



UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA

VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DE CONSTRUCCIÓN
PROGRESIVA

LUIS CARLOS RIVERA CÁCERES

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL
POSTGRADO DE ESTRUCTURAS

Colombia, Bogotá

2017

VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DE CONSTRUCCIÓN
PROGRESIVA

LUIS CARLOS RIVERA CÁCERES
CÓDIGO 2699106

Trabajo final como requisito para optar al título de:
Magíster en Ingeniería - Estructuras

Director:
Ingeniero Civil, M.sc
LUIS ENRIQUE GIL TORRES

Línea de investigación:
Análisis estructural

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL
POSTGRADO DE ESTRUCTURAS
Colombia, Bogotá, 2017

RESUMEN

En este trabajo final se elaboró una guía para la evaluación y reducción de la vulnerabilidad sísmica en estructuras de construcción progresiva, para ello se eligió un barrio de la ciudad de Bogotá al cual se le pudiera aplicar la metodología escogida.

Se estableció un método cualitativo de vulnerabilidad sísmica para recolectar toda la información necesaria de la estructura para posteriormente aplicar un método de análisis que permitió proponer un sistema de reforzamiento que garantice la seguridad de la estructura ante un evento sísmico.

Se desarrollaron recomendaciones dirigidas a las obras de construcción informal, con el propósito de corregir los errores que están cometiendo las personas encargadas de ejecutar las obras de construcción.

Palabras clave: vulnerabilidad sísmica, mampostería, métodos cualitativos, métodos analíticos, reforzamiento estructural.

ABSTRACT

In this paper, it was made a guide to evaluate and minimize the seismic vulnerability to structures of progressive building, for that it was chosen a neighborhood of the Bogota city to do the analysis methodology.

A qualitative method of seismic vulnerability was selected to gather all the necessary information of the structure to then applicate an analysis method and propose a reinforcement system that guarantee the structure security under a seismic event.

They were developed recommendations toward the informal construction with the purpose of prevent some mistakes that the people make in the building construction.

Keywords: seismic vulnerability, masonry, qualitative method, analytic method, structural reinforcement.

CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN	1
1.1.	Objetivo general	1
1.2.	Objetivos específicos	1
1.3.	Estado del arte	2
1.4.	Justificación.....	3
1.5.	Identificación del problema.....	4
2.	MARCO TEÓRICO.....	6
2.1.	Vulnerabilidad sísmica para viviendas.....	6
2.1.1.	Métodos cualitativos	6
2.1.2.	Métodos analíticos	7
2.2.	Definición del método cualitativo a implementar.....	7
2.2.1.	Método del índice de vulnerabilidad.....	7
2.2.1.1.	Cálculo del índice de vulnerabilidad.....	8
2.3.	Descripción de los parámetros del método del índice de vulnerabilidad.....	10
2.3.1.	Organización del sistema resistente	10
2.3.2.	Calidad del sistema resistente	11
2.3.3.	Resistencia convencional	12
2.3.3.1.	Metodología propuesta por Hurtado y Cardona.....	12
2.3.4.	Posición del edificio y de la cimentación.....	15
2.3.5.	Diafragmas horizontales.....	16
2.3.6.	Configuración en planta	16

2.3.7.	Configuración en elevación.....	19
2.3.8.	Distancia máxima entre los muros	21
2.3.9.	Tipo de cubierta.....	21
2.3.10.	Elementos no estructurales.....	22
2.3.11.	Estado de conservación	22
2.4.	Formulario para recolectar la información.....	23
2.5.	Plan de trabajo para la aplicación del método cualitativo.....	25
3.	DESCRIPCIÓN DE LA ZONA A ENCUESTAR	26
3.1.	Reseña histórica del barrio Riberas de Occidente.....	26
3.2.	Características de la construcción en la zona encuestada	28
3.3.	Características de los hogares según la estratificación socioeconómica.....	29
3.4.	Cantidad de viviendas de la zona encuestada	29
3.4.1.	Resumen de la cantidad de viviendas en el barrio Riberas de Occidente	31
4.	APLICACIÓN DEL MÉTODO CUALITATIVO PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS VIVIENDAS	36
4.1.	Cálculo de los índices de vulnerabilidad de las viviendas	36
4.1.1.	Parámetro 1. Organización del sistema resistente:.....	36
4.1.2.	Parámetro 2. Calidad del sistema resistente:.....	36
4.1.3.	Parámetro 3. Resistencia convencional:.....	37
4.1.4.	Parámetro 4. Posición del edificio y de la cimentación:	39
4.1.5.	Parámetro 5. Diafragmas horizontales:.....	39
4.1.6.	Parámetro 6. Configuración en planta:	39
4.1.7.	Parámetro 7. Configuración en elevación:	40
4.1.8.	Parámetro 8. Distancia máxima entre muros:	40

4.1.9. Parámetro 9. Tipo de cubierta:	40
4.1.10. Parámetro 10. Elementos no estructurales:	40
4.1.11. Parámetro 11. Estado de conservación:	41
4.2. Ejemplo del cálculo del índice de vulnerabilidad para los bloques 26 y 34	41
5. BASE DE DATOS DE LOS PROBLEMAS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES Y CONSTRUCTIVOS ENCONTRADOS.....	44
5.1. Base de datos parámetro 1 (Organización del sistema resistente)	44
5.2. Base de datos parámetro 2 (Calidad del sistema resistente)	47
5.3. Base de datos parámetro 3 (Resistencia convencional)	49
5.4. Base de datos parámetro 4 (posición del edificio y de la cimentación)	53
5.5. Base de datos parámetro 5 (Diafragmas horizontales).....	55
5.6. Base de datos parámetro 6 (Configuración en planta)	58
5.7. Base de datos parámetro 7 (Configuración en elevación).....	59
5.8. Base de datos parámetro 8 (Distancia máxima entre los muros)	62
5.9. Base de datos parámetro 9 (Tipo de cubierta).....	62
5.10. Base de datos parámetro 10 (Elementos no estructurales).....	65
5.11. Base de datos parámetro 11 (Estado de conservación)	68
5.12. Resumen de la base de datos	70
5.12.1. Resumen de la base de datos de la información de los formularios.....	70
5.12.2. Resumen de la base de datos de los resultados del método del índice de vulnerabilidad.....	71

5.12.3.	Mapa de vulnerabilidad sísmica del barrio Riberas de Occidente	71
6.	EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE DE LAS VIVIENDAS	73
6.1.	Planos de arquitectura	73
6.2.	Planos de estructura.....	74
6.3.	Materiales.....	75
6.4.	Acciones gravitacionales.....	77
6.5.	Acción sísmica	77
6.6.	Modelos matemáticos de la estructura existente.....	78
6.7.	Periodos y modos de vibración de la estructura en condición actual.....	81
6.8.	Derivas de la estructura en condición actual.....	82
6.9.	Relación demanda/capacidad en columnas en su condición actual	82
6.10.	Definición de elementos estructurales para el análisis estático no-lineal	85
6.10.1.	Modelamiento de las vigas de concreto	86
6.10.2.	Modelamiento de las columnas.....	87
6.10.3.	Modelamiento de la mampostería	91
6.11.	Nivel de amenaza sísmica	93
6.12.	Consideraciones para el análisis en el SAP2000.....	95
6.12.1.	Nodo de control.....	95
6.12.2.	Patrones de carga lateral.....	96
6.12.3.	Caso de carga no lineal gravitacional.....	97
6.12.4.	Caso de carga no lineal para el vector de carga para la distribución por código	97

6.12.5.	Control de la carga aplicada.....	98
6.13.	Análisis estático no lineal de las viviendas bajo condición actual.....	99
7.	REFUERZO ESTRUCTURAL	105
7.1.	Opciones de refuerzo.....	105
7.1.1.	Periodos y modos de vibración para las opciones de refuerzo.....	108
7.1.2.	Derivas de las opciones de refuerzo.....	109
7.1.3.	Relación demanda/capacidad de los elementos estructurales para las opciones de refuerzo	109
7.1.4.	Análisis estático no-lineal de las opciones de refuerzo.....	111
7.2.	Refuerzo estructural seleccionado.....	122
7.3.	Resumen análisis estático no-lineal de los bloques de siete, seis, cinco, cuatro, tres y dos casas.....	123
7.4.	Diseño de conexiones, cimentación y planos del refuerzo	124
7.4.1.	Conexión de 4 pernos, con placa de extremo.....	124
7.4.2.	Conexión de placa base.....	124
7.4.3.	Propuesta de cimentación.....	125
7.4.4.	Planos del refuerzo propuesto	128
7.5.	Costos del refuerzo propuesto.....	139
7.6.	Evaluación de una segunda alternativa de reforzamiento con estructura metálica. 140	
7.6.1.	Análisis estático no lineal de los bloques de ocho y cinco casas para la segunda alternativa de reforzamiento.....	141
7.6.2.	Planos del refuerzo propuesto para la segunda alternativa de reforzamiento	153
7.6.3.	Costos del refuerzo propuesto para la segunda alternativa de reforzamiento....	158

8. GUÍA PARA LA IDENTIFICACIÓN, EVALUACIÓN Y REDUCCIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DE CONSTRUCCIÓN PROGRESIVA.....	160
9. CONCLUSIONES	163
10. RECOMENDACIONES	166
BIBLIOGRAFÍA	168
ANEXO A. RECOMENDACIONES TÉCNICAS PARA UNA CONSTRUCCIÓN SISMORESISTENTE Y MANTENIMIENTO SEGURO EN VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA.	171
ANEXO B. CÁLCULO DE ÍNDICES DE VULNERABILIDAD PARA BLOQUES DE OCHO CASAS DEL BARRIO RIBERAS DE OCCIDENTE.....	203
ANEXO C. RESUMEN DE ÍNDICES DE VULNERABILIDAD PARA TODOS LOS BLOQUES DE CASAS DEL BARRIO RIBERAS DE OCCIDENTE.	223
ANEXO D. ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL DE LOS BLOQUES DE SIETE, SEIS, CINCO, CUATRO, TRES Y DOS CASAS.	229
ANEXO E. DISEÑO DE CONEXIÓN DE 4 PERNOS CON PLACA DE EXTREMO..	254
ANEXO F. DISEÑO DE CONEXIÓN DE PLACA BASE.....	265
ANEXO G. ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE.	273

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Configuración en planta de la estructura	17
Figura 2. Irregularidades en planta adicionadas al método del índice de vulnerabilidad	18
Figura 3. Irregularidades en altura adicionadas al método del índice de vulnerabilidad	20
Figura 4. Localización del proyecto en el mapa de Bogotá	27
Figura 5. Límites del barrio Riberas de Occidente	28
Figura 6. Identificación de bloques de casas.....	30
Figura 7. Número de casas por bloques	30
Figura 8. Calificaciones del parámetro 1	44
Figura 9. Calificaciones del parámetro 2	47
Figura 10. Calificaciones del parámetro 3	50
Figura 11. Distribución arquitectónica del primer piso del bloque 26.....	51
Figura 12. Distribución arquitectónica del segundo piso del bloque 26.....	51
Figura 13. Distribución arquitectónica del tercer piso del bloque 26	52
Figura 14. Distribución arquitectónica del cuarto piso del bloque 26	52
Figura 15. Distribución arquitectónica de la cubierta del bloque 26	53
Figura 16. Sistema de losa de entrepiso	53
Figura 17. Calificaciones del parámetro 4	54
Figura 18. Calificaciones del parámetro 5	56
Figura 19. Calificaciones del parámetro 6	59
Figura 20. Calificaciones del parámetro 7	59
Figura 21. Calificación del parámetro 8.....	62
Figura 22. Calificación del parámetro 9.....	63
Figura 23. Calificación del parámetro 10.....	66
Figura 24. Calificación del parámetro 11.....	68
Figura 25. Mapa de vulnerabilidad sísmica	72
Figura 26. Corte arquitectónico.....	73

Figura 27. Distribución de columnas en planta.....	74
Figura 28. Secciones de columnas	74
Figura 29. Viga de cimentación existente	74
Figura 30. Espectro de diseño	78
Figura 31. Vista 3D, planta y pórticos del modelo 1	79
Figura 32. Vista 3D y pórticos del modelo 2	80
Figura 33. Área de acero requerido en columnas 10x20 para el modelo 1	83
Figura 34. Chequeo relación demanda/capacidad en columnas 10x20 para el modelo 1....	83
Figura 35. Área de acero requerido en columnas 10x20 para el modelo 2.....	84
Figura 36. Chequeo relación demanda/capacidad en columnas 10x20 para el modelo 2....	84
Figura 37. Relaciones generalizadas para elementos de concreto armado, según el FEMA 356.....	86
Figura 38. Diagrama momento rotación en columnas 18x18	88
Figura 39. Rótula a corte asignada a columnas 18x18.....	90
Figura 40. Rótula a compresión para la biela 1.....	92
Figura 41. Rótulas asignadas a columnas y bielas en el modelo B-8C-CA-NL-PUSH-X ..	93
Figura 42. Objetivos de Desempeño para Edificios.....	94
Figura 43. Etiquetas de los nodos en el tercer nivel.....	95
Figura 44. Vector de carga en la dirección X, por las cargas de usuario, distribución por código.....	96
Figura 45. Caso de carga no lineal para cargas gravitacionales.....	97
Figura 46. Caso de carga no lineal para la distribución por código en la dirección X, usando las cargas de usuario.....	98
Figura 47. Formulario para especificar el control de la carga aplicada	99
Figura 48. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-8C-CA-NL-PUSH-X	100
Figura 49. Patrón de rótulas plásticas, B-8C-CA-NL-PUSH-X	100
Figura 50. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-8C-CA-NL-PUSH-Y	102
Figura 51. Patrón de rótulas plásticas, B-8C-CA-NL-PUSH-Y	103

Figura 52. Propuesta de refuerzo en concreto reforzado.....	106
Figura 53. Propuesta de refuerzo en estructura metálica	107
Figura 54. Relación demanda/capacidad en columnas reforzadas en concreto	110
Figura 55. Relación demanda/capacidad en columnas y vigas reforzadas en acero.....	110
Figura 56. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-8C-ERC-NL-PUSH-X.....	111
Figura 57. Patrón de rótulas plásticas, B-8C-ERC-NL-PUSH-X	112
Figura 58. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-8C-ERC-NL-PUSH-Y	114
Figura 59. Patrón de rótulas plásticas, B-8C-ERC-NL-PUSH-Y	115
Figura 60. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-8C-ERA-NL-PUSH-X.....	117
Figura 61. Patrón de rótulas plásticas, B-8C-ERA-NL-PUSH-X.....	118
Figura 62. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-8C-ERA-NL-PUSH-Y.....	120
Figura 63. Patrón de rótulas plásticas, B-8C-ERA-NL-PUSH-Y	121
Figura 64. Puntos en la cimentación	125
Figura 65. Planta general del refuerzo para un bloque de ocho casas.....	128
Figura 66. Planta de refuerzo para una vivienda.....	129
Figura 67. Pórtico resistente a momento en los ejes 4 y 7	130
Figura 68. Pórtico con arriostramientos concéntricos en los ejes A y B.....	131
Figura 69. Detalle de conexión de pórtico resistente a momentos.....	132
Figura 70. Detalle conexión a cortante unión viga - columna	133
Figura 71. Detalle conexión a cortante unión viga - viga	134
Figura 72. Detalle conexión pórtico con arriostramiento concéntrico	135
Figura 73. Detalle placa base	136
Figura 74. Detalle de pedestales en zapata 1.20x1.20.....	137
Figura 75. Planta general de cimentación propuesta.....	138
Figura 76. Modelos de análisis de bloques de ocho y cinco casas para la segunda alternativa de reforzamiento.....	141

Figura 77. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-8C-ERA-NL-PUSH-X 2alternativa.....	142
Figura 78. Patrón de rótulas plásticas, B-8C-ERA-NL-PUSH-X 2alternativa	143
Figura 79. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-8C-ERA-NL-PUSH-Y 2alternativa.....	145
Figura 80. Patrón de rótulas plásticas, B-8C-ERA-NL-PUSH-Y 2alternativa	146
Figura 81. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-5C-ERA-NL-PUSH-X 2alternativa.....	148
Figura 82. Patrón de rótulas plásticas, B-5C-ERA-NL-PUSH-X 2alternativa	149
Figura 83. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-5C-ERA-NL-PUSH-Y 2alternativa.....	151
Figura 84. Patrón de rótulas plásticas, B-5C-ERA-NL-PUSH-Y 2alternativa	152
Figura 85. Planta general del refuerzo para un bloque de ocho casas, segunda alternativa.	154
Figura 86. Planta general de cimentación propuesta para el bloque de ocho casas, segunda alternativa.....	155
Figura 87. Planta general del refuerzo para un bloque de cinco casas, segunda alternativa.	156
Figura 88. Planta general de cimentación propuesta para el bloque de cinco casas, segunda alternativa.....	157
Figura 89. Vivienda con pocos muros en el sentido X.	173
Figura 90. Ejemplo de vivienda con suficientes muros en ambas direcciones X e Y.....	174
Figura 91. Ejemplo de vivienda con discontinuidad vertical en los muros.	175
Figura 92. Ejemplo de una vivienda con continuidad vertical en los muros.	176
Figura 93. Ejemplos de muros confinados y no confinados.	178
Figura 94. Detalles constructivos para columnas de confinamiento.....	179
Figura 95. Ejemplo de distribución de columnas para una vivienda.	180
Figura 96. Armado de acero típico en una columna de confinamiento.	182
Figura 97. Elementos de confinamiento en muro	184
Figura 98. Especificaciones mínimas para cimentaciones en concreto ciclópeo.....	185

Figura 99. Detalle de columna de confinamiento	187
Figura 100. Gancho estándar para barras.....	189
Figura 101. Armado de ganchos en estribos.....	189
Figura 102. Traslapos en columnas.....	190
Figura 103. Detalles de viga de confinamiento y viga cinta.....	192
Figura 104. Traslapos en vigas.....	192
Figura 105. Extracción de ladrillo.....	200
Figura 106. Colocación del mortero.....	200
Figura 107. Colocación de nuevo ladrillo.....	201
Figura 108. Acero de refuerzo expuesto por pérdida del recubrimiento.....	202
Figura 109. Reparación con concreto de acero expuesto.....	202
Figura 110. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-7C-ERA-NL-PUSH-X.....	230
Figura 111. Patrón de rótulas plásticas, B-7C-ERA-NL-PUSH-X.....	230
Figura 112. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-7C-ERA-NL-PUSH-Y.....	232
Figura 113. Patrón de rótulas plásticas, B-7C-ERA-NL-PUSH-Y.....	232
Figura 114. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-6C-ERA-NL-PUSH-X.....	234
Figura 115. Patrón de rótulas plásticas, B-6C-ERA-NL-PUSH-X.....	234
Figura 116. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-6C-ERA-NL-PUSH-Y.....	236
Figura 117. Patrón de rótulas plásticas, B-6C-ERA-NL-PUSH-Y.....	236
Figura 118. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-5C-ERA-NL-PUSH-X.....	238
Figura 119. Patrón de rótulas plásticas, B-5C-ERA-NL-PUSH-X.....	238
Figura 120. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-5C-ERA-NL-PUSH-Y.....	240
Figura 121. Patrón de rótulas plásticas, B-5C-ERA-NL-PUSH-Y.....	240

Figura 122. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-4C-ERA-NL-PUSH-X.....	242
Figura 123. Patrón de rótulas plásticas, B-4C-ERA-NL-PUSH-X.....	242
Figura 124. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-4C-ERA-NL-PUSH-Y.....	244
Figura 125. Patrón de rótulas plásticas, B-4C-ERA-NL-PUSH-Y.....	244
Figura 126. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-3C-ERA-NL-PUSH-X.....	246
Figura 127. Patrón de rótulas plásticas, B-3C-ERA-NL-PUSH-X.....	246
Figura 128. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-3C-ERA-NL-PUSH-Y.....	248
Figura 129. Patrón de rótulas plásticas, B-3C-ERA-NL-PUSH-Y.....	248
Figura 130. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-2C-ERA-NL-PUSH-X.....	250
Figura 131. Patrón de rótulas plásticas, B-2C-ERA-NL-PUSH-X.....	250
Figura 132. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-2C-ERA-NL-PUSH-Y.....	252
Figura 133. Patrón de rótulas plásticas, B-2C-ERA-NL-PUSH-Y.....	252

LISTA DE FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1. Edificación de cuatro pisos sin vigas de amarre en entrepisos y cubierta.....	45
Fotografía 2. Sistema de losa de entrepiso apoyado directamente sobre la mampostería sin vigas de amarre	45
Fotografía 3. Ampliación de un tercer nivel en la vivienda sin la construcción de elementos de confinamiento.....	46
Fotografía 4. Tercer nivel en mampostería no confinada y desplazada del plano de acción	46
Fotografía 5. Ladrillo de mala calidad e irregularidades en la trabazón de los mismos	48
Fotografía 6. Combinación de bloque #5 y ladrillo en fachadas.....	48
Fotografía 7. Irregularidades en el espesor del mortero de pega	49
Fotografía 8. Muro de carga en bloque #5 con aberturas, inadecuado para resistir cargas laterales	50
Fotografía 9. Viviendas ubicadas sobre terreno de baja pendiente.....	54
Fotografía 10. Zonas verdes junto a canal de aguas lluvias existente.....	55
Fotografía 11. Losa de entrepiso en sistema placa fácil típica de las viviendas	56
Fotografía 12. Apoyo del perfil metálico directamente sobre el bloque #5.....	57
Fotografía 13. Refuerzo en el voladizo.....	57
Fotografía 14. Losa de entrepiso terminada.....	58
Fotografía 15. Variación irregular en el número de pisos por vivienda en el bloque de casas	60
Fotografía 16. Desplazamientos en los planos de acción de los muros de carga.....	60
Fotografía 17. Distribución irregular de las masas en altura en los bloques de casas	61
Fotografía 18. Variación del número de pisos por casa en un bloque	61
Fotografía 19. Cubierta liviana plana y en arco	63
Fotografía 20. Cubierta en eternit	64
Fotografía 21. Vigas de madera como estructura de cubierta en una de las viviendas.....	64
Fotografía 22. Estructura de cubierta sobre perfiles metálicos apoyados en columnetas....	65

Fotografía 23. Presencia de ventanales en el último nivel	66
Fotografía 24. Parapetos en la cubierta sobre el voladizo.....	67
Fotografía 25. Parapetos sin elementos de anclaje.....	67
Fotografía 26. Bloques en mal estado por aberturas de ventanas	69
Fotografía 27. Estado de conservación de la mampostería irregular	69
Fotografía 28. Elaboración de cilindros de concreto	75
Fotografía 29. Muro en mampostería confinada	188
Fotografía 30. Conexión de la mampostería con la columna en concreto.	194
Fotografía 31. Tuberías por las columnas.	195
Fotografía 32. Muro con aberturas para instalaciones	196
Fotografía 33. Elaboración del concreto en obra.	198
Fotografía 34. Bloques de mampostería en mal estado.....	199

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Cuantificación de las casas del barrio Riberas de Occidente.....	31
Tabla 2. Número de bloques	34
Tabla 3. Total de casas	35
Tabla 4. Cálculo del índice de vulnerabilidad bloque 26.....	41
Tabla 5. Aplicación método Hurtado para el bloque 26	42
Tabla 6. Cálculo del índice de vulnerabilidad del bloque 34.....	42
Tabla 7. Aplicación método Hurtado para el bloque 34	43
Tabla 8. Base de datos del formulario de recolección de información	70
Tabla 9. Base de datos de la aplicación del método del índice de vulnerabilidad.	71
Tabla 10. Resultados de vulnerabilidad sísmica	72
Tabla 11. Acciones gravitacionales sobre los modelos de análisis.....	77
Tabla 12. Propiedades dinámicas de los modelos estructura existente.....	81
Tabla 13. Derivas de los modelos 1 y 2 de la estructura existente.....	82
Tabla 14. Parámetros de modelamiento y criterios de aceptación en vigas, según el FEMA 356.....	87
Tabla 15. Parámetros de modelamiento y criterios de aceptación en columnas de concreto	89
Tabla 16. Cortante resistente en columnas 10x20.....	89
Tabla 17. Cortante resistente en columnas 18x18.....	90
Tabla 18. Definición de biela 1	91
Tabla 19. Definición de biela 2	92
Tabla 20. Niveles de amenaza sísmica para el análisis.....	94
Tabla 21. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-8C-CA-NL-PUSH-X	101
Tabla 22. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-8C-CA-NL-PUSH-Y	104
Tabla 23. Propiedades dinámicas de las opciones de refuerzo	108
Tabla 24. Derivas de las opciones de refuerzo.....	109

Tabla 25. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-8C-ERC-NL-PUSH-X.....	113
Tabla 26. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-8C-ERC-NL-PUSH-Y.....	116
Tabla 27. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-8C-ERA-NL-PUSH-X.....	119
Tabla 28. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-8C-ERA-NL-PUSH-Y.....	122
Tabla 29. Resumen Demanda/Capacidad, FEMA 440 bloques de casas 7 a 2.....	123
Tabla 30. Predimensionamiento de zapatas	126
Tabla 31. Costos del refuerzo propuesto para una vivienda de cuatro niveles	139
Tabla 32. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-8C-ERA-NL-PUSH-X 2alternativa.....	144
Tabla 33. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-8C-ERA-NL-PUSH-Y 2alternativa.....	147
Tabla 34. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-5C-ERA-NL-PUSH-X 2alternativa.....	150
Tabla 35. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-5C-ERA-NL-PUSH-Y 2alternativa.....	153
Tabla 36. Costos de la segunda alternativa de refuerzo para un bloque de ocho casas	158
Tabla 37. Costos de la segunda alternativa de refuerzo para un bloque de cinco casas	159
Tabla 38. Longitud de ganchos en estribos.....	190
Tabla 39. Longitudes de traslajos en columnas.....	191
Tabla 40. Longitudes de traslajos en vigas.	193
Tabla 41. Resultados de resistencia del concreto.....	197
Tabla 42. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-7C-ERA-NL-PUSH-X.....	231
Tabla 43. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-7C-ERA-NL-PUSH-Y.....	233
Tabla 44. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-6C-ERA-NL-PUSH-X.....	235
Tabla 45. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-6C-ERA-NL-PUSH-Y.....	237
Tabla 46. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-5C-ERA-NL-PUSH-X.....	239
Tabla 47. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-5C-ERA-NL-PUSH-Y.....	241
Tabla 48. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-4C-ERA-NL-PUSH-X.....	243
Tabla 49. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-4C-ERA-NL-PUSH-Y.....	245
Tabla 50. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-3C-ERA-NL-PUSH-X.....	247
Tabla 51. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-3C-ERA-NL-PUSH-Y.....	249
Tabla 52. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-2C-ERA-NL-PUSH-X.....	251
Tabla 53. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-2C-ERA-NL-PUSH-Y.....	253

LISTA DE CUADROS

Cuadro 1. Escala de vulnerabilidad de Benedetti-Petrini.....	9
Cuadro 2. Clasificación del índice de vulnerabilidad	10
Cuadro 3. Clasificación de los daños en función de la demanda de ductilidad	14

LISTA DE FORMATOS

Formato 1. Formulario para recolectar la información	24
------------------------------------------------------------	----

1. INTRODUCCIÓN

La mampostería de ladrillos de arcilla confinada por elementos vigas y columnas de concreto reforzado es considerada un sistema estructural de preferencia para la construcción de viviendas en Bogotá.

Debido a escasos recursos económicos, muchas personas no tienen la posibilidad de contratar profesionales y recurren a la construcción informal para edificar sus viviendas en mampostería confinada. En muchas ocasiones la construcción de estas viviendas se hace progresivamente, a medida que el propietario va consiguiendo los recursos económicos para su edificación.

El problema principal de la mayoría de estas viviendas es que tienen problemas estructurales y constructivos que las hacen sísmicamente muy vulnerables.

1.1. Objetivo general

Desarrollar una guía para la identificación, evaluación y reducción de la vulnerabilidad sísmica de estructuras de construcción progresiva, que incluya una propuesta factible de reforzamiento estructural.

1.2. Objetivos específicos

- Establecer una base de datos con información sobre sistemas estructurales y constructivos utilizados en las viviendas de albañilería de ladrillo de arcilla, construidas en un sector seleccionado de la ciudad de Bogotá, que presenten evidencias de haber sido modificadas en altura de manera progresiva.
- Determinar la vulnerabilidad sísmica en casas tipo y seleccionar una alternativa de reforzamiento para las viviendas evaluadas.

- Sugerir recomendaciones técnicas dirigidas a albañiles, maestros de obra y propietarios que garanticen una construcción sismorresistente y un mantenimiento seguro en viviendas de mampostería confinada.

1.3. Estado del arte

Son varias las metodologías desarrolladas para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras, estas se encuentran divididas en cualitativas y analíticas. Las cualitativas son de simple inspección y calificación en campo, en tanto que las analíticas requieren del desarrollo de un modelo matemático de la estructura, en donde se toman en cuenta las dimensiones de los distintos elementos que la componen (vigas, columnas y muros), y la definición de la calidad de los materiales, los cuales se pueden estimar según la normativa vigente o investigar mediante ensayos de laboratorio.

Benedetti-Petrini (Chavarria Lanzas & Gómez Pizano, 2001), analizaron el comportamiento de edificios, durante terremotos ocurridos desde el año 1976 en diferentes regiones de Italia, esto les permitió identificar algunos de los parámetros más importantes que controlan el daño en los edificios. Estos parámetros se han compilado en un formulario de levantamiento, el cual se viene utilizando desde el año 1982, con el propósito de determinar de una forma rápida y sencilla la vulnerabilidad sísmica de edificios existentes. La combinación de dichos parámetros, por medio de una escala predefinida, en un único valor numérico llamado Índice de Vulnerabilidad es lo que se conoce hoy en día como el método del Índice de Vulnerabilidad, el cual ha sido utilizado en algunas zonas específicas de ciudades de Colombia (Maldonado Rondón, Chio Cho, & Gómez Araujo, 2007), para poder evaluar la vulnerabilidad sísmica de estructuras de mampostería, siendo éste el sistema estructural más utilizado en la construcción de viviendas.

La NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010) en su capítulo A.10, habla de las edificaciones construidas antes de la entrada en vigencia de este reglamento, a las cuales se les debe realizar una visita al sitio y de lo obtenido al adelantar un levantamiento y exploración de toda la construcción que se proyecta rehabilitar, se

establece el sistema estructural con que fue construida originalmente la edificación y su cimentación, así como las propiedades de los materiales allí utilizados.

Para las estructuras existentes, el estudio de vulnerabilidad se refiere a la comprobación del comportamiento de la estructura para analizar si es satisfactorio a la luz de las normas sísmicas vigentes. Se trata de seguir un procedimiento con el fin de evaluar las estructuras existentes, para hallar los puntos débiles y posibles zonas de las estructuras que puedan causar pérdidas de vidas ante los eventos sísmicos.

Existe otro método que buscan representar el comportamiento real de la estructura ante un evento sísmico, los cuales consideran las dimensiones reales de los elementos estructurales, así como el acero de refuerzo con el que cuentan. Esta metodología es conocida como enfoque de diseño por desempeño (Carrillo, 2008), que permite tener una estimación más acertada de dicho comportamiento, permitiendo identificar los puntos más vulnerables de la estructura en los que se deben concentrar los trabajos de reforzamiento, ahorrando costos de rehabilitación estructural.

1.4. Justificación

Según el convenio de asociación No. 082 de 2011 celebrado entre la Secretaría Distrital del Hábitat, SDHT, y el Centro de Estudios de la Construcción y el Desarrollo Urbano y Regional, CENAC (Alcaldía Mayor de Bogotá & CENAC, 2011), el ordenamiento territorial y el crecimiento de Bogotá han estado permeados por un gran número de disfunciones, que se reflejan hoy en día en la existencia de asentamientos precarios en las periferias y deterioro de las zonas interiores, vastos sectores desarticulados de la ciudad, deficientes en su entorno urbano, con problemas estructurales, ubicados en zonas no aptas para el asentamiento humano y generando irreversibles daños ambientales, entre otros.

Algunas de las razones que pueden explicar el alto dinamismo de la informalidad urbana en Bogotá desde la década de los noventa, son:

- La recepción por parte de la ciudad, de un gran volumen de población desplazada, fenómeno que se intensifica en este periodo
- El cambio de modelo de gestión sectorial, en la cual se privatiza la promoción, construcción y financiamiento de la vivienda social
- La incapacidad financiera de los hogares de bajos recursos para acceder a un crédito hipotecario dados los riesgos y costos administrativos que ellos implican para los bancos.

Debido a que muchas veces las personas no cuentan con los medios económicos suficientes para una adecuada construcción de sus viviendas, muchas de ellas optan por construir sus viviendas informalmente. Es decir, con escasa dirección técnica y profesional que asegure una construcción de calidad.

Estas viviendas no tendrían un buen comportamiento en caso de un evento sísmico y podrían colapsar, ocasionando pérdidas materiales y de vidas. Es necesario, por tanto, conocer y mitigar el riesgo sísmico de las viviendas de mampostería. Para ello se plantea la elaboración una guía para la evaluación del riesgo sísmico y el desarrollo de una cartilla con recomendaciones constructivas.

1.5. Identificación del problema

La vulnerabilidad sísmica es la susceptibilidad de la edificación a sufrir daños estructurales en caso de un evento sísmico determinado. La vulnerabilidad sísmica depende de aspectos como la geometría de la estructura, aspectos constructivos y aspectos estructurales. La NSR-10 define la vulnerabilidad sísmica como la cuantificación del potencial del mal comportamiento de una edificación con respecto a algún tipo de sollicitación.

El presente trabajo final de maestría busca caracterizar un sistema estructural de vivienda en un barrio de estrato bajo en la ciudad de Bogotá, a la cual se le pueda calcular su vulnerabilidad y desempeño ante un evento sísmico mediante una metodología fácil y rápida de ejecutar, para luego proponer un sistema de reforzamiento que sea factible de

construir y que aumente el nivel de seguridad de la estructura ante eventos sísmicos a través de una cartilla informativa para la población sobre cómo construir las viviendas sismorresistentes.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Vulnerabilidad sísmica para viviendas

Se entiende por vulnerabilidad, la susceptibilidad a la pérdida de un elemento o conjunto de elementos como resultado de la ocurrencia de un desastre. Esta definición es lo suficientemente amplia para que se aplique tanto a aspectos físicos, operativos y administrativos.

Para evaluar la vulnerabilidad sísmica en edificaciones o viviendas, existen diversos métodos que se han venido desarrollando y aplicando en distintas partes del mundo, algunos de estos métodos fueron resumidos por Chavarria Lanzas & Gómez Pizano (2001).

Los métodos para el estudio de la vulnerabilidad física de viviendas se dividen en dos grandes grupos, los Métodos exactos o Analíticos y los Métodos aproximados, Cualitativos o subjetivos.

2.1.1. Métodos cualitativos

Si se tiene en cuenta que en ocasiones es necesario evaluar edificaciones relativamente antiguas, de las cuales no se conservan memorias de su diseño, y que en otras ocasiones es necesario evaluar en forma ágil un amplio número de edificaciones, estas técnicas son realmente útiles, dado que no es posible en la práctica llevar a cabo este tipo de evaluaciones de otra forma.

Dentro de estos métodos se enmarca el método del índice de vulnerabilidad, el cual fue utilizado en la presente investigación, ya que permite calcular la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de mampostería de una forma rápida y sencilla. Esta metodología se ha venido utilizando desde el año 1982, tiempo en el cual ha tenido varias modificaciones para facilitar tanto la tarea de recolección, como la de incluir una mejor descripción de los daños a medida que ocurrían eventos sísmicos.

2.1.2. Métodos analíticos

La evaluación de la vulnerabilidad de edificios existentes por medio de métodos analíticos está fundamentada en los mismos principios utilizados para el diseño de construcciones sísmo resistentes. Es decir, se considera como una evaluación por medio de un método analítico a la arrojada por un modelo previamente calibrado, el cual tiene en cuenta un Análisis Dinámico Inelástico que permite conocer el proceso de plastificación paso a paso y el posterior colapso de la estructura, conocidos los ciclos de histéresis de sus componentes.

Dentro de estos métodos se encuentran los reportes del FEMA, sus siglas en inglés significan Federal Emergency Management Agency. Específicamente el reporte FEMA 273, que fue desarrollado por el Building Seismic Safety Council, en Washington D.C., USA en el año 1997.

Este método FEMA-273, está diseñado para identificar más en detalle los miembros estructurales (columnas y vigas) que se encuentran deficientes en cuanto a su capacidad o resistencia. Adicionalmente ofrece una metodología para desarrollar las estrategias de rehabilitación o reforzamiento, por esta razón conviene ser utilizado en la práctica una vez se ha evaluado la vulnerabilidad mediante algún método cualitativo y haya dado como resultado una vulnerabilidad sísmica alta y se requiera de una intervención inmediata.

2.2. Definición del método cualitativo a implementar

2.2.1. Método del índice de vulnerabilidad

Este método fue desarrollado en Italia, analizando el comportamiento de edificios, durante terremotos ocurridos desde el año 1976 en diferentes regiones de este país. El método del índice de vulnerabilidad ha sido ampliamente utilizado en Italia durante los últimos veinte años y su gran aceptación en este país ha quedado demostrada por el GNDT (Grupo Nazionale per la Difesa dei Terremoti) que lo ha adoptado para los planes de mitigación de desastres a nivel gubernamental. Esto ha permitido la evolución del método, como

resultado de la experimentación durante todos esos años, y la obtención de una extensa base de datos sobre daño y vulnerabilidad.

Para la aplicación del método se utiliza un formulario que permite la evaluación de la vulnerabilidad y que ya ha sido modificado varias veces, durante el tiempo en que se ha utilizado el método. Esto con el propósito de facilitar las tareas de observación durante las investigaciones de campo o para incluir una mejor descripción del daño, en los casos para los que dicho formulario se utiliza en la recopilación de los efectos producidos por un terremoto.

Para el presente trabajo se aplicaron las modificaciones hechas al método por Chavarria Lanzas & Gómez Pizano (2001), y otras modificaciones hechas por el autor a aquellos parámetros en los que se hacía referencia a la NSR-98 en aplicaciones del método anteriormente en Colombia, con el fin de actualizarlos a la NSR-10.

2.2.1.1. Cálculo del índice de vulnerabilidad

De acuerdo con la escala de vulnerabilidad de Benedetti-Petrini, el índice de vulnerabilidad se obtiene mediante una suma ponderada de los valores numéricos que expresan la calidad sísmica de cada uno de los parámetros estructurales y no estructurales que, se considera, juegan un papel importante en el comportamiento sísmico de las estructuras de mampostería.

A cada parámetro se le atribuye, durante las investigaciones de campo, una de las cuatro clases A, B, C, D siguiendo una serie de instrucciones detalladas con el propósito de minimizar las diferencias de apreciación entre los observadores. A cada una de estas clases le corresponde un valor numérico K_i que varía entre 0 y 45, como se observa en el Cuadro 1. Así, por ejemplo, si el parámetro número cuatro, posición del edificio y de la fundación corresponde a una configuración insegura desde el punto de vista sísmico, se le asigna la clase D y el valor numérico $K_4 = 45$.

Por otra parte, cada parámetro es afectado por un coeficiente de peso W_i , que varía entre 0.25 y 1.5. Este coeficiente refleja la importancia de cada uno de los parámetros

dentro del sistema resistente del edificio. De esta forma, el índice de vulnerabilidad VI se define por la siguiente ecuación:

$$VI = \sum_{i=1}^{11} K_i * W_i \quad (2.1)$$

Cuadro 1. Escala de vulnerabilidad de Benedetti-Petrini

Parámetros	Clase K_i				Peso W_i
	A	B	C	D	
1. Organización del sistema resistente.	0	5	20	45	1.50
2. Calidad del sistema resistente.	0	5	25	45	1.00
3. Resistencia convencional.	0	5	25	45	1.00
4. Posición del edificio y cimentación.	0	5	25	45	0.75
5. Diafragmas horizontales.	0	5	15	45	1.00
6. Configuración en planta.	0	5	25	45	1.00
7. Configuración en elevación.	0	5	25	45	1.00
8. Distancia máxima entre los muros.	0	5	25	45	0.50
9. Tipo de cubierta.	0	15	25	45	0.25
10. Elementos no estructurales.	0	0	25	45	0.25
11. Estado de conservación.	0	5	25	45	0.25

Fuente. (Caicedo García, Triana Rojas, & Rivera Cáceres, 2007)

Al analizar la ecuación 2.1 se puede deducir que el índice de vulnerabilidad define una escala continua de valores desde 0 hasta 382.5 que es el máximo valor posible. Este se divide por 3.825 para obtener un valor de índice de vulnerabilidad normalizado a un rango de $0 < I_v < 100$. Para interpretar mejor los resultados y facilitar la implementación del muestreo se definieron los siguientes rangos de vulnerabilidad, los cuales fueron extraídos del Proyecto de investigación de Reyes Loáisiga, Sarria Sirias, & Maltez Montiel (2002), metodología para la determinación de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones:

- Vulnerabilidad < 15%: baja
- $15\% \leq$ Vulnerabilidad < 35%: media
- Vulnerabilidad \geq 35%: alta

Con los anteriores parámetros y su calificación, se acude al Cuadro 2 para clasificar el índice de vulnerabilidad

Cuadro 2. Clasificación del índice de vulnerabilidad

INDICE DE VULNERABILIDAD	ESCALA DE VULNERABILIDAD	TIPO DE INTERVENCION
0	No vulnerable	A largo plazo
0 – 0.15	Poco vulnerable	A largo plazo
0.15 – 0.35	Medianamente vulnerable	A corto plazo
0.35 – 1.0	Muy vulnerable	Inmediata

Fuente. Elaboración propia.

2.3. Descripción de los parámetros del método del índice de vulnerabilidad

Se describen a continuación cada uno de los parámetros del método, en donde se puede observar que los parámetros 1, 2, 4, 5, 9, 10 y 11 son de naturaleza descriptiva y quedan definidos completamente por las instrucciones que se presentan. Por el contrario, los parámetros 3, 6, 7 y 8 son de naturaleza cuantitativa y requieren de ciertas operaciones matemáticas muy sencillas, las cuales también se describen a continuación.

2.3.1. Organización del sistema resistente

Con este parámetro se evalúa el grado de organización de los elementos verticales prescindiendo del tipo de material. El elemento significativo es la presencia y la eficiencia

de la conexión entre las paredes ortogonales con tal de asegurar el comportamiento en cajón de la estructura. Se reporta una de las clases:

- A) Edificio que presenta en todas las plantas, vigas y columnas de amarre como lo recomiendan las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10.
- B) Edificio que presenta, en todas las plantas, conexiones realizadas mediante vigas de amarre, capaces de transmitir acciones cortantes verticales.
- C) Edificio que, por no presentar vigas de amarre en todas las plantas. Está constituido únicamente por paredes ortogonales bien ligadas.
- D) Edificio con paredes ortogonales no ligadas entre sí.

2.3.2. Calidad del sistema resistente

Con este parámetro se determina el tipo de mampostería más frecuentemente utilizada, diferenciando, de modo cualitativo, su característica de resistencia con el fin de asegurar la eficiencia del comportamiento en cajón de la estructura. La atribución de un edificio a una de las cuatro clases se efectúa en función de dos factores: por un lado, del tipo de material y de la forma de los elementos que constituyen la mampostería. Por otro lado, de la homogeneidad del material y de las piezas, por toda la extensión del muro.

- A) El sistema resistente del edificio presenta las siguientes tres características:
 - 1. Mampostería en ladrillo de buena calidad con piezas homogéneas y de dimensiones constantes por toda la extensión del muro.
 - 2. Presencia de trabazón entre las unidades de mampostería.
 - 3. Mortero de buena calidad con espesor de la mayoría de las pegas entre 0.70 y 1.3 cm.
- B) El sistema resistente del edificio no presenta una de las características de la clase A.
- C) El sistema resistente del edificio no presenta dos de las características de la clase A.

- D) El sistema resistente del edificio no presenta ninguna de las características de la clase A.

2.3.3. Resistencia convencional

Con la hipótesis de un perfecto comportamiento en cajón de la estructura, la evaluación de la resistencia de un edificio de mampostería puede ser calculada con razonable confiabilidad.

Para este parámetro se utiliza la metodología propuesta por Cardona & Hurtado (1990), para los sistemas estructurales compuestos de mampostería. Como aclaración se menciona que el coeficiente sísmico exigido CSE que plantea el método es el valor del espectro de aceleraciones de diseño para un período de vibración dado S_a de la NSR-10. Para los sistemas estructurales compuestos por pórticos, la calificación de este parámetro depende de los resultados arrojados por el método de análisis que plantea la NSR-10. A continuación se explica la metodología propuesta.

2.3.3.1. Metodología propuesta por Hurtado y Cardona.

Esta metodología fue desarrollada por los ingenieros Omar Darío Cardona y Jorge Eduardo Hurtado en 1990 y es una propuesta para calcular la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones de uno y dos pisos.

Se establecen los siguientes pasos en la metodología:

1. Determinar la longitud de los muros.
2. Determinar la resistencia a cortante menos favorable, considerando la menor longitud de muros en un plano en el primer piso de la edificación. La resistencia cortante se calcula como:

$$VR = L * e * v \quad (2.2)$$

Donde:

VR: cortante resistente.

L: longitud de los muros.

e: espesor de los muros.

v: Valor de la resistencia a cortante de los muros. Según ensayos de laboratorio para muros de mampostería (Centro de Investigaciones de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de los Andes en 1990) $v = 1,50 \text{ Kg/cm}^2$ para mampostería confinada y $v = 0,75 \text{ Kg/cm}^2$ para mampostería no confinada.

3. Calcular el peso de la edificación que es resistido por la estructura (W).
4. Calcular el coeficiente sísmico resistente CSR, es decir, el porcentaje del peso de la edificación que es resistido por la estructura, como cortante horizontal en la dirección más desfavorable.
5. Calcular el coeficiente sísmico exigido CSE a la estructura a partir del espectro de respuesta escogido.
6. Calcular la demanda de ductilidad DD, como la relación entre el coeficiente sísmico exigido CSE y el coeficiente sísmico resistente CSR:

$$DD = \frac{CSE}{CSR} \quad (2.3)$$

Tomar como valor de referencia de la ductilidad disponible (capacidad de ductilidad). Tomando como base el valor R_o de la NSR-10, se recomienda un valor de capacidad de ductilidad de 1.0 para mampostería no confinada y un valor de 1.5 para mampostería confinada.

Se pueden clasificar los daños de una manera cualitativa de acuerdo con la escala del Cuadro 3, el cual está basado en fundamentos teóricos:

Cuadro 3. Clasificación de los daños en función de la demanda de ductilidad

Categoría y estado de daños	Criterio con relación al valor de la demanda de ductilidad (DD)
1. Ninguno	$DD < 0.50 CD$
2. Menores	$0.50 CD < DD < 0.75 CD$
3. Moderados	$0.75 CD < DD < 1.00 CD$
4. Mayores	$1.00 CD < DD < 1.50 CD$
5. Totales	$1.50 CD < DD < 2.00 CD$
6. Colapso	$2.00 CD < DD$

Fuente. (Cardona & Hurtado, 1990)

Los efectos en la estructura para cada categoría de daño son:

1. Sin daños.
2. Daños menores en elementos arquitectónicos.
3. Daños generalizados en los elementos arquitectónicos y daños menores en los elementos estructurales.
4. Daños generalizados en los elementos estructurales y arquitectónicos.
5. Daños en la estructura no reparables, por lo tanto la edificación debe ser demolida y reemplazada.
6. Edificación parcial o totalmente colapsada por inestabilidad.

Este método fue concebido desde un principio para evaluar casas de uno y dos pisos con las exigencias del CCCSR-84 y fácilmente puede ser adaptado a las condiciones sísmicas de la zona, es decir, considera efectos locales.

Presenta el inconveniente de no considerar las irregularidades en planta y altura pero es posible adaptar las consideraciones de la NSR - 10 con los coeficientes que alteran el valor de R_o . También se relaciona directamente el grado de vulnerabilidad reflejado como el valor de la demanda de ductilidad, con la descripción de los posibles efectos sísmicos sobre la estructura.

Finalmente para este parámetro se decidió utilizar la metodología propuesta por Hurtado y Cardona y que también fue implementada por Chavarria Lanzas & Gómez Pizano (2001).

Las clases escogidas para utilizarse en esta adaptación son las siguientes:

- A) $DD < 0.50R_o$.
- B) $0.50R_o \leq DD < 1.0R_o$.
- C) $1.0R_o \leq DD < 1.5R_o$.
- D) $1.5R_o \leq DD$.

2.3.4. Posición del edificio y de la cimentación

Con este parámetro se evalúa, hasta donde es posible por medio de una simple inspección visual, la influencia del terreno y de la cimentación en el comportamiento sísmico del edificio. Para ello se tiene en cuenta algunos aspectos, tales como: la consistencia y la pendiente del terreno, la eventual ubicación de la cimentación a diferente cota y la presencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén. Se reporta una de las clases:

- A) Edificio cimentado sobre terreno estable con pendiente inferior o igual al 10%. La fundación está ubicada a una misma cota y está conformada por vigas corridas en concreto reforzado bajo los muros estructurales conformando anillos amarrados. Ausencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén.
- B) Edificio cimentado sobre roca con pendiente comprendida entre un 10% y un 30% o sobre terreno suelto con pendiente comprendida entre un 10% y un 20%. La diferencia máxima entre las cotas de la fundación es inferior a 1.0 metro y la cimentación no cuenta con anillos amarrados pero sí con vigas de concreto. Ausencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén.
- C) Edificio cimentado sobre terreno suelto con pendiente comprendida entre un 20% y un 30% o sobre terreno rocoso con pendiente comprendida entre un 30% y un 50%. La diferencia máxima entre las cotas de la fundación es inferior a 1.0 metro y la

cimentación no cuenta con anillos amarrados ni vigas de concreto. Presencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén.

- D) Edificio cimentado sobre terreno suelto con pendiente mayor al 30% o sobre terreno rocoso con pendiente mayor al 50%. La diferencia máxima entre las cotas de la fundación es superior a 1.0 metro. Presencia de empuje no equilibrado debido a un terraplén.

2.3.5. Diafragmas horizontales

La calidad de los diafragmas tiene una notable importancia para garantizar el correcto funcionamiento de los elementos resistentes verticales. Se califica en base a la ausencia de planos a desnivel y las placas son de concreto, que la deformabilidad del diafragma sea despreciable y la conexión entre el diafragma y los muros sea eficaz. Se reporta una de las clases:

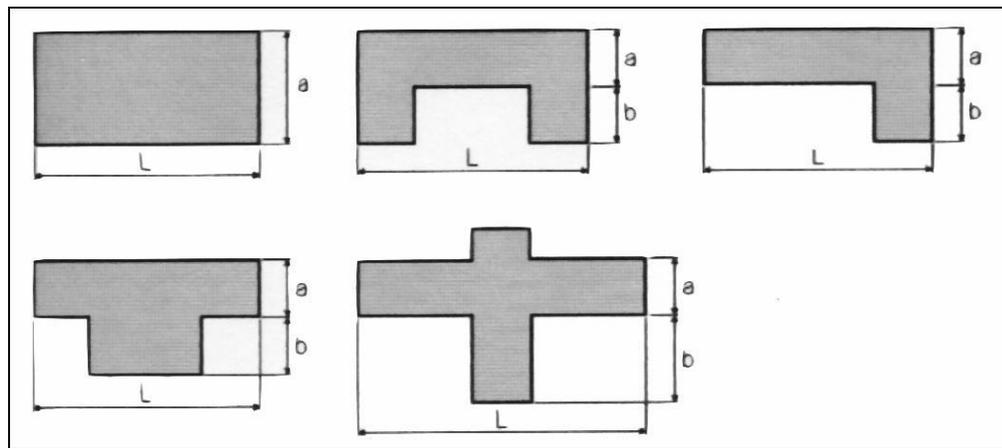
- A) Edificio con diafragmas que satisfacen las condiciones:
1. Ausencia de planos a desnivel y las placas son de concreto.
 2. La deformabilidad del diafragma es despreciable.
 3. La conexión entre el diafragma y los muros es eficaz.
- B) Edificio con diafragma como los de la clase A, pero que no cumplen con una de las condiciones pasadas.
- C) Edificio con diafragmas como los de la clase A, pero que no cumplen con dos de las condiciones pasadas.
- D) Edificio cuyos diafragmas no cumplen ninguna de las tres condiciones.

2.3.6. Configuración en planta

El comportamiento sísmico de un edificio depende de la forma en planta del mismo. En el caso de edificios rectangulares es significativo la relación $\beta_1 = a/L$ entre las dimensiones en

planta del lado menor y mayor. También es necesario tener en cuenta las protuberancias del cuerpo principal mediante la relación $\beta_2 = b/L$. En la Figura 1 se explica el significado de los dos valores que se deben reportar, para lo cual se evalúa siempre el caso más desfavorable.

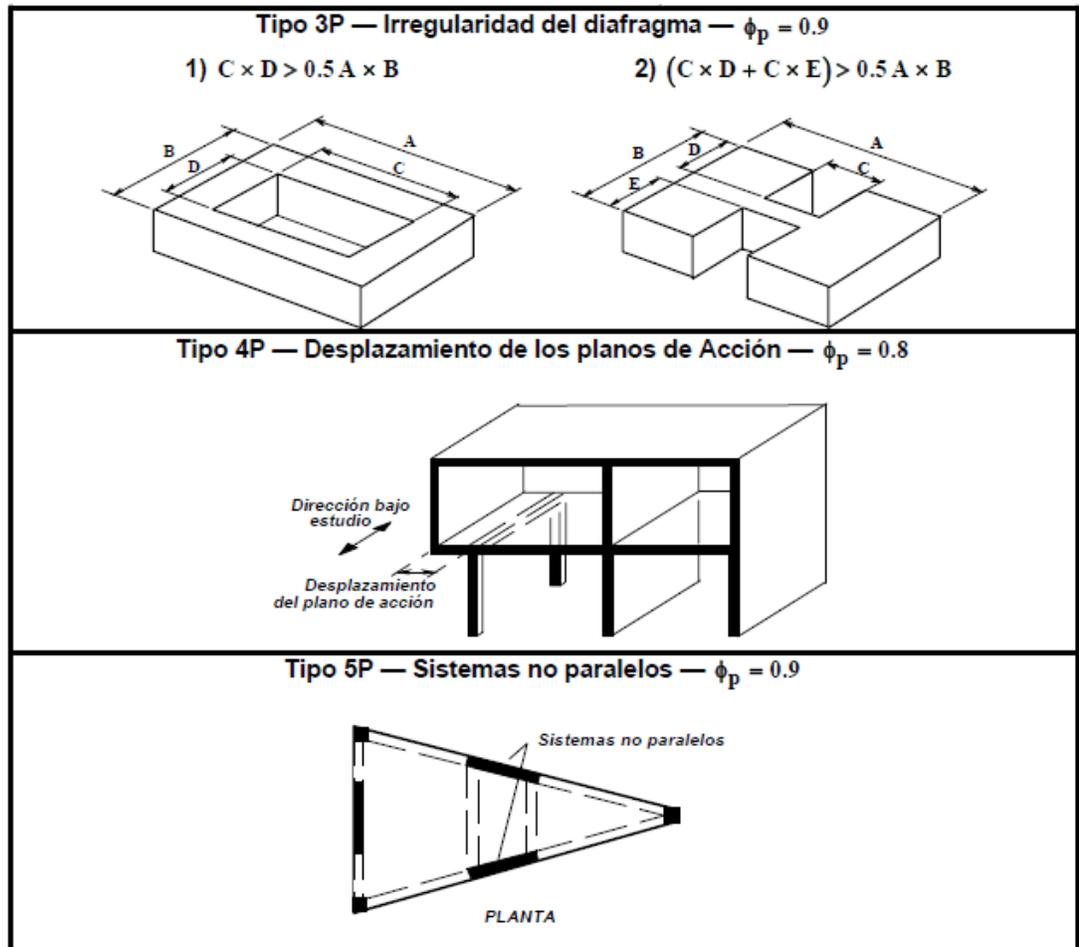
Figura 1. Configuración en planta de la estructura



Fuente: (Caicedo García et al., 2007)

Adicional a las configuraciones irregulares presentadas por el método del índice de vulnerabilidad, se agregaron cuatro nuevas irregularidades en planta que esta metodología no contempla y que las NSR-10 sí lo hace.

La Figura 2 muestra estas cuatro nuevas configuraciones que corresponden a las irregularidades en planta Tipo 3P, 4P y 5P especificadas en la figura A.3-1 de la NSR-10.

Figura 2. Irregularidades en planta adicionadas al método del índice de vulnerabilidad

Fuente: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Finalmente las clases para este parámetro se definieron de la siguiente manera:

- A) Edificio con $\beta_1 \geq 0.8$ o $\beta_2 \leq 0.1$.
- B) Edificio con $0.8 > \beta_1 \geq 0.6$ o $0.1 < \beta_2 \leq 0.2$.
- C) Edificio con $0.6 > \beta_1 \geq 0.4$ o $0.2 < \beta_2 \leq 0.3$ o se presenta la irregularidad 3P o 5P tal como se muestra en la Figura 2.
- D) Edificio con $0.4 > \beta_1$ o $0.3 < \beta_2$ o se presenta la irregularidad 4P tal como se muestra en la Figura 2.

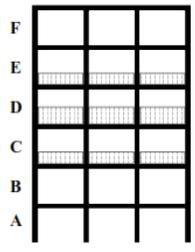
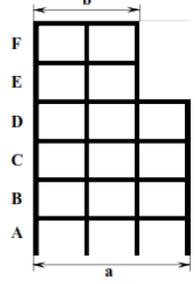
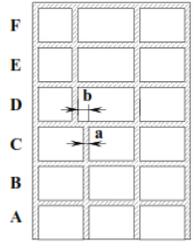
2.3.7. Configuración en elevación

En el método original se considera que la principal causa de irregularidad está constituida por la presencia de porches y torretas, sobre todo en edificaciones de mampostería antiguos. La presencia de porches se reporta como la relación porcentual entre el área en planta del mismo y la superficie total del piso. También se reporta la variación de masa en porcentaje $\pm \Delta M/M$ entre dos pisos sucesivos, siendo M la masa del piso más bajo y utilizando el signo (+) si se trata de aumento o el (-) si se trata de disminución de masa hacia lo alto del edificio.

La anterior relación puede ser sustituida por la variación de áreas respectivas $\pm \Delta A/A$, evaluando en cualquiera de los dos casos el más desfavorable. Para distinguir las clases de este parámetro, se contó con el dato de área construida de cada vivienda por cada uno de sus pisos, información medida en campo y consignada en los formularios de levantamiento. Igualmente se tomó en cuenta que las áreas de primer y segundo piso para edificaciones de 2 o más niveles en donde la densidad de muros del segundo piso es un 35% mayor que la densidad de muros del primer piso (corroborado mediante mediciones en campo) por tener este último, por lo general, menos divisiones. Donde A2 y A1 son las áreas del segundo y primer piso respectivamente, consecuentemente se corrigieron las fórmulas originales del método y adicional a esto se agregaron tres nuevas irregularidades en altura que el método original no contemplaba y que la NSR-10 si lo hace en su Figura A3-2, considerando únicamente aquellas que son de rápida inspección.

La Figura 3 muestra estas nuevas configuraciones que corresponden a las irregularidades en altura Tipo 2A, 3A y 4A.

Figura 3. Irregularidades en altura adicionadas al método del índice de vulnerabilidad

<p>Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_a = 0.9$</p> <p style="text-align: center;"> $m_D > 1.50 m_E$ o $m_D > 1.50 m_C$ </p>	
<p>Tipo 3A — Geométrica — $\phi_a = 0.9$</p> <p style="text-align: center;">$a > 1.30 b$</p>	
<p>Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — $\phi_a = 0.8$</p> <p style="text-align: center;">$b > a$</p>	

Fuente: (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010)

Finalmente las clases para este parámetro se definieron de la siguiente manera

- A) Edificio con $-\frac{(1.35A_2 - A_1)}{A_1} < 10\%$
- B) Edificio con $10\% \leq -\frac{(1.35A_2 - A_1)}{A_1} < 20\%$
- C) Edificio con $20\% \leq -\frac{(1.35A_2 - A_1)}{A_1}$ o se presenta la irregularidad 2A o 3A tal como se muestra en la Figura 3
- D) Edificio con $0\% < \frac{(1.35A_2 - A_1)}{A_1}$ o se presenta la irregularidad 4A tal como se muestra en la Figura 3

2.3.8. Distancia máxima entre los muros

Con este parámetro se tiene en cuenta la presencia de muros maestros interceptados por muros transversales ubicados a distancia excesiva entre ellos. Se reporta el factor L/S , donde L es el espaciamiento de los muros transversales y S el espesor del muro maestro, evaluando siempre el caso más desfavorable.

- A) Edificio con $L/S < 15$.
- B) Edificio con $15 \leq L/S < 18$.
- C) Edificio con $18 \leq L/S < 25$.
- D) Edificio con $L/S \geq 25$.

2.3.9. Tipo de cubierta

Se tiene en cuenta con este parámetro, la capacidad del techo para resistir fuerzas sísmicas. Se califica con base a la presencia de una cubierta estable debidamente amarrada a los muros con conexiones adecuadas como tornillos o alambres, que garanticen un comportamiento de diafragma rígido, provista de arriostramiento en las vigas y distancia entre vigas no muy grande, además la cubierta debe ser plana y liviana, debidamente amarrada y apoyada a la estructura de soporte.

- A) El edificio presenta las siguientes características:
 1. Cubierta estable debidamente amarrada a los muros con conexiones adecuadas como tornillos o alambres, que garanticen un comportamiento de diafragma rígido.
 2. Provisto de arriostramiento en las vigas y distancia entre vigas no muy grande.
 3. Cubierta plana y liviana, debidamente amarrada y apoyada a la estructura de cubierta.
- B) Edificio que no cumple una de las características presentadas en la clase A.
- C) Edificio que no cumple dos de las características presentadas en la clase A.

D) Edificio que no cumple ninguna de las características presentadas en la clase A.

2.3.10. Elementos no estructurales

Se tiene en cuenta con este parámetro la presencia de cornisas, parapetos o cualquier elemento no estructural que pueda causar daño a personas o cosas. Se trata de un parámetro secundario, para fines de la evaluación de la vulnerabilidad, por lo cual no se hace ninguna distinción entre las dos primeras clases A y B.

- A) Edificio sin cornisas y sin parapetos. Edificio con cornisas bien conectadas a la pared, con tanques de agua de pequeña dimensión y de peso modesto. Edificio cuyo balcón forma parte integrante de la estructura de los diafragmas. Edificio con elementos de pequeña dimensión bien vinculados a la pared.
- B) Edificio sin cornisas y sin parapetos. Edificio con cornisas bien conectadas a la pared, con tanques de agua de pequeña dimensión y de peso modesto. Edificio cuyo balcón forma parte integrante de la estructura de los diafragmas. Edificio con elementos de pequeña dimensión bien vinculados a la pared.
- C) Edificio con elementos de pequeña dimensión, mal vinculados a la pared.
- D) Edificio que presenta tanques de agua o cualquier otro tipo de elemento en el techo, mal vinculado a la estructura. Parapetos u otros elementos de peso significativo, mal contruidos, que pueden caer en caso de terremoto. Edificio con balcones contruidos posteriormente a la estructura principal y conectados a ésta de modo deficiente.

2.3.11. Estado de conservación

Se califica en base a la presencia de muros en buena condición, sin fisuras visibles, muros que presentan fisuras no extendidas, con excepción de los casos en los cuales estas no hayan sido producidas por terremotos. Muros con fisuras de tamaño medio entre 2 a 3

milímetros de ancho o con fisuras producidas por sismos. Edificio que no presenta fisuras pero que se caracteriza por un estado mediocre de conservación de la mampostería y muros que presentan un fuerte deterioro de sus materiales constituyentes o, fisuras muy graves de más de 3 milímetros de ancho.

- A) Muros en buena condición, sin fisuras visibles.
- B) Muros que presentan fisuras no extendidas, con excepción de los casos en los cuales dichas fisuras han sido producidas por terremotos.
- C) Muros con fisuras de tamaño medio entre 2 a 3 milímetros de ancho o con fisuras producidas por sismos. Edificio que no presenta fisuras pero que se caracteriza por un estado mediocre de conservación de la mampostería.
- D) Muros que presentan un fuerte deterioro de sus materiales constituyentes o, fisuras muy graves de más de 3 milímetros de ancho.

2.4. Formulario para recolectar la información

Se elaboró un formulario para utilizar durante las encuestas y visitas de campo, el cual debería reunir toda la información necesaria para la aplicación tanto del método cualitativo como del posible método analítico en caso de hallar un índice de vulnerabilidad alta. A continuación se muestra el Formato 1 utilizado en el proyecto.

Formato 1. Formulario para recolectar la información

 <p style="text-align: center;">UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLOMBIA</p>			
VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DE CONSTRUCCIÓN PROGRESIVA			
DATOS GENERALES DE LA VIVIENDA			
Dirección: _____			
Estrato: _____		Año de construcción: _____	
Número de pisos: _____		Altura entrepiso: _____	
DATOS ESTRUCTURALES			
Cimentación	Profundidad	Losa de entrepiso	Espesor
Zapatas:		Tabelón:	
Cimiento continuo:		Maciza:	
Losa de cimentación:		Aligerada:	
Pilotes		Otra:	
Otro:			
Sistema estructural		Grietas	
Mampostería confinada:		Longitudinales:	
Mampostería no estructural:		Transversales:	
Aporticado:		Diagonales:	
		No presenta:	
Tipo de mampostería	Espesor	Cubierta	
Bloque de arcilla:		Machimbre teja-arcilla:	
Bloque de hormigón:		Acerolit:	
Ladrillo tolete:		Asbesto-cemento:	
Bahareque:		Zinc:	
Madera:		Placa impermeabilizada:	
Formulario del índice de vulnerabilidad			
1. Organización del sistema resistente.			
2. Calidad del sistema resistente.			
3. Resistencia convencional.			
4. Posición de la edificación y de la cimentación.			
5. Diafragmas horizontales.			
6. Configuración en planta. $\beta_1=a/L$ _____ $\beta_2=b/L$ _____			
7. Configuración en elevación.			
8. Distancia máxima entre los muros. $L/S=$ _____			
9. Tipo de cubierta.			
10. Elementos no estructurales.			
11. Estado de conservación.			
Fecha _____		Encuestado _____	

Fuente. Elaboración propia.

2.5. Plan de trabajo para la aplicación del método cualitativo

El plan de trabajo para la aplicación del método escogido será el siguiente:

1. Selección de la zona a encuestar: deberá ser una zona de estrato socioeconómico bajo, en el que se evidencie una construcción progresiva de las edificaciones.
2. Socialización del proyecto: el proyecto deberá ser socializado con los habitantes de la zona, esto con la ayuda del presidente de la junta de acción comunal y líderes del sector, con el objetivo de tener toda la colaboración posible para poder elaborar las encuestas.
3. Conteo de las casas: se realizará el conteo de las viviendas del sector a encuestar, localizándolas por manzanas e identificándolas por el número de pisos, con el objeto de establecer una población a la que se le efectuará el análisis.
4. Levantamiento de un archivo fotográfico: se tomarán fotografías a las fachadas claramente identificadas, muros, columnas, vigas y losas, cada tipo de pared, tanques, estructuras anexas, etc. Cada elemento debe quedar identificado por el piso o nivel donde se obtuvo la fotografía y con cualquier otra información significativa.
5. Elaboración de las encuestas: se seleccionarán 30 viviendas escogidas al azar, a las que se le efectuará la encuesta, utilizando el formato previamente elaborado y tratando de tomar la mayor cantidad de información posible.
6. Procesamiento de datos: después de culminado el proceso de encuestas se realizará el llenado del formulario del índice de vulnerabilidad, en donde se agruparán los errores arquitectónicos, estructurales y constructivos de cada vivienda encuestada.
7. Obtención de resultados: se calculará el índice de vulnerabilidad y se realizará una base de datos con toda la información recolectada mediante las encuestas.

3. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA A ENCUESTAR

La zona elegida para realizar el proyecto fue el barrio Riberas de Occidente, el cual pertenece a la UPZ Calandaima en la localidad de Kennedy.

La UPZ Calandaima se ubica al centro occidente de la localidad; limita al norte con la UPZ Tintal Norte, de por medio con la CL 10, KR 92, CL 6D, KR 93D y AC 6 (Avenida de Las Américas); al oriente con las UPZ Castilla y Patio Bonito, de por medio con la TV 86 (Avenida Ciudad de Cali) y AK 89 (Avenida El Tintal); al sur con la UPZ Patio Bonito, de por medio con la AC 6 (Avenida de Las Américas) y CL 38 Sur (Avenida de Los Muiscas); por el occidente con el municipio de Mosquera, de por medio con el río Bogotá.

En la Figura 4 se muestra la localización de la Upz Calandaima en el mapa de Bogotá.

3.1. Reseña histórica del barrio Riberas de Occidente

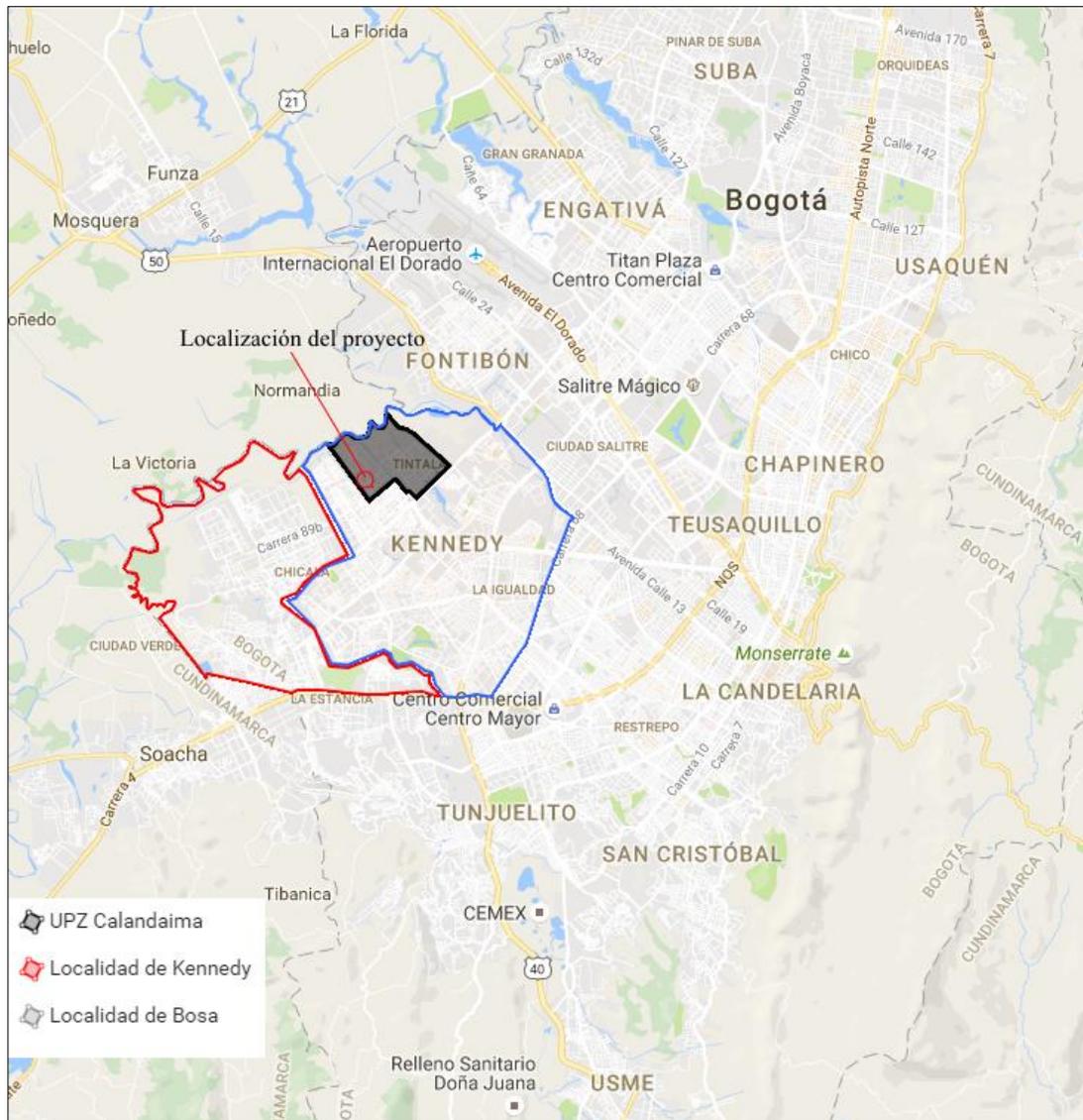
En entrevistas hechas a los habitantes más antiguos del sector, se pudo averiguar que la construcción del barrio Riberas de Occidente se inicia en el año 1995 en unos terrenos pertenecientes al señor Mariano Porras, quien estaba construyendo el barrio Unir y vende el lote para un proyecto de viviendas de interés social para profesores.

El proyecto fue construido en seis etapas, desde 1995 cuando se inició la primera etapa la cual fue finalizada en 1997, hasta el año 2012 cuando se culminó la sexta etapa que fue construida por una entidad privada.

Los lotes tienen dimensiones de 3.0mx11.0m conformados en grupos de cuatro viviendas. La constructora encargada fue la entidad Gomega ya desaparecida, y que construyó las viviendas con un único plano donde aún no se cumplía con normativas existentes, ya que según estudios geotécnicos realizados a la zona y que se encuentran en curaduría, estos terrenos hacían parte de la última oreja del humedal El Burro que aún existe y denuncia que eran terrenos cenagosos inviables para la construcción.

En la Figura 5 se muestra el barrio Riberas de Occidente dividido por manzanas.

Figura 4. Localización del proyecto en el mapa de Bogotá



Fuente. Google Maps.

Figura 5. Límites del barrio Riberas de Occidente

Fuente. Google Earth.

3.2. Características de la construcción en la zona encuestada

Según el estudio realizado por García Galindo (2013), la UPZ Calandaima a la cual pertenece el barrio Riberas de Occidente, registró en el año 2002, 7.576 unidades de uso con 363.912 m² construidos, y presentó un incremento en el año 2012, registrando 32.783 unidades de uso y 1.697.017 m² construidos.

Del análisis de las cifras de la dinámica de la construcción durante el decenio, esta UPZ ocupó el primer puesto dentro de las 12 UPZ de la localidad de Kennedy en la variación de número de unidades de usos construidas, el tercer puesto en términos de variación porcentual de unidades, segundo puesto a nivel de aumento en la cantidad de m² construidos y tercero en términos de variación porcentual de m² construidos.

3.3. Características de los hogares según la estratificación socioeconómica

Esta UPZ concentra el 99,4% del total de su población (68.328 habitantes) en el estrato bajo y el 0,6% corresponde a población sin estratificar, datos tomados de la Secretaría Distrital de Planeación (Uribe Sánchez, 2009).

De lo anterior y del numeral 3.2 se puede evidenciar que en la zona se ha venido presentando un aumento de la construcción progresiva de viviendas para familias de estrato bajo.

3.4. Cantidad de viviendas de la zona encuestada

Mediante visitas de campo se realizó el conteo de cada una de las viviendas en donde se identificaron por bloques como se muestra en la Figura 6. En donde un bloque de casas se caracteriza por compartir una misma estructura, es decir que fueron construidas al tiempo compartiendo el muro divisorio y la placa de entrepiso, encontrándose de este modo bloques que van desde dos casas hasta nueve casas.

Entre bloques de casas existe una junta de construcción (Figura 7), la cual no cumple con la separación mínima normativa de 0.02 veces la altura de la edificación según (Roberto, 2012), ya que las viviendas fueron construidas pegadas utilizando los muros y columnas de la edificación colindante como formaleta como se muestra en la Fotografía 30.

Figura 6. Identificación de bloques de casas

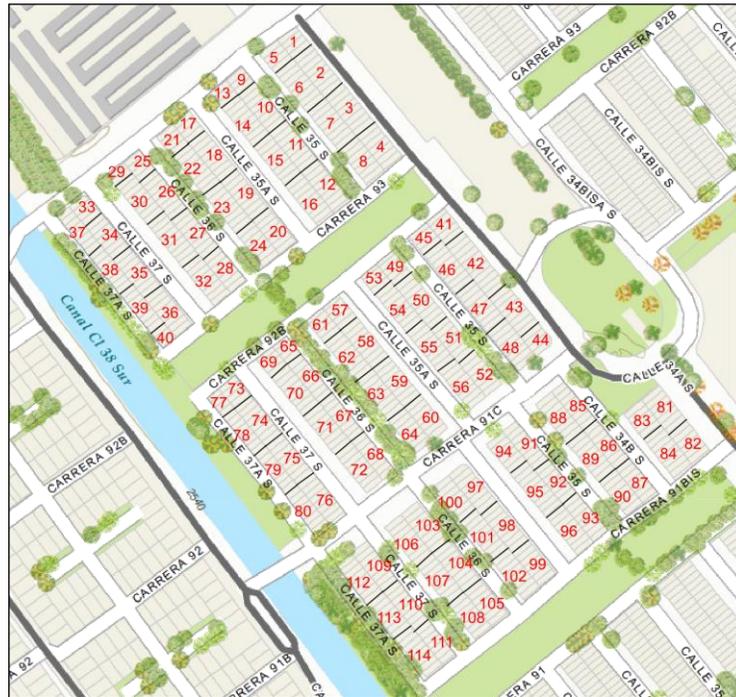
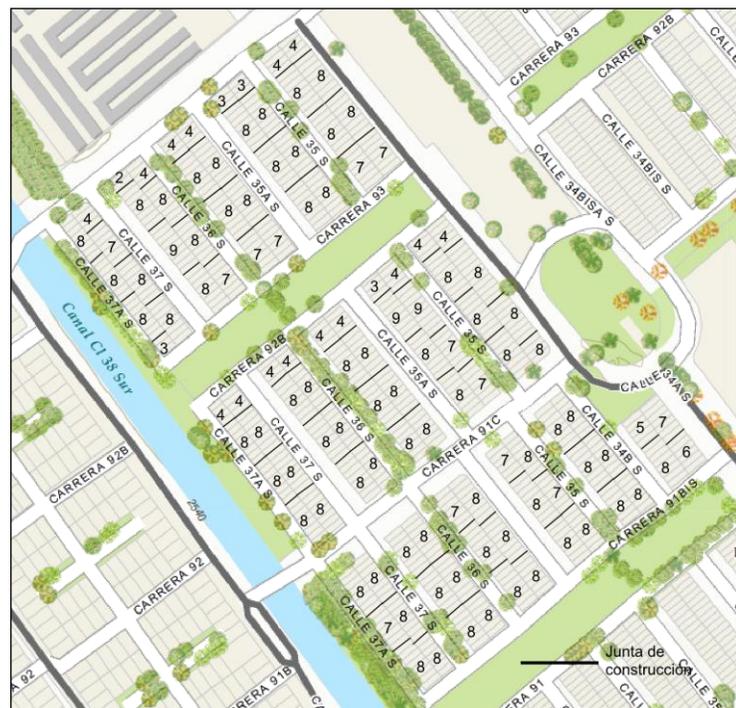


Figura 7. Número de casas por bloques



3.4.1. Resumen de la cantidad de viviendas en el barrio Riberas de Occidente

En la Tabla 1 se cuantifican el número de casas por bloque (Figura 7) y el número de pisos por casa dispuestas en el orden que se muestra.

En la Tabla 2 se totalizan el número de bloques y en la Tabla 3 se totalizan el número de casas.

Tabla 1. Cuantificación de las casas del barrio Riberas de Occidente

Manzana	Bloque	Número de pisos por casa									Casas Por bloque
		Casa 1	Casa 2	Casa 3	Casa 4	Casa 5	Casa 6	Casa 7	Casa 8	Casa 9	
1	1	3	3	3	3						4
	2	3	3	3	3	3	3	3	3		8
	3	3	3	2	3	3	3	3	3		8
	4	3	3	3	3	3	3	4			7
	5	4	3	3	3						4
	6	2	2	3	2	3	3	3	3		8
	7	3	2	2	2	3	3	3	3		8
	8	4	3	2	3	2	2	3			7
2	9	3	3	3							3
	10	2	2	2	2	2	2	2	2		8
	11	3	2	2	2	2	2	2	3		8
	12	2	2	2	2	2	3	3	2		8
	13	2	3	2							3
	14	2	2	2	2	2	2	2	2		8
	15	3	2	2	3	3	3	2	2		8
	16	4	2	2	2	2	2	2	3		8
3	17	2	2	4	3						4
	18	2	2	2	2	2	2	3	2		8
	19	3	2	2	2	2	2	2	2		8
	20	2	2	2	2	3	2	3			7
	21	3	2	2	2						4
	22	2	3	2	2	2	2	2	3		8
	23	2	3	3	3	3	2	2	2		8
	24	2	2	3	2	3	3	3			7

Continuación tabla 1.

Manzana	Bloque	Número de pisos por casa									Casas Por bloque	
		Casa 1	Casa 2	Casa 3	Casa 4	Casa 5	Casa 6	Casa 7	Casa 8	Casa 9		
4	25	3	3	3	2						4	
	26	2	2	3	2	3	4	4	2		8	
	27	4	4	3	4	2	4	2	2		8	
	28	2	2	2	2	2	2	2			7	
	29	2	2								2	
	30	2	2	2	2	2	2	2	2	2	8	
	31	2	2	2	2	2	2	2	2	3	2	9
	32	2	2	3	2	3	2	2	2	3		8
5	33	2	2	3	2						4	
	34	2	2	2	2	2	2	2			7	
	35	3	2	2	2	2	3	2	2		8	
	36	2	2	3	2	3	2	2	2		8	
	37	3	3	2	2	2	2	2	2		8	
	38	2	4	4	2	2	2	2	2		8	
	39	2	2	2	2	3	3	2	3		8	
	40	3	2	2							3	
6	41	3	3	3	3						4	
	42	3	3	2	3	3	2	3	3		8	
	43	3	3	2	3	3	3	3	3		8	
	44	2	2	2	3	3	3	2	3		8	
	45	2	2	3	2						4	
	46	3	2	3	3	3	2	2	2		8	
	47	2	3	3	2	3	3	3	3		8	
	48	3	2	3	2	3	3	2	2		8	
7	49	2	2	2	2						4	
	50	2	2	2	2	2	2	3	2	3	9	
	51	3	2	2	2	2	2	2			7	
	52	2	2	2	2	3	2	2			7	
	53	2	2	3							3	
	54	2	2	2	2	2	2	2	2	3	9	
	55	2	2	2	3	2	2	3	2		8	
	56	2	3	2	4	2	2	2	2		8	

Continuación tabla 1.

Manzana	Bloque	Número de pisos por casa									Casas Por bloque
		Casa 1	Casa 2	Casa 3	Casa 4	Casa 5	Casa 6	Casa 7	Casa 8	Casa 9	
8	57	2	2	2	3						4
	58	2	2	2	3	2	2	4	2		8
	59	2	2	2	2	2	2	2	4		8
	60	2	2	3	2	2	3	2	2		8
	61	2	2	2	2						4
	62	2	2	2	3	2	2	4	2		8
	63	2	2	2	2	2	2	2	4		8
	64	2	2	3	2	2	3	2	2		8
9	65	2	2	2	2						4
	66	2	2	3	3	2	2	2	3		8
	67	2	2	3	2	2	3	2	2		8
	68	2	2	2	2	2	2	2	2		8
	69	2	2	2	2						4
	70	2	2	3	2	2	2	2	4		8
	71	3	3	2	2	2	3	2	2		8
	72	3	3	2	2	2	2	2	2		8
10	73	2	3	3	3						4
	74	4	2	2	3	3	2	2	2		8
	75	2	2	2	2	2	2	2	2		8
	76	2	2	2	2	2	2	3	3		8
	77	2	2	2	2						4
	78	3	3	2	2	2	2	2	2		8
	79	2	2	2	2	2	2	2	2		8
	80	2	2	2	2	3	2	3	3		8
11	81	3	3	3	3	3	3	2			7
	82	3	2	3	3	3	2				6
	83	3	2	3	2	2					5
	84	2	3	2	3	3	3	3	2		8
12	85	4	4	2	3	3	2	2	3		8
	86	3	2	2	2	2	4	4	4		8
	87	4	2	2	2	4	2	2	2		8
	88	3	4	4	2	4	2	3	2		8
	89	2	3	2	2	3	3	3	2		8
	90	3	2	2	2	2	3	2	2		8

Continuación tabla 1.

Manzana	Bloque	Número de pisos por casa									Casas Por bloque
		Casa 1	Casa 2	Casa 3	Casa 4	Casa 5	Casa 6	Casa 7	Casa 8	Casa 9	
13	91	2	2	2	2	2	2	4	4		8
	92	2	2	2	2	2	2	4			7
	93	2	2	4	2	3	2	2	2		8
	94	3	3	3	2	3	3	3			7
	95	3	2	3	3	2	2	2	2		8
	96	2	2	2	3	2	2	2	2		8
14	97	3	3	3	3	3	2	4	4		8
	98	2	2	3	3	2	2	2	2		8
	99	3	2	2	2	3	2	2	3		8
	100	2	2	3	3	2	2	3			7
	101	2	3	2	2	2	2	2	2		8
	102	2	2	2	2	3	3	2	2		8
15	103	3	2	3	2	2	3	3	2		8
	104	2	2	2	2	3	2	3	3		8
	105	2	2	2	2	2	2	3	3		8
	106	2	2	3	3	2	2	3	2		8
	107	2	2	2	2	2	2	2	2		8
	108	2	2	2	3	3	2	2	2		8
16	109	2	2	2	2	2	2	2	3		8
	110	2	2	3	2	2	3	2	2		8
	111	2	2	3	2	2	2	2	3		8
	112	3	2	3	3	3	3	3	2		8
	113	2	2	3	2	3	2	3			7
	114	3	2	2	2	3	2	2	2		8

Tabla 2. Número de bloques

Casas por bloque	Total de bloques	%total casa por bloque
2 casas	1	0.88%
3 casas	4	3.51%
4 casas	15	13.16%
5 casas	1	0.88%
6 casas	1	0.88%
7 casas	13	11.40%
8 casas	76	66.67%
9 casas	3	2.63%
Total	114	100.00%

Tabla 3. Total de casas

Pisos por casa	Total de casas	%total pisos por casa
2 pisos	523	64.49%
3 pisos	252	31.07%
4 pisos	36	4.44%
Total	811	100.00%

4. APLICACIÓN DEL MÉTODO CUALITATIVO PARA EVALUAR LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS VIVIENDAS

El cálculo del índice de vulnerabilidad de cada una de las viviendas del barrio Riberas de Occidente se efectuó utilizando la ecuación 2.1, para lo cual se calificó la clase a que pertenecían dichas viviendas en cada uno de los 11 parámetros con base en observaciones hechas a las mismas, mediante consultas y visitas de campo al exterior e interior de las viviendas, por parte del autor del presente documento.

El cálculo se aplicó a cada uno de los bloques atendiendo sus distintas configuraciones en planta (número de casas) y en elevación (número de pisos).

4.1. Cálculo de los índices de vulnerabilidad de las viviendas

4.1.1. Parámetro 1. Organización del sistema resistente:

Para calificar este parámetro se tomó como prioridad el año de construcción de las viviendas, ya que este era un indicio de los métodos constructivos que se utilizaban para la época, teniendo como referencia el año de 1995 (año de construcción de las viviendas), antes de entrada en vigencia la NSR-98, se evidencia que no todas las plantas cuentan con columnas y vigas de amarre, por lo que las clases A y B de este parámetro quedan descartadas, y se calificó C a todas las viviendas, correspondiendo a paredes ortogonales bien ligadas.

4.1.2. Parámetro 2. Calidad del sistema resistente:

En este parámetro se observó el estado de los muros, el tipo de ladrillo, y el espesor del mortero de pega. Esto fue posible debido a que en todas las casas siempre había un muro sin revestimiento en el que se podía hacer la inspección. Durante estas, se observó que las

viviendas se encontraban construidas con dos clases distintas de ladrillos, y un espesor muy variable en el mortero de pega. La clase que se presentó en este parámetro fue la B para todas las viviendas.

4.1.3. Parámetro 3. Resistencia convencional:

Para este parámetro se aplicó la Metodología propuesta por Hurtado y Cardona, expuesta en el numeral 2.3.3.1 , para ello fue necesario definir cuáles serían los valores de L, e y v de las viviendas, para calcular el cortante resistente VR como lo presenta la Ecuación 2.2.

Valor L: para calcular la longitud de muros de cada vivienda, se procedió a realizar los planos de cada una de ellas agrupándolas por bloques, lo cual facilitó el cálculo de este parámetro reduciendo el número de veces que se requería de calcularse, diferenciándose por el número de viviendas por bloque.

Valor e: el espesor de los muros de las viviendas era constante, según las observaciones de campo es de 10 cm, espesor típico del bloque #5 con el cual fueron construidas todas las viviendas.

Valor v: igual que en el método de Hurtado y Cardona:

$v = 7.5$ ton/m² para mampostería no confinada ya que no todos los muros cuentan con columnas y vigas de amarre.

Para el cálculo del (CSR), resulta de dividir la resistencia a cortante menos favorable VR, por el peso del bloque de viviendas según la siguiente expresión:

$$CSR = \frac{VR}{W} \quad (4.1)$$

El peso de las viviendas W estaba comprendido en:

Valor del W de placa: la placa está conformada por el sistema placa fácil, de aligeramiento en bloque y perfiles metálicos simplemente apoyados sobre los muros, se trabajó con un

peso de 0.214 ton/m² para un espesor de 14.0 cm incluyendo acabados, este peso se corroboró mediante cuadros de pesos de materiales.

Valor del W de cubierta: para calcular este peso se recurrió al tipo de cubierta, cuyo peso respectivo se consideró de la siguiente manera:

Para cubierta: eternit o asbesto cemento, se trabajó con un peso de 0.1 ton/m², siendo este un valor típico para este tipo de material.

Valor del W de los muros:

Para este cálculo se utilizó la siguiente expresión:

$$W_{muros} = L * a * e * \gamma_m \quad (4.2)$$

Donde:

L: longitud de muros.

a: altura de la vivienda, medida tomada durante las encuestas.

e: espesor del muro.

γ_{muro} : el peso específico utilizado para los muros fue de 1.8 ton/m³

El único valor restante por definir para poder clasificar a las viviendas dentro de una de las cuatro clases era el S_a .

Valor de S_a :

El valor del S_a se obtuvo de la microzonificación sísmica de Bogotá (Alcaldía de Bogotá, 2010) y después de realizar los cálculos de los períodos teóricos de las viviendas para las distintas alturas que se tenían se concluyó que el T (periodo) era tan pequeño que siempre va a encontrarse en el tramo de la meseta del espectro de diseño para el cual el S_a se calcula con la ecuación:

$$S_a = 2.5 * A_a * F_a * I \quad (4.3)$$

Donde:

$A_a = 0.15$

$F_a = 1.05$

$I = 1.0$

Por lo tanto, para todas las viviendas el $S_a = 0.39$

Con todos los datos anteriores se procedió a seguir los pasos que planteaba la metodología de Hurtado y Cardona siguiendo las modificaciones ilustradas en el numeral 2.3.3.1 programando una hoja de Excel donde se ingresaron las variables necesarias para el cálculo de la relación demanda de ductilidad DD , adicionalmente estas variables también permitieron calcular los parámetros 6, 7 y 8. En el numeral 4.2 al igual que en el anexo B se muestra el cálculo de éste parámetro y de los parámetros 3, 6, 7 y 8 (se muestran como categorías 3, 6, 7 y 8) para los bloques de ocho casas (Véase el Anexo B).

4.1.4. Parámetro 4. Posición del edificio y de la cimentación:

En este parámetro a todos los bloques se les asignó la calificación B, al tratarse de un terreno suelto y de poca pendiente.

4.1.5. Parámetro 5. Diafragmas horizontales:

En este parámetro todos los bloques de viviendas fueron calificados con la categoría B al no considerarse que haya una eficaz conexión entre el diafragma y los muros, ya que las placas de entrepiso se encuentran simplemente apoyadas sobre los muros en bloque sin una viga de confinamiento que garantice esta conexión.

4.1.6. Parámetro 6. Configuración en planta:

Revisando los planos que se hicieron a cada una de los bloques se observa que todos corresponden a formas regulares, con muy pocas salientes, por lo que para este parámetro se calculó la relación ancho-largo, la cual correspondía a β_1 en el método, y se le asignó la clase correspondiente. En este parámetro debido a lo heterogéneos que son los bloques según el número de casas se tienen todas las clases A, B, C y D. (Véase el Anexo C).

4.1.7. Parámetro 7. Configuración en elevación:

En este parámetro se obtuvieron las clases B, C y D, atendiendo a las distintas configuraciones que se tienen de los bloques según el número de casas (Véase el Anexo C).

4.1.8. Parámetro 8. Distancia máxima entre muros:

En este parámetro se calculó la relación L/S , donde L se tomó como 3.0 m la cual es la separación a la que se encuentran los muros maestros de cada una de las viviendas, esta medida fue tomada con cinta métrica por el autor del estudio, esta medida correspondía a la longitud máxima entre muros y el espesor S fue el mismo que se tuvo en cuenta en el parámetro 3. Todas las viviendas cayeron dentro de la clase D (Véase el Anexo C).

4.1.9. Parámetro 9. Tipo de cubierta:

Este parámetro debía relacionarse con la calificación dada en el parámetro 5, según las observaciones de campo las cubiertas de las viviendas no estaban debidamente amarradas a los muros y no se observó arriostramiento en las vigas cuando estas existían. Se pudo identificar que en su mayoría las tejas eran de asbesto cemento. Dentro de este parámetro las viviendas cayeron dentro de la clase B.

4.1.10. Parámetro 10. Elementos no estructurales:

Entre los elementos no estructurales a tener en cuenta, están los parapetos en las cubiertas, al igual que cornisas y barandas que regularmente se observaban, pero en el exterior de las viviendas, así como avisos en las tiendas que pueden ser factor de riesgo y principalmente muros de fachada sobre voladizos, los cuales iban aumentando a medida que se le adicionaba un piso más a la vivienda, esto era característico para todas las viviendas las cuales todas fueron calificadas con la clase D.

4.1.11. Parámetro 11. Estado de conservación:

La característica más relevante para calificar, fue el estado de los muros, donde se analizó la presencia de grietas ya fueran diagonales, transversales o longitudinales. Durante la visita se pudo observar el mal estado en que se encontraban los muros, ya que todos presentaban algún tipo de irregularidad, observándose siempre poca uniformidad en su espesor de mortero de pega. A todas las viviendas se les dio la calificación de clase B.

4.2. Ejemplo del cálculo del índice de vulnerabilidad para los bloques 26 y 34

Para la aplicación del método se programó una hoja en Excel en la que se asignara la calificación a cada uno de los parámetros; a continuación se muestra el cálculo hecho para el bloque 26 el cual arrojó como resultado vulnerabilidad alta y el bloque 36 que dio vulnerabilidad media:

Tabla 4. Cálculo del índice de vulnerabilidad bloque 26

Casa	calle 36S #93	Bloque	26	No. pisos	2	3	4
				No. Casas	4	2	2
CALCULO DE VULNERABILIDAD							
		Clase K					
Parámetros		Clase A	Clase B	Clase C	Clase D	Peso W	K*W
1. Organización del sistema resistente.	C	-	-	20	-	1.50	30
2. Calidad del sistema resistente.	B	-	5	-	-	1.00	5
3. Resistencia convencional.	C	-	-	20	-	1.00	20
4. Posición del edificio y cimentación.	B	-	5	-	-	0.75	3.75
5. Diafragmas horizontales.	B	-	5	-	-	1.00	5
6. Configuración en planta.	C	-	-	20	-	1.00	20
7. Configuración en elevación.	C	-	-	20	-	1.00	20
8. Distancia máxima entre los muros.	D	-	-	-	45	0.50	22.5
9. Tipo de cubierta.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
10. Elementos no estructurales.	D	-	-	-	45	0.25	11.25
11. Estado de conservación.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
		Indice de vulnerabilidad		140.00			
		VULNERABILIDAD		37% ALTA			

Tabla 5. Aplicación método Hurtado para el bloque 26

METODO HURTADO		Peso específico de muros (ton/m ³) =	1.8	
Longitud de muros (m)	116.85	Peso placa fácil (ton/m ²) =	0.214	
Altura (m)	2.34	Peso cubierta en teja (ton/m ²) =	0.1	
Espesor de los muros (m)	0.1	L (largo m)	23.3	$\beta_1 =$ 0.43
Resistencia a cortante (ton/m ²)	7.5	a (ancho m)	10.0	L/S= 30.00
	VR = 87.64			
				A2 (m ²) = 101.098
				A1 (m ²) = 250.708
				Parám. 7 = 45.6%
				Categoría 7= C
Valor Sa				
Aa =	0.15			
Fa =	0.95			
I =	1			
Sa =	0.36			
CSR=	0.27			
DD=	1.35			
Ro =	1			
DD =	1.35 Ro	Categoría 3= C		
		Categoría 6= C		
		Categoría 8= D		

Nivel	W muros (ton)	W placa (ton)	Wtotal (ton)
Piso4	34.04	4.48	38.52
Piso3	49.44	21.25	70.68
Piso2	74.94	41.73	116.68
Piso1	49.22	53.65	102.87
Total	207.64	121.11	328.75

Tabla 6. Cálculo del índice de vulnerabilidad del bloque 34

Dirección	calle 37S #93	Bloque	34	No. pisos	2	3	4
				No. Casas	7	0	0
CALCULO DE VULNERABILIDAD							
		Clase K					
Parámetros		Clase A	Clase B	Clase C	Clase D	Peso W	K*W
1. Organización del sistema resistente.	C	-	-	20	-	1.50	30
2. Calidad del sistema resistente.	B	-	5	-	-	1.00	5
3. Resistencia convencional.	B	-	5	-	-	1.00	5
4. Posición del edificio y cimentación.	B	-	5	-	-	0.75	3.75
5. Diafragmas horizontales.	B	-	5	-	-	1.00	5
6. Configuración en planta.	C	-	-	20	-	1.00	20
7. Configuración en elevación.	C	-	-	20	-	1.00	20
8. Distancia máxima entre los muros.	D	-	-	-	45	0.50	22.5
9. Tipo de cubierta.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
10. Elementos no estructurales.	D	-	-	-	45	0.25	11.25
11. Estado de conservación.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
		Indice de vulnerabilidad		125.00			
		VULNERABILIDAD		33% MEDIA			

Tabla 7. Aplicación método Hurtado para el bloque 34

METODO HURTADO		Peso específico de muros (ton/m ³) =	1.8	
Longitud de muros (m)	102.44	Peso placa fácil (ton/m ²) =	0.214	
Altura (m)	2.34	Peso cubierta en teja (ton/m ²) =	0.1	
Espesor de los muros (m)	0.1	L (largo m)	20.4	$\beta_1 =$ 0.49
Resistencia a cortante (ton/m ²)	7.5	a (ancho m)	10.0	L/S= 30.00
	VR = 76.83			
				A2 (m ²) = 239.61
				A1 (m ²) = 226.5
				Parám. 7 = -42.8%
				Categoría 7= C
Valor Sa				
Aa =	0.15			
Fa =	1.05			
I =	1			
Sa =	0.39			
CSR=	0.43			
DD=	0.91			
Ro =	1			
DD =	0.91 Ro			
		Categoría 3= B		
		Categoría 6= C		
		Categoría 8= D		

Nivel	W muros (ton)	W placa (ton)	Wtotal (ton)
Piso4			
Piso3			
Piso2	65.94	23.96	89.90
Piso1	43.15	46.95	90.09
Total	109.09	70.91	180.00

5. BASE DE DATOS DE LOS PROBLEMAS DE SISTEMAS ESTRUCTURALES Y CONSTRUCTIVOS ENCONTRADOS

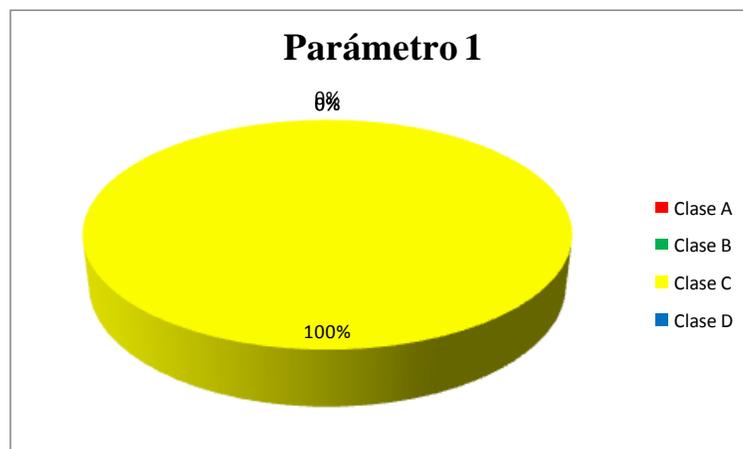
Con la información recolectada en los formularios durante las visitas de campo y la aplicación del método del índice de vulnerabilidad, se pudo conformar una base de datos la cual describe los defectos constructivos más comunes de las viviendas del barrio Riberas de Occidente. Además, el método ha permitido realizar un análisis cualitativo y cuantitativo de la base de datos mediante los resultados de cada uno de sus once parámetros según el tipo que corresponda.

A continuación se describen los resultados.

5.1. Base de datos parámetro 1 (Organización del sistema resistente)

Con este parámetro se describen problemas estructurales de edificaciones sin vigas de amarre en sus plantas, el 100% de las viviendas analizadas se encuentran en la clase C del parámetro como lo muestra la Figura 8. Las fotografías 1, 2, 3 y 4 presentan ejemplos sobre lo encontrado en el barrio.

Figura 8. Calificaciones del parámetro 1



Fotografía 1. Edificación de cuatro pisos sin vigas de amarre en entresijos y cubierta



Fotografía 2. Sistema de losa de entresijo apoyado directamente sobre la mampostería sin vigas de amarre



Fotografía 3. Ampliación de un tercer nivel en la vivienda sin la construcción de elementos de confinamiento



Fotografía 4. Tercer nivel en mampostería no confinada y desplazada del plano de acción

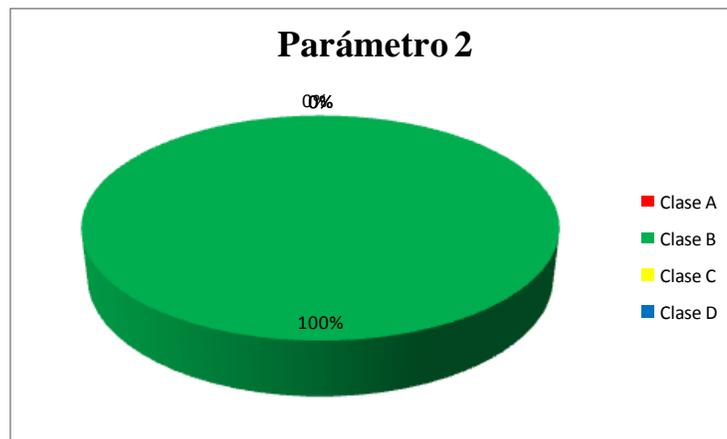


5.2. Base de datos parámetro 2 (Calidad del sistema resistente)

Con este parámetro se describen problemas constructivos como juntas de construcción mal ubicadas, utilización del bloque #5 para conformar muros de carga, mala calidad de las unidades de mampostería e irregularidad en los espesores del mortero de pega. El 100% de las viviendas analizadas se encuentran en la clase B, como lo muestra la Figura 9.

Las Fotografías 5, 6 y 7 son ejemplo estos casos.

Figura 9. Calificaciones del parámetro 2



Fotografía 5. Ladrillo de mala calidad e irregularidades en la trabazón de los mismos



Fotografía 6. Combinación de bloque #5 y ladrillo en fachadas



Fotografía 7. Irregularidades en el espesor del mortero de pega



5.3. Base de datos parámetro 3 (Resistencia convencional)

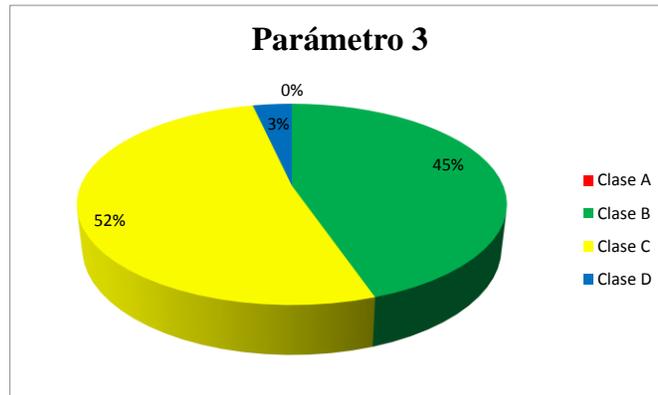
Con este parámetro se evidencian problemas estructurales como:

- Muros de carga en bloque #5.
- Muros inadecuados para soportar empuje lateral.
- Inadecuada densidad de muros.

En la Figura 10 se muestran los resultados obtenidos, en la Fotografía 8 se ejemplifica los problemas estructurales mencionados así como las Figuras 11, 12, 13, 14 y 15 son los planos arquitectónicos del bloque 26, los cuales se pudieron levantar durante las visitas de campo y son un ejemplo de cómo se pudieron medir las longitudes de los muros en cada nivel para poder hacer los cálculos establecidos en este parámetro.

La Figura 16 muestra el entrepiso con el que cuentan las viviendas, consistente en sistema placa fácil compuesto por perfil metálico y bloquelón.

Figura 10. Calificaciones del parámetro 3



Fotografía 8. Muro de carga en bloque #5 con aberturas, inadecuado para resistir cargas laterales



Figura 11. Distribución arquitectónica del primer piso del bloque 26

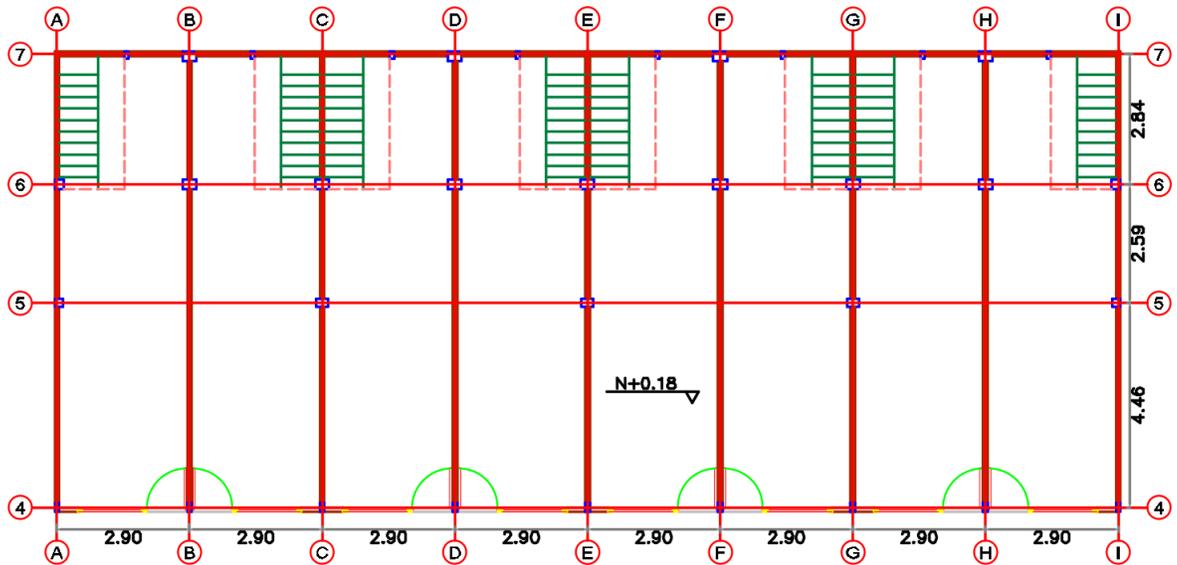


Figura 12. Distribución arquitectónica del segundo piso del bloque 26

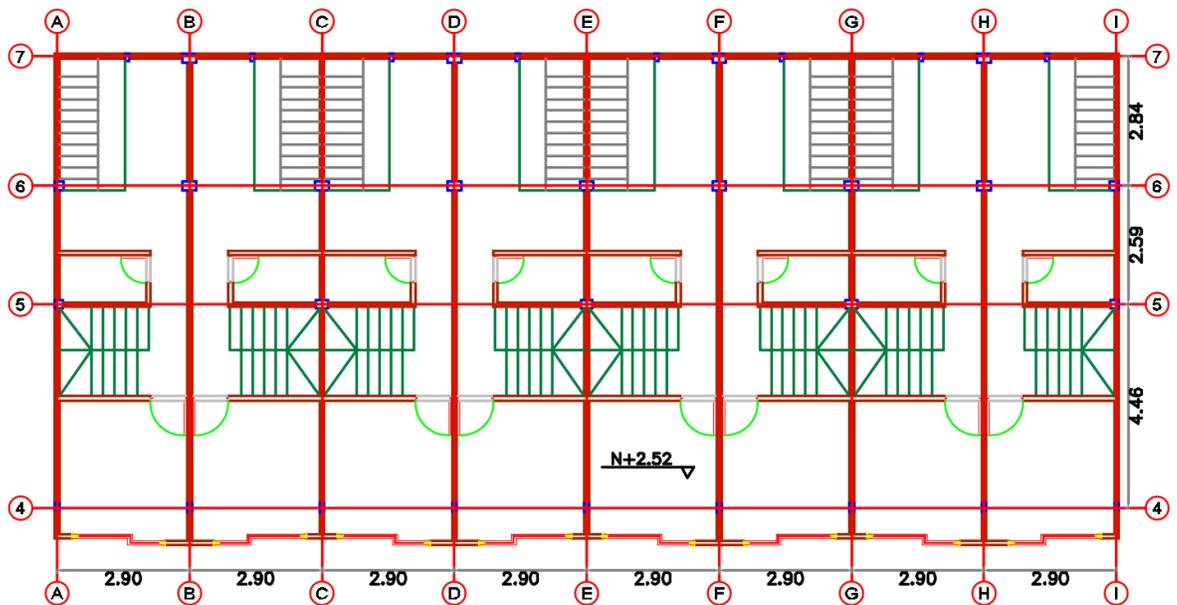


Figura 13. Distribución arquitectónica del tercer piso del bloque 26

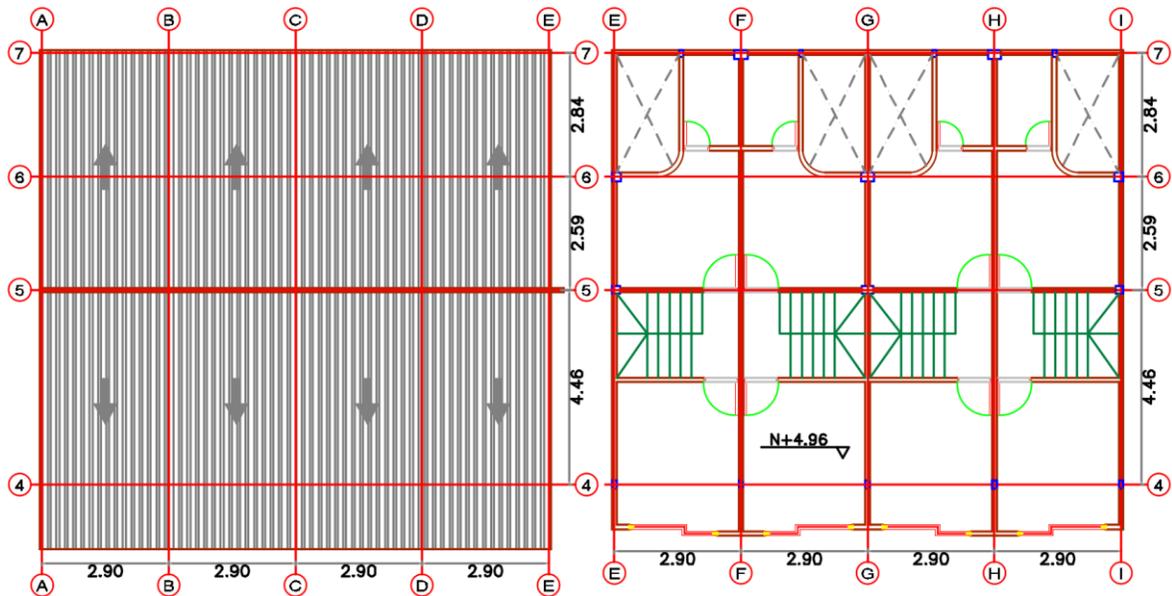


Figura 14. Distribución arquitectónica del cuarto piso del bloque 26

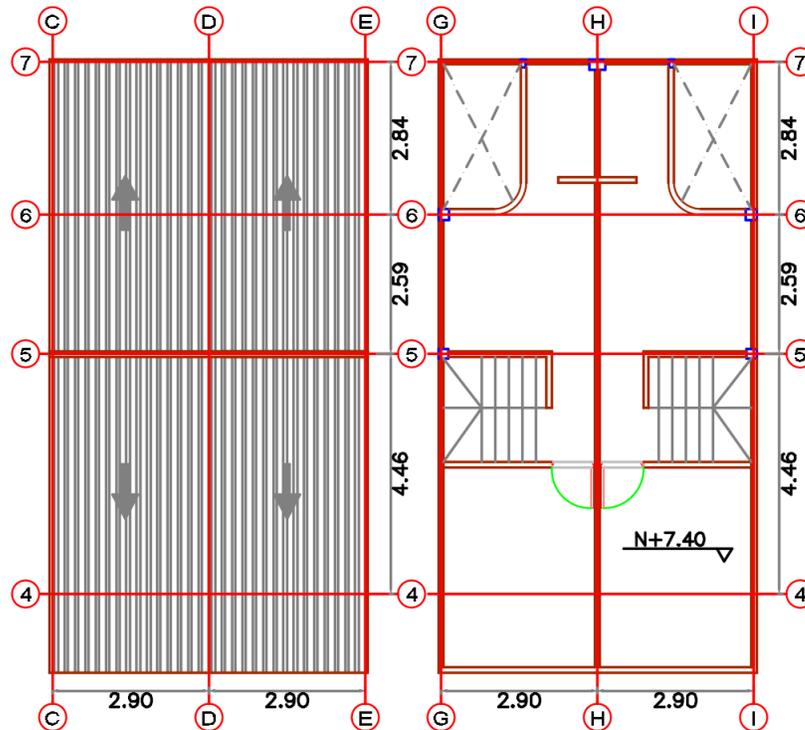


Figura 15. Distribución arquitectónica de la cubierta del bloque 26

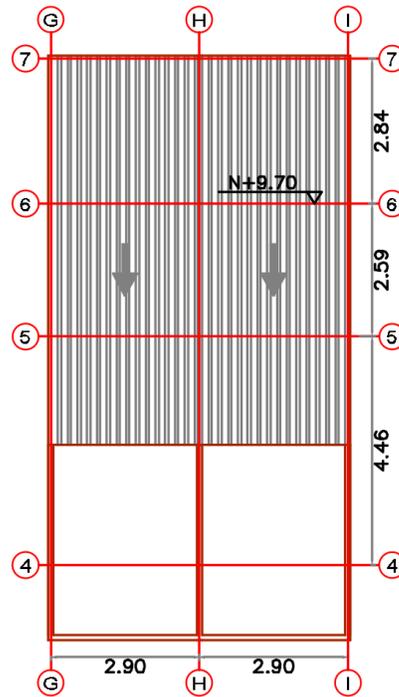
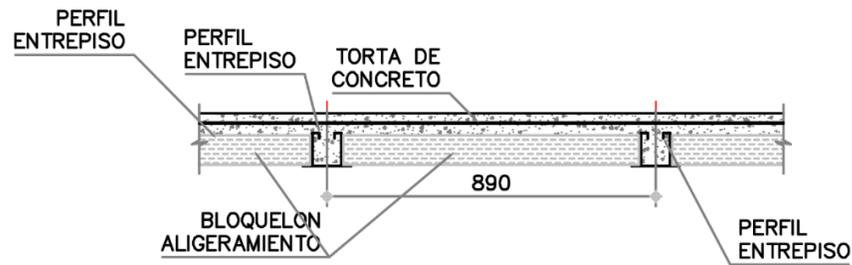


Figura 16. Sistema de losa de entrepiso



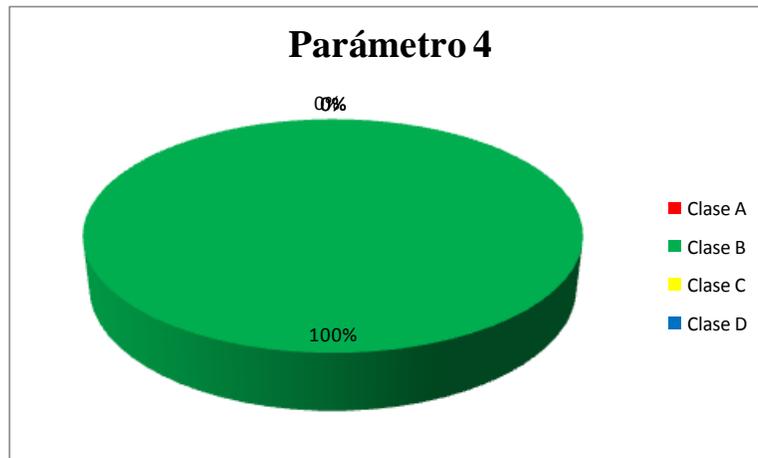
Fuente. Elaboración propia.

5.4. Base de datos parámetro 4 (posición del edificio y de la cimentación)

Con este parámetro se evidencian problemas de ubicación de las viviendas cimentadas sobre suelos blandos, la pendiente es baja menor al 30%.

En la Figura 17 se muestran los resultados del parámetro y en las Fotografías 9 y 10 se puede apreciar que las viviendas se encuentran sobre terreno llano.

Figura 17. Calificaciones del parámetro 4



Fotografía 9. Viviendas ubicadas sobre terreno de baja pendiente

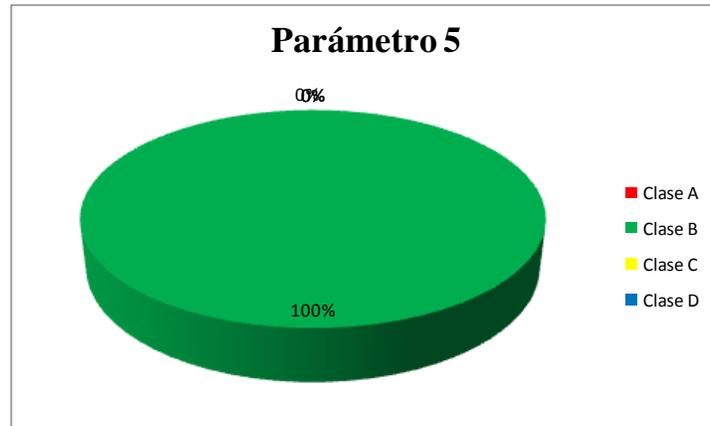


Fotografía 10. Zonas verdes junto a canal de aguas lluvias existente**5.5. Base de datos parámetro 5 (Diafragmas horizontales)**

Con este parámetro se evidencia un problema constructivo típico en todas las viviendas y es la inadecuada unión de muros y losa, por lo que todas obtuvieron la misma calificación mostrada en la Figura 18.

Durante las visitas de campo se tuvo la oportunidad de tomar registro fotográfico de la secuencia constructiva utilizada para estas placas, como se muestra en las Fotografías 11, 12, 13 y 14, las cuales muestran la construcción de un tercer nivel en una de las viviendas del barrio Riberas de Occidente, la cual fue ampliada de ser una vivienda de dos niveles con cubierta liviana, a tres niveles con cubierta en placa y terraza. Al concreto utilizado en la fundida de esta placa, se le tomaron muestras de los cilindros para ser ensayados en el laboratorio, los resultados se muestran en la Tabla 41, del anexo A.

Figura 18. Calificaciones del parámetro 5



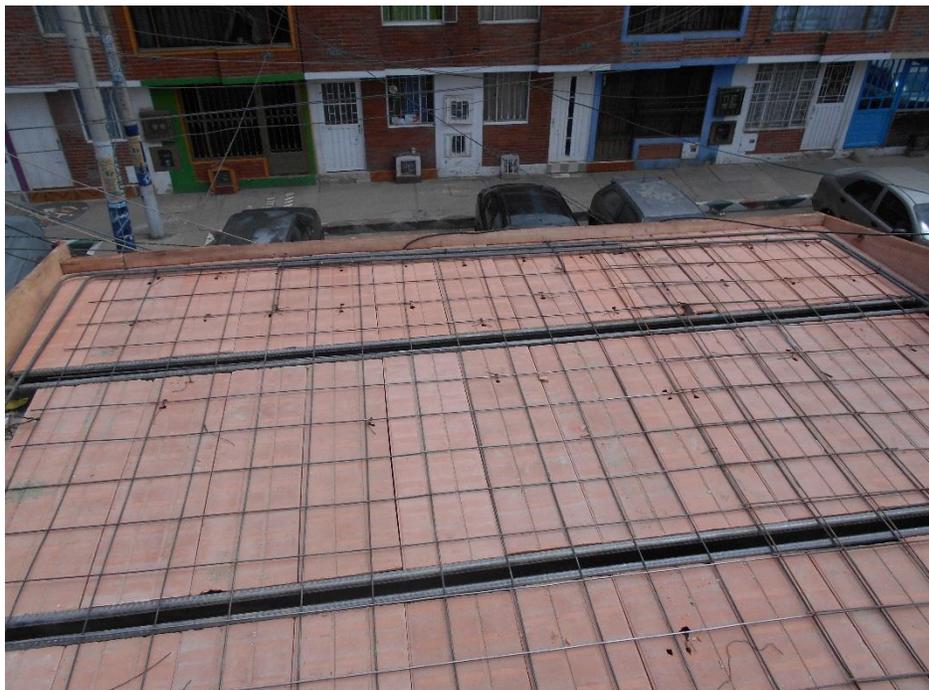
Fotografía 11. Losa de entrepiso en sistema placa fácil típica de las viviendas



Fotografía 12. Apoyo del perfil metálico directamente sobre el bloque #5



Fotografía 13. Refuerzo en el voladizo



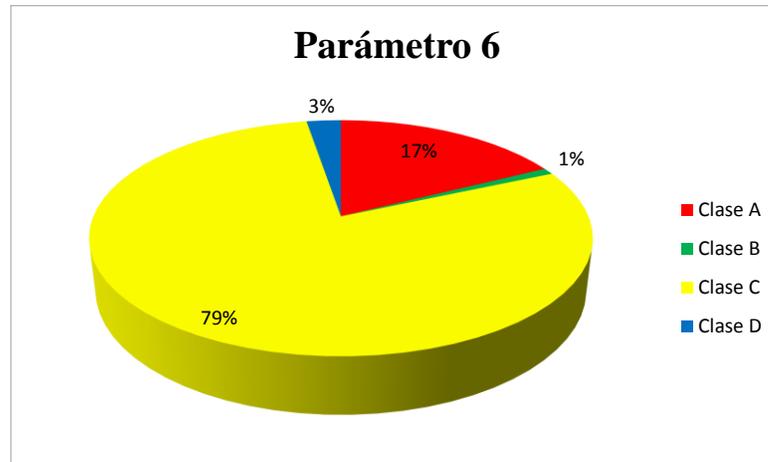
Fotografía 14. Losa de entrepiso terminada



5.6. Base de datos parámetro 6 (Configuración en planta)

Con este parámetro se evidencia el problema estructural de la presencia de torsión en planta, el cual es crítico en los bloques de 6, 7, 8 y 9 casas en las que la relación largo/ancho supera el límite de lo considerado como seguro por el método de evaluación de vulnerabilidad.

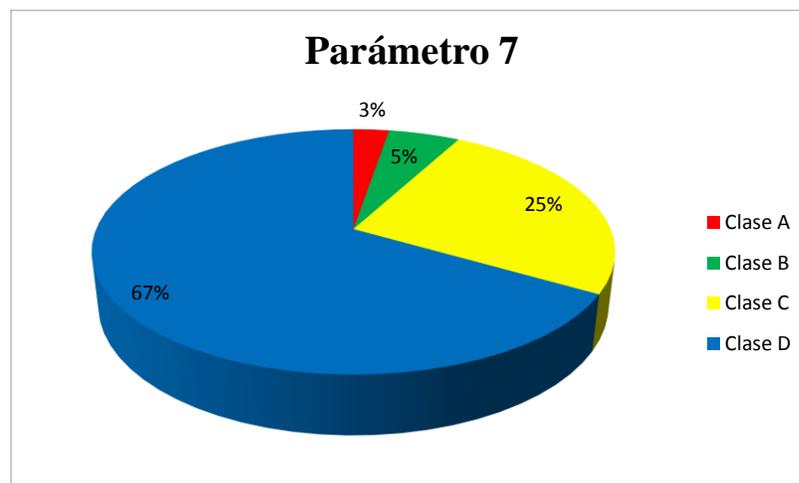
Como se aprecia en la Figura 19, en el barrio Riberas de Occidente se encuentran las cuatro clases posibles: A, B, C y D.

Figura 19. Calificaciones del parámetro 6

5.7. Base de datos parámetro 7 (Configuración en elevación)

Con este parámetro se evidencian problemas estructurales como irregularidades de distribución geométrica y de masas, desplazamientos en los planos de acción que conllevan a que se presente torsión en planta. En las Fotografías 15, 16, 17 y 18 se ejemplifican estos problemas.

En este parámetro se presentan las cuatro clases, tal como se observa en la Figura 20.

Figura 20. Calificaciones del parámetro 7

Fotografía 15. Variación irregular en el número de pisos por vivienda en el bloque de casas



Fotografía 16. Desplazamientos en los planos de acción de los muros de carga



Fotografía 17. Distribución irregular de las masas en altura en los bloques de casas



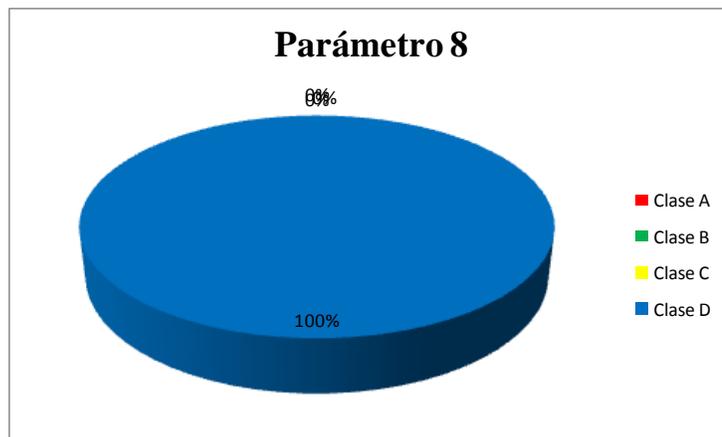
Fotografía 18. Variación del número de pisos por casa en un bloque



5.8. Base de datos parámetro 8 (Distancia máxima entre los muros)

Con este parámetro se evidencian problemas estructurales como lo es una inadecuada distribución de los muros al tener una excesiva separación entre los mismos. En el caso particular de las viviendas del barrio Riberas de Occidente, éstas cuentan únicamente con muros resistentes en una sola dirección, por lo que se presentó sólo un tipo de clase en este parámetro: D. Esto se observa en la Figura 21.

Figura 21. Calificación del parámetro 8

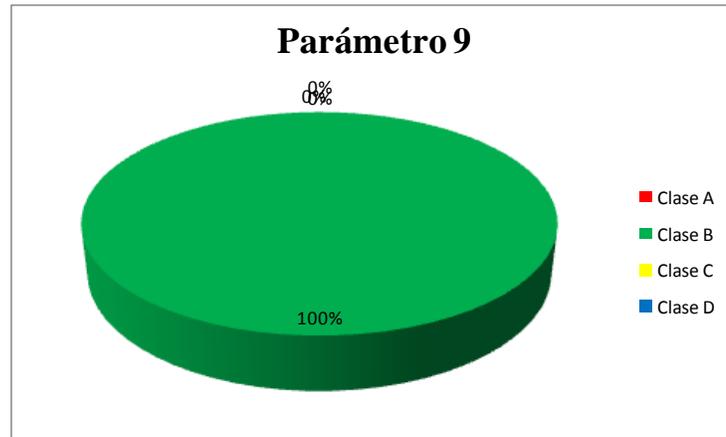


5.9. Base de datos parámetro 9 (Tipo de cubierta)

Con este parámetro se evidencian problemas constructivos como lo son una unión de muro techo deficiente, cubiertas que no están debidamente amarradas a los muros y la no presencia de arriostramiento en las vigas. Durante las visitas de campo se identificaron dos tipos de cubiertas: zinc y eternit.

En este parámetro solo se presentó la clase B como se muestra en la Figura 22, ya que siempre se presentaba la ausencia de una de las características que definen a una cubierta como segura, En las Fotografías 19, 20, 21 y 22 se presentan ejemplos de lo encontrado en el barrio Riberas de Occidente sobre el parámetro 9.

Figura 22. Calificación del parámetro 9



Fotografía 19. Cubierta liviana plana y en arco



Fotografía 20. Cubierta en eternit



Fotografía 21. Vigas de madera como estructura de cubierta en una de las viviendas



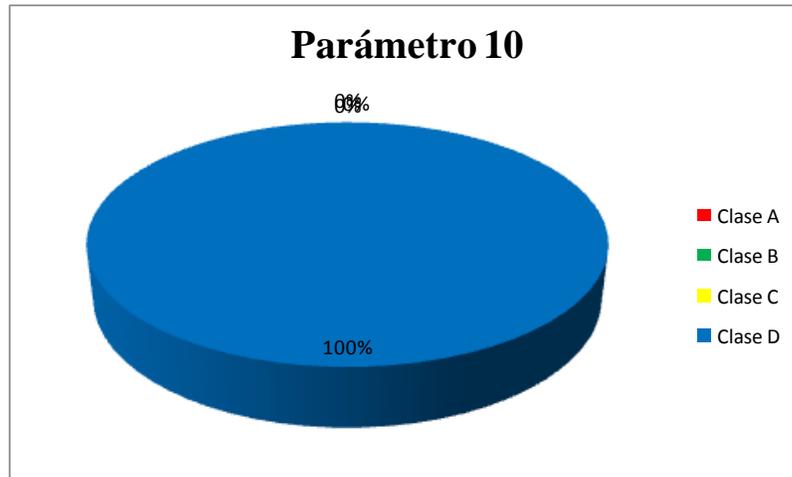
Fotografía 22. Estructura de cubierta sobre perfiles metálicos apoyados en columnetas



5.10. Base de datos parámetro 10 (Elementos no estructurales)

Con este parámetro queda en evidencia un problema constructivo en las viviendas como lo es el inadecuado o inexistente anclaje de elementos no estructurales a la estructura, siendo los parapetos en la cubierta o azotea simplemente colocados sobre el voladizo de esta el error más común en las viviendas del barrio Riberas de Occidente, por lo que todas las viviendas recibieron la calificación de clase D en este parámetro, como lo muestra la Figura 23 y se observa en las Fotografías 23, 24 y 25.

Figura 23. Calificación del parámetro 10



Fotografía 23. Presencia de ventanales en el último nivel



Fotografía 24. Parapetos en la cubierta sobre el voladizo



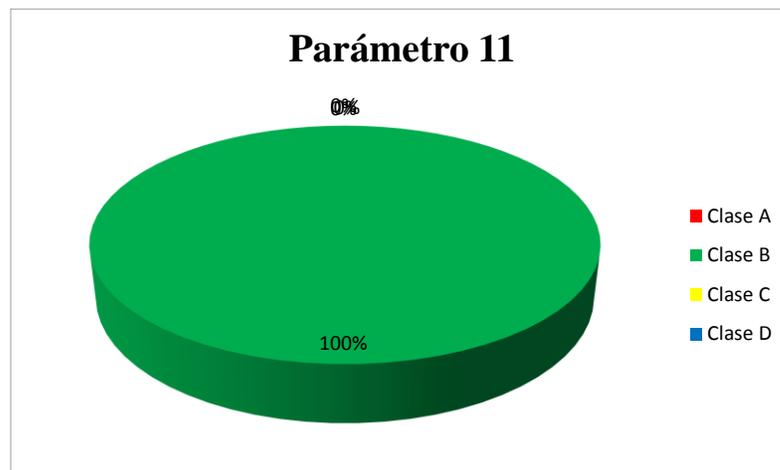
Fotografía 25. Parapetos sin elementos de anclaje



5.11. Base de datos parámetro 11 (Estado de conservación)

Con este parámetro se evidencian otros problemas de las viviendas como lo son los muros agrietados o que no conservan una integridad en su estado ya que han sido mal cortados durante el proceso constructivo. Debido a lo anterior todas las viviendas recibieron la calificación de Clase B como lo muestra la Figura 24 y las Fotografías 26 y 27 ejemplifican el estado de conservación de las viviendas.

Figura 24. Calificación del parámetro 11



Fotografía 26. Bloques en mal estado por aberturas de ventanas



Fotografía 27. Estado de conservación de la mampostería irregular



5.12. Resumen de la base de datos

A continuación se resumen los resultados de la información tomada en el formulario para recolectar información y de la aplicación del método del índice de vulnerabilidad.

5.12.1. Resumen de la base de datos de la información de los formularios.

Tabla 8. Base de datos del formulario de recolección de información

Cimentación	% de viviendas
Zapatas:	0.00%
Cimiento continuo:	100.00%
Losa de cimentación:	0.00%
Pilotes	0.00%
Otro:	0.00%
Losa de entrapiso	% de viviendas
Tabelón:	100.00%
Maciza:	0.00%
Aligerada:	0.00%
Otra:	0.00%
Sistema estructural	% de viviendas
Mampostería confinada:	100.00%
Mampostería no estructural:	0.00%
Aporticado:	0.00%
Tipo de mampostería	
Bloque de arcilla:	100.00%
Bloque de hormigón:	0.00%
Ladrillo tolete:	0.00%
Bahareque:	0.00%
Madera:	0.00%
Cubierta	
Machimbre teja-arcilla:	0.00%
Acerolit:	25.00%
Asbesto-cemento:	71.00%
Zinc:	4.00%
Placa impermeabilizada:	0.00%

Debido a que todas las viviendas del barrio Riberas de Occidente cuentan con una misma configuración en su estructura y arquitectura, en varios de los parámetros solo se obtuvo una tipología obteniéndose el 100% en estos, como por ejemplo en el tipo de sistema estructural todas las viviendas están construidas en mampostería confinada de bloque de arcilla de perforación horizontal.

5.12.2. Resumen de la base de datos de los resultados del método del índice de vulnerabilidad.

Tabla 9. Base de datos de la aplicación del método del índice de vulnerabilidad.

Parámetros	%Clase A	%Clase B	%Clase C	%Clase D
1. Organización del sistema resistente.	0.00%	0.00%	100.00%	0.00%
2. Calidad del sistema resistente.	0.00%	100.00%	0.00%	0.00%
3. Resistencia convencional.	0.00%	44.74%	51.75%	3.51%
4. Posición del edificio y cimentación.	0.00%	100.00%	0.00%	0.00%
5. Diafragmas horizontales.	0.00%	100.00%	0.00%	0.00%
6. Configuración en planta.	17.54%	0.88%	78.95%	2.63%
7. Configuración en elevación.	2.63%	5.26%	25.44%	66.67%
8. Distancia máxima entre los muros.	0.00%	0.00%	0.00%	100.00%
9. Tipo de cubierta.	0.00%	100.00%	0.00%	0.00%
10. Elementos no estructurales.	0.00%	0.00%	0.00%	100.00%
11. Estado de conservación.	0.00%	100.00%	0.00%	0.00%

Se observa que en los parámetros analizados las clases que más se repiten son la B, C y D, dando cuenta de la vulnerabilidad media a alta de las 114 viviendas analizadas.

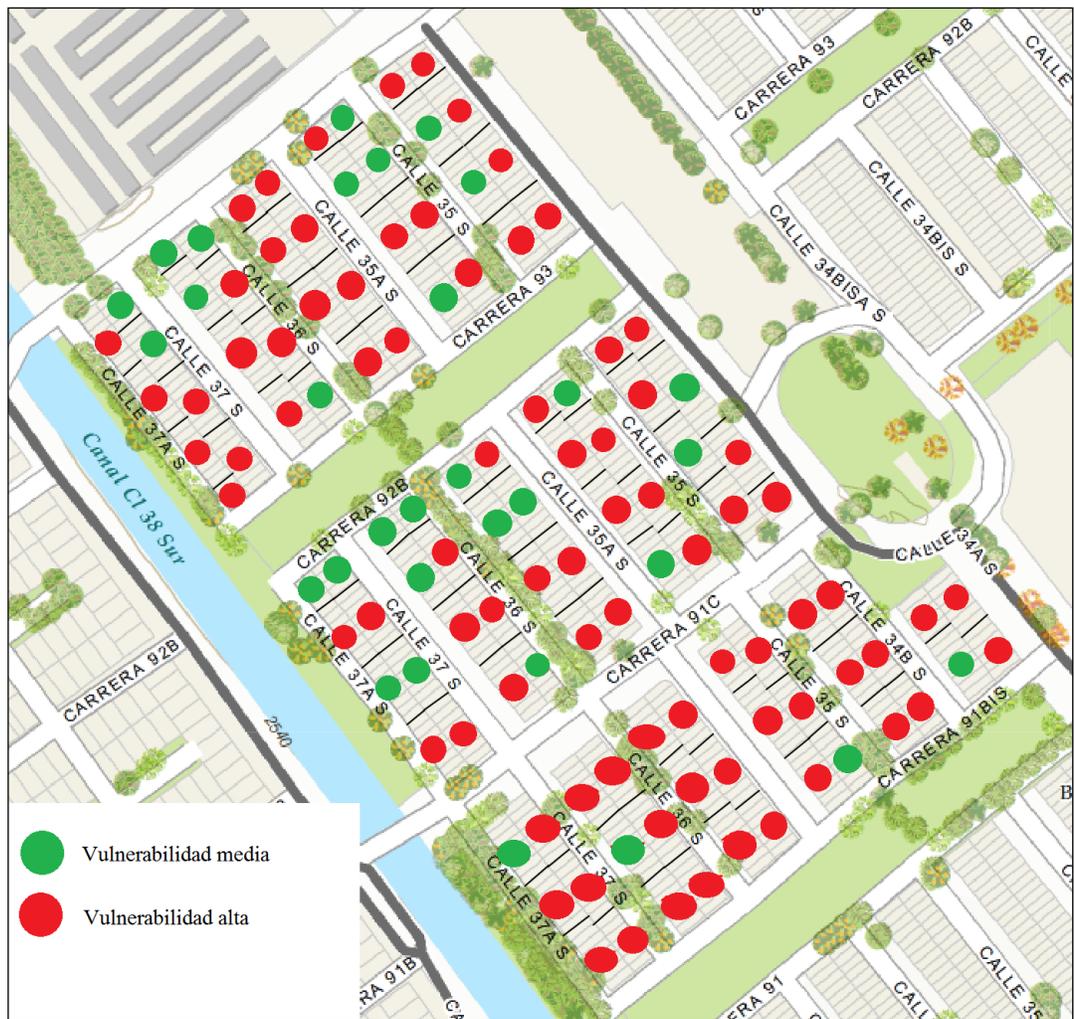
5.12.3. Mapa de vulnerabilidad sísmica del barrio Riberas de Occidente

Una vez calculado el índice de vulnerabilidad para todos los bloques, se pudo elaborar la tabla de resultados y el mapa de vulnerabilidad sísmica que se muestra en la Figura 25.

Tabla 10. Resultados de vulnerabilidad sísmica

Vulnerabilidad	# Bloques	% Bloques
Alta	83	72.8%
Media	31	27.2%
Total	114	100.0%

Figura 25. Mapa de vulnerabilidad sísmica



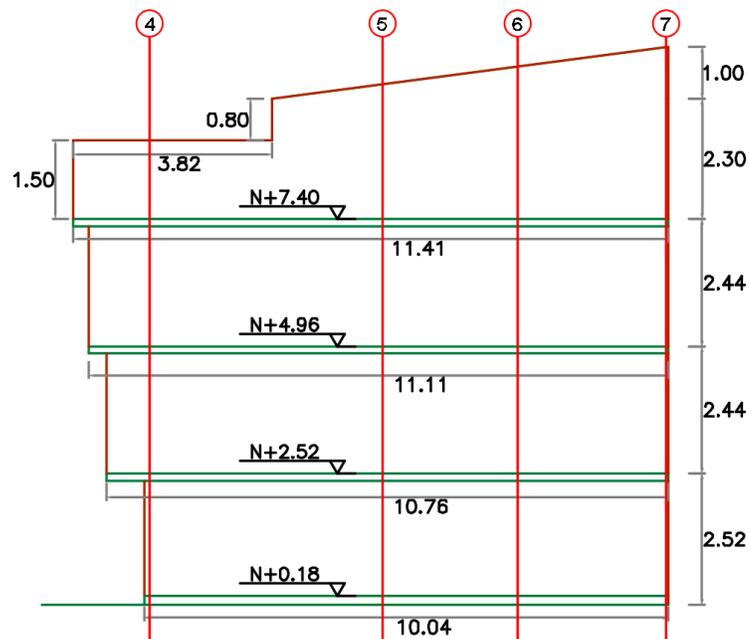
6. EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE DE LAS VIVIENDAS

Una vez evaluadas todas las viviendas por el método del índice de vulnerabilidad (método cualitativo) y arrojando la mayoría como resultado una vulnerabilidad alta como lo muestra la Figura 25, se procedió a la evaluación sismorresistente de las viviendas mediante la elaboración de modelos estructurales con la ayuda del software SAP2000 para posteriormente poder plantear un reforzamiento adecuado.

6.1. Planos de arquitectura

Se elaboraron las plantas arquitectónicas de las viviendas como se muestran en las figuras de la 11 a la 15, adicionalmente se elaboró un corte para poder apreciar las alturas de entrepiso como se muestra en Figura 26

Figura 26. Corte arquitectónico



6.2. Planos de estructura

Figura 27. Distribución de columnas en planta

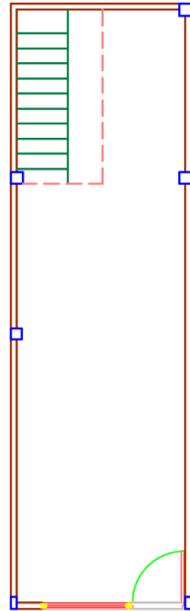
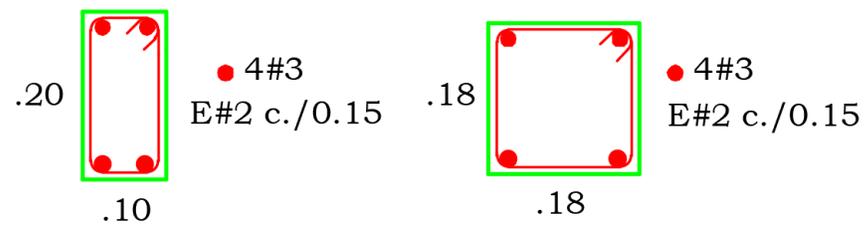
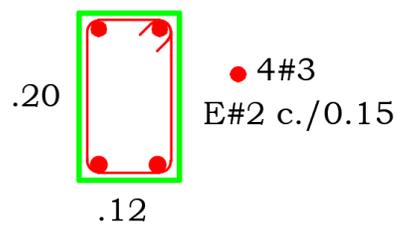


Figura 28. Secciones de columnas



El sistema estructural de las viviendas no cuenta con vigas en planta de entrepiso.

Figura 29. Viga de cimentación existente



El refuerzo con el que cuentan las vigas de cimentación y que se muestra en la Figura 29 fue consultado a maestros de obra del sector ya que únicamente fue posible corroborar sus dimensiones en aquellas viviendas en las que ésta viga se encontraba a la vista como la que se muestra en la Fotografía 24. **Parapetos en la cubierta sobre el voladizo** fotografía 24.

6.3. Materiales

Para estimar la resistencia del concreto de las edificaciones se realizaron tres ensayos de cilindros de concreto elaborados en campo durante las fundidas de losas de entrepiso en tres casas distintas a las que se les estaba adicionando un piso más.

Fotografía 28. Elaboración de cilindros de concreto



En las tres pruebas que se realizaron se obtuvieron resistencias bajas del concreto (Ver Tabla 41), por lo que para el modelamiento matemático se trabajó con una resistencia baja del concreto, en tanto que la calidad del acero pudo ser constatada en campo en aquellas varillas que se encontraban a la vista, a las cuales se les pudo leer su valor de resistencia impresas en éstas.

- Concreto en losas y columnas existentes: $f'_c = 17.50 \text{ MPa}$.
- Acero de refuerzo: $f'_y = 420 \text{ MPa}$.
- Módulo de elasticidad de mampostería existente: $E_m = 1350 \text{ MPa}$

Para el cálculo del módulo de elasticidad de la mampostería se tuvo en cuenta los parámetros establecidos en el capítulo D.5.2 de la NSR-10, en tanto que para el cálculo de la resistencia a la compresión, esta se determinó según el numeral D.3.7.5 de la NSR-10 en la que se conoce de forma independiente la calidad de los materiales a usar (unidad y mortero de pega), cuyos valores de manera conservadora corresponden a los mínimos permitidos por la norma, los cuales se muestran a continuación:

Resistencia a la compresión de la unidad de mampostería: $f'_{cu} = 3.0 \text{ Mpa}$ (Tabla D.10.3-1 NSR-10)

Resistencia a la compresión del mortero de pega: $f'_{cp} = 17.5 \text{ Mpa}$ (Tabla D.3-1 NSR-10)

Altura de la unidad de mampostería en mm. $h = 200 \text{ mm}$ (Bloque #5)

Factor de corrección por absorción: $k_p = 0.8$ (D.3.0 NSR-10)

$$E_m = 750 * f'_m \quad (\text{D.5.2-3})$$

$$f'_m = 0.75 * R_m \quad (\text{D.3.7.5 NSR-10})$$

$$R_m = \left(\frac{2 * h}{75 + 3h} \right) * f'_{cu} + \left(\frac{50 * k_p}{75 + 3h} \right) * f'_{cp} \leq 0.8 f'_{cu}$$

$$R_m = 240 \text{ MPa}$$

$$f'_m = 1.80 \text{ MPa}$$

$$E_m = 1350000 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$G_m = 0.4 * E_m \rightarrow G_m = 540000kN/m^2$$

6.4. Acciones gravitacionales

Las acciones gravitacionales son asignadas de manera directa a los elementos de área utilizados para idealizar la losa de entrepiso.

Tabla 11. Acciones gravitacionales sobre los modelos de análisis

Definición de acciones	
Permanente	ton/m2
Peso loseta e=6.0cm	= 0.144
Bloques y perfiles	= 0.07
Piso	= 0.033
Teja liviana	= 0.10
Mampostería	= 0.18
Ventanas	= 0.045
Variable	
Viva	= 0.18

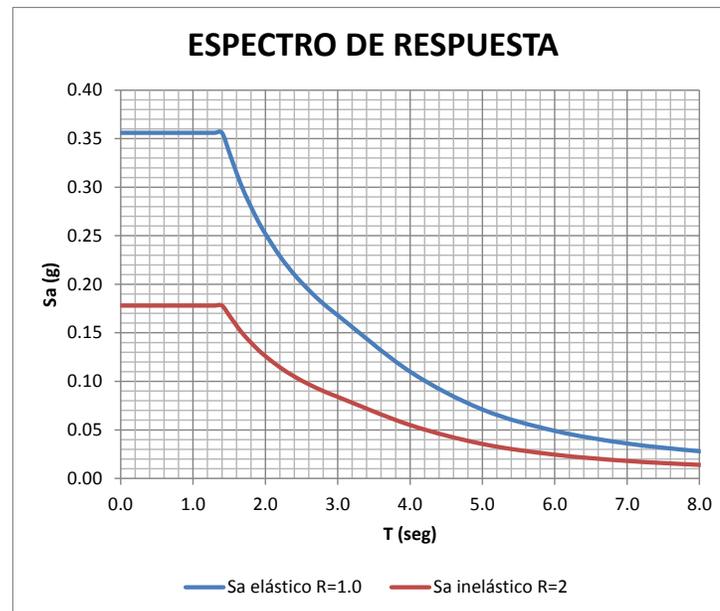
6.5. Acción sísmica

ESPECTRO DE SISMO SEGÚN MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE BOGOTÁ

Barrio	Calandaima	
Coefficiente de imp. I	1	Tabla A.2.5-1
Aceleración efect. Aa	0.15	Tabla A.2.3-2
Velocidad efect. Av	0.20	NSR-10
Zona	Aluvial 300	Tabla 3.1
Coefficiente Fa	0.95	Tabla 3.1
Coefficiente Fv	2.10	Tabla 3.1

T_c (seg)	1.41
T_l (seg)	3.50
R	2.00

Figura 30. Espectro de diseño



6.6. Modelos matemáticos de la estructura existente

Se procedió a realizar dos (2) Modelos Matemáticos en 3D a través del programa SAP2000, donde se han dispuesto de objetos tipo línea (frame) con sus extremos continuos para idealizar las vigas y columnas, mientras que las losas, muros y mampostería se han modelado utilizando objetos tipo cascarón (Shell), los cuales son discretizados a fin de obtener resultados muy aproximados al comportamiento real esperado de los componentes estructurales. El análisis se realiza a partir de la matriz de rigidez de cada uno de los objetos lineales y de áreas aplicando el método de los elementos finitos. La acción de las cargas se realiza de manera distribuida directamente en las losas (ton/m²). La acción sísmica se obtiene a través del espectro de diseño. En el modelo 2 la mampostería fue modelada con

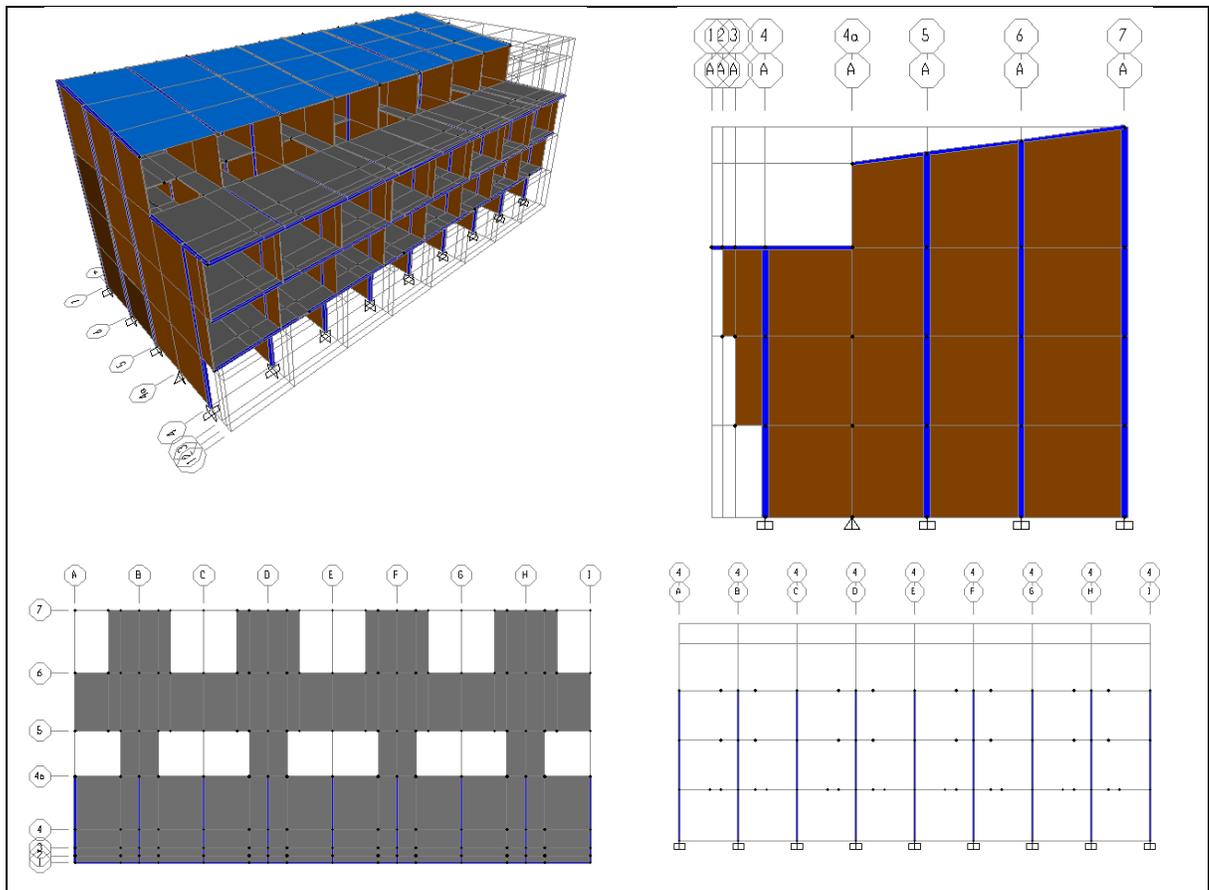
elementos tipo línea trabajando como bielas a compresión articuladas en sus extremos, la definición de estas bielas se explica en el numeral 6.10.3.

El bloque utilizado para el análisis es el de ocho (8) casas el cual es el bloque que más se repite y cada casa de cuatro (4) niveles, con la intención de analizar la condición que mayor fuerza sísmica presenta al contar con una mayor masa, en este bloque a todas las casas se les ha adicionado dos niveles.

Modelo 1: Bloque de 8 casas, condición actual, análisis lineal con mampostería definida con elementos de área.

Código: B-8C-CA-L, con mampostería tipo área.

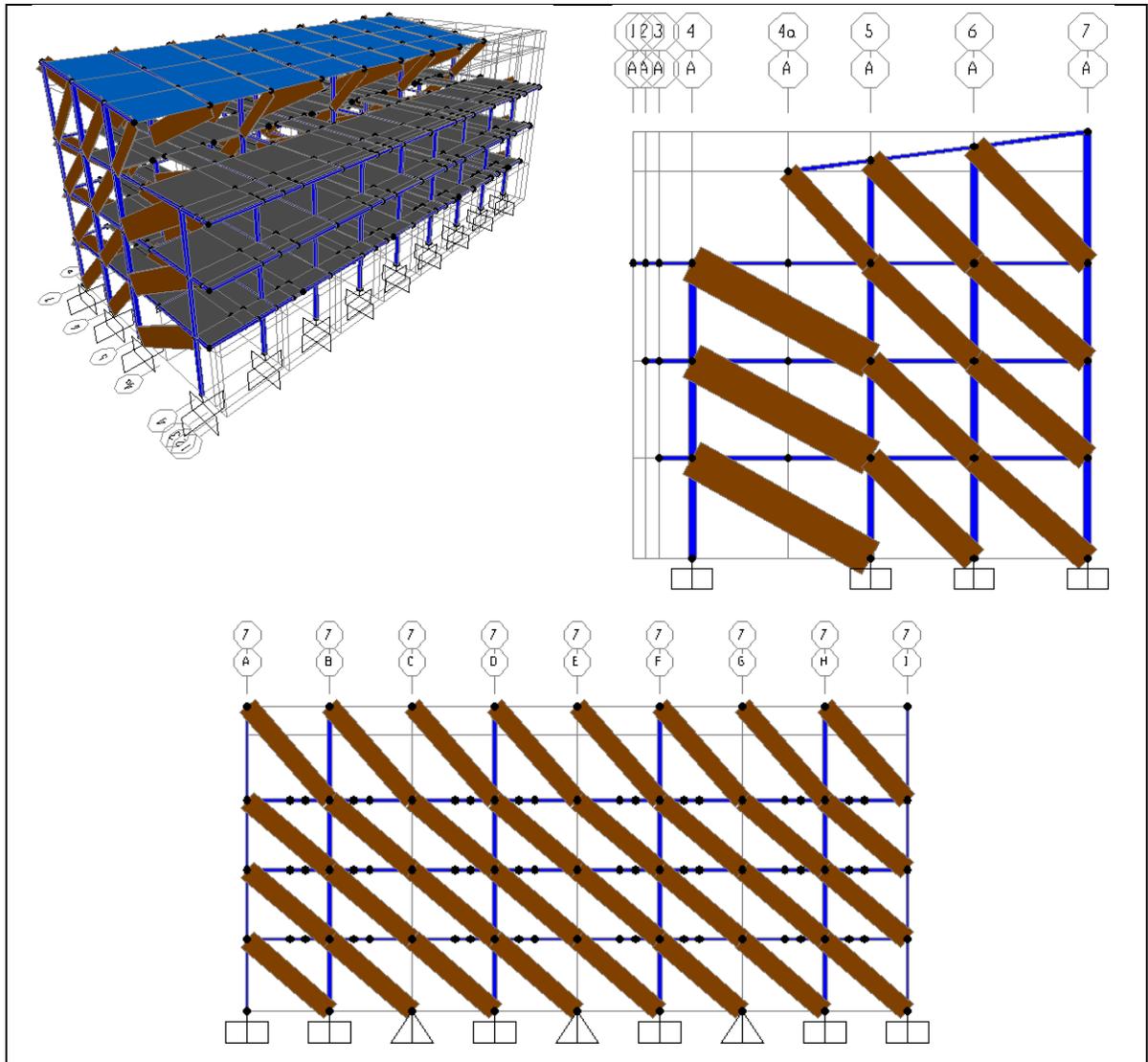
Figura 31. Vista 3D, planta y pórticos del modelo 1



Modelo 2: Bloque de 8 casas, condición actual, análisis lineal con mampostería definida con elementos tipo líneas como bielas a compresión.

Código: B-8C-CA-L, con mampostería tipo línea.

Figura 32. Vista 3D y pórticos del modelo 2



6.7. Periodos y modos de vibración de la estructura en condición actual

A continuación se presentan los modos de vibración y masas participativas para los dos modelos, los cuales según el reglamento NSR-10 en el artículo A.5.2.3 define que deben utilizarse un mínimo número de modos de vibración que aseguren al menos un 90% de la masa participante de la estructura. En la tabla a continuación se muestra que en el modo de vibración 15 ya se alcanza este porcentaje para los dos modelos analizados en donde las columnas SumUX y SumUY muestran la sumatoria del porcentaje de masas participativas en las direcciones X e Y, en tanto que columna Period muestra los periodos característicos para cada uno de los 15 modos en el caso de análisis MODAL.

Tabla 12. Propiedades dinámicas de los modelos estructura existente

TABLE: Modal Participating Mass Ratios										
OutputCase	Modelo 1					Modelo 2				
	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.895474	0.02059	0	Mode	1	2.626132	0.01716	1.097E-08
MODAL	Mode	2	1.893068	0.02059	2.035E-11	Mode	2	2.617381	0.01722	1.097E-08
MODAL	Mode	3	1.892746	0.0207	2.035E-11	Mode	3	2.617284	0.01722	1.097E-08
MODAL	Mode	4	1.81167	0.02611	2.035E-11	Mode	4	2.576588	0.01722	1.097E-08
MODAL	Mode	5	1.805632	0.02611	2.035E-11	Mode	5	1.299772	0.034	0.00007386
MODAL	Mode	6	0.787627	0.05382	2.035E-11	Mode	6	1.293006	0.034	0.00007386
MODAL	Mode	7	0.767205	0.05382	0.00171	Mode	7	0.913808	0.74609	0.00015
MODAL	Mode	8	0.76149	0.05382	0.01129	Mode	8	0.739669	0.80805	0.00021
MODAL	Mode	9	0.657925	0.12112	0.01129	Mode	9	0.560272	0.83541	0.00262
MODAL	Mode	10	0.540731	0.24528	0.01129	Mode	10	0.519707	0.83545	0.87183
MODAL	Mode	11	0.48041	0.24528	0.01129	Mode	11	0.457394	0.84547	0.87513
MODAL	Mode	12	0.400882	0.86423	0.01129	Mode	12	0.434787	0.929	0.87863
MODAL	Mode	13	0.236234	0.86423	0.86977	Mode	13	0.285296	0.93374	0.89319
MODAL	Mode	14	0.192315	0.98169	0.86977	Mode	14	0.262564	0.99574	0.89659
MODAL	Mode	15	0.089594	0.98169	0.98504	Mode	15	0.173111	0.99595	0.99532

Fuente. SAP2000.

De la Tabla 12 se observa para el modelo 1 una participación de la masa considerable y un periodo característico en el modo de vibración 9, en tanto que para el modelo 2 esto ocurre

en el modo de vibración 7. En ambos casos se obtienen periodos altos en comparación con lo que es característico en este tipo de estructuras en donde el periodo debe rondar entre 0.30 y 0.4 segundos.

6.8. Derivas de la estructura en condición actual

En la Tabla 13 se presentan las derivas máximas, medidas en la placa 3 de la estructura, para los dos modelos, considerando un factor de reducción $R=1$.

Tabla 13. Derivas de los modelos 1 y 2 de la estructura existente

Modelo	"R"	UX (cm)	UY (cm)	H (cm)	% Δ x	% Δ y
1	1	2.13	0.63	740	0.29%	0.09%
2	1	10.87	3.17	740	1.47%	0.43%

Fuente. SAP2000.

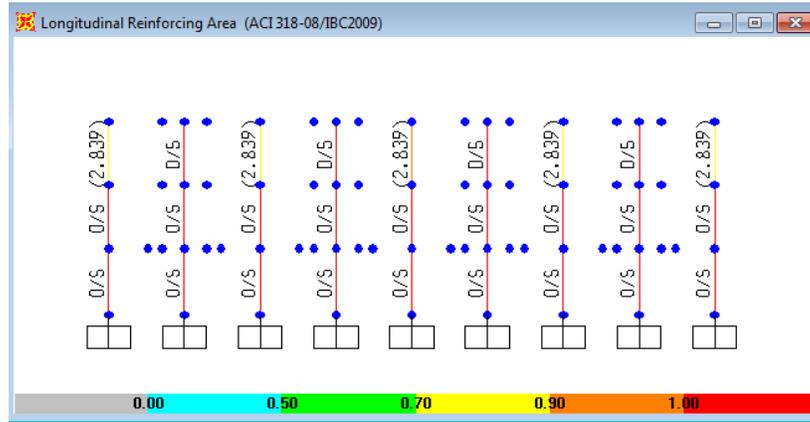
Se puede observar en los resultados de la tabla anterior de que la flexibilidad de la estructura en el modelo con bielas es mayor que cuando la mampostería se modela con elementos tipo Shell en el SAP2000.

Las derivas obtenidas en el modelo 2, sobrepasan el valor normativo para edificaciones de mampostería del 0.50%.

6.9. Relación demanda/capacidad en columnas en su condición actual

Se verificará la relación demanda/capacidad en las columnas, chequeo arrojado por el SAP2000, utilizando el refuerzo mostrado en la Figura 28.

Figura 33. Área de acero requerido en columnas 10x20 para el modelo 1



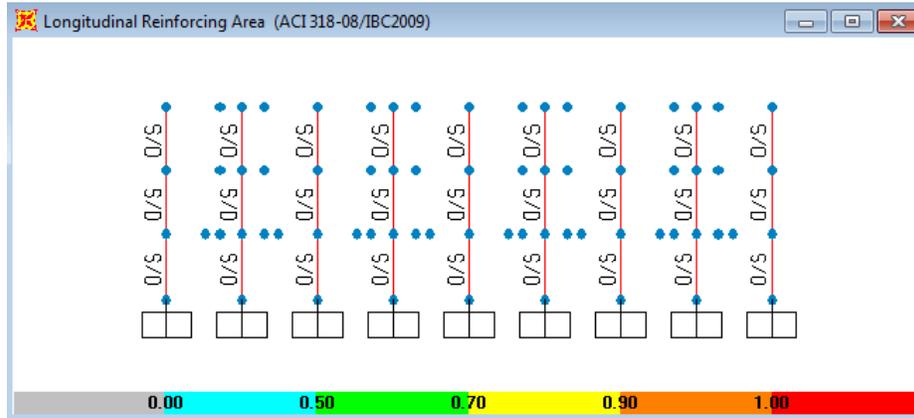
Fuente. SAP2000.

Figura 34. Chequeo relación demanda/capacidad en columnas 10x20 para el modelo 1

ACI 318-08/IBC2009 COLUMN SECTION DESIGN		Type: Sway Special	Units: KN, Units KN, cm, C		
Element : 16	B=10.000	D=20.000	dc=4.211		
Section ID : C10X20	E=1966.151	fc=1.750	Lt.Wt. Fac.=1.000		
Combo ID : U5	L=252.000	Fy=42.000	Fys=24.000		
Station Loc : 252.000	RLLF=1.000				
Phi(Compression-Spiral): 0.700	Overstrength Factor: 1.25				
Phi(Compression-Tied): 0.650					
Phi(Tension Controlled): 0.900					
Phi(Shear): 0.750					
Phi(Seismic Shear): 0.600					
Phi(Joint Shear): 0.850					
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3					
Capacity Ratio	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
0/S #5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS					
	Cm	Delta ns	Delta s	K	L
Major Bending(M3)	Factor 0.000	Factor 0.000	Factor 0.000	Factor 0.000	Length 0.000
Minor Bending(M2)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
SHEAR DESIGN FOR U2,U3					
	Rebar Av/s	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up
Major Shear(U2)	0.000	0.574	9.588	0.000	0.000
Minor Shear(U3)	0.000	1.061	7.031	0.000	0.000
JOINT SHEAR DESIGN					
	Joint Shear	Shear UuTop	Shear UuTot	Shear phi*Uc	Joint Area
Major Shear(U2)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Minor Shear(U3)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
(6/5) BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS					
	Major Ratio	Minor Ratio			
	N/A	N/A			
0/S #5 Column factored axial load exceeds Euler Force					

Fuente. SAP2000.

Figura 35. Área de acero requerido en columnas 10x20 para el modelo 2



Fuente. SAP2000.

Figura 36. Chequeo relación demanda/capacidad en columnas 10x20 para el modelo 2

ACI 318-08/IBC2009 COLUMN SECTION DESIGN		Type: Sway Special		Units: KN, Units: KN, cm, C (y)		
Element	: 10	B=10.000	D=20.000	dc=4.211		
Section ID	: C10X20	E=1966.151	fc=1.750	Lt.Wt. Fac.=1.000		
Combo ID	: U6	L=252.000	Fy=42.000	fys=24.000		
Station Loc	: 252.000	RLLF=1.000				
Phi(Compression-Spiral): 0.700		Overstrength Factor: 1.25				
Phi(Compression-Tied): 0.650						
Phi(Tension Controlled): 0.900						
Phi(Shear): 0.750						
Phi(Seismic Shear): 0.600						
Phi(Joint Shear): 0.850						
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT CHECK FOR PU, M2, M3						
	Capacity Ratio	Design Pu	Design M2	Design M3	Minimum M2	Minimum M3
	O/S #5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT FACTORS						
	Cm Factor	Delta_ns Factor	Delta_s Factor	K Factor	L Length	
Major Bending(M3)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Minor Bending(M2)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
SHEAR DESIGN FOR U2,U3						
	Rebar Av/s	Shear Uu	Shear phi*Uc	Shear phi*Us	Shear Up	
Major Shear(U2)	0.000	7.208	11.242	0.000	1.556	
Minor Shear(U3)	0.000	1.670	8.244	0.000	0.000	
JOINT SHEAR DESIGN						
	Joint Shear Ratio	Shear UuTop	Shear UuTot	Shear phi*Uc	Joint Area	
Major Shear(U2)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
Minor Shear(U3)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	
(6/5) BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS						
	Major Ratio	Minor Ratio				
	N/A	N/A				
O/S #5 Column factored axial load exceeds Euler Force						

Fuente. SAP2000.

En los dos modelos las columnas presentan fallas por esbeltez al no contar con vigas de entrepiso y fallan por capacidad ya que el acero de refuerzo con el que cuentan es insuficiente ante la demanda de fuerzas sísmicas estimadas por la norma NSR-10.

6.10. Definición de elementos estructurales para el análisis estático no-lineal

El análisis lineal de los dos modelos de la estructura actual fue complementado a través del análisis no lineal de la estructura existente con el propósito de conocer el comportamiento más aproximado a la realidad de la estructura y de explicar el procedimiento de análisis a seguir en las propuestas de reforzamiento, además de establecer los parámetros en el análisis no lineal de la mampostería.

Se definieron las propiedades no lineales de los elementos a partir de la capacidad a flexión, flexo compresión y corte de vigas y columnas, así como también, la capacidad de resistir fuerza axial en las bielas equivalentes que modelan el comportamiento de la mampostería.

Para la modelación de las vigas se aclara que, para el caso de la estructura existente, no fue necesario asignarlas ya que las viviendas analizadas en el presente proyecto no cuentan con vigas de entrepiso, más sin embargo se explica las consideraciones a tener en cuenta en caso de que existan y como guía para su aplicación en el reforzamiento con elementos de concreto reforzado mostrado en el capítulo 7, en las vigas estas propiedades se asignan en los extremos como se explica en el numeral siguiente.

Para las columnas, las propiedades correspondientes a la flexo-compresión fueron asignadas en los extremos y las propiedades de corte en la mitad de la altura libre del miembro. En la Figura 28 se muestra la sección y el acero asignados.

En las bielas equivalentes las propiedades no lineales fueron asignadas en la mitad del miembro. La ubicación de estas secciones de falla corresponde al lugar más probable de incursión en el rango no lineal de cada elemento, para una combinación de carga gravitacional y carga lateral, ya que son los puntos en donde los diagramas de momento, corte y carga axial presentan las mayores solicitaciones.

Los valores que determinan la forma del diagrama momento curvatura, para vigas y columnas fueron tomados como referencia del FEMA 356 (Agency, n.d.).

El análisis se realizó en ambas direcciones X e Y de la estructura. El patrón de carga fue considerado a partir de los cortantes de piso tomados del análisis modal de respuesta espectral.

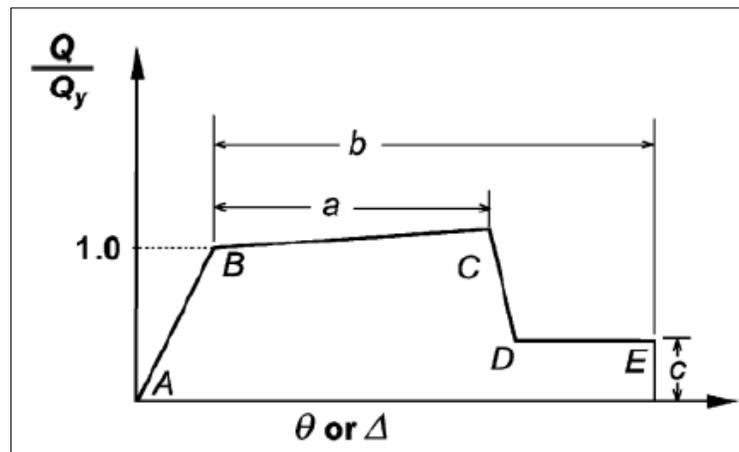
Una vez calculada la capacidad de la estructura, a través de análisis no lineales, se calcularán los valores de demanda, según lo establecido en el FEMA 440 (Agency, 2005).

6.10.1. Modelamiento de las vigas de concreto

Para las vigas se usarán dos rótulas en los extremos. Se trabajarán con los diagramas estándar del FEMA 356 y gráficas normalizadas que el Sap2000 utiliza en la opción de asignar rótulas. Las rótulas se asignaron a una distancia de 0.05 y 0.95 de la longitud total de la viga, para así asegurar que la formación esté cercana a la cara de la columna y no dentro de la unión, en ambos extremos del elemento.

En la Figura 37 se presentan los parámetros de las rótulas asignadas, también se tienen los criterios de aceptación de acuerdo al FEMA 356 en la Tabla 14.

Figura 37. Relaciones generalizadas para elementos de concreto armado, según el FEMA 356



Fuente. FEMA 356.

Tabla 14. Parámetros de modelamiento y criterios de aceptación en vigas, según el FEMA 356

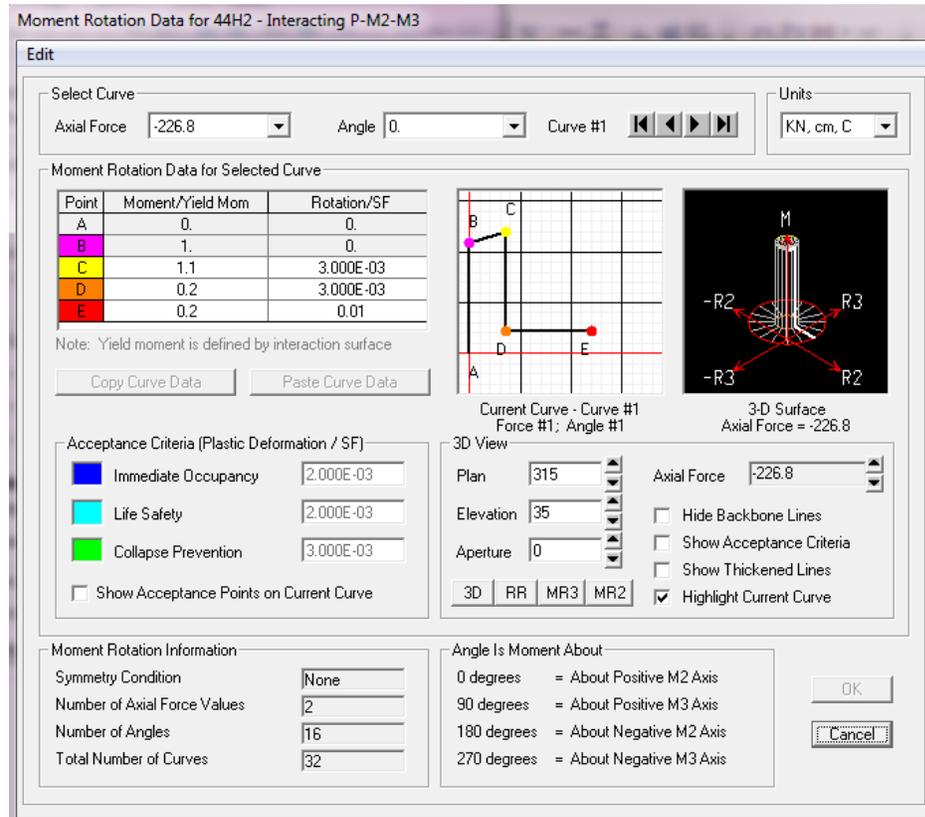
Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type		LS	CP	LS	CP
					Primary					
Secondary										
i. Beams controlled by flexure¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01

Fuente. FEMA 356.

6.10.2. Modelamiento de las columnas

En el caso de las vigas se modelaron rótulas esperando una fluencia del acero longitudinal antes que se presente una falla por corte (el diseño por capacidad nos asegura este comportamiento en edificios nuevos, de tenerse edificios existentes se debe de estudiar el tipo de falla que puede presentarse y seleccionar los parámetros de modelamiento adecuados), eligiendo el tipo M3 (teniendo en cuenta el momento flector en el eje local 3). En el caso de las columnas se elige una rótula del tipo P-M2-M3, esta rótula tiene un acoplamiento para la formación de rótulas debidas a flexión y carga axial, comportamiento propio de una columna. En la Figura 38 se observan las rótulas asignadas en el programa SAP2000 para las columnas 18x18.

Figura 38. Diagrama momento rotación en columnas 18x18

Fuente. SAP 2000.

En el caso de las columnas de concreto existentes al no contar con las cuantías mínimas a flexión y a cortante, se les asignó rotulas a corte en el centro de la luz de la columna.

Para ello se calculó el cortante resistente por las columnas como se muestra en las tablas 15 y 16 para las columnas de 10x20 y 18x18 respectivamente. Teniendo el cortante resistente por la columna se puede definir la rótula a corte en el SAP2000 como en la Figura 39.

En la Tabla 15 se muestran los criterios de aceptación para columnas de concreto de acuerdo al FEMA 356.

Tabla 15. Parámetros de modelamiento y criterios de aceptación en columnas de concreto

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures— Reinforced Concrete Columns

Conditions	Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
	a	b	c	IO	Component Type					
					Primary		Secondary			
LS					CP	LS	CP			
i. Columns controlled by flexure¹										
$\frac{P}{A_g f'_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.015	0.2	0.005	0.005	0.006	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008

Fuente. FEMA 356.

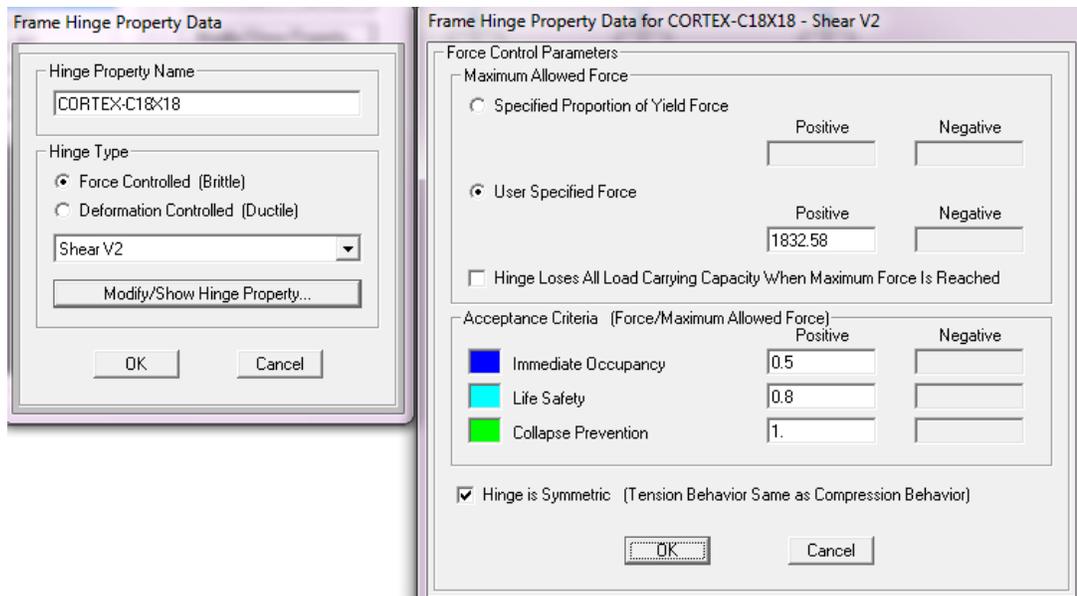
Tabla 16. Cortante resistente en columnas 10x20

COLUMNA 10X20		
B	10	cm
H	20	cm
AREA	400	cm ²
f _c	175	kg/cm ²
V _c	920.23	Kgf
A _v	0.64	cm ²
F _y	2400	kg/cm ²
S	15.00	cm
V _s	768.00	kgf
V _u	1012.94	kgf

Tabla 17. Cortante resistente en columnas 18x18

COLUMNA 18X18		
B	18	cm
H	18	cm
AREA	324	cm ²
f _c	175	kg/cm ²
V _c	1467.10	Kgf
A _v	0.64	cm ²
F _y	2400	kg/cm ²
S	15.00	cm
V _s	1587.20	kgf
V _u	1832.58	kgf

Figura 39. Rótula a corte asignada a columnas 18x18



Fuente. SAP 2000.

6.10.3. Modelamiento de la mampostería

La mampostería se modeló mediante bielas equivalentes, colocadas en la dirección de las diagonales de la pared, con espesor equivalente para el bloque #5 que es de 3.0cm y con las características del material de la mampostería calculadas en el numeral 6.3.

El ancho de la biela se definió como la longitud de la diagonal sobre cinco según (Márquez Peñaranda, 2008). Para el modelo se definieron seis tipos de bielas distintas atendiendo a la longitud de la diagonal del muro.

A continuación se ejemplifican los cálculos para la definición de la biela 1 y se resumen los resultados para la biela 1 y 2 en las tablas 18 y 19, así como la asignación de la biela 1 en la Figura 40.

$$f'm = 1.80MPa$$

$$L_{total} = 5.12m$$

$$L_{efect} = 0.90 * 5.12 = 4.61m$$

$$ancho = \frac{4.61}{5} = 0.92m$$

$$espesor = 0.030m$$

$$Pu = 0.80 * 0.03 * 0.92 * 1800 = 39.81KN$$

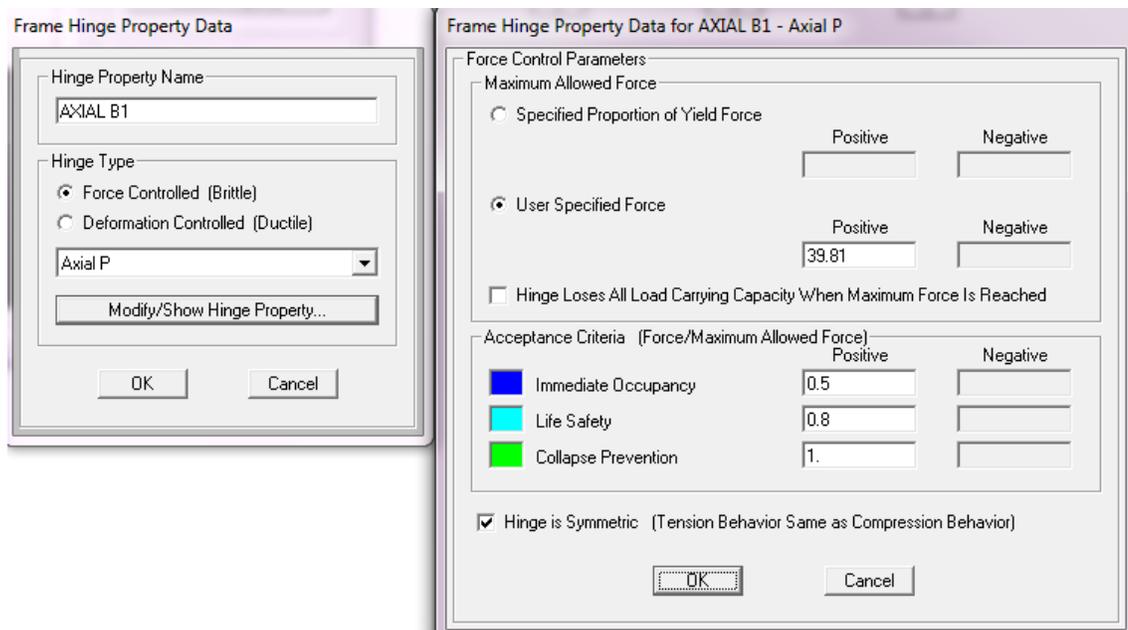
Tabla 18. Definición de biela 1

biela1		
Ltotal	5.12	m
L efect	4.61	m
ancho	0.92	m
espesor	0.03	m
Pu	39.81	KN

Tabla 19. Definición de biela 2

biela2		
Ltotal	3.61	m
L efect	3.25	m
ancho	0.65	m
espesor	0.03	m
Pu	28.07	KN

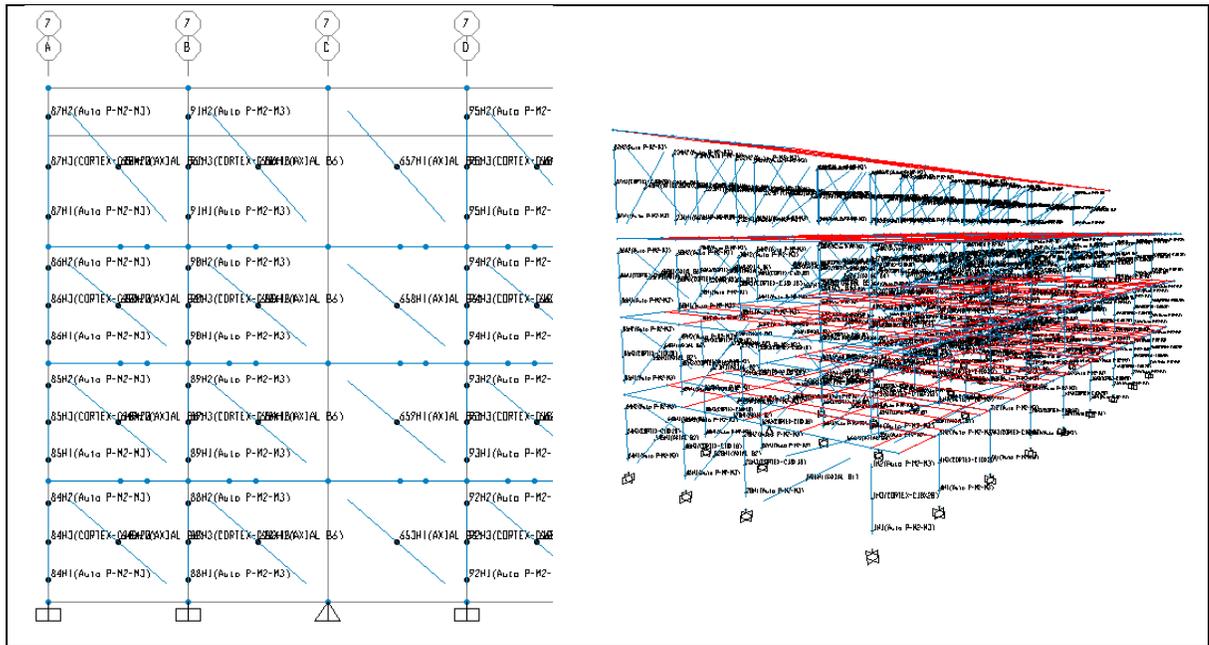
Figura 40. Rótula a compresión para la biela 1



Fuente. SAP 2000.

En la Figura 41 se muestran las distintas rótulas asignadas en las columnas y rótulas asignadas en las bielas para la simulación de la mampostería en el modelo B-8C-CA-NL-PUSH-X (bloque de ocho casas, condición actual, no lineal, pushover en X).

Figura 41. Rótulas asignadas a columnas y bielas en el modelo B-8C-CA-NL-PUSH-X



Fuente. SAP 2000.

6.11. Nivel de amenaza sísmica

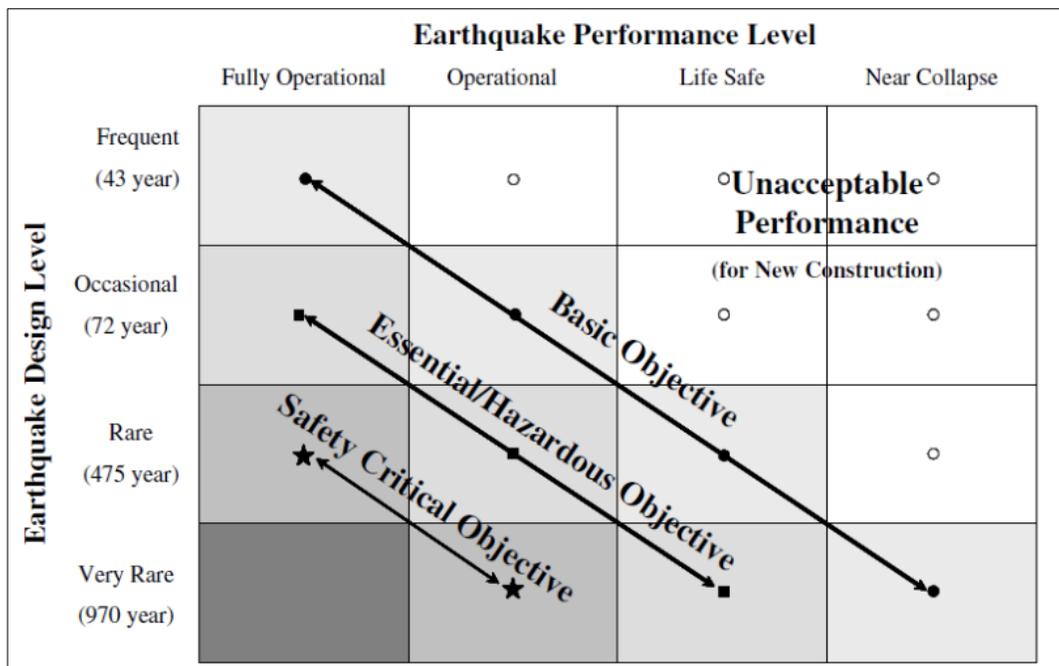
Para la definición de la amenaza sísmica se utilizó la propuesta del VISION 2000 (SEAOC, 1995), en donde se utilizan tres sismos distintos, un sismo de servicio en donde no se esperan daños en la estructura, un sismo de diseño en donde se esperan daños moderados bajo un nivel de desempeño de inmediata ocupación y un nivel de sismo máximo en donde se esperan grandes daños pero sin colapso de la estructura, todos estos niveles se resumen en la Tabla 20. El objetivo de desempeño para edificaciones según su importancia, en términos de niveles de desempeño establecidos en VISION 2000 y los niveles de sismos de diseño se muestran en la Figura 42, para el reforzamiento elegido se buscará estar en la línea de objetivo básico.

Tabla 20. Niveles de amenaza sísmica para el análisis

Nivel de amenaza sísmica	Probabilidad excedencia/ vida útil	Periodo de retorno T (años)	Aceleración horizontal máxima A (g)	Coefficiente $\alpha=A/A_0$	Desempeño sísmico
Sismo Servicio SS	50% / 50 años	72	0.214	0.60	Operacional
Sismo Diseño SD	10% / 50 años	475	0.356	1.00	Inmed. Ocup.
Sismo Máximo SM	5% / 50 años	975	0.463	1.30	Segur. Vital

Fuente. VISION 2000, SEAOC (1995).

Figura 42. Objetivos de Desempeño para Edificios



Fuente. VISION 2000. SEAOC (1995).

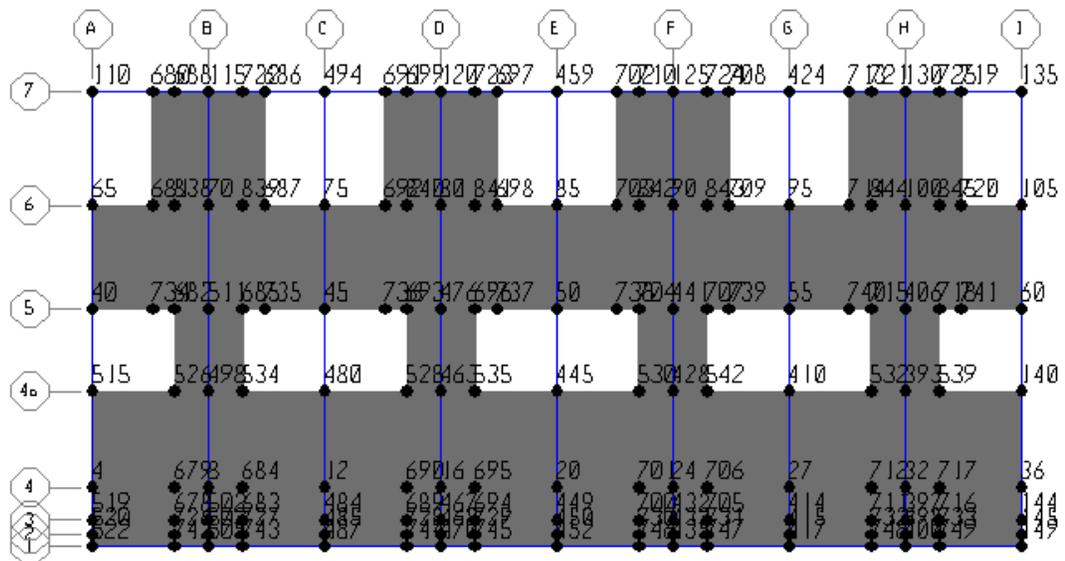
6.12. Consideraciones para el análisis en el SAP2000

A continuación se muestran las consideraciones para el análisis no lineal en el software SAP2000, estas fueron aplicadas a cada uno de los modelos hechos para el presente proyecto, las imágenes mostradas corresponden al modelo del bloque de ocho casas – condición actual – dirección de análisis X.

6.12.1. Nodo de control

El nodo de control se ubicará en el centro de masas del diafragma del techo, o en su defecto se controlará un nodo que pertenezca a dicho diafragma. En la Figura 43 se pueden observar las etiquetas asignadas a los nodos en el tercer nivel para el modelo B-8C-CA-NL-PUSH-X (bloque de ocho casas, condición actual, no lineal, pushover en X), se escogerá como nodo de control el nodo 60. Se monitoreó un desplazamiento de 60.0 cm, el cual es suficientemente amplio para observar el comportamiento de la curva de capacidad hasta la falla.

Figura 43. Etiquetas de los nodos en el tercer nivel

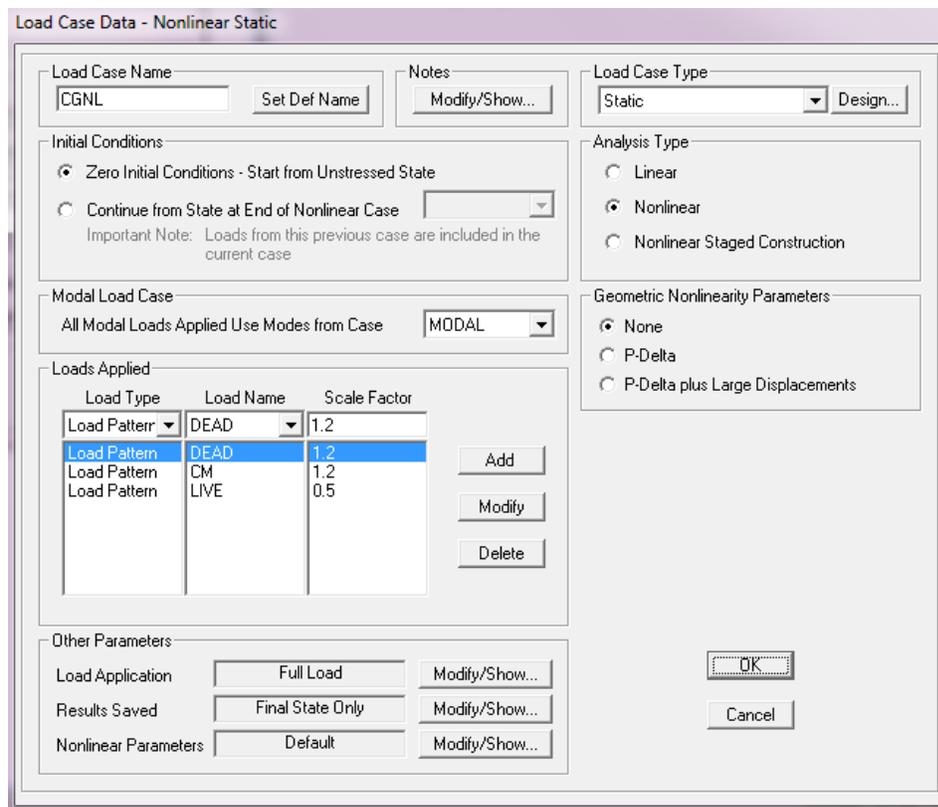


Fuente. SAP 2000.

6.12.3. Caso de carga no lineal gravitacional

El siguiente paso a realizar es un caso de carga no lineal para las cargas gravitacionales, en el que se considerarán las cargas por peso propio, cargas muertas sobrepuestas y un porcentaje de la carga viva. En la Figura 45 se presentan los parámetros para el caso de cargas gravitacionales no lineal.

Figura 45. Caso de carga no lineal para cargas gravitacionales



Fuente. SAP 2000.

6.12.4. Caso de carga no lineal para el vector de carga para la distribución por código

En la Figura 46 se puede observar los casos de carga no lineal para la Distribución por Código. Se están considerando los patrones de carga de cargas de usuario en el SAP2000.

Figura 46. Caso de carga no lineal para la distribución por código en la dirección X, usando las cargas de usuario

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: PUSH-X [Set Def Name] Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case [CGNL]
 - Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Analysis Type:

- Linear
- Nonlinear
- Nonlinear Staged Construction

Modal Load Case:

All Modal Loads Applied Use Modes from Case: [MODAL]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PUSH-CL-X	1.
Load Pattern	PUSH-CL-X	1.

[Add] [Modify] [Delete]

Other Parameters:

Load Application: [Displ Control] [Modify/Show...]

Results Saved: [Multiple States] [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: [User Defined] [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Fuente. SAP 2000.

6.12.5. Control de la carga aplicada

A continuación se detallarán los parámetros a tomar en cuenta para un análisis no lineal en el Sap2000. Se debe elegir entre un análisis estático no lineal de carga-controlada o de desplazamiento-controlado. Para ambas opciones, el patrón de cargas actuantes sobre la estructura es determinado por la combinación de cargas especificadas, sólo la escala es diferente.

Se elegirá la opción del control de desplazamiento, la cual permite calcular las derivas a medida que se va incrementando la carga en cada de los múltiples casos hasta alcanzar el desplazamiento propuesto.

En la Figura 47 se especifica que se va a monitorear el nudo 60 en la dirección X hasta un desplazamiento de 60 cm.

Figura 47. Formulario para especificar el control de la carga aplicada

The image shows a dialog box titled "Load Application Control for Nonlinear Static Analysis". It contains three main sections:

- Load Application Control:** Two radio buttons are present. "Full Load" is unselected, and "Displacement Control" is selected.
- Control Displacement:** Two radio buttons are present. "Use Conjugate Displacement" is unselected, and "Use Monitored Displacement" is selected. Below this, there is a text label "Load to a Monitored Displacement Magnitude of" followed by a text input field containing the value "0.6".
- Monitored Displacement:** Two radio buttons are present. "DOF" is selected, and "Generalized Displacement" is unselected. To the right of "DOF" is a dropdown menu showing "U1". To the right of "Generalized Displacement" is another dropdown menu. Between the two radio buttons, the text "at Joint" is followed by a text input field containing the value "60".

At the bottom of the dialog, there are two buttons: "OK" and "Cancel".

Fuente. SAP 2000.

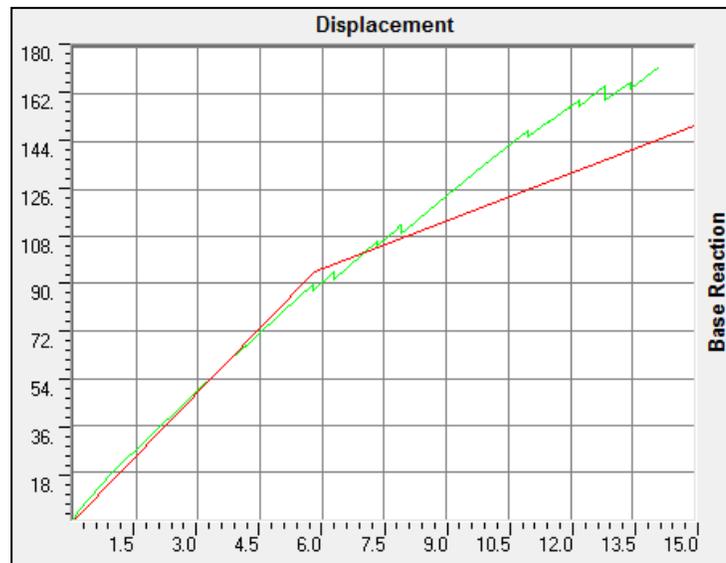
6.13. Análisis estático no lineal de las viviendas bajo condición actual

A continuación se presentan para la condición actual de las viviendas cada uno de los modelos en las direcciones X e Y las Curvas de Capacidad (Cortante en la base vs. desplazamiento en el techo), Patrón de Rótulas plásticas, y Demandas de desplazamiento y corte, de conformidad al FEMA 440.

Modelo 1 No lineal: bloque de ocho casas, condición actual, no lineal, pushover en X.

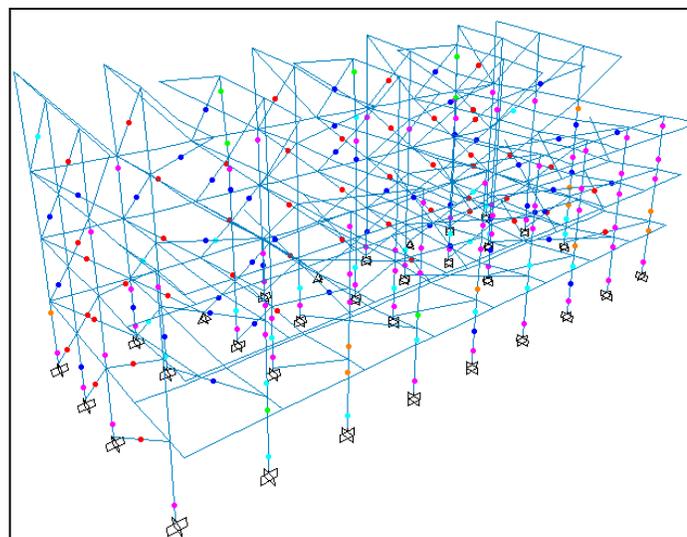
Código: B-8C-CA-NL-PUSH-X.

Figura 48. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-8C-CA-NL-PUSH-X



Fuente. SAP 2000.

Figura 49. Patrón de rótulas plásticas, B-8C-CA-NL-PUSH-X



Fuente. SAP 2000.

Tabla 21. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-8C-CA-NL-PUSH-X

Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	1.1238		C0	1.1341		C0	1.1193	
C1	1		C1	1		C1	1	
C2	1		C2	1		C2	1	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.4628	
Te	1.3786	seg	Te	1.3328	seg	Te	1.3786	seg
Ti	0.9044	seg	Ti	0.9044	seg	Ti	0.9044	seg
Ki	37.8217	Ton/cm	Ki	37.8217	Ton/cm	Ki	37.8217	Ton/cm
Ke	16.2764	Ton/cm	Ke	17.4141	Ton/cm	Ke	16.2764	Ton/cm
Alpha	0.3701		Alpha	0.6902		Alpha	0.2593	
R	1.6893		R	1.8021		R	2.1961	
Vy	94.5551	Ton	Vy	53.1845	Ton	Vy	94.5551	Ton
Uy	5.8093	cm	Dy	3.0541	cm	Dy	5.8093	cm
Weight	448.6987	Ton	Weight	448.6987	Ton	Weight	448.6987	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	18.733	cm	Ud	10.625	cm	Ud	24.255	cm
Vd	172.405	Ton	Vd	144.174	Ton	Vd	172.405	Ton
Ud/Uy	3.225		Ud/Uy	3.479		Ud/Uy	4.175	
Vd/Vy	1.823		Vd/Vy	2.711		Vd/Vy	1.823	

Fuente. SAP 2000.

Sa: aceleración espectral expresada como una fracción de g.

Te: periodo efectivo fundamental de la estructura en la dirección considerada.

Ti: periodo elástico fundamental de la estructura en la dirección considerada.

Vy: fuerza de fluencia (Ton).

Uy: desplazamiento de fluencia (cm).

Ki: rigidez elástica lateral de la estructura en la dirección considerada (Ton/cm).

Ke: rigidez efectiva lateral de la estructura en la dirección considerada (Ton/cm).

Alpha: relación de la rigidez en la post-fluencia entre la rigidez efectiva lateral de la estructura en la dirección considerada.

R: ductilidad demandada.

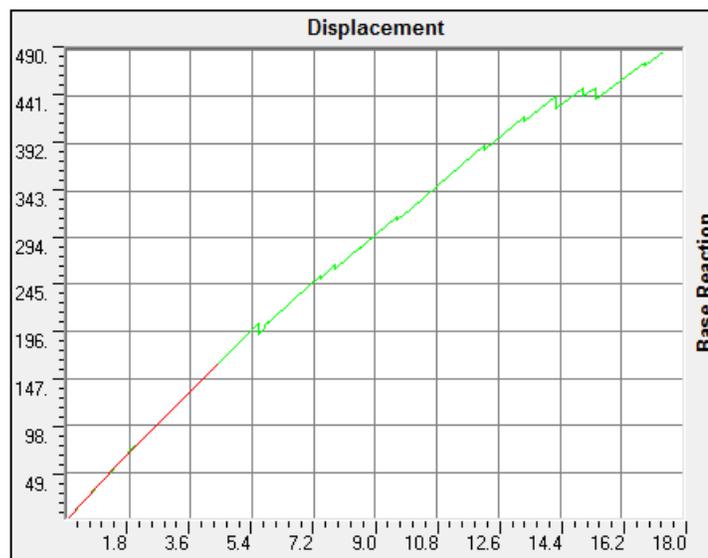
Vd: fuerza en la base (Ton).

Ud: desplazamiento máximo (cm).

Modelo 2 No lineal: bloque de ocho casas, condición actual, no lineal, pushover en Y.

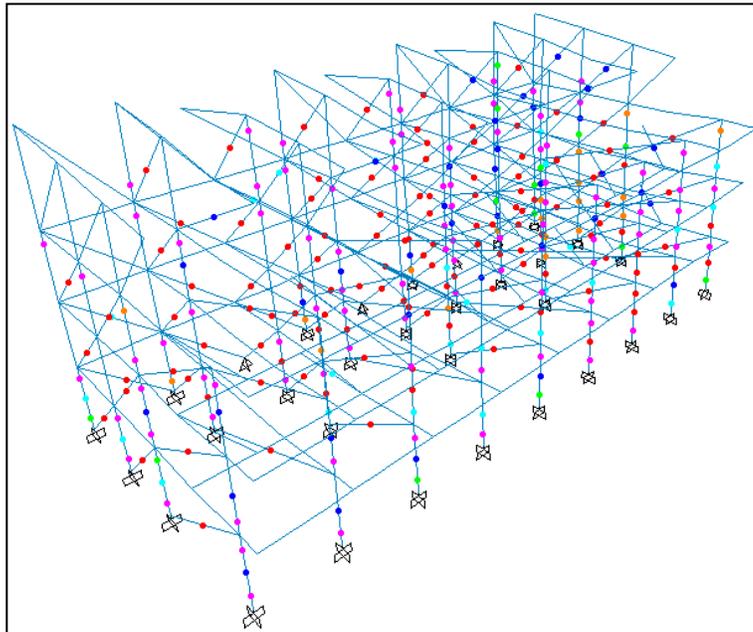
Código: B-8C-CA-NL-PUSH-Y.

Figura 50. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-8C-CA-NL-PUSH-Y



Fuente. SAP 2000.

Figura 51. Patrón de rótulas plásticas, B-8C-CA-NL-PUSH-Y



Fuente. SAP 2000.

Tabla 22. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-8C-CA-NL-PUSH-Y

Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	1.544		C0	1.5318		C0	1.544	
C1	1.1074		C1	1.0284		C1	1.1074	
C2	1.015		C2	1.001		C2	1.015	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.356	
Te	0.5376	seg	Te	0.5376	seg	Te	0.5376	seg
Ti	0.5376	seg	Ti	0.5376	seg	Ti	0.5376	seg
Ki	38.9037	Ton/cm	Ki	38.9037	Ton/cm	Ki	38.9037	Ton/cm
Ke	38.9037	Ton/cm	Ke	38.9037	Ton/cm	Ke	38.9037	Ton/cm
Alpha	0.9195		Alpha	0.8879		Alpha	0.9195	
R	2.8615		R	1.4916		R	2.8615	
Vy	55.8216	Ton	Vy	64.2552	Ton	Vy	192.23	Ton
Uy	1.4349	cm	Uy	1.6516	cm	Uy	1.4349	cm
Weight	448.6987	Ton	Weight	448.6987	Ton	Weight	448.6987	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	4.408	cm	Ud	2.396	cm	Ud	6.034	cm
Vd	162.18	Ton	Vd	89.98	Ton	Vd	550.162	Ton
Ud/Uy	3.072		Ud/Uy	1.451		Ud/Uy	4.205	
Vd/Vy	2.905		Vd/Vy	1.400		Vd/Vy	2.862	

Fuente. SAP 2000.

Para los dos modelos las relaciones Ud/Uy y Vd/Vy son mayores que la unidad, demostrando que para los tres sismos se presenta la falla.

7. REFUERZO ESTRUCTURAL

De los resultados obtenidos en la sección anterior, se plantearon dos alternativas de refuerzo que fuesen capaces de resistir la demanda sísmica y que a su vez limitaran la desplazabilidad de la estructura ante un evento sísmico, para así evitar la aparición de fallas frágiles a corte en las columnas que puedan comprometer la estabilidad de la estructura.

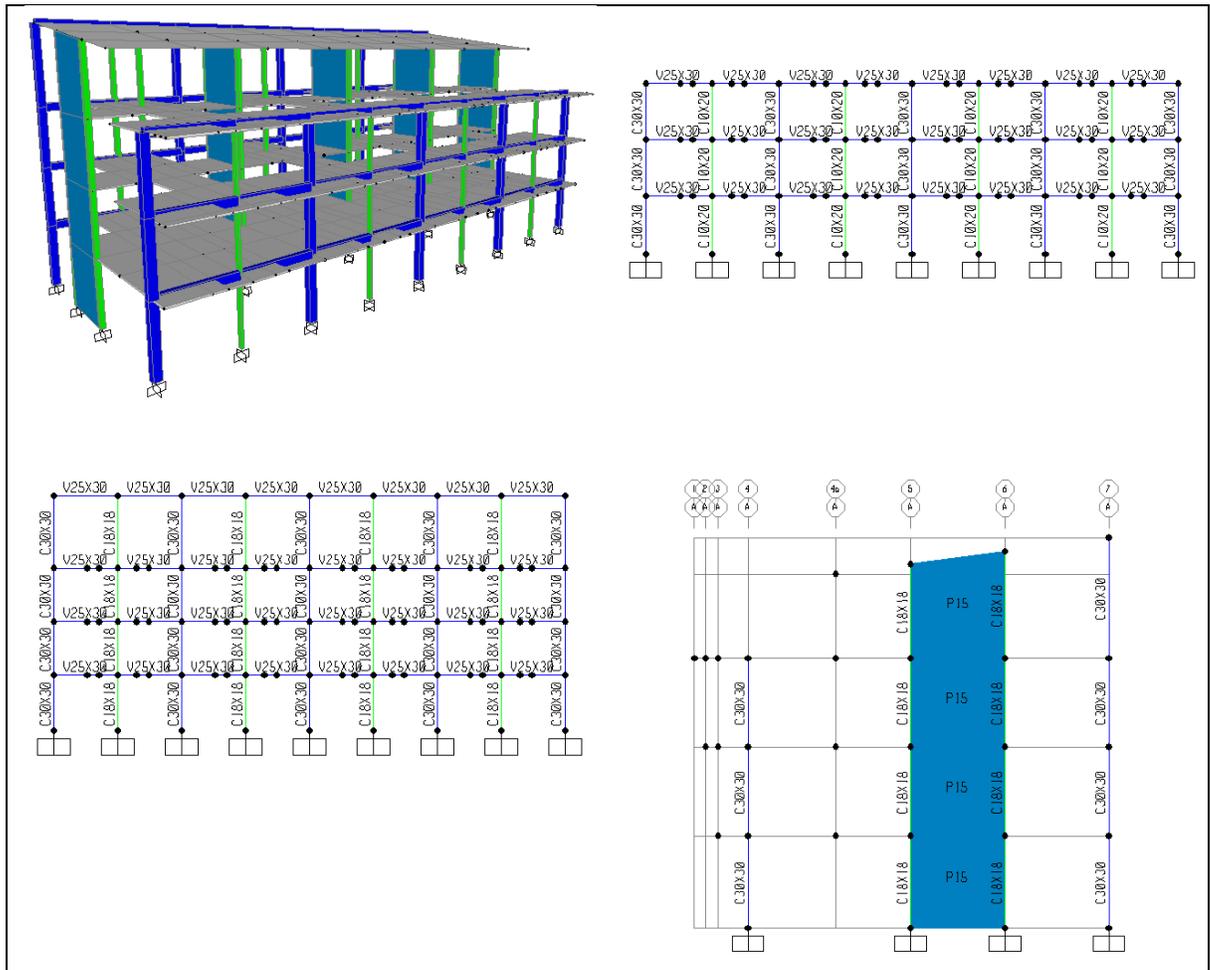
En las dos alternativas siempre se vio la necesidad de incorporar vigas debido a la ausencia de éstas en la estructura.

7.1. Opciones de refuerzo

A continuación se presentan las dos opciones de refuerzo planteadas:

- La primera propone incorporar pórticos en concreto reforzado en el sentido largo y muros en concreto en el sentido corto, las secciones de columnas son de 30x30, vigas de 25x30 (dimensiones mínimas para pórticos DES), y el espesor del muro de 15 cm, utilizándose un concreto típico de 21.0 MPa de resistencia a la compresión y un acero de refuerzo de 420.0 MPa de resistencia a la fluencia. Los pórticos irían en los ejes 4 y 7, en tanto que los muros irían en ejes intermedios A, C, E, G, I para tener un espaciamiento de 6.0m, por lo que habría solo un muro de concreto por casa, ya que con esto cumple. En la Figura 52 se muestra la propuesta de refuerzo y los ejes en donde irían los pórticos y muros.

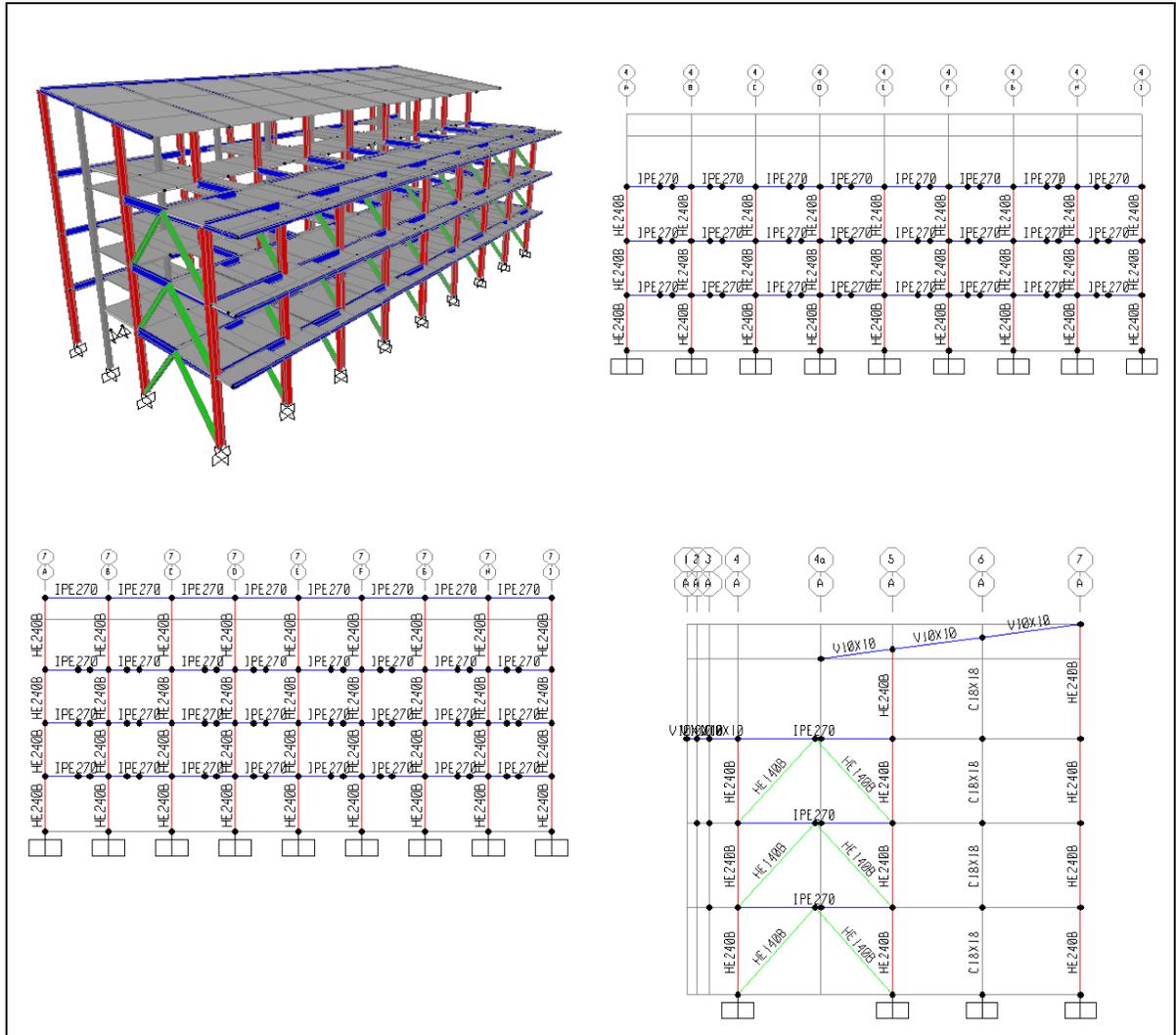
Figura 52. Propuesta de refuerzo en concreto reforzado



Fuente. SAP 2000.

- La segunda opción propone incorporar una estructura metálica consistente en pórticos especiales a momento en el sentido largo y pórticos con arriostramientos concéntricos en el sentido corto. Las columnas corresponden a perfiles HE240B, las vigas en el sentido largo que hacen parte de los pórticos especiales a momento son perfiles IPE270, las vigas en el sentido corto de los pórticos con arriostramientos concéntricos son perfiles IPE270 y las riostras son perfiles HE140B. En la Figura 53 se muestra la propuesta de refuerzo y los ejes en donde irían los distintos pórticos. El acero estructural tendrá especificación A572 Gr 50, aceptado por la NSR-10 en su artículo F.2.1.5.

Figura 53. Propuesta de refuerzo en estructura metálica



Fuente. SAP 2000.

El análisis espectral se realizó tomando un factor de reducción de dos ($R=2$). Los resultados para ambas opciones de refuerzo se muestran a continuación.

7.1.1. Periodos y modos de vibración para las opciones de refuerzo

A continuación en la Tabla 23 se presentan los modos de vibración y masas participativas para la estructura reforzada en concreto y la estructura reforzada en acero.

Tabla 23. Propiedades dinámicas de las opciones de refuerzo

TABLE: Modal Participating Mass Ratios										
OutputCase	Estructura reforzada en concreto					Estructura reforzada en acero				
	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.8930	0.0169	0.0000	Mode	1	0.8602	0.0051	0.0000
MODAL	Mode	2	1.8917	0.0169	0.0000	Mode	2	0.8572	0.0052	0.0000
MODAL	Mode	3	1.8915	0.0170	0.0000	Mode	3	0.8550	0.0052	0.0000
MODAL	Mode	4	1.8913	0.0170	0.0000	Mode	4	0.8549	0.0062	0.0000
MODAL	Mode	5	0.6288	0.0626	0.0000	Mode	5	0.8547	0.0062	0.0000
MODAL	Mode	6	0.6231	0.0626	0.0000	Mode	6	0.7346	0.0073	0.0000
MODAL	Mode	7	0.6181	0.0658	0.0000	Mode	7	0.7343	0.0073	0.0000
MODAL	Mode	8	0.5254	0.0792	0.0000	Mode	8	0.4619	0.1092	0.0000
MODAL	Mode	9	0.5235	0.0792	0.0000	Mode	9	0.4563	0.1092	0.0000
MODAL	Mode	10	0.4014	0.4615	0.0000	Mode	10	0.4549	0.1507	0.0000
MODAL	Mode	11	0.3887	0.4615	0.0000	Mode	11	0.4458	0.1507	0.0000
MODAL	Mode	12	0.3764	0.7691	0.0000	Mode	12	0.4071	0.1767	0.0000
MODAL	Mode	13	0.2748	0.8426	0.0000	Mode	13	0.4031	0.1767	0.0000
MODAL	Mode	14	0.2510	0.9003	0.0000	Mode	14	0.2876	0.8707	0.0000
MODAL	Mode	15	0.2489	0.9003	0.0000	Mode	15	0.1554	0.9096	0.0000
MODAL	Mode	16	0.1498	0.9003	0.6986	Mode	16	0.1230	0.9096	0.7352
MODAL	Mode	17	0.1244	0.9679	0.6986	Mode	17	0.1114	0.9096	0.7912
MODAL	Mode	18	0.1065	0.9679	0.7161	Mode	18	0.1092	0.9346	0.7912
MODAL	Mode	19	0.0890	0.9986	0.7161	Mode	19	0.0785	0.9975	0.7912
MODAL	Mode	20	0.0765	0.9986	0.7636	Mode	20	0.0710	0.9975	0.8920
MODAL	Mode	21	0.0370	0.9986	0.9635	Mode	21	0.0402	0.9975	0.9934

Fuente. SAP 2000.

De la tabla anterior se observa para el modelo de la estructura reforzada en concreto una participación de la masa considerable y un periodo característico en el modo de vibración 10, en tanto que para la estructura reforzada en acero esto ocurre en el modo de vibración 8. En ambos casos se obtiene una reducción del periodo de vibración característico alrededor

de 0.40 segundos en comparación con la estructura existente en donde se tenía un periodo superior a 0.60 segundos.

7.1.2. Derivas de las opciones de refuerzo

En la Tabla 24 se presentan las derivas máximas, medidas en la placa 3 de la estructura, para las dos opciones de refuerzo, considerando un factor de reducción $R=1$.

Tabla 24. Derivas de las opciones de refuerzo

Modelo	"R"	UX (cm)	UY (cm)	H (cm)	% Δx	% Δy
Ref. Concreto	1	1.72	0.25	740	0.23%	0.03%
Ref. Acero	1	1.06	0.15	740	0.14%	0.02%

Fuente. SAP 2000.

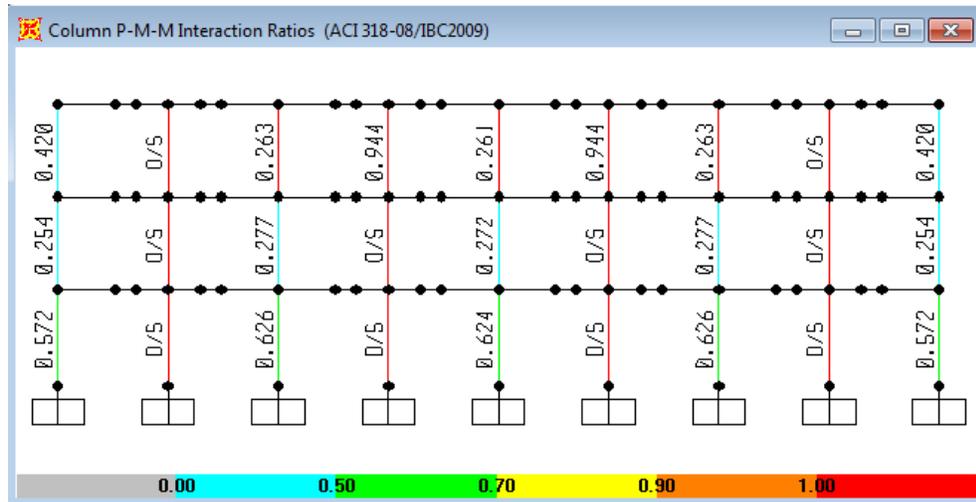
De la tabla anterior se demuestra que para ambas opciones las derivas se reducen en comparación con la estructura existente, cumpliendo en ambos casos con la deriva normativa que para la mampostería es del 0.50%.

7.1.3. Relación demanda/capacidad de los elementos estructurales para las opciones de refuerzo

Se verificará la relación demanda/capacidad en las columnas para las dos opciones de refuerzo, chequeo arrojado por el SAP2000.

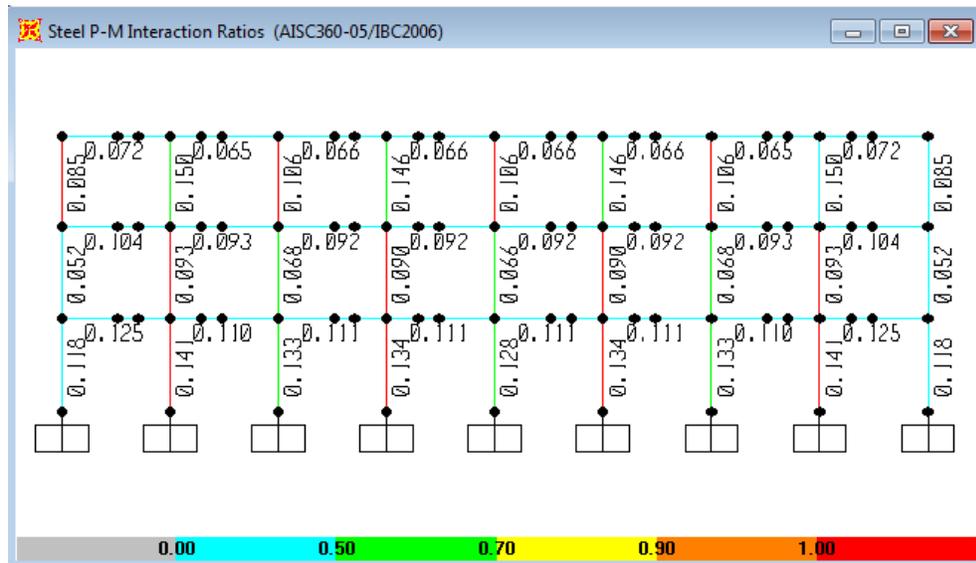
De la Figura 54 se observa que solo cumplen las columnas de sección de 30x30 que fueron reforzadas en tanto que las columnas de 10x20 en los ejes intermedios continúan fallando, en tanto que para la estructura reforzada en acero como se muestra en la Figura 55 todas las columnas cumplen, ya que todas fueron reforzadas por la facilidad constructiva que tiene colocar el perfil metálico.

Figura 54. Relación demanda/capacidad en columnas reforzadas en concreto



Fuente. SAP 2000.

Figura 55. Relación demanda/capacidad en columnas y vigas reforzadas en acero



Fuente. SAP 2000.

7.1.4. Análisis estático no-lineal de las opciones de refuerzo

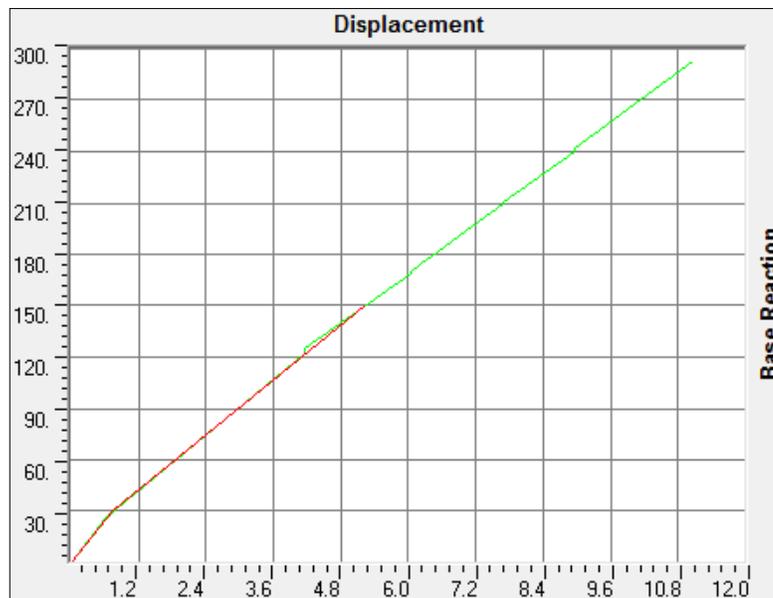
Los valores de capacidad obtenidos del análisis lineal y que se muestran en el numeral anterior son complementados a través del análisis no lineal de los modelos para las dos opciones de refuerzo. El análisis se realizó en ambas direcciones X e Y. El patrón de carga y demás consideraciones fueron hechas siguiendo el mismo procedimiento que para la estructura en su condición actual, una vez calculada la capacidad de la estructura, a través del análisis no lineal, se calcularan los valores de demanda, según lo establecido en el FEMA 440.

A continuación se presentan las curvas de capacidad, cortante en la base vs desplazamiento en el techo, para las dos opciones de refuerzo.

Modelo 3 No lineal: bloque de ocho casas, estructura reforzada en concreto, no lineal, pushover en X.

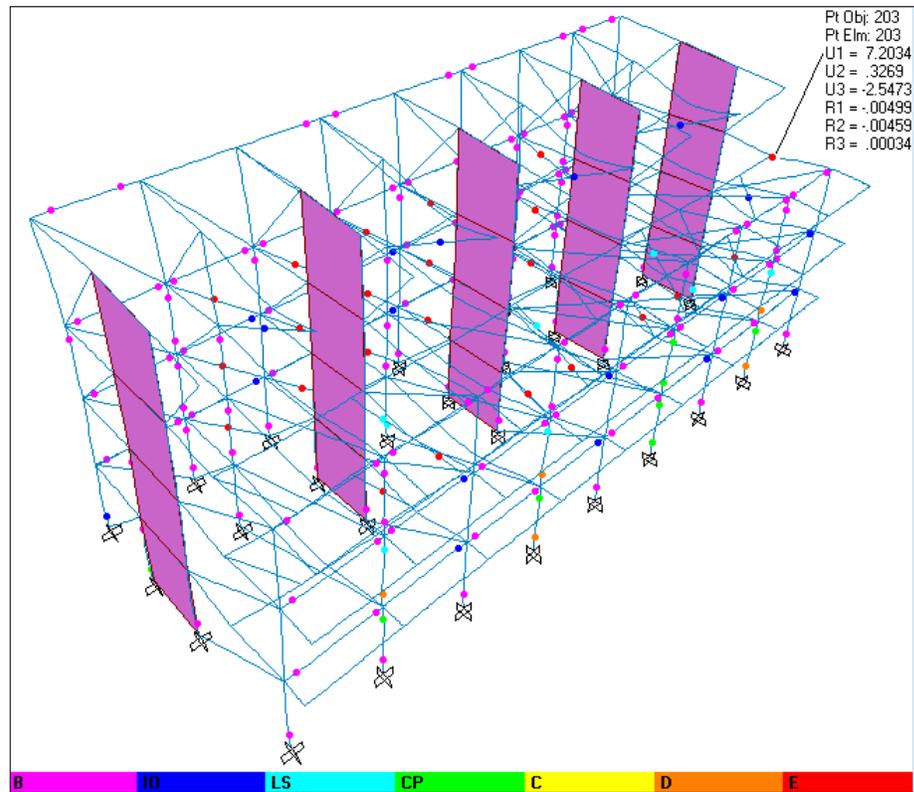
Código: B-8C-ERC-NL-PUSH-X.

Figura 56. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-8C-ERC-NL-PUSH-X



Fuente. SAP 2000.

Figura 57. Patrón de rótulas plásticas, B-8C-ERC-NL-PUSH-X



Fuente. SAP 2000.

Tabla 25. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-8C-ERC-NL-PUSH-X

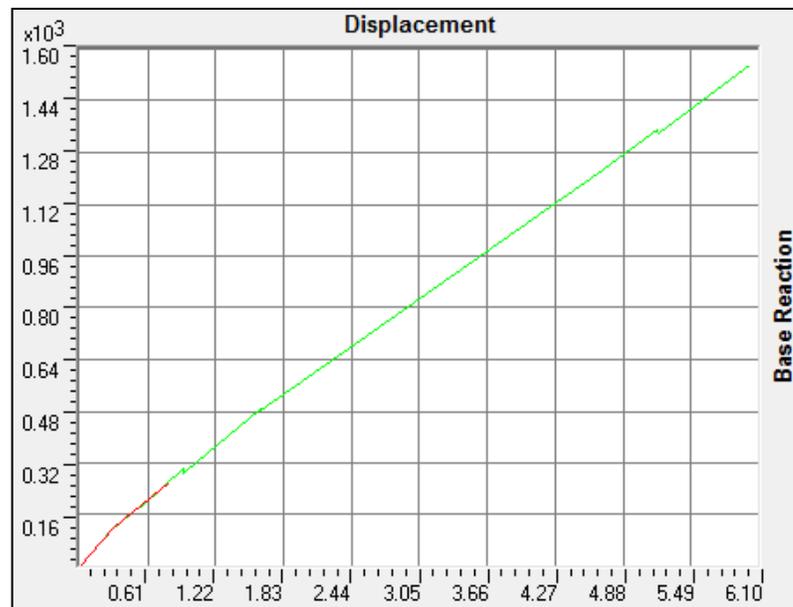
Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	1.1944		C0	1.1942		C0	1.1945	
C1	1.2234		C1	1.1418		C1	1.236	
C2	1.084		C2	1.0339		C2	1.0938	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.4628	
Te	0.6117	seg	Te	0.6117	seg	Te	0.6117	seg
Ti	0.6117	seg	Ti	0.6117	seg	Ti	0.6117	seg
Ki	41.9271	Ton/cm	Ki	41.9271	Ton/cm	Ki	41.9271	Ton/cm
Ke	41.9271	Ton/cm	Ke	41.9271	Ton/cm	Ke	41.9271	Ton/cm
Alpha	0.6339		Alpha	0.6476		Alpha	0.6073	
R	6.0143		R	4.1832		R	6.298	
Vy	30.6529	Ton	Vy	26.4419	Ton	Vy	38.0536	Ton
Uy	0.7311	cm	Uy	0.6307	cm	Dy	0.9076	cm
Weight	517.8533	Ton	Weight	517.8533	Ton	Weight	517.8533	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	5.226	cm	Ud	2.77	cm	Ud	6.870	cm
Vd	150.11	Ton	Vd	84.59	Ton	Vd	190.060	Ton
Ud/Uy	7.148		Ud/Uy	4.392		Ud/Uy	7.569	
Vd/Vy	4.897		Vd/Vy	3.199		Vd/Vy	4.995	

Fuente. SAP 2000.

Modelo 4 No lineal: bloque de ocho casas, estructura reforzada en concreto, no lineal, pushover en Y.

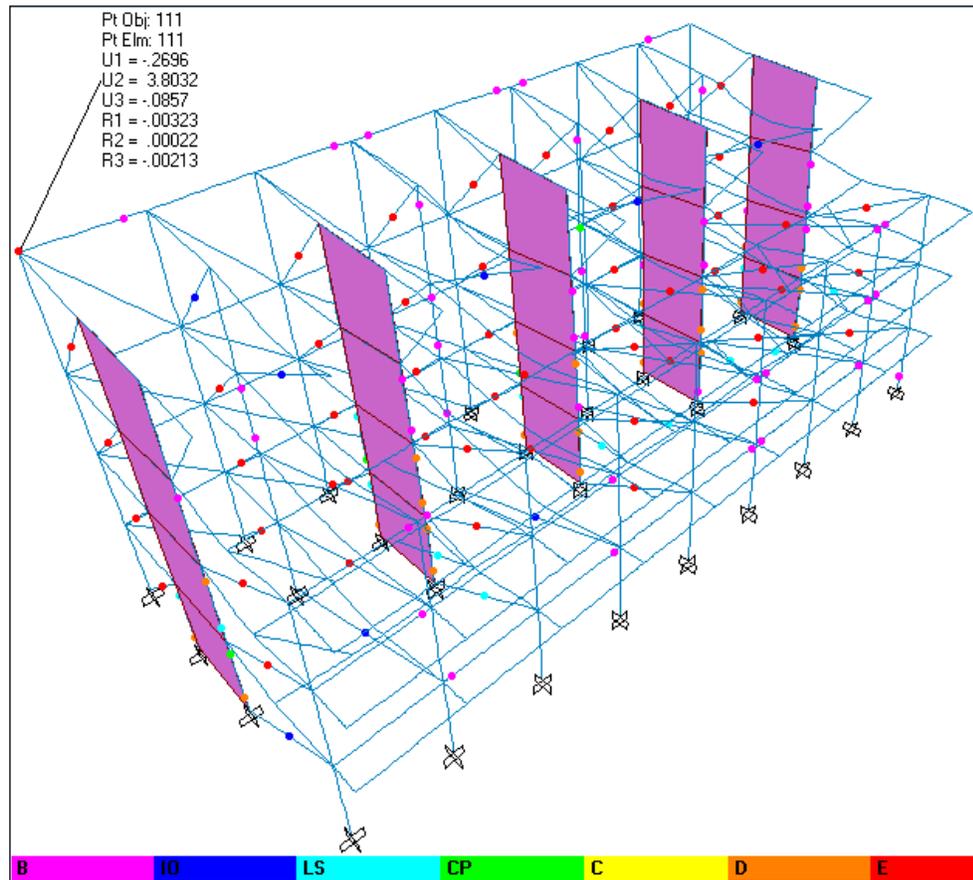
Código: B-8C-ERC-NL-PUSH-Y.

Figura 58. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-8C-ERC-NL-PUSH-Y



Fuente. SAP 2000.

Figura 59. Patrón de rótulas plásticas, B-8C-ERC-NL-PUSH-Y



Fuente. SAP 2000.

Tabla 26. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-8C-ERC-NL-PUSH-Y

Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	1.3907		C0	1.3051		C0	1.4004	
C1	1.2715		C1	0.9962		C1	1.4313	
C2	1.0133		C2	1		C2	1.0335	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.4628	
Te	0.1841	seg	Te	0.1841	seg	Te	0.1841	seg
Ti	0.1841	seg	Ti	0.1841	seg	Ti	0.1841	seg
Ki	387.8742	Ton/cm	Ki	387.8742	Ton/cm	Ki	387.8742	Ton/cm
Ke	387.8742	Ton/cm	Ke	387.8742	Ton/cm	Ke	387.8742	Ton/cm
Alpha	0.8004		Alpha	1		Alpha	0.7459	
R	1.6516		R	0.9909		R	2.0351	
Vy	111.6249	Ton	Vy	111.6249	Ton	Vy	117.7639	Ton
Dy	0.2878	cm	Dy	0.2878	cm	Dy	0.3036	cm
Weight	517.8533	Ton	Weight	517.8533	Ton	Weight	517.8533	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	0.53	cm	Ud	0.23	cm	Ud	0.800	cm
Vd	188	Ton	Vd	89.86	Ton	Vd	261.380	Ton
Ud/Uy	1.842		Ud/Uy	0.799		Ud/Uy	2.635	
Vd/Vy	1.684		Vd/Vy	0.805		Vd/Vy	2.220	

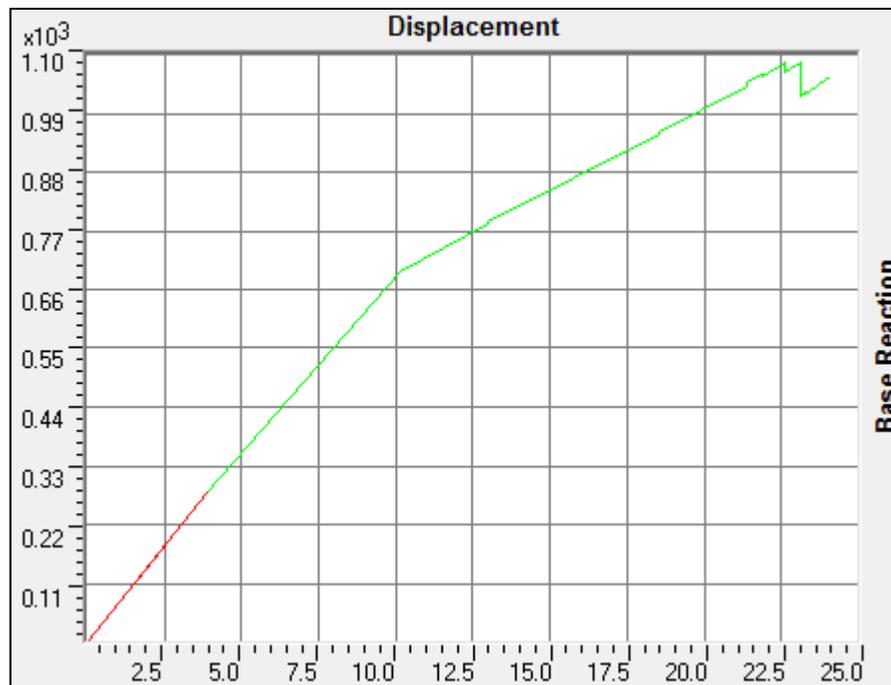
Fuente. SAP 2000.

De las tablas 25 y 26 se observa que las relaciones Ud/Uy y Vd/Vy continúan siendo mayores que la unidad, por lo que la estructura aun estaría presentando problemas, a continuación se presentan los resultados para la estructura reforzada en acero.

Modelo 5 No lineal: bloque de ocho casas, estructura reforzada en acero, no lineal, pushover en X.

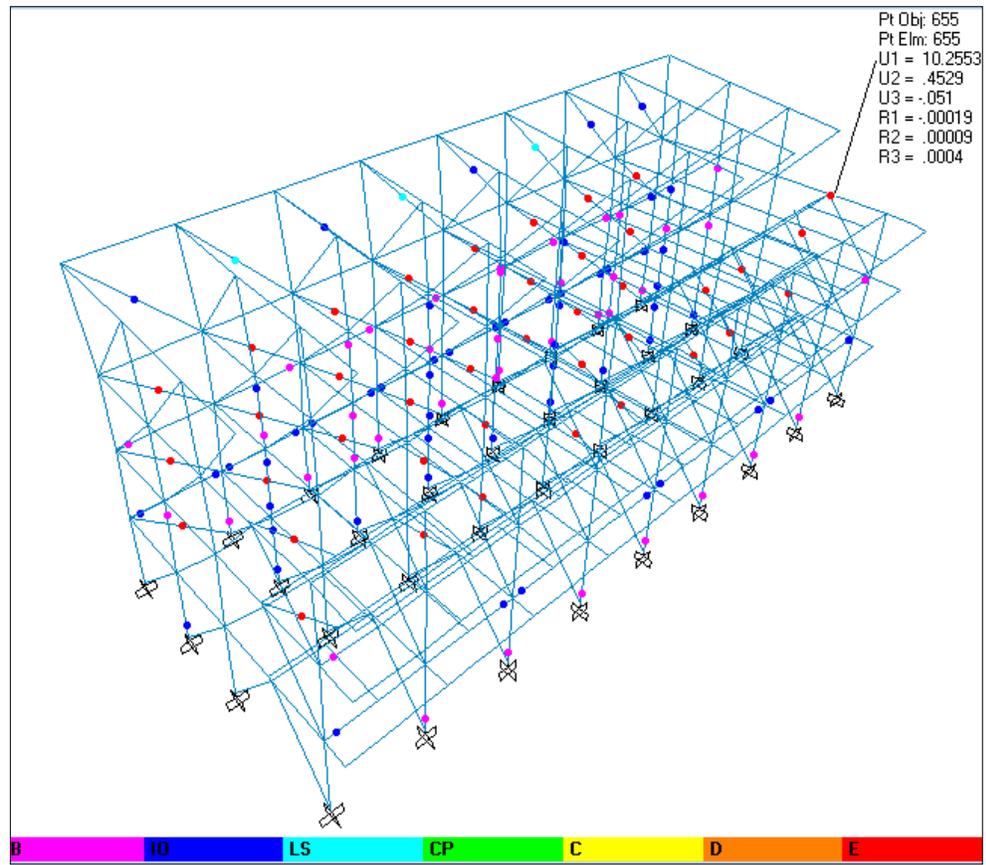
Código: B-8C-ERA-NL-PUSH-X.

Figura 60. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-8C-ERA-NL-PUSH-X



Fuente. SAP 2000.

Figura 61. Patrón de rótulas plásticas, B-8C-ERA-NL-PUSH-X



Fuente. SAP 2000.

Tabla 27. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-8C-ERA-NL-PUSH-X

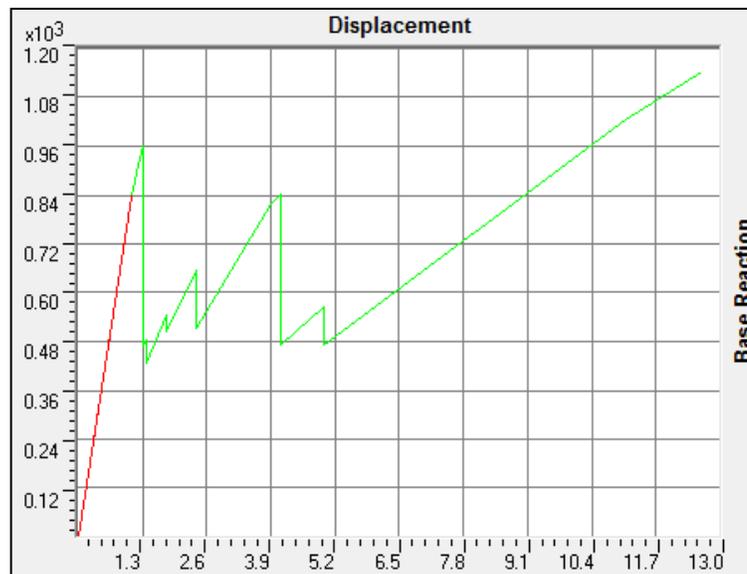
Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	1.0817		C0	1.0465		C0	1.1112	
C1	0.9589		C1	0.9373		C1	0.9751	
C2	1.0013		C2	1.0031		C2	1.0005	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.4628	
Te	0.4189	seg	Te	0.4189	seg	Te	0.4189	seg
Ti	0.4189	seg	Ti	0.4189	seg	Ti	0.4189	seg
Ki	71.5721	Ton/cm	Ki	71.5721	Ton/cm	Ki	71.5721	Ton/cm
Ke	71.5721	Ton/cm	Ke	71.5721	Ton/cm	Ke	71.5721	Ton/cm
Alpha	1		Alpha	1		Alpha	1	
R	0.5673		R	0.3404		R	0.7375	
Vy	279.2012	Ton	Vy	279.2012	Ton	Vy	279.2012	Ton
Uy	3.901	cm	Uy	3.901	cm	Uy	3.901	cm
Weight	444.9157	Ton	Weight	444.9157	Ton	Weight	444.9157	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	1.62	cm	Ud	0.92	cm	Ud	2.210	cm
Vd	116.09	Ton	Vd	66.1	Ton	Vd	157.880	Ton
Ud/Uy	0.415		Ud/Uy	0.236		Ud/Uy	0.567	
Vd/Vy	0.416		Vd/Vy	0.237		Vd/Vy	0.565	

Fuente. SAP 2000.

Modelo 6 No lineal: bloque de ocho casas, estructura reforzada en acero, no lineal, pushover en Y.

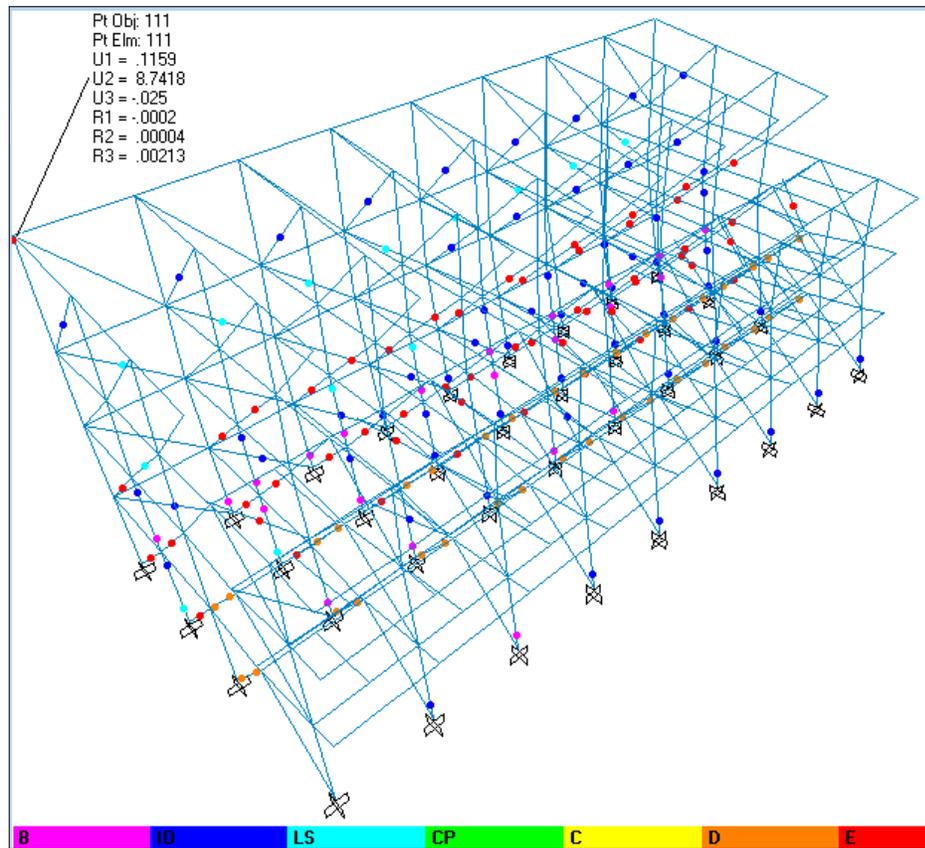
Código: B-8C-ERA-NL-PUSH-Y.

Figura 62. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-8C-ERA-NL-PUSH-Y



Fuente. SAP 2000.

Figura 63. Patrón de rótulas plásticas, B-8C-ERA-NL-PUSH-Y



Fuente. SAP 2000.

Tabla 28. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-8C-ERA-NL-PUSH-Y

Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	1.0217		C0	1.0123		C0	1.0293	
C1	0.6621		C1	0.6306		C1	0.6857	
C2	1.0206		C2	1.0246		C2	1.0178	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.4628	
Te	0.1271	seg	Te	0.1271	seg	Te	0.1271	seg
Ti	0.1271	seg	Ti	0.1271	seg	Ti	0.1271	seg
Ki	779.0473	Ton/cm	Ki	779.0473	Ton/cm	Ki	779.0473	Ton/cm
Ke	779.0473	Ton/cm	Ke	779.0473	Ton/cm	Ke	779.0473	Ton/cm
Alpha	1		Alpha	1		Alpha	1	
R	0.189		R	0.1134		R	0.2456	
Vy	838.2277	Ton	Vy	838.2277	Ton	Vy	838.2277	Ton
Uy	1.076	cm	Uy	1.076	cm	Uy	1.076	cm
Weight	444.9157	Ton	Weight	444.9157	Ton	Weight	444.9157	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	0.1	cm	Ud	0.06	cm	Ud	0.130	cm
Vd	77.32	Ton	Vd	43.98	Ton	Vd	104.560	Ton
Ud/Uy	0.093		Ud/Uy	0.056		Ud/Uy	0.121	
Vd/Vy	0.092		Vd/Vy	0.052		Vd/Vy	0.125	

Fuente. SAP 2000.

De las tablas 27 y 28 se observa que las relaciones Ud/Uy y Vd/Vy son menores que la unidad, por lo que la estructura presenta buen comportamiento para los tres sismos a los que fue analizada.

7.2. Refuerzo estructural seleccionado

El refuerzo estructural seleccionado, fue el refuerzo con estructura metálica, ya que garantiza que la estructura no alcance deformaciones que la lleven a su colapso, durante eventos sísmicos de elevada demanda, como quedó demostrado en el numeral anterior donde se analizaron dos opciones de refuerzo. Así mismo esta propuesta trae como consecuencia una menor intervención en la cimentación de la estructura existente. La misma es aplicable en los demás bloques de siete, seis, cinco, cuatro, tres y dos casas.

7.3. Resumen análisis estático no-lineal de los bloques de siete, seis, cinco, cuatro, tres y dos casas

En la tabla 29 a continuación se resumen los resultados del análisis estático no-lineal para los bloques faltantes; el análisis completo se muestra en el anexo D.

Tabla 29. Resumen Demanda/Capacidad, FEMA 440 bloques de casas 7 a 2

B-7C-ERA-NL-PUSH-X					
Ud/Uy	0.417	Ud/Uy	0.238	Ud/Uy	0.566
Vd/Vy	0.416	Vd/Vy	0.237	Vd/Vy	0.566
B-7C-ERA-NL-PUSH-Y					
Ud/Uy	0.088	Ud/Uy	0.050	Ud/Uy	0.119
Vd/Vy	0.088	Vd/Vy	0.050	Vd/Vy	0.119
B-6C-ERA-NL-PUSH-X					
Ud/Uy	0.411	Ud/Uy	0.235	Ud/Uy	0.558
Vd/Vy	0.411	Vd/Vy	0.234	Vd/Vy	0.559
B-6C-ERA-NL-PUSH-Y					
Ud/Uy	0.089	Ud/Uy	0.050	Ud/Uy	0.120
Vd/Vy	0.089	Vd/Vy	0.051	Vd/Vy	0.120
B-5C-ERA-NL-PUSH-X					
Ud/Uy	0.411	Ud/Uy	0.234	Ud/Uy	0.558
Vd/Vy	0.411	Vd/Vy	0.234	Vd/Vy	0.558
B-5C-ERA-NL-PUSH-Y					
Ud/Uy	0.083	Ud/Uy	0.048	Ud/Uy	0.112
Vd/Vy	0.083	Vd/Vy	0.047	Vd/Vy	0.113
B-4C-ERA-NL-PUSH-X					
Ud/Uy	0.401	Ud/Uy	0.229	Ud/Uy	0.545
Vd/Vy	0.401	Vd/Vy	0.229	Vd/Vy	0.545
B-4C-ERA-NL-PUSH-Y					
Ud/Uy	0.084	Ud/Uy	0.047	Ud/Uy	0.112
Vd/Vy	0.083	Vd/Vy	0.047	Vd/Vy	0.112
B-3C-ERA-NL-PUSH-X					
Ud/Uy	0.397	Ud/Uy	0.227	Ud/Uy	0.540
Vd/Vy	0.397	Vd/Vy	0.227	Vd/Vy	0.540
B-3C-ERA-NL-PUSH-Y					
Ud/Uy	0.106	Ud/Uy	0.060	Ud/Uy	0.145
Vd/Vy	0.107	Vd/Vy	0.060	Vd/Vy	0.145
B-2C-ERA-NL-PUSH-X					
Ud/Uy	0.376	Ud/Uy	0.215	Ud/Uy	0.509
Vd/Vy	0.376	Vd/Vy	0.215	Vd/Vy	0.509
B-2C-ERA-NL-PUSH-Y					
Ud/Uy	0.190	Ud/Uy	0.113	Ud/Uy	0.247
Vd/Vy	0.190	Vd/Vy	0.113	Vd/Vy	0.248

De la tabla anterior se muestra que para todos los bloques de casas la relación demanda/capacidad del análisis estático no lineal arroja relaciones menores a la unidad

7.4. Diseño de conexiones, cimentación y planos del refuerzo

Una vez establecido que la mejor alternativa era el reforzamiento en estructura de acero, se procedió al diseño de las conexiones metálicas, placa base, cimentación y la elaboración de los planos constructivos.

7.4.1. Conexión de 4 pernos, con placa de extremo

Para el diseño de la conexión a momentos se utilizaron los pasos del libro electrónico “Diseño de conexiones para sistemas de resistencia sísmico con placa de extremo con 4 pernos” (Pardo Vargas, 2009), programando una hoja de cálculo que se muestra en el Anexo E.

7.4.2. Conexión de placa base

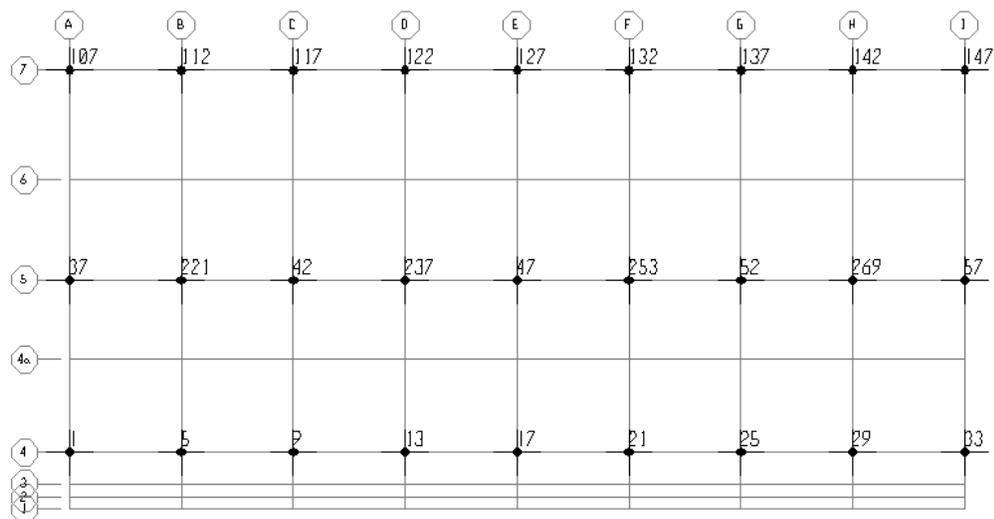
Para el diseño de la placa base así como la conexión a corte y conexión de pórticos concéntricos se siguieron los ejemplos de los libros Manual Diseño Conexiones (Garza Vásquez, 2010) y Elaboración de un manual de diseño sismo-resistente de edificaciones en acero bajo los sistemas SMF, SCBF Y EBF basado en las normas ANSI/AISC 360-05 y 341-05. (Molina Mata, 2009). En el Anexo F se muestra el diseño de la placa base, elaborado en una hoja de cálculo Excel.

7.4.3. Propuesta de cimentación

Para la cimentación se propone trabajar con zapatas aisladas para las columnas HE240B, esto por facilidad constructiva ya que otro tipo de fundación como la de pilotes requeriría de demoliciones innecesarias.

En cuanto al tipo de suelo que se encuentra en la zona, se trata de suelos arcillosos de consistencia media a baja, la cual se pudo corroborar en observaciones hechas durante excavaciones que se hicieron durante el arreglo de algunas vías al momento de realizar las encuestas. Basados en la exploración visual y de tacto con el material se consideró una capacidad portante del suelo baja de 1.50 kg/cm² y un sobrecimiento en ciclópeo hasta llegar a suelo firme. La estimación de la capacidad portante esta basada en valores referenciales según el tipo de suelo encontrado en la zona los cuales se muestran en el anexo G en el que se estima la capacidad admisible del suelo, estos valores deberán ser corroboradas en campo mediante un estudio de suelos el cual se sale del alcance del proyecto. En la Figura 64 se muestran los puntos de la cimentación en el modelo de análisis y en la Tabla 30 se muestran las reacciones y predimensionamiento de zapatas, la sección final está en los respectivos planos de construcción.

Figura 64. Puntos en la cimentación



Fuente. SAP 2000.

Tabla 30. Predimensionamiento de zapatas

Qadm=		15	Ton/m2								
Ton-m											
Story	Point	Load	FX (Ton)	FY (Ton)	FZ (Ton)	MX (Ton-m)	MY (Ton-m)	Área req (m2)	B/L	L min (m)	B min (m)
BASE	1	S1	0.10	1.50	13.30	0.00	0.07	0.89	1.00	0.94	0.94
BASE	5	S1	0.00	1.89	20.49	0.01	0.00	1.37	1.00	1.17	1.17
BASE	9	S1	0.00	2.47	20.68	0.01	0.00	1.38	1.00	1.17	1.17
BASE	13	S1	0.00	1.91	20.36	0.01	0.00	1.36	1.00	1.16	1.16
BASE	17	S1	0.00	2.47	20.70	0.01	0.00	1.38	1.00	1.17	1.17
BASE	21	S1	0.00	1.91	20.36	0.01	0.00	1.36	1.00	1.16	1.16
BASE	25	S1	0.00	2.47	20.68	0.01	0.00	1.38	1.00	1.17	1.17
BASE	29	S1	0.00	1.89	20.49	0.01	0.00	1.37	1.00	1.17	1.17
BASE	33	S1	-0.10	1.50	13.30	0.00	-0.07	0.89	1.00	0.94	0.94
BASE	37	S1	0.12	-1.32	12.99	0.00	0.09	0.87	0.50	1.32	0.66
BASE	42	S1	0.00	-2.26	19.61	0.00	0.00	1.31	1.00	1.14	1.14
BASE	47	S1	0.00	-2.26	19.61	0.00	0.00	1.31	1.00	1.14	1.14
BASE	52	S1	0.00	-2.26	19.61	0.00	0.00	1.31	1.00	1.14	1.14
BASE	57	S1	-0.12	-1.32	12.99	0.00	-0.09	0.87	0.50	1.32	0.66
BASE	107	S1	0.17	-0.14	8.55	0.01	0.04	0.57	1.00	0.75	0.75
BASE	112	S1	0.01	-0.26	14.34	0.01	0.00	0.96	0.50	1.38	0.69
BASE	117	S1	0.00	-0.19	12.26	0.01	0.00	0.82	0.50	1.28	0.64
BASE	122	S1	0.00	-0.26	14.61	0.01	0.00	0.97	0.50	1.40	0.70
BASE	127	S1	0.00	-0.19	12.28	0.01	0.00	0.82	0.50	1.28	0.64
BASE	132	S1	0.00	-0.26	14.61	0.01	0.00	0.97	0.50	1.40	0.70
BASE	137	S1	0.00	-0.19	12.26	0.01	0.00	0.82	0.50	1.28	0.64
BASE	142	S1	-0.01	-0.26	14.34	0.01	0.00	0.96	0.50	1.38	0.69
BASE	147	S1	-0.17	-0.14	8.55	0.01	-0.04	0.57	1.00	0.75	0.75

Fuente. SAP 2000.

A continuación se muestra el diseño de la zapata más cargada, en donde se chequea el cortante y punzonamiento en una y dos direcciones.

ZAPATA		Punto 9					
CORTANTE EN 2 DIRECCIONES							
	lado mayor	0.6					
	lado menor	0.5					
	β	1.20					
	λ	1					
	$\sqrt{f_c}$	4.58					
	Pu	20.68 ton					
	\emptyset	0.75					
	qn	15 ton/m ²					
	BASE	1.2 m					
	ALTURA	1.2 m					
	H ZAPATA	0.3					
	d	0.23					
	b0	3.12					
							PUNCHING
2 Dir.	$\emptyset V_c$ (KN)	1096.15	>	V_u (KN)	206.8	O.K.	0.19
	$\emptyset V_c$ (KN)	1017.10	>	V_u (KN)	206.8	O.K.	0.20
	$\emptyset V_c$ (KN)	822.11	>	V_u (KN)	206.8	O.K.	0.25
1 Dir.	$\emptyset V_c$ (KN)	532.27	>	V_u (KN)	206.8	O.K.	0.39
	$\emptyset M$	0.81 ton/m					
	As min	6.48 cm ²					

En el numeral siguiente, de la Figura 65 a la Figura 75 se muestran los planos constructivos del refuerzo propuesto.

7.4.4. Planos del refuerzo propuesto

Figura 65. Planta general del refuerzo para un bloque de ocho casas

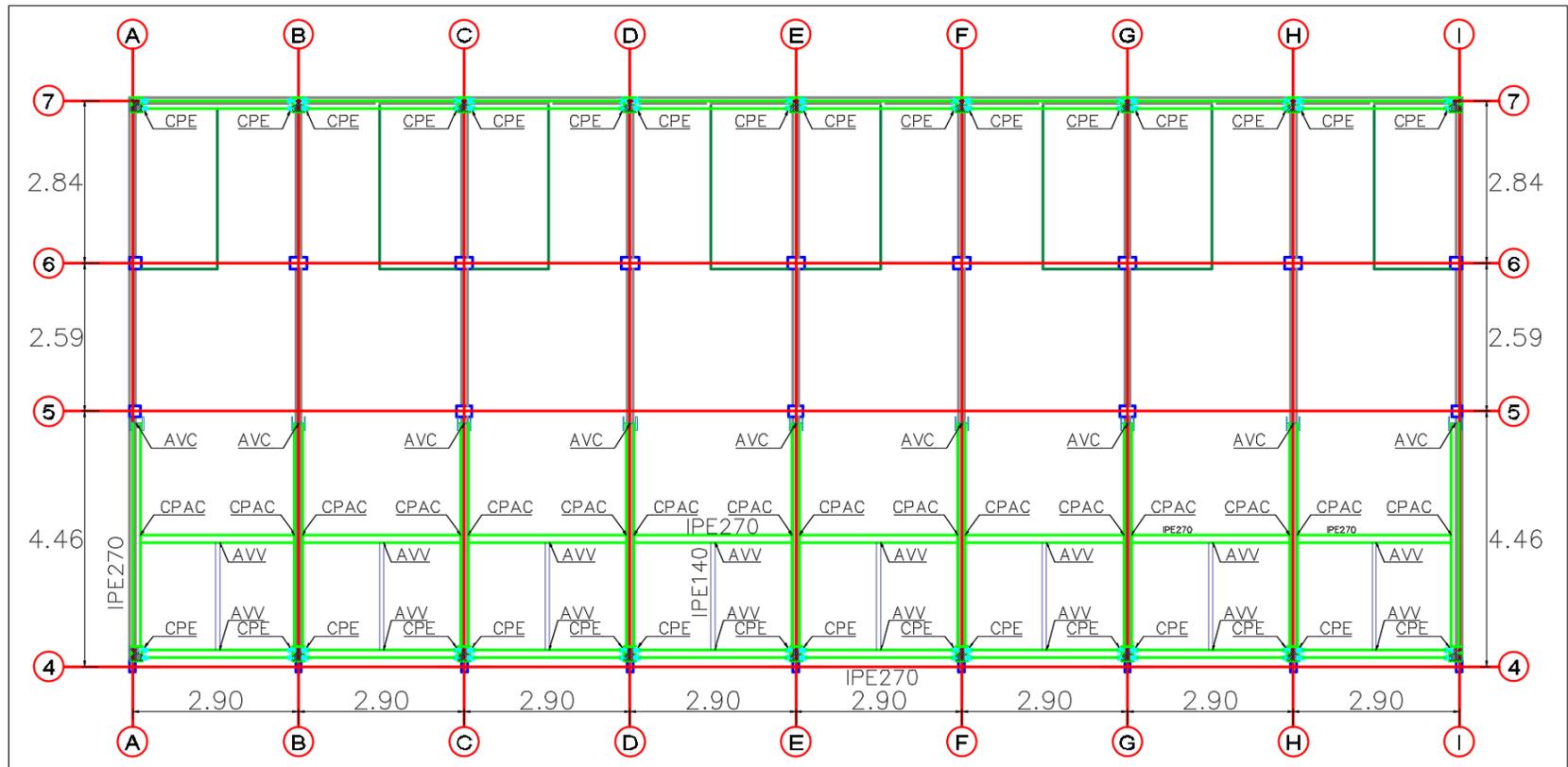


Figura 66. Planta de refuerzo para una vivienda

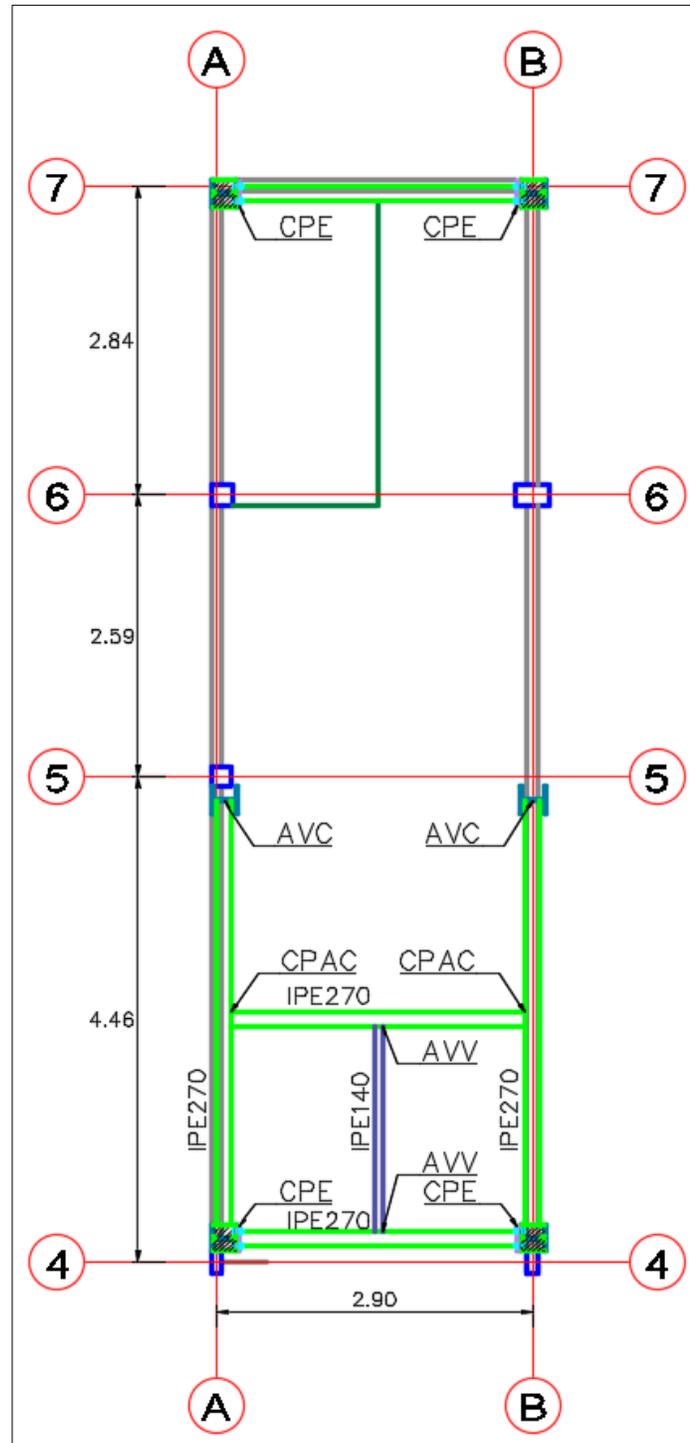


Figura 67. Pórtico resistente a momento en los ejes 4 y 7

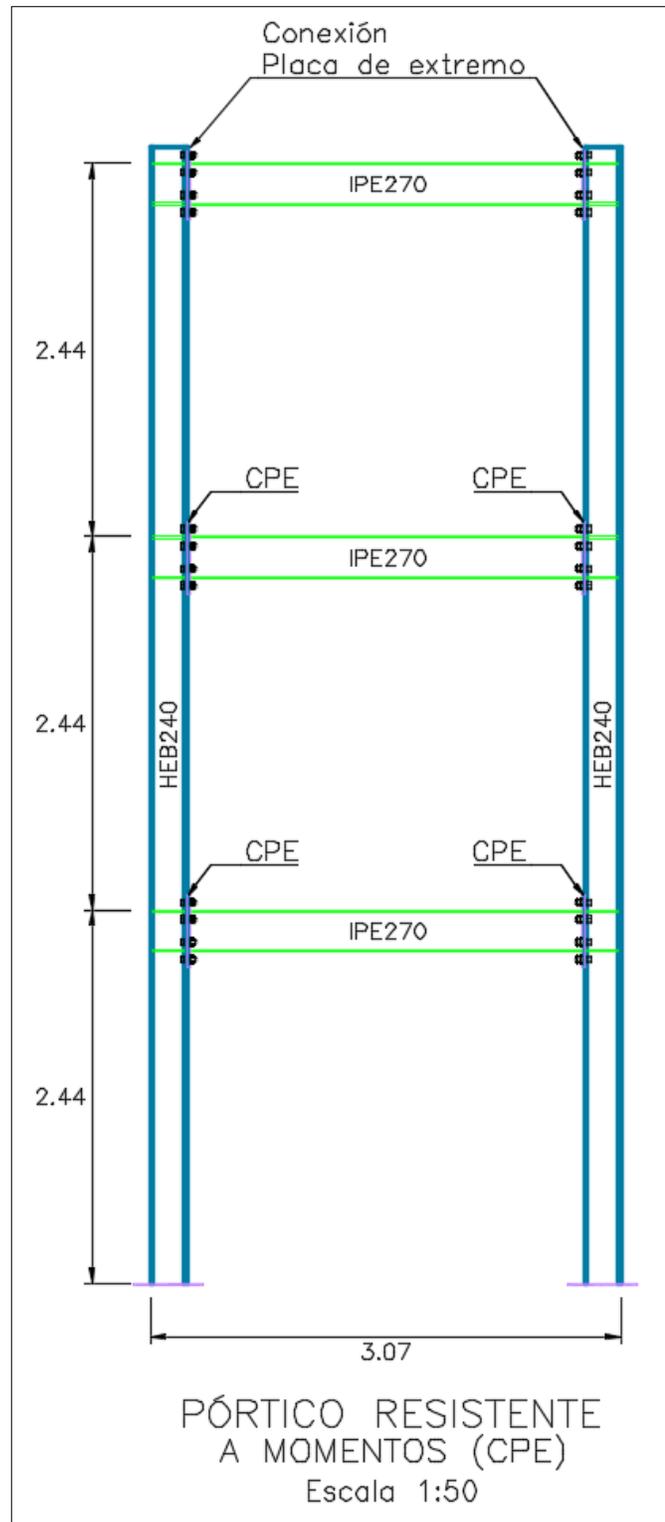


Figura 68. Pórtico con arriostramientos concéntricos en los ejes A y B

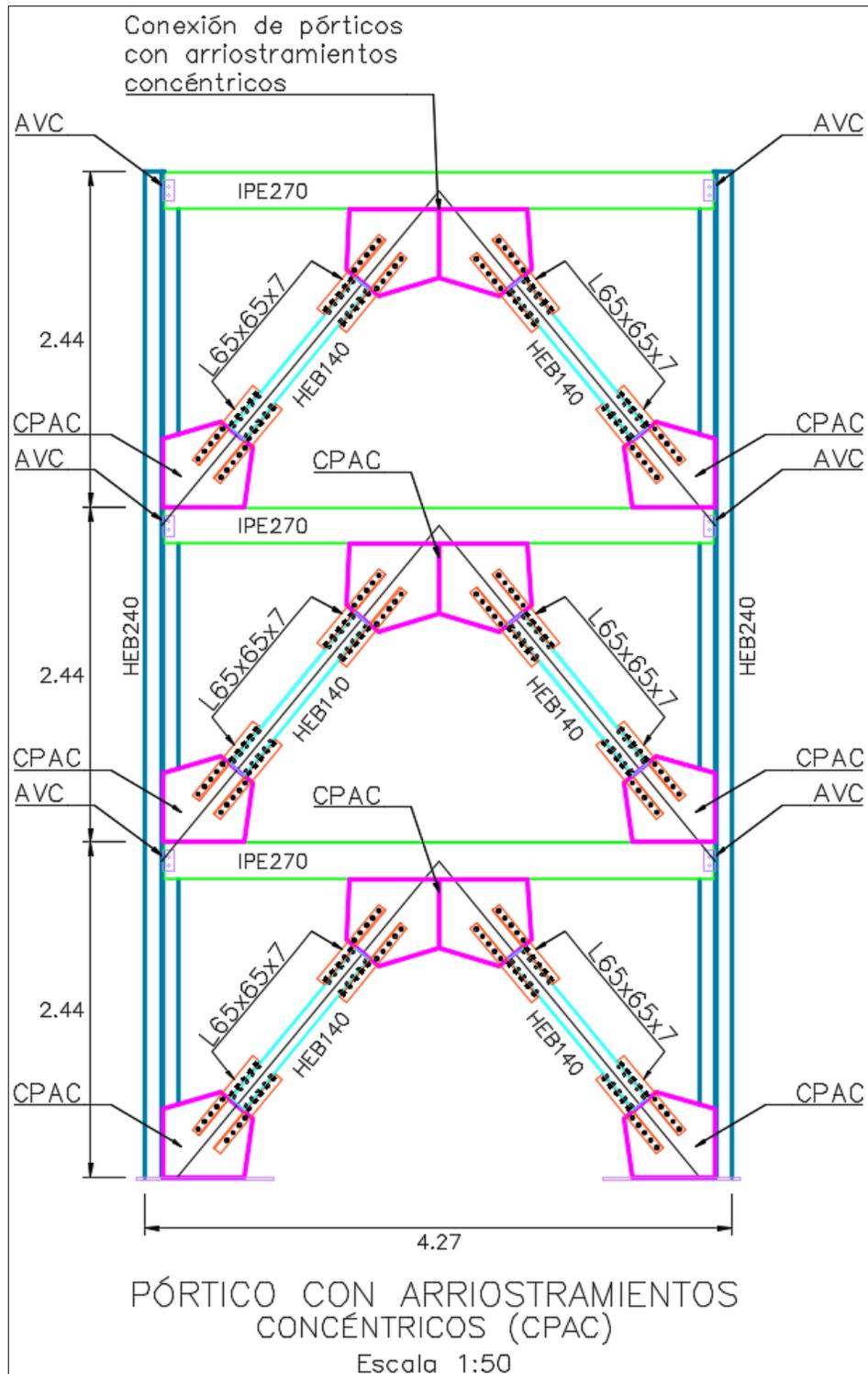


Figura 69. Detalle de conexión de pórtico resistente a momentos

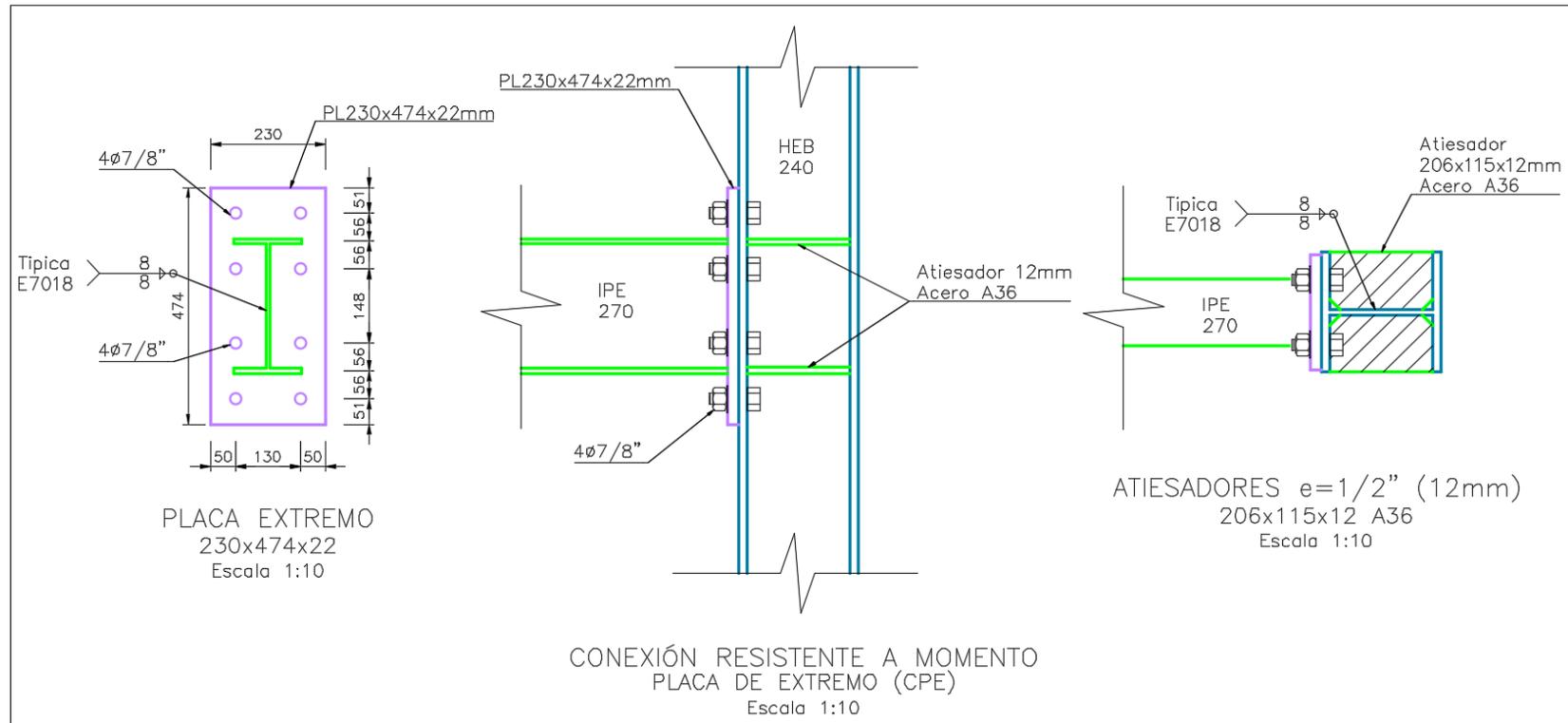


Figura 70. Detalle conexión a cortante unión viga - columna

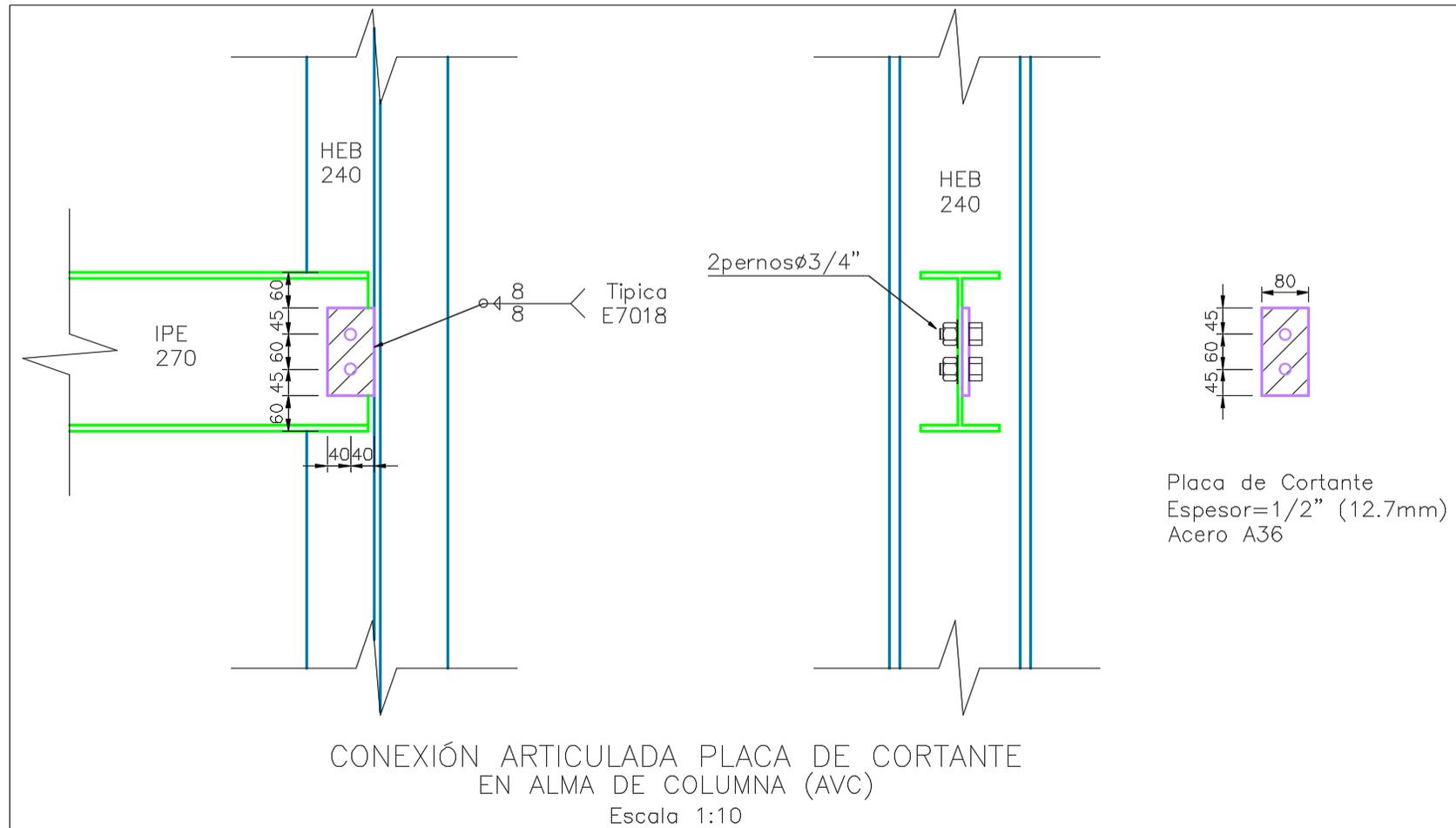


Figura 71. Detalle conexión a cortante unión viga - viga

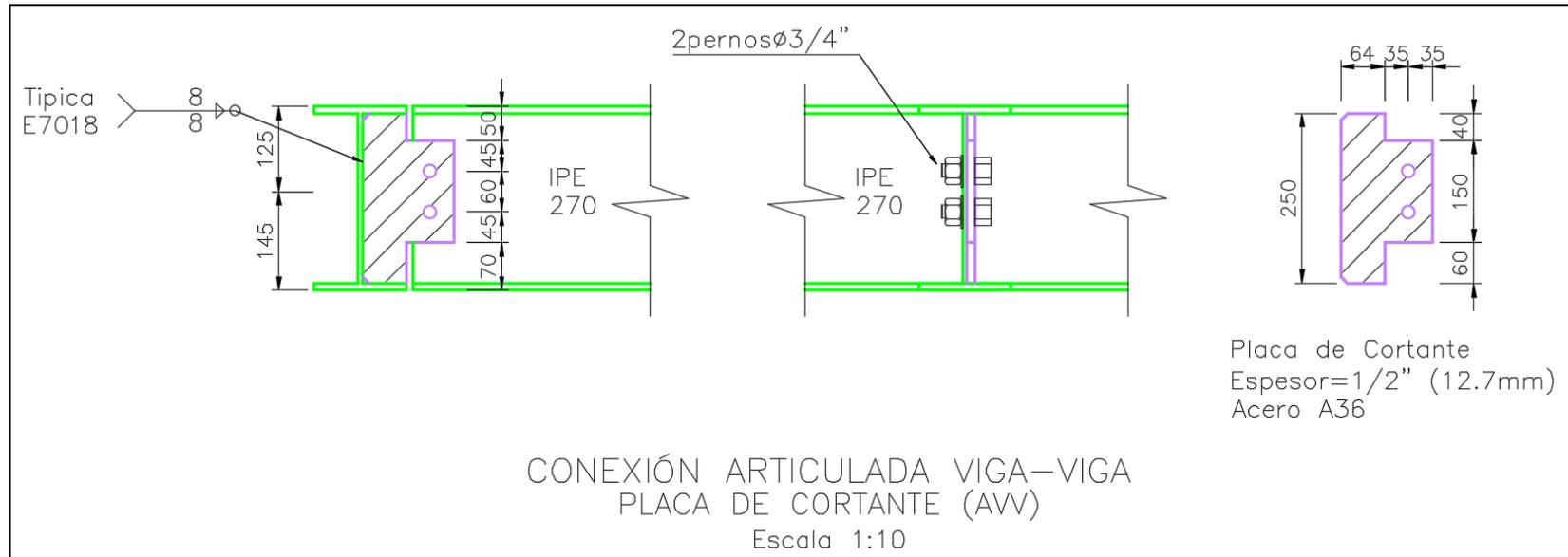


Figura 72. Detalle conexión pórtico con arriostramiento concéntrico

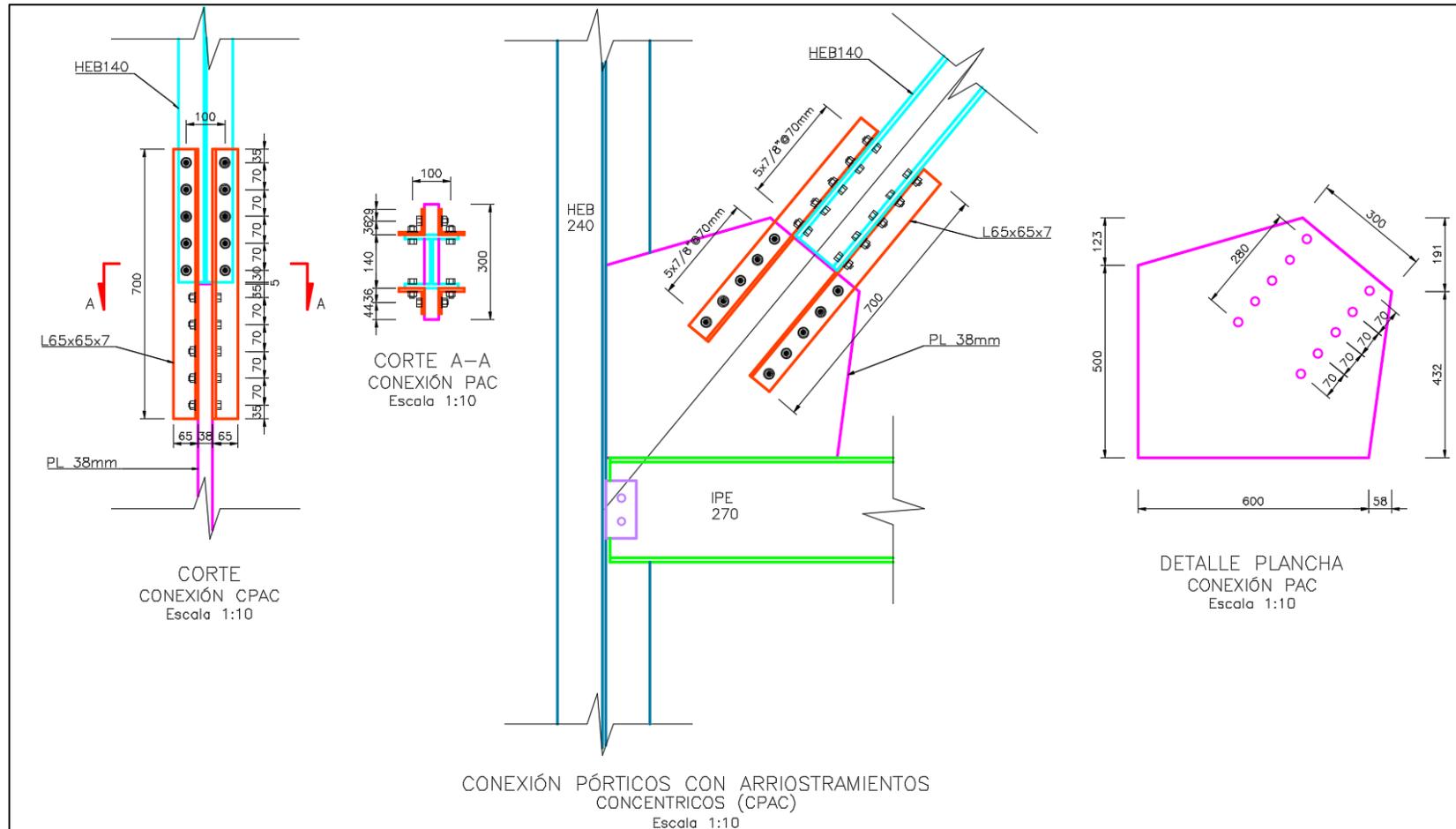


Figura 73. Detalle placa base

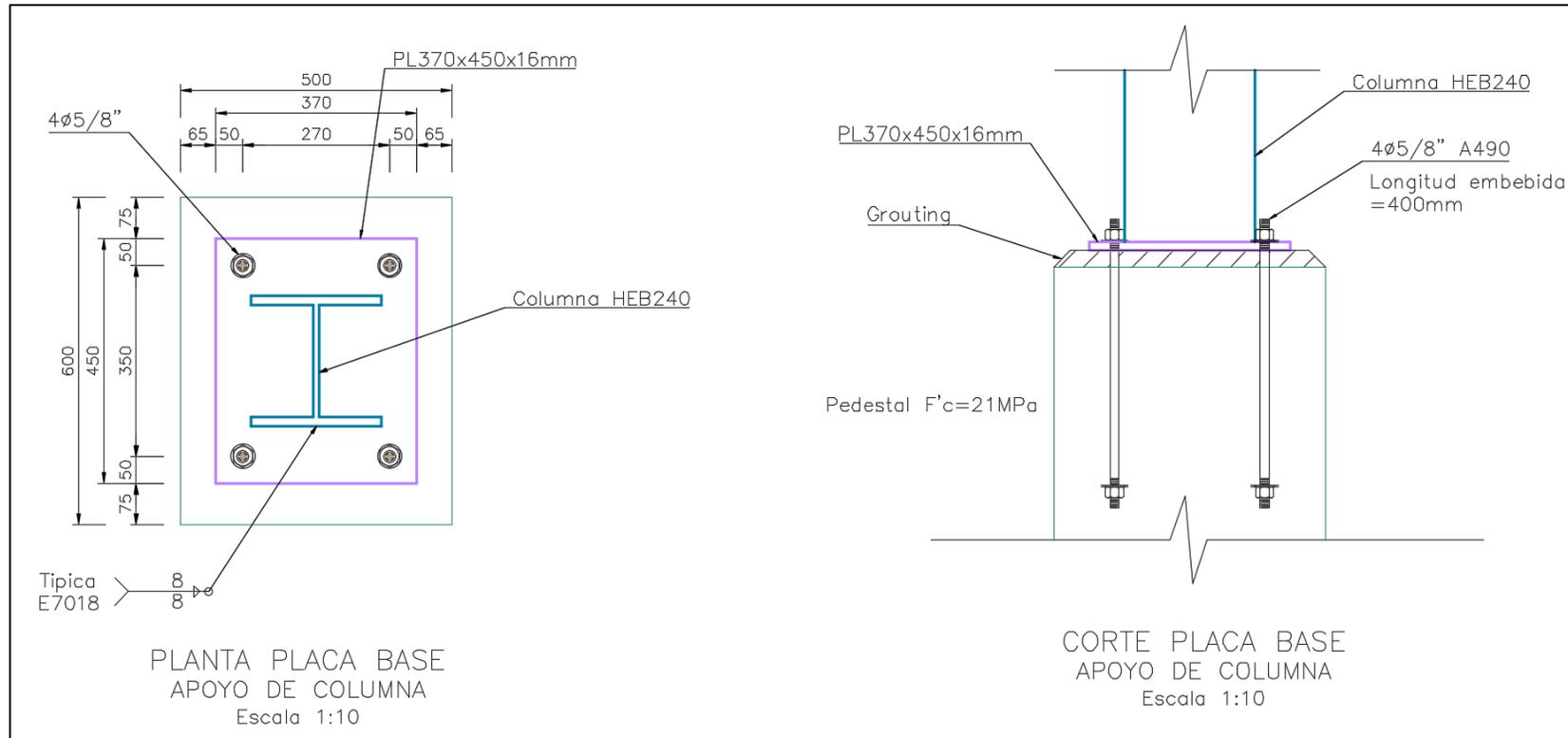


Figura 74. Detalle de pedestales en zapata 1.20x1.20

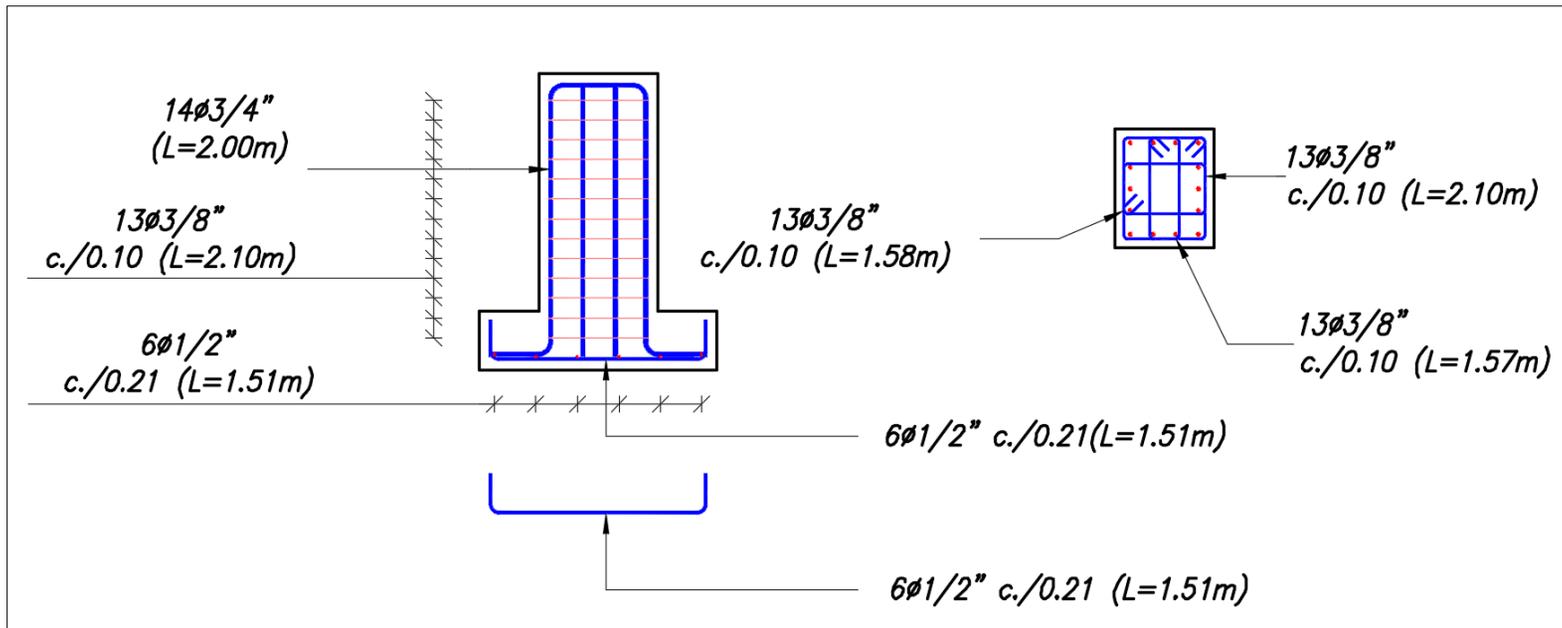
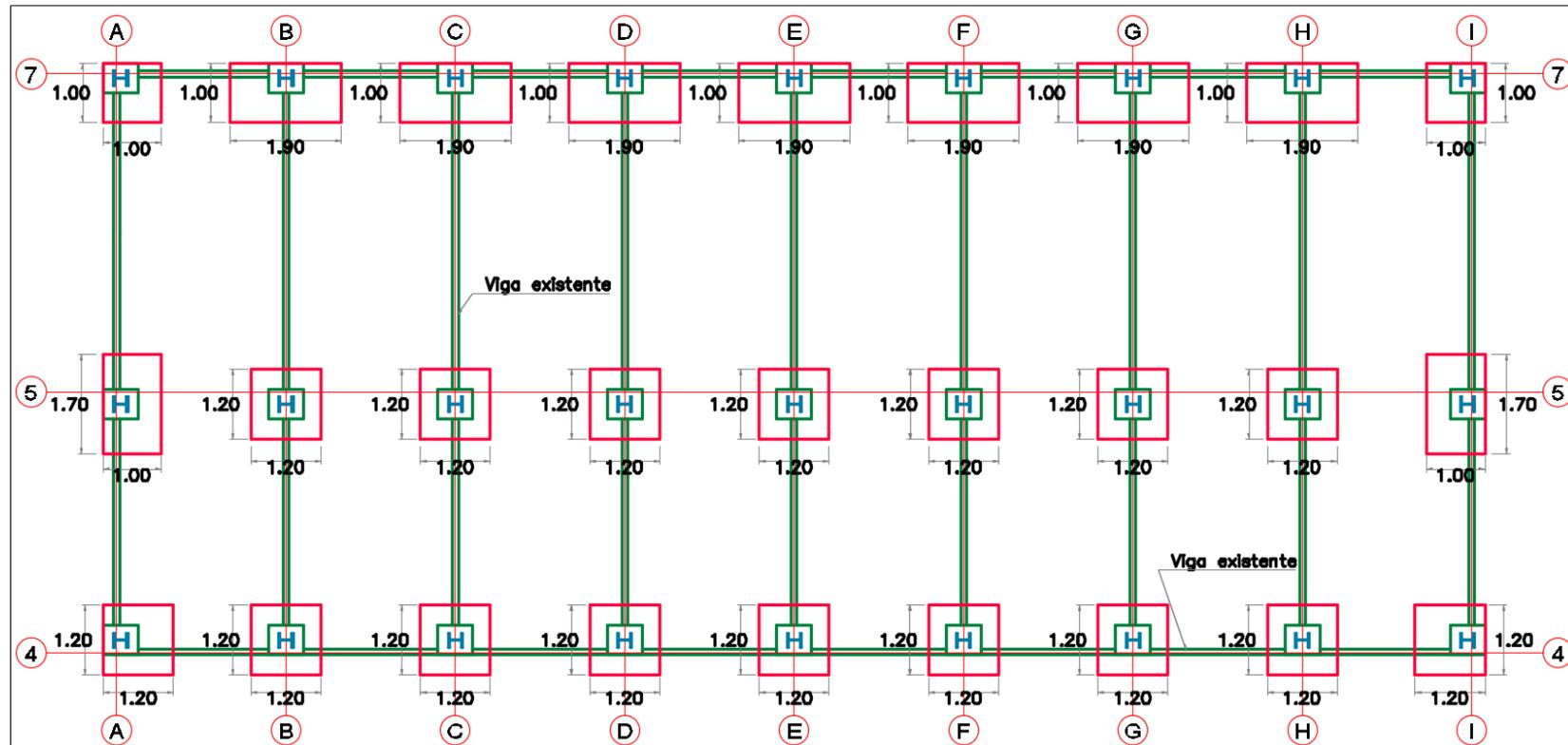


Figura 75. Planta general de cimentación propuesta



7.5. Costos del refuerzo propuesto

A continuación se presentan los costos asociados al refuerzo estructural propuesto, los precios unitarios fueron tomados de la revista construdata para Bogotá (Construdata, 2017) y aquellos ítems en donde no se consiguió información en dicha revista como lo son los perfiles metálicos, platinas y pernos, los análisis de precios unitarios se elaboraron consultando información de costos en el mercado.

Tabla 31. Costos del refuerzo propuesto para una vivienda de cuatro niveles

DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
PRELIMINARES				
Localización y replanteo	m2	88.56	\$ 3,092	\$ 273,828
DEMOLICIONES Y EXCAVACIONES				
Demolición de mampostería	m2	85.225	\$ 4,491	\$ 382,745
Excavaciones	m3	13.38	\$ 17,965	\$ 240,372
CIMENTACION				
Concreto pedestales 0.50x0.60	m3	2.16	\$ 396,270	\$ 855,943
Concreto zapatas H=030	m3	2.676	\$ 396,270	\$ 1,060,419
Acero corrugado fig. 1/4" - 1" 60.000 psi	kg	712.32	\$ 2,202	\$ 1,568,529
ESTRUCTURA PRINCIPAL				
Columnas HE240B	kg	4516.10	\$ 7,969	\$ 35,988,801
Viga IPE270	kg	1807.53	\$ 7,969	\$ 14,404,207
Viga HE140B	kg	586.38	\$ 7,969	\$ 4,672,862
Vigueta IPE140	kg	72.76	\$ 7,969	\$ 579,824
Platinas tipo CPE	und	14	\$ 79,534	\$ 1,113,476
Platinas tipo CPAC	und	24	\$ 79,534	\$ 1,908,816
Platinas tipo AVV, AVC	und	30	\$ 59,534	\$ 1,786,020
Pernos 3/4" long 1,5" (doble tuerca y arandela de presión)	und	72	\$ 21,299	\$ 1,533,528
Pernos 7/8" long 1,5" (doble tuerca y arandela de presión)	und	592	\$ 22,299	\$ 13,201,008
COSTO DIRECTO				\$ 79,570,377

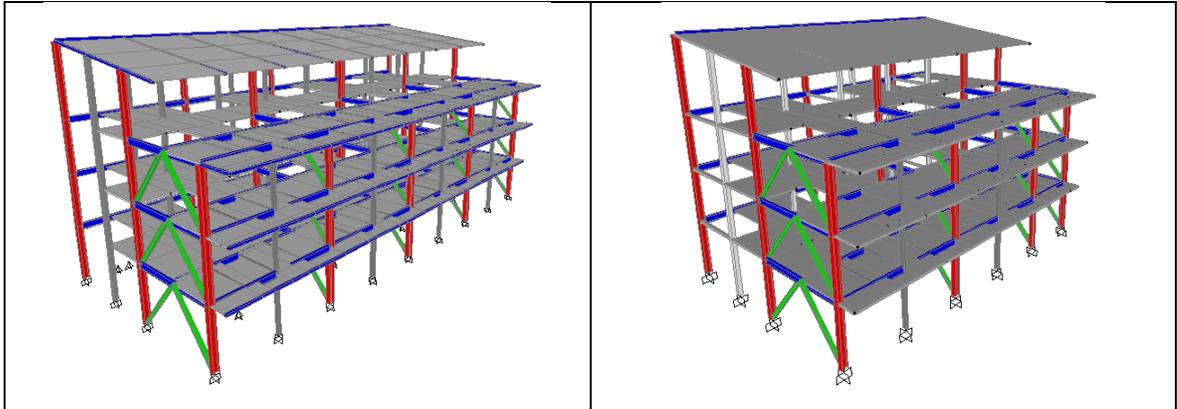
La Tabla 31 fue calculada para una vivienda de cuatro niveles, tomando en cuenta de que las viviendas comporten un muro, el refuerzo también deberá ser compartido por lo que si se quisiera reforzar un bloque completo de ocho casas, la incidencia por casa sería de aproximadamente 0.75 y el costo por casa sería de \$59'677,783.

7.6. Evaluación de una segunda alternativa de reforzamiento con estructura metálica.

Debido al alto costo que supone el reforzar todas las viviendas individualmente, caso que se analizó para abarcar la posibilidad de que alguno de los dueños no refuerce su vivienda, se evaluará una segunda alternativa en la que se ampliarán los ejes estructurales abarcando dos viviendas, dejando un eje intermedio sin intervenir y que obligaría a que todos los dueños accedan al reforzamiento. Lo anterior con el objeto de disminuir costos y hacer viable el proyecto.

Se evaluarán dos casos posibles, el bloque de ocho casas por ser el caso que más se repite y el bloque intermedio de cinco casas además nos permite evaluar un número impar de casas, para el bloque de ocho casas se han eliminado los ejes estructurales B, D, F y H, teniendo los pórticos espaciados aproximadamente cada 6.0 metros. Para el bloque de cinco casas se han eliminado los ejes estructurales B y D, teniendo dos ejes espaciados aproximadamente 6.0 metros y un eje espaciado 3.0 metros, esto ocurre en los bloques de número de casas impares ya que lo recomendable es reforzar siempre los ejes exteriores para evitar problemas de torsión en planta, en la Figura 76 se muestran los modelos de análisis en SAP2000 y se procedió a realizar el análisis no lineal de ambos modelos siguiendo el mismo procedimiento que para primera alternativa de reforzamiento utilizando estructura metálica y que se muestra en el numeral 7.6.1.

Figura 76. Modelos de análisis de bloques de ocho y cinco casas para la segunda alternativa de reforzamiento



Fuente. SAP 2000.

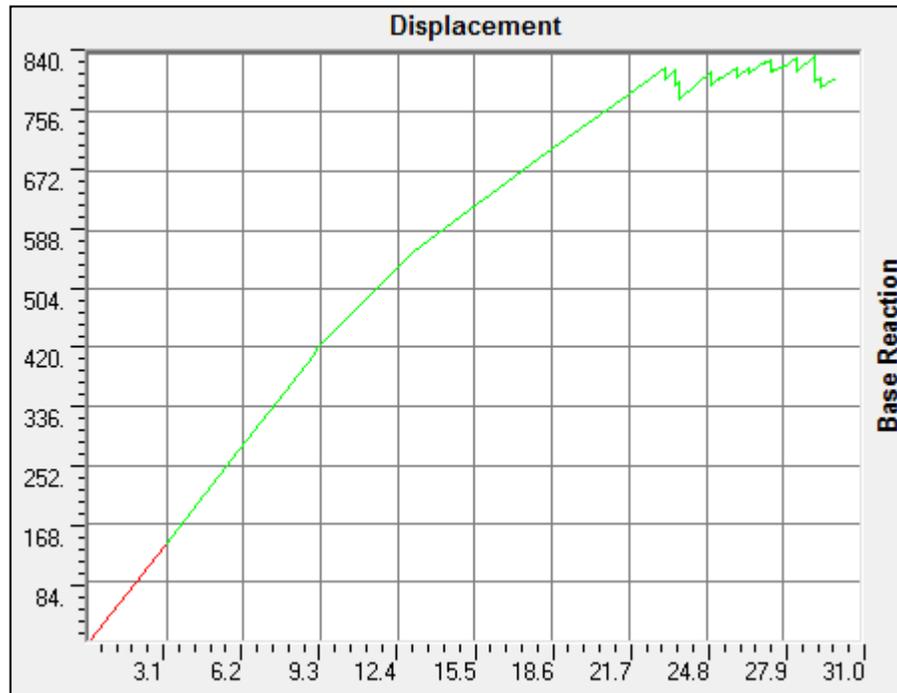
7.6.1. Análisis estático no lineal de los bloques de ocho y cinco casas para la segunda alternativa de reforzamiento.

A continuación se muestran los resultados del análisis para los bloques de ocho y cinco casas.

Modelo 19 No lineal: bloque de ocho casas, estructura reforzada en acero, no lineal, pushover en X segunda alternativa de reforzamiento.

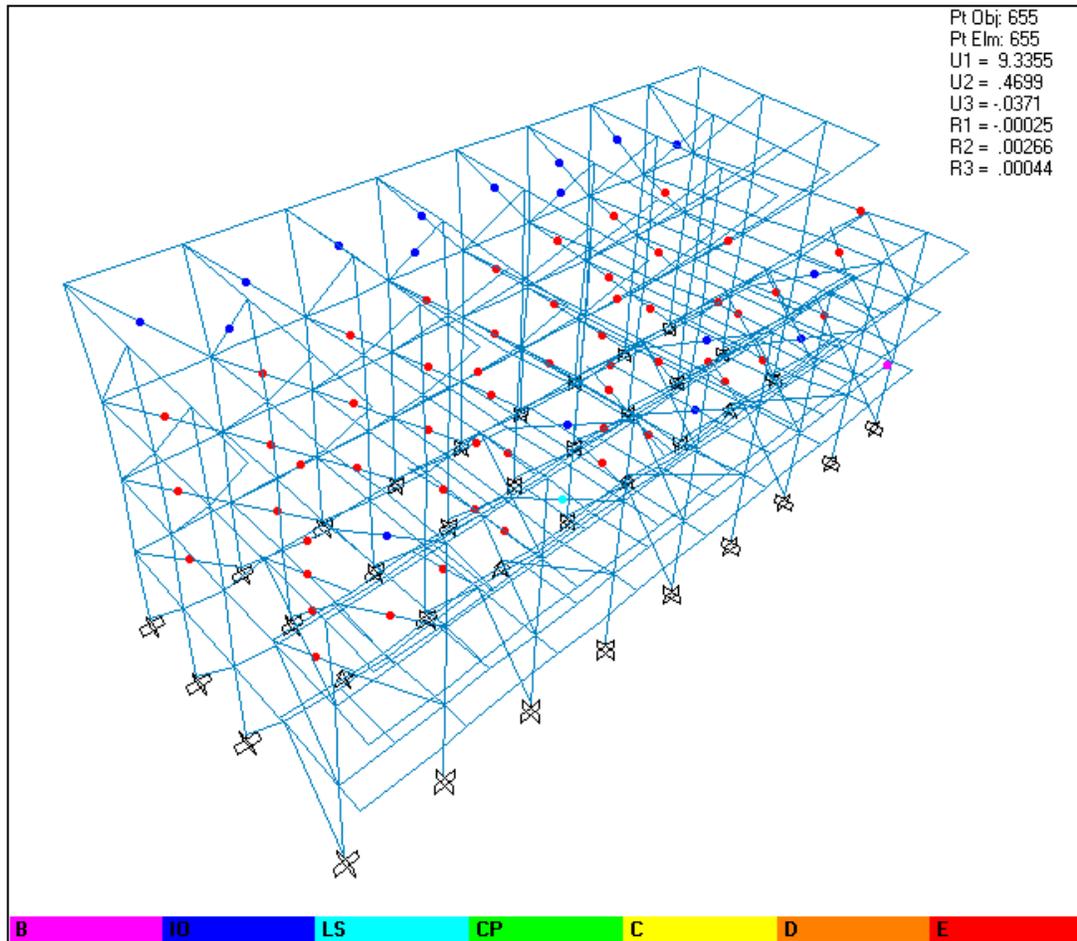
Código: B-8C-ERA-NL-PUSH-X 2alternativa.

Figura 77. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-8C-ERA-NL-PUSH-X 2alternativa



Fuente. SAP 2000.

Figura 78. Patrón de rótulas plásticas, B-8C-ERA-NL-PUSH-X 2alternativa



Fuente. SAP 2000.

Cuando se presenta la deriva inelástica del 1.0% se presentan fallas en la mampostería mientras que las secciones de acero permanecen elásticas.

Tabla 32. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-8C-ERA-NL-PUSH-X 2alternativa

Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	1.1956		C0	1.1072		C0	1.2036	
C1	1.0099		C1	0.9815		C1	1.0311	
C2	1.0001		C2	1.0004		C2	1.0012	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.4628	
Te	0.5227	seg	Te	0.5227	seg	Te	0.5227	seg
Ti	0.5227	seg	Ti	0.5227	seg	Ti	0.5227	seg
Ki	45.3929	Ton/cm	Ki	45.3929	Ton/cm	Ki	45.3929	Ton/cm
Ke	45.3929	Ton/cm	Ke	45.3929	Ton/cm	Ke	45.3929	Ton/cm
Alpha	1		Alpha	1		Alpha	1.0059	
R	1.1618		R	0.6971		R	1.5103	
Vy	136.981	Ton	Vy	136.981	Ton	Vy	136.981	Ton
Uy	3.0177	cm	Uy	3.0177	cm	Uy	3.0177	cm
Weight	447.0369	Ton	Weight	447.0369	Ton	Weight	447.0369	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	2.9	cm	Ud	1.59	cm	Ud	3.870	cm
Vd	131.626	Ton	Vd	72.165	Ton	Vd	175.888	Ton
Ud/Uy	0.961		Ud/Uy	0.527		Ud/Uy	1.282	
Vd/Vy	0.961		Vd/Vy	0.527		Vd/Vy	1.284	

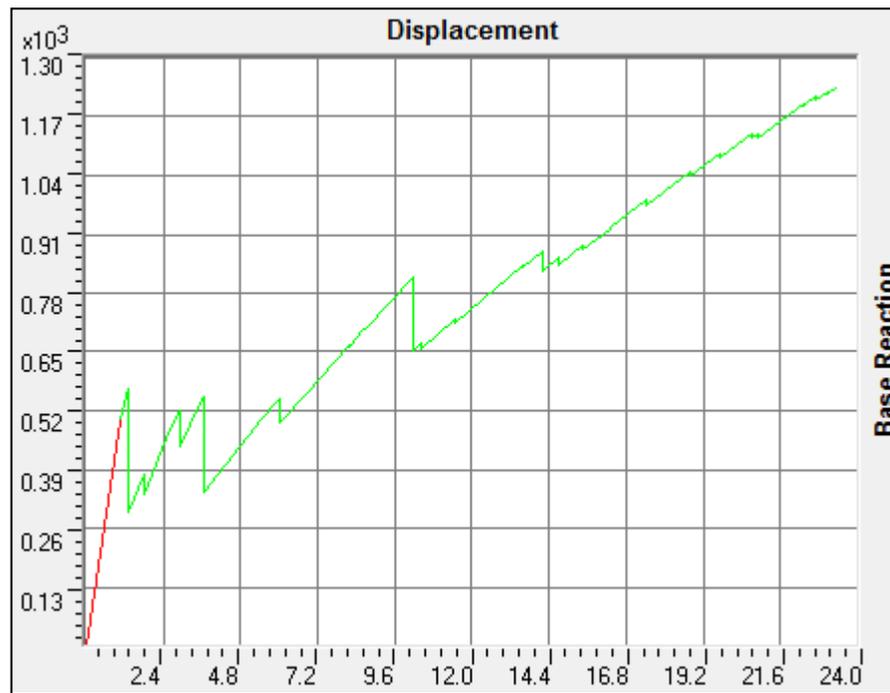
Fuente. SAP 2000.

De la Tabla 32 se observa que las relaciones Ud/Uy y Vd/Vy son menores a uno para los sismos con periodos de retorno de 72 y 475 años (sismo moderado y sismo de diseño respectivamente), lo cual indica un buen comportamiento estructural, en tanto que para el sismo raro de 975 años de periodo de retorno se obtienen relaciones de 1.28 que indican colapso de la estructura, más sin embargo se considera aceptable para el nivel de seguridad de vida establecido en la Figura 42, aclarando que para el nivel de colapso preventivo y sismo de diseño de 975 años se requerirá de demolición y construcción de una nueva vivienda.

Modelo 20 No lineal: bloque de ocho casas, estructura reforzada en acero, no lineal, pushover en Y segunda alternativa de reforzamiento.

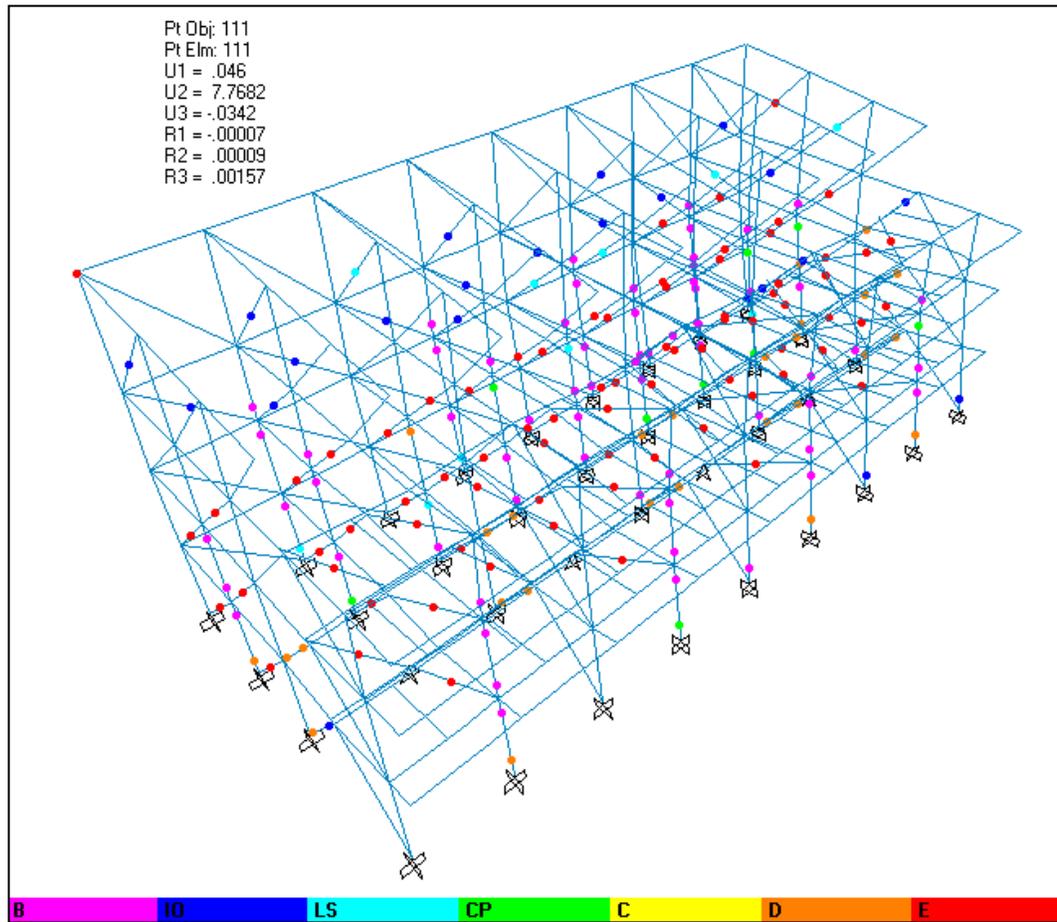
Código: B-8C-ERA-NL-PUSH-Y 2alternativa.

Figura 79. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-8C-ERA-NL-PUSH-Y 2alternativa



Fuente. SAP 2000.

Figura 80. Patrón de rótulas plásticas, B-8C-ERA-NL-PUSH-Y 2alternativa



Fuente. SAP 2000.

Cuando se presenta la deriva inelástica del 1.0% se presentan fallas en la mampostería mientras que en algunas secciones de acero se presenta cedencia inicial.

Tabla 33. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-8C-ERA-NL-PUSH-Y 2alternativa

Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	1.0442		C0	1.0243		C0	1.0811	
C1	0.716		C1	0.6629		C1	0.7956	
C2	1.0145		C2	1.0205		C2	1.0075	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.5696	
Te	0.1675	seg	Te	0.1675	seg	Te	0.1675	seg
Ti	0.1675	seg	Ti	0.1675	seg	Ti	0.1675	seg
Ki	467.5241	Ton/cm	Ki	467.5241	Ton/cm	Ki	467.5241	Ton/cm
Ke	467.5241	Ton/cm	Ke	467.5241	Ton/cm	Ke	467.5241	Ton/cm
Alpha	1		Alpha	1		Alpha	1	
R	0.3183		R	0.191		R	0.5093	
Vy	500.0007	Ton	Vy	500.0007	Ton	Vy	500.0007	Ton
Uy	1.0695	cm	Uy	1.0695	cm	Uy	1.0695	cm
Weight	447.1083	Ton	Weight	447.1083	Ton	Weight	447.1083	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	0.189	cm	Ud	0.104	cm	Ud	0.264	cm
Vd	88.466	Ton	Vd	48.524	Ton	Vd	123.471	Ton
Ud/Uy	0.177		Ud/Uy	0.097		Ud/Uy	0.247	
Vd/Vy	0.177		Vd/Vy	0.097		Vd/Vy	0.247	

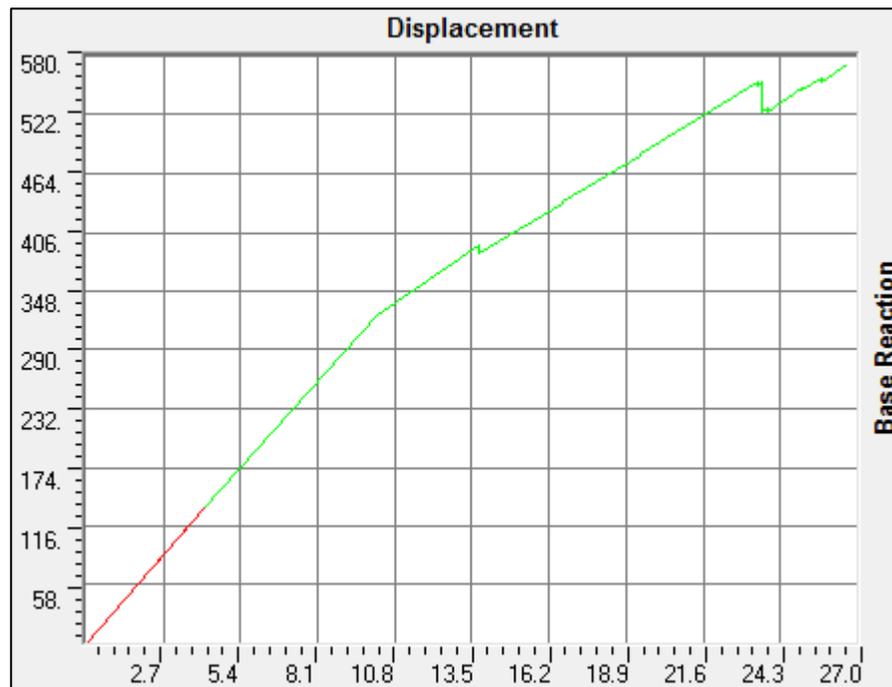
Fuente. SAP 2000.

De la Tabla 33 se observa que las relaciones Ud/Uy y Vd/Vy son menores que uno para los tres sismos analizados, por lo que la estructura presenta un buen comportamiento para el sismo en la dirección Y para los tres sismos.

Modelo 21 No lineal: bloque de cinco casas, estructura reforzada en acero, no lineal, pushover en X segunda alternativa de reforzamiento.

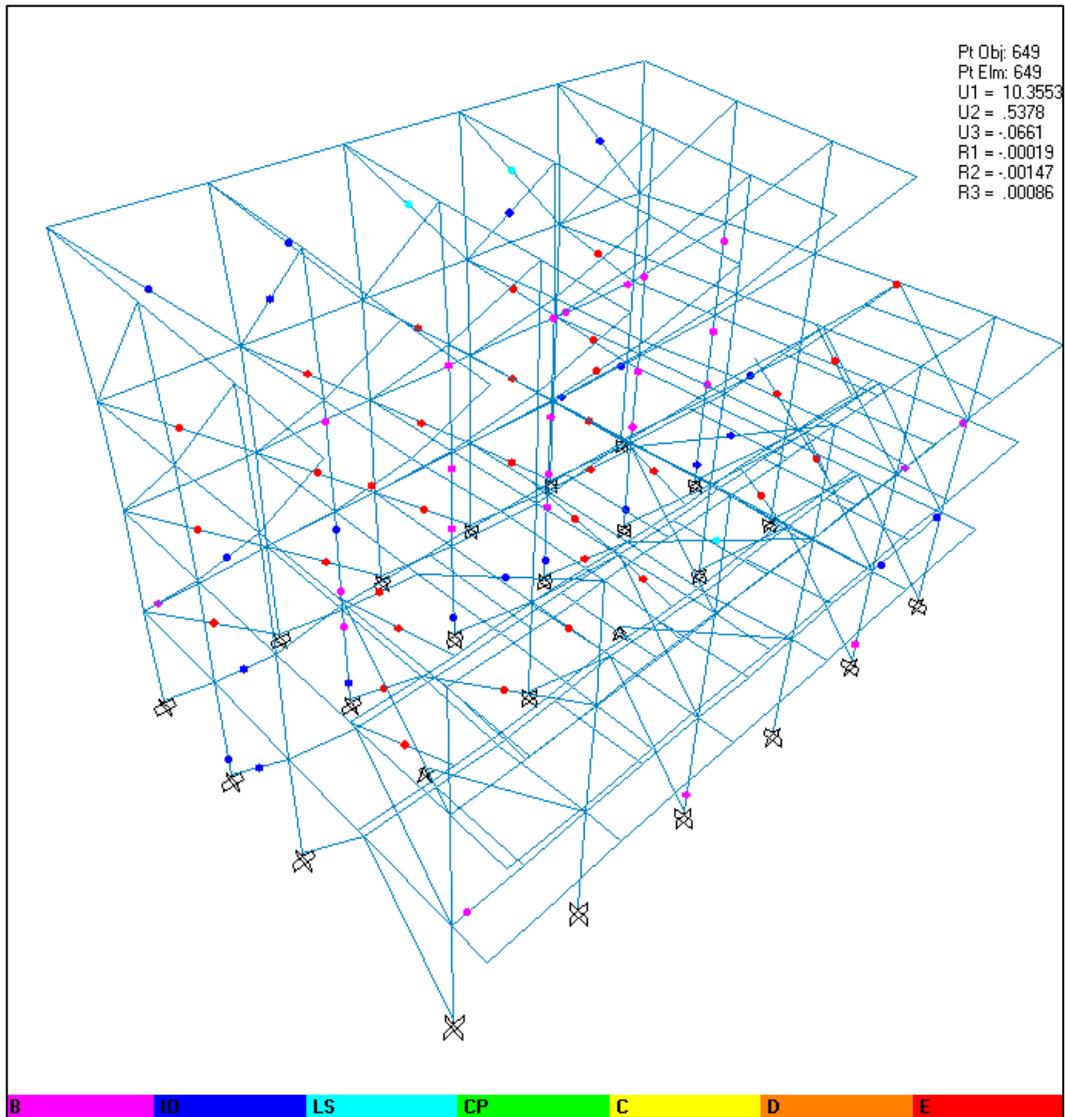
Código: B-5C-ERA-NL-PUSH-X 2alternativa.

Figura 81. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-5C-ERA-NL-PUSH-X 2alternativa



Fuente. SAP 2000.

Figura 82. Patrón de rótulas plásticas, B-5C-ERA-NL-PUSH-X 2alternativa



Fuente. SAP 2000.

Cuando se presenta la deriva inelástica del 1.0% se presentan fallas en la mampostería mientras que en algunas secciones de acero se presenta cedencia inicial en la base de las columnas.

Tabla 34. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-5C-ERA-NL-PUSH-X 2alternativa

Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	1.1137		C0	1.0638		C0	1.1556	
C1	0.9838		C1	0.9628		C1	0.9995	
C2	1.0003		C2	1.0015		C2	1	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.4628	
Te	0.4931	seg	Te	0.4931	seg	Te	0.4931	seg
Ti	0.4931	seg	Ti	0.4931	seg	Ti	0.4931	seg
Ki	32.5998	Ton/cm	Ki	32.5998	Ton/cm	Ki	32.5998	Ton/cm
Ke	32.5998	Ton/cm	Ke	32.5998	Ton/cm	Ke	32.5998	Ton/cm
Alpha	1		Alpha	1		Alpha	1	
R	0.7631		R	0.4579		R	0.992	
Vy	133.9837	Ton	Vy	133.9837	Ton	Vy	133.9837	Ton
Uy	4.1099	cm	Uy	4.1099	cm	Uy	4.1099	cm
Weight	287.2053	Ton	Weight	287.2053	Ton	Weight	287.2053	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	2.375	cm	Ud	1.332	cm	Ud	3.248	cm
Vd	77.425	Ton	Vd	43.428	Ton	Vd	105.900	Ton
Ud/Uy	0.578		Ud/Uy	0.324		Ud/Uy	0.790	
Vd/Vy	0.578		Vd/Vy	0.324		Vd/Vy	0.790	

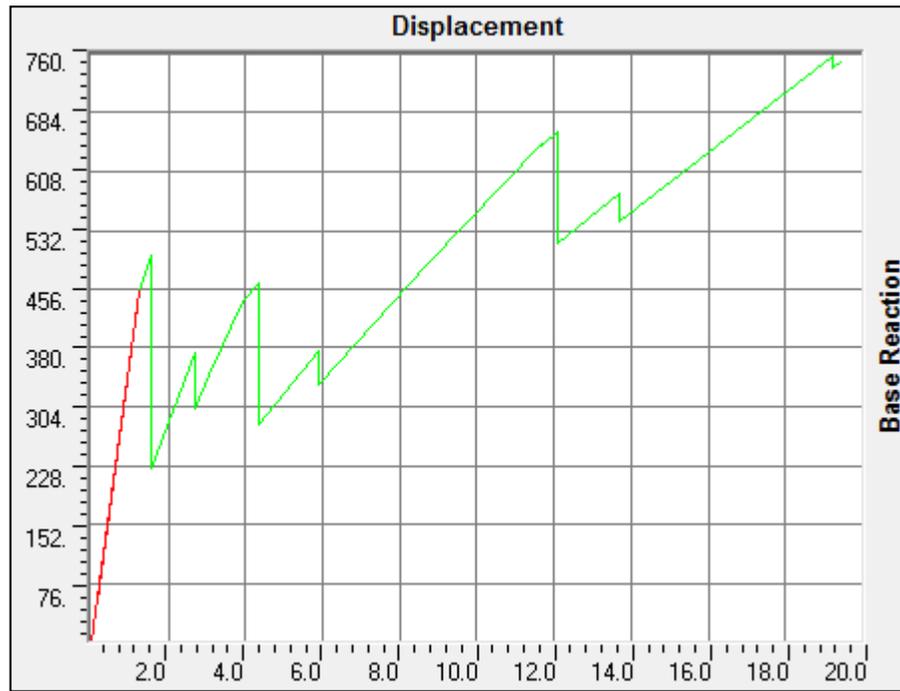
Fuente. SAP 2000.

De la Tabla 34 se observa que las relaciones Ud/Uy y Vd/Vy son menores que uno para los tres sismos analizados, por lo que la estructura presenta un buen comportamiento para el sismo en la dirección X.

Modelo 22 No lineal: bloque de cinco casas, estructura reforzada en acero, no lineal, pushover en Y segunda alternativa de reforzamiento.

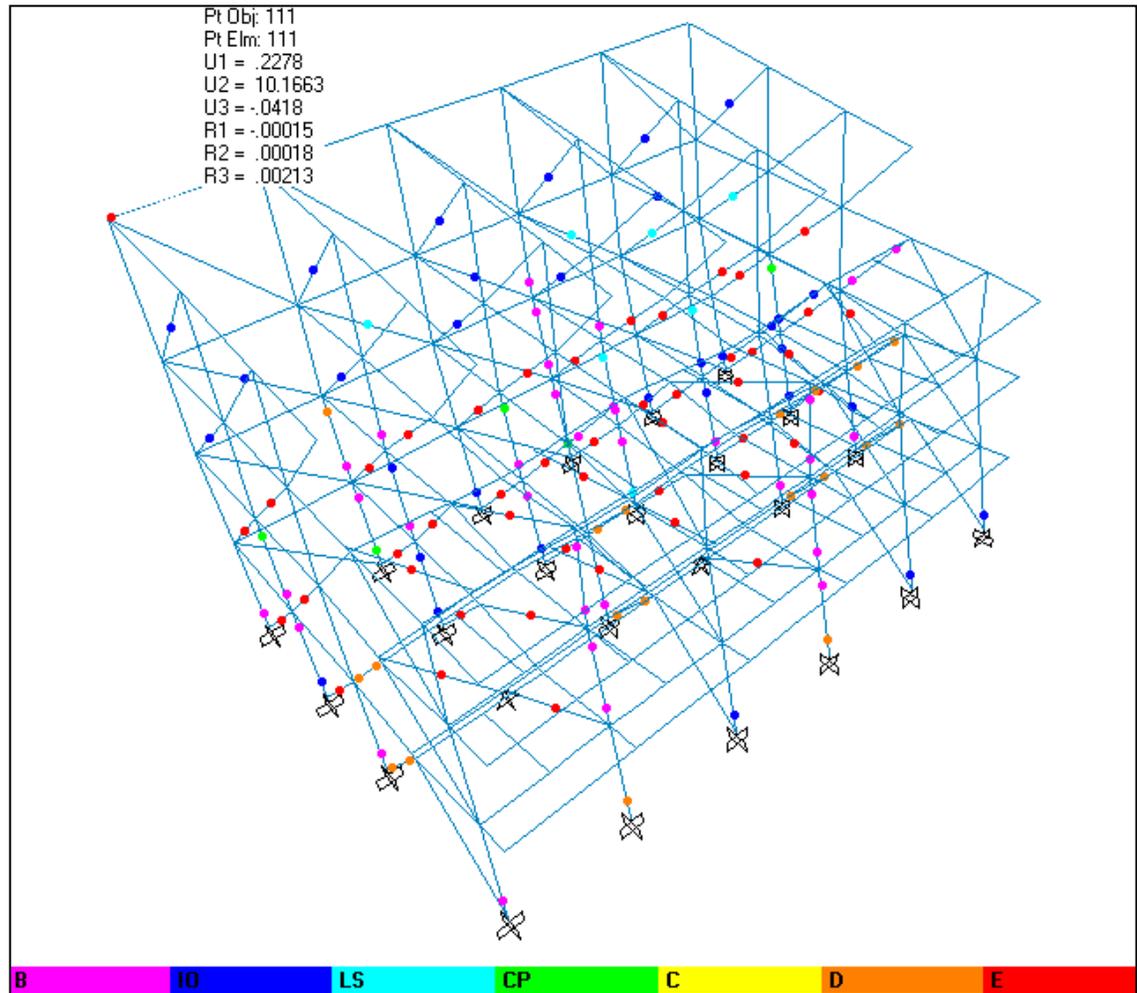
Código: B-5C-ERA-NL-PUSH-Y 2alternativa.

Figura 83. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-5C-ERA-NL-PUSH-Y 2alternativa



Fuente. SAP 2000.

Figura 84. Patrón de rótulas plásticas, B-5C-ERA-NL-PUSH-Y 2alternativa



Fuente. SAP 2000.

Tabla 35. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-5C-ERA-NL-PUSH-Y 2alternativa

Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	1.0282		C0	1.0159		C0	1.0385	
C1	0.6773		C1	0.6397		C1	0.7054	
C2	1.0187		C2	1.0234		C2	1.0156	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.4628	
Te	0.1497	seg	Te	0.1497	seg	Te	0.1497	seg
Ti	0.1497	seg	Ti	0.1497	seg	Ti	0.1497	seg
Ki	359.7018	Ton/cm	Ki	359.7018	Ton/cm	Ki	359.7018	Ton/cm
Ke	359.7018	Ton/cm	Ke	359.7018	Ton/cm	Ke	359.7018	Ton/cm
Alpha	1		Alpha	1		Alpha	1	
R	0.2254		R	0.1353		R	0.2931	
Vy	453.5554	Ton	Vy	453.5554	Ton	Vy	453.5554	Ton
Dy	1.2609	cm	Dy	1.2609	cm	Dy	1.2609	cm
Weight	287.2053	Ton	Weight	287.2053	Ton	Weight	287.2053	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	0.141	cm	Ud	0.08	cm	Ud	0.193	cm
Vd	50.878	Ton	Vd	28.632	Ton	Vd	69.338	Ton
Ud/Uy	0.112		Ud/Uy	0.063		Ud/Uy	0.153	
Vd/Vy	0.112		Vd/Vy	0.063		Vd/Vy	0.153	

Fuente. SAP 2000.

De la Tabla 35 se observa que las relaciones Ud/Uy y Vd/Vy son menores que uno para los tres sismos analizados, por lo que la estructura presenta un buen comportamiento para el sismo en la dirección Y.

Para los casos analizados en este numeral solamente no cumpliría para el sismo raro con periodo de retorno de 975 años, en la dirección X, en el bloque de ocho casas, por lo que la segunda alternativa de reforzamiento en estructura metálica se considera aceptable.

7.6.2. Planos del refuerzo propuesto para la segunda alternativa de reforzamiento

A continuación se presentan los planos que se modifican para la segunda alternativa de reforzamiento.

Figura 85. Planta general del refuerzo para un bloque de ocho casas, segunda alternativa.

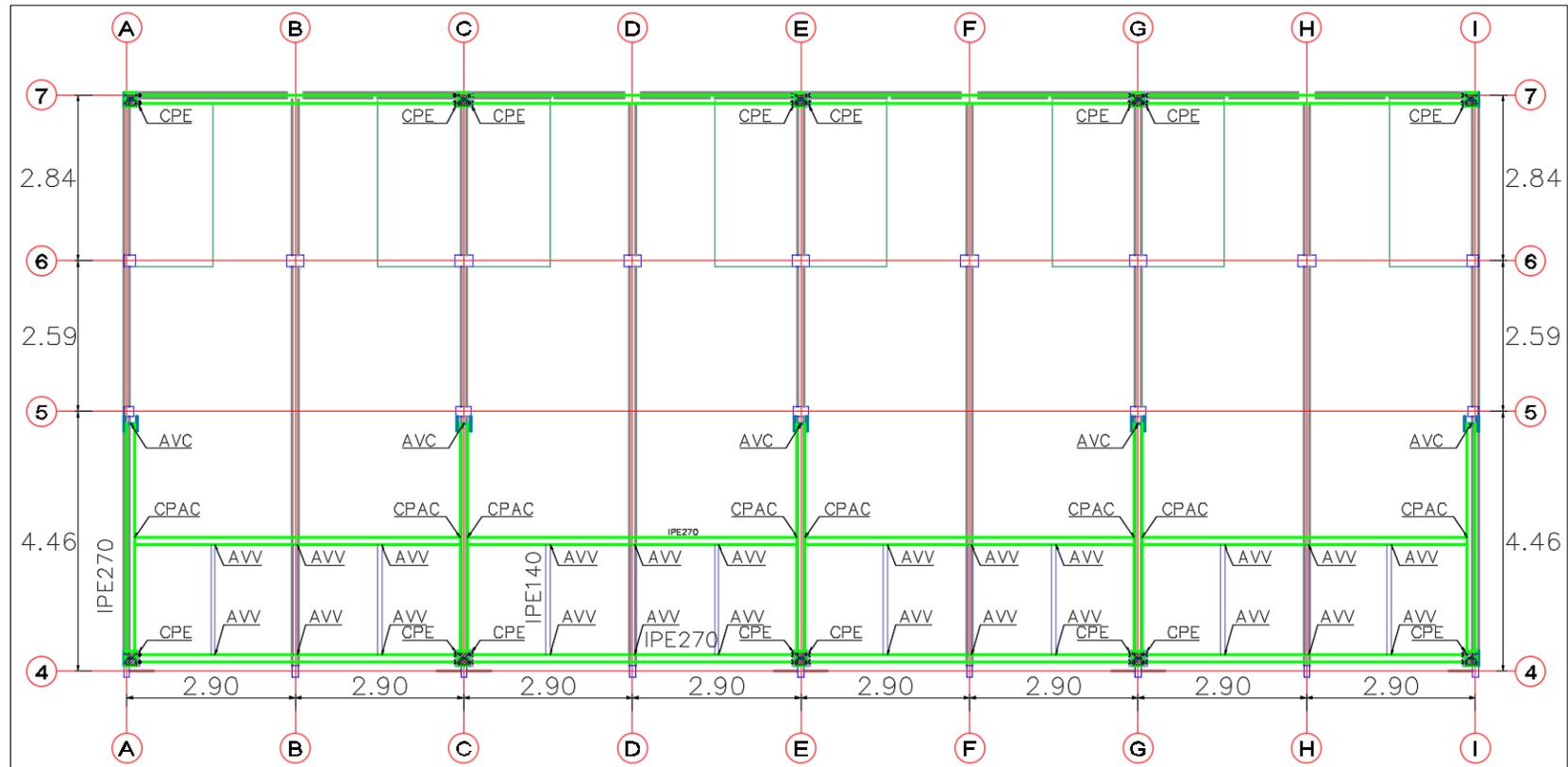


Figura 86. Planta general de cimentación propuesta para el bloque de ocho casas, segunda alternativa

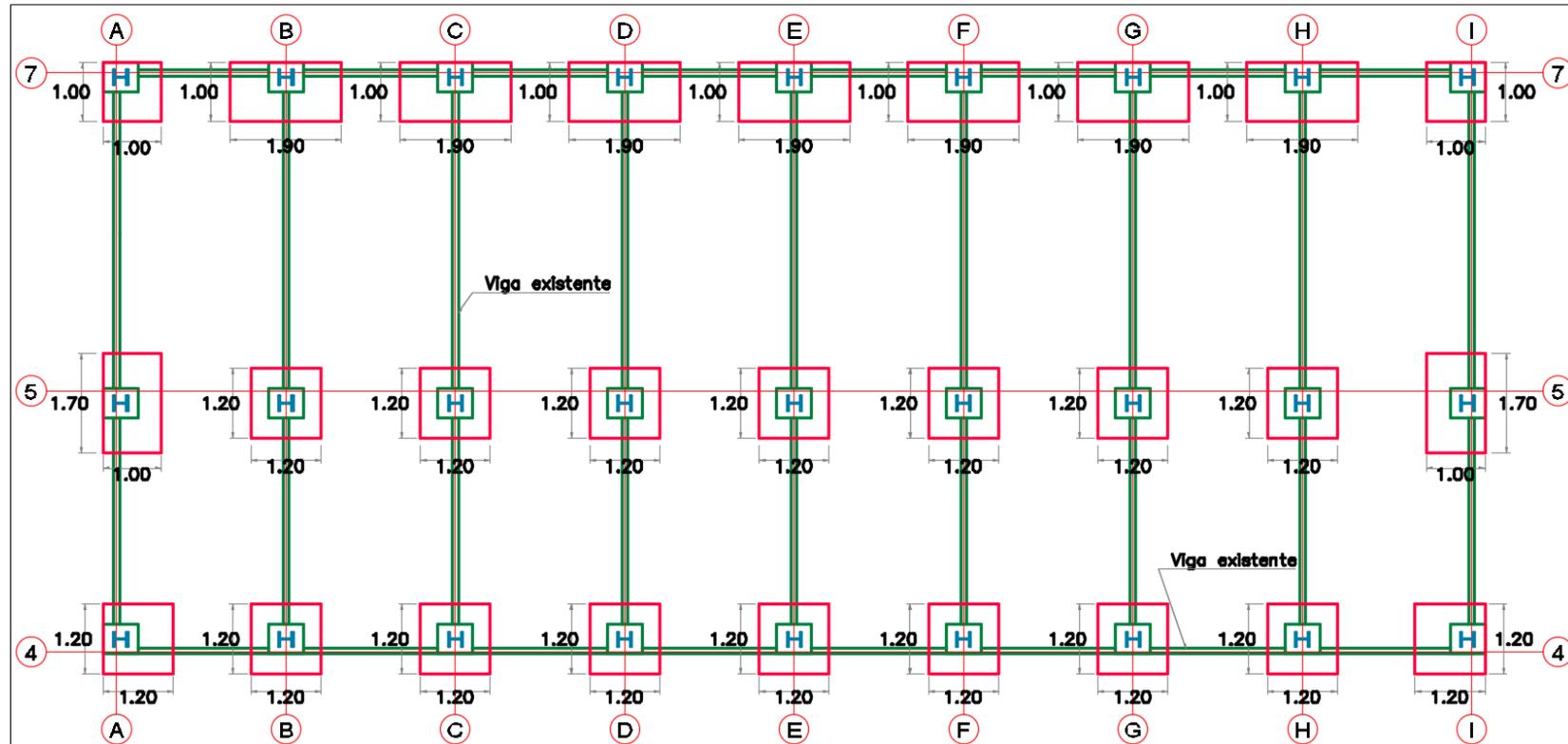


Figura 87. Planta general del refuerzo para un bloque de cinco casas, segunda alternativa.

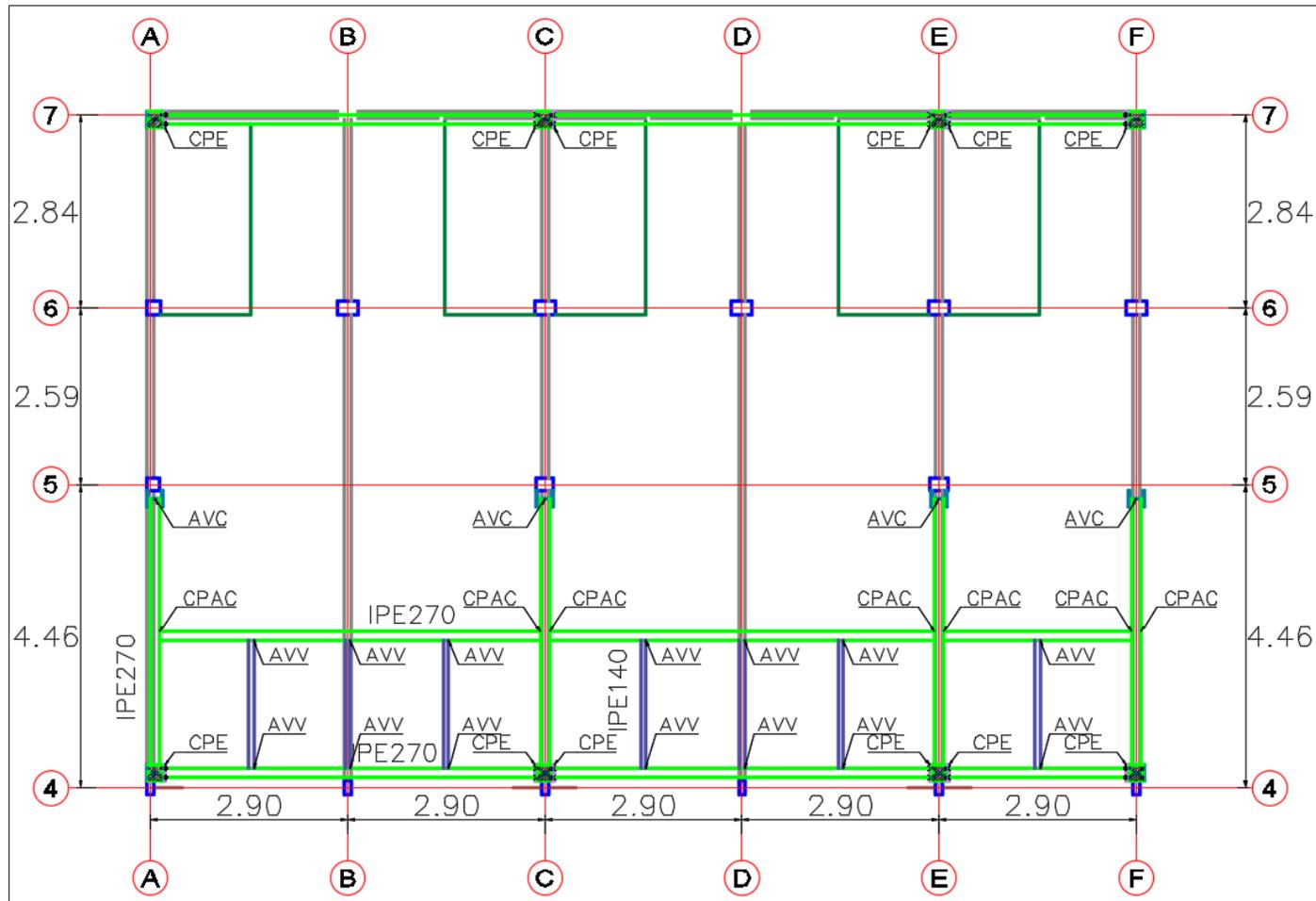
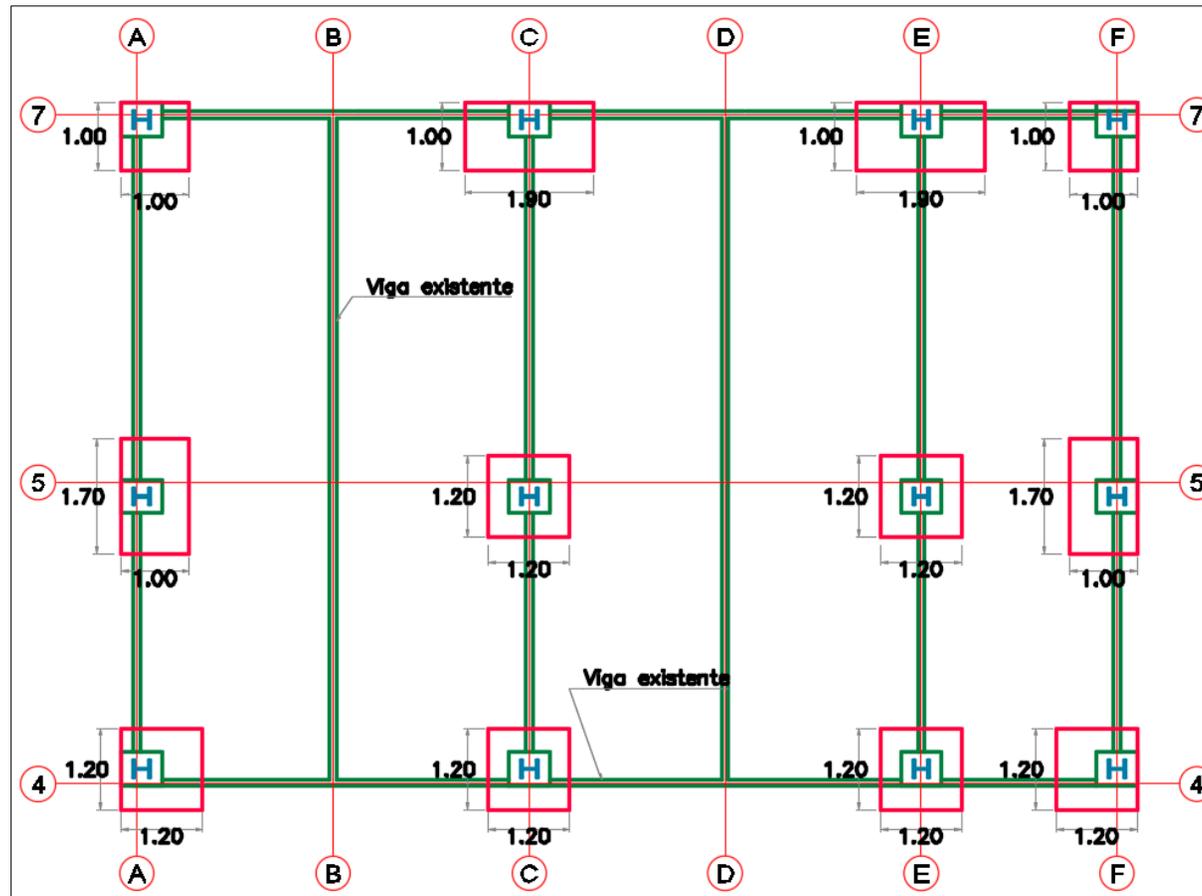


Figura 88. Planta general de cimentación propuesta para el bloque de cinco casas, segunda alternativa



Todos los demás planos como detalles de pórticos y conexiones se mantienen.

7.6.3. Costos del refuerzo propuesto para la segunda alternativa de reforzamiento.

A continuación se presentan los costos para la segunda alternativa de reforzamiento, calculado para los bloques de ocho y cinco casas.

Tabla 36. Costos de la segunda alternativa de refuerzo para un bloque de ocho casas

DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
PRELIMINARES				
Localización y replanteo	m2	687.82	\$ 3,092	\$ 2,126,727
DEMOLICIONES Y EXCAVACIONES				
Demolición de mampostería	m2	337.99	\$ 4,491	\$ 1,517,904
Excavaciones	m3	33.93	\$ 17,965	\$ 609,552
CIMENTACION				
Concreto pedestales 0.50x0.60	m3	5.4	\$ 396,270	\$ 2,139,858
Concreto zapatas H=030	m3	6.79	\$ 396,270	\$ 2,689,088
Acero corrugado fig. 1/4" - 1" 60.000 psi	kg	1780.8	\$ 2,202	\$ 3,921,322
ESTRUCTURA PRINCIPAL				
Columnas HE240B	kg	11290.24	\$ 7,969	\$ 89,971,923
Viga IPE270	kg	10146.99	\$ 7,969	\$ 80,861,363
Viga HE140B	kg	1465.95	\$ 7,969	\$ 11,682,156
Vigueta IPE140	kg	291.02	\$ 7,969	\$ 2,319,138
Platinas tipo CPE	und	56	\$ 79,534	\$ 4,453,904
Platinas tipo CPAC	und	60	\$ 79,534	\$ 4,772,040
Platinas tipo AVV, AVC	und	126	\$ 59,534	\$ 7,501,284
Pernos 3/4" long 1,5" (doble tuerca y arandela de presión)	und	252	\$ 21,299	\$ 5,367,348
Pernos 7/8" long 1,5" (doble tuerca y arandela de presión)	und	1648	\$ 22,299	\$ 36,748,752
COSTO DIRECTO				\$ 256,682,359
Costo directo por casa (8 casas en total)				\$ 32,085,295

Tabla 37. Costos de la segunda alternativa de refuerzo para un bloque de cinco casas

DESCRIPCIÓN	UND	CANT.	V/UNITARIO	V/TOTAL
PRELIMINARES				
Localización y replanteo	m2	88.56	\$ 3,092	\$ 273,828
DEMOLICIONES Y EXCAVACIONES				
Demolición de mampostería	m2	239.26	\$ 4,491	\$ 1,074,517
Excavaciones	m3	26.76	\$ 17,965	\$ 480,743
CIMENTACION				
Concreto pedestales 0.50x0.60	m3	4.32	\$ 396,270	\$ 1,711,886
Concreto zapatas H=030	m3	5.35	\$ 396,270	\$ 2,120,837
Acero corrugado fig. 1/4" - 1" 60.000 psi	kg	1424.64	\$ 2,202	\$ 3,137,057
ESTRUCTURA PRINCIPAL				
Columnas HE240B	kg	9032.19	\$ 7,969	\$ 71,977,522
Viga IPE270	kg	6688.61	\$ 7,969	\$ 53,301,533
Viga HE140B	kg	1172.76	\$ 7,969	\$ 9,345,724
Vigueta IPE140	kg	169.76	\$ 7,969	\$ 1,352,817
Platinas tipo CPE	und	42	\$ 79,534	\$ 3,340,428
Platinas tipo CPAC	und	48	\$ 79,534	\$ 3,817,632
Platinas tipo AVV, AVC	und	84	\$ 59,534	\$ 5,000,856
Pernos 3/4" long 1,5" (doble tuerca y arandela de presión)	und	168	\$ 21,299	\$ 3,578,232
Pernos 7/8" long 1,5" (doble tuerca y arandela de presión)	und	1296	\$ 22,299	\$ 28,899,504
COSTO DIRECTO				\$ 189,413,117
Costo directo por casa (5 casas en total)				\$ 37,882,623

De las tablas 36 y 37 se observa una disminución de los costos del reforzamiento comparados con la primera alternativa evaluada, también hay un costo mayor por vivienda en el bloque de casa impar debido a que en estos bloques se ve la necesidad de mantener dos ejes estructurales distanciados a no más de 3.0 metros.

Por otra parte analizando una vivienda de cuatro pisos con un área construida aproximada de 120 m², se presenta un índice de costo de reforzamiento de aproximadamente \$300.000 por m², lo que hace viable el proyecto ya que el valor de la vivienda está estimado en \$1'000.000 por m² según consultas hechas a los propietarios durante el levantamiento de las encuestas.

8. GUÍA PARA LA IDENTIFICACIÓN, EVALUACIÓN Y REDUCCIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DE CONSTRUCCIÓN PROGRESIVA.

El objetivo general del presente proyecto es elaborar una guía en donde se indiquen los pasos para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras de construcción progresiva así como la reducción de dicha vulnerabilidad mediante la propuesta de un refuerzo estructural, estos pasos se indican a continuación:

1. Preparación previa.

Lectura y estudio de artículos relacionados con métodos de vulnerabilidad sísmica en edificaciones. Identificación de la zona de estudio o estructura a analizar, recopilando toda la información histórica posible, año de construcción y métodos constructivos empleados.

2. Levantamiento de un archivo fotográfico.

Se debe tener registro fotográfico de fachadas (claramente identificadas), columnas, vigas, losas, mampostería, tanques y otros elementos que no hagan parte del sistema estructural, además de posibles fisuras o daños en los elementos estructurales.

3. Levantamiento arquitectónico y estructural de la edificación.

Medición de las distancias entre ejes estructurales, alturas de entrepiso, secciones de columnas, vigas, losas y espesores de muros. Obtención de toda la geometría necesaria para la elaboración de los planos.

4. Identificación de los materiales que componen el edificio.

Identificación de los elementos de concreto reforzado, de acero, de mampostería estructural y no estructural. De ser posible identificar el refuerzo con el que cuentan las secciones de concreto, que pudiera estar a la vista, generalmente en cubiertas (como fue el caso para el presente proyecto), también se deberán tomar muestras de concreto para su ensayo de

resistencia a la compresión, siendo posible que se llegue a requerir de equipos especiales para la identificación del acero tipo ferroskan, de no estar el acero a la vista, al igual que la extracción de núcleos de concreto para ensayar en el laboratorio.

5. Aplicación del método del índice de vulnerabilidad.

En primera instancia se deberá aplicar el método cualitativo del índice de vulnerabilidad para tener una idea básica del estado en el que se encuentra la estructura, antes de proceder con un análisis más refinado, ya que pudiera ser posible que éste no fuese necesario, bien sea porque la estructura presenta un índice de vulnerabilidad bajo en el que no se requiera de intervención, o su vulnerabilidad es tan alta que se podría pensar en una demolición como la opción más conveniente. De encontrarse en un caso intermedio en el que la vulnerabilidad es alta, pero es factible su reforzamiento, se procederá con la implementación de métodos analíticos.

El método del índice de vulnerabilidad se encuentra referenciado en el capítulo 4 e implementado en el capítulo 5.

6. Realización del estudio de patología.

Para poder dar un diagnóstico sobre los defectos constructivos y deterioro de los materiales estructurales con los que cuenta la vivienda (conocidos como patologías), se elabora una base de datos con todas las fallas encontradas, apoyándonos en los parámetros del método del índice de vulnerabilidad y del registro fotográfico.

7. Elaboración de modelos matemáticos en SAP2000.

Se realiza uno o varios modelos que representan la estructura existente, con el fin de analizar sus periodos, modos de vibración y derivas en su condición actual. En particular se analizará a la luz del sismo especificado en la NSR-10 o microzonificación sísmica existente. Esto se muestra del numeral 6.2 al 6.9. En el numeral 6.3 se especifica la calidad de los materiales utilizados para los modelos de la estructura existente.

8. Vulnerabilidad y riesgo sísmico.

Se elabora un modelo de análisis no lineal (Pushover), en donde se observará la formación de rótulas plásticas en la estructura, para tres niveles distintos de amenaza sísmica, este análisis permitirá dar un veredicto más preciso de la vulnerabilidad de la estructura. Este procedimiento se explica del numeral 6.10 al 6.13.

9. Propuesta de reforzamiento estructural.

Se propondrán alternativas de refuerzo para mejorar el comportamiento de la estructura ante un evento sísmico y reducir los riesgos hasta un nivel aceptable por la normatividad vigente, eligiéndose la alternativa que mejor comportamiento presente atendiendo a requerimientos de rigidez y ductilidad que pida la estructura. Este procedimiento se ejemplifica de los numerales 7.1 al 7.3. En el numeral 7.1 se especifica la calidad de los materiales utilizados para las adiciones y modificaciones.

10. Elaboración de planos estructurales.

Una vez elegida la propuesta de reforzamiento y de haber hecho el análisis estructural según la NSR-10 se procederá al diseño de los elementos y elaboración de los respectivos planos constructivos, como se muestra en el numeral 7.4.

9. CONCLUSIONES

- El 72.8% de las viviendas del barrio Riberas de Occidente presenta un índice de vulnerabilidad alto debido a que las viviendas son objeto de ampliaciones y modificaciones en cuanto al número de pisos para los que inicialmente fueron construidas, estas modificaciones son realizadas sin ningún reforzamiento previo de los primeros niveles y sin la recomendación de un ingeniero civil.
- Las viviendas en su condición actual no satisfacen los requerimientos de la NSR-10 en cuanto a derivas permisibles y demandas impuestas por cargas gravitacionales y acción sísmica, lo que las pone en una condición de vulnerabilidad sísmica alta.
- En el modelo de análisis estático no lineal para el bloque de ocho casas en su condición actual se obtuvo que la demanda por corte impuesta por el FEMA 440 es mayor a la resistencia por corte de la estructura en los tres sismos analizados (sismo moderado, sismo de diseño y sismo raro), lo que indica que las viviendas fallarían para cualquier nivel de sismo, demostrando lo vulnerable que es el sistema de mampostería no confinada con el que cuentan estas viviendas.
- La mejor alternativa de refuerzo entre las estudiadas, fue la propuesta en pórticos en acero, los cuales arrojaron relaciones de demanda – capacidad de la estructura menores a uno para todos los bloques de casas, lo que indica que la estructura presenta un buen desempeño en los tres casos de sismos analizados, dicha propuesta también presenta el beneficio de una baja intervención de la estructura existente y rapidez constructiva en comparación con la propuesta de reforzamiento utilizando pantallas de concreto reforzado.
- En la propuesta de reforzamiento en pantallas de concreto se siguen obteniendo relaciones de demanda/capacidad mayores a uno, lo que indica un bajo desempeño

estructural y en el caso del sismo raro colapso de la estructura, por lo que esta propuesta fue descartada en este caso en particular de las viviendas del barrio Riberas de Occidente.

- Para la alternativa del sistema de reforzamiento en acero las curvas de capacidad, Desplazamiento vs Corte Basal en las direcciones X e Y muestran un diferente comportamiento debido a los distintos sistemas estructurales en ambos sentidos, mostrando que para los pórticos resistentes a momentos de la dirección X las curvas presentan inicialmente una zona elástica, para posteriormente pasar a una zona plástica, lo que le proporciona una mayor ductilidad al sistema, será decisión del ingeniero estructural utilizar este sistema analizando si de esto es lo que carece la estructura inicial y es la alternativa más conveniente.
- Las curvas de capacidad, Desplazamiento vs Corte Basal en la dirección Y en donde se encuentran los pórticos con arriostramientos concéntricos presentan curvas con ligeras caídas, lo que indica un comportamiento poco dúctil, pero en el que la resistencia se mantiene en donde le proporciona una mayor rigidez y capacidad de resistencia a la estructura, esta alternativa se debe utilizar cuando lo que se le quiere proporcionar al sistema inicial sea resistencia ante cargas laterales y rigidez para el control de las derivas.
- Al incluir la mampostería en el modelo de análisis no lineal (Pushover), se muestra que esta falla rápidamente, quedando solo las columnetas para resistir las cargas y al no contar con vigas de entrepiso, lo convierte en sistema frágil el cual presenta falla a colapso, también es importante resaltar que la mampostería incluida en el modelo puede llegar a mostrar posibles problemas de torsión en planta para la estructura.
- El procedimiento de análisis estático no lineal (Pushover) despeja cualquier duda que haya quedado del método del índice de vulnerabilidad acerca del comportamiento de la estructura ante un evento sísmico y al utilizarlo para diseño

permite obtener estructuras que no presenten ningún daño ante sismos leves con un periodo de retorno de 72 años, daños ligeros ante el sismo de diseño para un periodo de retorno de 475 años y daños graves pero sin colapsar ante un sismo grave con un periodo de retorno de 975 años.

- Los costos arrojados por la primera alternativa de reforzamiento en la que se intervienen todos los muros en la dirección Y de los bloques, hacen inviable el proyecto ya que el valor de \$59'677.783 que cuesta el reforzamiento se acerca al valor comercial de una vivienda de dos niveles, las cuales su precio de venta es alrededor de \$70'000.000.
- Para la segunda alternativa de reforzamiento en donde se deja un muro intermedio en la dirección Y sin intervenir, se presenta falla de la estructura en el caso del sismo raro, y para los sismos moderado y de diseño se presenta un buen desempeño estructural cercano al límite máximo permitido, por lo que el reforzamiento se considera aceptable ya que el sismo raro de 975 años de periodo de retorno supera ampliamente los 70 años de ciclo de vida de la vivienda.
- Los costos de la segunda alternativa de reforzamiento en acero hacen viable el proyecto con un valor aproximado de \$300.000 por m² de área de vivienda, por lo que se finaliza la búsqueda de alternativas quedándose con esta última como recomendada a utilizar para el reforzamiento de las viviendas.
- La dosificación del concreto de 1:2.8:2.8 utilizado para la construcción de estas viviendas agrava aún más la vulnerabilidad sísmica de las viviendas ya que está arrojando resistencias a la compresión muy por debajo de la mínima recomendada de 21MPa para este tipo de estructuras (ver Anexo A elaboración del concreto).

10. RECOMENDACIONES

Este trabajo se realizó con el propósito de plantear una guía para evaluación y reducción de la vulnerabilidad sísmica de viviendas de construcción progresiva, la cual fue aplicada en el barrio Ribera de Occidente de la ciudad de Bogotá. Para ser aplicado en cualquier otro sitio de la ciudad se recomienda lo siguiente:

- Para aplicar el método del índice de vulnerabilidad es necesario hacer una investigación previa con arquitectos, ingenieros, maestros de obra o personas que hayan estado involucradas en la construcción del proyecto, con el propósito de definir sistemas estructurales y constructivos utilizados y de esta forma contar con una información más completa sobre la edificación.
- El método del índice de vulnerabilidad no solo es aplicable a viviendas, sino también a edificios altos en concreto reforzado, en tal caso se deberá contar con un levantamiento de todos los elementos estructurales y arquitectónicos para su aplicación.
- Para poder realizar el análisis no lineal (Pushover) se debe conocer además de las secciones de concreto, también se debe tener el acero de refuerzo con el que fueron construidos, por lo que, si no se cuenta con los planos estructurales, se deberán realizar escarificaciones a los elementos vigas y columnas o sondeos con ferroscañ para poder conocer el acero de refuerzo con el que cuenta la estructura.
- Para conocer la resistencia del concreto en el presente proyecto se realizaron probetas de cilindros en casas que en el momento eran objeto de ampliaciones. Cuando esto no sea posible se deberán realizar extracciones de núcleos con los que se podrá medir su resistencia en el laboratorio.

- En este proyecto la resistencia de las unidades de mampostería fue tomada como el valor mínimo permitido por la NSR-10 en D.10-1, lo cual arroja un f^m conservativo, en siguientes proyectos se recomienda realizar ensayos de resistencia a las unidades de mampostería en el laboratorio.
- Para proponer un sistema de reforzamiento a la estructura se deberán evaluar distintas alternativas en acero y en concreto, teniendo en cuenta: si lo que se desea es rigidizar, se propondrán sistemas de pantallas en concreto o pórticos arriostrados en acero. Cuando lo que se desea es agregar ductilidad y resistencia a la estructura se propondrán pórticos resistentes a momentos en acero o en concreto.
- A la hora de elegir la mejor alternativa también se deberá tener en cuenta la facilidad constructiva y que tenga el menor impacto posible sobre la estructura existente, por lo que se recomienda que el reforzamiento se enfoque en los ejes estructurales exteriores de ser posible.

BIBLIOGRAFÍA

Agency, F. E. M. (n.d.). FEMA 356, 1–68.

Agency, F. E. M. (2005). FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, (June).

AIS. (2010). *REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10*. Bogotá: Ley 400 de 1997.

AISC. (1994). LOAD & RESISTANCE FACTOR DESIGN. *Manual of Steel Construction, I, II*.

Alcaldía de Bogotá. (2010). Decreto N. 523 por el cual se adopta la microzonificación sísmica de Bogotá. 523.

Alcaldía Mayor de Bogotá, & CENAC. (2011). CONVENIO DE ASOCIACIÓN No. 082 DE 2011 CELEBRADO ENTRE LA SECRETARÍA DISTRITAL DEL HÁBITAT, SDHT, Y EL CENTRO DE ESTUDIOS DE LA CONSTRUCCIÓN Y EL DESARROLLO URBANO Y REGIONAL, CENAC. Bogotá.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, A. (2010). *NSR-10, Reglamento Colombiano de construcción sismoresistente*.

Caicedo García, A., Triana Rojas, F., & Rivera Cáceres, L. C. (2007). *Pasantía en el departamento de construcciones civiles, vías y transportes*. Francisco de Paula Santander.

- Cardona, O. D., & Hurtado, J. E. (1990). *Propuesta metodológica para los análisis de vulnerabilidad. Informe de consultoría, proyecto UNDRO/ACDI/ONAD para la Mitigación de Riesgos en Colombia*. Cali.
- Carrillo, J. (2008). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño. *Dyna*, 155, 91–102.
- Chavarria Lanzas, D. A., & Gómez Pizano, D. (2001). *Estudio piloto de vulnerabilidad sísmica en viviendas de 1 y 2 pisos del barrio Cuarto de Legua en el Cono Cañaveralejo*. Cali. Universidad del Valle.
- Construdata. (2017, May). CONSTRUDDATA. 182.
- García Galindo, W. (2013). DINÁMICA DE LAS CONSTRUCCIONES POR USOS DE LA LOCALIDAD DE KENNEDY EN LOS AÑOS 2002 Y 2012. *Alcaldía Mayor de Bogotá D.C. Unidad Administrativa Especial Catastro Distrital*, 1.
- Garza Vásquez, L. (2010). *Manual Diseño Conexiones*. Medellín.
- Maldonado Rondón, E., Chio Cho, G., & Gómez Araujo, I. (2007). Índice de vulnerabilidad sísmica en edificaciones de mampostería basado en la opinión de expertos. *Ingeniería Y Universidad*, 11, 149–168.
- Márquez Peñaranda, J. F. (2008). *Diseño sismo resistente de estructuras de mampostería* (1st ed.). Cúcuta: Universidad Francisco de Paula Santander.
- Molina Mata, J. E. (2009). *ELABORACIÓN DE UN MANUAL DE DISEÑO SISMORRESISTENTE DE EDIFICACIONES EN ACERO BAJO LOS SISTEMAS SMF, SCBF Y EBF BASADO EN LAS NORMAS ANSI/AISC 360-05 Y 341-05*. Universidad Central de Venezuela.

- Mosqueira Moreno, M. A., & Tarque Ruiz, S. N. (2005). *Recomendaciones técnicas para mejorar la seguridad sísmica de viviendas de albañilería confinada de la costa peruana*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Pardo Vargas, Z. S. (2009). *Diseño de conexiones para sistemas de resistencia sísmico con placa de extremo de 4 pernos*.
- PUCP. (2005). *Construcción y mantenimiento de viviendas de albañilería*. (M. Blondet, Ed.) (Segunda). Lima.
- Reyes Loáisiga, N., Sarria Sirias, A., & Maltez Montiel, J. (2002). *METODOLOGÍA PARA LA DETERMINACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EDIFICACIONES*. UNI-SAREC.
- Roberto, R. A. (2012). *Análisis y diseño sísmico de edificios*. (EAFIT, Ed.) (Segunda). Medellín.
- SEAOC. (1995). VISION 2000.
- Takeuchi, C. P. (2010). *Comportamiento en la mampostería estructural*. (U. Nacional, Ed.) (Primera). Bogotá.
- Uribe Sánchez, M. C. (2009). Conociendo la localidad de Kennedy. *Secretaría Distrital de Planeación, Alcaldía Mayor de Bogotá D.C.*, 1(9), 150.
<https://doi.org/10.1017/CBO9781107415324.004>

**ANEXO A.
RECOMENDACIONES TÉCNICAS PARA UNA
CONSTRUCCIÓN SISMORESISTENTE Y
MANTENIMIENTO SEGURO EN VIVIENDAS DE
MAMPOSTERÍA CONFINADA.**

RECOMENDACIONES TÉCNICAS PARA UNA CONSTRUCCIÓN SISMORRESISTENTE Y MANTENIMIENTO SEGURO EN VIVIENDAS DE MAMPOSTERÍA CONFINADA.

Con el fin de corregir los errores encontrados en las construcciones hechas en el barrio Riberas de Occidente se presenta a continuación una serie de recomendaciones dirigidas a albañiles y maestros de construcción que contribuirán al mejoramiento de la construcción progresiva, cabe resaltar que estas aplican para construcciones de uso residencial y no más de dos pisos.

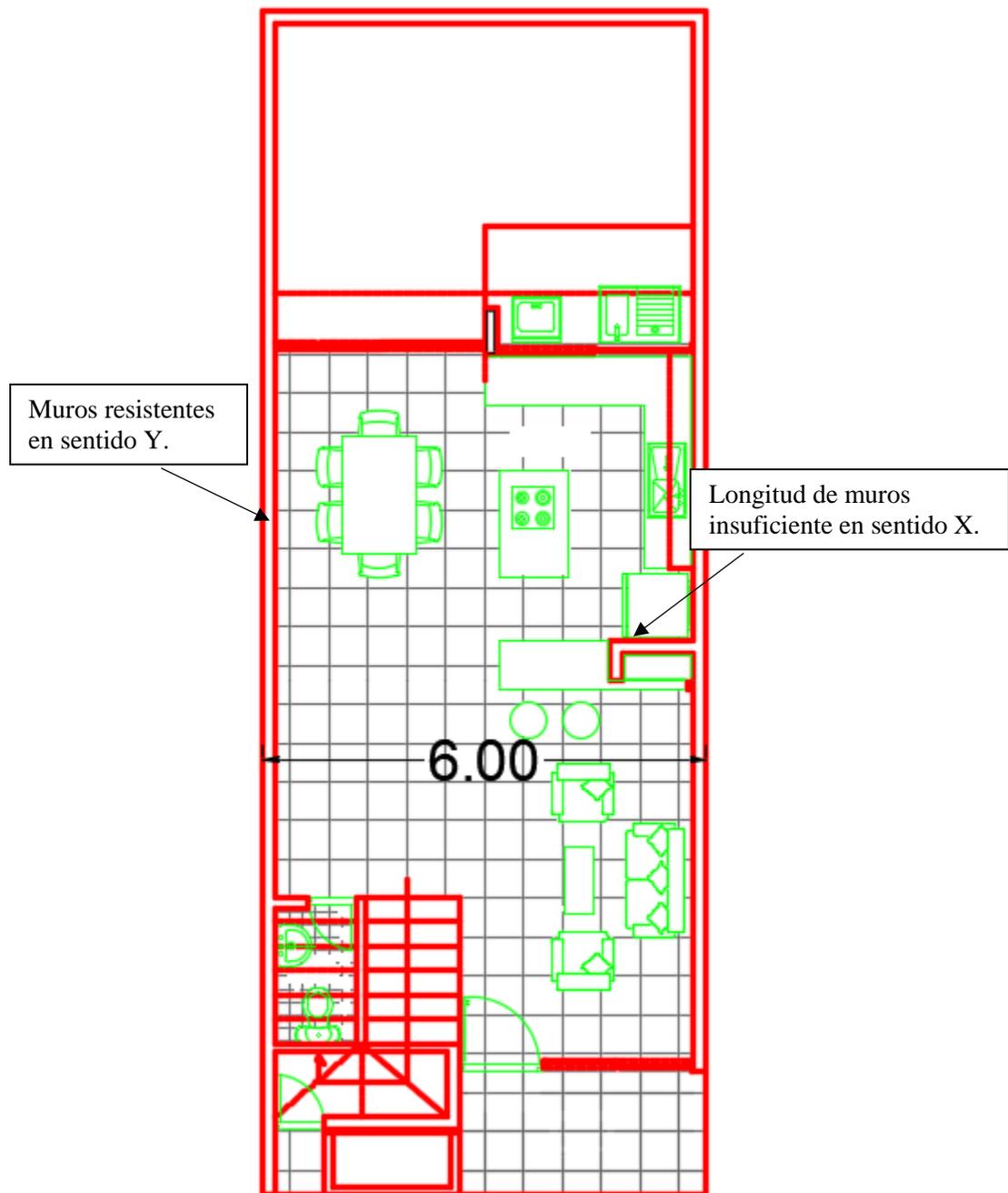
1. Configuración en planta y en elevación de una vivienda sismorresistente.

- *Configuración en planta.*

La forma de la vivienda debe ser lo más simétrica posible, se debe tratar la misma cantidad de muros en ambas direcciones para resistir las fuerzas sísmicas en ambos sentidos.

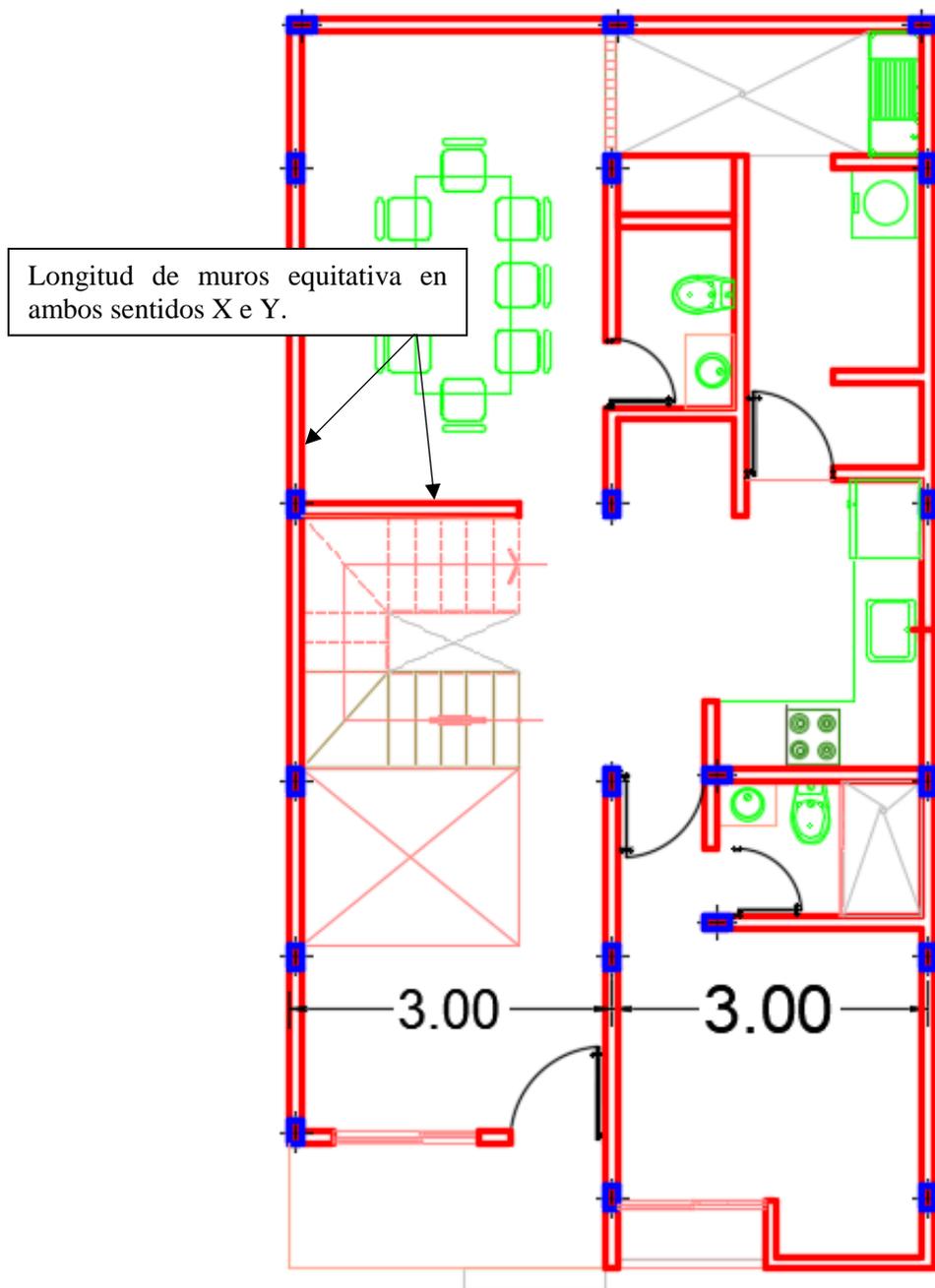
En la Figura 89 se muestra una vivienda con escasos muros en el sentido X (sentido más corto) lo que la hace vulnerable para el sismo en esta dirección, adicionalmente se presentan problemas de torsión en planta debido a la poca rigidez en este sentido, en tanto que en la Figura 90 se muestra una vivienda con equidad de muros en ambos sentidos lo que le brinda estabilidad estructural para el sismo en ambas direcciones.

Figura 89. Vivienda con pocos muros en el sentido X.



Fuente. Elaboración propia.

Figura 90. Ejemplo de vivienda con suficientes muros en ambas direcciones X e Y.

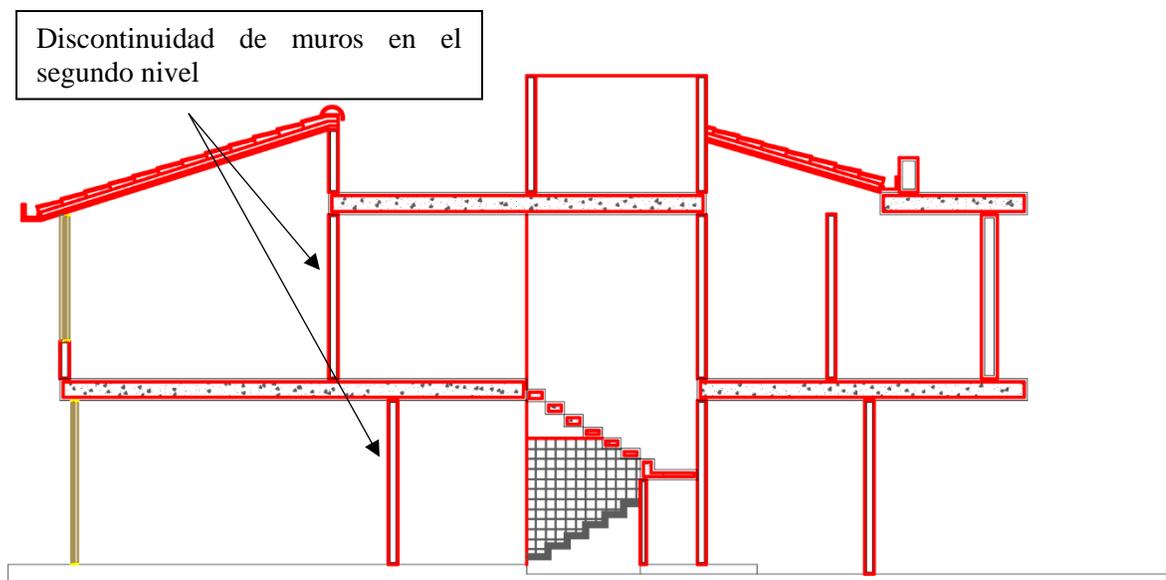


Fuente. Elaboración propia.

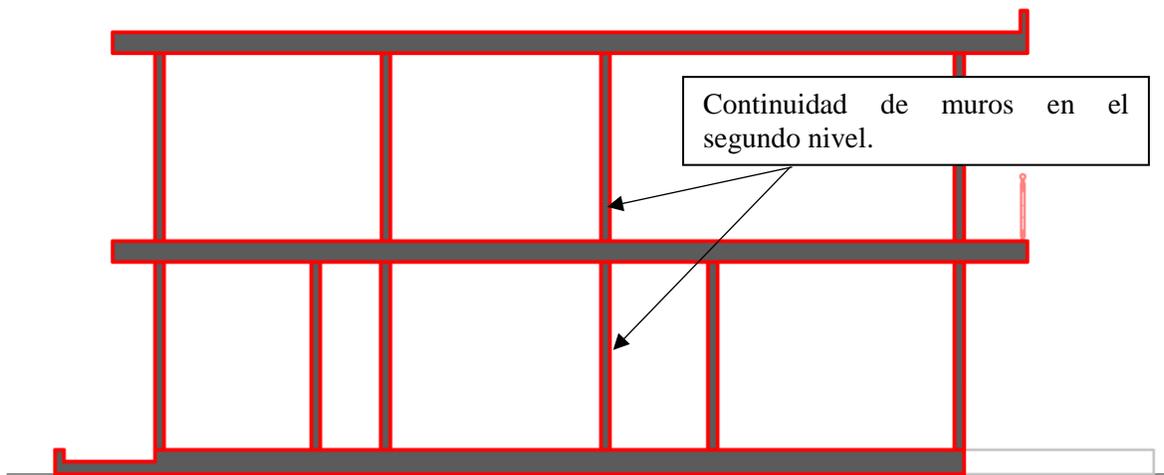
- *Configuración vertical.*

Es importante que los muros tengan continuidad desde la cimentación hasta cubierta, donde el muro del piso superior se apoye sobre el muro inferior y no sobre la placa, dando continuidad de igual manera a las columnas de confinamiento, por lo que la geometría de los pisos superiores siempre debe hacerse considerando la distribución de los muros inferiores. En la Figura 91 se muestra un ejemplo de distribución inadecuada de los muros del piso superior ya que no apoyan sobre el primer piso, en tanto que en la Figura 92 se muestra una localización correcta de los muros dando continuidad vertical y permitiendo que estos muros sean considerados como elementos estructurales.

Figura 91. Ejemplo de vivienda con discontinuidad vertical en los muros.



Fuente. Elaboración propia.

Figura 92. Ejemplo de una vivienda con continuidad vertical en los muros.

Fuente. Elaboración propia.

- *Requisitos en la densidad de muros.*

Debido a que en las viviendas de mampostería confinada, los muros son los encargados de resistir tanto las cargas verticales de gravedad como las cargas horizontales sísmicas, debe existir una cantidad mínima de muros en cada dirección ya que el sentido en el que va a atacar el sismo es impredecible.

La NSR-10 (AIS, 2010) en sus artículos D.10.3.3 y D.10.6.3 establecen que el espesor nominal de los muros debe ser mayor o igual a 11 cm y cumplir con la siguiente relación:

$$\frac{h'}{t} \leq 25$$

Siendo h' la altura libre del muro y t el espesor efectivo de este.

Para garantizar una adecuada resistencia y rigidez en cada dirección ortogonal, el área mínima de muros confinados que debe existir en cada nivel y en cada dirección es de:

$$A_m \geq \frac{N * A_a * A_p}{20}$$

Donde:

A_m = área mínima de los muros del piso, que actúan en la misma dirección en planta incluyendo el área de las columnas de confinamiento, en m².

N = número de niveles por encima del nivel considerado, adimensional.

A_a = coeficiente de aceleración pico efectiva cuyos valores están dados en el apéndice A-4 de la NSR-10 y que para el caso de Bogotá es de 0.15, adimensional.

A_p = área del piso del nivel considerado, en m².

Por ejemplo, se analizará la vivienda de Riberas de Occidente, la cual tiene un área en planta de 30m² en el primer nivel y 32.30m² en el segundo nivel.

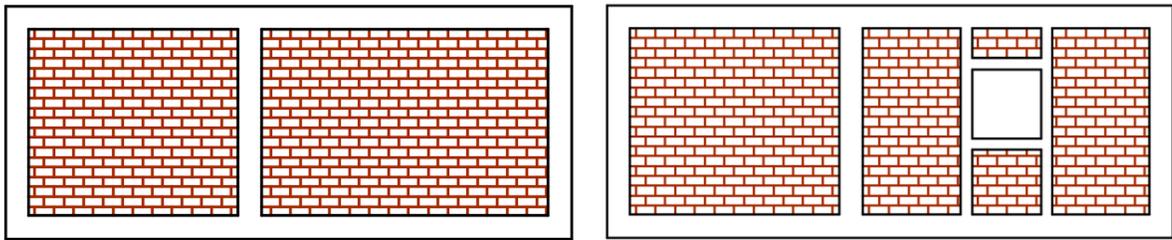
Aplicando la ecuación A_m para el primer nivel.

$$A_m = \frac{1 * 0.15 * 30}{20} = 0.225m^2$$

Y considerando que el espesor de los muros con los que cuenta la vivienda es de 0.10m, se tiene que se requiere una mínima longitud de muros confinados de 2.25m, lo cual no se cumple en la dirección más corta.

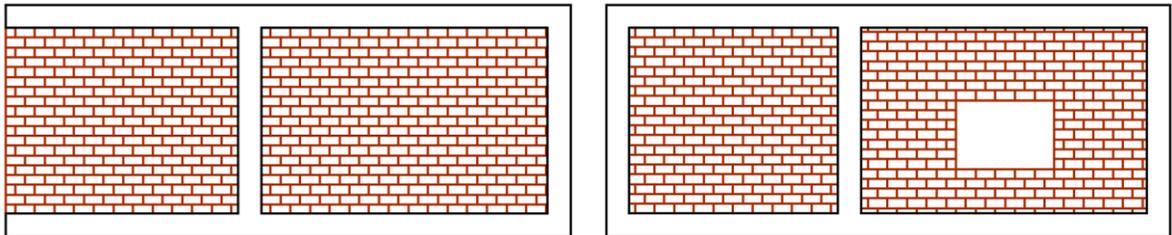
- *Ejemplos de muros confinados y no confinados.*

En la Figura 93 se muestran ejemplos de muros confinados y no confinados, para los casos *a* y *b* se aprecia que los muros cuentan con vigas y columnas en todas sus aristas aún en el vacío de la ventana en el caso *b*, lo que se considera como muros adecuadamente confinados. Para el caso *c* se aprecia que el muro de la izquierda no cuenta con una columna que lo confine en el extremo y para el caso *d*, el vacío no tiene elementos de confinamiento, por lo anterior se consideran como muros no confinados.

Figura 93. Ejemplos de muros confinados y no confinados.

a) Muro adecuadamente confinado.

b) Muro con abertura adecuadamente confinado.



c) Muro de la izquierda no confinado. Muro de la derecha adecuadamente confinado.

d) Muro de la izquierda adecuadamente confinado. Muro de la derecha no confinado por su abertura.

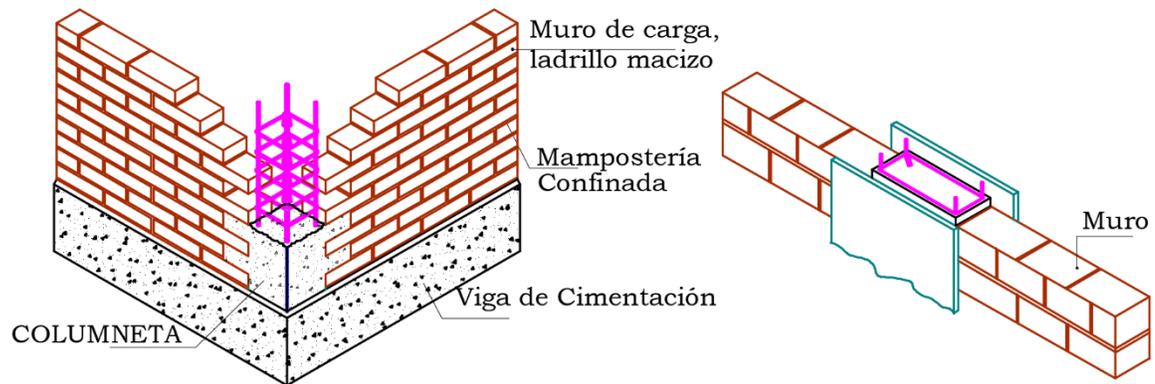
Fuente.(Márquez Peñaranda, 2008).

Los muros confinados son los encargados de resistir las fuerzas producidas por los terremotos, para que la vivienda sea sismorresistente se debe tener la mayor cantidad posible de muros confinados en ambos sentidos.

2. Estructura y armado de los elementos columnas y vigas de confinamiento.

- *Requisitos mínimos para columnas de confinamiento.*

Las columnas de confinamiento deben ser continuas desde su cimentación hasta la parte superior del muro, rematando éste con una viga de confinamiento. Las columnas se deben vaciar posterior a la construcción del muro para que trabajen en conjunto como un elemento monolítico, lo anterior se muestra en la Figura 94.

Figura 94. Detalles constructivos para columnas de confinamiento.

Fuente. Elaboración propia.

A continuación se resumen los requisitos de la NSR-10 en su artículo D.10.5.1 para columnas de confinamiento.

La sección de cualquier columna de confinamiento debe cumplir con la ecuación:

$$A_{ci} = t_c * h_c \geq 0.020m^2 \text{ (} 200cm^2 \text{)} \text{ y } t_c \geq t_m$$

Donde:

A_{ci} = área de la sección de la columna de confinamiento i , en m^2 .

t_c = espesor (base) de la columna de confinamiento, en m.

h_c = altura de la sección de la columna de confinamiento, en m.

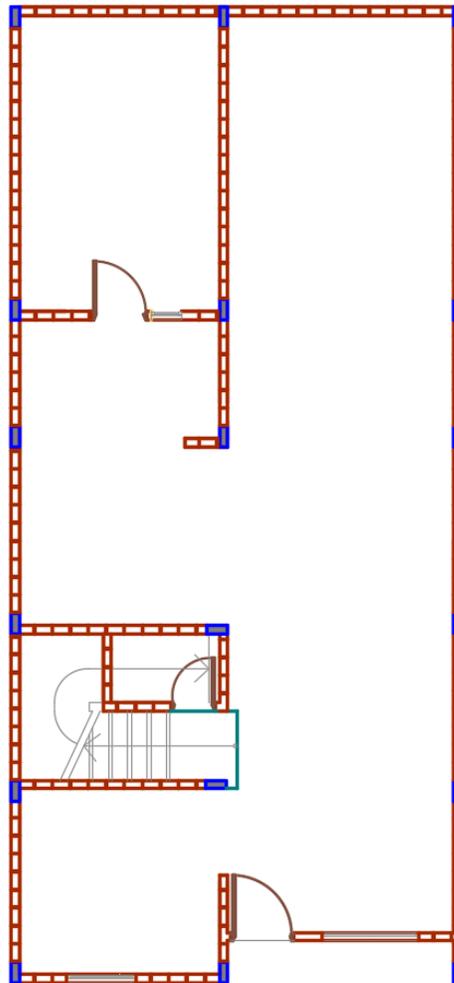
t_m = espesor estructural (sin pañetes) del muro confinado, en m.

Deben colocarse columnas de confinamiento en los siguientes lugares (NSR-10, artículo D.10.5.3):

- En los extremos de todos los muros estructurales.
- En las intersecciones con otros muros estructurales.
- En lugares intermedios a distancias no mayores que 35 veces el espesor efectivo del muro, una vez y media la distancia vertical entre elementos horizontales de confinamiento (vigas, placas o cintas) o 4.0m.

En la Figura 95 se muestra un ejemplo de una planta de una vivienda con la distribución de columnas correcta, cumpliendo los requisitos anteriores.

Figura 95. Ejemplo de distribución de columnas para una vivienda.



Fuente. Elaboración propia.

La cuantía de refuerzo longitudinal en columnas de confinamiento debe ser mayor que 0.0075 como se muestra en la siguiente relación:

$$\rho_t = \frac{A_{st}}{A_{ci}} \geq 0.0075$$

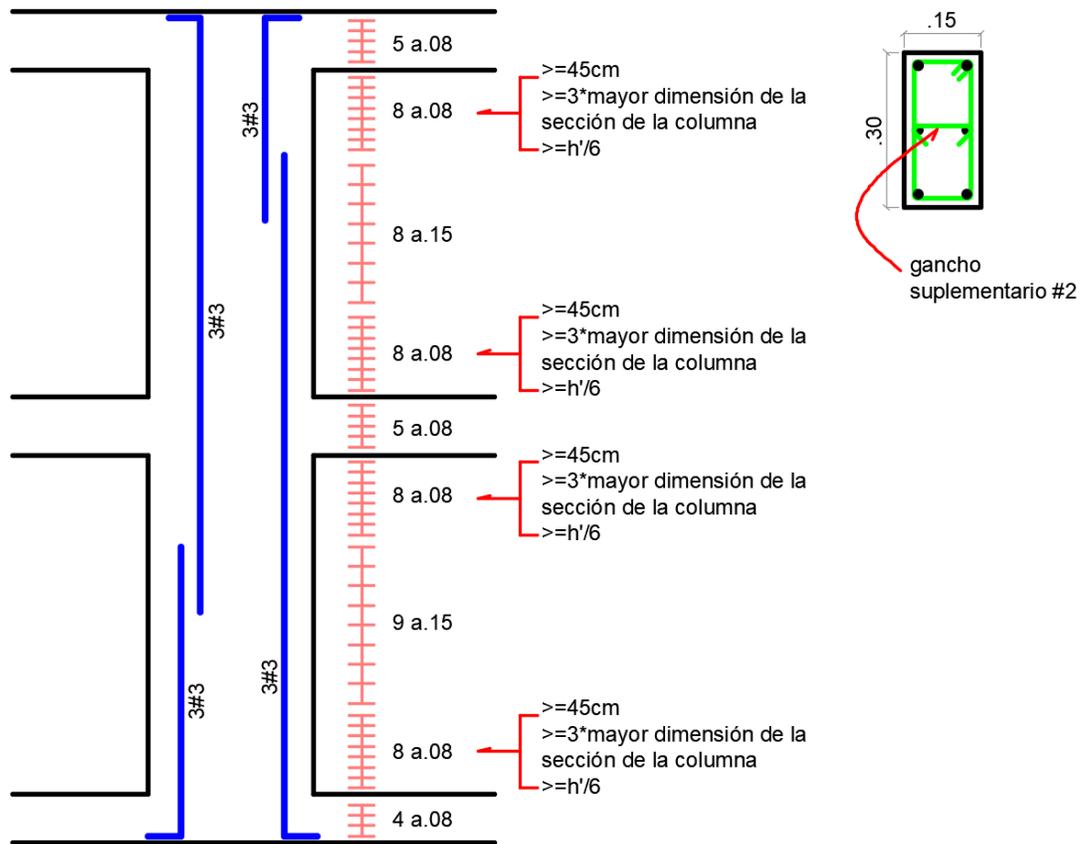
Donde:

A_{st} = área total de acero de refuerzo longitudinal

Pero en ningún caso pueden colocarse menos de tres barras #3 (3/8") o las que se requieran por diseño, adicionalmente deben confinarse los extremos de las columnas de confinamiento colocando estribos cerrados mínimo #2 (1/4") espaciados a no más de 10cm.

En la Figura 96 se muestra el armado típico de una columna de confinamiento que cumple los lineamientos del artículo D.10.5.3 de la NSR-10, donde se establece que la distancia a la que se debe colocar el refuerzo de confinamiento, medida a lo largo del eje de la columna debe ser la mayor que 45cm, 3 veces la mayor dimensión del elemento o la sexta parte de la luz libre del mismo, también se observa que solamente hasta el 50% del traslapo de las varillas longitudinales se hace en una misma sección, nunca se deben traslapar el 100% de las varillas en un mismo sitio.

Figura 96. Armado de acero típico en una columna de confinamiento.



Fuente. Elaboración propia.

- *Requisitos mínimos para vigas de confinamiento.*

Las vigas de confinamiento se localizan tanto en la parte inferior como la superior del muro. A continuación se resumen los requisitos del artículo D.10.6 de la NSR-10.

La sección de cualquier viga de confinamiento debe cumplir con la ecuación:

$$A_{vi} = t_v * h_v \geq 0.020m^2 \text{ (} 200cm^2 \text{)} \text{ y } t_v \geq t_m$$

Donde:

A_{vi} = área de la sección de la viga de confinamiento i , en m^2

t_v = espesor de la base de la viga de confinamiento, en m

h_v = altura de la sección de la viga de confinamiento, en m

t_m = espesor estructural (sin pañetes) del muro confinado, en m

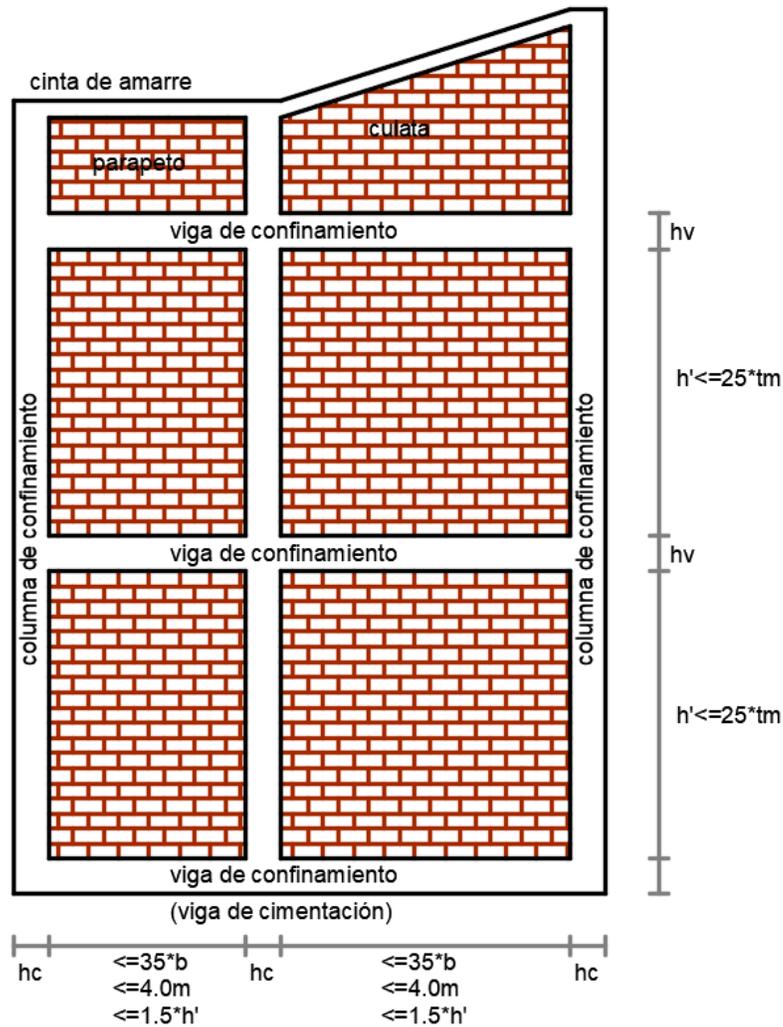
Deben colocarse vigas de confinamiento en los siguientes lugares (NSR-10, artículo D.10.6.3)

- A nivel de cimentación, donde esta viga cumpla igualmente con los requisitos de una viga de amarre.
- A nivel de cada entrepiso, donde hacen parte de este sistema.
- A nivel de enrase de cubierta, donde estas pueden ser horizontales combinadas con vigas inclinadas para remate de culatas, también pueden usarse vigas horizontales combinadas con vigas cinta como remate de culatas.

La cuantía bruta de refuerzo longitudinal en vigas de confinamiento debe ser mayor que 0.0075 (similar a las columnas) pero en ningún caso pueden colocarse menos de tres barras #3 (3/8") ni menos del acero requerido para atender las solicitaciones de diseño. En las vigas de confinamiento deben colocarse estribos cerrados con diámetro mayor o igual que #2 (1/4") y su separación máxima debe ser la menor entre una vez y media la menor dimensión del elemento, 20cm o el requerido por las solicitaciones de diseño.

La Figura 97 es un ejemplo de los elementos de confinamiento con los que debe contar un muro para poder ser considerado como arte del sistema estructural, cumpliendo con los requisitos dimensionales mínimos según la NSR-10.

Figura 97. Elementos de confinamiento en muro



Fuente.(Márquez Peñaranda, 2008).

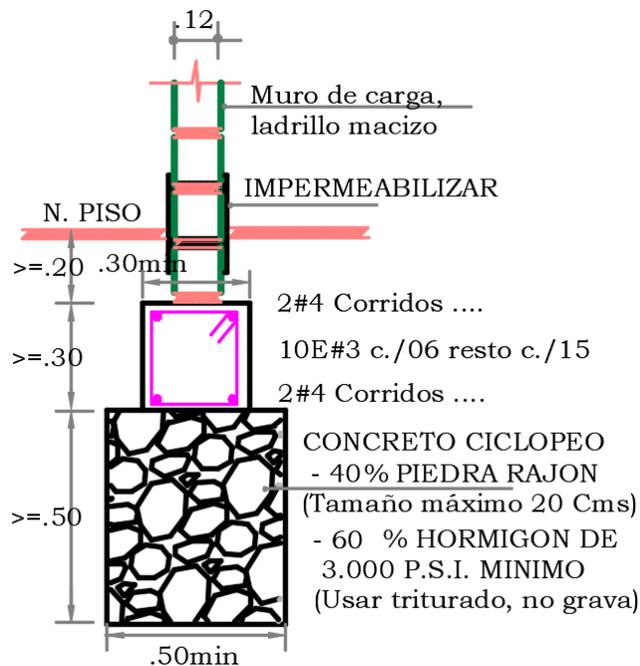
3. Recomendaciones constructivas.

- *Construcción de cimientos.*

En la Figura 98 se muestra las dimensiones mínimas que debe tener la cimentación de una vivienda de dos pisos, este tipo de cimentación se emplea cuando el estrato de suelo que tiene la capacidad de soporte adecuada se encuentra un poco por debajo de la superficie, si esta profundidad supera los 1.50m se debería pensar como alternativa más económica utilizar zapatas aisladas. Es conveniente cimentar en suelos duros como la roca o grava,

esta última está conformada por piedras de diferentes tamaños y arenas gruesas y compactas, también se debe averiguar cómo son los cimientos de las edificaciones vecinas, si estas casas presentan agrietamientos en sus muros o asentamientos, los cimientos a construir deben ser más anchos y profundos que los cimientos de las casas vecinas (PUCP, 2005).

Figura 98. Especificaciones mínimas para cimentaciones en concreto ciclópeo



Fuente. Elaboración propia.

○ *Proceso constructivo*

Las paredes de la excavación deben estar lo más vertical posible y su fondo nivelado, la proporción adecuada para el concreto ciclópeo es de 40% piedra con un tamaño máximo de 20 cm y concreto de 3000 p.s.i (210 kg/cm²). En el momento del vaciado se deben ir acomodando las piedras lo más homogéneamente posible y cuidar de que queden totalmente rodeadas por la mezcla de concreto. Sobre el concreto ciclópeo se construye la viga de amarre con refuerzo mínimo de dos varillas #4 arriba y abajo y estribos cerrados #3 separados cada 15 cm en el centro y se colocan estribos separados cada 6.0 cm en las zonas

de confinamiento las cuales corresponden a la longitud inicial en la unión viga – columna, estos detalles se muestran en la Figura 98, cuando se termina de fundir la viga y empieza a fraguar el concreto se debe rayar la parte superior con un clavo para generar una superficie rugosa que facilite el agarre y pegue de la primera hilada de mampostería.

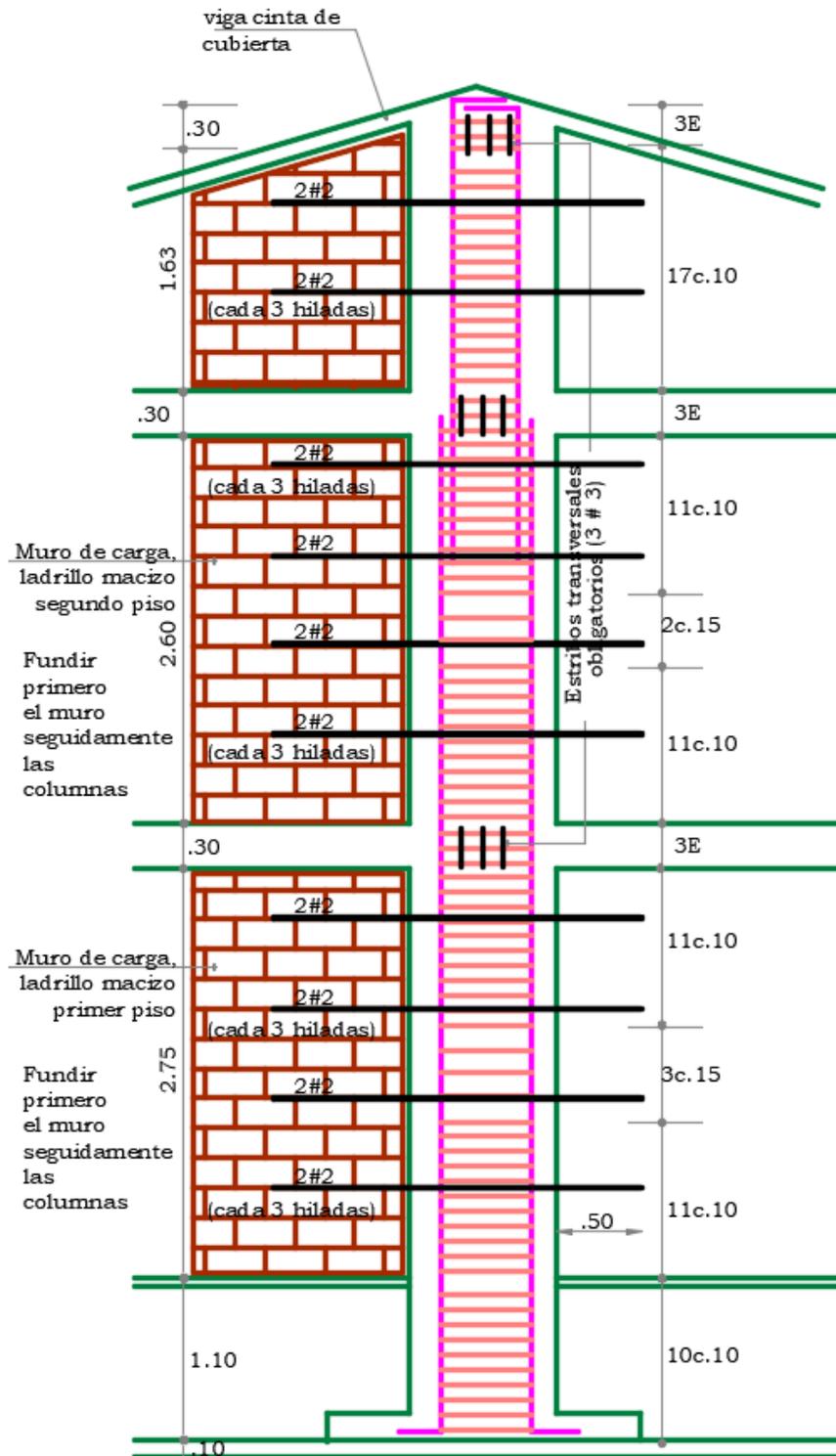
- *Construcción de columnas de confinamiento.*

El armado del acero de refuerzo para las columnas se va realizando junto con la construcción de la cimentación, la armadura debe quedar completamente vertical y se fundirá posterior a la construcción del muro, para garantizar de que tanto el muro en mampostería y la columna en concreto trabajen como un único elemento como se muestra en la Fotografía 29, adicionalmente se utilizan anclajes conformados por 2 varillas #2 cada 3 hiladas y de esta manera se asegura una conexión entre muro y columna tal y como se muestra en la Figura 99. Se recomienda humedecer el encofrado previo al llenado de concreto y este permanecerá por 24 horas para posteriormente iniciar el proceso de curado en donde las columnas deben permanecer húmedas por cuatro.

La forma más eficaz para el curado de elementos de concreto es forrarlos con plástico transparente y humedecer constantemente el elemento, el plástico evitará en gran medida de que el agua se evapore rápidamente debido a la exposición del ambiente.

A continuación se muestran recomendaciones sobre el correcto figurado del acero de refuerzo.

Figura 99. Detalle de columna de confinamiento



Fuente. Elaboración propia.

Fotografía 29. Muro en mampostería confinada



○ *Detallado del acero de refuerzo.*

A continuación se muestran especificaciones para el correcto armado del acero de refuerzo en elementos de concreto y que fueron tomadas del título C de la NSR-10.

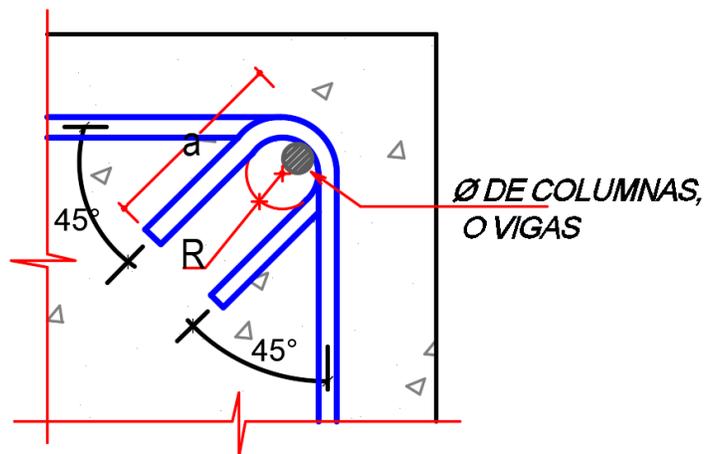
- Las barras longitudinales que anclan en columnas, vigas deben terminar en gancho estándar a 90° como se observa en la Figura 100, en la que la longitud del doblé depende del diámetro de la barra.

Figura 100. Gancho estándar para barras.

TABLA DE GANCHOS	
.15	#3
.20	#4
.25	#5
.30	#6
.35	#7
.40	#8

Fuente. Elaboración propia.

- Los estribos deberán disponer de ganchos como se muestra en la Figura 101, con una longitud y diámetro de doblado como en la Tabla 38.

Figura 101. Armado de ganchos en estribos.

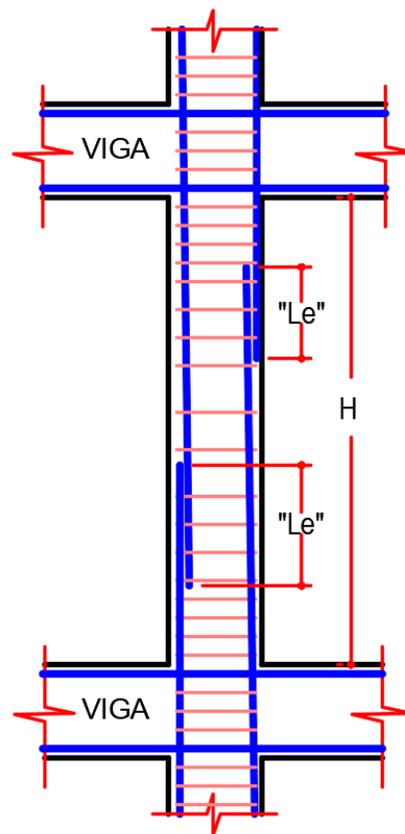
Fuente. Elaboración propia.

Tabla 38. Longitud de ganchos en estribos.

\emptyset	R (cm)	a (cm)
1/4"	1.2	6
3/8"	2	10
1/2"	4	13

Fuente. Elaboración propia.

- Se recomienda empalmar en diferentes partes, localizándolos fuera de la zona de confinamiento o en la unión viga – columna como se muestra en la Figura 102, utilizando las longitudes de la Tabla 39.

Figura 102. Traslapos en columnas.

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 39. Longitudes de traslapos en columnas.

Ø	"Le" (m)
3/8"	0.50
1/2"	0.65
5/8"	0.80
3/4"	0.95
7/8"	1.15
1"	1.30

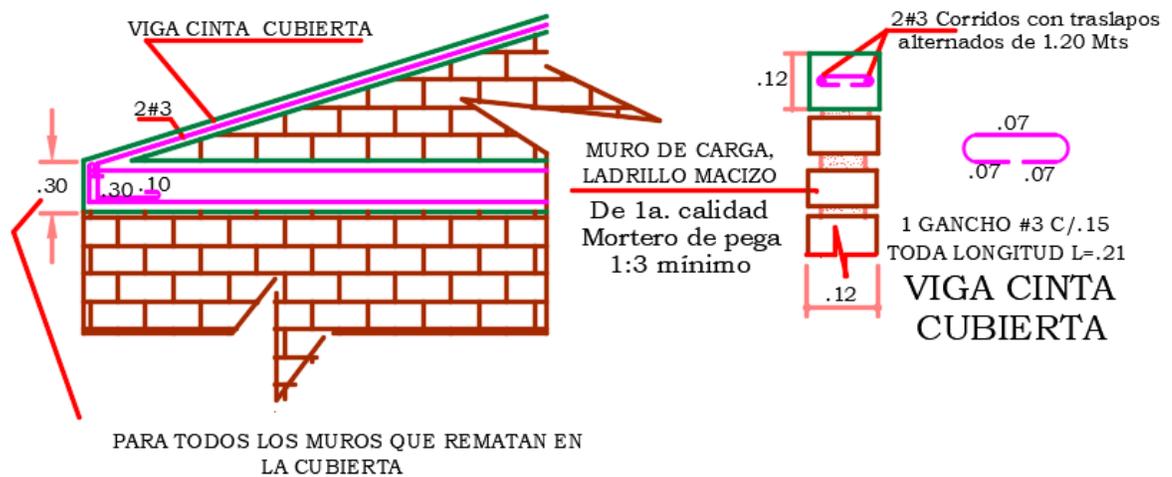
Fuente. Elaboración propia.

- *Construcción de vigas de confinamiento.*

El armado del acero de refuerzo se realiza a medida que se va fundiendo el muro, el concreto a llenar las vigas de confinamiento es el mismo de las columnas de confinamiento y estas se llenan conjuntamente con la losa de entrepiso. Nunca se deben dejar las vigas llenas a la mitad para una posterior fundida ya que esto generará un plano de falla en el elemento.

Al igual que en las columnas, para las vigas también se colocan estribos más juntos en las zonas de confinamiento, las cuales se encuentran en la longitud de dos veces la altura de la viga medida a partir de la unión viga columna y su separación es de la altura de la viga sobre cuatro. En la Figura 103 se muestra el detalle de la viga de confinamiento que remata el muro junto con la viga cinta que se construye para confinar los muros pendientados sobre los que se soportará la cubierta, estas vigas tienen un espesor de 12 cm y un ancho igual al muro que confinan, su refuerzo está formado por 2 varillas #3 y estribos en forma de C de #3 cada 15.0 cm.

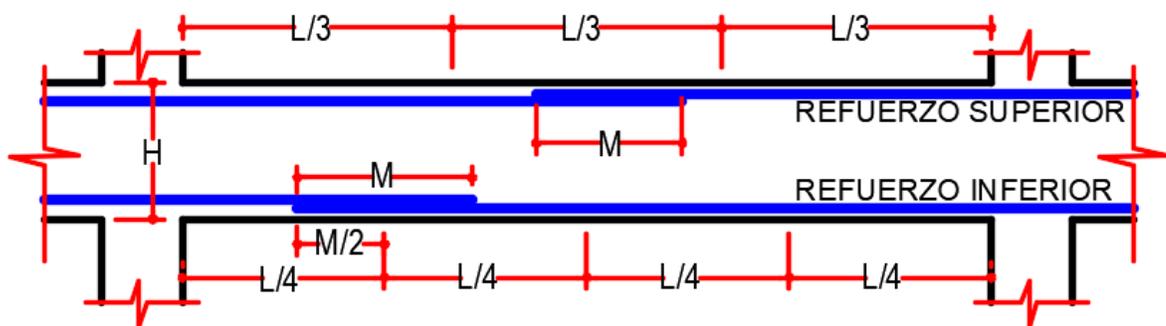
Figura 103. Detalles de viga de confinamiento y viga cinta



Fuente. Elaboración propia.

- Los traslapes de barras longitudinales en vigas debe hacerse en las zonas mostradas en la Figura 104 junto con las longitudes de la Tabla 40 en la que se debe tener en consideración el diámetro de la barra y la altura de la viga.

Figura 104. Traslapos en vigas.



Fuente. Elaboración propia.

Tabla 40. Longitudes de traslapos en vigas.

VALORES DE "M"			
Ø	REF. INFERIOR	REF. SUPERIOR	
	H. cualquiera	H < .30	H >= .30
3/8"	0.50	0.50	0.50
1/2"	0.60	0.60	0.70
5/8"	0.80	0.80	0.90
3/4"	0.90	0.90	1.05
7/8"	1.00	1.00	1.25
1"	1.25	1.25	1.40

Fuente. Elaboración propia.

- *Construcción de Muros.*

Los ladrillos deben estar en buen estado, presentando uniformidad en sus dimensiones. Se recomienda un espesor de la junta de mortero de 1.0cm ya que espesores mayores va en decremento de la resistencia a la compresión del muro (Takeuchi, 2010).

Para garantizar la conexión muro columna se debe construir primeramente el muro para posteriormente realizar el vaciado de la columna, dejando un dentado en los extremos del muro, para tal caso la dimensión del diente no deberá exceder los 5 cm (Mosqueira Moreno & Tarque Ruiz, 2005). La Fotografía 30 fue tomada durante la construcción de una de las viviendas del barrio Riberas de Occidente y que sirve para ilustrar los errores constructivos que se comenten comúnmente, como es el de no dejar el dentado en la mampostería para la correcta conexión con la columna, no disponer correctamente el acero longitudinal de la columna para evitar los traslapos en el nudo y que la longitud de traslapos sea correcta y el no utilizar elementos de dilatación en las juntas con las construcciones vecinas para no vaciar directamente las columnas sobre muros que no pertenecen a la estructura.

Fotografía 30. Conexión de la mampostería con la columna en concreto.



○ *Proceso constructivo*

Se deben humedecer los ladrillos un día antes de fundir el muro, utilizando una dosificación de mortero 1:3 (mezcla de cemento y arena). Se coloca un ladrillo en cada extremo del muro unidos por una cuerda que pasa por el borde exterior de cada ladrillo, los cuales se conocen como ladrillos maestros y se utilizan para lograr que las hiladas queden alineadas horizontalmente. Las juntas horizontales y verticales de mortero deben tener un espesor de 1.0 cm y esta debe cubrir en su totalidad la superficie del ladrillo.

No se recomienda construir más de 1.20 m de altura de muro por día, ya que una altura mayor puede hacer que el muro se caiga debido a que la mezcla está fresca todavía.

● *Tuberías e instalaciones.*

Un error frecuente en la construcción informal es la de llevar las tuberías a través de los elementos en concreto vigas y columnas como se muestra en la Fotografía 31 en donde se instalaron las tuberías eléctricas a través de una de las columnas de carga con los consecuentes problemas que conlleva debido a la disminución en la resistencia del

elemento estructural. Lo recomendable es conducir todas las tuberías a través de ductos en mampostería o embebidos en los muros no estructurales.

Las instalaciones eléctricas o hidrosanitarias se funden en falsas columnas entre muros dentados y sin acero, llenadas con mortero, nunca se debe debilitar el muro picándolo para colocar las instalaciones, en su defecto se deberá regatear el muro con disco diamantado para generar un corte más limpio en el muro como se muestra la Fotografía 32.

Fotografía 31. Tuberías por las columnas.



Fotografía 32. Muro con aberturas para instalaciones



- *Elaboración del concreto.*

Para conocer la resistencia del concreto con el que se están construyendo las viviendas de construcción progresiva en el barrio Riberas de Occidente se realizaron tres ensayos de compresión de cilindros a los 28 días cuyos resultados se muestran en la Tabla 41.

Tabla 41. Resultados de resistencia del concreto.

Orden de trabajo		Cilindro No.	Localización	Fecha toma	Fecha rotura	Edad días	Diám. mm	Asent. Pulg.	Resistencia nominal MPa	Carga Máxima kN	Resistencia			Forma de falla	Observaciones
											kg/cm2	MPa	%		
Tipo de Mezcla: Concreto															
148747	1	Placa	15-feb-16	14-mar-16	28	152		21	77,5	43	4,2	20,1	Fractura extrem	Bajo a 28 días.	
148747	1	Placa	15-feb-16	14-mar-16	28	152		21	72,1	40	3,9	18,7	Fractura extrem	Bajo a 28 días.	
148747	1	Placa	15-feb-16	14-mar-16	28	152		21	74,2	41	4,0	19,1	Normal/Transv.	Bajo a 28 días.	

Orden de trabajo		Cilindro No.	Localización	Fecha toma	Fecha rotura	Edad días	Diám. mm	Asent. Pulg.	Resistencia nominal MPa	Carga Máxima kN	Resistencia			Forma de falla	Observaciones
											kg/cm2	MPa	%		
Tipo de Mezcla: Concreto															
158958	2	Columnas	20-jul-16	17-ago-16	28	152		21	171,3	96	9,4	44,8	Normal/Transv.	Bajo a 28 días.	
158958	2	Columnas	20-jul-16	17-ago-16	28	152		21	175,8	98	9,6	45,8	Normal/Transv.	Bajo a 28 días.	
158958	2	Columnas	20-jul-16	17-ago-16	28	152		21	169,5	95	9,3	44,4	Normal/Transv.	Bajo a 28 días.	

Orden de trabajo		Cilindro No.	Localización	Fecha toma	Fecha rotura	Edad días	Diám. mm	Asent. Pulg.	Resistencia nominal MPa	Carga Máxima kN	Resistencia			Forma de falla	Observaciones
											kg/cm2	MPa	%		
Tipo de Mezcla: Concreto															
162755	3	Placa	29-jul-16	26-ago-16	28	152		21	264,7	148	14,5	69,1	Fractura extrem	Bajo a 28 días.	
162755	3	Placa	29-jul-16	26-ago-16	28	152		21	268,2	150	14,7	70,0	Fractura extrem	Bajo a 28 días.	
162755	3	Placa	29-jul-16	26-ago-16	28	152		21	257,6	144	14,1	67,2	Fractura extrem	Bajo a 28 días.	

De la tabla anterior se observan resistencias a la compresión muy por debajo de la mínima recomendada para este tipo de viviendas que es de 21 MPa, obteniéndose 14.7MPa en el tercer ensayo como el resultado de resistencia más alto. Lo que demuestra que no se están realizando los procedimientos correctos para la elaboración del concreto y una dosificación de materiales adecuada, que para los ensayos realizados era de 45 paladas de material mixto (arena y triturado) mezclado en igual proporción por bulto de cemento y dos cuñetes de agua, esta dosificación da alrededor de 1:2.8:2.8 de cemento, arena y triturado.

La Fotografía 33 muestra cómo se mezcla en sitio y los materiales utilizados para el concreto.

Fotografía 33. Elaboración del concreto en obra.



Como primera medida respecto al concreto elaborado en obra, se debe cambiar la dosificación de los materiales que se está utilizando, iniciando por la dosificación 1:2:3 (cemento, arena, triturado) e ir realizando ensayos de compresión de cilindros para calibrar la dosificación y obtener resistencias iguales o superiores a 21MPa, por otro lado la forma de mezclar en obra debe tener un mejor control en donde no se arroje la mezcla directamente al suelo en donde se presenta pérdida de agua y combinación con otros materiales indeseados que contaminan el concreto.

4. Recomendaciones sobre el mantenimiento de viviendas.

- *Mampostería en mal estado.*

Fotografía 34. Bloques de mampostería en mal estado.



Las viviendas analizadas en el barrio Riberas de Occidente presentan muros con bloques en mal estado (ver Fotografía 34) en donde se recomienda reemplazarlos utilizando el siguiente procedimiento consultado en Mosqueira Moreno & Tarque Ruiz, 2005.

- Retirar los bloques o ladrillos que se encuentran dañados, quebrados o rotos. Remover igualmente el mortero de pega y limpiar bien la zona afectada

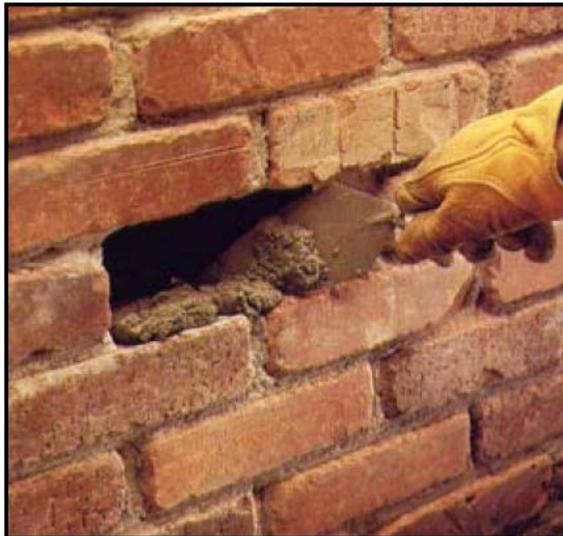
Figura 105. Extracción de ladrillo.



Fuente. (Mosqueira Moreno & Tarque Ruiz, 2005).

- Humedecer la zona y aplicar mortero en todos los bordes que unirán el ladrillo.

Figura 106. Colocación del mortero.



Fuente. (Mosqueira Moreno & Tarque Ruiz, 2005).

- Colocar un nuevo bloque o ladrillo de las mismas dimensiones que el anterior

Figura 107. Colocación de nuevo ladrillo.



Fuente. (Mosqueira Moreno & Tarque Ruiz, 2005).

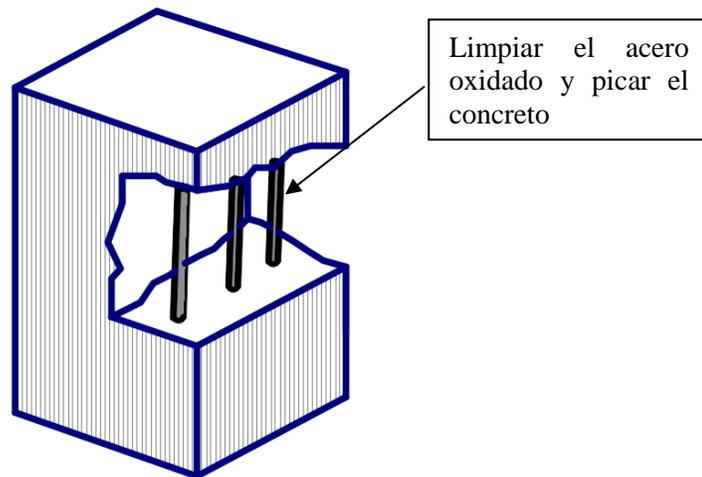
Se debe comenzar reemplazando primero los bloques o ladrillos ubicados en la parte inferior.

- *Corrosión del acero de refuerzo*

Esta se produce cuando el concreto de recubrimiento se ha perdido o es muy delgado, esto se podría evitar si se respetaran los recubrimientos mínimos y realizando un buen vibrado de los elementos a la hora de construir. Si los aceros no se encuentran demasiado corroídos y el acero aún conserva su área de sección transversal inicial se procede como sigue a continuación :

- Picar con cuidado el concreto deteriorado y asegurarse que quede una superficie rugosa.
- Limpiar el acero oxidado con un cepillo de acero y lijar suavemente para eliminar residuos.

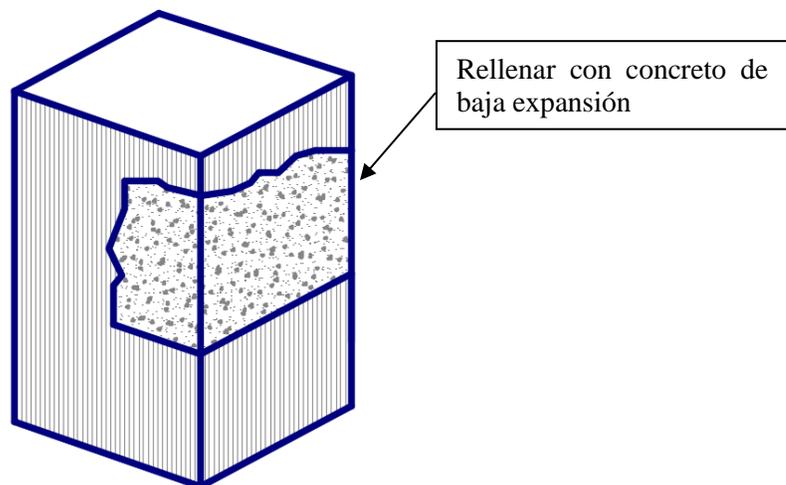
Figura 108. Acero de refuerzo expuesto por pérdida del recubrimiento



Fuente. Elaboración propia.

- Aplicar concreto de baja expansión preferiblemente utilizando aditivos que se consiguen en el mercado para este tipo de concretos que garanticen una correcta unión entre el concreto viejo y el concreto nuevo.

Figura 109. Reparación con concreto de acero expuesto



Fuente. Elaboración propia.

ANEXO B.
CÁLCULO DE ÍNDICES DE VULNERABILIDAD PARA
BLOQUES DE OCHO CASAS DEL BARRIO RIBERAS DE
OCCIDENTE.

CÁLCULO DE ÍNDICES DE VULNERABILIDAD PARA BLOQUES DE OCHO CASAS DEL BARRIO RIBERAS DE OCCIDENTE.

Casa	calle 35AS #91-47	Bloque	58	No. pisos	2	3	4
				No. Casas	6	1	1
CALCULO DE VULNERABILIDAD							
		Clase K					
Parámetros	Clase	Clase A	Clase B	Clase C	Clase D	Peso W	K*W
1. Organización del sistema resistente.	C	-	-	20	-	1.50	30
2. Calidad del sistema resistente.	B	-	5	-	-	1.00	5
3. Resistencia convencional.	B	-	5	-	-	1.00	5
4. Posición del edificio y cimentación.	B	-	5	-	-	0.75	3.75
5. Diafragmas horizontales.	B	-	5	-	-	1.00	5
6. Configuración en planta.	C	-	-	20	-	1.00	20
7. Configuración en elevación.	C	-	-	20	-	1.00	20
8. Distancia máxima entre los muros.	D	-	-	-	45	0.50	22.5
9. Tipo de cubierta.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
10. Elementos no estructurales.	D	-	-	-	45	0.25	11.25
11. Estado de conservación.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
Indice de vulnerabilidad				125.00			
VULNERABILIDAD				33% MEDIA			

<p>METODO HURTADO</p> <p>Longitud de muros (m) 152.68</p> <p>Altura (m) 2.34</p> <p>Espesor de los muros (m) 0.1</p> <p>Resistencia a cortante (ton/m2) 7.5</p> <p style="text-align: right;">VR = 114.51</p>	<p>Peso específico de muros (ton/m3) = 1.8</p> <p>Peso placa fácil (ton/m2) = 0.214</p> <p>Peso cubierta en teja (ton/m2) = 0.1</p> <p>L (largo m) 23.3</p> <p>a (ancho m) 10.0</p>	<p>$\beta_1 =$ 0.43</p> <p>$L/S =$ 30.00</p> <p>A2 (m2) = 60</p> <p>A1 (m2) = 233</p> <p>Parám. 7 = 65.2%</p>																								
<p>Valor Sa</p> <p style="padding-left: 20px;">Aa = 0.15</p> <p style="padding-left: 20px;">Fa = 0.95</p> <p style="padding-left: 20px;">I = 1</p> <p style="padding-left: 20px;">Sa = 0.36</p> <p style="padding-left: 20px;">CSR = 0.45</p> <p style="padding-left: 20px;">DD = 0.80</p> <p style="padding-left: 20px;">Ro = 1</p> <p style="padding-left: 20px;">DD = 0.80 Ro</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th style="text-align: left;">Nivel</th> <th style="text-align: right;">W muros (ton)</th> <th style="text-align: right;">W placa (ton)</th> <th style="text-align: right;">Wtotal (ton)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: left;">Piso4</td> <td style="text-align: right;">9.12</td> <td style="text-align: right;">0.60</td> <td style="text-align: right;">9.72</td> </tr> <tr> <td style="text-align: left;">Piso3</td> <td style="text-align: right;">22.74</td> <td style="text-align: right;">9.42</td> <td style="text-align: right;">32.16</td> </tr> <tr> <td style="text-align: left;">Piso2</td> <td style="text-align: right;">68.31</td> <td style="text-align: right;">30.84</td> <td style="text-align: right;">99.15</td> </tr> <tr> <td style="text-align: left;">Piso1</td> <td style="text-align: right;">64.31</td> <td style="text-align: right;">49.86</td> <td style="text-align: right;">114.17</td> </tr> <tr> <td style="text-align: left;">Total</td> <td style="text-align: right;">164.49</td> <td style="text-align: right;">90.72</td> <td style="text-align: right;">255.21</td> </tr> </tbody> </table> <p style="padding-left: 20px;">Categoria 3= B</p> <p style="padding-left: 20px;">Categoria 6= C</p> <p style="padding-left: 20px;">Categoria 8= D</p>	Nivel	W muros (ton)	W placa (ton)	Wtotal (ton)	Piso4	9.12	0.60	9.72	Piso3	22.74	9.42	32.16	Piso2	68.31	30.84	99.15	Piso1	64.31	49.86	114.17	Total	164.49	90.72	255.21	
Nivel	W muros (ton)	W placa (ton)	Wtotal (ton)																							
Piso4	9.12	0.60	9.72																							
Piso3	22.74	9.42	32.16																							
Piso2	68.31	30.84	99.15																							
Piso1	64.31	49.86	114.17																							
Total	164.49	90.72	255.21																							

Casa	calle 36S #93	Bloque	26	No. pisos	2	3	4
				No. Casas	4	2	2
CALCULO DE VULNERABILIDAD							
Parámetros		Clase K				Peso W	K*W
		Clase A	Clase B	Clase C	Clase D		
1. Organización del sistema resistente.	C	-	-	20	-	1.50	30
2. Calidad del sistema resistente.	B	-	5	-	-	1.00	5
3. Resistencia convencional.	C	-	-	20	-	1.00	20
4. Posición del edificio y cimentación.	B	-	5	-	-	0.75	3.75
5. Diafragmas horizontales.	B	-	5	-	-	1.00	5
6. Configuración en planta.	C	-	-	20	-	1.00	20
7. Configuración en elevación.	C	-	-	20	-	1.00	20
8. Distancia máxima entre los muros.	D	-	-	-	45	0.50	22.5
9. Tipo de cubierta.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
10. Elementos no estructurales.	D	-	-	-	45	0.25	11.25
11. Estado de conservación.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
Indice de vulnerabilidad				140.00			
VULNERABILIDAD				37% ALTA			

METODO HURTADO		Peso específico de muros (ton/m3) =	1.8
Longitud de muros (m)	116.85	Peso placa fácil (ton/m2) =	0.214
Altura (m)	2.34	Peso cubierta en teja (ton/m2) =	0.1
Espesor de los muros (m)	0.1	L (largo m)	23.3
Resistencia a cortante (ton/m2)	7.5	a (ancho m)	10.0
VR =	87.64	$\beta_1 =$	0.43
		L/S=	30.00
		A2 (m2) =	101.098
		A1 (m2) =	250.708
		Parám. 7 =	45.6%
		Categoría 7= C	
Valor Sa			
Aa =	0.15		
Fa =	0.95		
I =	1		
Sa =	0.36		
CSR=	0.27		
DD=	1.35		
Ro =	1		
DD =	1.35 Ro	Categoría 3= C	
		Categoría 6= C	
		Categoría 8= D	

Nivel	W muros (ton)	W placa (ton)	Wtotal (ton)
Piso4	34.04	4.48	38.52
Piso3	49.44	21.25	70.68
Piso2	74.94	41.73	116.68
Piso1	49.22	53.65	102.87
Total	207.64	121.11	328.75

Dirección	calle 35S #93	Bloque	2	No. pisos	2	3	4
				No. Casas	0	8	0
CALCULO DE VULNERABILIDAD							
Parámetros		Clase K				Peso W	K*W
		Clase A	Clase B	Clase C	Clase D		
1. Organización del sistema resistente.	C	-	-	20	-	1.50	30
2. Calidad del sistema resistente.	B	-	5	-	-	1.00	5
3. Resistencia convencional.	C	-	-	20	-	1.00	20
4. Posición del edificio y cimentación.	B	-	5	-	-	0.75	3.75
5. Diafragmas horizontales.	B	-	5	-	-	1.00	5
6. Configuración en planta.	C	-	-	20	-	1.00	20
7. Configuración en elevación.	D	-	-	-	45	1.00	45
8. Distancia máxima entre los muros.	D	-	-	-	45	0.50	22.5
9. Tipo de cubierta.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
10. Elementos no estructurales.	D	-	-	-	45	0.25	11.25
11. Estado de conservación.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
Indice de vulnerabilidad				165.00			
VULNERABILIDAD				43% ALTA			

METODO HURTADO		Peso específico de muros (ton/m3) =	1.8	
Longitud de muros (m)	117.08	Peso placa fácil (ton/m2) =	0.214	
Altura (m)	2.34	Peso cubierta en teja (ton/m2) =	0.1	
Espesor de los muros (m)	0.1	L (largo m)	23.3	$\beta_1 = 0.43$
Resistencia a cortante (ton/m2)	7.5	a (ancho m)	10.0	L/S= 30.00
VR =	87.81			
				A2 (m2) = 273.84
				A1 (m2) = 258.86
				Parám. 7 = 42.8%
				Categoría 7= D
Valor Sa				
Aa =	0.15			
Fa =	0.95			
I =	1			
Sa =	0.36			
CSR=	0.26			
DD=	1.38			
Ro =	1			
DD =	1.38 Ro			
		Categoría 3= C		
		Categoría 6= C		
		Categoría 8= D		

Nivel	W muros (ton)	W placa (ton)	Wtotal (ton)
Piso4			
Piso3	75.17	27.38	102.55
Piso2	75.37	55.40	130.76
Piso1	49.31	53.65	102.97
Total	199.85	136.43	336.28

Dirección	calle 35S #93	Bloque	3	No. pisos	2	3	4
				No. Casas	1	7	0
CALCULO DE VULNERABILIDAD							
Parámetros		Clase K				Peso W	K*W
		Clase A	Clase B	Clase C	Clase D		
1. Organización del sistema resistente.	C	-	-	20	-	1.50	30
2. Calidad del sistema resistente.	B	-	5	-	-	1.00	5
3. Resistencia convencional.	C	-	-	20	-	1.00	20
4. Posición del edificio y cimentación.	B	-	5	-	-	0.75	3.75
5. Diafragmas horizontales.	B	-	5	-	-	1.00	5
6. Configuración en planta.	C	-	-	20	-	1.00	20
7. Configuración en elevación.	C	-	-	20	-	1.00	20
8. Distancia máxima entre los muros.	D	-	-	-	45	0.50	22.5
9. Tipo de cubierta.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
10. Elementos no estructurales.	D	-	-	-	45	0.25	11.25
11. Estado de conservación.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
Indice de vulnerabilidad				140.00			
VULNERABILIDAD				37% ALTA			

METODO HURTADO		Peso específico de muros (ton/m3) =	1.8	
Longitud de muros (m)	117.08	Peso placa fácil (ton/m2) =	0.214	
Altura (m)	2.34	Peso cubierta en teja (ton/m2) =	0.1	
Espesor de los muros (m)	0.1	L (largo m)	23.3	$\beta_1 = 0.43$
Resistencia a cortante (ton/m2)	7.5	a (ancho m)	10.0	L/S= 30.00
VR =	87.81			
				A2 (m2) = 239.61
				A1 (m2) = 258.86
				Parám. 7 = -25.0%
				Categoría 7= C
Valor Sa				
Aa =	0.15			
Fa =	0.95			
I =	1			
Sa =	0.36			
CSR=	0.27			
DD=	1.31			
Ro =	1			
DD =	1.31 Ro			Categoría 3= C
				Categoría 6= C
				Categoría 8= D

Nivel	W muros (ton)	W placa (ton)	Wtotal (ton)
Piso4			
Piso3	65.77	23.96	89.73
Piso2	75.37	51.89	127.26
Piso1	49.31	53.65	102.97
Total	190.45	129.51	319.96

Dirección	calle 35S #93	Bloque	6	No. pisos	2	3	4
				No. Casas	3	5	0
CALCULO DE VULNERABILIDAD							
Parámetros		Clase K				Peso W	K*W
		Clase A	Clase B	Clase C	Clase D		
1. Organización del sistema resistente.	C	-	-	20	-	1.50	30
2. Calidad del sistema resistente.	B	-	5	-	-	1.00	5
3. Resistencia convencional.	C	-	-	20	-	1.00	20
4. Posición del edificio y cimentación.	B	-	5	-	-	0.75	3.75
5. Diafragmas horizontales.	B	-	5	-	-	1.00	5
6. Configuración en planta.	C	-	-	20	-	1.00	20
7. Configuración en elevación.	B	-	5	-	-	1.00	5
8. Distancia máxima entre los muros.	D	-	-	-	45	0.50	22.5
9. Tipo de cubierta.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
10. Elementos no estructurales.	D	-	-	-	45	0.25	11.25
11. Estado de conservación.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
Indice de vulnerabilidad				125.00			
VULNERABILIDAD				33% MEDIA			

METODO HURTADO		Peso específico de muros (ton/m3) =	1.8	
Longitud de muros (m)	117.08	Peso placa fácil (ton/m2) =	0.214	
Altura (m)	2.34	Peso cubierta en teja (ton/m2) =	0.1	
Espesor de los muros (m)	0.1	L (largo m)	23.3	$\beta_1 = 0.43$
Resistencia a cortante (ton/m2)	7.5	a (ancho m)	10.0	L/S= 30.00
	VR = 87.81			
				A2 (m2) = 171.15
				A1 (m2) = 258.86
				Parám. 7 = 10.7%
				Categoría 7= B
Valor Sa				
Aa =	0.15			
Fa =	0.95			
I =	1			
Sa =	0.36			
CSR=	0.31			
DD=	1.18			
Ro =	1			
DD =	1.18 Ro			
		Categoría 3= C		
		Categoría 6= C		
		Categoría 8= D		

Nivel	W muros (ton)	W placa (ton)	Wtotal (ton)
Piso4			
Piso3	46.98	17.12	64.09
Piso2	75.37	44.89	120.26
Piso1	49.31	53.65	102.97
Total	171.66	115.66	287.32

Dirección	calle 36S #91C	Bloque	68	No. pisos	2	3	4
				No. Casas	8	0	0
CALCULO DE VULNERABILIDAD							
Parámetros		Clase K				Peso W	K*W
		Clase A	Clase B	Clase C	Clase D		
1. Organización del sistema resistente.	C	-	-	20	-	1.50	30
2. Calidad del sistema resistente.	B	-	5	-	-	1.00	5
3. Resistencia convencional.	B	-	5	-	-	1.00	5
4. Posición del edificio y cimentación.	B	-	5	-	-	0.75	3.75
5. Diafragmas horizontales.	B	-	5	-	-	1.00	5
6. Configuración en planta.	C	-	-	20	-	1.00	20
7. Configuración en elevación.	C	-	-	20	-	1.00	20
8. Distancia máxima entre los muros.	D	-	-	-	45	0.50	22.5
9. Tipo de cubierta.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
10. Elementos no estructurales.	D	-	-	-	45	0.25	11.25
11. Estado de conservación.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
Indice de vulnerabilidad				125.00			
VULNERABILIDAD				33% MEDIA			

METODO HURTADO		Peso específico de muros (ton/m3) =	1.8	
Longitud de muros (m)	117.08	Peso placa fácil (ton/m2) =	0.214	
Altura (m)	2.34	Peso cubierta en teja (ton/m2) =	0.1	
Espesor de los muros (m)	0.1	L (largo m)	23.3	$\beta_1 = 0.43$
Resistencia a cortante (ton/m2)	7.5	a (ancho m)	10.0	L/S= 30.00
	VR = 87.81			
				A2 (m2) = 273.84
				A1 (m2) = 250.71
				Parám. 7 = -47.5%
				Categoría 7= C
Valor Sa				
Aa =	0.15			
Fa =	0.95			
I =	1			
Sa =	0.36			
CSR=	0.43			
DD=	0.84			
Ro =	1			
DD =	0.84 Ro			
		Categoría 3= B		
		Categoría 6= C		
		Categoría 8= D		

Nivel	W muros (ton)	W placa (ton)	Wtotal (ton)
Piso4			
Piso3			
Piso2	75.37	27.38	102.75
Piso1	49.31	53.65	102.97
Total	124.68	81.04	205.71

Dirección	calle 37S #93	Bloque	36	No. pisos	2	3	4
				No. Casas	6	2	0
CALCULO DE VULNERABILIDAD							
Parámetros		Clase K				Peso W	K*W
		Clase A	Clase B	Clase C	Clase D		
1. Organización del sistema resistente.	C	-	-	20	-	1.50	30
2. Calidad del sistema resistente.	B	-	5	-	-	1.00	5
3. Resistencia convencional.	B	-	5	-	-	1.00	5
4. Posición del edificio y cimentación.	B	-	5	-	-	0.75	3.75
5. Diafragmas horizontales.	B	-	5	-	-	1.00	5
6. Configuración en planta.	C	-	-	20	-	1.00	20
7. Configuración en elevación.	D	-	-	-	45	1.00	45
8. Distancia máxima entre los muros.	D	-	-	-	45	0.50	22.5
9. Tipo de cubierta.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
10. Elementos no estructurales.	D	-	-	-	45	0.25	11.25
11. Estado de conservación.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
Indice de vulnerabilidad				150.00			
VULNERABILIDAD				39% ALTA			

METODO HURTADO		Peso específico de muros (ton/m3) =	1.8	
Longitud de muros (m)	117.08	Peso placa fácil (ton/m2) =	0.214	
Altura (m)	2.34	Peso cubierta en teja (ton/m2) =	0.1	
Espesor de los muros (m)	0.1	L (largo m)	23.3	$\beta_1 = 0.43$
Resistencia a cortante (ton/m2)	7.5	a (ancho m)	10.0	L/S= 30.00
	VR = 87.81			
				A2 (m2) = 68.46
				A1 (m2) = 250.71
				Parám. 7 = 63.1%
				Categoría 7= D
Valor Sa				
Aa =	0.15			
Fa =	0.95			
I =	1			
Sa =	0.36			
CSR=	0.37			
DD=	0.98			
Ro =	1			
DD =	0.98 Ro			
		Categoría 3= B		
		Categoría 6= C		
		Categoría 8= D		

Nivel	W muros (ton)	W placa (ton)	Wtotal (ton)
Piso4			
Piso3	18.79	6.85	25.64
Piso2	75.37	34.39	109.75
Piso1	49.31	53.65	102.97
Total	143.47	94.88	238.36

Dirección	calle 35S #91C	Bloque	48	No. pisos	2	3	4
				No. Casas	4	4	0
CALCULO DE VULNERABILIDAD							
Parámetros		Clase K				Peso W	K*W
		Clase A	Clase B	Clase C	Clase D		
1. Organización del sistema resistente.	C	-	-	20	-	1.50	30
2. Calidad del sistema resistente.	B	-	5	-	-	1.00	5
3. Resistencia convencional.	C	-	-	20	-	1.00	20
4. Posición del edificio y cimentación.	B	-	5	-	-	0.75	3.75
5. Diafragmas horizontales.	B	-	5	-	-	1.00	5
6. Configuración en planta.	C	-	-	20	-	1.00	20
7. Configuración en elevación.	D	-	-	-	45	1.00	45
8. Distancia máxima entre los muros.	D	-	-	-	45	0.50	22.5
9. Tipo de cubierta.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
10. Elementos no estructurales.	D	-	-	-	45	0.25	11.25
11. Estado de conservación.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
Indice de vulnerabilidad				165.00			
VULNERABILIDAD				43% ALTA			

METODO HURTADO		Peso específico de muros (ton/m3) =	1.8	
Longitud de muros (m)	117.08	Peso placa fácil (ton/m2) =	0.214	
Altura (m)	2.34	Peso cubierta en teja (ton/m2) =	0.1	
Espesor de los muros (m)	0.1	L (largo m)	23.3	$\beta_1 = 0.43$
Resistencia a cortante (ton/m2)	7.5	a (ancho m)	10.0	$L/S = 30.00$
	VR = 87.81			
				A2 (m2) = 136.92
				A1 (m2) = 250.71
				Parám. 7 = 26.3%
				Categoría 7= D
Valor Sa				
Aa =	0.15			
Fa =	0.95			
I =	1			
Sa =	0.36			
CSR=	0.32			
DD=	1.11			
Ro =	1			
DD =	1.11 Ro			
		Categoría 3= C		
		Categoría 6= C		
		Categoría 8= D		

Nivel	W muros (ton)	W placa (ton)	Wtotal (ton)
Piso4			
Piso3	37.58	13.69	51.28
Piso2	75.37	41.39	116.76
Piso1	49.31	53.65	102.97
Total	162.26	108.73	271.00

Dirección	calle 35S #91BIS	Bloque	96	No. pisos	2	3	4
				No. Casas	7	1	0
CALCULO DE VULNERABILIDAD							
Parámetros		Clase K				Peso W	K*W
		Clase A	Clase B	Clase C	Clase D		
1. Organización del sistema resistente.	C	-	-	20	-	1.50	30
2. Calidad del sistema resistente.	B	-	5	-	-	1.00	5
3. Resistencia convencional.	B	-	5	-	-	1.00	5
4. Posición del edificio y cimentación.	B	-	5	-	-	0.75	3.75
5. Diafragmas horizontales.	B	-	5	-	-	1.00	5
6. Configuración en planta.	C	-	-	20	-	1.00	20
7. Configuración en elevación.	D	-	-	-	45	1.00	45
8. Distancia máxima entre los muros.	D	-	-	-	45	0.50	22.5
9. Tipo de cubierta.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
10. Elementos no estructurales.	D	-	-	-	45	0.25	11.25
11. Estado de conservación.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
Indice de vulnerabilidad				150.00			
VULNERABILIDAD				39% ALTA			

METODO HURTADO		Peso específico de muros (ton/m3) =	1.8
Longitud de muros (m)	117.08	Peso placa fácil (ton/m2) =	0.214
Altura (m)	2.34	Peso cubierta en teja (ton/m2) =	0.1
Espesor de los muros (m)	0.1	L (largo m)	23.3
Resistencia a cortante (ton/m2)	7.5	a (ancho m)	10.0
VR =	87.81	$\beta_1 =$	0.43
		L/S=	30.00
		A2 (m2) =	34.23
		A1 (m2) =	250.71
		Parám. 7 =	81.6%
		Categoría 7= D	
Valor Sa		Nivel	W muros (ton)
Aa =	0.15		W placa (ton)
Fa =	0.95		Wtotal (ton)
I =	1	Piso4	
Sa =	0.36	Piso3	9.40
CSR=	0.40	Piso2	75.37
DD=	0.91	Piso1	49.31
		Total	134.08
Ro =	1		87.96
DD =	0.91 Ro		222.04
		Categoría 3= B	
		Categoría 6= C	
		Categoría 8= D	

Dirección	calle 36S #93	Bloque	27	No. pisos	2	3	4
				No. Casas	3	1	4
CALCULO DE VULNERABILIDAD							
Parámetros		Clase K				Peso W	K*W
		Clase A	Clase B	Clase C	Clase D		
1. Organización del sistema resistente.	C	-	-	20	-	1.50	30
2. Calidad del sistema resistente.	B	-	5	-	-	1.00	5
3. Resistencia convencional.	C	-	-	20	-	1.00	20
4. Posición del edificio y cimentación.	B	-	5	-	-	0.75	3.75
5. Diafragmas horizontales.	B	-	5	-	-	1.00	5
6. Configuración en planta.	C	-	-	20	-	1.00	20
7. Configuración en elevación.	D	-	-	-	45	1.00	45
8. Distancia máxima entre los muros.	D	-	-	-	45	0.50	22.5
9. Tipo de cubierta.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
10. Elementos no estructurales.	D	-	-	-	45	0.25	11.25
11. Estado de conservación.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
Indice de vulnerabilidad				165.00			
VULNERABILIDAD				43% ALTA			

METODO HURTADO		Peso específico de muros (ton/m3) =	1.8	
Longitud de muros (m)	117.08	Peso placa fácil (ton/m2) =	0.214	
Altura (m)	2.34	Peso cubierta en teja (ton/m2) =	0.1	
Espesor de los muros (m)	0.1	L (largo m)	23.3	$\beta_1 = 0.43$
Resistencia a cortante (ton/m2)	7.5	a (ancho m)	10.0	L/S= 30.00
	VR = 87.81			
				A2 (m2) = 89.56
				A1 (m2) = 250.71
				Parám. 7 = 51.8%
				Categoría 7= D
Valor Sa				
Aa =	0.15			
Fa =	0.95			
I =	1			
Sa =	0.36			
CSR=	0.25			
DD=	1.44			
Ro =	1			
DD =	1.44 Ro			
		Categoría 3= C		
		Categoría 6= C		
		Categoría 8= D		

Nivel	W muros (ton)	W placa (ton)	Wtotal (ton)
Piso4	39.62	8.96	48.57
Piso3	46.98	31.87	78.85
Piso2	75.37	44.89	120.26
Piso1	49.31	53.65	102.97
Total	211.28	139.37	350.65

Dirección	calle 36S #91C	Bloque	66	No. pisos	2	3	4
				No. Casas	5	3	0
CALCULO DE VULNERABILIDAD							
Parámetros		Clase K				Peso W	K*W
		Clase A	Clase B	Clase C	Clase D		
1. Organización del sistema resistente.	C	-	-	20	-	1.50	30
2. Calidad del sistema resistente.	B	-	5	-	-	1.00	5
3. Resistencia convencional.	C	-	-	20	-	1.00	20
4. Posición del edificio y cimentación.	B	-	5	-	-	0.75	3.75
5. Diafragmas horizontales.	B	-	5	-	-	1.00	5
6. Configuración en planta.	C	-	-	20	-	1.00	20
7. Configuración en elevación.	D	-	-	-	45	1.00	45
8. Distancia máxima entre los muros.	D	-	-	-	45	0.50	22.5
9. Tipo de cubierta.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
10. Elementos no estructurales.	D	-	-	-	45	0.25	11.25
11. Estado de conservación.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
Indice de vulnerabilidad				165.00			
VULNERABILIDAD				43% ALTA			

METODO HURTADO		Peso específico de muros (ton/m3) =	1.8	
Longitud de muros (m)	117.08	Peso placa fácil (ton/m2) =	0.214	
Altura (m)	2.34	Peso cubierta en teja (ton/m2) =	0.1	
Espesor de los muros (m)	0.1	L (largo m)	23.3	$\beta_1 = 0.43$
Resistencia a cortante (ton/m2)	7.5	a (ancho m)	10.0	$L/S = 30.00$
	VR = 87.81			
				A2 (m2) = 102.69
				A1 (m2) = 250.71
				Parám. 7 = 44.7%
				Categoría 7= D
Valor Sa				
Aa =	0.15			
Fa =	0.95			
I =	1			
Sa =	0.36			
CSR =	0.34			
DD =	1.04			
Ro =	1			
DD =	1.04 Ro			
		Categoría 3= C		
		Categoría 6= C		
		Categoría 8= D		

Nivel	W muros (ton)	W placa (ton)	Wtotal (ton)
Piso4			
Piso3	28.19	10.27	38.46
Piso2	75.37	37.89	113.25
Piso1	49.31	53.65	102.97
Total	152.87	101.81	254.68

Dirección	calle 34BS #91BIS	Bloque	87	No. pisos	2	3	4
				No. Casas	6	0	2
CALCULO DE VULNERABILIDAD							
Parámetros		Clase K				Peso W	K*W
		Clase A	Clase B	Clase C	Clase D		
1. Organización del sistema resistente.	C	-	-	20	-	1.50	30
2. Calidad del sistema resistente.	B	-	5	-	-	1.00	5
3. Resistencia convencional.	C	-	-	20	-	1.00	20
4. Posición del edificio y cimentación.	B	-	5	-	-	0.75	3.75
5. Diafragmas horizontales.	B	-	5	-	-	1.00	5
6. Configuración en planta.	C	-	-	20	-	1.00	20
7. Configuración en elevación.	D	-	-	-	45	1.00	45
8. Distancia máxima entre los muros.	D	-	-	-	45	0.50	22.5
9. Tipo de cubierta.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
10. Elementos no estructurales.	D	-	-	-	45	0.25	11.25
11. Estado de conservación.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
Indice de vulnerabilidad				165.00			
VULNERABILIDAD				43% ALTA			

METODO HURTADO		Peso específico de muros (ton/m3) =	1.8	
Longitud de muros (m)	117.08	Peso placa fácil (ton/m2) =	0.214	
Altura (m)	2.34	Peso cubierta en teja (ton/m2) =	0.1	
Espesor de los muros (m)	0.1	L (largo m)	23.3	$\beta_1 = 0.43$
Resistencia a cortante (ton/m2)	7.5	a (ancho m)	10.0	L/S= 30.00
VR =	87.81			
				A2 (m2) = 44.78
				A1 (m2) = 250.71
				Parám. 7 = 75.9%
				Categoría 7= D
Valor Sa				
Aa =	0.15			
Fa =	0.95			
I =	1			
Sa =	0.36			
CSR=	0.33			
DD=	1.11			
Ro =	1			
DD =	1.11 Ro	Categoría 3= C		
		Categoría 6= C		
		Categoría 8= D		

Nivel	W muros (ton)	W placa (ton)	Wtotal (ton)
Piso4	19.81	4.48	24.29
Piso3	18.79	14.22	33.01
Piso2	75.37	34.39	109.75
Piso1	49.31	53.65	102.97
Total	163.28	106.74	270.02

Dirección	calle 35S #91C	Bloque	47	No. pisos	2	3	4
				No. Casas	2	6	0
CALCULO DE VULNERABILIDAD							
Parámetros		Clase K				Peso W	K*W
		Clase A	Clase B	Clase C	Clase D		
1. Organización del sistema resistente.	C	-	-	20	-	1.50	30
2. Calidad del sistema resistente.	B	-	5	-	-	1.00	5
3. Resistencia convencional.	C	-	-	20	-	1.00	20
4. Posición del edificio y cimentación.	B	-	5	-	-	0.75	3.75
5. Diafragmas horizontales.	B	-	5	-	-	1.00	5
6. Configuración en planta.	C	-	-	20	-	1.00	20
7. Configuración en elevación.	B	-	5	-	-	1.00	5
8. Distancia máxima entre los muros.	D	-	-	-	45	0.50	22.5
9. Tipo de cubierta.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
10. Elementos no estructurales.	D	-	-	-	45	0.25	11.25
11. Estado de conservación.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
Indice de vulnerabilidad				125.00			
VULNERABILIDAD				33% MEDIA			

METODO HURTADO		Peso específico de muros (ton/m3) =	1.8		
Longitud de muros (m)	117.08	Peso placa fácil (ton/m2) =	0.214		
Altura (m)	2.34	Peso cubierta en teja (ton/m2) =	0.1		
Espesor de los muros (m)	0.1	L (largo m)	23.3	$\beta 1 = 0.43$	
Resistencia a cortante (ton/m2)	7.5	a (ancho m)	10.0	L/S= 30.00	
VR =	87.81				
				A2 (m2) = 205.38	
				A1 (m2) = 250.71	
				Parám. 7 = -10.6%	
				Categoría 7= B	
Valor Sa		Nivel	W muros (ton)	W placa (ton)	Wtotal (ton)
Aa = 0.15		Piso4			
Fa = 0.95		Piso3	56.38	20.54	76.91
I = 1		Piso2	75.37	48.39	123.76
Sa = 0.36		Piso1	49.31	53.65	102.97
CSR= 0.29		Total	181.05	122.58	303.64
DD= 1.24					
Ro = 1					
DD = 1.24 Ro		Categoría 3= C			
		Categoría 6= C			
		Categoría 8= D			

Dirección	calle 35AS #91C	Bloque	59	No. pisos	2	3	4
				No. Casas	7	0	1
CALCULO DE VULNERABILIDAD							
Parámetros		Clase K				Peso W	K*W
		Clase A	Clase B	Clase C	Clase D		
1. Organización del sistema resistente.	C	-	-	20	-	1.50	30
2. Calidad del sistema resistente.	B	-	5	-	-	1.00	5
3. Resistencia convencional.	B	-	5	-	-	1.00	5
4. Posición del edificio y cimentación.	B	-	5	-	-	0.75	3.75
5. Diafragmas horizontales.	B	-	5	-	-	1.00	5
6. Configuración en planta.	C	-	-	20	-	1.00	20
7. Configuración en elevación.	D	-	-	-	45	1.00	45
8. Distancia máxima entre los muros.	D	-	-	-	45	0.50	22.5
9. Tipo de cubierta.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
10. Elementos no estructurales.	D	-	-	-	45	0.25	11.25
11. Estado de conservación.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
Indice de vulnerabilidad				150.00			
VULNERABILIDAD				39% ALTA			

METODO HURTADO		Peso específico de muros (ton/m3) =	1.8	
Longitud de muros (m)	117.08	Peso placa fácil (ton/m2) =	0.214	
Altura (m)	2.34	Peso cubierta en teja (ton/m2) =	0.1	
Espesor de los muros (m)	0.1	L (largo m)	23.3	$\beta_1 = 0.43$
Resistencia a cortante (ton/m2)	7.5	a (ancho m)	10.0	L/S= 30.00
	VR = 87.81			
				A2 (m2) = 22.39
				A1 (m2) = 250.71
				Parám. 7 = 87.9%
				Categoría 7= D
Valor Sa				
Aa =	0.15			
Fa =	0.95			
I =	1			
Sa =	0.36			
CSR=	0.37			
DD=	0.98			
Ro =	1			
DD =	0.98 Ro			
		Categoría 3= B		
		Categoría 6= C		
		Categoría 8= D		

Nivel	W muros (ton)	W placa (ton)	Wtotal (ton)
Piso4	9.90	2.24	12.14
Piso3	9.40	7.11	16.51
Piso2	75.37	30.89	106.25
Piso1	49.31	53.65	102.97
Total	143.98	93.89	237.87

Dirección	calle 37S #91C	Bloque	74	No. pisos	2	3	4
				No. Casas	5	2	1
CALCULO DE VULNERABILIDAD							
Parámetros		Clase K				Peso W	K*W
		Clase A	Clase B	Clase C	Clase D		
1. Organización del sistema resistente.	C	-	-	20	-	1.50	30
2. Calidad del sistema resistente.	B	-	5	-	-	1.00	5
3. Resistencia convencional.	C	-	-	20	-	1.00	20
4. Posición del edificio y cimentación.	B	-	5	-	-	0.75	3.75
5. Diafragmas horizontales.	B	-	5	-	-	1.00	5
6. Configuración en planta.	C	-	-	20	-	1.00	20
7. Configuración en elevación.	D	-	-	-	45	1.00	45
8. Distancia máxima entre los muros.	D	-	-	-	45	0.50	22.5
9. Tipo de cubierta.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
10. Elementos no estructurales.	D	-	-	-	45	0.25	11.25
11. Estado de conservación.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
Indice de vulnerabilidad				165.00			
VULNERABILIDAD				43% ALTA			

METODO HURTADO		Peso específico de muros (ton/m3) =	1.8
Longitud de muros (m)	117.08	Peso placa fácil (ton/m2) =	0.214
Altura (m)	2.34	Peso cubierta en teja (ton/m2) =	0.1
Espesor de los muros (m)	0.1	L (largo m)	23.3
Resistencia a cortante (ton/m2)	7.5	a (ancho m)	10.0
VR =	87.81	$\beta_1 =$	0.43
		L/S=	30.00
		A2 (m2) =	22.39
		A1 (m2) =	250.71
		Parám. 7 =	87.9%
		Categoría 7= D	
Valor Sa			
Aa =	0.15		
Fa =	0.95		
I =	1		
Sa =	0.36		
CSR=	0.32		
DD=	1.11		
Ro =	1		
DD =	1.11 Ro	Categoría 3= C	
		Categoría 6= C	
		Categoría 8= D	

Nivel	W muros (ton)	W placa (ton)	Wtotal (ton)
Piso4	9.90	2.24	12.14
Piso3	28.19	13.96	42.15
Piso2	75.37	37.89	113.25
Piso1	49.31	53.65	102.97
Total	162.77	107.74	270.51

Dirección	calle 34BS #91BIS	Bloque	85	No. pisos	2	3	4
				No. Casas	3	3	2
CALCULO DE VULNERABILIDAD							
Parámetros		Clase K				Peso W	K*W
		Clase A	Clase B	Clase C	Clase D		
1. Organización del sistema resistente.	C	-	-	20	-	1.50	30
2. Calidad del sistema resistente.	B	-	5	-	-	1.00	5
3. Resistencia convencional.	C	-	-	20	-	1.00	20
4. Posición del edificio y cimentación.	B	-	5	-	-	0.75	3.75
5. Diafragmas horizontales.	B	-	5	-	-	1.00	5
6. Configuración en planta.	C	-	-	20	-	1.00	20
7. Configuración en elevación.	D	-	-	-	45	1.00	45
8. Distancia máxima entre los muros.	D	-	-	-	45	0.50	22.5
9. Tipo de cubierta.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
10. Elementos no estructurales.	D	-	-	-	45	0.25	11.25
11. Estado de conservación.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
Indice de vulnerabilidad				165.00			
VULNERABILIDAD				43% ALTA			

METODO HURTADO		Peso específico de muros (ton/m3) =	1.8	
Longitud de muros (m)	117.08	Peso placa fácil (ton/m2) =	0.214	
Altura (m)	2.34	Peso cubierta en teja (ton/m2) =	0.1	
Espesor de los muros (m)	0.1	L (largo m)	23.3	$\beta_1 = 0.43$
Resistencia a cortante (ton/m2)	7.5	a (ancho m)	10.0	L/S= 30.00
	VR = 87.81			
				A2 (m2) = 44.78
				A1 (m2) = 250.71
				Parám. 7 = 75.9%
				Categoría 7= D
Valor Sa				
Aa =	0.15			
Fa =	0.95			
I =	1			
Sa =	0.36			
CSR=	0.28			
DD=	1.31			
Ro =	1			
DD =	1.31 Ro	Categoría 3= C		
		Categoría 6= C		
		Categoría 8= D		

Nivel	W muros (ton)	W placa (ton)	Wtotal (ton)
Piso4	19.81	4.48	24.29
Piso3	46.98	24.49	71.47
Piso2	75.37	44.89	120.26
Piso1	49.31	53.65	102.97
Total	191.47	127.51	318.98

Dirección	calle 34BS #91BIS	Bloque	86	No. pisos	2	3	4
				No. Casas	4	1	3
CALCULO DE VULNERABILIDAD							
Parámetros		Clase K				Peso W	K*W
		Clase A	Clase B	Clase C	Clase D		
1. Organización del sistema resistente.	C	-	-	20	-	1.50	30
2. Calidad del sistema resistente.	B	-	5	-	-	1.00	5
3. Resistencia convencional.	C	-	-	20	-	1.00	20
4. Posición del edificio y cimentación.	B	-	5	-	-	0.75	3.75
5. Diafragmas horizontales.	B	-	5	-	-	1.00	5
6. Configuración en planta.	C	-	-	20	-	1.00	20
7. Configuración en elevación.	D	-	-	-	45	1.00	45
8. Distancia máxima entre los muros.	D	-	-	-	45	0.50	22.5
9. Tipo de cubierta.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
10. Elementos no estructurales.	D	-	-	-	45	0.25	11.25
11. Estado de conservación.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
Indice de vulnerabilidad				165.00			
VULNERABILIDAD				43% ALTA			

METODO HURTADO		Peso específico de muros (ton/m3) =	1.8	
Longitud de muros (m)	117.08	Peso placa fácil (ton/m2) =	0.214	
Altura (m)	2.34	Peso cubierta en teja (ton/m2) =	0.1	
Espesor de los muros (m)	0.1	L (largo m)	23.3	$\beta_1 = 0.43$
Resistencia a cortante (ton/m2)	7.5	a (ancho m)	10.0	$L/S = 30.00$
VR =	87.81			
				A2 (m2) = 67.17
				A1 (m2) = 250.71
				Parám. 7 = 63.8%
				Categoría 7= D
Valor Sa				
Aa =	0.15			
Fa =	0.95			
I =	1			
Sa =	0.36			
CSR=	0.28			
DD=	1.31			
Ro =	1			
DD =	1.31 Ro	Categoría 3= C		
		Categoría 6= C		
		Categoría 8= D		

Nivel	W muros (ton)	W placa (ton)	Wtotal (ton)
Piso4	29.71	6.72	36.43
Piso3	37.58	24.76	62.34
Piso2	75.37	41.39	116.76
Piso1	49.31	53.65	102.97
Total	191.98	126.52	318.49

Dirección	calle 35S #91BIS	Bloque	88	No. pisos	2	3	4
				No. Casas	3	2	3
CALCULO DE VULNERABILIDAD							
Parámetros		Clase K				Peso W	K*W
		Clase A	Clase B	Clase C	Clase D		
1. Organización del sistema resistente.	C	-	-	20	-	1.50	30
2. Calidad del sistema resistente.	B	-	5	-	-	1.00	5
3. Resistencia convencional.	C	-	-	20	-	1.00	20
4. Posición del edificio y cimentación.	B	-	5	-	-	0.75	3.75
5. Diafragmas horizontales.	B	-	5	-	-	1.00	5
6. Configuración en planta.	C	-	-	20	-	1.00	20
7. Configuración en elevación.	D	-	-	-	45	1.00	45
8. Distancia máxima entre los muros.	D	-	-	-	45	0.50	22.5
9. Tipo de cubierta.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
10. Elementos no estructurales.	D	-	-	-	45	0.25	11.25
11. Estado de conservación.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
Indice de vulnerabilidad				165.00			
VULNERABILIDAD				43% ALTA			

METODO HURTADO		Peso específico de muros (ton/m3) =	1.8	
Longitud de muros (m)	117.08	Peso placa fácil (ton/m2) =	0.214	
Altura (m)	2.34	Peso cubierta en teja (ton/m2) =	0.1	
Espesor de los muros (m)	0.1	L (largo m)	23.3	$\beta 1 = 0.43$
Resistencia a cortante (ton/m2)	7.5	a (ancho m)	10.0	L/S= 30.00
VR =	87.81			
				A2 (m2) = 67.17
				A1 (m2) = 250.71
				Parám. 7 = 63.8%
				Categoría 7= D
Valor Sa				
Aa =	0.15			
Fa =	0.95			
I =	1			
Sa =	0.36			
CSR=	0.26			
DD=	1.37			
Ro =	1			
DD =	1.37 Ro	Categoría 3= C		
		Categoría 6= C		
		Categoría 8= D		

Nivel	W muros (ton)	W placa (ton)	Wtotal (ton)
Piso4	29.71	6.72	36.43
Piso3	46.98	28.18	75.16
Piso2	75.37	44.89	120.26
Piso1	49.31	53.65	102.97
Total	201.37	133.44	334.81

Dirección	calle 35AS #91BIS	Bloque	97	No. pisos	2	3	4
				No. Casas	1	5	2
CALCULO DE VULNERABILIDAD							
Parámetros		Clase K				Peso W	K*W
		Clase A	Clase B	Clase C	Clase D		
1. Organización del sistema resistente.	C	-	-	20	-	1.50	30
2. Calidad del sistema resistente.	B	-	5	-	-	1.00	5
3. Resistencia convencional.	C	-	-	20	-	1.00	20
4. Posición del edificio y cimentación.	B	-	5	-	-	0.75	3.75
5. Diafragmas horizontales.	B	-	5	-	-	1.00	5
6. Configuración en planta.	C	-	-	20	-	1.00	20
7. Configuración en elevación.	D	-	-	-	45	1.00	45
8. Distancia máxima entre los muros.	D	-	-	-	45	0.50	22.5
9. Tipo de cubierta.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
10. Elementos no estructurales.	D	-	-	-	45	0.25	11.25
11. Estado de conservación.	B	-	5	-	-	0.25	1.25
Indice de vulnerabilidad				165.00			
VULNERABILIDAD				43% ALTA			

METODO HURTADO		Peso específico de muros (ton/m3) =	1.8	
Longitud de muros (m)	117.08	Peso placa fácil (ton/m2) =	0.214	
Altura (m)	2.34	Peso cubierta en teja (ton/m2) =	0.1	
Espesor de los muros (m)	0.1	L (largo m)	23.3	$\beta_1 = 0.43$
Resistencia a cortante (ton/m2)	7.5	a (ancho m)	10.0	L/S= 30.00
	VR = 87.81			
				A2 (m2) = 44.78
				A1 (m2) = 250.71
				Parám. 7 = 75.9%
				Categoría 7= D
Valor Sa				
Aa =	0.15			
Fa =	0.95			
I =	1			
Sa =	0.36			
CSR=	0.25			
DD=	1.44			
Ro =	1			
DD =	1.44 Ro	Categoría 3= C		
		Categoría 6= C		
		Categoría 8= D		

Nivel	W muros (ton)	W placa (ton)	Wtotal (ton)
Piso4	19.81	4.48	24.29
Piso3	65.77	31.34	97.11
Piso2	75.37	51.89	127.26
Piso1	49.31	53.65	102.97
Total	210.26	141.36	351.62

**ANEXO C.
RESUMEN DE ÍNDICES DE VULNERABILIDAD PARA
TODOS LOS BLOQUES DE CASAS DEL BARRIO
RIBERAS DE OCCIDENTE.**

**RESUMEN DE ÍNDICES DE VULNERABILIDAD PARA TODOS LOS BLOQUES
DE CASAS DEL BARRIO RIBERAS DE OCCIDENTE.**

BLOQUES DE 9 CASAS												
Bloque	PARÁMETROS											Iv
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
31	C	B	C	B	B	D	D	D	B	D	B	190.00
50	C	B	C	B	B	D	D	D	B	D	B	190.00
54	C	B	C	B	B	D	D	D	B	D	B	190.00

BLOQUES DE 8 CASAS												
Bloque	PARÁMETROS											Iv
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
2	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
3	C	B	C	B	B	C	C	D	B	D	B	140.00
6	C	B	C	B	B	C	B	D	B	D	B	125.00
7	C	B	C	B	B	C	B	D	B	D	B	125.00
10	C	B	B	B	B	C	C	D	B	D	B	125.00
11	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
12	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
14	C	B	B	B	B	C	C	D	B	D	B	125.00
15	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
16	C	B	B	B	B	C	C	D	B	D	B	125.00
18	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
19	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
22	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
23	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
26	C	B	C	B	B	C	C	D	B	D	B	140.00
27	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
30	C	B	B	B	B	C	C	D	B	D	B	125.00
32	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
35	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
36	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
37	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
38	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
39	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00

CONTINUACIÓN BLOQUES DE 8 CASAS												
Bloque	PARÁMETROS											Iv
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
42	C	B	C	B	B	C	B	D	B	D	B	125.00
43	C	B	C	B	B	C	C	D	B	D	B	140.00
44	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
46	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
47	C	B	C	B	B	C	B	D	B	D	B	125.00
48	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
55	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
56	C	B	B	B	B	C	C	D	B	D	B	125.00
58	C	B	B	B	B	C	C	D	B	D	B	125.00
59	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
60	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
62	C	B	B	B	B	C	C	D	B	D	B	125.00
63	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
64	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
66	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
67	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
68	C	B	B	B	B	C	C	D	B	D	B	125.00
70	C	B	B	B	B	C	C	D	B	D	B	125.00
71	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
72	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
74	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
75	C	B	B	B	B	C	C	D	B	D	B	125.00
76	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
78	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
79	C	B	B	B	B	C	C	D	B	D	B	125.00
80	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
84	C	B	C	B	B	C	B	D	B	D	B	125.00
85	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
86	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
87	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
88	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
89	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
90	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
91	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00

CONTINUACIÓN BLOQUES DE 8 CASAS												
Bloque	PARÁMETROS											Iv
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
93	C	B	B	B	B	C	C	D	B	D	B	125.00
95	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
96	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
97	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
98	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
99	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
101	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
102	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
103	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
104	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
105	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
106	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
107	C	B	B	B	B	C	C	D	B	D	B	125.00
108	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
109	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
110	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
111	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
112	C	B	C	B	B	C	B	D	B	D	B	125.00
114	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00

BLOQUES DE 7 CASAS												
Bloque	PARÁMETROS											Iv
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
4	C	B	D	B	B	C	D	D	B	D	B	190.00
8	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
20	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
24	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
28	C	B	B	B	B	C	C	D	B	D	B	125.00
34	C	B	B	B	B	C	C	D	B	D	B	125.00
51	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
52	C	B	B	B	B	C	D	D	B	D	B	150.00
81	C	B	C	B	B	C	C	D	B	D	B	140.00
92	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
94	C	B	C	B	B	C	C	D	B	D	B	140.00
100	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00
113	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00

BLOQUES DE 6 CASAS												
Bloque	PARÁMETROS											Iv
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
82	C	B	C	B	B	C	D	D	B	D	B	165.00

BLOQUES DE 5 CASAS												
Bloque	PARÁMETROS											Iv
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
83	C	B	C	B	B	B	D	D	B	D	B	150.00

BLOQUES DE 4 CASAS												
Bloque	PARÁMETROS											Iv
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
1	C	B	D	B	B	A	C	D	B	D	B	145.00
5	C	B	D	B	B	A	D	D	B	D	B	170.00
17	C	B	C	B	B	A	D	D	B	D	B	145.00
21	C	B	C	B	B	A	D	D	B	D	B	145.00
25	C	B	C	B	B	A	A	D	B	D	B	100.00
33	C	B	C	B	B	A	A	D	B	D	B	100.00
41	C	B	D	B	B	A	C	D	B	D	B	145.00
45	C	B	C	B	B	A	D	D	B	D	B	145.00
49	C	B	B	B	B	A	C	D	B	D	B	105.00
57	C	B	C	B	B	A	D	D	B	D	B	145.00
61	C	B	B	B	B	A	C	D	B	D	B	105.00
65	C	B	B	B	B	A	C	D	B	D	B	105.00
69	C	B	B	B	B	A	C	D	B	D	B	105.00
73	C	B	C	B	B	A	A	D	B	D	B	100.00
77	C	B	B	B	B	A	C	D	B	D	B	105.00

BLOQUES DE 3 CASAS												
Bloque	PARÁMETROS											Iv
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
9	C	B	C	B	B	A	C	D	B	D	B	120.00
13	C	B	C	B	B	A	D	D	B	D	B	145.00
40	C	B	C	B	B	A	D	D	B	D	B	145.00
53	C	B	C	B	B	A	D	D	B	D	B	145.00

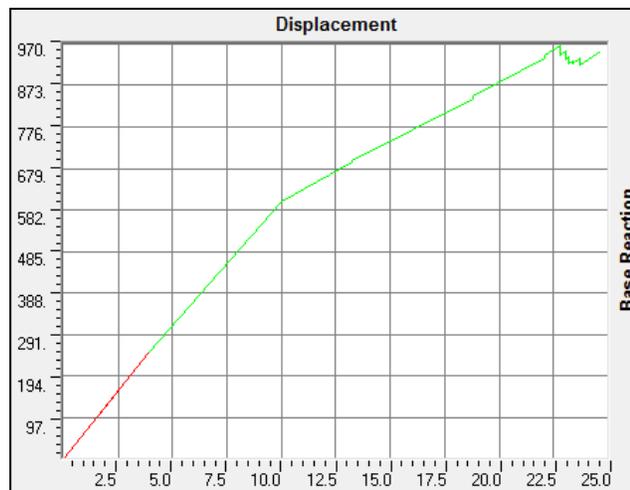
BLOQUES DE 2 CASAS												
Bloque	PARÁMETROS											Iv
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
29	C	B	B	B	B	A	C	D	B	D	B	105.00

ANEXO D.
ANÁLISIS ESTÁTICO NO-LINEAL DE LOS BLOQUES
DE SIETE, SEIS, CINCO, CUATRO, TRES Y DOS CASAS.

Modelo 7 No lineal: bloque de siete casas, estructura reforzada en acero, no lineal, pushover en X.

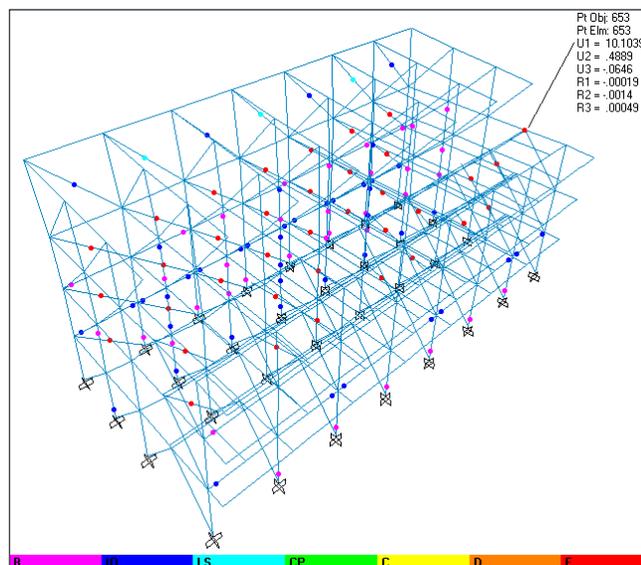
Código: B-7C-ERA-NL-PUSH-X.

Figura 110. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-7C-ERA-NL-PUSH-X



Fuente. SAP 2000.

Figura 111. Patrón de rótulas plásticas, B-7C-ERA-NL-PUSH-X



Fuente. SAP 2000.

Tabla 42. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-7C-ERA-NL-PUSH-X

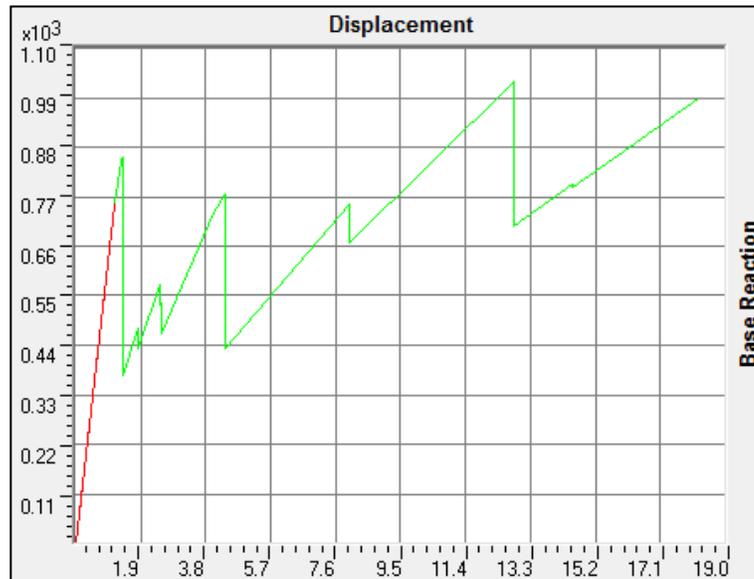
Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	1.082		C0	1.0467		C0	1.1115	
C1	0.9591		C1	0.9375		C1	0.9752	
C2	1.0013		C2	1.0031		C2	1.0005	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.4628	
Te	0.4194	seg	Te	0.4194	seg	Te	0.4194	seg
Ti	0.4194	seg	Ti	0.4194	seg	Ti	0.4194	seg
Ki	62.8656	Ton/cm	Ki	62.8656	Ton/cm	Ki	62.8656	Ton/cm
Ke	62.8656	Ton/cm	Ke	62.8656	Ton/cm	Ke	62.8656	Ton/cm
Alpha	1		Alpha	1		Alpha	1	
R	0.5682		R	0.3409		R	0.7386	
Vy	245.5824	Ton	Vy	245.5824	Ton	Vy	245.5824	Ton
Uy	3.9065	cm	Uy	3.9065	cm	Uy	3.9065	cm
Weight	391.9445	Ton	Weight	391.9445	Ton	Weight	391.9445	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	1.63	cm	Ud	0.93	cm	Ud	2.210	cm
Vd	102.26	Ton	Vd	58.22	Ton	Vd	139.080	Ton
Ud/Uy	0.417		Ud/Uy	0.238		Ud/Uy	0.566	
Vd/Vy	0.416		Vd/Vy	0.237		Vd/Vy	0.566	

Fuente. SAP 2000.

Modelo 8 No lineal: bloque de siete casas, estructura reforzada en acero, no lineal, pushover en Y.

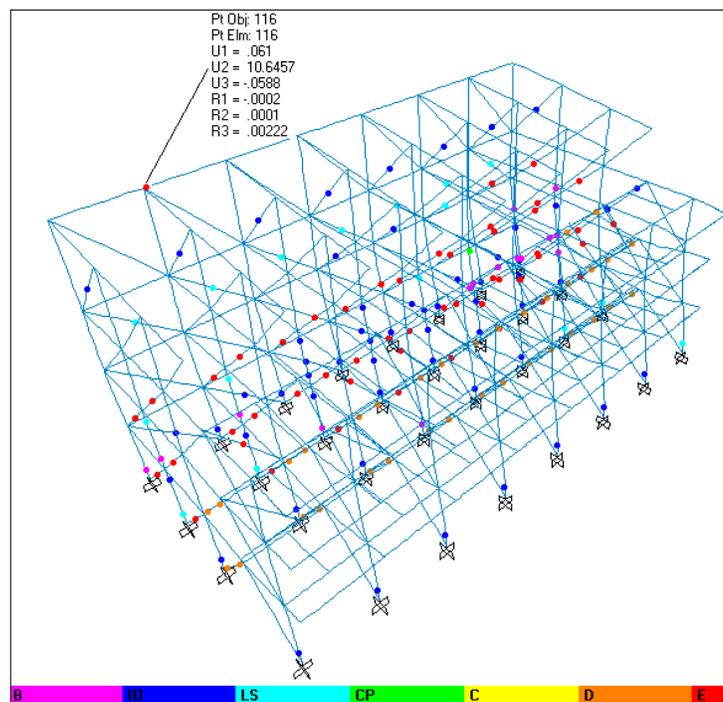
Código: B-7C-ERA-NL-PUSH-Y.

Figura 112. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-7C-ERA-NL-PUSH-Y



Fuente. SAP 2000.

Figura 113. Patrón de rótulas plásticas, B-7C-ERA-NL-PUSH-Y



Fuente. SAP 2000.

Tabla 43. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-7C-ERA-NL-PUSH-Y

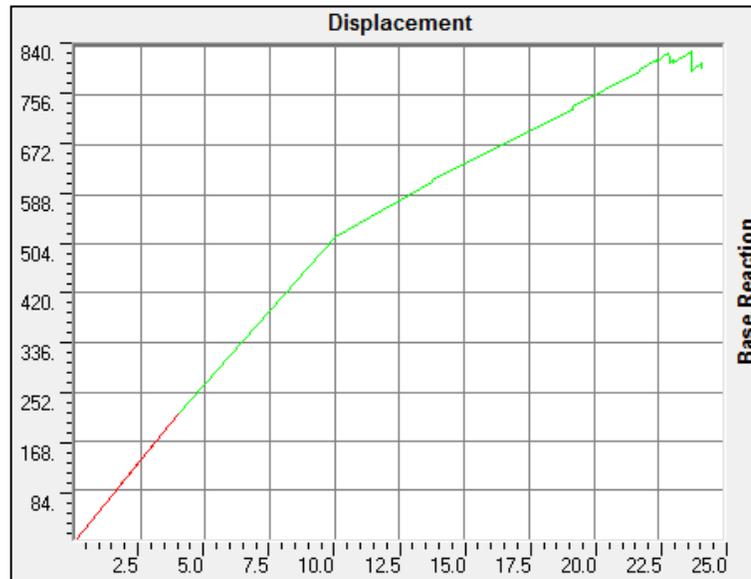
Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	1.0244		C0	1.0139		C0	1.033	
C1	0.6605		C1	0.6296		C1	0.6836	
C2	1.0208		C2	1.0247		C2	1.018	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.4628	
Te	0.1258	seg	Te	0.1258	seg	Te	0.1258	seg
Ti	0.1258	seg	Ti	0.1258	seg	Ti	0.1258	seg
Ki	681.4543	Ton/cm	Ki	681.4543	Ton/cm	Ki	681.4543	Ton/cm
Ke	681.4543	Ton/cm	Ke	681.4543	Ton/cm	Ke	681.4543	Ton/cm
Alpha	1		Alpha	1		Alpha	1	
R	0.1851		R	0.1111		R	0.2407	
Vy	753.6896	Ton	Vy	753.6896	Ton	Vy	753.6896	Ton
Uy	1.106	cm	Uy	1.106	cm	Uy	1.106	cm
Weight	391.9445	Ton	Weight	391.9445	Ton	Weight	391.9445	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	0.097	cm	Ud	0.055	cm	Ud	0.132	cm
Vd	66.29	Ton	Vd	37.69	Ton	Vd	89.670	Ton
Ud/Uy	0.088		Ud/Uy	0.050		Ud/Uy	0.119	
Vd/Vy	0.088		Vd/Vy	0.050		Vd/Vy	0.119	

Fuente. SAP 2000.

Modelo 9 No lineal: bloque de seis casas, estructura reforzada en acero, no lineal, pushover en X.

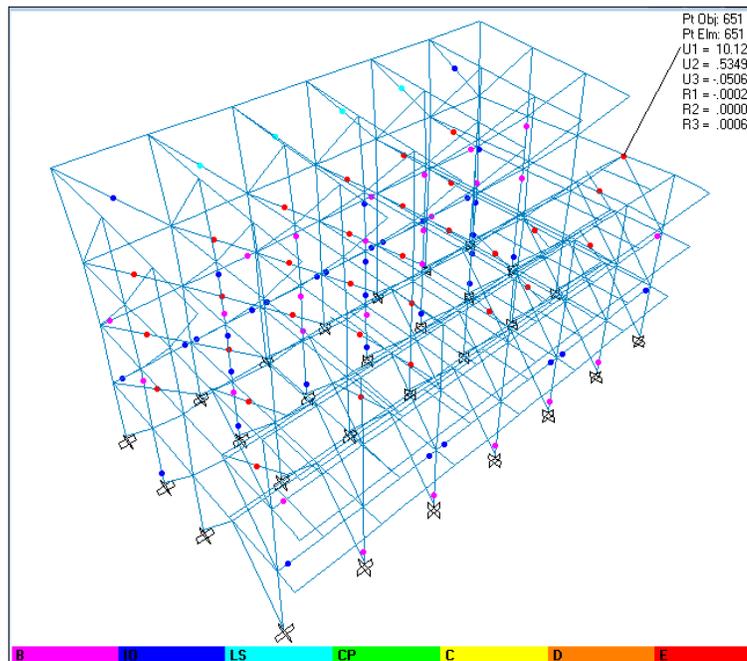
Código: B-6C-ERA-NL-PUSH-X.

Figura 114. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-6C-ERA-NL-PUSH-X



Fuente. SAP 2000.

Figura 115. Patrón de rótulas plásticas, B-6C-ERA-NL-PUSH-X



Fuente. SAP 2000.

Tabla 44. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-6C-ERA-NL-PUSH-X

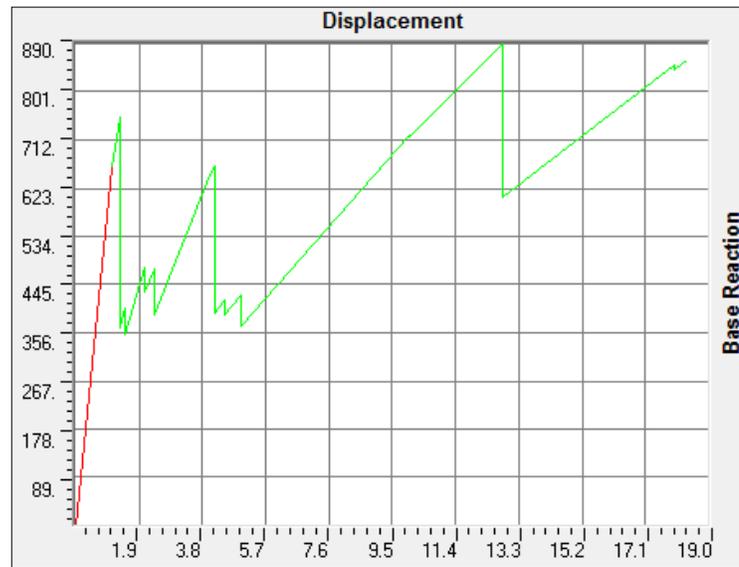
Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	1.0813		C0	1.0463		C0	1.1105	
C1	0.9588		C1	0.9375		C1	0.9747	
C2	1.0014		C2	1.0031		C2	1.0005	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.4628	
Te	0.42	seg	Te	0.42	seg	Te	0.42	seg
Ti	0.42	seg	Ti	0.42	seg	Ti	0.42	seg
Ki	54.0341	Ton/cm	Ki	54.0341	Ton/cm	Ki	54.0341	Ton/cm
Ke	54.0341	Ton/cm	Ke	54.0341	Ton/cm	Ke	54.0341	Ton/cm
Alpha	1		Alpha	1		Alpha	1	
R	0.5635		R	0.3381		R	0.7326	
Vy	214.1384	Ton	Vy	214.1384	Ton	Vy	214.1384	Ton
Uy	3.963	cm	Uy	3.963	cm	Uy	3.963	cm
Weight	338.9732	Ton	Weight	338.9732	Ton	Weight	338.9732	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	1.63	cm	Ud	0.93	cm	Ud	2.210	cm
Vd	88.05	Ton	Vd	50.16	Ton	Vd	119.710	Ton
Ud/Uy	0.411		Ud/Uy	0.235		Ud/Uy	0.558	
Vd/Vy	0.411		Vd/Vy	0.234		Vd/Vy	0.559	

Fuente. SAP 2000.

Modelo 10 No lineal: bloque de seis casas, estructura reforzada en acero, no lineal, pushover en Y.

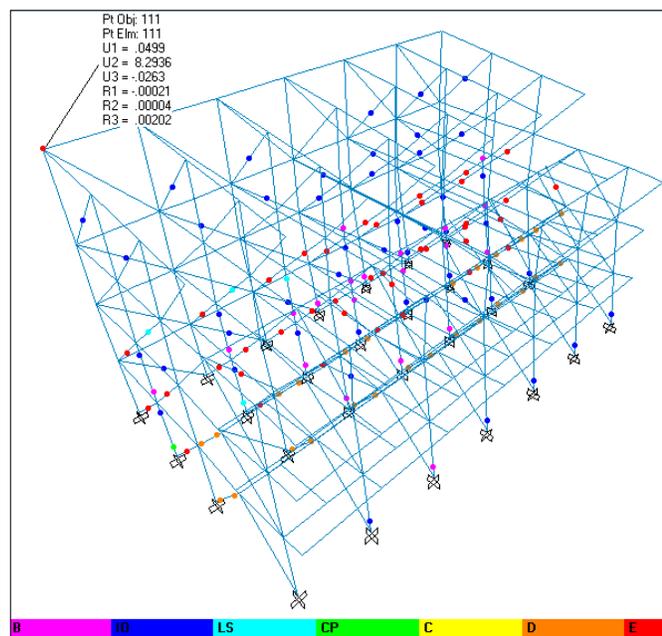
Código: B-6C-ERA-NL-PUSH-Y.

Figura 116. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-6C-ERA-NL-PUSH-Y



Fuente. SAP 2000.

Figura 117. Patrón de rótulas plásticas, B-6C-ERA-NL-PUSH-Y



Fuente. SAP 2000.

Tabla 45. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-6C-ERA-NL-PUSH-Y

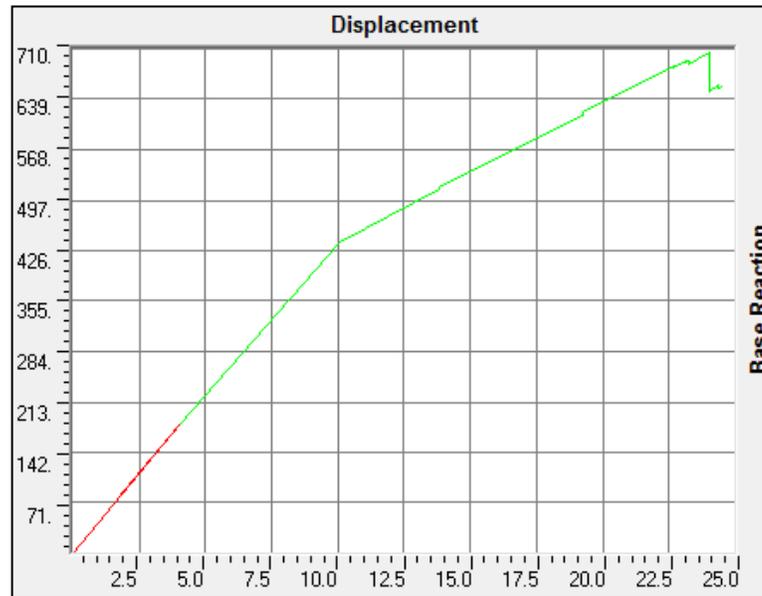
Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	1.0214		C0	1.0122		C0	1.0289	
C1	0.6593		C1	0.6289		C1	0.6821	
C2	1.0209		C2	1.0248		C2	1.0182	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.4628	
Te	0.126	seg	Te	0.126	seg	Te	0.126	seg
Ti	0.126	seg	Ti	0.126	seg	Ti	0.126	seg
Ki	605.761	Ton/cm	Ki	605.761	Ton/cm	Ki	605.761	Ton/cm
Ke	605.761	Ton/cm	Ke	605.761	Ton/cm	Ke	605.761	Ton/cm
Alpha	1		Alpha	1		Alpha	1	
R	0.1824		R	0.1094		R	0.2371	
Vy	661.625	Ton	Vy	661.625	Ton	Vy	661.625	Ton
Uy	1.0922	cm	Uy	1.0922	cm	Uy	1.0922	cm
Weight	338.9732	Ton	Weight	338.9732	Ton	Weight	338.9732	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	0.097	cm	Ud	0.055	cm	Ud	0.131	cm
Vd	58.88	Ton	Vd	33.53	Ton	Vd	79.530	Ton
Ud/Uy	0.089		Ud/Uy	0.050		Ud/Uy	0.120	
Vd/Vy	0.089		Vd/Vy	0.051		Vd/Vy	0.120	

Fuente. SAP 2000.

Modelo 11 No lineal: bloque de cinco casas, estructura reforzada en acero, no lineal, pushover en X.

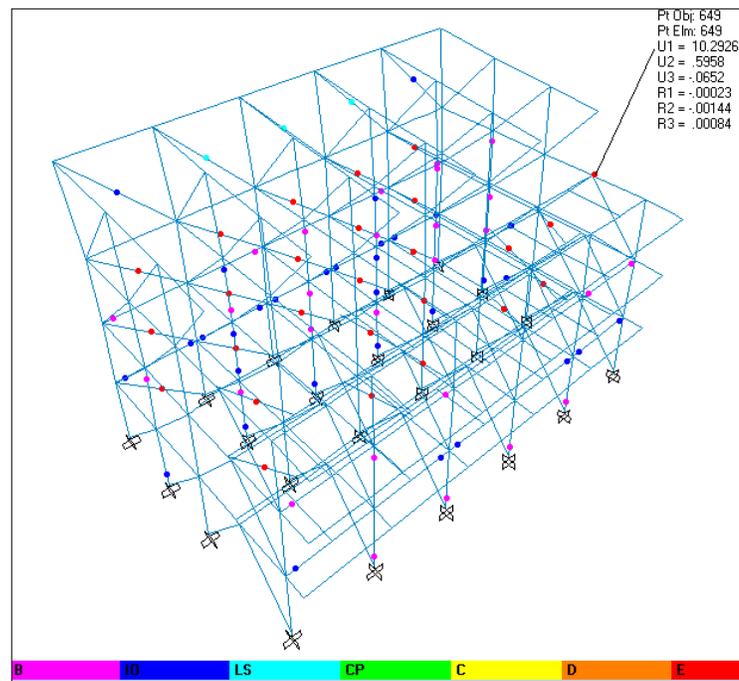
Código: B-5C-ERA-NL-PUSH-X.

Figura 118. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-5C-ERA-NL-PUSH-X



Fuente. SAP 2000.

Figura 119. Patrón de rótulas plásticas, B-5C-ERA-NL-PUSH-X



Fuente. SAP 2000.

Tabla 46. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-5C-ERA-NL-PUSH-X

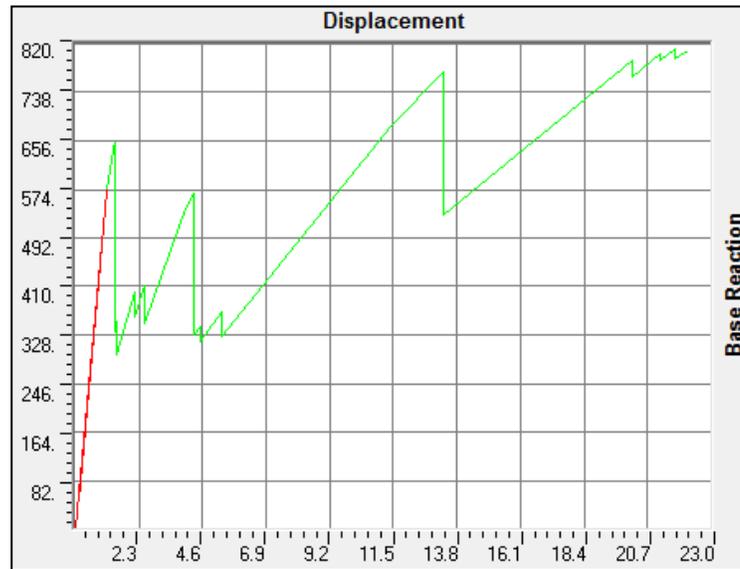
Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	1.0814		C0	1.0464		C0	1.1107	
C1	0.9589		C1	0.9377		C1	0.9748	
C2	1.0013		C2	1.0031		C2	1.0005	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.4628	
Te	0.4209	seg	Te	0.4209	seg	Te	0.4209	seg
Ti	0.4209	seg	Ti	0.4209	seg	Ti	0.4209	seg
Ki	45.3183	Ton/cm	Ki	45.3183	Ton/cm	Ki	45.3183	Ton/cm
Ke	45.3183	Ton/cm	Ke	45.3183	Ton/cm	Ke	45.3183	Ton/cm
Alpha	1		Alpha	1		Alpha	1	
R	0.5636		R	0.3381		R	0.7326	
Vy	180.6627	Ton	Vy	180.6627	Ton	Vy	180.6627	Ton
Uy	3.9865	cm	Uy	3.9865	cm	Uy	3.9865	cm
Weight	286.0019	Ton	Weight	286.0019	Ton	Weight	286.0019	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	1.637	cm	Ud	0.933	cm	Ud	2.226	cm
Vd	74.188	Ton	Vd	42.261	Ton	Vd	100.860	Ton
Ud/Uy	0.411		Ud/Uy	0.234		Ud/Uy	0.558	
Vd/Vy	0.411		Vd/Vy	0.234		Vd/Vy	0.558	

Fuente. SAP 2000.

Modelo 12 No lineal: bloque de cinco casas, estructura reforzada en acero, no lineal, pushover en Y.

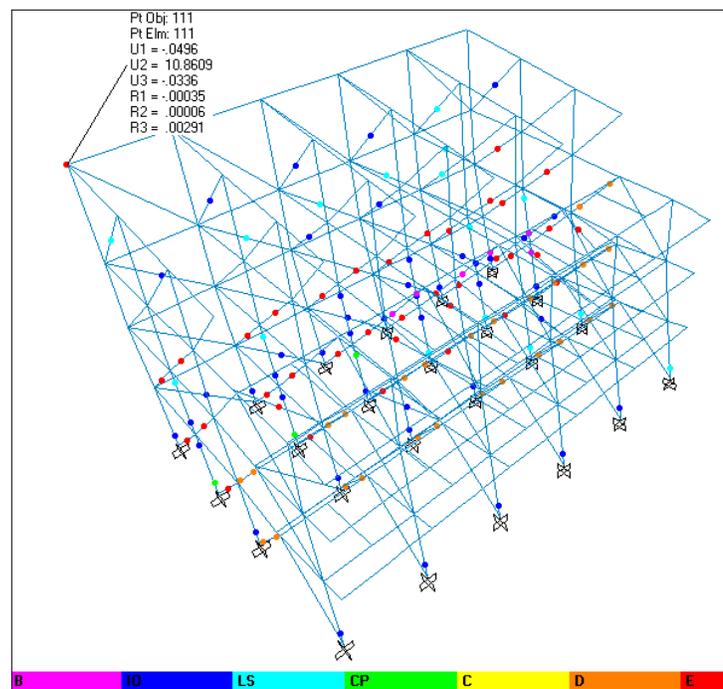
Código: B-5C-ERA-NL-PUSH-Y.

Figura 120. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-5C-ERA-NL-PUSH-Y



Fuente. SAP 2000.

Figura 121. Patrón de rótulas plásticas, B-5C-ERA-NL-PUSH-Y



Fuente. SAP 2000.

Tabla 47. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-5C-ERA-NL-PUSH-Y

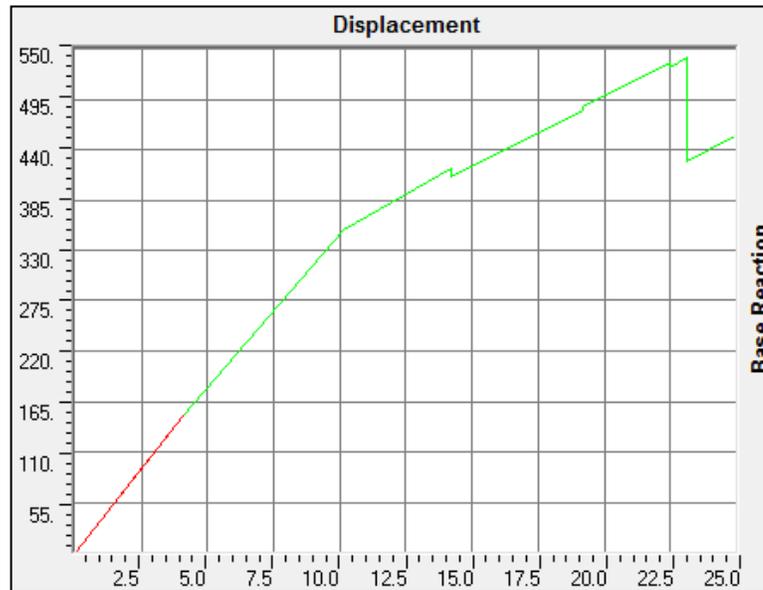
Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	1.0245		C0	1.0139		C0	1.033	
C1	0.6573		C1	0.6277		C1	0.6795	
C2	1.0211		C2	1.0249		C2	1.0185	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.4628	
Te	0.1255	seg	Te	0.1255	seg	Te	0.1255	seg
Ti	0.1255	seg	Ti	0.1255	seg	Ti	0.1255	seg
Ki	496.3916	Ton/cm	Ki	496.3916	Ton/cm	Ki	496.3916	Ton/cm
Ke	496.3916	Ton/cm	Ke	496.3916	Ton/cm	Ke	496.3916	Ton/cm
Alpha	1		Alpha	1		Alpha	1	
R	0.1775		R	0.1065		R	0.2307	
Vy	573.6845	Ton	Vy	573.6845	Ton	Vy	573.6845	Ton
Uy	1.1557	cm	Uy	1.1557	cm	Uy	1.1557	cm
Weight	286.0019	Ton	Weight	286.0019	Ton	Weight	286.0019	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	0.096	cm	Ud	0.055	cm	Ud	0.130	cm
Vd	47.831	Ton	Vd	27.238	Ton	Vd	64.630	Ton
Ud/Uy	0.083		Ud/Uy	0.048		Ud/Uy	0.112	
Vd/Vy	0.083		Vd/Vy	0.047		Vd/Vy	0.113	

Fuente. SAP 2000.

Modelo 13 No lineal: bloque de cuatro casas, estructura reforzada en acero, no lineal, pushover en X.

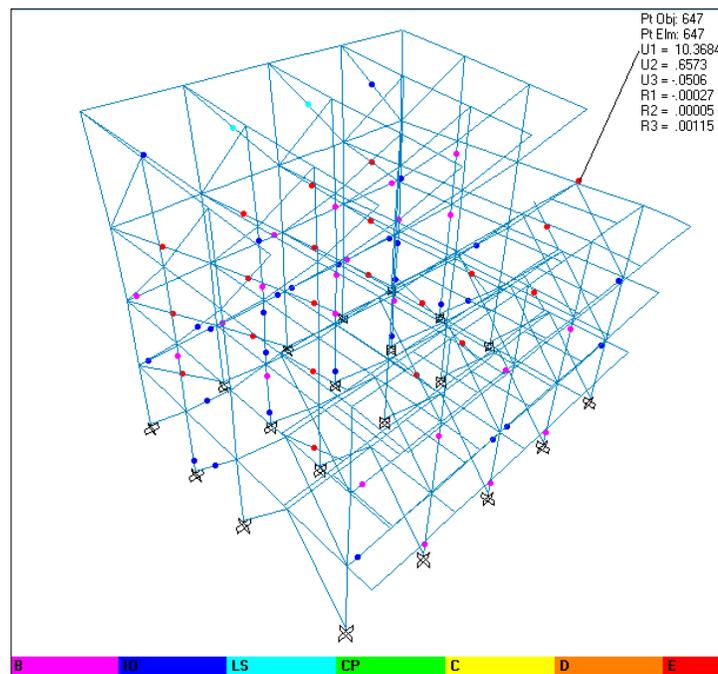
Código: B-4C-ERA-NL-PUSH-X.

Figura 122. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-4C-ERA-NL-PUSH-X



Fuente. SAP 2000.

Figura 123. Patrón de rótulas plásticas, B-4C-ERA-NL-PUSH-X



Fuente. SAP 2000.

Tabla 48. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-4C-ERA-NL-PUSH-X

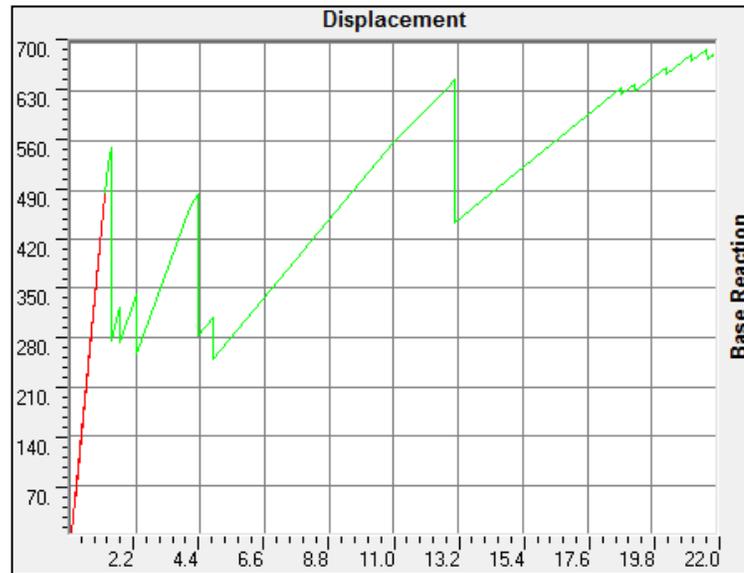
Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	1.0801		C0	1.0457		C0	1.1088	
C1	0.9584		C1	0.9376		C1	0.974	
C2	1.0014		C2	1.0031		C2	1.0005	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.4628	
Te	0.4221	seg	Te	0.4221	seg	Te	0.4221	seg
Ti	0.4221	seg	Ti	0.4221	seg	Ti	0.4221	seg
Ki	36.4649	Ton/cm	Ki	36.4649	Ton/cm	Ki	36.4649	Ton/cm
Ke	36.4649	Ton/cm	Ke	36.4649	Ton/cm	Ke	36.4649	Ton/cm
Alpha	1		Alpha	1		Alpha	1	
R	0.5554		R	0.3333		R	0.7221	
Vy	149.3568	Ton	Vy	149.3568	Ton	Vy	149.3568	Ton
Uy	4.0959	cm	Uy	4.0959	cm	Uy	4.0959	cm
Weight	233.0306	Ton	Weight	233.0306	Ton	Weight	233.0306	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	1.644	cm	Ud	0.937	cm	Ud	2.234	cm
Vd	59.954	Ton	Vd	34.185	Ton	Vd	81.454	Ton
Ud/Uy	0.401		Ud/Uy	0.229		Ud/Uy	0.545	
Vd/Vy	0.401		Vd/Vy	0.229		Vd/Vy	0.545	

Fuente. SAP 2000.

Modelo 14 No lineal: bloque de cuatro casas, estructura reforzada en acero, no lineal, pushover en Y.

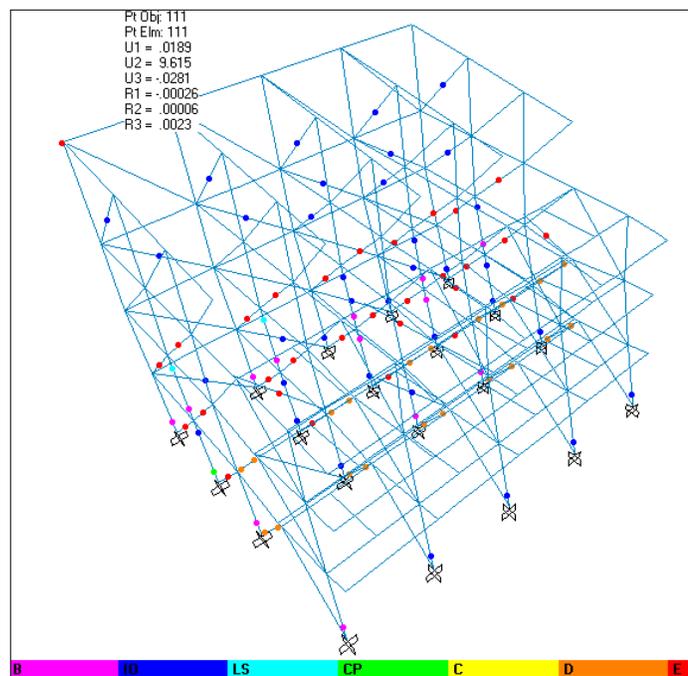
Código: B-4C-ERA-NL-PUSH-Y.

Figura 124. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-4C-ERA-NL-PUSH-Y



Fuente. SAP 2000.

Figura 125. Patrón de rótulas plásticas, B-4C-ERA-NL-PUSH-Y



Fuente. SAP 2000.

Tabla 49. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-4C-ERA-NL-PUSH-Y

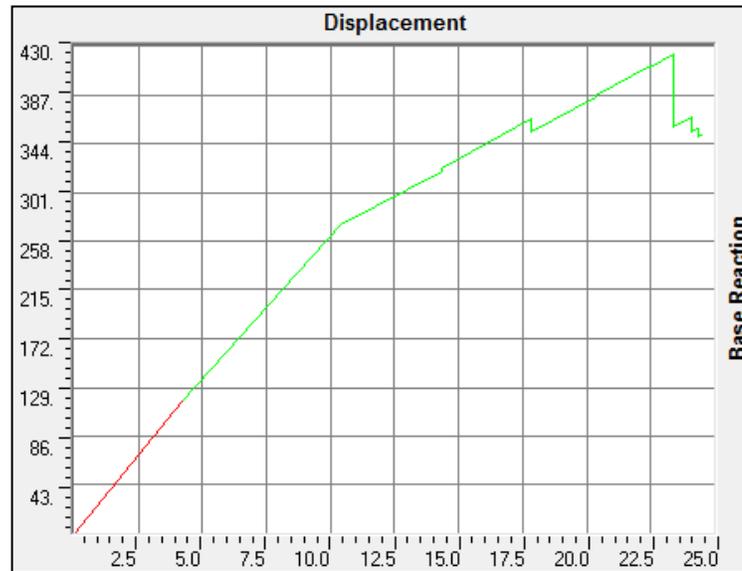
Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	1.0205		C0	1.0117		C0	1.0277	
C1	0.6546		C1	0.6261		C1	0.676	
C2	1.0215		C2	1.0252		C2	1.0189	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.4628	
Te	0.1241	seg	Te	0.1241	seg	Te	0.1241	seg
Ti	0.1241	seg	Ti	0.1241	seg	Ti	0.1241	seg
Ki	431.0185	Ton/cm	Ki	431.0185	Ton/cm	Ki	431.0185	Ton/cm
Ke	431.0185	Ton/cm	Ke	431.0185	Ton/cm	Ke	431.0185	Ton/cm
Alpha	1		Alpha	1		Alpha	1	
R	0.171		R	0.1026		R	0.2223	
Vy	485.0367	Ton	Vy	485.0367	Ton	Vy	485.0367	Ton
Uy	1.1253	cm	Uy	1.1253	cm	Uy	1.1253	cm
Weight	233.0306	Ton	Weight	233.0306	Ton	Weight	233.0306	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	0.094	cm	Ud	0.053	cm	Ud	0.126	cm
Vd	40.305	Ton	Vd	23.023	Ton	Vd	54.333	Ton
Ud/Uy	0.084		Ud/Uy	0.047		Ud/Uy	0.112	
Vd/Vy	0.083		Vd/Vy	0.047		Vd/Vy	0.112	

Fuente. SAP 2000.

Modelo 15 No lineal: bloque de tres casas, estructura reforzada en acero, no lineal, pushover en X.

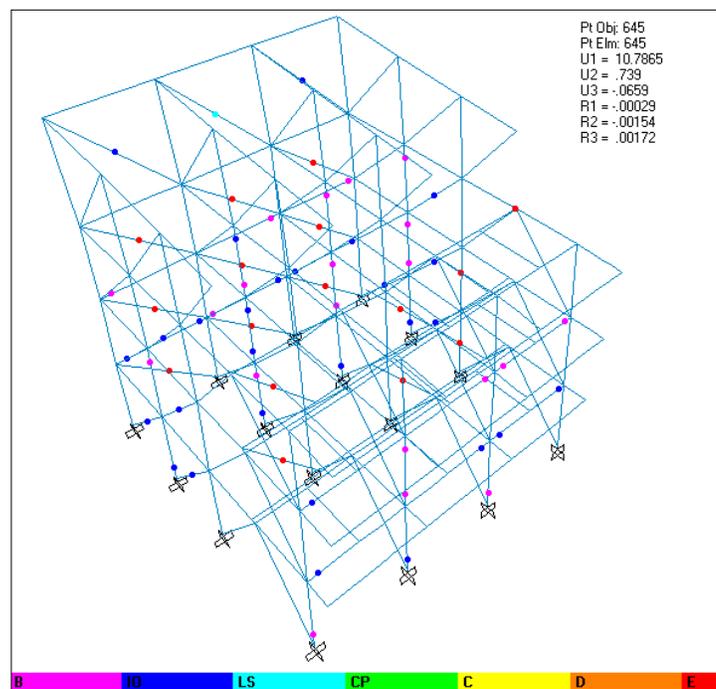
Código: B-3C-ERA-NL-PUSH-X.

Figura 126. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-3C-ERA-NL-PUSH-X



Fuente. SAP 2000.

Figura 127. Patrón de rótulas plásticas, B-3C-ERA-NL-PUSH-X



Fuente. SAP 2000.

Tabla 50. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-3C-ERA-NL-PUSH-X

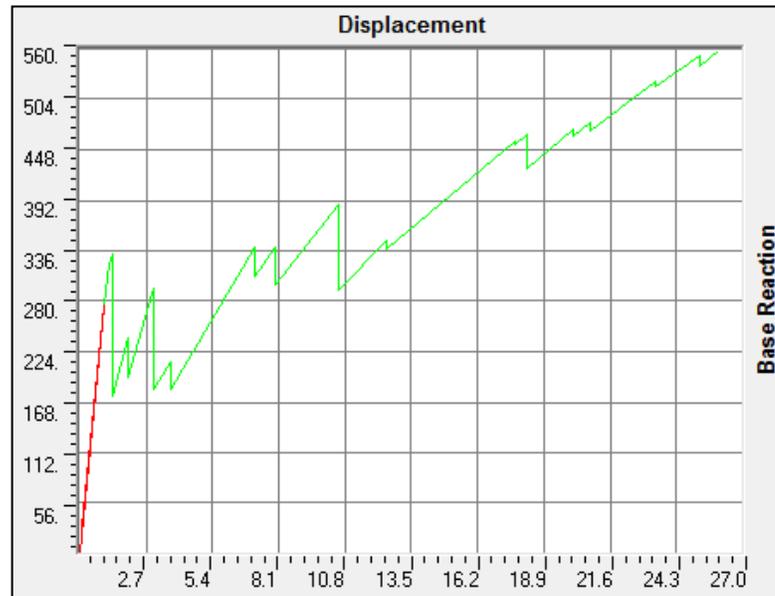
Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	1.0796		C0	1.0454		C0	1.1082	
C1	0.9586		C1	0.9382		C1	0.9739	
C2	1.0014		C2	1.0031		C2	1.0006	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.4628	
Te	0.4246	seg	Te	0.4246	seg	Te	0.4246	seg
Ti	0.4246	seg	Ti	0.4246	seg	Ti	0.4246	seg
Ki	27.7161	Ton/cm	Ki	27.7161	Ton/cm	Ki	27.7161	Ton/cm
Ke	27.7161	Ton/cm	Ke	27.7161	Ton/cm	Ke	27.7161	Ton/cm
Alpha	1		Alpha	1		Alpha	1	
R	0.5524		R	0.3314		R	0.7181	
Vy	116.0484	Ton	Vy	116.0484	Ton	Vy	116.0484	Ton
Uy	4.187	cm	Uy	4.187	cm	Uy	4.187	cm
Weight	180.0593	Ton	Weight	180.0593	Ton	Weight	180.0593	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	1.663	cm	Ud	0.949	cm	Ud	2.259	cm
Vd	46.103	Ton	Vd	26.301	Ton	Vd	62.611	Ton
Ud/Uy	0.397		Ud/Uy	0.227		Ud/Uy	0.540	
Vd/Vy	0.397		Vd/Vy	0.227		Vd/Vy	0.540	

Fuente. SAP 2000.

Modelo 16 No lineal: bloque de tres casas, estructura reforzada en acero, no lineal, pushover en Y.

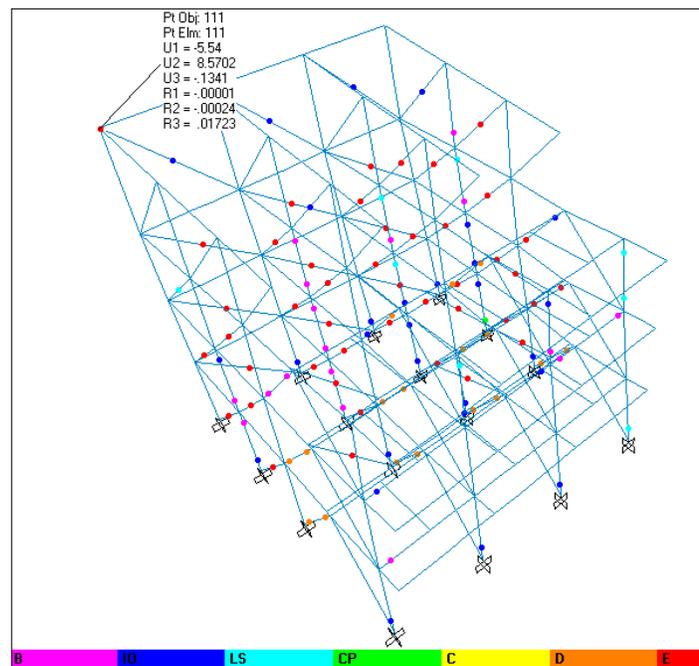
Código: B-3C-ERA-NL-PUSH-Y.

Figura 128. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-3C-ERA-NL-PUSH-Y



Fuente. SAP 2000.

Figura 129. Patrón de rótulas plásticas, B-3C-ERA-NL-PUSH-Y



Fuente. SAP 2000.

Tabla 51. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-3C-ERA-NL-PUSH-Y

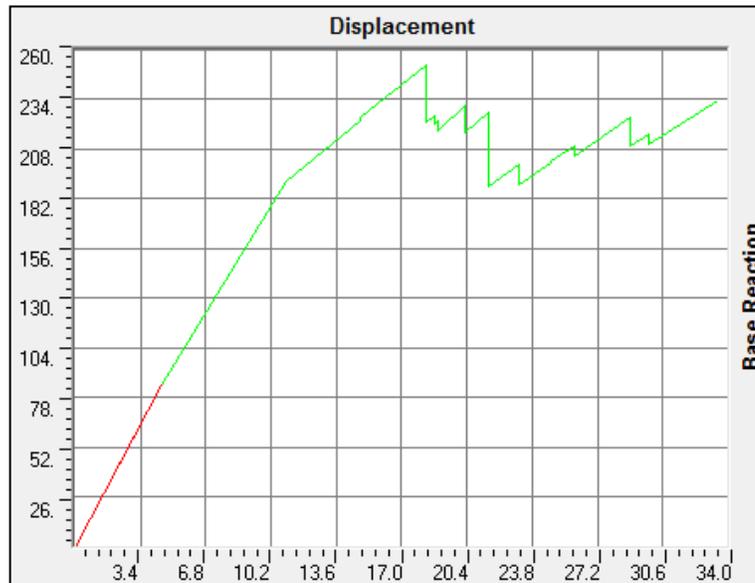
Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	1.0145		C0	1.0082		C0	1.0197	
C1	0.6802		C1	0.6414		C1	0.7092	
C2	1.0184		C2	1.0231		C2	1.0152	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.4628	
Te	0.1292	seg	Te	0.1292	seg	Te	0.1292	seg
Ti	0.1292	seg	Ti	0.1292	seg	Ti	0.1292	seg
Ki	281.4534	Ton/cm	Ki	281.4534	Ton/cm	Ki	281.4534	Ton/cm
Ke	281.4534	Ton/cm	Ke	281.4534	Ton/cm	Ke	281.4534	Ton/cm
Alpha	1		Alpha	1		Alpha	1	
R	0.2324		R	0.1394		R	0.3021	
Vy	275.8171	Ton	Vy	275.8171	Ton	Vy	275.8171	Ton
Uy	0.98	cm	Uy	0.98	cm	Uy	0.98	cm
Weight	180.0593	Ton	Weight	180.0593	Ton	Weight	180.0593	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	0.104	cm	Ud	0.059	cm	Ud	0.142	cm
Vd	29.379	Ton	Vd	16.607	Ton	Vd	39.883	Ton
Ud/Uy	0.106		Ud/Uy	0.060		Ud/Uy	0.145	
Vd/Vy	0.107		Vd/Vy	0.060		Vd/Vy	0.145	

Fuente. SAP 2000.

Modelo 17 No lineal: bloque de dos casas, estructura reforzada en acero, no lineal, pushover en X.

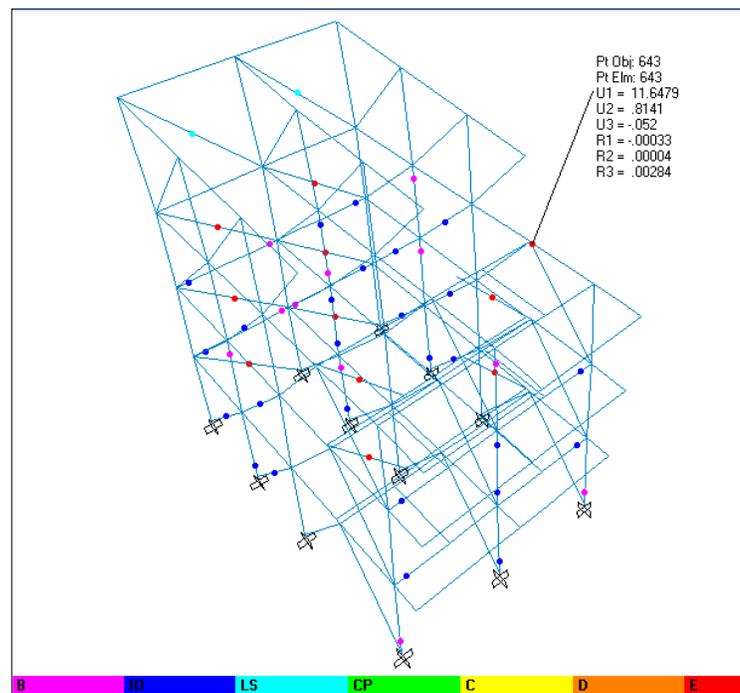
Código: B-2C-ERA-NL-PUSH-X.

Figura 130. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-2C-ERA-NL-PUSH-X



Fuente. SAP 2000.

Figura 131. Patrón de rótulas plásticas, B-2C-ERA-NL-PUSH-X



Fuente. SAP 2000.

Tabla 52. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-2C-ERA-NL-PUSH-X

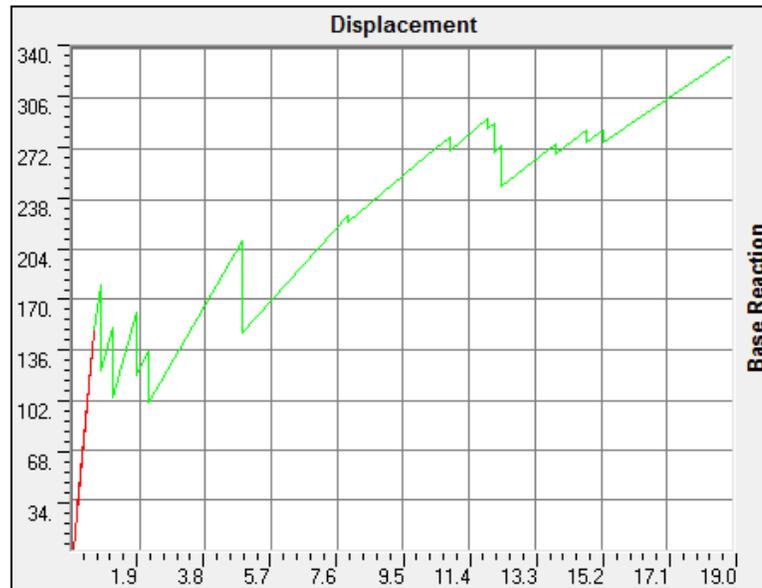
Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	1.0756		C0	1.0432		C0	1.1025	
C1	0.9578		C1	0.9385		C1	0.9723	
C2	1.0015		C2	1.0031		C2	1.0006	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.4628	
Te	0.4293	seg	Te	0.4293	seg	Te	0.4293	seg
Ti	0.4293	seg	Ti	0.4293	seg	Ti	0.4293	seg
Ki	18.821	Ton/cm	Ki	18.821	Ton/cm	Ki	18.821	Ton/cm
Ke	18.821	Ton/cm	Ke	18.821	Ton/cm	Ke	18.821	Ton/cm
Alpha	1		Alpha	1		Alpha	1	
R	0.5333		R	0.32		R	0.6933	
Vy	84.8328	Ton	Vy	84.8328	Ton	Vy	84.8328	Ton
Uy	4.5073	cm	Uy	4.5073	cm	Uy	4.5073	cm
Weight	127.0881	Ton	Weight	127.0881	Ton	Weight	127.0881	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	1.693	cm	Ud	0.968	cm	Ud	2.295	cm
Vd	31.863	Ton	Vd	18.226	Ton	Vd	43.191	Ton
Ud/Uy	0.376		Ud/Uy	0.215		Ud/Uy	0.509	
Vd/Vy	0.376		Vd/Vy	0.215		Vd/Vy	0.509	

Fuente. SAP 2000.

Modelo 18 No lineal: bloque de dos casas, estructura reforzada en acero, no lineal, pushover en Y.

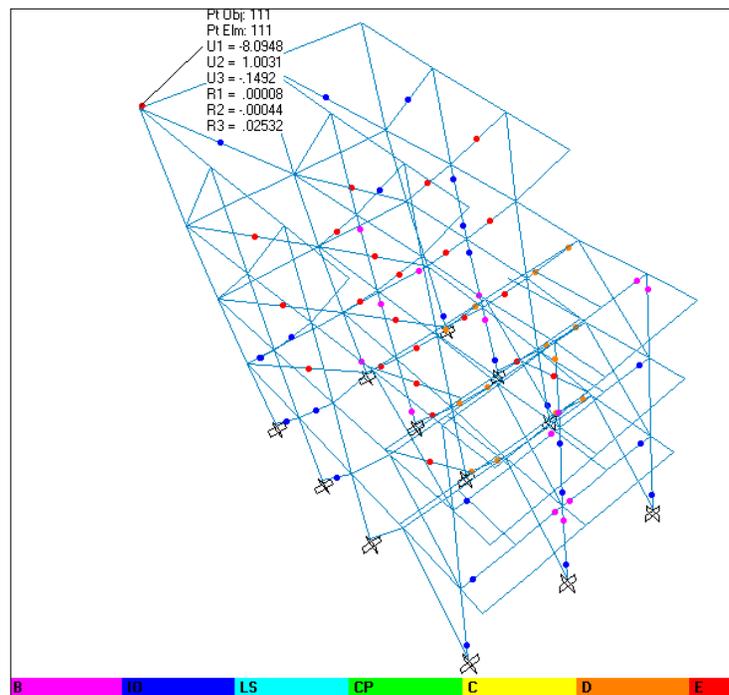
Código: B-2C-ERA-NL-PUSH-Y.

Figura 132. Curva de capacidad, Desplazamiento (cm) vs Corte Basal (Ton), B-2C-ERA-NL-PUSH-Y



Fuente. SAP 2000.

Figura 133. Patrón de rótulas plásticas, B-2C-ERA-NL-PUSH-Y



Fuente. SAP 2000.

Tabla 53. Demanda/Capacidad, FEMA 440. B-2C-ERA-NL-PUSH-Y

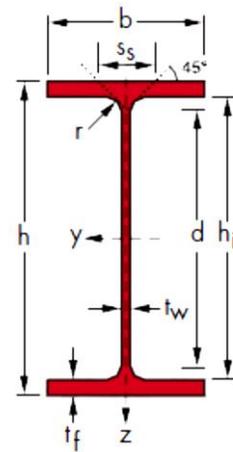
Periodo de retorno: 475 años			Periodo de retorno: 72 años			Periodo de retorno: 975 años		
Item	Value		Item	Value		Item	Value	
C0	0.8818		C0	0.9299		C0	0.8456	
C1	0.7099		C1	0.6593		C1	0.7479	
C2	1.0151		C2	1.0209		C2	1.0114	
Sa/g	0.356		Sa/g	0.2136		Sa/g	0.4628	
Te	0.1388	seg	Te	0.1388	seg	Te	0.1388	seg
Ti	0.1388	seg	Ti	0.1388	seg	Ti	0.1388	seg
Ki	259.4505	Ton/cm	Ki	259.4505	Ton/cm	Ki	259.4505	Ton/cm
Ke	259.4505	Ton/cm	Ke	259.4505	Ton/cm	Ke	259.4505	Ton/cm
Alpha	1		Alpha	1		Alpha	1	
R	0.3037		R	0.1822		R	0.3949	
Vy	148.9509	Ton	Vy	148.9509	Ton	Vy	148.9509	Ton
Uy	0.5741	cm	Uy	0.5741	cm	Uy	0.5741	cm
Weight	127.0881	Ton	Weight	127.0881	Ton	Weight	127.0881	Ton
Cm	1		Cm	1		Cm	1	
Ud	0.109	cm	Ud	0.065	cm	Ud	0.142	cm
Vd	28.282	Ton	Vd	16.764	Ton	Vd	36.941	Ton
Ud/Uy	0.190		Ud/Uy	0.113		Ud/Uy	0.247	
Vd/Vy	0.190		Vd/Vy	0.113		Vd/Vy	0.248	

Fuente. SAP 2000.

**ANEXO E.
DISEÑO DE CONEXIÓN DE 4 PERNOS CON PLACA DE
EXTREMO.**

DATOS DE COLUMNA:	VALORES COLUMNA	DATOS DE VIGA:	VALORES VIGA
PERFIL	HE240B	PERFIL	IPE270
t _{wc} (mm)	10.00	t _{wb} (mm)	6.60
B _{fc} (mm)	240.00	B _{fb} (mm)	135.00
D _c (mm)	240.00	D _b (mm)	270.00
t _{fc} (mm)	17.00	t _{fb} (mm)	10.20
k _c (mm)	21.00	Z _{xx} (mm ³)	4.84E+05
F _{yc} (MPa)	350.00	F _{yb} (MPa)	350.00
F _{uc} (MPa)	450.00	F _{ub} (MPa)	450.00
		Luz (mm)	2,590.00

DATOS DEL ANALISIS	
V _u (KN)	30.83



Paso 1. Se verifican las relaciones ancho/espesor para la columna

$$\frac{b}{t} \leq \lambda_{ps} = 0.30 * \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{Tabla I-8-1}$$

$$\frac{b}{t} = 7.06$$

$$\lambda_{ps} = 7.24$$

$$7.06 < 7.24 \quad \text{CUMPLE}$$

Paso 2. Se verifican las relaciones ancho/espesor para la viga

$$| Db \text{ (mm)} = \boxed{270.00}$$

$$\begin{array}{ccc} \text{Mínimo} & & \text{Máximo} \\ \boxed{635 \text{ mm}} & > & \boxed{270 \text{ mm}} < & \boxed{1,400 \text{ mm}} \end{array} \quad \text{FALSO}$$

Paso 3. Se verifican las relaciones luz/altura de la viga

$$\frac{\text{Luz}}{D_{\text{viga}}} = \boxed{9.59} > \boxed{7.00} \quad \text{CUMPLE}$$

Paso 4. Se verifican las relaciones luz/altura de la viga

Verificar el arriostramiento lateral, sección 9.8 y 10.8
provisiones sísmicas AISC 2005

CUMPLE

Paso 5. Se calcula la longitud de la zona protegida

$$\begin{array}{l} | Db \text{ (mm)} = \boxed{270.00} \\ | 3*Bfb \text{ (mm)} = \boxed{405.00} \end{array}$$

$$\text{Longitud de la zona protegida} = \boxed{270 \text{ mm}}$$

Paso 6. Determinación fuerzas de diseño

$$\begin{array}{l} \text{Criterio 1} = \boxed{135 \text{ mm}} \\ \text{Criterio 2} = \boxed{405 \text{ mm}} \end{array}$$

$$L_b = \boxed{135 \text{ mm}}$$

$$\begin{array}{l} C_f = \boxed{1.14} \leq 1.2 \\ C_f = \boxed{1.14} \end{array}$$

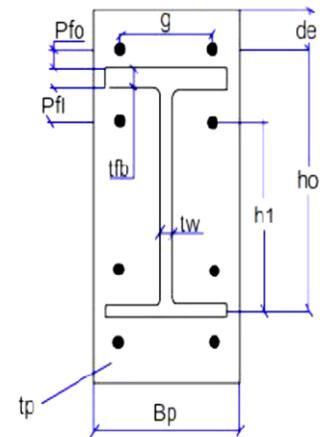
$$R_y = \boxed{1.10} \quad \text{De la tabla I-6-1}$$

$$\begin{array}{l} M_{pe} = \boxed{212.960E+6 \text{ N-mm}} \\ M_{uc} = \boxed{217.122E+6 \text{ N-mm}} \\ M_f = M_{uc} = \boxed{217.122E+6 \text{ N-mm}} \end{array}$$

Paso 7. Determinación geométrica placa de extremo

Bp =	160.40 mm
Bp =	230 mm
g = garganta de trabajo	
=	130 mm
Pfi =	51 mm
Pfo =	51 mm
de =	51 mm
Fyp =	350 MPa
Fup =	450 MPa
Ft =	780 MPa
h1 =	204 mm
h0 =	316 mm
c =	112 mm

Se redondea



Fuente. (Pardo Vargas, 2009)

Paso 8. Determinación del diámetro de los pernos

$$\phi_n = 0.9$$

Ft = 620 Mpa, para pernos ASTM A326
 Ft = 780 Mpa, para pernos ASTM A490

$$d_{perno} = 19.47 \text{ mm}$$

$$d_{perno} = 22.22 \text{ mm}$$

Paso 9. Se determina la fuerza de los pernos de forma que no exista fuerza de palanca.

Usando pernos A490 de $\phi = 22.22 \text{ mm}$

$$P_t = 302.463 \times 10^3 \text{ N}$$

$$M_{np} = 314.320 \times 10^6 \text{ N-mm}$$

$$\phi M_{np} = 282.888 \times 10^6 \text{ N-mm}$$

$$\phi M_{np} = 282.888 \times 10^6 \text{ N-mm} > \phi M_{np} = 217.122 \times 10^6 \text{ N-mm} \text{ CUMPLE}$$

Paso 10. Se determina el espesor de la placa de extremo y el parámetro de la teoría de líneas de fluencia.

Se usará el espesor efectivo para la placa de extremo especificado por el AISC 358-05

$\phi d =$	1.0	
$F_{yp} =$	350 MPa	Esfuerzo de fluencia de la placa de extremo
$b_p =$	230 mm	
$s =$	86.46 mm	
$P_{fi} =$	51 mm	
$Y_p =$	1,820.54 mm	
$t_{PLATINA} =$	19.45 mm	
$t_{PLATINA} =$	22.22 mm	Se redondea

Paso 11. Se calcula la fuerza en la aleta

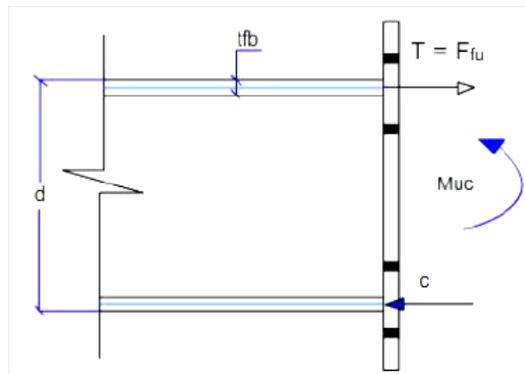


Diagrama de equilibrio aleta viga

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d - t_{fb}}$$

Fuente. (Pardo Vargas, 2009)

$F_{fu} =$ 835.728E+3 N

Paso 12. Se verifica el estado límite de fluencia de la placa de extremo

$0.50 * F_{fu} =$	417.864E+3 N
$\phi d * 0.60 * F_{yp} * b_p * t_p =$	1.073E+6 N

417.864E+3 N	<	1.073E+6 N	CUMPLE
--------------	---	------------	--------

Paso 13. Se verifica el estado límite de rotura de la placa de extremo

$$0.50 \cdot F_{fu} = 417.864E+3 \text{ N}$$

$$A_n = t_p \cdot (b_p - 2(\phi_{\text{perno}} + 3\text{mm}))$$

$$A_n = 3,989.82 \text{ mm}^2$$

$$\phi_n \cdot 0.60 \cdot F_{up} \cdot A_n = 969.527E+3 \text{ N}$$

$$969.527E+3 \text{ N} > 417.864E+3 \text{ N} \quad \text{CUMPLE}$$

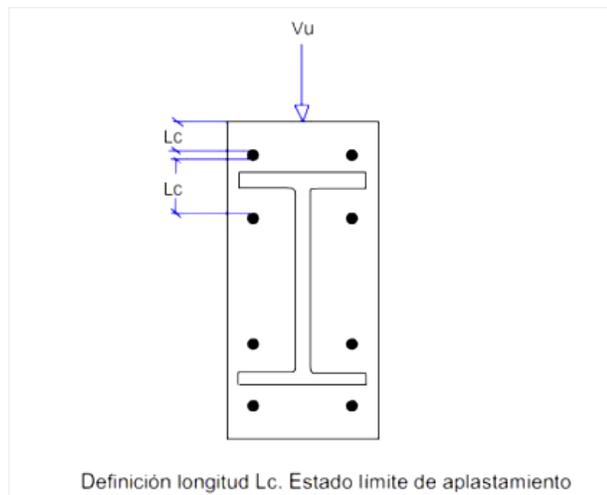
Paso 14. Se verifica el cortante de los pernos a compresión

$$V_u \leq \phi_n \cdot R_n = \phi_n \cdot n_b \cdot F_v \cdot A_b$$

$$\phi_n \cdot R_n = 577.937E+3 \text{ N}$$

$$577.937E+3 \text{ N} > 30.830E+3 \text{ N} \quad \text{CUMPLE}$$

Paso 15. Se verifica el estado límite de aplastamiento de los pernos y el desgarre de la placa de extremo.



Fuente. (Pardo Vargas, 2009)

$$\phi_n = 0.9$$

Para la resistencia al aplastamiento: $533.227E+3 \text{ N/perno}$

Para la resistencia al desgarre de la placa de extremo:

Para los pernos

interiores: $L_c = P_{fo} + P_{fi} - (\phi + 3\text{mm})$

76 mm

$$= 916.468\text{E}+3 \text{ N/perno}$$

$$916.468\text{E}+3 \text{ N/perno}$$

>

$$533.227\text{E}+3 \text{ N/perno}$$

CUMPLE

$$R_n = 533.227\text{E}+3 \text{ N/perno}$$

Para los pernos

exteriores: $L_c = d_e - (\phi * 0.5 + 1.5\text{mm})$

38 mm

$$= 460.634\text{E}+3 \text{ N/perno}$$

$$460.634\text{E}+3 \text{ N/perno}$$

<

$$533.227\text{E}+3 \text{ N/perno}$$

CUMPLE

$$R_n = 460.634\text{E}+3 \text{ N/perno}$$

$$\phi_n * R_n = 1.789\text{E}+6 \text{ N}$$

$$1.789\text{E}+6 \text{ N}$$

> Vu

$$30.830\text{E}+3 \text{ N}$$

CUMPLE

Para la aleta de la columna:

$$(\phi * R_n)_{FINAL} = \frac{F_{yp} * t_{fc}}{F_{yc} * t_p} * \phi_n * R_n = 1.369\text{E}+6 \text{ N}$$

$$(\phi * R_n)_{FINAL} = > Vu \quad \text{CUMPLE}$$

Paso 16. Diseñar las soldaduras de la viga a la placa de extremo.

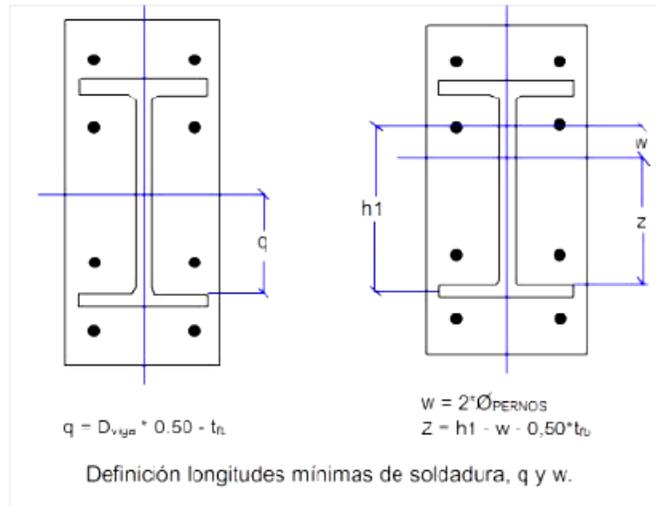
Criterio 1: Teniendo en cuenta que se suelda el alma por los dos lados, el espesor de soldadura se calculara como:

$$F_{EXX} = 252 \text{ MPa} \quad \text{para E60xx}$$

$$F_{EXX} = 294 \text{ MPa} \quad \text{para E70xx}$$

$$e = 0.566 * \frac{F_{yb} * t_{wb}}{F_{EXX}} = 4 \text{ mm}$$

Criterio 2: Con la longitud mínima a soldar se calcula el espesor requerido, para atender el cortante último actuante:



Fuente. (Pardo Vargas, 2009)

$$q = 124.80 \text{ mm}$$

$$w = 44.44 \text{ mm}$$

$$Z = 154.36 \text{ mm}$$

$$I_{\text{MINIMO}} = 124.80 \text{ mm}$$

$$e = 0.94 * \frac{V_u}{F_{EXX} * I} = 0.79 \text{ mm}$$

Criterio 3: Los espesores obtenidos por los dos criterios anteriores se comparan con los valores mínimos especificados en la tabla J2.4 de AISC 2005

$$e_{\text{MINIMO}} = 8.00 \text{ mm}$$

Usar soldadura de filete de espesor mínimo: 8.00 mm

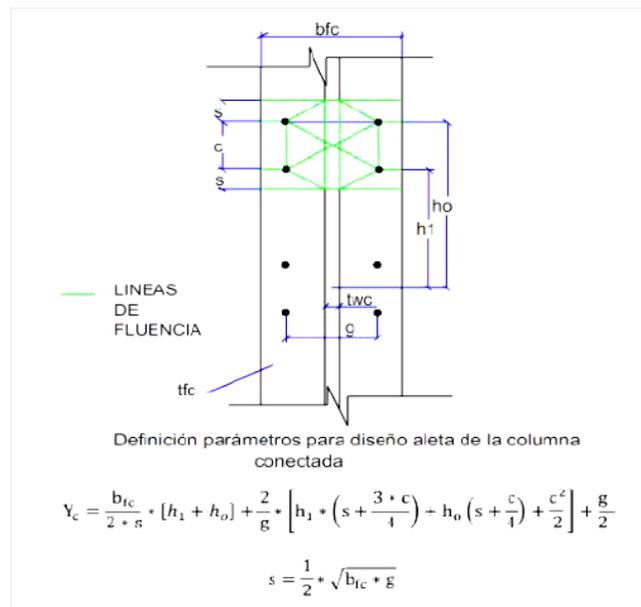
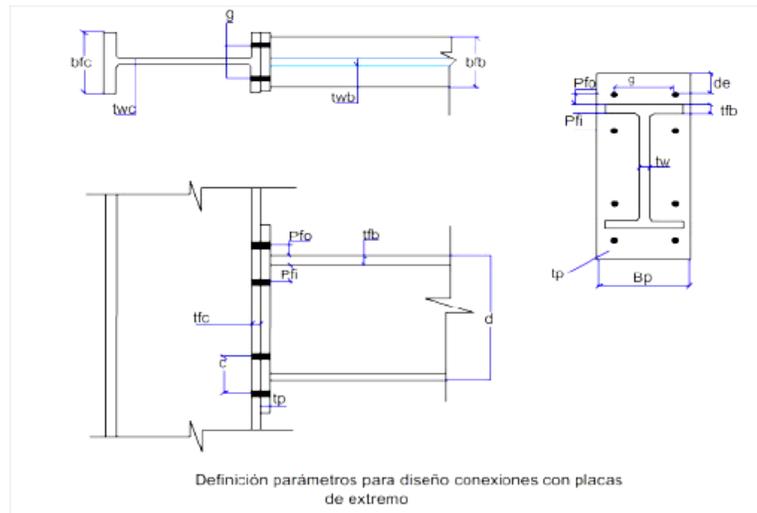
Paso 17. Se verifica la fluencia por flexión de la aleta de la columna conectada.

$$t_{fc} = \sqrt{\frac{1.11 * M_f}{\phi_d * F_{yc} * y_c}} \leq t_{fc}$$

$$\phi_d = 0.9$$

F_{yc} = esfuerzo de fluencia de la aleta de la columna

t_{yc} = espesor aleta de la columna



Fuente. (Pardo Vargas, 2009)

$$s = 86.46 \text{ mm}$$

$$Y_c = 1,942.20 \text{ mm}$$

El espesor requerido para la aleta de la columna conectada para que no requiera rigidizadores es:

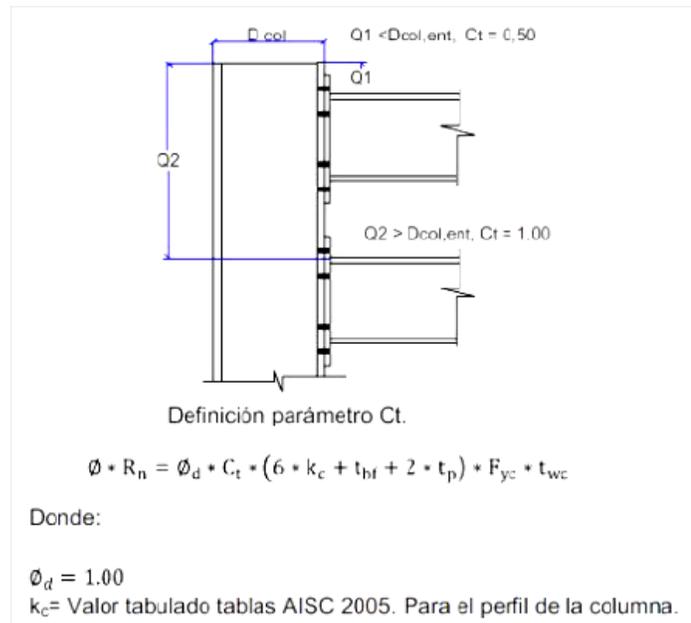
$$t_{fc} \text{ REQUERIDO} = 19.85 \text{ mm}$$

$$t_{fc} \text{ REQUERIDO} > t_{fc} \text{ ACTUAL } 17.00 \text{ mm} \text{ REQUIERE RIGIDIZADORES}$$

Paso 18. Se verifica la resistencia a la fluencia del alma de la columna, sin considerarla atiesada.

Para que no se requieran platinas de continuidad, se debe cumplir que:

$$\phi * R_n > F_{fu}$$



Fuente. (Pardo Vargas, 2009)

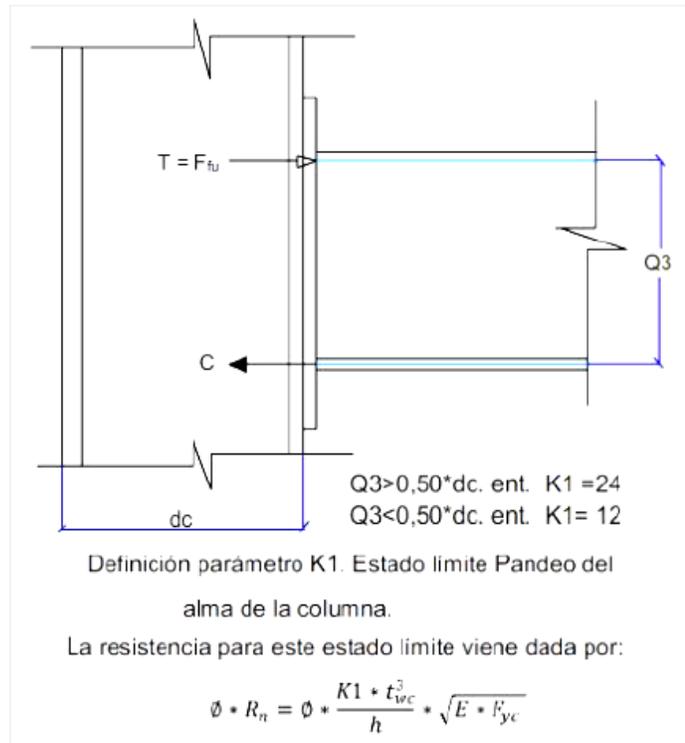
Ct = 1.0 Porque está en un nivel intermedio.

$\phi d * R_n = 632.240E+3 \text{ N}$

$\phi d * R_n \quad 632.240E+3 \text{ N} \quad > F_{fu} \quad 835.728E+3 \text{ N} \quad \text{CUMPLE}$

LA COLUMNA NO REQUIERE PLACAS DE CONTINUIDAD

Paso 19. Se verifica el pandeo del alma de la columna, a la altura de la aleta de la viga a compresión.



Fuente. (Pardo Vargas, 2009)

$$0.50 * dc = 120.00 \text{ mm}$$

$$Q3 = 259.80 \text{ mm}$$

$$Q3 > 0.50 * dc \text{ Entonces } K1 = 24$$

$$h = 198.00 \text{ mm}$$

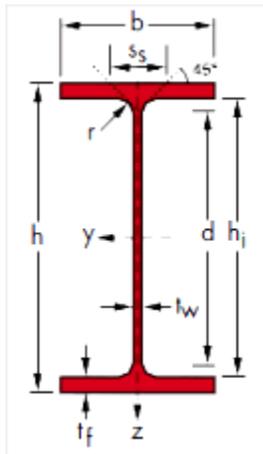
$$\phi * R_n = 768.168E+3 \text{ N}$$

$$\phi * R_n \quad 768.168E+3 \text{ N} < 835.728E+3 \text{ N} \quad F_{fu} \quad \text{NO CUMPLE}$$

LA COLUMNA REQUIERE PLACAS DE CONTINUIDAD

Se dispondrán placas de continuidad en la columna y se chequeará la zona del panel.

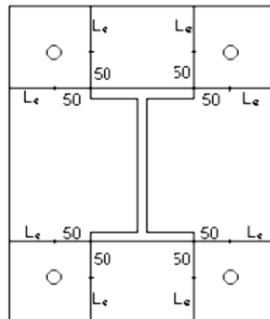
ANEXO F.
DISEÑO DE CONEXIÓN DE PLACA BASE.



DATOS DEL ANALISIS:	VALORES
ASTM572 Gr50	
Pu (KN)	317.12
Mx (KN-m)	3.81
My (KN-m)	27.14
Vx (KN)	19.59
Vy (KN)	56.90

DATOS DE COLUMNA:	VALORES
- COLUMNA:	HEB240
Fu (Mpa)	450.00
Fy (Mpa)	350.00
d (mm)	164.00
h (mm)	240.00
b _f (mm)	240.00
t _w (mm)	10.00
t _f (mm)	17.00
f'c concreto (Mpa)	21.00

Paso 1. Predimensionamiento de la conexión



Nota: se recomienda dejar una distancia de 50 mm, desde los extremos de las aletas de la columna, hasta el centro de los pernos.

Fuente. (Garza Vásquez, 2010)

Paso 1.1. Pernos (utilizar (A325))

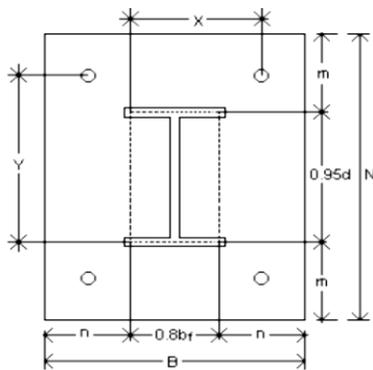
Los pernos de anclaje están sometidos a cortante y tensión combinadas.

Sean:

$$T_u = \frac{M_x}{2Y} + \frac{M_y}{2X} - \frac{P_u}{n}$$

$$V_u = \frac{V_r}{n}$$

Las variables están definidas en la siguiente figura:



Fuente. (Garza Vásquez, 2010)

Donde:

n= número de pernos a utilizar

4

Y= distancia paralela al eje Y, entre el centro del perno y el punto de inflexión

X= distancia paralela al eje X, entre el centro del perno y el punto de inflexión

V_r = cortante resultante

T_u = tensión en el perno más esforzado.

V_u = cortante en cada perno

V _r =	60.18	KN
X =	266.00	mm
Y =	209.90	mm
T _u =	-19.19	KN
V _u =	15.04	KN

- Pernos a Tensión

F_{nt} (MPa) =	780	Según tabla F.2.10.3-2 (AIS, 2010)
F_{nv} (MPa) =	457	
A perno (mm ²) =	198	
d perno (mm) =	16.00	

$$\phi T_n = 115.83 \text{ KN} > T_u = -19.19 \text{ KN} \quad \text{O.K.}$$

- Pernos a Cortante

$$\phi V_n = 67.86 \text{ KN} > V_u = 15.04 \text{ KN} \quad \text{O.K.}$$

- Pernos a Cortante y a Tensión combinadas

$$\left(\frac{T_u}{\phi T_n}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi V_n}\right)^2 \leq 1 \Rightarrow 0.08 < 1 \quad \text{O.K.}$$

- La mínima longitud embebida de los pernos A449 (Tabla 8-26 LRFD) es:

$$L = 17 * d_b = 272 \text{ mm}$$

La longitud del gancho es:

$$L_h = \frac{\phi T_n / 2}{0.7 f_c' d_b} = 247 \text{ mm}$$

Tomar: 300 mm

Paso 1.2 Dimensiones de la placa base y del pedestal

$$L_e = 28 \text{ mm} \quad \text{Tomar: } 50 \text{ mm} \quad \text{Longitud recomendada constructivamente}$$

La distancia mínima al borde del pedestal (Tabla 8-26 LRFD) (AISC, 1994) es:

$$L_{ep} = 112 \text{ mm}$$

Dimensiones de la placa

$$N = 364 \text{ mm}$$

$$B = 440 \text{ mm}$$

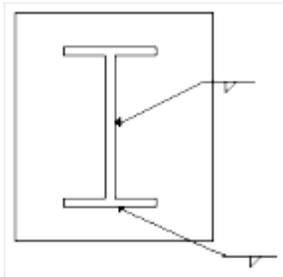
Dimensiones del pedestal

$$N' = 488 \text{ mm}$$

$$B' = 564 \text{ mm}$$

Usar un pedestal	500 mm	X	600 mm
------------------	--------	---	--------

Paso 2. Soldadura



Fuente. (Garza Vázquez, 2010)

Paso 2.1 Soldadura de unión de las aletas, a la placa.

Paso 2.1.1 Tamaño de la soldadura.

Tamaño mínimo (Tabla F.2.10.2-4) (AIS, 2010) =

5 mm

Tamaño máximo no aplica

Soldadura excéntrica para V_x y M_y

De la tabla 8.38 LFRD, con $K=0$

$$e_z = \frac{M_y}{V_x} = 1,385.40 \text{ KN} ; \quad a = \frac{e_z}{l} = 5.7725$$

$$C = 0.61$$

se obtiene por interpolación de la tabla 8.38 LFRD (AISC, 1994)

$$w = \frac{V_x}{C * C_1 * q * l} = 1 \text{ mm}$$

Se debe usar un filete con la mitad del espesor hallado

Se debe usar soldadura E70XX de filete de 1 mm en las aletas

Metal base, el espesor de las aletas es más crítico que el de la placa

- Rotura del material base

$$\phi R_{nMB} = 1652.40 \text{ KN} > V_x = 19.59 \text{ KN} \text{ O.K.}$$

Paso 2.2 Soldadura de unión del alma, a la placa.

Paso 2.2.1 Tamaño de la soldadura.

Tamaño mínimo (Tabla F.2.10.2-4)
(AIS, 2010) =

5 mm

Tamaño máximo no aplica

Soldadura excéntrica para V_y y M_x

De la tabla 8.38 LFRD (AISC, 1994), con $K=0$

$$e_z = \frac{M_x}{V_y} = 66.96 \text{ KN} ; \quad a = \frac{e_z}{l} = 0.28$$

$$C = 0.695 \quad \text{se obtiene por interpolación de la tabla 8.38 LFRD}$$

$$w = \frac{V_y}{C * C_1 * q * l} = 3 \text{ mm}$$

Se debe usar soldadura E70XX de filete de 3 mm a todo el rededor del perfil

Paso 2.2.2 Resistencia del electrodo.

$$\phi R_{nW} = 366.51 \text{ KN} > V_y = 56.90 \text{ KN} \text{ O.K.}$$

Paso 2.2.3 Resistencia del material base el espesor del alma es más crítico que el de la placa:

- Rotura del material base

$$\phi R_{nMB} = 486.00 \text{ KN} > V_y = 56.90 \text{ KN} \text{ O.K.}$$

- Cedencia del material base

$$\phi R_{nMB} = 453.60 \text{ KN} > V_y = 56.90 \text{ KN} \text{ O.K.}$$

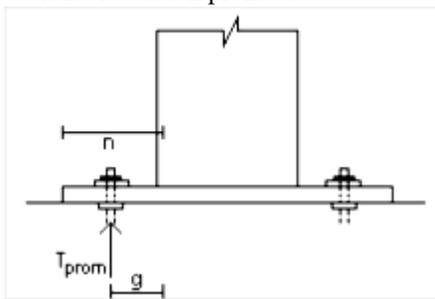
Paso 3. PLACA DE BASE**Paso 3.1 Criterios para definir el espesor de la placa****- Excentricidad en "x"**

$$e_x = \frac{M_y}{P} = \boxed{86 \text{ mm}}$$

$$e_x = \boxed{86 \text{ mm}} \geq B/6 = \boxed{73 \text{ mm}} \quad \text{Fuera del tercio medio}$$

Como esta fuera del tercio medio se propone el siguiente procedimiento:

Se halla la tensión promedio.



Fuente. (Garza Vázquez, 2010)

$$T_{\text{prom}} = \boxed{102.03 \text{ KN}}$$

$$g = n - Le$$

$$n = \boxed{124 \text{ mm}}$$

$$g = \boxed{74 \text{ mm}}$$

$$M_u = T_{\text{prom}} * g = \boxed{7550226 \text{ N.mm}}$$

$$t_p = \boxed{16 \text{ mm}}$$

- Excentricidad en "y"

$$e_y = \frac{M_x}{P} = \boxed{12 \text{ mm}}$$

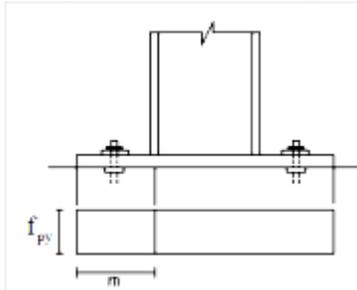
$$e_y = 12 \text{ mm} < N/6 = 61 \text{ mm} \quad \text{Dentro del tercio medio}$$

$$\text{Para } e_y \leq \frac{N}{6} \Rightarrow f_{py} = \frac{P_u}{A_1} \pm \frac{6M_x}{A_1 * N}$$

$$\text{Máxima } f_{py} = 2.37 \text{ MPa}$$

$$\text{Mínima } f_{py} = 1.59 \text{ MPa}$$

Se supondrá distribución de presiones constante.



Fuente. (Garza Vázquez, 2010)

$$m = 104 \text{ mm}$$

$$t_p = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Tomar } t_p = 16 \text{ mm}$$

Paso 5. APLASTAMIENTO DEL HORMIGON

$$\phi_c P_p \geq P_u \quad \phi_c P_p = 0.6 * 0.85 * f'_c * A_1 * \sqrt{A_2 / A_1}$$

A1 = área de la placa base

A2 = área del pedestal

$$\phi_c P_p = 2347.62 \text{ KN} > P_u = 317.12 \text{ KN} \quad \text{O.K.}$$

ANEXO G.
ESTIMACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE.

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE*Según Terzaghi y Peck*

<i>Factor de Seguridad F_s</i> =	3.00
<i>Peso Volumétrico γ</i> =	20.00 KN/m ³
<i>Profundidad de Cimentación D_f</i> =	1.50 m
<i>Ángulo de Fricción Interna ϕ</i> =	22.00 °
<i>Cohesión c</i> =	9.81 kPa
<i>Ancho de la Cimentación B</i> =	1.50 m
<i>Largo de la Cimentación L</i> =	1.50 m
<i>Coef. de Capacidad de Carga N_c</i> =	16.88
<i>Coef. de Capacidad de Carga N_q</i> =	7.72
<i>Coef. de Capacidad de Carga N_γ</i> =	7.13
ξ_c =	1.00
ξ_q =	1.00
ξ_γ =	0.60

1.- Cálculo de Capacidad Portante en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{F_S} \left(cN_c\xi_c + \gamma D_f N_q \xi_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \xi_\gamma \right)$$

$$q \text{ Admisible} = 153.75 \text{ kPa}$$

$$q \text{ Admisible} = 1.57 \text{ Kg/cm}^2$$