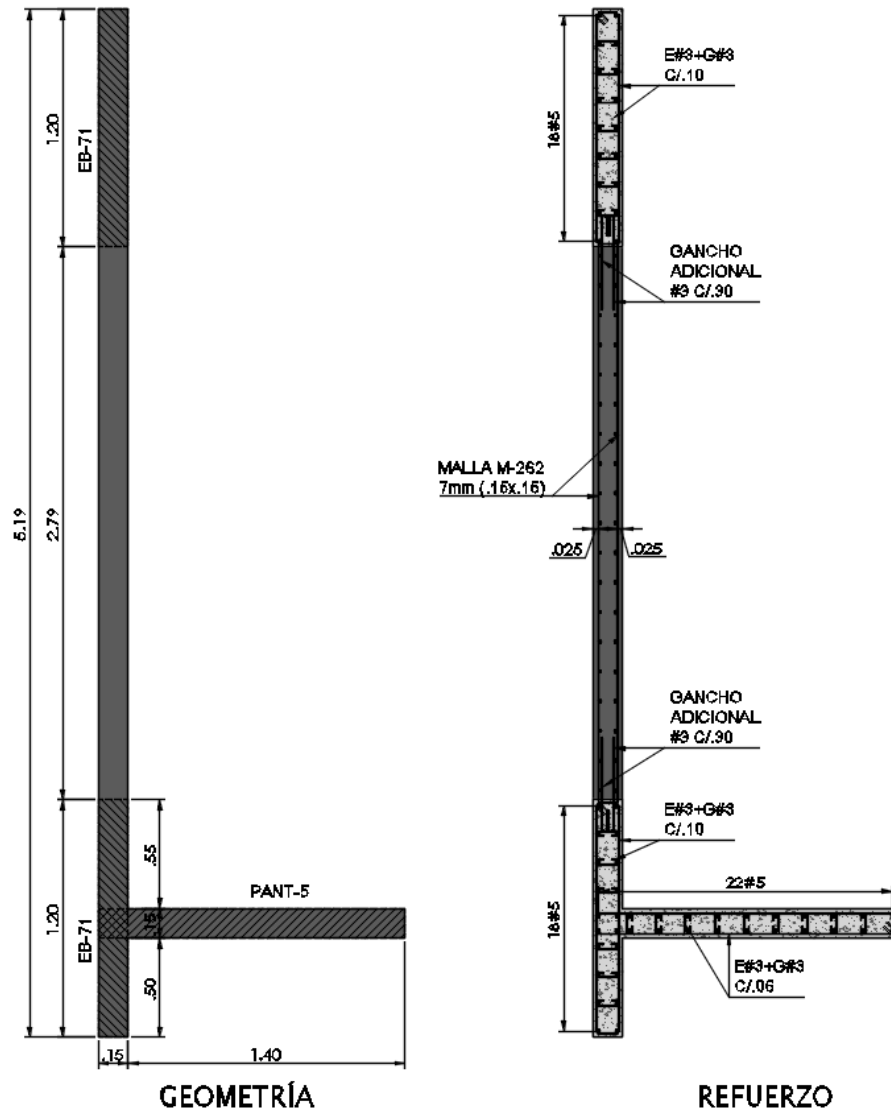


Figura 76. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-17. Fuente: Elaboración propia.

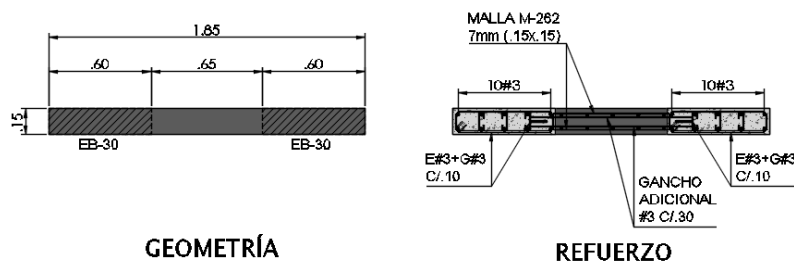


Figura 77. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-18. Fuente: Elaboración propia.

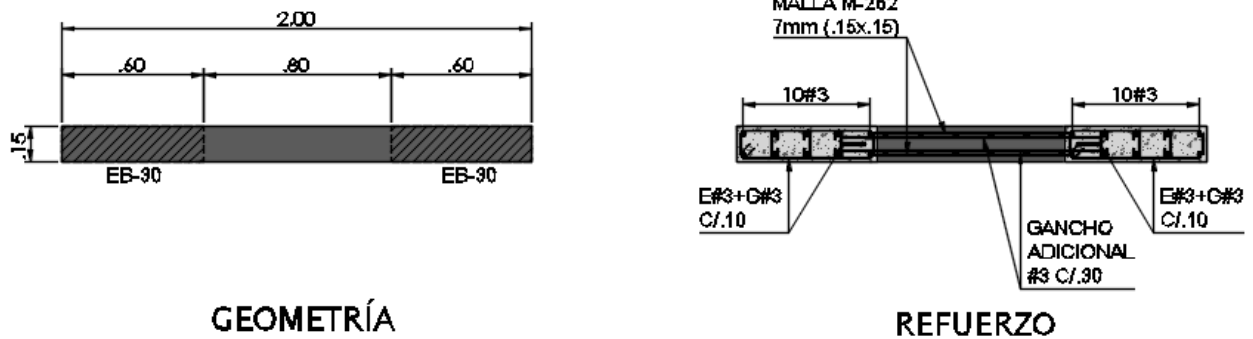


Figura 78. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-19. Fuente: Elaboración propia.

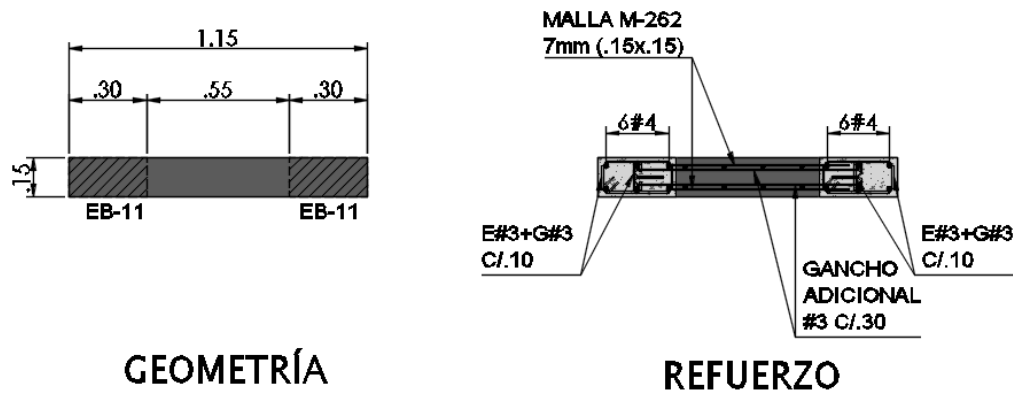


Figura 79. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-20. Fuente: Elaboración propia.

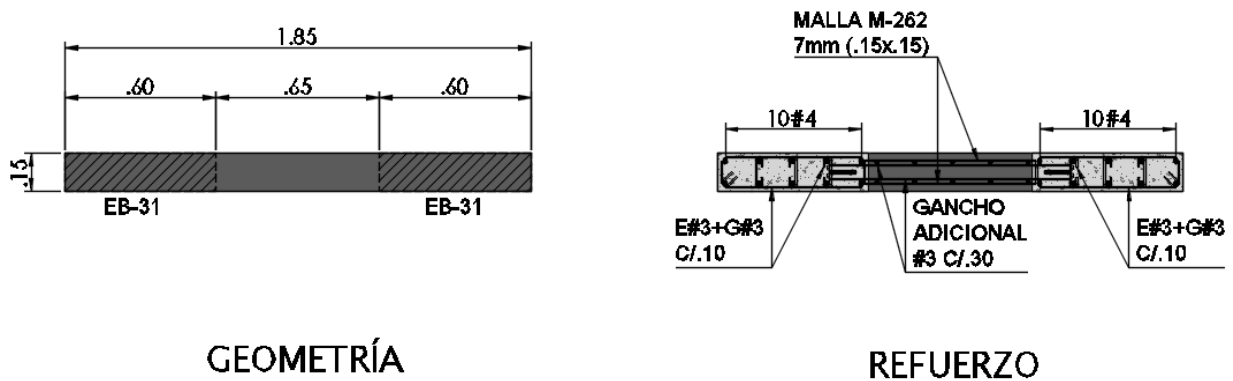
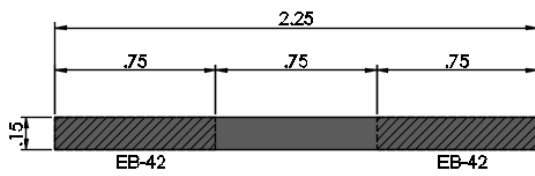
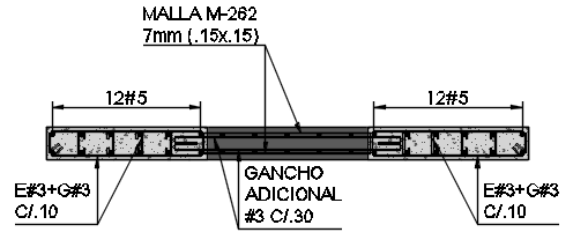


Figura 80. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-21. Fuente: Elaboración propia.

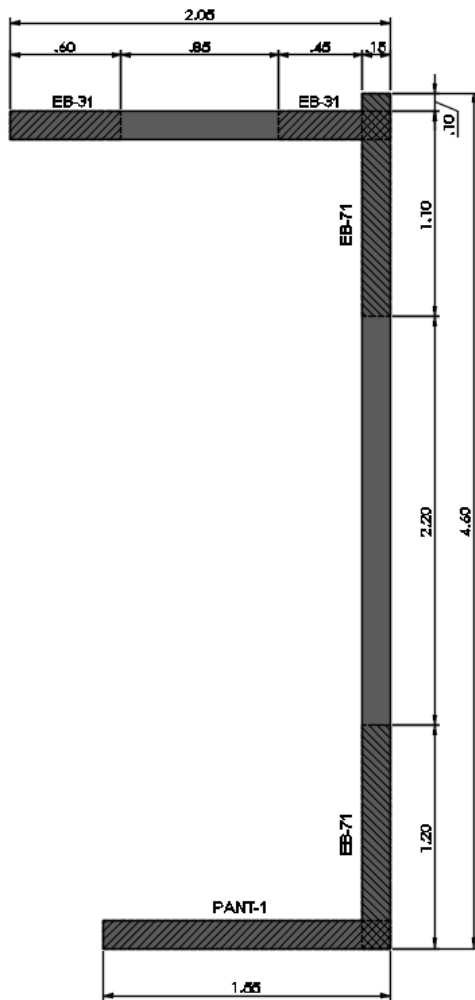


GEOMETRÍA

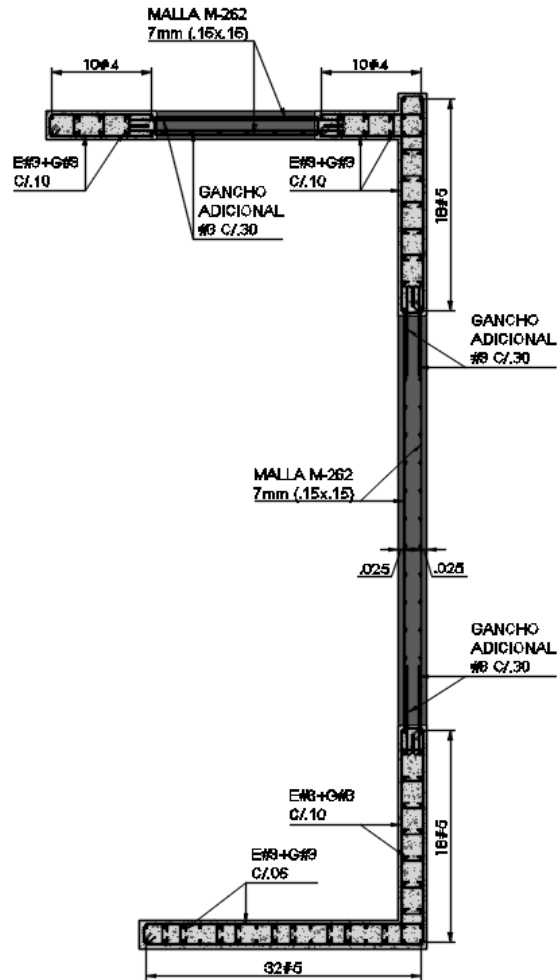


REFUERZO

Figura 81. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-22. Fuente: Elaboración propia.



GEOMETRÍA



REFUERZO

Figura 82. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-23. Fuente: Elaboración propia.

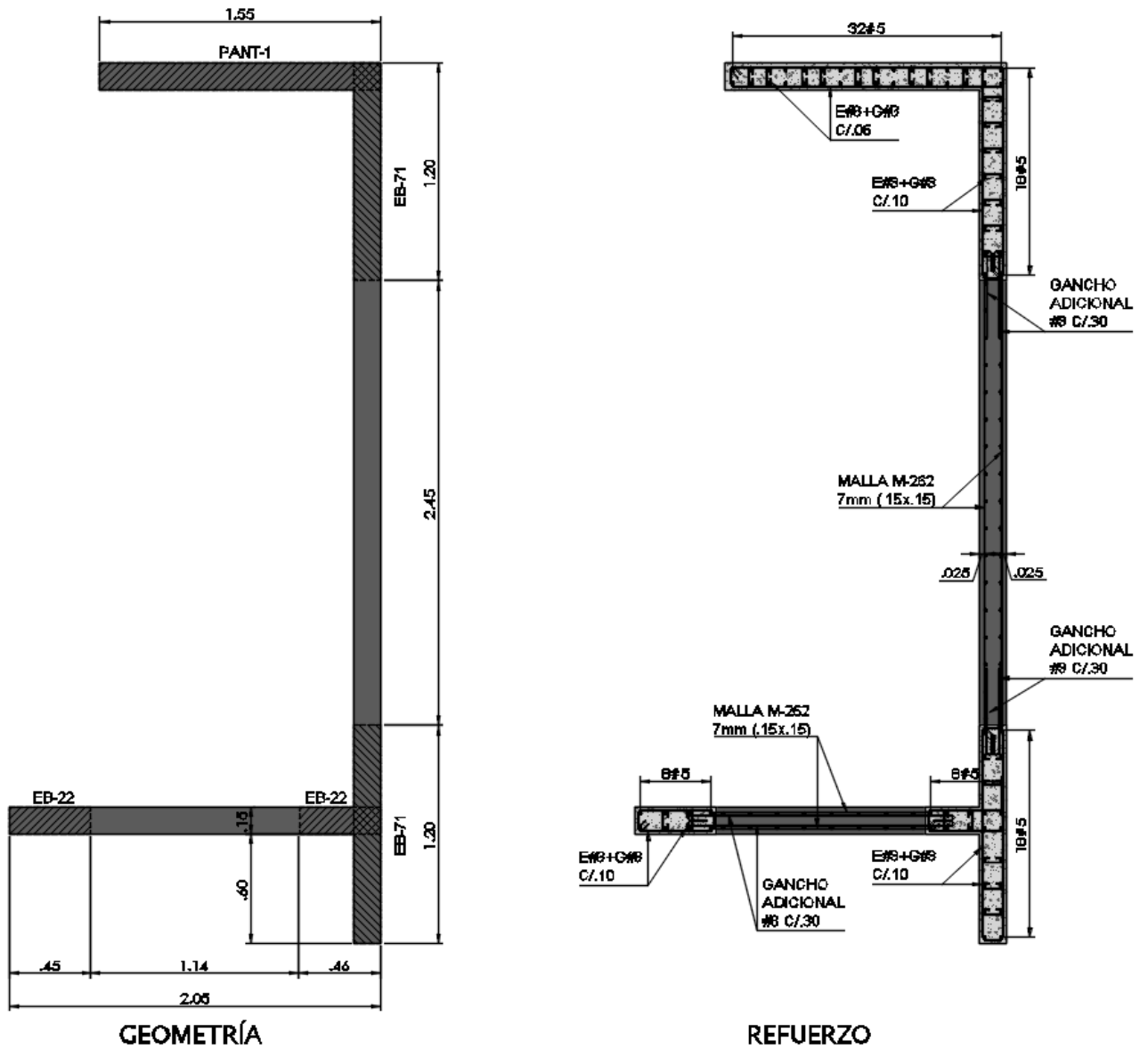
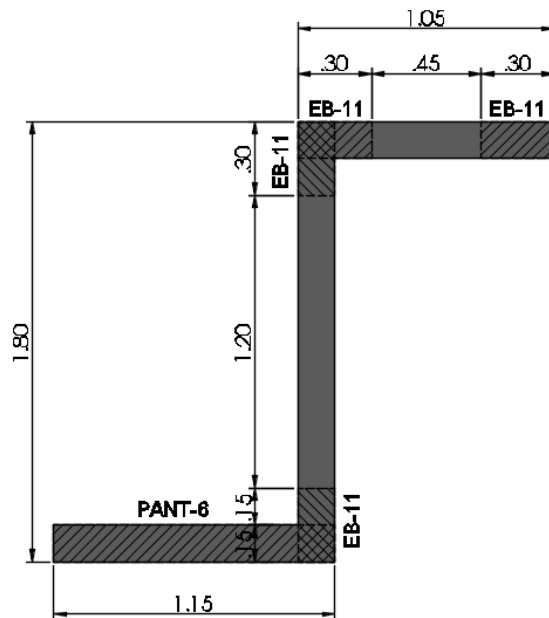
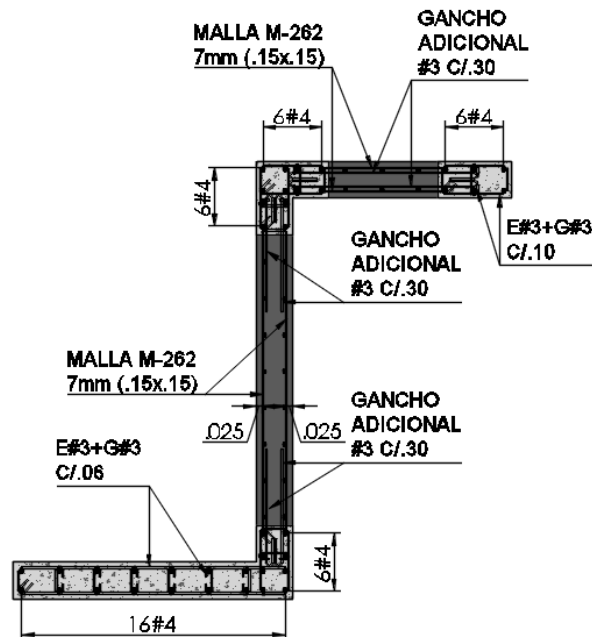


Figura 83. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-24. Fuente: Elaboración propia.

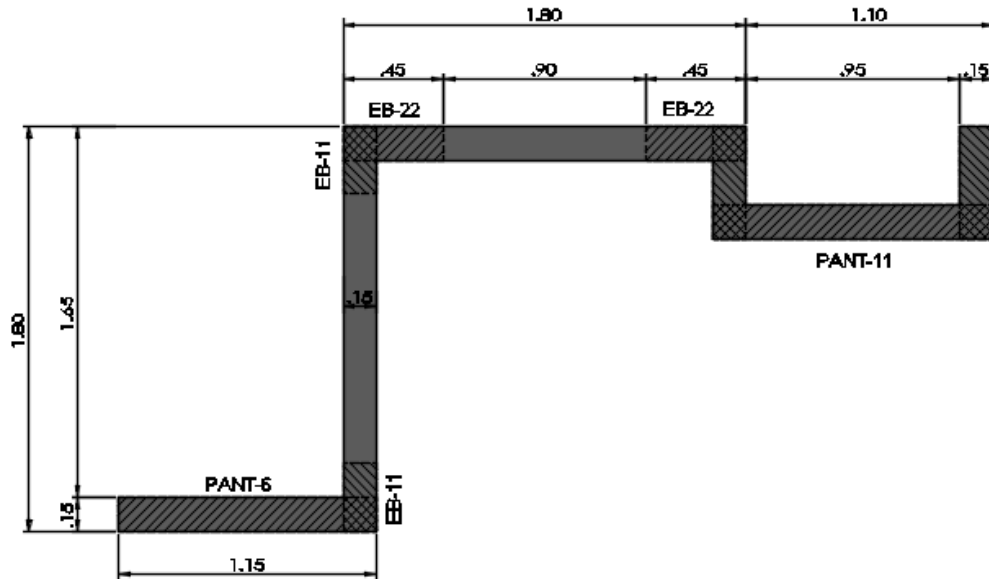


GEOMETRÍA

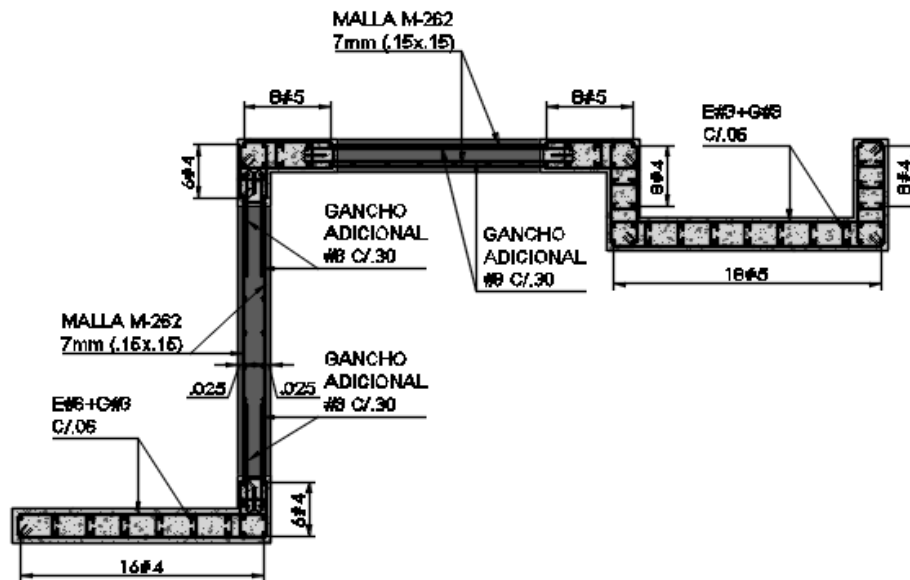


REFUERZO

Figura 84. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-26. Fuente: Elaboración propia.

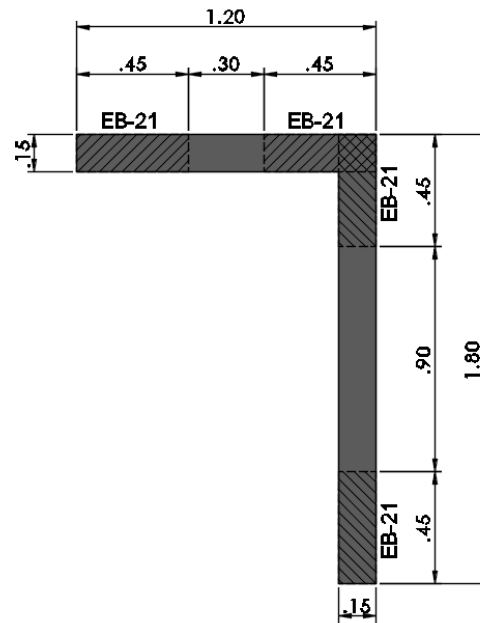


GEOMETRÍA

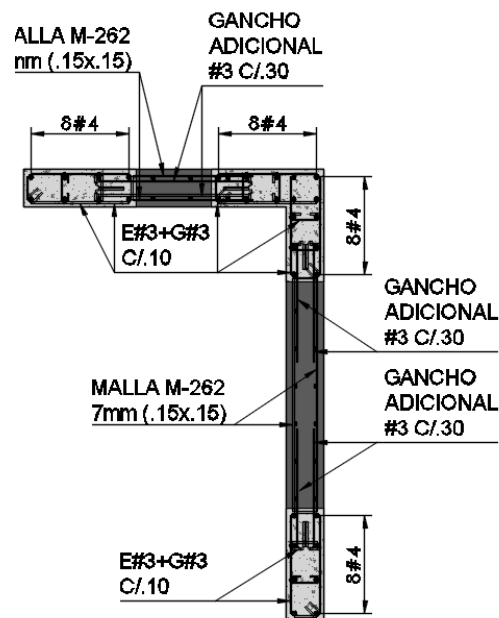


REFUERZO

Figura 85. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-25. Fuente: Elaboración propia.

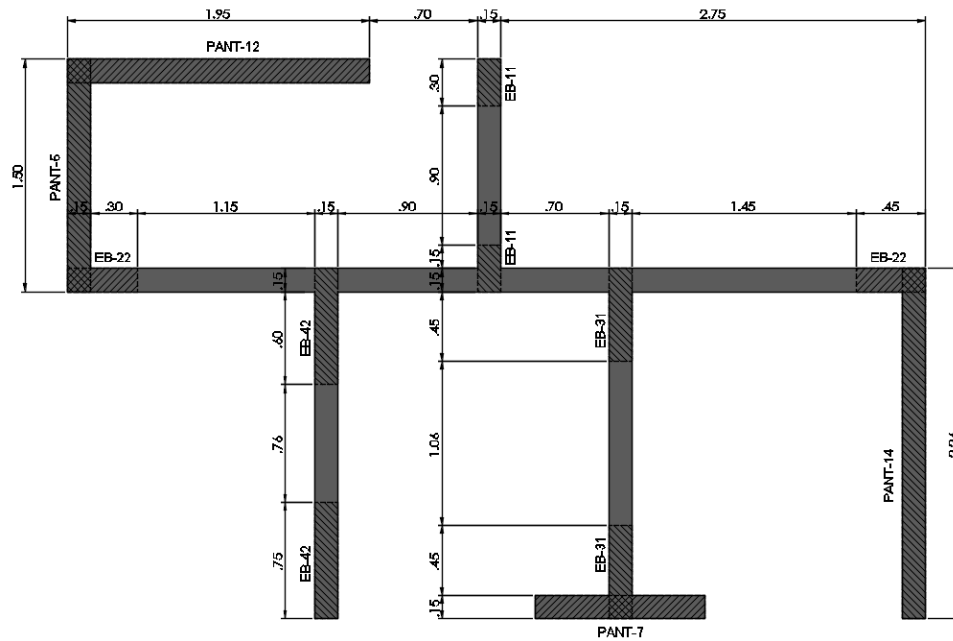


GEOMETRÍA

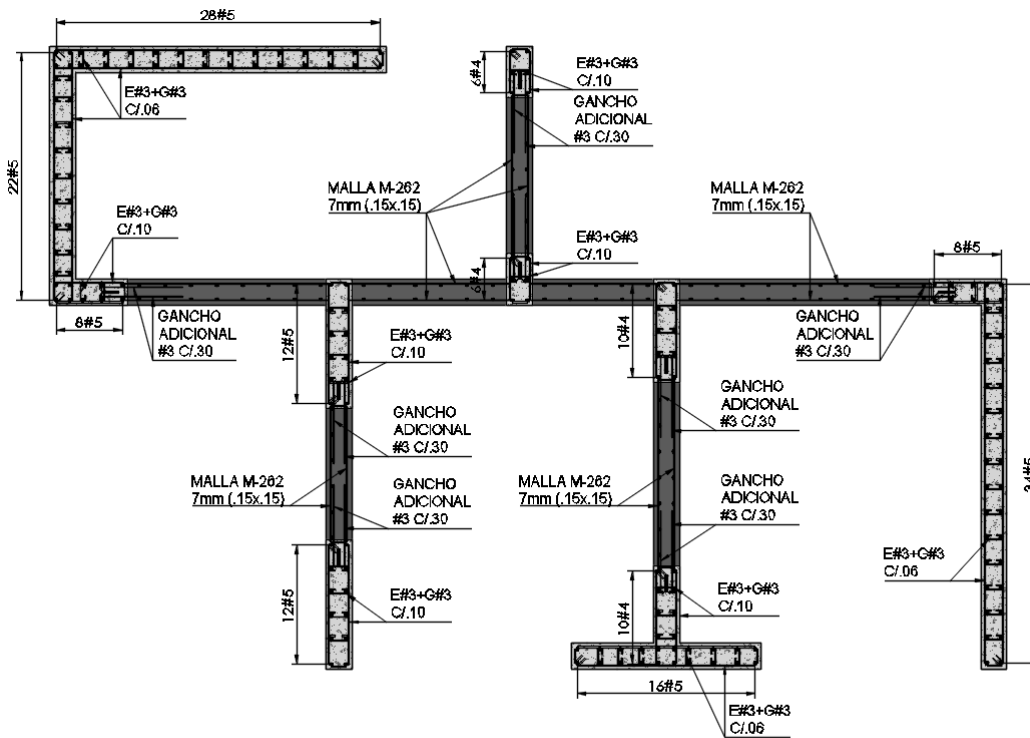


REFUERZO

Figura 86. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-28. Fuente: Elaboración propia.



GEOMETRÍA



REFUERZO

Figura 87. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-27. Fuente: Elaboración propia.

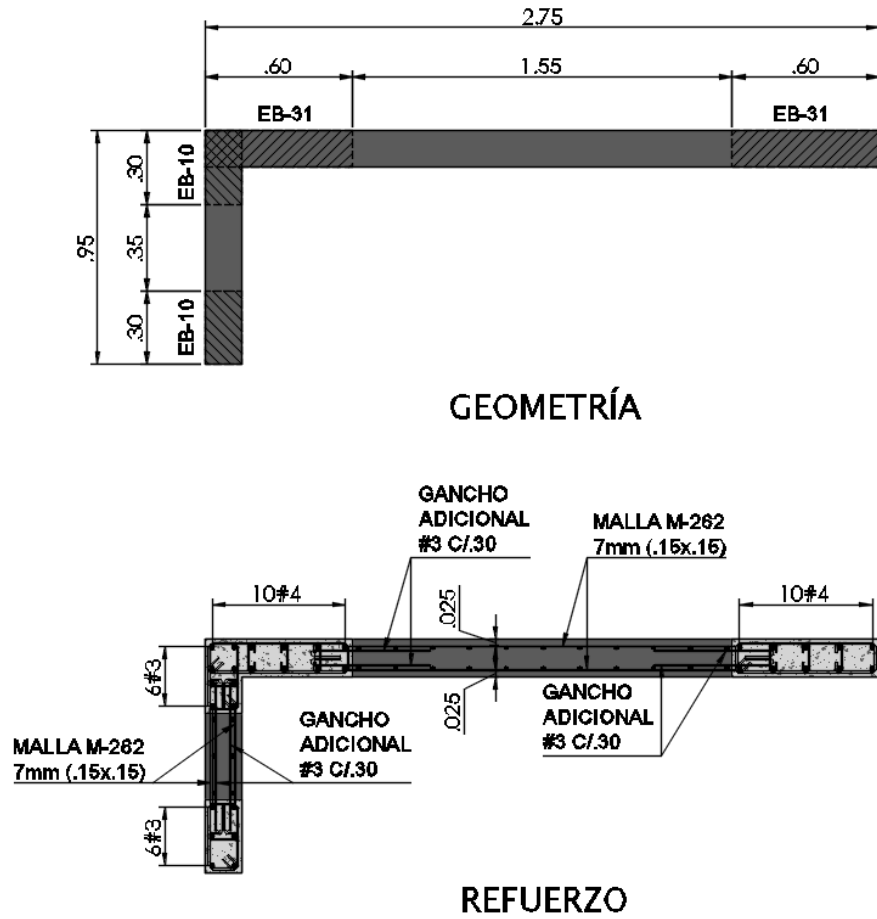


Figura 88. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-29. Fuente: Elaboración propia.

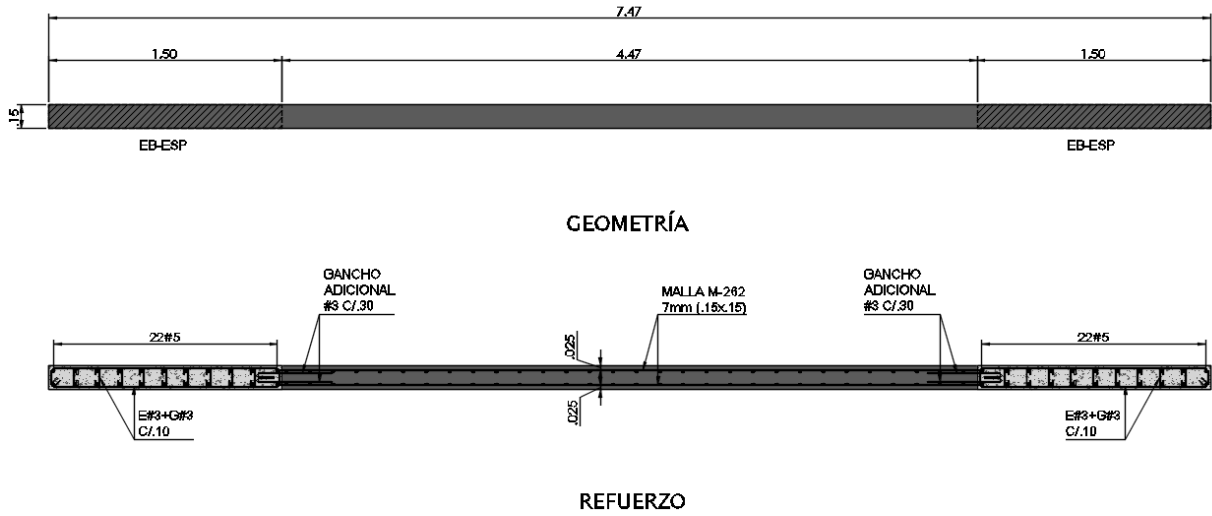


Figura 89. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-31. Fuente: Elaboración propia.

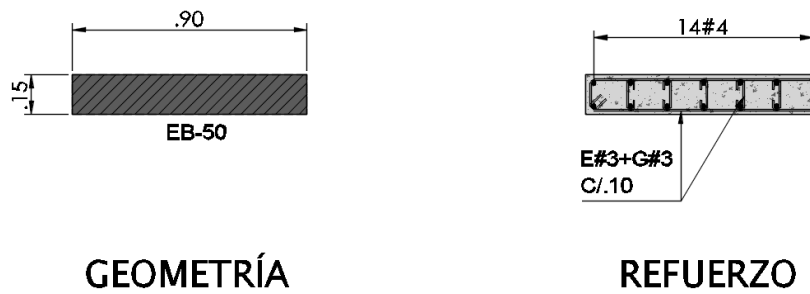


Figura 90. Esquema geométrico y de refuerzo, Muro M-32. Fuente: Elaboración propia.

8. Determinación de parámetros no lineales en los elementos principales de la estructura

8.1. Muros de ductilidad limitada o industrializados

8.1.1. Diagramas momento-curvatura en muros.

Los diagramas momento-curvatura de los muros industrializados fueron calculados teniendo en cuenta las magnitudes de las cargas axiales del análisis de la estructura para dos estados de carga, el primero teniendo en cuenta la situación más crítica dentro de las combinaciones de carga que involucran el estado de la estructura con fuerzas gravitacionales; la segunda es el estado más crítico al que la estructura puede estar sometida bajo las combinaciones de carga que involucran efectos de cargas sísmicas. De esta forma, se tuvieron en cuenta los múltiples estados de cargas a los que puede estar sometido el elemento.

Los diagramas momento-curvatura de las secciones de los elementos se realizaron teniendo en cuenta las configuraciones geométricas en C, T, L etc., aprovechando las facultades del generador de secciones del programa SAP 2000 (1976-2016 Computers and Structures, Inc.) y las bondades de este para el análisis no lineal, como involucrar las deformaciones y esfuerzos máximos de los diferentes materiales que conforman la sección y conocer los estados de los muros a diferentes estados de carga y deformación.

En la Figura 91 se presenta la planta del piso 1 de muros y la nomenclatura utilizada en ellos, para luego obtener los diagramas momento-curvatura de los elementos en cada dirección.

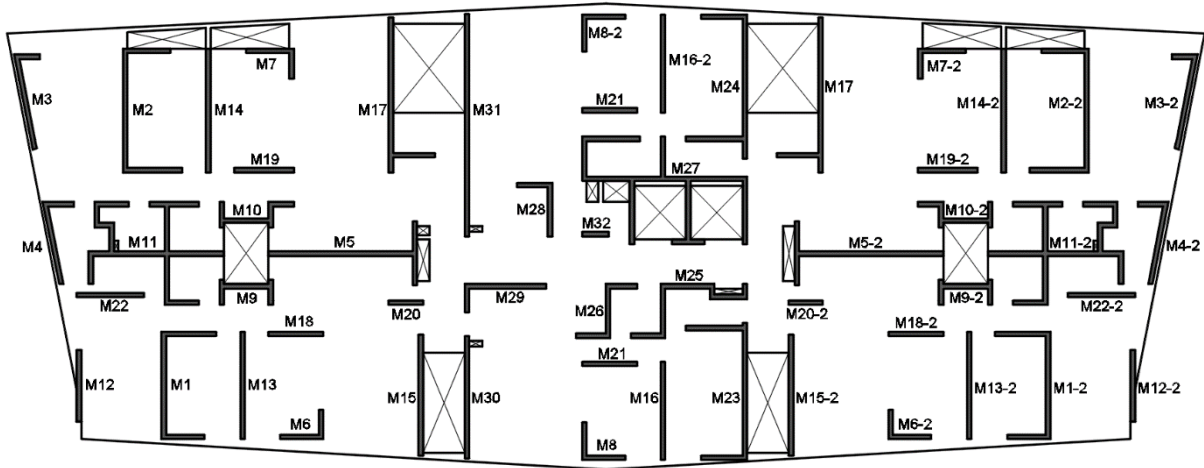


Figura 91. Planta nomenclatura de muros para obtener diagramas Momento-Curvatura. Fuente: Elaboración propia.

Teniendo en cuenta la cantidad de muros, se presenta un ejemplo de la configuración geométrica y del refuerzo de uno de ellos, en este caso, el muro M-2, para el cual se mostrarán a manera de ejemplo los diagramas momento-curvatura en cada una de sus direcciones ortogonales (Figura 92 y Figura 93); los demás muros se encontrarán en los anexos. El archivo correspondiente se anexa al presente.

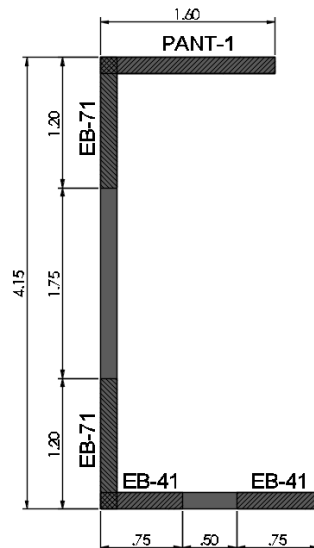


Figura 92. Sección en planta esquemática muro M-2. Fuente: Elaboración propia.

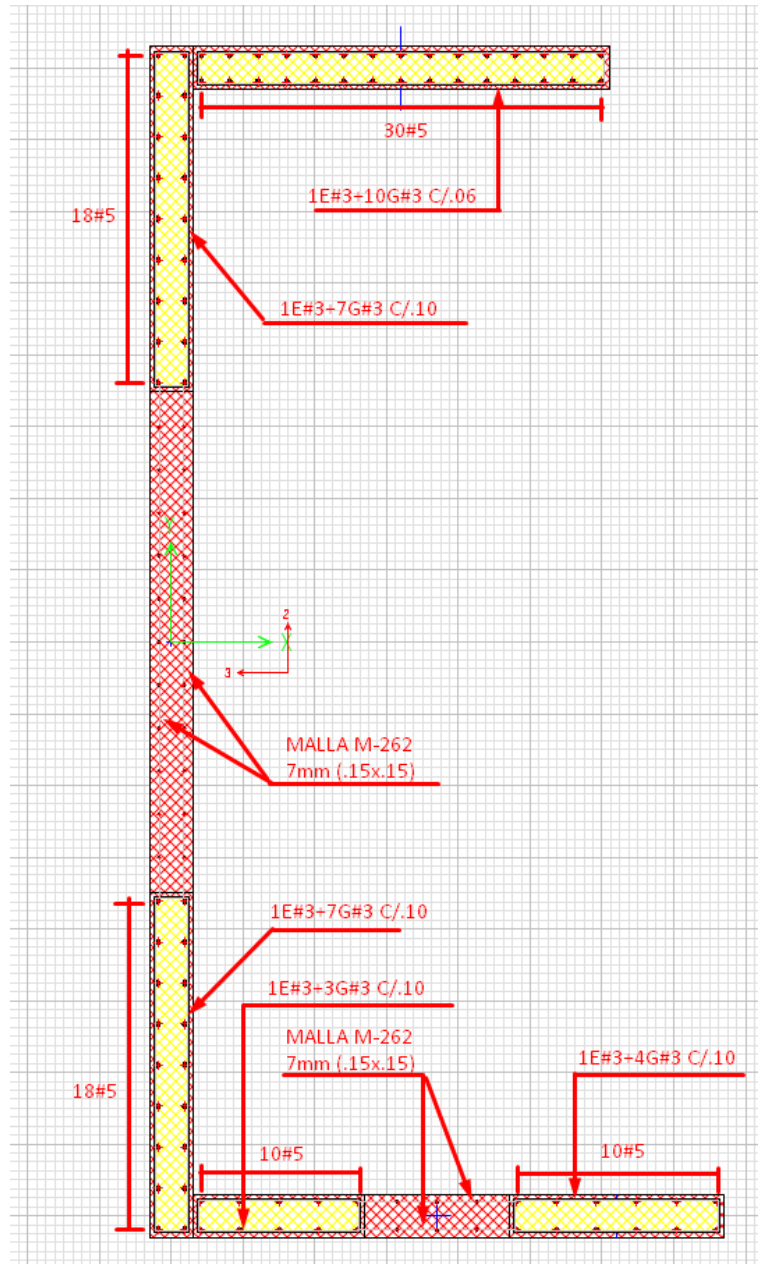


Figura 93. Configuración del refuerzo muro M-2. Fuente: Elaboración propia.

Teniendo en cuenta las características mecánicas lineales y no lineales de los elementos que proporcionan la resistencia y la ductilidad, se establecieron, de acuerdo con su comportamiento, los parámetros no lineales para el concreto y las dos configuraciones del refuerzo, en este caso, la malla electrosoldada y el refuerzo dúctil o convencional.

En la Figura 94 y Figura 95 se presentan las figuras definidas en la modelación para cada uno de los tipos de refuerzo que conforman las secciones. Por su parte, la Figura 96 representa los parámetros no lineales para el concreto utilizado.

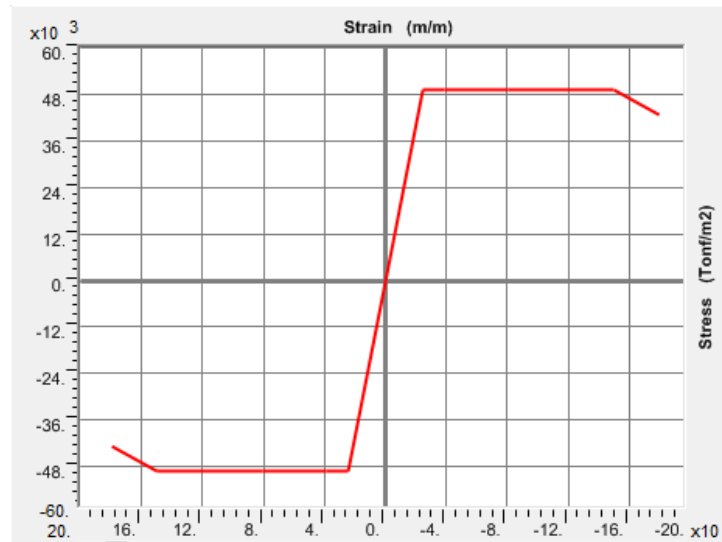


Figura 94. Representación parámetros no lineales refuerzo frágil malla electrosoldada. Fuente: Elaboración propia a partir de la modelación en SAP 2000.

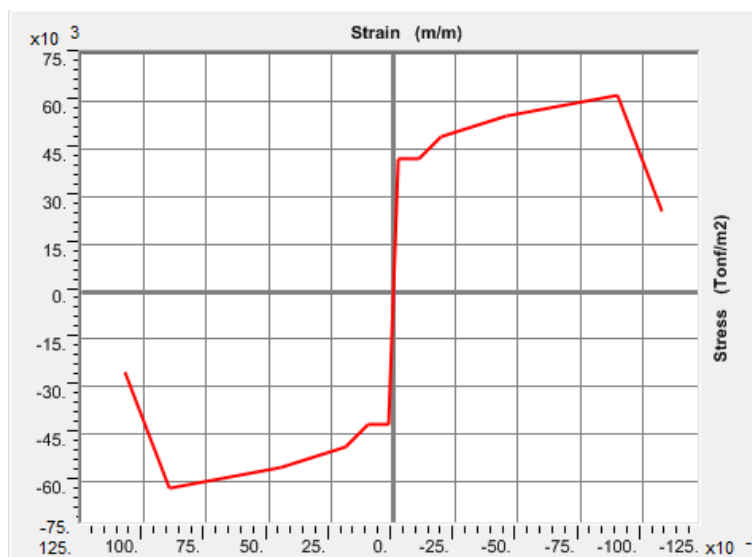


Figura 95. Representación parámetros no lineales refuerzo dúctil o convencional. Fuente: Elaboración propia a partir de la modelación en SAP 2000.

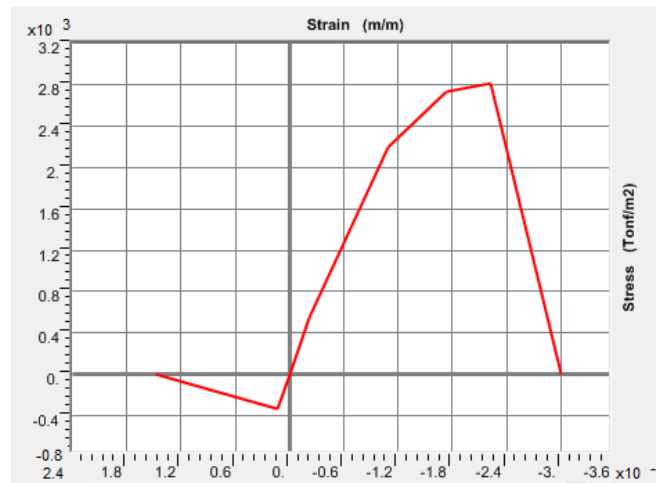


Figura 96. Representación parámetros no lineales del concreto. Fuente: Elaboración propia a partir de la modelación en SAP 2000.

Para tener en cuenta las características de confinamiento que proporcionan los estribos y el incremento en la capacidad del concreto cuando estas condiciones se dan de forma adecuada, se usó el modelo de Mander para concreto confinado y para el concreto inconfinado, modelo que se ilustra en la Figura 97 y Figura 98.

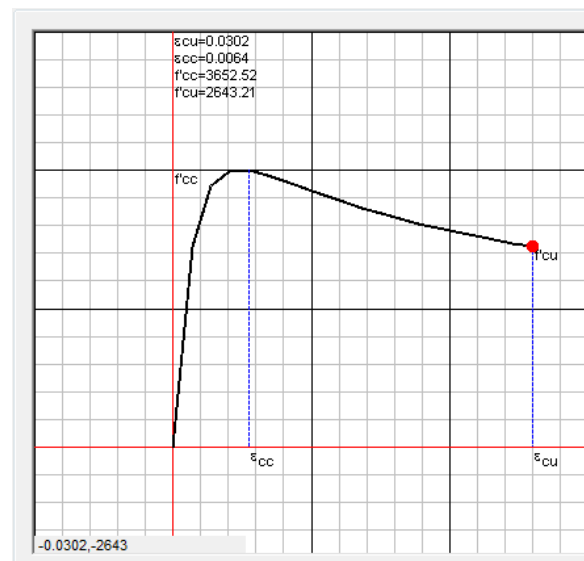


Figura 97. Modelo de Mander Confinado. Fuente: Elaboración propia a partir de la modelación en SAP 2000.

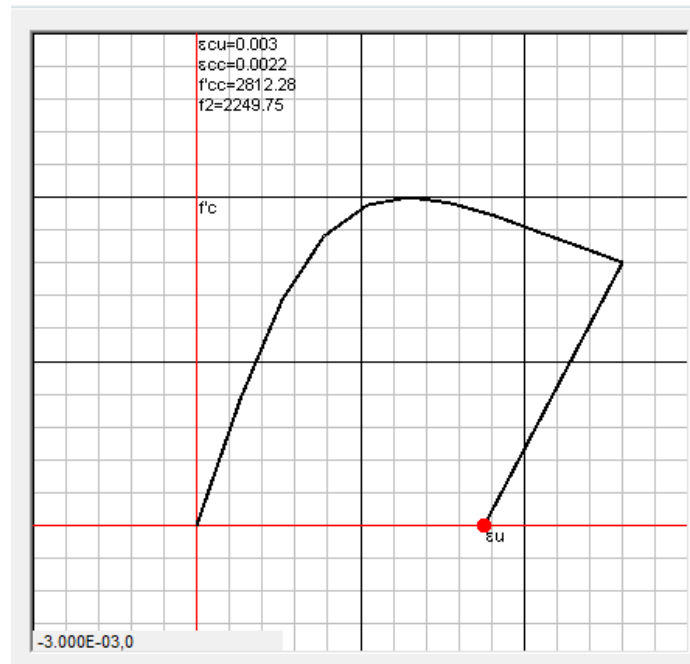


Figura 98. Modelo de Mander Inconfinado. Fuente: Elaboración propia a partir de la modelación en SAP 2000.

Posteriormente, se realizó la representación bilineal de las curvas y se sacaron los parámetros de fluencia y últimos para los dos estados de carga descritos con anterioridad.

A continuación, se mostrarán los diagramas realizados para uno de los muros (Figura 99 a la 104). El resto de los diagramas se encuentran en los anexos. El archivo correspondiente se anexa al presente.

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN EN MUROS DE CONCRETO MEDIANTE MÉTODOS SIMPLIFICADOS

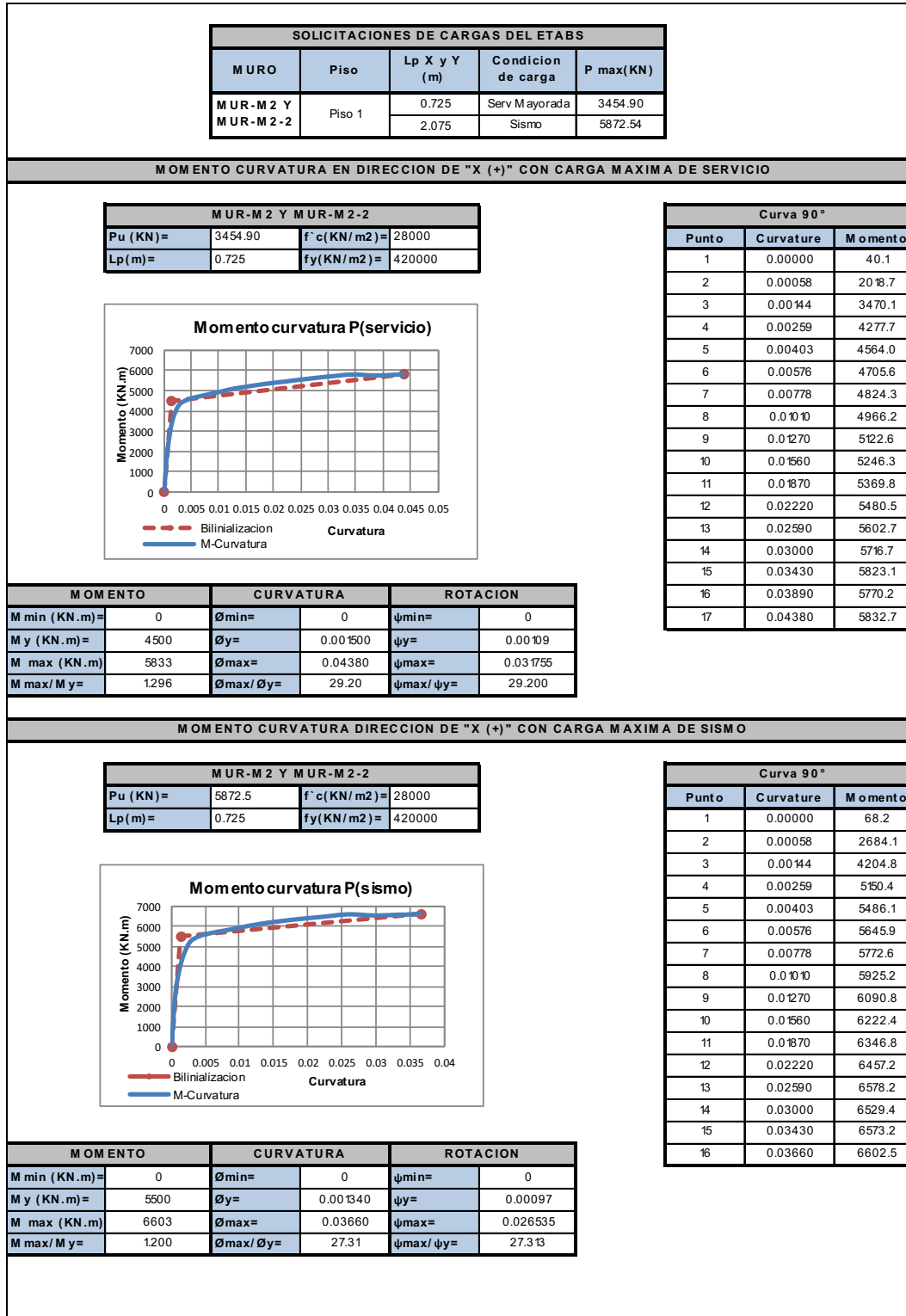


Figura 99. Diagrama momento curvatura (1). Fuente: Elaboración propia.

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN EN MUROS DE CONCRETO MEDIANTE MÉTODOS SIMPLIFICADOS

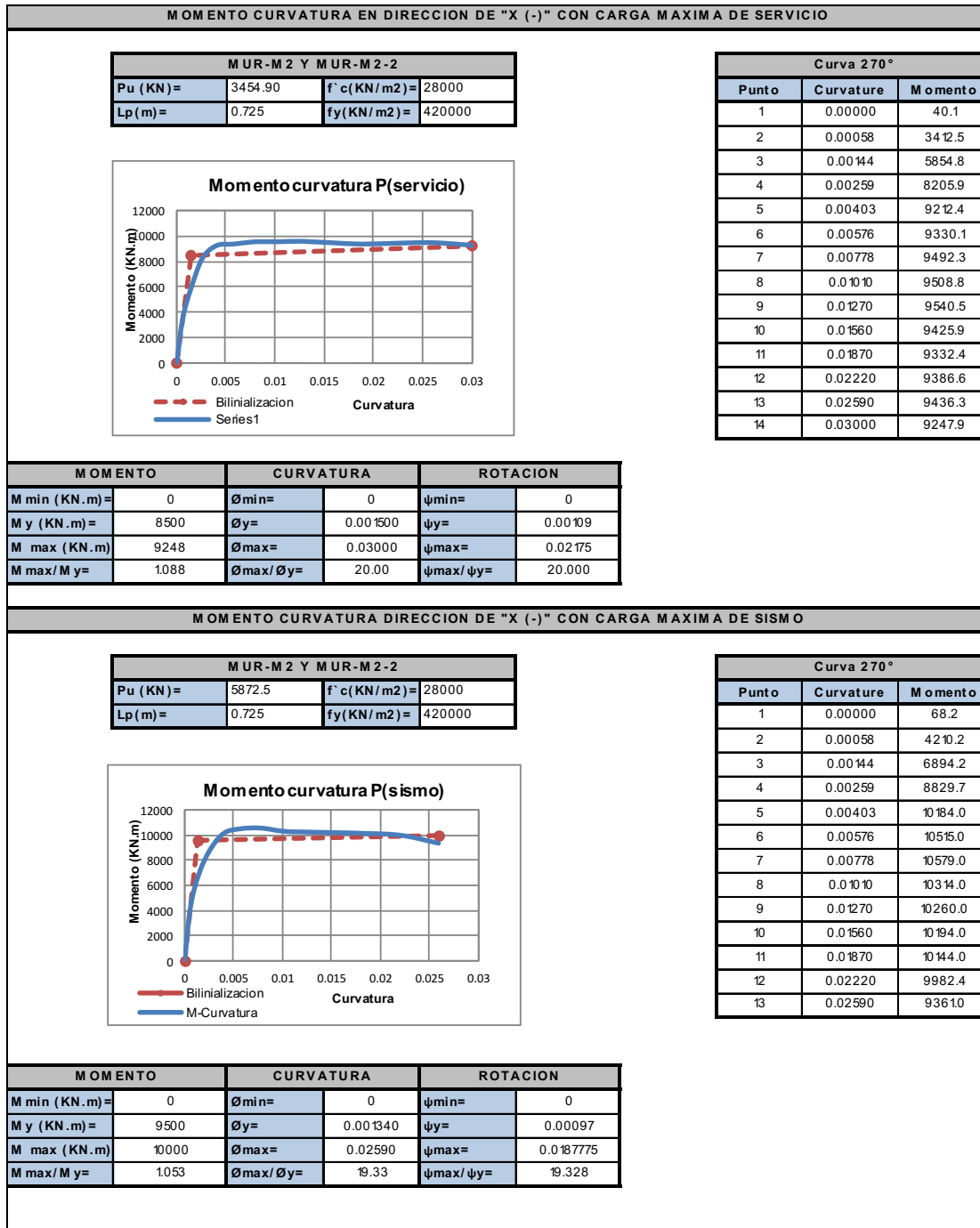


Figura 100. Diagrama momento curvatura (2). Fuente: Elaboración propia.

EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE UNA EDIFICACIÓN EN MUROS DE CONCRETO MEDIANTE MÉTODOS SIMPLIFICADOS

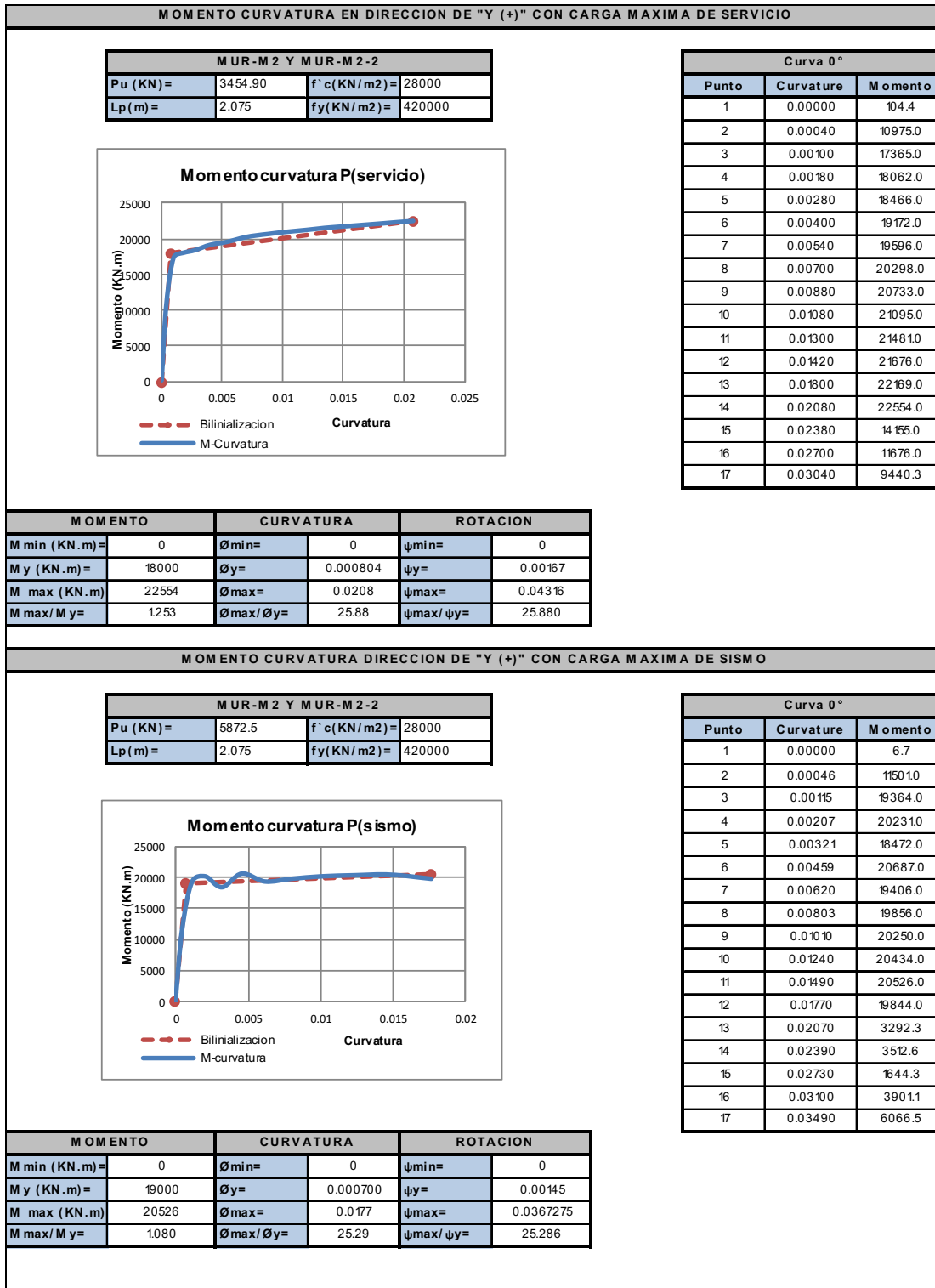


Figura 101. Diagrama momento curvatura (3). Fuente: Elaboración propia.

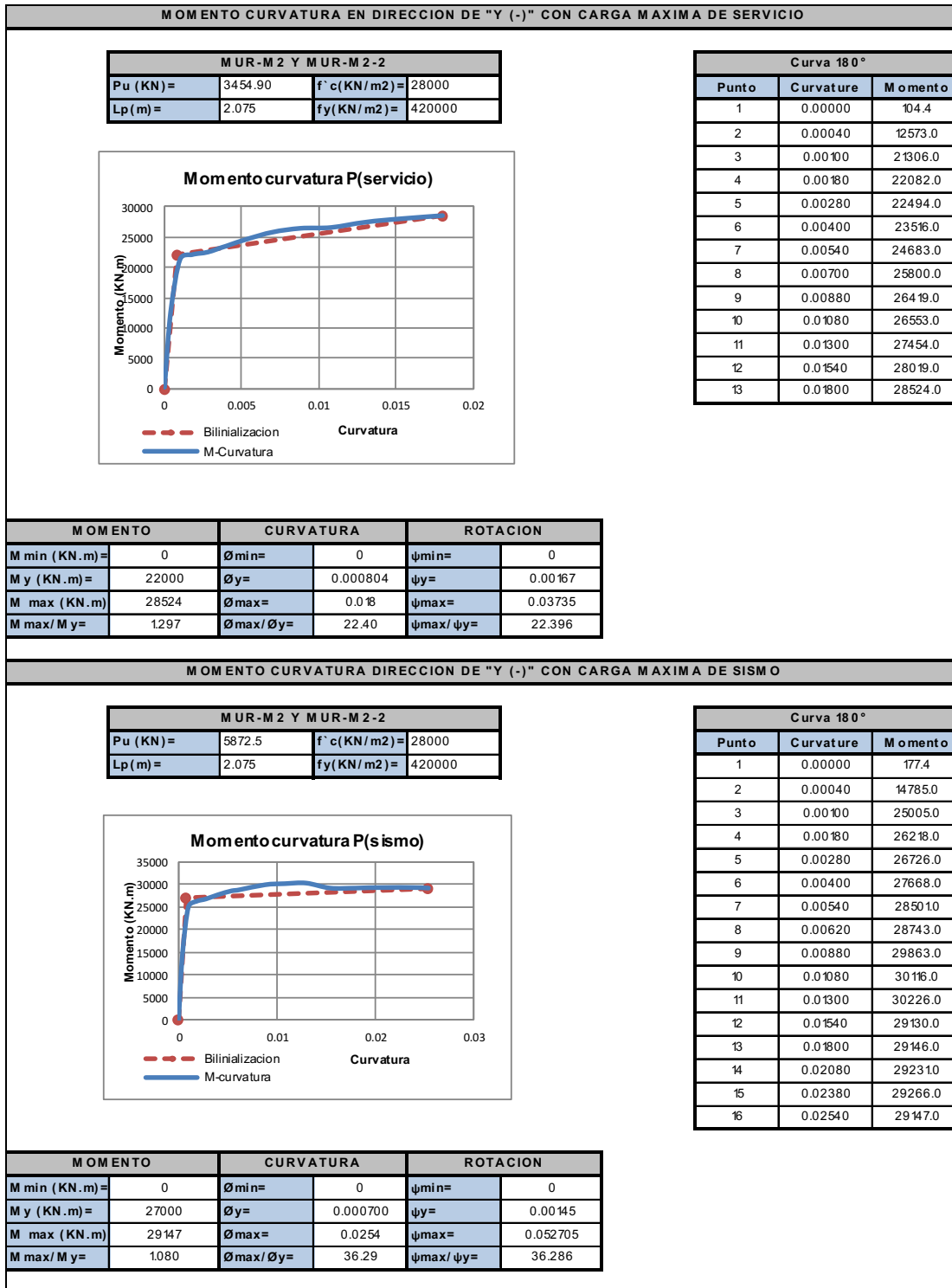


Figura 102. Diagrama momento curvatura (4). Fuente: Elaboración propia.

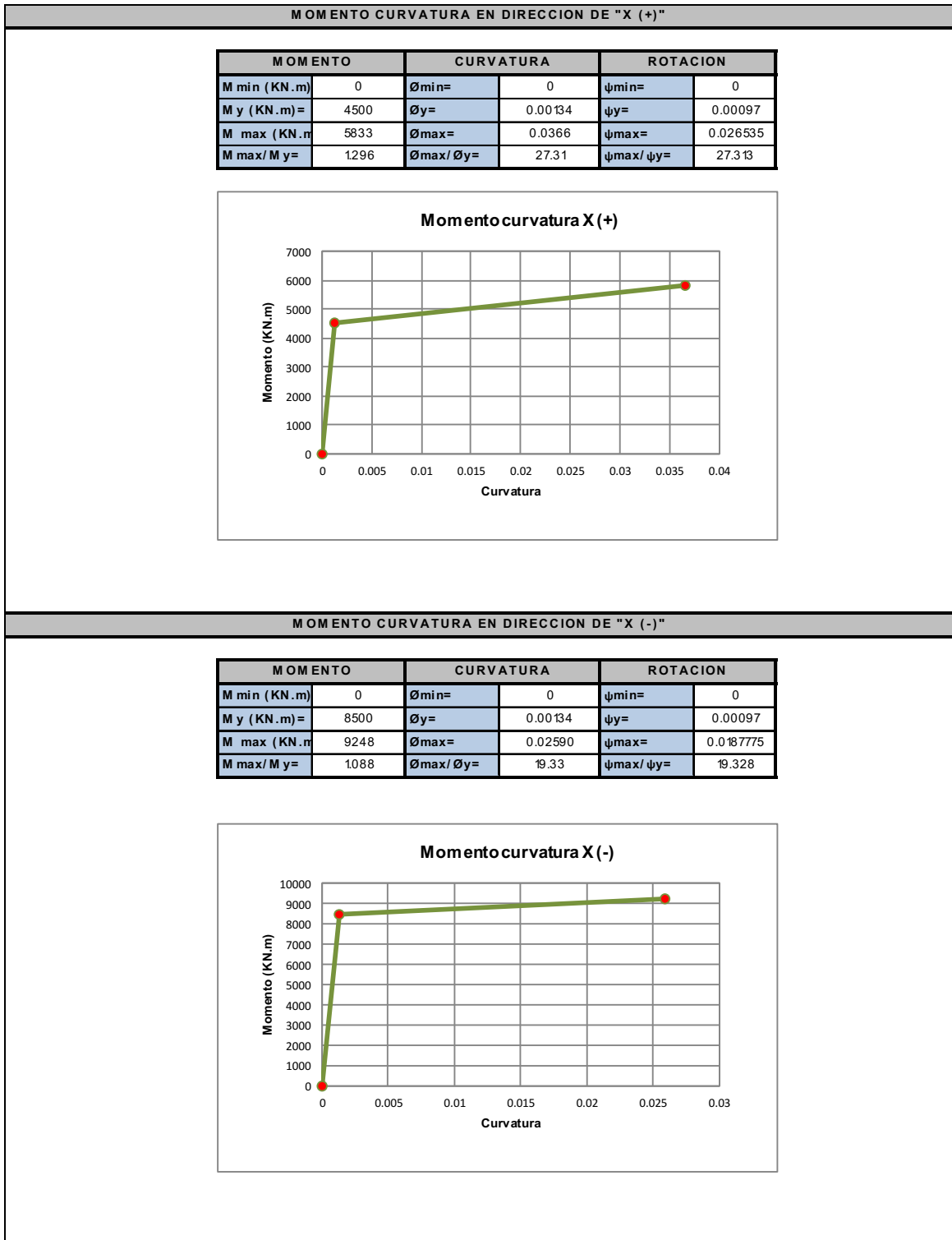


Figura 103. Diagrama momento curvatura (5). Fuente: Elaboración propia.

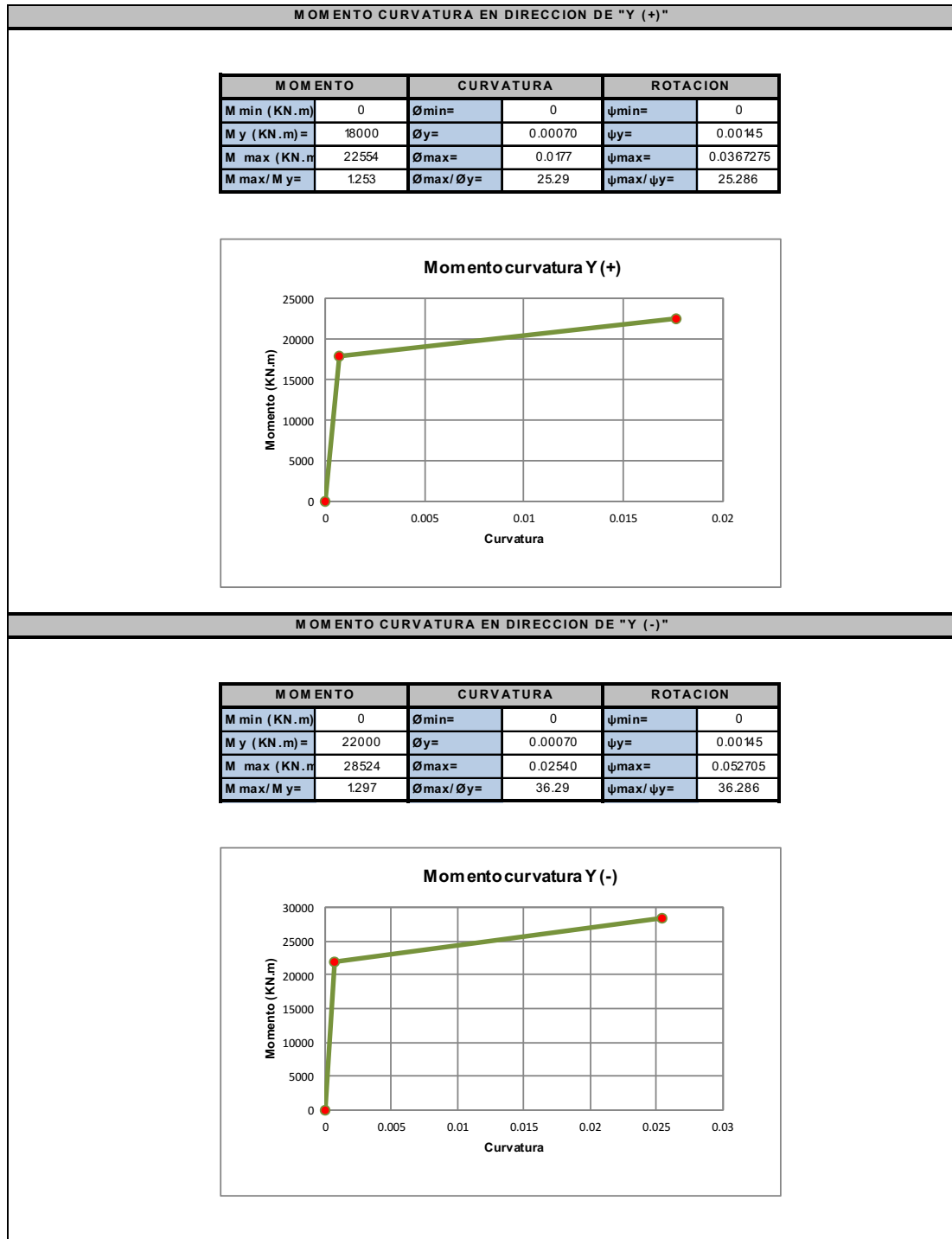


Figura 104. Diagrama momento curvatura (6). Fuente: Elaboración propia.

8.1.2. Curva de capacidad de la edificación.

De acuerdo con el diseño realizado para cada muro, su configuración geométrica y especificación del refuerzo, se realizaron cada uno de los diagramas momento-curvatura, los cuales fueron dispuestos en algunas gráficas (ver Figura 105, Figura 106, Figura 107 y Figura 108), en las cuales es posible observar la curvatura y la resistencia para cada uno de ellos.

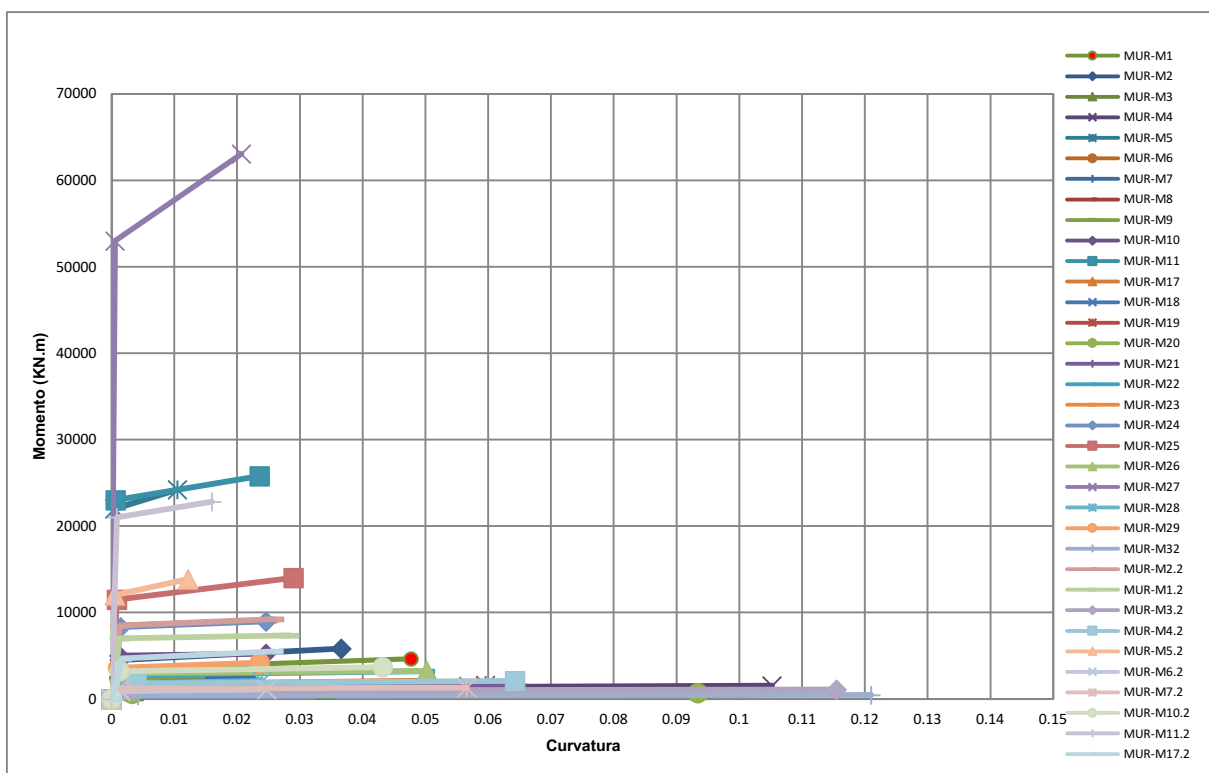


Figura 105. Diagramas Momento-Curvatura de muros en Dirección X (+). Fuente: Elaboración propia.

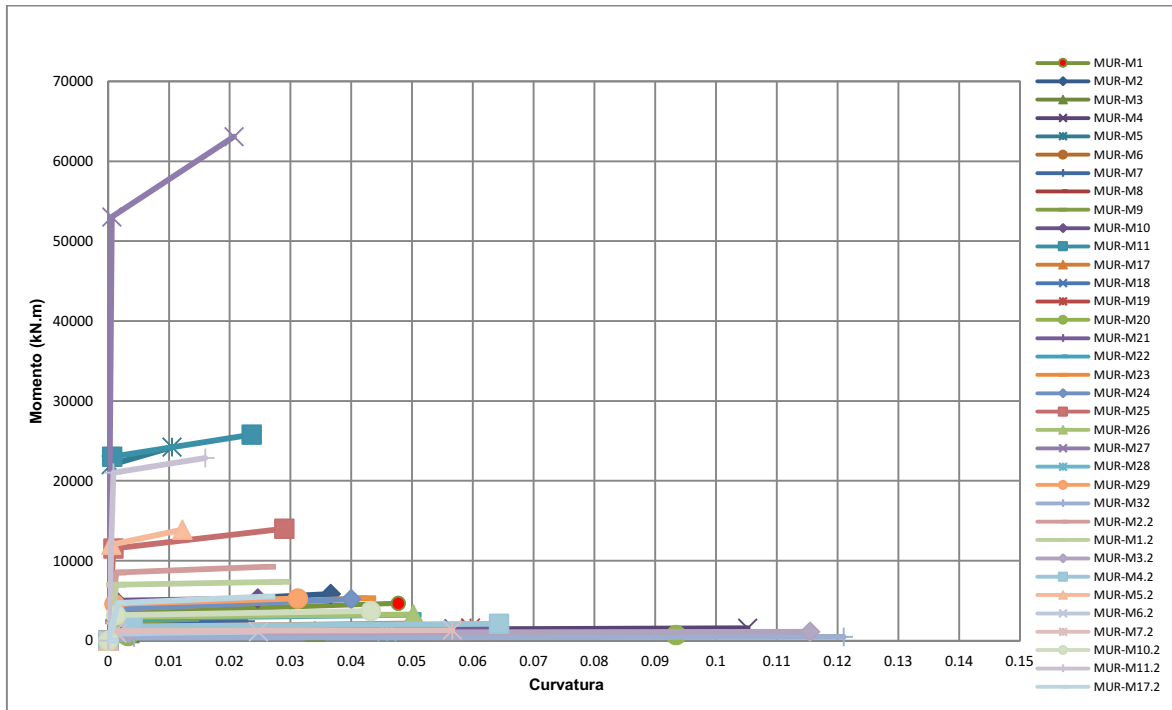


Figura 106. Diagramas Momento-Curvatura de muros en Dirección X (-). Fuente: Elaboración propia.

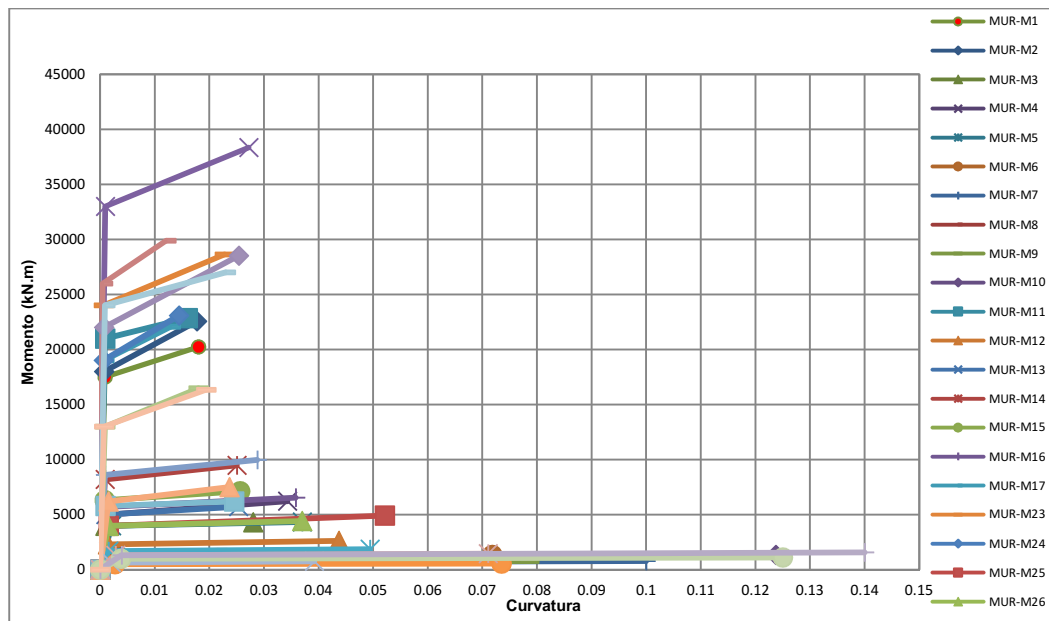


Figura 107. Diagramas Momento-Curvatura de muros en Dirección Y (+). Fuente: Elaboración propia.

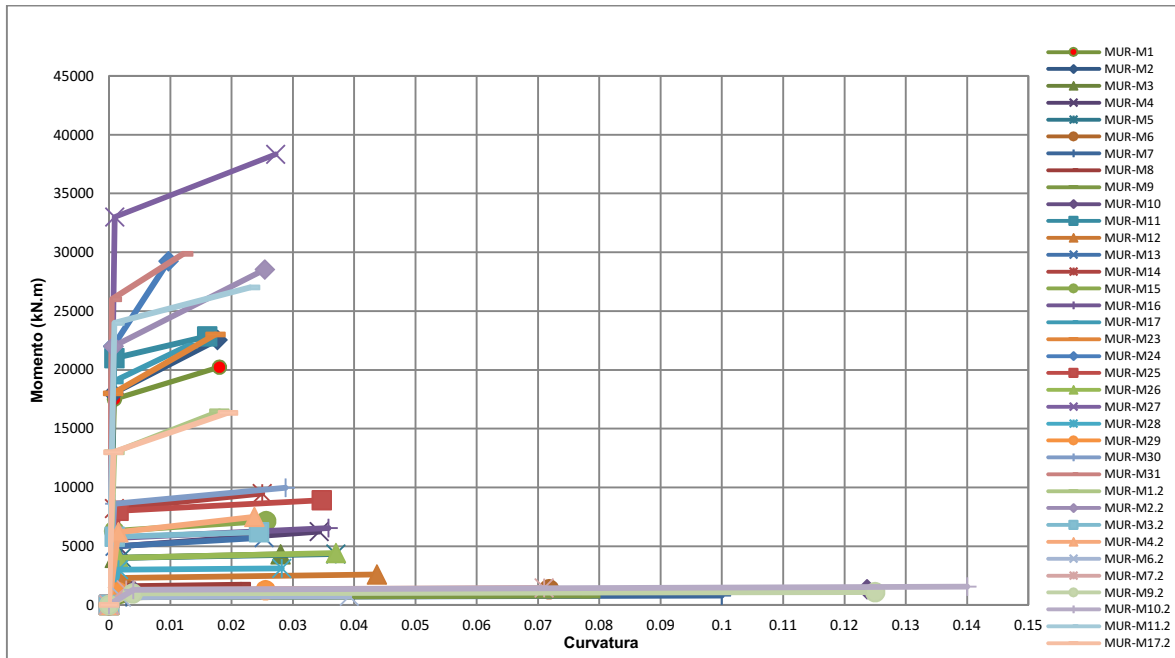


Figura 108. Diagramas Momento-Curvatura de muros en Dirección Y (-). Fuente: Elaboración propia.

Teniendo como base la información de los diagramas momento-curvatura de cada muro y, en especial los más representativos, se obtiene la curva de capacidad, ya que esta se conforma con base en las siguientes hipótesis, según Bonett (2018b):

- Para obtener el desplazamiento de fluencia de la estructura, éste estará limitado al desplazamiento de fluencia del muro que llegue en primera instancia a esta condición dentro del sistema global de la edificación.
- De igual forma que el ítem anterior, el desplazamiento último de la estructura estará limitado por el desplazamiento último del muro que llegue en primera instancia a esta condición dentro del sistema global de la edificación.
- Teniendo los desplazamientos de fluencia y últimos definidos en los puntos anteriores, el aporte de cada elemento en cuanto a la capacidad a cortante (V) será el determinado para los niveles de desplazamiento anteriormente mencionados; dichos

valores de cortante de fluencia (V_y) y cortante ultimo (V_u) serán sumados linealmente para obtener los cortantes de la estructura.

Posteriormente al análisis de los diagramas momento-curvatura para ambas direcciones se obtiene que las variaciones en la respuesta inelástica de los muros no presentan grandes variaciones debido a su simetría y configuración geométrica en planta, por tal razón la metodología se desarrollará para las dos direcciones principales en sentido positivo de los ejes globales de la estructura.

En la Tabla 10 y Tabla 11, se relaciona el resumen de parámetros de fluencia y estado último de las gráficas que contienen los diagramas Momento-curvatura de todos los muros en cada dirección:

Tabla 10. *Parámetros momento y curvatura, de fluencia y último respectivamente dirección X*

PARÁMETROS PARA CURVA DE CAPACIDAD DIRECCIÓN X			
MOMENTO M (kN-m)		CURVATURA Φ	
$M_{o-x} =$	0.00	$\Phi_{o-x} =$	0.000
$M_{y-x} =$	35605	$\Phi_{y-x} =$	0.001
$M_{u-x} =$	63076	$\Phi_{u-x} =$	0.021

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 11. *Parámetros momento y curvatura, de fluencia y último respectivamente dirección Y*

PARÁMETROS PARA CURVA DE CAPACIDAD DIRECCIÓN Y			
MOMENTO M (kN-m)		CURVATURA Φ	
$M_{o-y} =$	0.00	$\Phi_{o-y} =$	0.0000
$M_{y-y} =$	19775	$\Phi_{y-y} =$	0.0005
$M_{u-y} =$	22834	$\Phi_{u-y} =$	0.0160

Fuente: Elaboración propia.

Teniendo definidos los valores representativos indicados en la Tabla 9 y Tabla 10, se procede entonces a calcular los desplazamientos y cortantes de fluencia, respectivamente, para elaborar la curva de capacidad, para esto se tienen las siguientes expresiones:

$$H_{ef} = \frac{2}{3}H_w \quad , \quad L_p = 0.5L_w$$

Donde:

H_w =altura total del muro.

L_w =Largo total del muro en la dirección de estudio.

H_{ef} =Altura efectiva del muro.

L_p =Longitud de rótula plástica.

La longitud de rótula plástica es fundamental para pasar de curvatura a rotación y luego de rotación a desplazamiento.

Teniendo definidos los parámetros anteriores, se procede entonces a realizar las siguientes operaciones:

$$V_y = \frac{M_y}{h_{ef}} \quad , \quad V_u = \frac{M_u}{h_{ef}}$$
$$\Delta y = \frac{\Phi_y(h_{ef})^2}{3} \quad , \quad \Delta u = \Delta y + L_p(\Phi_u - \Phi_y) \left(h_{ef} - \frac{L_p}{2} \right)$$

Donde:

Φ_y =Curvatura de fluencia.

Φ_u =Curvatura última.

M_y =Momento de fluencia.

M_u =Momento último.

Δy =Desplazamiento de fluencia.

Δu =Desplazamiento último.

Se obtienen entonces los siguientes valores:

Tabla 12. *Parámetros desplazamiento y cortante, de fluencia y último respectivamente dirección X*

CURVA DE CAPACIDAD DIRECCIÓN X			
DESPLAZAMIENTO Δ (m)		CORTANTE V (kN)	
$\Delta_0=$	0.000	$V_0=$	0.00
$\Delta_{y-x}=$	0.155	$V_{y-x}=$	7851.02
$\Delta_{u-x}=$	0.517	$V_{u-x}=$	8954.65

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 13. *Parámetros desplazamiento y cortante, de fluencia y último respectivamente dirección Y*

CURVA DE CAPACIDAD DIRECCIÓN Y			
DESPLAZAMIENTO Δ (m)		CORTANTE V (kN)	
$\Delta_0=$	0.000	$V_0=$	0.00
$\Delta_{y-y}=$	0.143	$V_{y-y}=$	11973.80
$\Delta_{u-y}=$	0.519	$V_{u-y}=$	14013.26

Fuente: Elaboración propia.

Por lo tanto, del análisis estático no lineal y de acuerdo con los parámetros calculados anteriormente, en la Figura 109 y la Figura 110, se ilustran las curvas de capacidad en cada dirección de análisis.

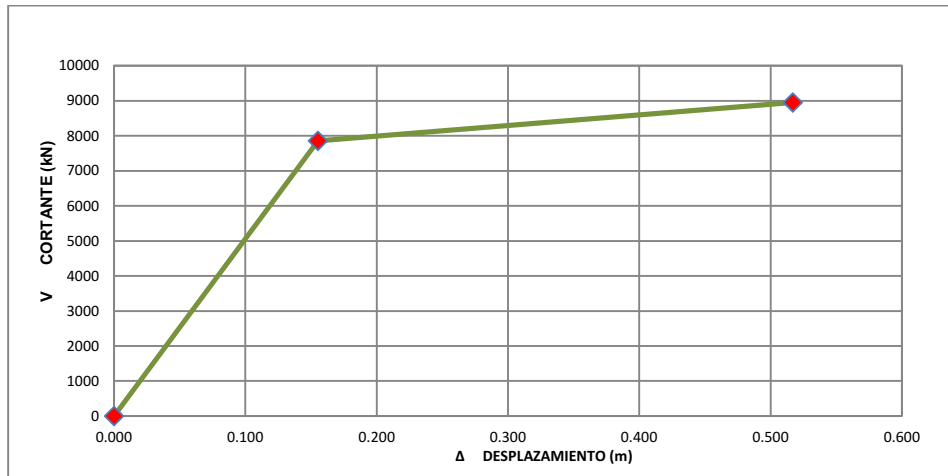


Figura 109. Curva de capacidad de la estructura en Dirección X. Fuente: Elaboración propia.

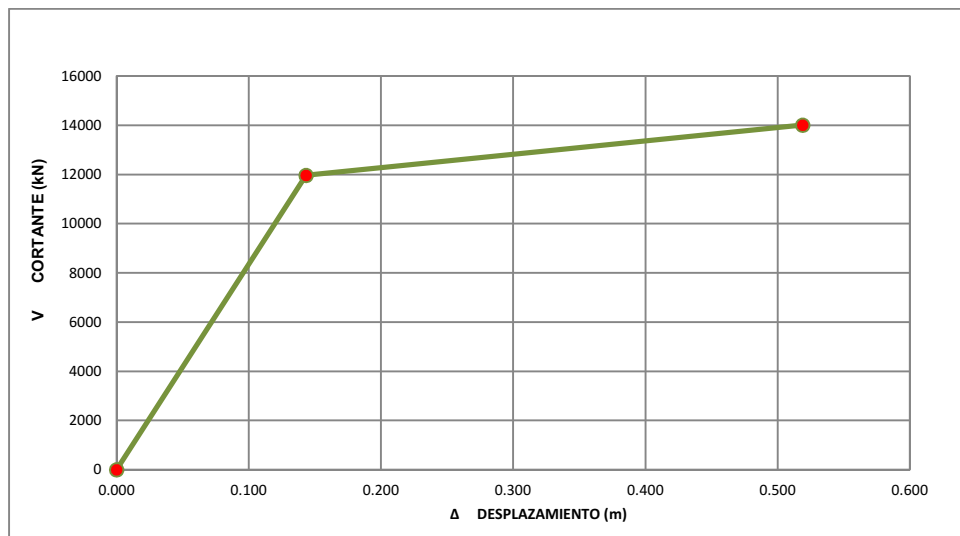


Figura 110. Curva de capacidad de la estructura en Dirección Y. Fuente: Elaboración propia.

9. Desarrollo de la metodología para el cálculo del punto de desempeño de la estructura

Para el desarrollo de la metodología simplificada se adoptaron los parámetros planteados por el Método N2, el cual se relaciona a continuación para cada una de las direcciones principales de la edificación.

9.1. Método del modelo de un grado de libertad (MN2) en la dirección de X

- a. Curva de capacidad para el sistema de múltiples grados de libertad, obtenido en el literal anterior; de estos se tiene que:

$$V_{y-x} = 7851.02 \text{ kN} \quad , \quad D_{y-x} = 0.155m$$

- b. Determinación de la curva de capacidad para el sistema de 1 grado de libertad.

- Cálculo de la masa para el sistema de 1 GDL equivalente m^*

$$m^* = \Sigma(mi \times \emptyset_i) = 3631.61$$

Tabla 14. *Determinación de masa sistema de un grado de libertad*

Determinación de masa m^*			
Nivel	m_i (Ton)	\emptyset_i (m)	H (m)
PISO 1	415.9	0.01	2.5500
PISO 2	415.9	0.04	2.5500
PISO 3	415.9	0.08	2.5500
PISO 4	415.9	0.13	2.5500
PISO 5	415.9	0.18	2.5500
PISO 6	415.9	0.24	2.5500

Determinación de masa m*			
Nivel	mi (Ton)	Øi (m)	H (m)
PISO 7	415.9	0.31	2.5500
PISO 8	415.9	0.38	2.5500
PISO 9	415.9	0.45	2.5500
PISO 10	415.9	0.51	2.5500
PISO 11	415.9	0.58	2.5500
PISO 12	415.9	0.65	2.5500
PISO 13	415.9	0.72	2.5500
PISO 14	415.9	0.78	2.5500
PISO 15	415.9	0.84	2.5500
PISO 16	415.9	0.89	2.5500
PISO 17	415.9	0.94	2.5500
PISO 18	415.9	1.00	2.5500
$m^* = \sum (mi \times \Øi) =$			3631.605
$\sum (mi \times \Øi^2) =$			2531.252

Fuente: Elaboración propia.

- Cálculo del factor de participación modal Γ

$$\Gamma = \frac{\sum_{i=1}^n (mi * \Øi)}{\sum_{i=1}^n (mi * \Øi^2)} = \frac{m^*}{\sum_{i=1}^n (mi * \Øi^2)} = \frac{3631.605}{2531.252} = 1.43$$

- Determinación de la resistencia de cedencia Fy^* para el modelo de 1 GDL equivalente:

$$Fy^* = \frac{Vy-x}{\Gamma} = \frac{7851.02}{1.43} = 5490.22 \text{ kN}$$

- Determinación del desplazamiento de cedencia Dy^* para el modelo de 1 GDL equivalente.

$$Dy^* = \frac{D_{y-x}}{\Gamma} = \frac{0.155}{1.43} = 0.108 \text{ m}$$

- Cálculo del periodo elástico del sistema bilineal idealizado T^*

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* Dy^*}{Fy^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{3631.605 * 0.108}{5490.22}} = 1.68 \text{ s}$$

- Curva de capacidad del modelo de 1 GDL (Figura 111).

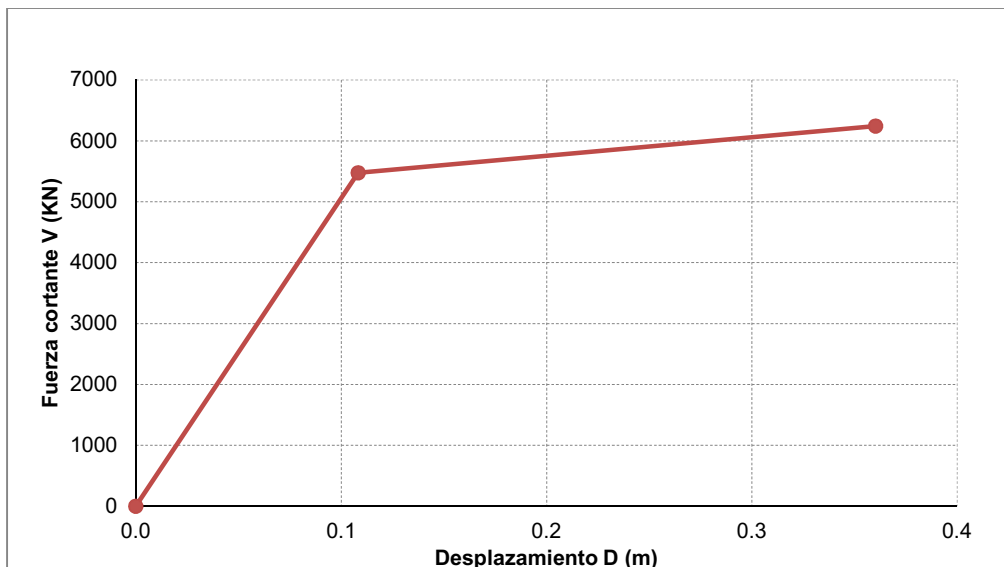


Figura 111. Curva de capacidad sistema 1 GDL. Fuente: Elaboración propia.

- Cálculo del espectro inelástico de aceleraciones Sa y desplazamientos Sd para el sistema de 1 GDL.

- Cálculo de la aceleración en el punto de cedencia

$$S_{ay} = \frac{Fy^*}{m^*} = \frac{5490.22 \text{ kN}}{3631.61 \text{ Ton} * 9.81 \text{ m/s}^2} = 0.154g$$

- Con el periodo elástico del sistema bilineal idealizado $T^* = 1.68 \text{ s}$, se entra a los espectros elásticos de Aceleración espectral Vs Periodos de vibración (Figura 112) y al espectro de Aceleración espectral Vs Desplazamientos espectrales (Figura 113).

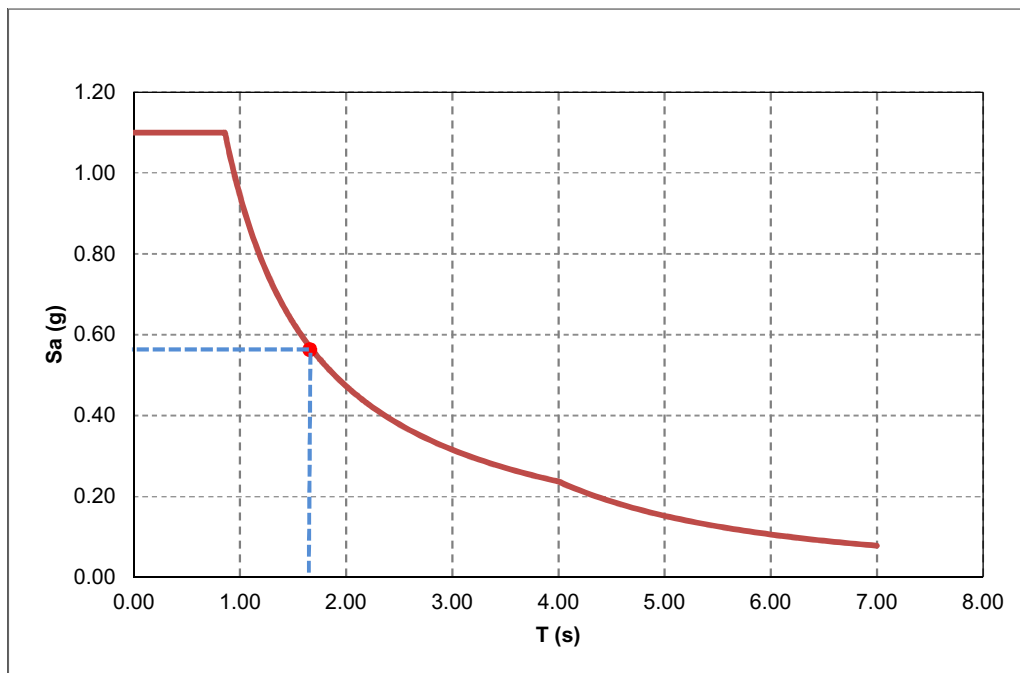


Figura 112. Espectro de Aceleración Vs periodo de vibración. Fuente: Elaboración propia.

$$S_{ae} = 0.563g \quad T^* = 1.68$$

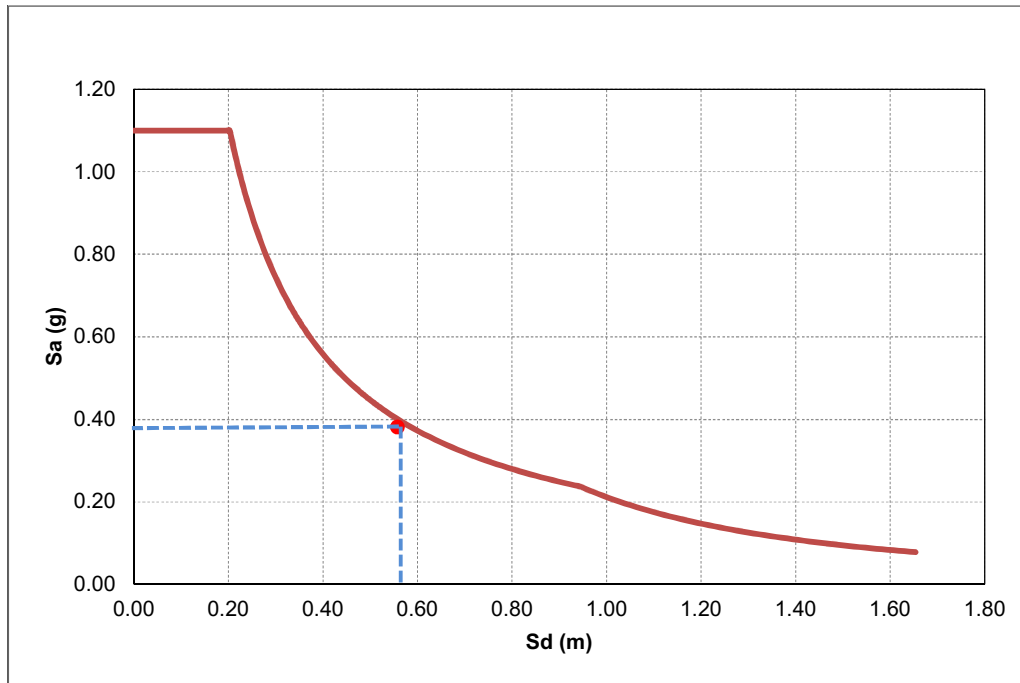


Figura 113. Espectro de Aceleración Vs Desplazamientos. Fuente: Elaboración propia.

$$Sae = 0.563g \quad Sde = 0.397m$$

d. Determinación del punto de desempeño de la estructura

- Determinación del factor de reducción por ductilidad $R\mu$

$$R\mu = \frac{Sae}{Say} = \frac{0.563g}{0.154g} = 3.66$$

- Cálculo del factor de ductilidad

$$\mu = \left\{ \begin{array}{ll} R\mu & T^* \geq Tc \\ (R\mu - 1) & T^* < Tc \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{ll} R\mu & 1.68 \geq 0.86 \text{ OK!} \\ (R\mu - 1) & 2.66 < 0.86 \text{ NO OK!} \end{array} \right\}$$

$$\mu = R\mu = 3.66$$

- Cálculo de la demanda inelástica de desplazamiento

$$\text{Como } T^* \geq T_c \rightarrow S_d = S_{de} = 0.397 \text{ m}$$

- Representación gráfica del punto de desempeño de la estructura, superponiendo los espectros de demanda elásticos e inelásticos y el espectro de capacidad de la estructura en su representación bilineal (Figura 114).

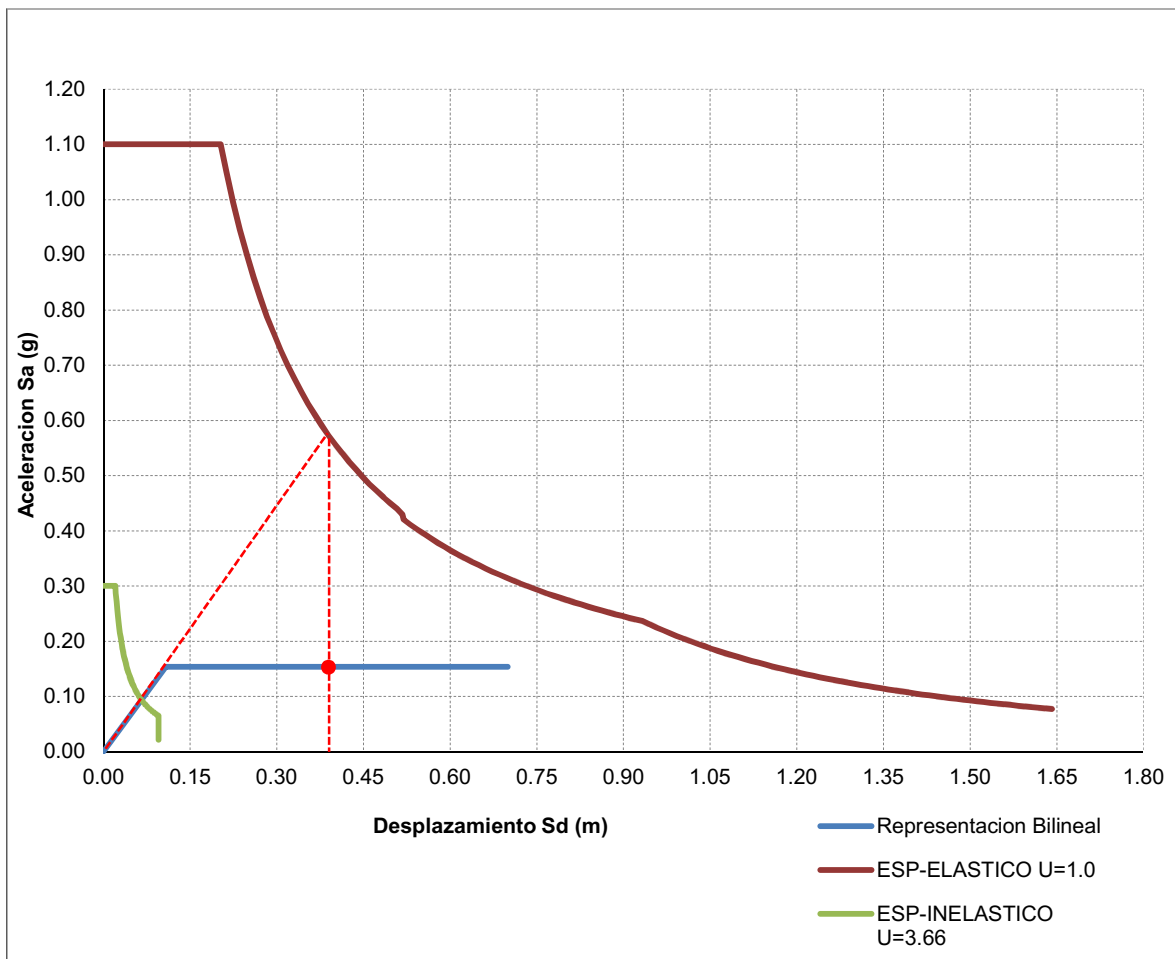


Figura 114. Representación del punto de desempeño. Fuente: Elaboración propia.

El punto de desempeño está dado por (●), correspondiente a:

$$S_a = 0.154g \quad S_d = 0.397 m$$

Por lo tanto, la demanda de desplazamiento del modelo de múltiples grados de libertad MGDL es igual a:

$$D_t = \Gamma * S_d = 1.43 * 0.397 = 0.57 m$$

- Con el desplazamiento de la estructura calculado anteriormente y con las derivas máximas de entrepiso, permisibles para la designación de los niveles de desempeño estipulados por el ATC-40 (1996) y VISION 2000, los cuales se relacionan en la Tablas 15 y Tabla 16.

Tabla 15. *Valores límites de la deriva máxima entre piso para los niveles de desempeño ATC-40*

VALORES LÍMITES DE LA DERIVA MÁXIMA ENTRE PISO PARA LOS NIVELES DE DESEMPEÑO ATC-40	
NIVEL DE DESEMPEÑO	DERIVA ENTRE PISO (% h entre piso)
Totalmente Operacional	0.2
Operacional	0.5
Seguridad	1.5
Próximo al colapso	2.5
Colapso	>2.5

Fuente: SEAOC Vision 2000 Committee, 1995.

Tabla 16. *Valores límite de la deriva máxima entre piso para los niveles de desempeño SEAOC VISION 2000 COMMITTEE*

VALORES LÍMITE DE LA DERIVA MÁXIMA ENTRE PISO PARA LOS NIVELES DE DESEMPEÑO SEAOC VISION 2000 COMMITTEE	
NIVEL DE DESEMPEÑO	DERIVA ENTRE PISO (% h entre piso)
Ocupación inmediata	0.01
seguridad	0.02
Estabilidad estructural	0.33 Vi/Pi

Fuente: SEAOC Vision 2000 Committee, 1995.

De acuerdo con las tablas anteriores y con el desplazamiento de desempeño y la altura total de la estructura, se obtiene la deriva de entrepiso, como se muestra a continuación:

$$\Delta = \frac{Dt}{H} = \frac{0.57}{45.80} * 100 = 1.25\%$$

Por lo tanto, caracterizando la estructura dentro de los parámetros de estabilidad estipulados anteriormente, para los niveles de desempeño según el ATC-40 (1996), la estructura clasifica según su nivel de desempeño en el rango de una estructura en seguridad, y para los valores límites proporcionados por la tabla del VISION 2000, la estructura también se encuentra en un nivel de desempeño de seguridad de la vida después de ocurrido el sismo.

9.2. Método del modelo de un grado de libertad (MN2) en la dirección de Y.

- a. Curva de capacidad para el sistema de múltiples grados de libertad obtenido en el literal anterior, de estos se tiene que:

$$V_{y-y} = 11973.80 \text{ kN} \quad , \quad D_{y-y} = 0.143 \text{ m}$$

b. Determinación de la curva de capacidad para el sistema de 1 grado de libertad.

- Cálculo de la masa para el sistema de 1 GDL equivalente m^*

$$m^* = \Sigma(mi \times \emptyset_i) = 3503.95$$

Tabla 17. Determinación de masa m^*

Determinación de masa m^*			
Nivel	m_i (Ton)	\emptyset_i (m)	H (m)
PISO 1	415.9	0.01	2.55
PISO 2	415.9	0.03	2.55
PISO 3	415.9	0.07	2.55
PISO 4	415.9	0.11	2.55
PISO 5	415.9	0.16	2.55
PISO 6	415.9	0.22	2.55
PISO 7	415.9	0.28	2.55
PISO 8	415.9	0.34	2.55
PISO 9	415.9	0.41	2.55
PISO 10	415.9	0.48	2.55
PISO 11	415.9	0.55	2.55
PISO 12	415.9	0.62	2.55
PISO 13	415.9	0.69	2.55
PISO 14	415.9	0.76	2.55
PISO 15	415.9	0.83	2.55
PISO 16	415.9	0.89	2.55
PISO 17	415.9	0.96	2.55
PISO 18	415.9	1.00	2.55
$m^* = \Sigma(mi \times \emptyset_i) =$			3503.944
$\Sigma(mi \times \emptyset_i^2) =$			2428.082

Fuente: Elaboración propia.

- Cálculo del factor de participación modal Γ

$$\Gamma = \frac{\Sigma_{i=1}^n(mi * \emptyset_i)}{\Sigma_{i=1}^n(mi * \emptyset_i^2)} = \frac{m^*}{\Sigma_{i=1}^n(mi * \emptyset_i^2)} = \frac{3503.95}{2428.08} = 1.44$$

- Determinación de la resistencia de cedencia Fy^* para el modelo de 1 GDL equivalente:

$$Fy^* = \frac{V_{y-y}}{\Gamma} = \frac{11973.80}{1.44} = 8315.14 \text{ kN}$$

- Determinación del desplazamiento de cedencia Dy^* para el modelo de 1 GDL equivalente.

$$Dy^* = \frac{D_{y-y}}{\Gamma} = \frac{0.143}{1.44} = 0.10 \text{ m}$$

- Cálculo del periodo elástico del sistema bilineal idealizado T^*

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* Dy^*}{Fy^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{3503.95 * 0.10}{8315.14}} = 1.29 \text{ s}$$

- Curva de capacidad del modelo de 1 GDL

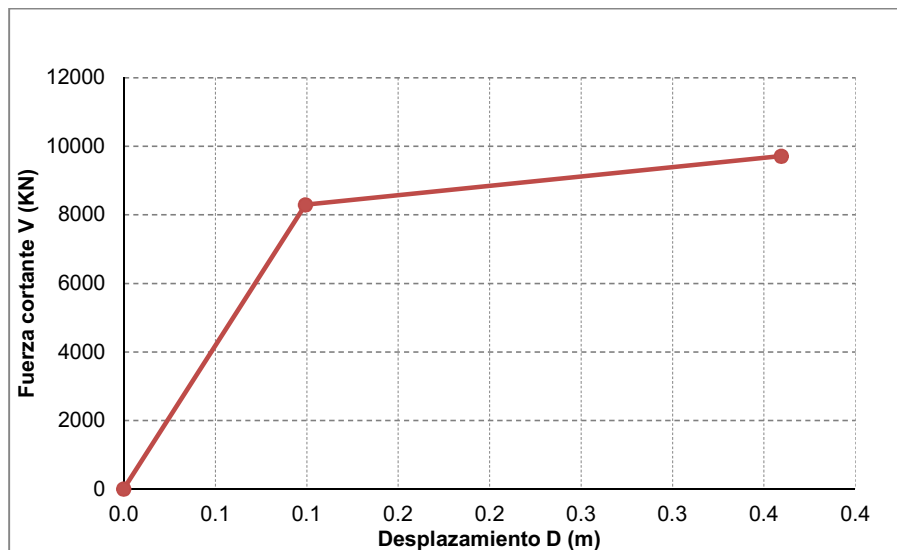


Figura 115. Curva de capacidad sistema 1 GDL. Fuente: Elaboración propia.

c. Cálculo del espectro inelástico de aceleraciones S_a y desplazamientos S_d para el sistema de 1 GDL.

- Cálculo de la aceleración en el punto de cedencia

$$S_{ay} = \frac{Fy^*}{m^*} = \frac{8315.14 \text{ kN}}{3503.95 \text{ Ton} * 9.81 \text{ m/s}} = 0.24g$$

- Con el periodo elástico del sistema bilineal idealizado $T^* = 1.29 \text{ s}$, se entra a los espectros elásticos de Aceleración espectral Vs Periodos de vibración (Figura 116) y al espectro de Aceleración espectral Vs Desplazamientos espectrales (Figura 117).

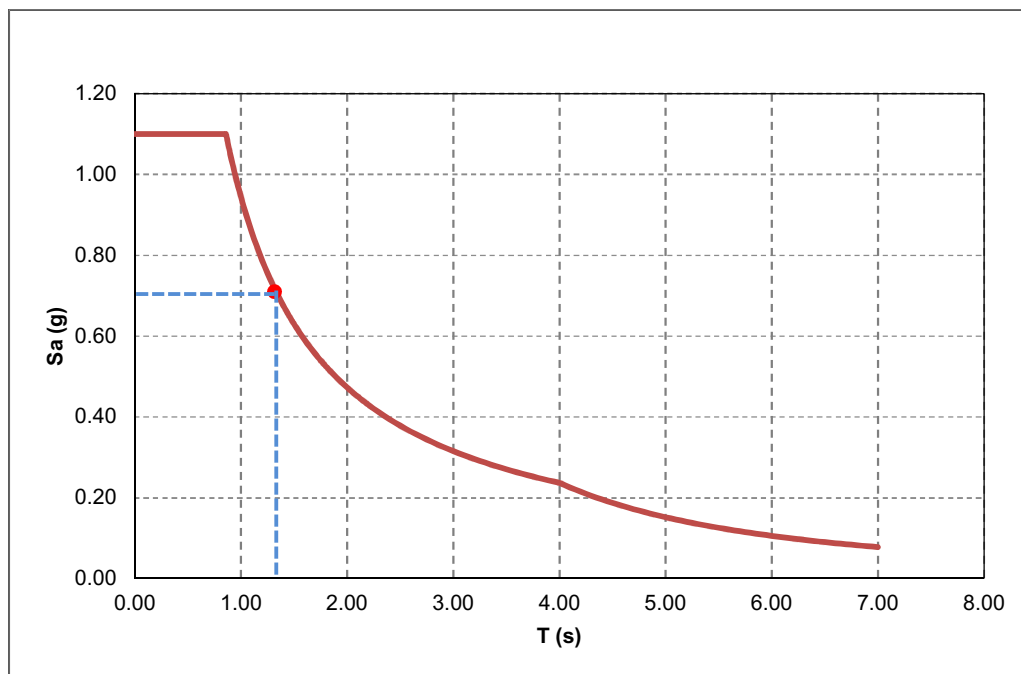


Figura 116. Espectro de aceleración Vs periodos de vibración. Fuente: Elaboración propia.

$$S_{ae} = 0.73g \quad T^* = 1.29s$$

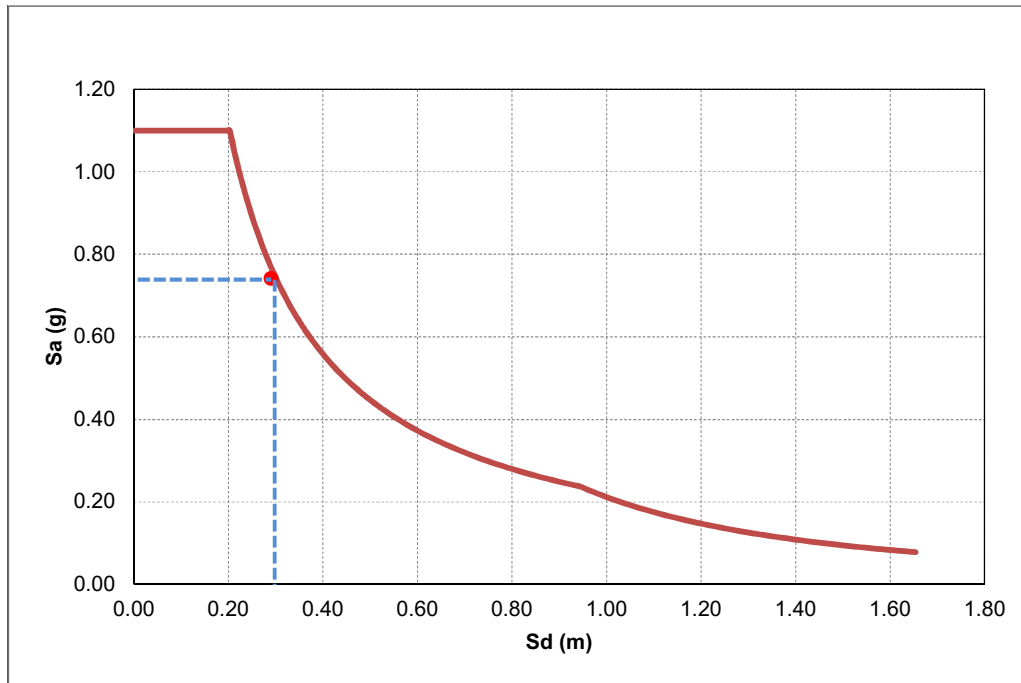


Figura 117. Espectro de Aceleración Vs Desplazamientos. Fuente: Elaboración propia.

$$S_{ae} = 0.73g \quad S_{de} = 0.30m$$

d. Determinación del punto de desempeño de la estructura

- Determinación del factor de reducción por ductilidad $R\mu$

$$R\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} = \frac{0.73g}{0.241g} = 3.03$$

- Cálculo del factor de ductilidad

$$\mu = \left\{ \begin{array}{ll} R\mu & T^* \geq T_c \\ (R\mu - 1) & T^* < T_c \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{ll} R\mu & 1.29 \geq 0.86 \text{ OK!} \\ (R\mu - 1) & 2.03 < 0.86 \text{ NO OK!} \end{array} \right\}$$

$$\mu = R\mu = 3.03$$

- Cálculo de la demanda inelástica de desplazamiento

$$\text{Como } T^* \geq T_c \quad \rightarrow \quad S_d = S_{de} = 0.30 \text{ m}$$

- Representación gráfica del punto de desempeño de la estructura, superponiendo los espectros de demanda elásticos e inelásticos y el espectro de capacidad de la estructura en su representación bilineal (Figura 118).

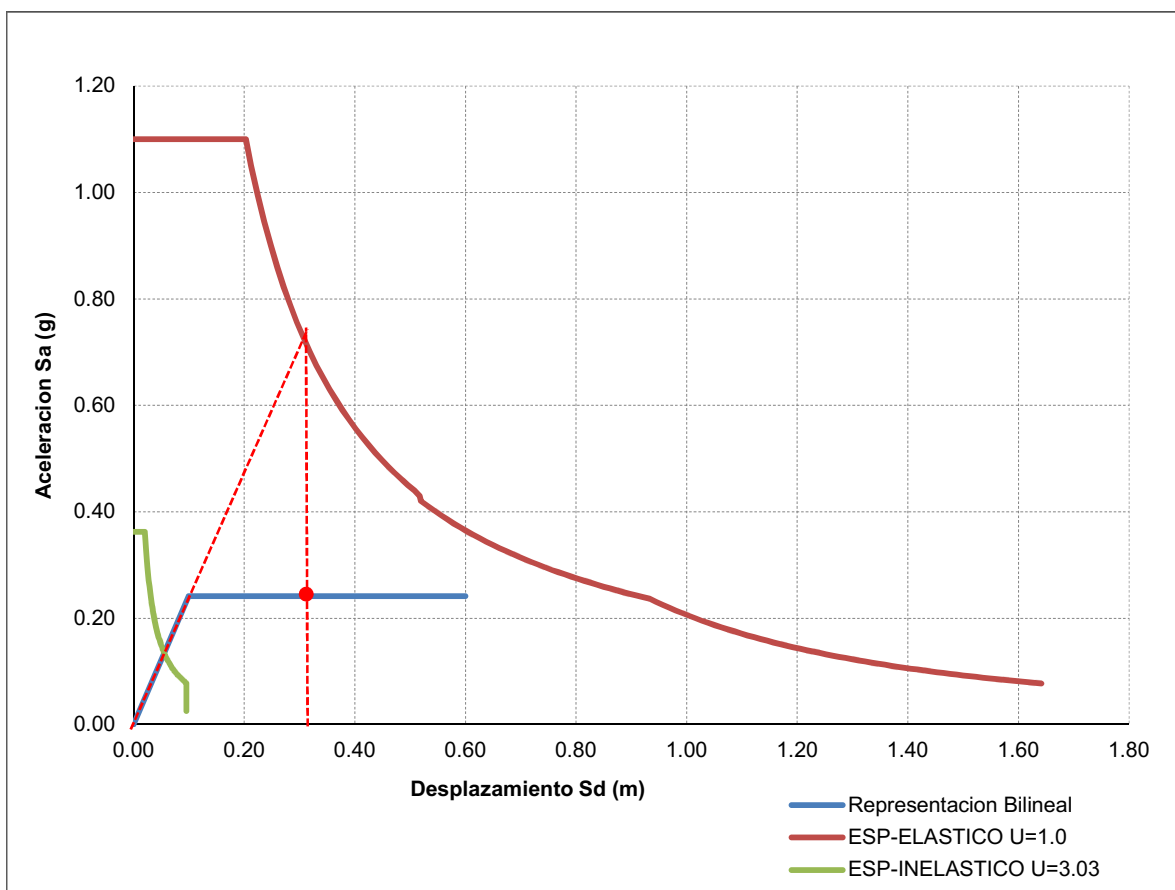


Figura 118. Representación del punto de desempeño. Fuente: Elaboración propia.

El punto de desempeño está dado por (●), correspondiente a:

$$S_a = 0.241g \quad S_d = 0.30m$$

Por lo tanto, la demanda de desplazamiento del modelo de múltiples grados de libertad MGDL es igual a:

$$Dt = \Gamma * Sd = 1.44 * 0.30 = 0.44m$$

- Con el desplazamiento de la estructura calculado anteriormente y con las derivas máximas de entrepiso, permisibles para la designación de los niveles de desempeño estipulados por el ATC-40 y VISION 2000, los cuales se relacionan en la Tabla 18 y Tabla 19:

Tabla 18. *Valores límites de la deriva máxima entre piso para los niveles de desempeño ATC-40*

VALORES LÍMITES DE LA DERIVA MÁXIMA ENTRE PISO PARA LOS NIVELES DE DESEMPEÑO ATC-40	
NIVEL DE DESEMPEÑO	DERIVA ENTRE PISO (% h entre piso)
Totalmente operacional	0.2
Operacional	0.5
Seguridad	1.5
Próximo al colapso	2.5
Colapso	>2.5

Fuente: SEAOC Vision 2000 Committee, 1995.

Tabla 19. *Valores límite de la deriva máxima entre piso para los niveles de desempeño SEAOC VISION 2000 COMMITTEE*

VALORES LÍMITE DE LA DERIVA MÁXIMA ENTRE PISO PARA LOS NIVELES DE DESEMPEÑO SEAOC VISION 2000 COMMITTEE	
NIVEL DE DESEMPEÑO	DERIVA ENTRE PISO (% h entre piso)
Ocupación inmediata	0.01
seguridad	0.02
Estabilidad estructural	0.33 Vi/Pi

Fuente: SEAOC Vision 2000 Committee, 1995

De acuerdo con las tablas anteriores y con el desplazamiento de desempeño y la altura total de la estructura, se obtiene la deriva de entrepiso, como se muestra a continuación:

$$\Delta = \frac{Dt}{H} = \frac{0.44}{45.80} * 100 = 0.96\%$$

Por lo tanto, caracterizando la estructura dentro de los parámetros de estabilidad estipulados anteriormente, para los niveles de desempeño según el ATC-40 (1996), la estructura clasifica según su nivel de desempeño en el rango de una estructura en seguridad, y para los valores límites proporcionados por la tabla del VISION 2000, la estructura también se encuentra en un nivel de desempeño de seguridad de la vida después de ocurrido el sismo.

10. Análisis de los resultados

- Los modos de vibración principales de la edificación son los correspondientes al modo 1 y 2, ambos traslacionales con periodos elásticos de vibración entre 0,9 y 1 segundos, y aportes de masa participativa entre el 55 y 60%, teniendo en cuenta secciones plenas no fisuradas de sus elementos, lo que permite identificar un comportamiento regular de la edificación ante cargas laterales por eventos sísmicos.
- La deriva de entrepiso en el análisis modal espectral para ambas direcciones no sobrepasa el 0,75%. Claramente para edificaciones con el sistema de muros de concreto usualmente no se presentan excesos en índices de flexibilidad debido a la rigidez que poseen sus elementos.
- Para el diseño convencional, el 95% de los muros que hacen parte del sistema primario de resistencia sísmica de la estructura, requirieron de elemento de borde para garantizar el confinamiento y un adecuado efecto de compatibilidad de deformaciones entre el refuerzo y el concreto. El espesor mínimo adoptado para los elementos fue de 15 cm, el cual es el correspondiente a una relación $e=hi/16=2.50\text{ m}/16=0.156\text{ m}$.
- En cuanto a la densidad de muros, la edificación presenta un índice para la dirección de X de 3,0% y en la dirección Y de 3,8%, los cuales no sobrepasan el mínimo teórico recomendado por Sozen (1989) y Blandon y Bonett (2015) (citados en Bonett, 2018a). Este parámetro influyó directamente en el nivel de carga axial de los muros, distribuyéndola de manera más uniforme y en la rigidez lateral de la estructura, garantizando que la edificación tenga un comportamiento adecuado para el control de los desplazamientos laterales o la deriva de entre piso.

- Los niveles de carga axial no sobrepasan el 15% de la capacidad neta con respecto a la sección bruta de cada elemento. Esto permitirá a los muros tener mayor capacidad de rotación en el rango inelástico.
- De las gráficas en las cuales se reúnen los diagramas Momento-curvatura de los muros en cada una de las direcciones principales, se pueden observar las variaciones que existen en la resistencia y en la capacidad de disipación de energía en los elementos, donde la relación entre la altura total y la longitud del muro inciden directamente en su respuesta inelástica.
- Teniendo en cuenta que para el caso de estudio los muros de la edificación presentan la misma altura total, y de acuerdo con la metodología implementada, es posible inferir de las gráficas que reúnen los diagramas Momento-curvatura de los elementos para cada una de las direcciones principales que los muros con relación entre la altura y la longitud entre 8 y 10 inciden en la respuesta de la curva de capacidad de la estructura.
- Los muros con longitudes entre 1 y 2,5 m que fueron detallados con refuerzo dúctil en los elementos de borde —y, asimismo, este fue confinado con estribos— pueden desarrollar demandas de ductilidad altas.
- Según la metodología adoptada para la creación de la curva de capacidad, el punto de desempeño evaluado estará relacionado con la primera cadencia existente en el muro que alcance primeramente esta condición en cada dirección de estudio. Asimismo, su capacidad última estará relacionada con el muro que alcance primero esta condición.
- De acuerdo con el punto de desempeño calculado para cada una de las direcciones de estudio y teniendo en cuenta los parámetros de valores máximos de derivas de entrepiso establecidos por el ATC-40 y el SEAOC VISION 2000 COMMITTEE, la edificación se

encuentra en un nivel de ocupación post-sismo a nivel de seguridad de la vida de sus ocupantes.

- El factor de disipación de energía “R” adoptado para el análisis y el diseño convencional varía entre un 10 y un 25% del obtenido con el análisis realizado mediante el Método N2.

11. Recomendaciones

- Es importante, previo a la modelación analítica de la edificación, identificar los muros que gobernarían la respuesta elástica e inelástica de la estructura, los cuales, por lo general, tienden a ser los elementos que presentan relación entre la altura y la longitud de 7 a 9. De esta forma es recomendable garantizar su espesor y detallamiento adecuado para obtener mejor respuesta en la capacidad de desplazamiento de la estructura.
- Teniendo en cuenta que la demanda por carga axial está directamente relacionada con la densidad de muros que conforman la estructura, se recomienda que este valor sea superior al 3% del área en planta. De esta forma, se logra tener manejo de uno de los parámetros que puede influenciar en la respuesta inelástica de cada elemento.
- Para el análisis modal espectral, la modelación de los elementos que conforman la estructura se realizó de manera independiente, es decir, que las solicitudes obtenidas están relacionadas al plano del muro y, asimismo, a la especificación del refuerzo vertical y de los elementos de borde. Sin embargo, se observan casos en los que se tienen en cuenta las configuraciones geométricas tipo C, T o L, la exigencia de cuantías de refuerzo vertical y de elementos de borde es menor en comparación al diseño de los elementos de forma independiente.
- De acuerdo con este estudio, se recomienda que, en caso de tener en cuenta el diseño con las configuraciones geométricas no convencionales, se debe realizar un detallamiento adecuado para garantizar la unión de los elementos en el estado de respuesta de la edificación; de lo contrario, se recomienda realizar dilataciones o separación de los elementos y, de esta forma, llevar a cabo una representación del modelo analítico más cercana a la realidad.

- Teniendo en cuenta que la efectividad de los elementos de borde está directamente relacionada con el grado de confinamiento de las barras verticales, con la compatibilidad de deformaciones entre el refuerzo y el concreto y con evitar congestión de acero en el aspecto constructivo, se recomienda el uso de muros con espesores superiores a 15 cm.
- De acuerdo con el análisis realizado, se evidenció que en los casos en los cuales se requiera capacidad de rotación inelástica alta, los niveles de carga axial $P / (f'c A_g)$ para cada elemento no deben sobrepasar de 0.35.
- Este análisis está limitado a la respuesta del muro que llegue en primera instancia a su punto de fluencia y a su capacidad última en cada una de las direcciones de estudio. No obstante, si se requiere obtener un análisis más riguroso del desempeño de la curva de capacidad de la estructura, se recomienda el uso de herramientas computacionales que contemplen la variación en los cambios de las propiedades de rigidez, resistencia y capacidad de rotación en el rango inelástico.
- Como el análisis se puede ejecutar de manera simplificada, se recomienda realizarlo antes del diseño de todos los elementos que conforman la estructura, ya que es posible obtener un factor de disipación de energía “R” que represente de mejor manera el comportamiento real de la edificación ante cargas sísmicas y posteriormente ser comparado con el exigido por el Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente NSR-10 y, de esta forma, tener mayor criterio de la escogencia de este factor.
- Se recomienda el uso de refuerzo dúctil en los dos primeros niveles de la edificación, en los casos en que se requiera elementos de borde en el primer piso y no en el segundo. También es recomendable extender el elemento de borde cubriendo los dos primeros pisos.

- El uso de una sola capa de refuerzo y en malla electrosoldada no presenta ningún tipo de confinamiento y, por el contrario, la estabilidad lateral del elemento se ve comprometida ante cualquier sobre-esfuerzo que genere rotaciones fuera del plano. Por tal motivo, es recomendable usar doble capa de refuerzo en los muros del primer piso.
- Con la finalidad de minimizar el efecto de pandeo de las barras verticales de los elementos de borde, se recomienda hacer uso mínimamente de la separación de estribos dispuestas para elementos tipo columna de acuerdo con el Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10.
- Teniendo en cuenta los últimos avances y actualizaciones que se han venido presentando en los códigos de análisis y diseño de estructuras con el sistema de muros de concreto, como lo son el peruano y el chileno, se recomienda el uso de parámetros y especificaciones que se presentan en ellos, ya que sus investigaciones apuntan a evitar diferentes tipos de falla encontrados en los últimos eventos sísmicos ocurridos y que no están presentes en nuestro reglamento, mientras se realiza la respectiva actualización de la NSR-10.
- Constructivamente, se recomienda el uso de distanciadores que garanticen los recubrimientos y la verticalidad de las capas de refuerzo, sobre todo si solo se cuenta con una de ellas.

12. Conclusiones

- Después del sismo ocurrido en Chile, varias fuentes de generación de conocimiento en la ingeniería estructural concentraron sus esfuerzos en identificar el comportamiento y las formas de falla de los elementos que conforman las edificaciones construidas con el sistema de muros de concreto reforzado. Como resultado de todas estas investigaciones, en la actualidad se tiene gran cantidad de información confiable que permite a los ingenieros dedicados al oficio del diseño estructural tener herramientas y conceptos que acerquen las hipótesis de diseño a un comportamiento predecible en las estructuras con este sistema, además de suplir los vacíos que se tienen en la actualidad en el Reglamento colombiano de construcción sismo-resistente NSR 10, donde, sin lugar a dudas, se deben adicionar y actualizar las recomendaciones de análisis y diseño para muros esbeltos.
- En las edificaciones proyectadas con el sistema de muros de concreto, usualmente la distribución de los elementos que hacen parte del sistema primario de resistencia sísmica, obedece a un funcionamiento arquitectónico. Sin embargo, será potestad del ingeniero del proyecto identificar los elementos que tengan las características geométricas adecuadas (relaciones de aspecto, esbeltez, carga axial, etc.), además de proporcionar a estos elementos un correcto comportamiento en el rango elástico e inelástico, con la finalidad de garantizar la estabilidad de la estructura ante cargas sísmicas.
- Una vez realizada la modelación del análisis convencional de la estructura con los muros de forma independiente, se obtienen resultados en el diseño diferentes, en comparación con una modelación donde se tenga en cuenta la interacción de todos los elementos que se conectan, en caso de realizar diseños donde no se quiera considerar la interacción entre varios elementos. Es importante que esto se vea reflejado en el detallado y el proceso constructivo que se realice, bien sea generando juntas de dilatación, variación en tiempos de vaciado, entre otros.

- De acuerdo con las características geométricas, detallado del refuerzo y la especificación del concreto, se tiene una gran variación del comportamiento en el rango inelástico de los elementos, donde se identifica qué muros con relación entre la altura y la longitud del elemento entre ($7 < H/Lw < 9$) poseen alta resistencia a flexo compresión, y su capacidad de disipación de energía en el rango inelástico es relativamente baja. Por el contrario, muros donde esta relación sea mayor, tienen baja resistencia, pero mayor capacidad de disipación de energía. Para garantizar lo descrito anteriormente, los niveles de carga axial de los muros deben ser bajos, ya que en caso contrario se vería afectada la capacidad de rotación de los elementos, incluso sin importar el detallado o la geometría que tenga.
- La determinación de la curva de capacidad de la estructura está basada en una metodología simplificada y conservadora, la cual, debido a su practicidad, es posible llevar a cabo en las oficinas de diseño, como un chequeo previo al diseño de todos los muros con la finalidad de poseer argumentos confiables del comportamiento y obtener un factor de disipación de energía “R” que represente de una mejor manera la no linealidad de la estructura, sobre todo si se tiene en cuenta que el factor dispuesto por el Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR 10, en la mayoría de casos sobreestima la capacidad de disipación de energía de muros de concreto reforzado esbeltos.
- En concordancia con la metodología aplicada para obtener el punto de desempeño de la estructura y finalmente el factor de disipación de energía “R”, se evidenció que para una edificación con características geométricas similares a la analizada y la cual se encuentre en zonas de amenaza sísmica alta, este valor no debe ser mayor a 4. Luego de realizar el análisis, se obtuvo que el factor escogido en el diseño elástico difiere del obtenido en el análisis no lineal en un 25%, lo que permite inferir que la edificación presentará un comportamiento adecuado ante cargas sísmicas.
- El factor de disipación de energía podría acercarse más al escogido, teniendo en cuenta que la metodología es conservadora, ya que está basada en la primera fluencia y falla

última del muro que más aporta en el sistema. En este sentido, si se llegara a considerar que las cargas serán redistribuidas en cada ciclo de carga y descarga, haciendo uso del aporte de otros elementos que también disiparían energía, de acuerdo con su geometría y detallado, posiblemente la estructura presente un factor mayor.

Bibliografía

- ACI. American Concrete Institute. (2014). *Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14)*. Farmington Hills.
- Asociación colombiana de ingeniería sísmica. (1999). *Estudio de microzonificación sísmica para orientar la reconstrucción de Armenia-Quindío*. Bogotá, Colombia: USAID.
- ATC 40. Applied Technology Council. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. California: Seismic Safety Commission
- Bonelli, P. y Restrepo, J. (2011). *Cambios propuestos a las normas de diseño como consecuencia de los daños observados en Chile a raíz del terremoto del 27 de Febrero del 2010*. Medellín, Colombia: Universidad EAFIT y Asociación de Ingenieros Estructurales de Medellín, conferencia.
- Bonett, R. (2018a). *Parámetros que controlan la respuesta sísmica de edificios con muros industrializados*. Medellín, Colombia: Asociación de ingenieros estructurales de Antioquia, conferencia.
- Bonett, R. (2018b). *Análisis estático no lineal muros de concreto reforzado*. Medellín, Colombia: CEER, conferencia.
- Chopra, A. y Goel, R. (2001). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildin. *Earthquake Engineering*, 31(3), 561-582.
- Freeman, S. (1998). *Development and use of capacity spectrum method*. Conference on Earthquake Engineering. Oakland: EERI.
- Fajfar, P. (1999). Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, 979-993.
- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (2010). *Reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10*. Tomos 1 y 2. Bogotá, Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- Park, R. y Paulay, T. (1988). *Estructuras de concreto reforzado*. México: Editorial Limusa.
- Paulay, T. y Priestley, M. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. United States of America: John Wiley & Sons, INC.

- Priestley, M., Calvi, G. y Kowalsky, M. (2007). *Displacement Based seismic design of structures*. Italy: IUSS Press.
- Rochel, R. (2010). *Diseño de muros estructurales de concreto reforzado*. Medellín, Colombia: Universidad EAFIT, conferencia.
- SEAOC. (1995). *Vision 2000: Performance-Based Seismic Engineering of Buildings*. Sacramento, California: Structural Engineers Association of California.
- Vidic, T., Fajfar, P. y Fischinger, M. (1994). Consistent inelastic design spectra: strength and displacement. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23, 507–521.