



Universidad Autónoma Metropolitana

DIVISIÓN DE CIENCIAS BÁSICAS E
INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

TESIS PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL:

**“ANÁLISIS DE LAS CONTINUIDADES DEL SISTEMA
DE REFUERZO CON ÁNGULOS Y SOLERAS DE
ACERO EN EL SISTEMA DE PISO CON EL MÉTODO
DE ELEMENTOS FINITOS”**

P R E S E N T A:

VICTORICO MALDONADO PRADO

ASESORES:

DR. OSCAR M. GONZÁLEZ CUEVAS

DR. EDUARDO ARELLANO MENDEZ

CDMX 2022.

AGRADECIMIENTOS.

En primer lugar, agradezco a mis padres, Reyna y Santiago, por haberme dado la vida, gracias a sus ejemplos de perseverancia y los ánimos que me han dado a lo largo de mi vida personal y profesional. Agradezco mucho a Maricela, gracias por todo el apoyo incondicional que me has dado, esperemos con muchas ansias a la luz que iluminará en nuestras vidas, Víctor Gabriel.

A mis hermanos Alfredo, Oscar, Gudulia, Santiago, Leonardo y Juan, aunque estemos lejos, la constante comunicación y los lazos de sangre nos ha permitido en fortalecernos día a día.

Agradezco mucho a mis asesores el Dr. Oscar Manuel González Cuevas y el Dr. Eduardo Arellano Méndez, por dirigirme este trabajo de investigación, gracias a sus ayudas y sus disposiciones de atenderme siempre, los artículos de gran importancia y las herramientas necesarias que me dieron para el desarrollo del presente.

A mis compañeros de la generación y profesores, me llevo de las más buenas impresiones de ustedes por apoyarme siempre que lo necesitaba.

Gracias a la Universidad Autónoma Metropolitana, por permitirme la oportunidad de cursar uno de sus posgrados de mayor calidad a nivel nacional e internacional.

Agradezco al Dr. Gelacio Juárez Luna y al Dr. Arturo Tena Colunga, con quienes en algunas ocasiones tuvimos la oportunidad de platicar, sus buenos consejos y ejemplos, lo tomo en cuenta para el desarrollo en el ámbito profesional y personal.

Agradezco al sinodal externo el M. I. Noel Radilla Luna, por sus comentarios y sugerencias, que fueron parte importante para mejorar el trabajo de investigación.

Agradezco al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACyT, por haberme otorgado el apoyo económico que fue de gran ayuda.

Agradezco al Dr. Bernardo Gómez Gonzales de CANDE INGENIEROS S.A. de C.V., por su valiosa contribución en los temas de refuerzos y reparaciones estructurales, los ejemplos y planos estructurales, fueron las esencias y cimientos que dieron origen para consolidar el presente trabajo de investigación.

ÍNDICE GENERAL.

RESUMEN.....	1
ABSTRACT	2
INTRODUCCIÓN.....	3
1. OBJETIVO GENERAL.....	4
1.1 OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	4
1.2 METODOLOGÍA.....	5
2. INVESTIGACIÓN SOBRE SISTEMA DE REFUERZO ESTRUCTURAL.....	6
2.1 Refuerzo de la Iglesia Scientology del Valle.	7
2.2 Refuerzo estructural del edificio administrativo “Río Lerma”.	11
2.3 Reestructuración y restauración del edificio G, UAM.....	18
2.4 Refuerzo de edificio del Proyecto Postensa.....	23
2.5 Rehabilitación del Conjunto Aristos.	26
2.6 Refuerzo del edificio Ámsterdam.	29
3. CARACTERISTICAS GENERALES DEL REFUERZO ESTRUCTURAL.	32
3.1 Generalidades del refuerzo estructural.....	32
3.2 Refuerzo Estructural Empleado para Estructuras de Concreto Armado.....	33
3.3 Encamisado Metálico a Elementos de Concreto.....	35
3.3.1 Encamisado de Columnas.....	35
3.3.2 Encamisado de Vigas.	38
3.3.3 Encamisado de nudos.	39
3.4 Investigaciones teóricas, experimentales y analíticas.	40
3.5 Continuidades del sistema de refuerzo metálico en el sistema de piso.	48
3.5.1 Refuerzos con ángulos continuos.	48
3.5.2 Continuidad con barras (varillas).	49
3.5.3 Sin Continuidad, solo placas.	50
4. DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA PROTOTIPO.....	52
4.1 Elección de la Estructura.....	52
4.2 Criterios y Consideraciones Generales.	53
4.3 Ubicación de la estructura.	55
4.4 Características de la Estructura.	57
4.4.1 Requisitos Generales para Losas Aligerada.	57
4.4.2 Tipo de Uso.	58

4.4.3 Descripción de la Estructura	58
4.5 Modelo de análisis.	60
5. DISEÑO SISMICO DE LA ESTRUCTURA CON LO ESTABLECIDO EN LA NTC-2004.	65
5.1 Criterios y consideraciones generales de diseño NTC-2004.	65
5.2 Materiales y Cargas de Diseño.....	66
5.3 Espectro para Diseño Sísmico.....	68
5.4 Análisis por Desplazamientos por NTC-2004.	74
5.5 Diseño de los Elementos Estructurales.	76
5.5.1 Revisión del peralte de la losa.....	76
5.5.2 Dimensiones de las Zonas Macizas.	76
5.5.3 Análisis y Diseño de la Losa.....	77
5.5.3.1 Cortante por penetración.	78
5.5.3.2 Cortante como viga.....	80
5.5.3.3 Diseño de la Losa por Flexión.	81
5.5.4 Diseño de las columnas.....	82
5.6 Armados de los elementos estructurales	89
6. REVISIÓN DE LA ESTRUCTURA DE ACUERDO CON LA NTC-2017.....	91
6.1 Justificación de la Revisión de la Estructura.	91
6.2 Construcción del espectro de diseño sísmico.....	92
6.3 Revisión por desplazamientos y distorsiones permisibles.	96
6.4 Revisión de resistencia de los elementos estructurales.	98
6.4.1 Peralte mínimo de la losa.	98
6.4.2 Zonas Macizas.....	99
6.4.3 Nervaduras.	100
6.4.4 Columnas.	102
7 REFUERZO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO EN ESTUDIO.....	105
7.1 Criterios y consideraciones generales.	105
7.2 Refuerzo con Ángulos y Soleras a los Elementos Estructurales.....	108
7.2.1 Nervaduras.....	108
7.2.2 Refuerzo de las columnas.	112
7.3 Revisión por desplazamientos.....	114
7.4 Armados y especificaciones de las secciones reforzadas.....	117

7.4.1 Nervaduras.....	117
7.4.2 Columnas.	119
8 ESTUDIO CON ELEMENTOS FINITOS A LAS CONTINUIDADES DEL REFUERZO EN EL SISTEMA DE PISO.	120
8.1 Características Generales de los Especímenes en Estudio.....	120
8.1.1 Espécimen de Testigo (MCR-1).	123
8.1.2 Espécimen con Continuidades de Ángulos (MSR-2).....	124
8.1.3 Espécimen con Continuidades de Barras (MSR-3).	125
8.1.4 Espécimen con conexiones con placas en la losa (MSR-4).	126
8.2 Modelado con el Método de Elementos Finitos.	127
8.3 Modelo y determinación de los parámetros de calibración.	131
8.3.1 Modelo de calibración.	131
8.3.2 Modelos Constitutivos de los materiales.	134
8.3.3 Modelo de Plasticidad Dañada del Concreto (Concrete Damaged Plasticity).	139
8.4 Validación del estudio numérico.....	147
8.5 Análisis con Elementos Finitos.....	149
8.6 Resultado de análisis con el Método de Elementos Finitos.....	153
8.6.1 Comportamiento local de los elementos estructurales.	153
8.6.2 Comportamiento global de los casos de estudio.....	161
9. COMENTARIOS FINALES Y CONCLUSIONES.....	162
9.1 Comparaciones y Comentarios.	162
9.2 Conclusiones y Recomendaciones.	163
REFERENCIAS.	166

ÍNDICE DE FIGURAS.

Figura 2.1: Elevación y planta esquemática del edificio Scientology del Valle (Gómez González, 2020). -----	7
Figura 2.2: Edificio Scientology del Valle, obtenido por Google Maps. -----	7
Figura 2.3: Vista en planta del proyecto de refuerzo Scientology del Valle, (Gómez González, 2020). -----	8
Figura 2.4: Continuidades de los ángulos en la losa del sistema de refuerzo del edificio Scientology del Valle (Gómez González, 2020). -----	8

Figura 2.5 Detalles del refuerzo de las columnas de concreto con ángulos de acero y soleras del proyecto Scientology del Valle, (Gómez González, 2020). -----	9
Figura 2.6: Configuración del sistema de refuerzo con ángulos y soleras del edificio Scientology del Valle, (Gómez González 2020) -----	10
Figura 2.7: a) Elevaciones y b) planta tipo, del edificio Río Lerma. -----	11
Figura 2.8: Calas en los elementos estructurales: a) Trabes, b) Columnas y c) Muros de concreto. -----	12
Figura 2.9: a) Modelo de la estructura con sistema de control y b) Elevaciones de la estructura a reforzar, tomado de Arellano Méndez (2020). -----	14
Figura 2.10: Tabla de conectores, tomado de Arellano Méndez (2020). -----	15
Figura 2.11: Encamisado de elementos estructurales en el edificio Río Lerma, tomado de Arellano Méndez (2020). -----	16
Figura 2.12: Detalles de los refuerzos de columnas del edificio Río Lerma, tomado de Arellano Méndez (2020). -----	17
Figura 2.13: Construcción de los edificios G y E en 1974, Tomado del archivo fotográfico (Repositorio Institucional Zaloamati [RIZ], 2019). -----	18
Figura 2.14: Vista en Planta típica del edificio G, Tomado de presentaciones de (Tena Colunga, 2021). -----	18
Figura 2.15: Sistemas de contraventeo del edificio G de la UAM-Azcapotzalco, (Tena Colunga, 2021). -----	19
Figura 2.16: Sistema de refuerzo con ángulos y soleras al edificio G de la UAM-Azcapotzalco, tomado de los planos estructurales de (Gómez González, 2020). -----	20
Figura 2.17: Encamisado de las columnas tipo C-3 y C-3'-R-2, restauración del edificio G, UAM. -----	21
Figura 2.18: Detalle de las uniones del encamisado y placas en los extremos superior e inferior de las columnas. -----	21
Figura 2.19: Detalles del refuerzo con ángulos, soleras y placas. -----	22
Figura 2.20: Detalles de la aplicación de soldadura al sistema de refuerzo del Edificio G de la UAM-Azcapotzalco, tomado de los planos estructurales de Gómez González (2020). -----	22
Figura 2.21: Continuidades de barras en el sistema de refuerzo del Proyecto Postemas, tomado de los planos estructurales proporcionado por Gómez González (2020). -----	23

Figura 2.22: Vista en planta de la configuración del refuerzo estructural del proyecto Postensa, tomado de los planos estructurales de Gómez González (2020). -----	24
Figura 2.23: Uniones de ángulos, placas y anclas con soldaduras. -----	25
Figura 2.24: Características del sistema de refuerzo con barras atravesadas en el sistema de piso, tomado de los planos estructurales de Gómez González (2020). -----	26
Figura 2.25: a) Edificio principal del conjunto Aristos, b) Elementos de columnas de concreto circulares. Tomado de EL UNIVERSAL (2019). -----	27
Figura 2.26: Encamisado con placas y soleras en columnas circulares: a) Detalles del sistema de refuerzo del conjunto Aristos y b) Configuración del encamisado. Gómez González (2020). -----	28
Figura 2.27: Zona de escarificación de la columna de concreto para el encamisado con ángulos y soleras, tomado de los planos estructurales de Gómez González (2020). -----	28
Figura 2.28: a) Alzado y b) Planta tipo, del edificio Ámsterdam tomado de los planos estructurales proporcionado por Romo Heredia (2020). -----	29
Figura 2.29: Detallado del sistema de refuerzo en las conexiones del proyecto de refuerzo del edificio Ámsterdam, tomado planos estructurales de Romo Heredia (2020). -----	30
Figura 2.30: Detalle de conexiones de los contraventeos, tomado de planos estructurales de Romo Heredia (2020). -----	30
Figura 2.31: a) Refuerzo del edificio Ámsterdam, b) Sistemas de refuerzo con perfiles de acero, (google.com, 2022). -----	31
Figura 3.1: Refuerzo estructural con a) Ángulos, soleras y placas, b) Ampliación de concreto reforzado en cimentaciones y columnas y c) fibra de carbono, obtenidos en Google (2022). -----	34
Figura 3.2: Sistema de control: a) aislador sísmico y b) disipadores de energía sísmica, (extraído en www.cdvperu.com , 2022). -----	34
Figura 3.3: Encamisado metálico de columna: a) Con ángulos y soleras y b) Con placas, obtenido en (blog.structuralia.com , 2022). -----	36
Figura 3.4: Encamisado con ángulos y soleras en columnas: a) Sección transversal y b) sección longitudinal, adaptado de Alcocer et al. (2019). -----	37
Figura 3.5: Encamisado con ángulos y soleras en vigas: a) Sección transversal y b) sección longitudinal, adaptado de Alcocer et al. (2019). -----	39
Figura 3.6: Propuesta del ensamble de placas en encamisado de nudo, retomado y adaptado de Alcocer et al. (2019). -----	39

Figura 3.7: Confinamiento con encamisado metálico a la columna de concreto reforzado: a) Equilibrio de fuerzas de confinamiento, b) Confinamiento efectivo en planta y c) Confinamiento efectivo en elevación. -----	40
Figura 3.8: Relación de resistencia al confinamiento o factor de confinamiento, k , Mander et al. (1989). -----	41
Figura 3.9: Zonas efectivamente confinadas por estribos y camisas de acero, adaptado de Di Trapani et al. (2020). -----	42
Figura 3.10: Ensayes de Belal et al. (2014): a) Vista esquemática de la configuración de prueba experimental y b) Dimensiones del tamaño y configuración del encamisado de acero. -----	42
Figura 3.11: Curvas de capacidades de las pruebas experimentales de Belal et al. (2014). -----	43
Figura 3.12: Casos de estudios de columnas encamisadas por Campione (2013): a) Carga no directamente a los ángulos y b) Carga directamente a los ángulos. -----	43
Figura 3.13: Curva de Carga deformación de los ensayos de Campione (2013), tomando en cuenta las separaciones de soleras -----	44
Figura 3.14: Elemento tipo; a) Sección de la columna, b) Elemento original y c) Elemento encamisado, adaptado de González Cuevas (2007). -----	44
Figura 3.15: Configuración de prueba; a) Marco de prueba y b) Vista general de ensaye, adaptado de González Cuevas (2007). -----	45
Figura 3.16: Características geométricas de especímenes; a) vista en corte y b) vista en planta, retomado de Jirsa y Alcocer (1993). -----	46
Figura 3.17: Encamisado de columnas; a) espécimen original (O), b) especímenes RB, SB y SD, c) espécimen SD-B y d) perforación y configuración de refuerzos en los nodos, adaptado de Jirsa y Alcocer (1993).-----	47
Figura 3.18: Curvas de Capacidad de los casos de estudios de Jirsa y Alcocer (1993). -----	47
Figura 3.19: Continuidad de ángulos en el sistema de piso mediante perforaciones. - -----	49
Figura 3.20: Continuidad de refuerzos de columnas con varillas atravesadas en la losa. -----	50
Figura 3.21: Unión del sistema de refuerzo con las placas y la losa. -----	51
Figura 3.22: Detalles de la soldadura en la zona de colocación de las placas. -----	51
Figura 4.1: Daños en edificaciones: a) Clasificación de daños y b) Estadística de daños según su sistema estructural. Gómez Bernal et al. (2020). -----	52
Figura 4.2: Definición de los valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones: a) NTC-2004 y b) NTC-2017. -----	53

Figura 4.3: Zonificación geotécnica de la Ciudad de México: a) NTC-2004 y b) NTC-2017. ----	54
Figura 4.4: Distorsiones permisibles de acuerdo con lo establecido en la NTC-2004. -----	55
Figura 4.5: Factor de comportamiento sísmico y distorsiones permisibles en la NTC-2017. ----	55
Figura 4.6. Ubicación de la estructura y zonificación geotécnica (NTC-2017).-----	56
Figura 4.7: Requisitos geométricos para losas planas aligeradas (NTC-2004 y NTC-2017). ----	58
Figura 4.8: Edificios prototipos en estudio: a) vista en planta y b) vista en elevaciones. -----	59
Figura 4.9: Dimensiones de los elementos de la losa plana aligerada. -----	59
Figura 4.10: Modelo analítico en ETABS: a) vista en planta y b) vista en tres dimensiones. ----	61
Figura 4.11: Hipótesis sobre la deformación de losas ante cargas laterales: a) diafragma rígido y b) Diafragma flexible, de Tena Colunga (2020). -----	61
Figura 4.12: Opción de diafragma rígido o flexible en el ETABS v19. (CSI, 2019). -----	62
Figura 4.13: Amplificación del momento de flexión por efectos P-Delta. (CSI America, 2020). 63	
Figura 4.14: Sintetización del proceso para definir el diseño de la estructura a estudiar. -----	64
Figura 5.1: Zonificación de la Ciudad de México para fines de diseño (NTC-Sismo-2004). ----	69
Figura 5.2: Partes del espectro elástico de aceleraciones de acuerdo con la NTC-Sismo-2004. --	70
Figura 5.3: Espectro elástico y espectro de diseño de acuerdo con el NTC-Sismo-2004. -----	73
Figura 5.4: Modos de vibrar la estructura en el modelo analítico con ETABS: a) deformación lateral en x, b) deformación lateral en y c) deformación torsional (z). -----	74
Figura 5.5: Distorsiones de entrepisos y permisibles de acuerdo con la NTC-Sismo-2004, para: a) limitación de daños y b) seguridad contra colapso. -----	75
Figura 5.6: Ubicación de las zonas macizas para el análisis. -----	77
Figura 5.7 Definición de la sección crítica en la losa plana (NTC-Concreto-2004). -----	78
Figura 5.8: Diagrama de interacción para la resistencia nominal de una columna sometida a flexión y carga axial combinadas, tomado de Nilson (1999). -----	85
Figura 5.9: Estado de deformaciones unitarias en compresión. -----	86
Figura 5.10: Estado de deformaciones unitarias en falla balanceada. -----	86
Figura 5.11: Resistencia a la tensión de la sección de columna. -----	87
Figura 5.12: Diagrama de interacción para la resistencia nominal y con factores de resistencias de acuerdo con lo establecido en la NTC-Concreto-2004. -----	88

Figura 5.13: Armado de las nervaduras principales. -----	89
figura 5.14: Armado de las nervaduras adyacentes. -----	89
Figura 5.15: Armado de las nervaduras secundarias. -----	89
Figura 5.16 Armado y detallado de las columnas del edificio en estudio, de acuerdo con la NTC-Concreto-2004. -----	90
Figura 6.1: Valores de λ , ε y τ en función del periodo del sitio, T_s (NTC-Sismo-17, 2017). -----	94
Figura 6.2: Parámetros que define al espectro de diseño (SASID). -----	95
Figura 6.3: Espectro elástico y reducido para diseño con de acuerdo con NTC-Sismo-2017. ----	96
Figura 6.4 Distorsiones de entrepisos y permisibles de acuerdo con la NTC-Sismo-2017; a) Limitación de daños y b) Seguridad contra colapso. -----	98
Figura 6.5 Diagrama de interacción para la resistencia nominal y con factores de resistencias de acuerdo con lo establecido en la NTC-Concreto-17. -----	104
Figura 7.1 Sección transformada del elemento reforzado con ángulos y/o soleras: a) sección reforzada, b) área equivalente del acero de refuerzo y del concreto en compresión y b) área equivalente de ángulos. -----	106
Figura 7.2 Ubicación de las nervaduras primarias y secundarias reforzadas con soleras. -----	109
Figura 7.3: Fuerzas cortantes en elementos compuestos. -----	110
Figura 7.4: Detalles de refuerzo en las nervaduras y zonas macizas, a) Corte transversal en nervaduras y b) Vista lateral del refuerzo. -----	110
Figura 7.5: Detalles de refuerzo en las nervaduras y zonas macizas, a) Corte transversal en nervaduras y b) Vista lateral del refuerzo. -----	111
Figura 7.6: Configuración del armado y refuerzo estructural de la sección. -----	113
Figura 7.7: Diagrama de interacción para la resistencia nominal y con factores de resistencias de la sección reforzada de acuerdo con el NTC-Concreto-2017. -----	114
Figura 7.8: Modelo estructural de la estructura con sistemas de refuerzos. -----	115
Figura 7.9 Distorsiones de entrepisos y permisibles de la estructura reforzada NTC-2017: a) Limitación de daños y b) Seguridad contra colapso. -----	116
Figura 7.10: Refuerzo de las nervaduras principales con soleras. -----	117
Figura 7.11: Refuerzo de las nervaduras adyacentes con soleras. -----	117
Figura 7.12: Detalle de anclajes de barras en las zonas del encamisado. -----	117

Figura 7.13: Configuración de refuerzos con ángulos, soleras y placas en los elementos estructurales. -----	118
Figura 7.14: Armado y detalles de la columna reforzada con ángulos, soleras y placas. -----	119
Figura 8.1: Ubicación del espécimen en estudio en la estructura prototipo, vista frontal. -----	120
Figura 8.2: Ubicación del espécimen en estudio en la estructura prototipo, vista en planta. ----	121
Figura 8.3: Detalles de armado de los elementos estructurales, a) vista lateral y b) vista en planta.-----	121
Figura 8.4: Vista en planta del refuerzo en las nervaduras primarias y secundarias con soleras: a) parte superior de y b) parte inferior, acotaciones en mm. -----	122
Figura 8.5: Especimen de concreto reforzado (MCR-1): a) vista tridimensional y b) vista en corte A'-A'.-----	123
Figura 8.6: Especimen con el sistema de refuerzo, ángulos atravesados (MSR-2): a) vista tridimensional y b) vista en corte A'-A'.-----	124
Figura 8.7: Especimen con el sistema de refuerzo, con varillas atravesadas a la losa (MSR-3): a) vista tridimensional y b) vista en corte A'-A'. -----	125
Figura 8.8: Especimen con el sistema de refuerzo, con placas sobre la losa (MSR-4); a) vista tridimensional y b) vista en corte A'-A'.-----	126
Figura 8.9: Diagrama de flujo que muestra el procedimiento de análisis de Elementos Finitos, adaptado de Sethuraman et al. (2017).-----	128
Figura 8.10: Configuración del ensaye de los especímenes de estudios.-----	129
Figura 8.11: Idealización de la configuración del ensaye de los especímenes. -----	130
Figura 8.12: Características del espécimen para la calibración numérico: a) vista en planta de la losa y b) detalles de refuerzos típicos de los especímenes.-----	131
Figura 8.13: Configuraciones de ensaye de especímenes realizado por Eladawy et al. (2019): a) vista en planta y b) vista en elevación. -----	132
Figura 8.14: Tipos de elementos para el modelo del método de elementos finitos; a) solidos (C3D8R) y b) barras (T3D2).-----	133
Figura 8.15: Mallado de los elementos: a) elementos tipo barras (acero de refuerzo) y b) elementos sólidos (concreto). -----	139
Figura 8.16: Cargas en el espécimen de calibración. -----	134
Figura 8.17: Modelo de curva esfuerzo deformación del concreto a) en compresión por Mander et al. (1988) y b) en tensión por Belarbi y Hsu, (1994). -----	136

Figura 8.18: Curvas esfuerzo deformación del concreto, con las propiedades del modelo de calibración: a) compresión y b) tensión. -----	137
Figura 8.19: Curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo para el espécimen en estudio: a) descripción de las partes y b) construcción de la gráfica. -----	138
Figura 8.20: Modelo Constitutivo para el acero A-36.-----	138
Figura 8.21: Modelo de daño plástico del concreto (Wu et al. 2021). -----	139
Figura 8.22: Respuesta del concreto ante carga uniaxial de; a) tensión y b) compresión. -----	139
Figura 8.23. Representación gráfica de la superficie de fluencia en el espacio de Haigh-Westergaard o espacio de esfuerzos principales, Beas (2016). -----	143
Figura 8.24: Superficies de fluencia de Mohr-Coulomb y Drucker Prager a) en el espacio de Haigh-Westergaard, b) en un plano desviador. (Kim et. al, 2012).-----	144
Figura 8.25: Sección transversal desviador de la superficie de falla en el modelo de CDP. (Kmieciak y Kaminski, 2011). -----	144
Figura 8.26: Superficie hiperbólica de potencial plástico en plano meridional 0. -----	145
Figura 8.27: Superficies de fallas (p-q) ABAQUS (2014). -----	146
Figura 8.28. Daños en el modelo con valores de viscosidad de; a) 0.0001 y b) 0.01, (Michal y Andrzej, 2015). -----	147
Figura 8.29: Calibración de ángulo de dilatación del concreto.-----	148
Figura 8.30: Comparación de daños con elementos finitos y prueba experimental de Eladawy. -----	149
Figura 8.31: Geometría de los especímenes de estudios en ABAQUS y continuidades en la losa; a) Especimen de concreto reforzado, b) continuidades de ángulos, c) continuidades con barras y d) uniones con placas. -----	149
Figura 8.32: Tipo de elementos que compone al modelo del espécimen en estudio. -----	150
Figura 8.33: Mallado de los especímenes de estudios con las configuraciones de continuidades en la losa; a) Sin sistema de refuerzo, b) con ángulos, c) con varillas y d) uniones con placas. -----	151
Figura 8.34: Condiciones de frontera y de cargas al espécimen en estudio. -----	152
Figura 8.35 Interacciones y contactos entre elementos en ABAQUS.-----	152
Figura 8.36: Esfuerzos Von Mises en el acero de refuerzo de los especímenes en estudio. ----	153
Figura 8.37: Esfuerzos Von Mises en el acero de refuerzo de las losas. -----	154
Figura 8.38: Esfuerzos principales máximos en la losa y columna de concreto. -----	155

Figura 8.39: Esfuerzos principales máximos en vista superior de la losa. -----	156
Figura 8.40: Esfuerzos principales máximos en la losa y columna de concreto. -----	157
Figura 8.41: Esfuerzos Von Mises en MPa, en el sistema de refuerzo con encamisado de acero. -----	158
Figura 8.42: Esfuerzos Von Mises en MPa, en el sistema de refuerzo de la losa. -----	159
Figura 8.43: Esfuerzos en el encamisado de la columna.-----	160
Figura 8.44: Esfuerzos en el encamisado de las nervaduras, vista en planta superior. -----	160
Figura 8.45: Esfuerzos en el encamisado de las nervaduras, vista en planta inferior. -----	160
Figura 8.46: Curva de capacidad de los especímenes de estudios. -----	161
Figura 9.1: Distorsiones permisibles contra colapso; a) estructura diseñada con la NTC-2004 y b) estructura con refuerzo estructural con ángulos, soleras y placas. -----	162
Figura 9.2: Curva de interacción de la sección de columna y con encamisado con ángulos y soleras. -----	163

INDICE DE TABLAS.

Tabla 2.1: Características de los elementos del sistema de refuerzo en el proyecto Postensa. ---	24
Tabla 3.1: Tipo de refuerzo recomendable para los elementos estructurales de concreto. -----	34
Tabla 4.1: Requisitos generales para elementos de losa aligeradas (NTC-2004 y NTC-2017). --	57
Tabla 5.1: Pesos de cada nivel de entrepiso (W_i). -----	71
Tabla 5.2: Determinación de la rigidez lateral de entrepiso K_e . -----	72
Tabla 5.3: Distorsiones para limitación de daños de la NTC-Sismo-2004.-----	74
Tabla 5.4: Distorsiones para seguridad contra colapso de la NTC-Sismo-2004.-----	75
Tabla 5.5: Elementos mecánicos críticos en las zonas macizas de acuerdo con la NTC-Sismo-2004. -----	77
Tabla 5.6: Acero de refuerzo en las zonas macizas. -----	79
Tabla 5.7: Refuerzo transversal en las nervaduras. -----	81
Tabla 5.8: Momentos últimos de diseño y momentos resistentes.-----	82
Tabla 5.9: Acciones máximas en las columnas. -----	83
Tabla 5.10: Revisiones de las resistencias de las columnas. -----	84

Tabla 5.11: Puntos de la curva de interacción. -----	87
Tabla 5.12: Fuerzas cortantes resistentes por el concreto por la NTC-Concreto-2004.-----	89
Tabla 6.1: Distorsiones para limitación de daños de acuerdo con la NTC-Sismo-2017. -----	97
Tabla 6.2: Distorsiones para seguridad contra colapso de acuerdo con NTC-Sismo-2017.-----	97
Tabla 6.3: Elementos mecánicos en las zonas macizas por las combinaciones de cargas. -----	99
Tabla 6.4: Acero de refuerzo en las zonas macizas -----	100
Tabla 6.5: Momentos últimos de diseño y momentos resistentes.-----	101
Tabla 6.6: Refuerzo transversal en las nervaduras. -----	102
Tabla 6.7: Fuerzas internas (elementos mecánicos), en las columnas. -----	102
Tabla 6.8: Puntos de la curva de interacción -----	103
Tabla 6.9: Revisiones de las resistencias de las columnas de acuerdo con NTC-Concreto-2017.-----	103
Tabla 7.1: Momentos resistentes por las soleras, M_{RA} .-----	109
Tabla 7.2: Propiedades equivalentes de las nervaduras con refuerzos. -----	111
Tabla 7.3: Propiedades equivalentes de las nervaduras con refuerzos. -----	113
Tabla 7.4: Valores para el diagrama de interacción de la sección reforzada de columna.-----	113
Tabla 7.5: Distorsiones de la estructura reforzada para limitación de daños (NTC-2017). -----	115
Tabla 7.6: Distorsiones de la estructura reforzada para seguridad contra colapso (NTC-2017).-----	116
Tabla 8.1: Parámetros para construir la curva esfuerzo-deformación del acero Rodriguez y Botero (1997).-----	137
Tabla 8.2. Parámetros de calibración en ABAQUS. -----	148
Tabla 8.3. Valores de fuerzas y distorsiones máxima en los especímenes. -----	161
Tabla 9.1: Comparación de incremento de resistencia y distorsiones de los especímenes. -----	164

RESUMEN.

En el presente trabajo se hace un estudio de los sistemas utilizados en la Ciudad de México para reparar columnas de concreto con camisas de acero cuando han sido dañadas por sismos o para incrementar su resistencia si esto se hace necesario. En las zonas de las columnas comprendidas entre pisos consecutivos, el sistema usado es similar: ángulos de acero a lo largo de las aristas de la columna y soleras transversales unidas a los ángulos. Sin embargo, para dar continuidad a la camisa de acero a través de los sistemas de piso se usan diversos sistemas cuyo comportamiento no se conoce con detalle.

Después de identificar los distintos sistemas usados en la práctica profesional, se diseñó una estructura prototipo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2004 (RCDF-2004) y sus Normas Técnicas Complementarias 2004 (NTC-2004), de tal manera que su resistencia sísmica fuese insuficiente al revisarla con los requisitos más estrictos del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México 2017 (RCCDMX-2017) y sus Normas Técnicas Complementarias 2017 (NTC-2017). Se diseñaron varias alternativas de sistemas de encamisado de sus columnas para incrementar su resistencia a lo requerido por la NTC-2017 y se analizaron los esfuerzos en los sistemas de encamisado con el programa de elementos finitos ABAQUS/CAE con el fin de averiguar el comportamiento cada caso. Con el encamisado se logra incrementar de manera significativa la resistencia de los elementos estructurales y del mismo modo rigidiza lateralmente al sistema estructural. Se observó que al perforar a la losa y atravesar los ángulos, se reduce la capacidad resistente del espécimen, mientras que cuando se emplean placas sin dañar a la losa se logra obtener una mayor resistencia.

ABSTRACT

In the present research work, a study is made of the systems used in Mexico City to repair concrete columns with steel jacket when they have been damaged by earthquakes or to increase their resistance if this becomes necessary. In the areas of the columns coincide between consecutive floors, the system used is similar: steel angles along the edges of the column and transverse slabs attached to the angles. However, to give continuity to the steel jacket through the floor systems, various systems are used whose behavior is not known in detail.

After identifying the different systems used in professional practice, a prototype structure was discovered with the Construction Regulations for the Federal District 2004 (RCDF-2004) and its Complementary Technical Standards 2004 (NTC-2004), in such a way that its seismic resistance was insufficient when reviewed with the strictest requirements of the Construction Regulations for Mexico City 2017 (RCCDMX-2017) and its Complementary Technical Standards 2017 (NTC-2017). Several alternative cladding systems for their columns were designed to increase their resistance to that required by NTC-2017 and the efforts in the cladding systems were analyzed with the finite element program ABAQUS/CAE in order to ascertain the behavior of each case. With the cladding it is possible to significantly increase the resistance of the structural elements and in the same way it laterally stiffens the structural system. It was shown that by drilling into the slab and going through the angles, the resistant capacity of the specimen is reduced, while when plates are used without damaging the slab, a greater resistance is achieved.

INTRODUCCIÓN.

México se encuentra localizado en una zona altamente sísmica, debido a que gran parte de la costa del Océano Pacífico se encuentra ubicado en el contexto de cinco placas tectónicas: Caribe, Pacífico, Norteamérica, Rivera y Cocos, estas últimas dos placas se encuentran en subducción debajo de la placa de Norteamérica (Servicio Sismológico Nacional, 2020). Debido a las condiciones que presenta el suelo de la Ciudad de México, aunque comúnmente los epicentros suelen estar relativamente lejos, muchas estructuras se ven afectadas seriamente ante los eventos sísmicos de mayor magnitud, tal es el caso de los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985, en los cuales un gran número de estructuras construidas se vieron seriamente dañadas e incluso colapsaron totalmente (Ascencio Aguilar, 2005). Cabe resaltar que aún con las mejoras de las normatividades y nuevos criterios de diseños, siguen ocurriendo, lo cual se reflejó ante los sismos recientes del 19 de septiembre de 2017.

Muchas de las estructuras de concreto reforzado diseñadas en la década de 1950, en los Estados Unidos y México, típicamente eran de marcos con columnas flexibles y vigas fuertes, lo cual conducía a un comportamiento no dúctil (Alcocer y Jirsa, 1993). Los estándares de diseño de esa época eran diferentes a los de reglamentos actuales y las estructuras resultantes podrían ser dañadas ante los fenómenos perturbadores con los que se diseña actualmente (Ghosh y Sheikh, 2007). Por esta razón, ha resultado necesario reparar y reforzar columnas de las estructuras dañadas, aplicando una de las técnicas más usadas del encamisado con ángulos de acero a lo largo de las aristas y placas o soleras transversales (González Cuevas *et al.* 2007).

Una de las preocupaciones que se tiene en la práctica profesional, es verificar si funciona adecuadamente el encamisado con ángulos, soleras y placas, principalmente al atravesar el sistema de piso. En el desarrollo de la presente investigación se hacen comparaciones de resistencia de las secciones de los elementos de la estructura calculada con los requerimientos de las NTC-04 y con las secciones reforzadas para cumplir con las consideraciones y criterios de las NTC-17. De igual manera se realiza un análisis por desplazamientos de acuerdo con lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo-2017), en donde el sistema de refuerzo contribuye en la reducción de las distorsiones de entrepiso, y con ello, en el cumplimiento de los límites normativos actuales. Finalmente, se calculan los esfuerzos en el concreto y en el acero con el método de elementos finitos usando el programa ABAQUS.

1. OBJETIVO GENERAL.

Realizar estudios analíticos con elementos finitos para obtener los esfuerzos en los elementos estructurales de sistemas sin reforzar, compararlos con los de elementos de sistemas reforzados con encamisado de columnas y a partir de estos esfuerzos comparar el comportamiento de las distintas configuraciones usadas en México para el encamisado de columnas con ángulos y soleras, especialmente a través del sistema de piso.

1.1 OBJETIVOS ESPECIFICOS.

- Recopilar información sobre las configuraciones de continuidades del sistema de refuerzo con ángulos, soleras y/o placas en el sistema de piso.
- Diseñar una estructura prototipo que cumpla con los criterios y disposiciones establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2004.
- Revisar a la estructura prototipo de acuerdo con los criterios y disposiciones establecidos en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2017.
- Reforzar a la estructura con ángulos, soleras y/o placas para satisfacer con los requisitos y criterios establecido en las Normas Técnicas Complementarias para las Construcciones en la Ciudad de México 2017.
- Definir un espécimen prototipo para estudiar a las diferentes configuraciones de continuidades con el método de elementos finitos con algún software comercial.
- Comparar el resultado del análisis con elementos finitos al comportamiento local de los elementos del espécimen y del sistema de refuerzo como deformaciones, desplazamientos, esfuerzos, etc.
- Interpretar los resultados obtenidos en los análisis con elementos finitos.

1.2 METODOLOGÍA.

1. Revisión de la literatura. Consiste en revisar manuales de reparaciones, revistas técnicas, artículos del ACI, tesis y artículos relacionado al tema.
2. Consulta con diseñadores e ingenieros de la práctica profesional. Recaudar información técnicas y recomendaciones según sus experiencias sobre los métodos de refuerzos estructurales.
3. Selección de los sistemas de reparaciones. Elegir al menos tres técnicas diferentes de las que se tenga información suficiente y clara.
4. Planteamiento de una estructura prototipo con sus características generales
5. Diseño de una estructura prototipo de acuerdo con las disposiciones de las NTC-2004.
6. Revisión de la estructura con las NTC-2017.
7. Refuerzo de los elementos estructurales para cumplir con la NTC-2017.
8. Estudios numéricos de los diferentes sistemas de continuidad a través del sistema de piso.
9. Interpretación de resultados mediante gráficas, tablas y resúmenes. Se presentarán los resultados de una manera clara, para buen entendimiento en general.
10. Integración de resultados, conclusiones y comentarios de la tesis para su publicación

2. INVESTIGACIÓN SOBRE SISTEMA DE REFUERZO ESTRUCTURAL.

Una estructura puede definirse como un conjunto de partes o componentes que se combinan de manera lógica y/o ordenada para cumplir una función dada. En caso de las edificaciones pueden emplearse distintos materiales para componer columnas, vigas, contraventeos y sistemas de losas. Entre los más comunes está el acero estructural, concreto reforzado, mampostería, la madera, sistemas duales (marcos resistentes a momentos con muros y/o con contraventeos), entre otros. A través del tiempo y para evitar daños considerables en las estructuras ante diversas acciones de cargas, siendo los más impactantes los causados por sismos, se han ido desarrollando y mejorando los reglamentos de construcciones y desarrollando nuevas técnicas en diversos países del mundo.

El refuerzo de una estructura está destinada a incrementar la capacidad de sus elementos ante las cargas gravitacionales y laterales, esto se realiza cuando hay nuevas solicitaciones, errores en el diseño o defectos durante la ejecución del proceso constructivo, actualización de nuevas reglamentaciones, incremento de cargas por cambio de uso, comportamiento inadecuado durante registro de un evento sísmico, entre otros.

Algunos sistemas de refuerzos que incrementan la resistencia y/o rigidez de la estructura son los arriostramientos metálicos, muros con concreto reforzado, encamisado con concreto reforzado, encamisado metálico y fibras de carbono. Otros sistemas que modifican la respuesta de la estructura son los disipadores de energía y aislamiento sísmico, (Dussan, 2014).

Ante los nuevos retos de mejorar la capacidad de los elementos estructurales y el sistema en sí, se han propuesto diversas técnicas para reforzar los elementos estructurales, como son los encamisados con fibras de carbonos, ampliación de las secciones transversales, encamisado con soleras y ángulos, entre otros. Todos estos en la práctica profesional, presentan dificultades ante la presencia del sistema de losas, y muchas de las técnicas propuestas carecen de estudios científicos.

Como primera parte de la investigación lo que se busca es recopilar la información en campo y/o despachos de cálculos, de las configuraciones más comunes que se emplean para encamisar a los elementos estructurales y el modo en que éste atraviesa o no el sistema de piso. A continuación, se mencionan los proyectos y casos que fueron reforzados con ángulos, soleras y placas.

2.1 Refuerzo de la Iglesia Scientology del Valle.

El edificio está ubicado en la calle Sánchez Azcona 1724, Colonia del Valle, Ciudad de México. Las características estructurales generales, de acuerdo con los planos estructurales de refuerzo disponibles y elaborados por diversas consultorías de Ingenieros y Arquitectos, con fecha de 29 de septiembre de 2016, se observa que tiene 11 niveles de entrepisos, conformado por dos crujías en el sentido corto y cuatro por el lado largo, su sistema de piso está compuesto por losa de concreto colado sobre lámina de acero (losacero) 25 calibre 22, como se muestra en la figura 2.1.

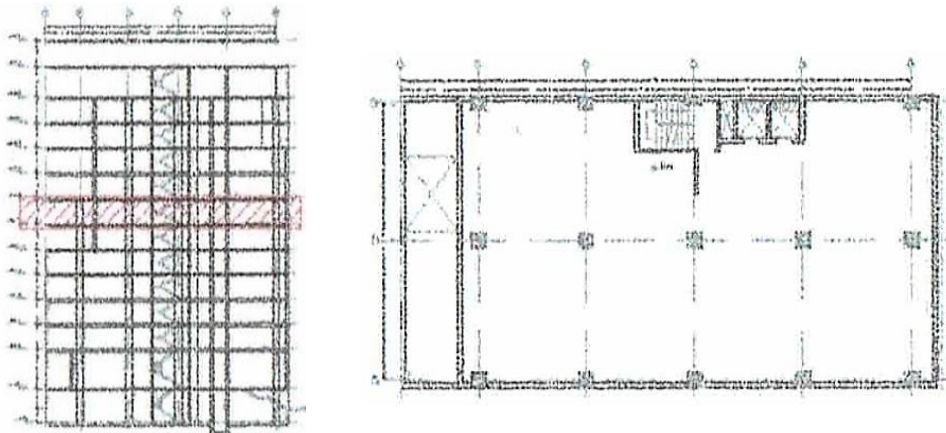


Figura 2.1: Elevación y planta esquemática del edificio Scientology del Valle (Gómez González, 2020).

En las imágenes de la Figura 2.2, obtenidas por Google Maps en diferentes años, se muestra que en 2015 el edificio contaba con 7 niveles de entrepisos, mientras que, en 2019, ya contaba con 11 niveles. Debido a este aumento de masa resulta evidente que hay una afectación directa en el comportamiento sísmico del edificio, siendo las razones por su intervención.



2015



2018

Figura 2.2: Edificio Scientology del Valle, obtenido de Google Maps.

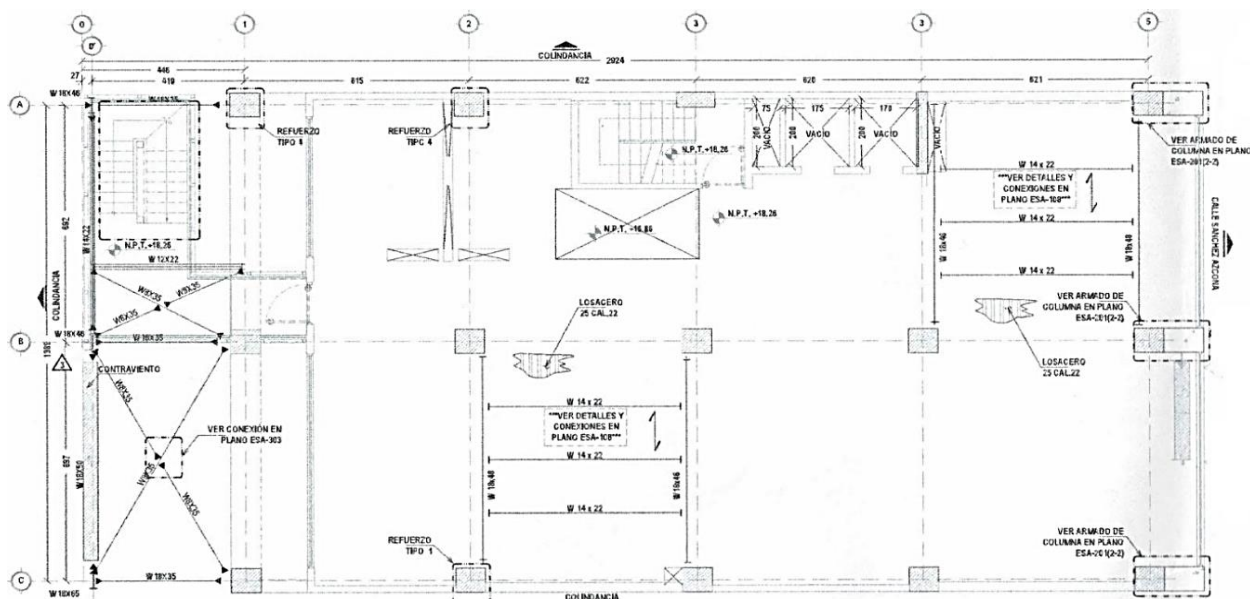


Figura 2.3: Vista en planta del proyecto de refuerzo Scientology del Valle, (Gómez González, 2020).

Con el objetivo de aumentar la resistencia y rigidez de los elementos estructurales del edificio, se optó por encamisar las columnas existentes con ángulos y soleras, para satisfacer las distorsiones permisibles, de acuerdo con lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México 2017. Para permitir la continuidad de los ángulos a través de las losas, se optó por perforarlas, como se muestra en la Figura 2.4. Esta es una de las técnicas más comúnmente empleadas en el reforzamiento de columnas de concreto, mediante el encamisado de estas con ángulos y soleras.

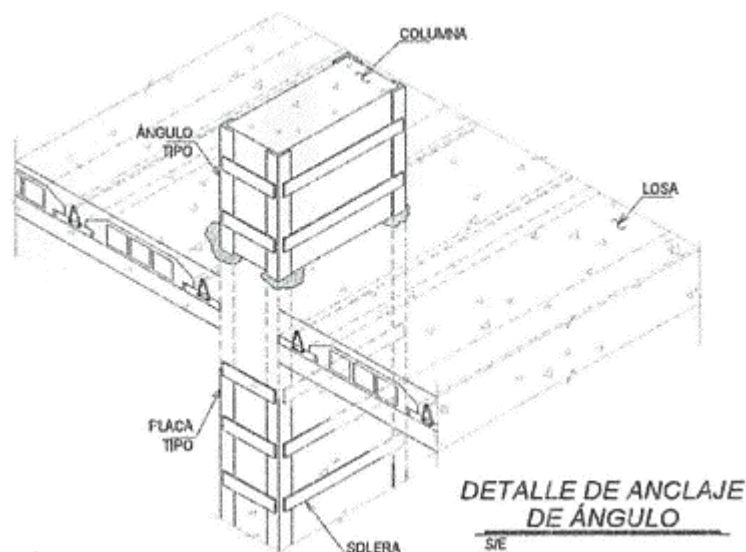


Figura 2.4: Continuidades de los ángulos en la losa del sistema de refuerzo del edificio Scientology del Valle (Gómez González, 2020).

La preparación de la superficie del concreto en el sistema de piso, para la adherencia de los elementos de refuerzo con ángulos y soleras, tal como aparece en los planos ejecutivos del proyecto, consistió en lo siguiente:

1. Escarificar la superficie de la columna, en la zona del encamisado con ángulos y soleras a una profundidad promedio de 5 mm.
2. Perforar la losa en la posición de ángulos o soleras de continuidad de acuerdo con las dimensiones indicadas en los planos estructurales.
3. Pasar ángulos de continuidad por el orificio en la losa y soldar al encamisado en ambos extremos.
4. Colocar encamisado de placas y soldar en las zonas indicadas.
5. Rellenar con estabilizador de volumen en la zona que se perforó de la losa.

Otros de los detalles y características que presentan los planos estructurales es la escarificación y la unión del acero con concreto como se muestra en la Figura 2.5, donde se especifica que en las esquinas de la columna de concreto se debería de desbastar por la curvatura de los ángulos, escarificar en las zonas del encamisado y del ángulo de refuerzo. Para adherir el encamisado con el concreto, el estructurista propone emplear mortero epóxico tipo PSC-04-AC y PSC-08-AC.

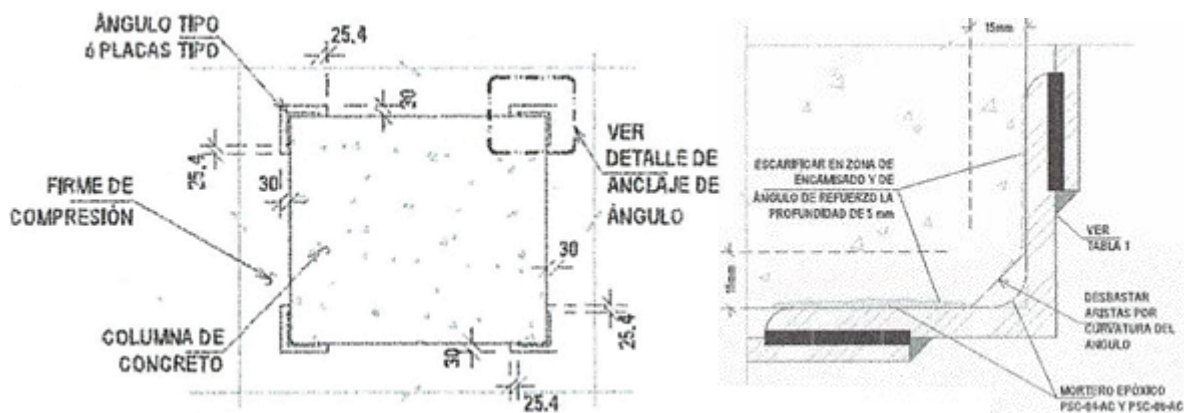


Figura 2.5: Detalles del refuerzo de las columnas de concreto con ángulos de acero y soleras del proyecto Scientology del Valle, (Gómez González, 2020).

El PSC-04-AC se aplica con brocha como primario ya con las superficies previamente limpias de los elementos de acero, y el mortero epóxico PSC-08-AC se aplica con espátulas. En la descripción de sus fichas técnicas indican que es un producto libre de solventes de muy alta viscosidad, no genera problemas de contracciones durante su fraguado y son recomendados para pegar piezas de acero a concreto, contiene un aditivo químico retardante al fuego, pudiendo soldar

las placas después de 48 horas, se debe de cuidar que el calor de la soldadura no sea directo y pueda afectar la adherencia del epóxico al acero, realizando las soldaduras de forma secuencial y no realizar dos cordones continuos en la misma sección hasta que el calor de la primera soldadura se haya disipado (Profesionales en Soluciones al Concreto [PSC], 2020).

Se emplearon diferentes tamaños de ángulos para el refuerzo de las columnas, también se observa que se emplearon soleras de 80x6.3 mm (3"x1/4") con separaciones centro a centro a cada 300 mm. Las soleras están unidas a los ángulos con soldaduras de la serie 70 de los electrodos, con las dimensiones indicado en los planos estructurales como se muestra en la "TABLA 1" de la Figura 2.6.

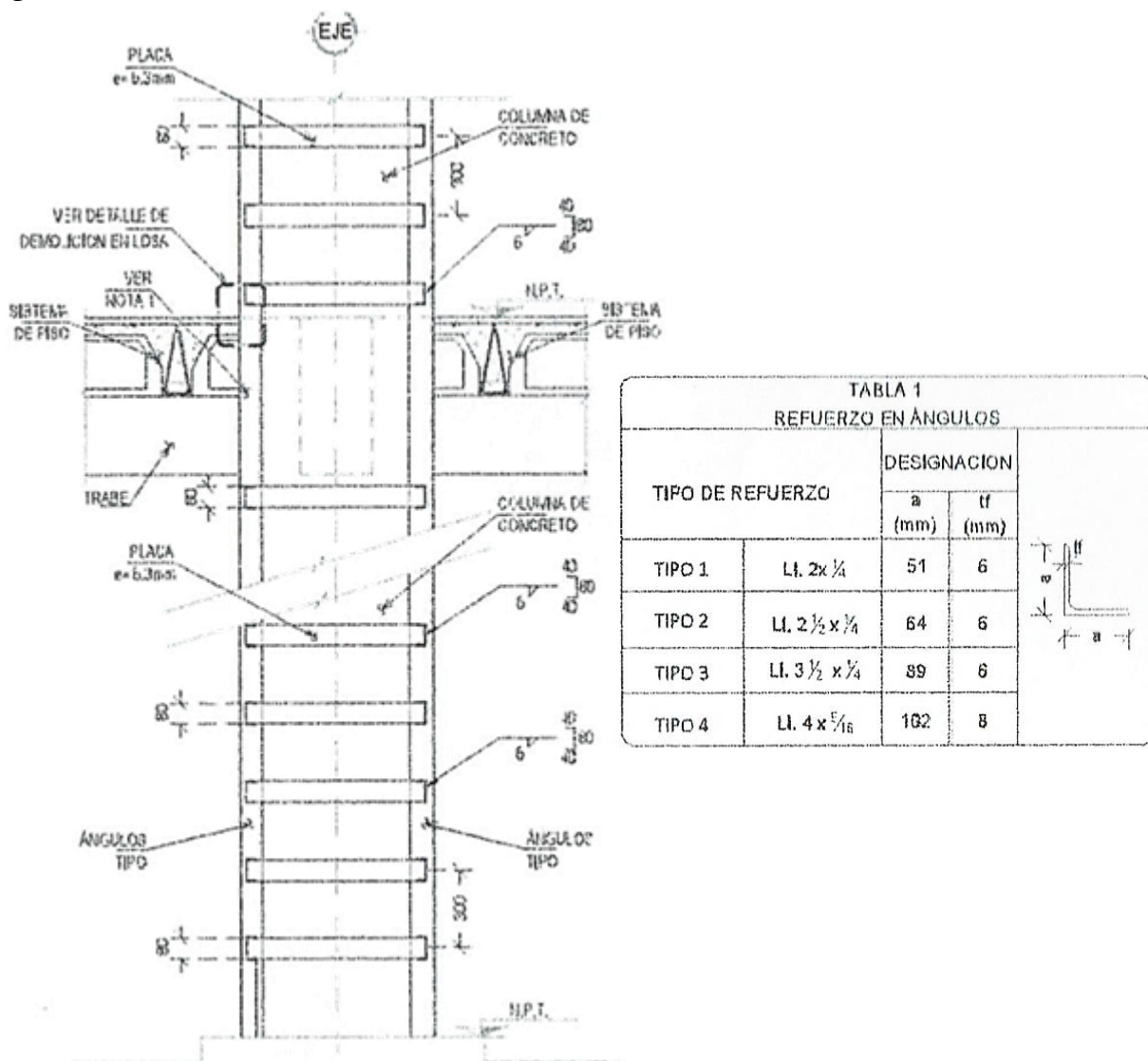


Figura 2.6: Configuración del sistema de refuerzo de las columnas de concreto con ángulos y soleras, edificio Scientology del Valle, (Gómez González, 2020).

2.2 Refuerzo estructural del edificio administrativo “Río Lerma”.

11

En la información preliminar proporcionada por Arellano Méndez (2020), relata un dictamen de seguridad y estabilidad estructural elaborado por el Ingeniero José Ma. Riobó Martín en febrero de 1994, en donde se revisa la estructura bajo las siguientes consideraciones:

- I. Estructura del grupo “B”
- II. Se ubica en zona III de la regionalización sísmica del D.F.
- III. Coeficiente sísmico $C=0.4$
- IV. Factor de comportamiento sísmico $Q=2.0$ (no se aplican reducciones por irregularidad).

Lo que se concluyó en dichos estudios es que *“La estructura no cumple con los requisitos que especifica el Reglamento de Construcciones vigente, tanto por deformaciones laterales como por resistencia”*, y se recomendaba realizar un proyecto de refuerzo. También se mencionaba una prueba de carga sobre un pilote de cimentación del edificio elaborado por “Grupo Río Balsas” en enero de 1995, en la cual se menciona que se tiene un total de 39 pilotes con dimensiones desconocidas. En la prueba de carga se aplicó un máximo de 250 toneladas, recomendando que la capacidad máxima se tome de 200 toneladas.

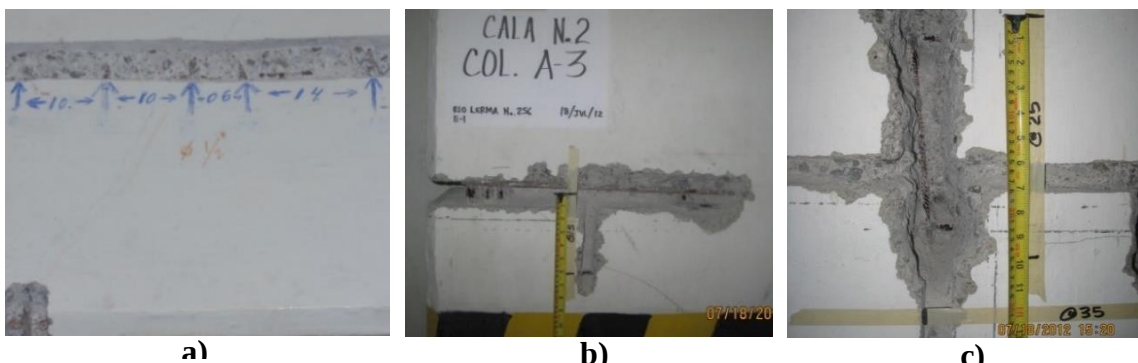


Figura 2.8: Calas en los elementos estructurales: a) trabes, b) columnas y c) muros de concreto.

Durante el sismo de mayo de 2012, el edificio en estudio presentó un grado ligero de fisuramiento en sus trabes, por lo que se realizó un diagnóstico más detallado con las siguientes actividades:

- Colocación de placas de uso y ocupación.
- Levantamiento geométrico estructural.
- Medición de desplomos y niveles.
- Calas en el sistema de piso.
- Calas en trabes, columnas y muros para definir el acero de refuerzo (Figura 2.8).

- Calas en muros de mampostería.
- Muestreo con esclerómetro.
- Medición de periodos con vibración ambiental y obtención del espectro de sitio.

Teniendo la información necesaria, se realizó un diagnóstico, mediante un análisis estructural, en el que se determinó lo siguiente:

1. En columnas, el área requerida de acero es de 228 cm^2 , mientras que la existente es de 101.4 cm^2 , con paquetes de 4 varillas (la normatividad actual solo permite paquetes de 2 varillas).
2. En vigas, el acero longitudinal máximo requerido es de 13.74 cm^2 , siendo un 60% mayor al acero existente de 8.52 cm^2 en el extremo crítico del elemento estructural. En cuando al cortante los estribos existentes son suficientes.

Del mismo modo, a continuación se presentan de manera resumida las conclusiones y recomendaciones:

1. El sistema de piso de vigueta y bovedilla presenta una superficie ondulada en el lecho superior, atribuible a un procedimiento constructivo deficiente. No se tomó en cuenta la contraflecha.
2. El sistema de piso ha funcionado como diafragma rígido, ya que en los límites con los muros de rigidez no presenta fisuras, grietas ni deformaciones que sea indicio de fallas.
3. El análisis y diseño estructural original se realizó empleando un coeficiente sísmico de 0.24 y un factor de ductilidad de 4 ó 6, considerándose estructura del grupo “B”. Con las normas vigentes los armados de vigas, columnas y muros de concreto están deficientes hasta en un 110% y los muros de mampostería se encuentran escasos por esfuerzos cortantes hasta en un 500%, tomándose en cuenta en el análisis por estar ligados a las columnas y vigas.
4. Se recomendó realizar un estudio geotécnico, verificar la profundidad de desplante del cajón de cimentación y constatar que se tenga contacto entre la losa fondo del cajón y el suelo.
5. Las distorsiones de entrepiso se excedieron en un 30% para la dirección longitudinal, mientras que para la dirección transversal están dentro de los límites permitidos.

6. Al edificio se le realizaron inyecciones de material epóxico en las fisuras que se provocaron durante el sismo del 20 de marzo de 2012, sin embargo, no presenta deformaciones o desplomes que indiquen un comportamiento deficiente de la estructura en su conjunto.
7. Por las características dinámicas que presentan el suelo y la estructura, se recomienda reforzar algunos de los elementos locales, en este caso a las vigas y columnas con ángulos y soleras y un sistema general de disipación de energía como amortiguadores y/o placas de fluencia plástica controlada, para reducir los elementos estructurales que presentan deficiencias, sobre todo en los muros de mampostería. Este sistema también ayudaría a reducir los efectos de las sobrecargas por sismos en la cimentación.

A fin de controlar la respuesta dinámica del edificio sin afectar significativamente las fuerzas en la cimentación, se propone como sistema de rehabilitación del edificio la instalación de un sistema de disipadores de energía viscosos distribuidos en la altura y en las dos direcciones principales de la estructura, como se aprecia en la Figura 2.9.

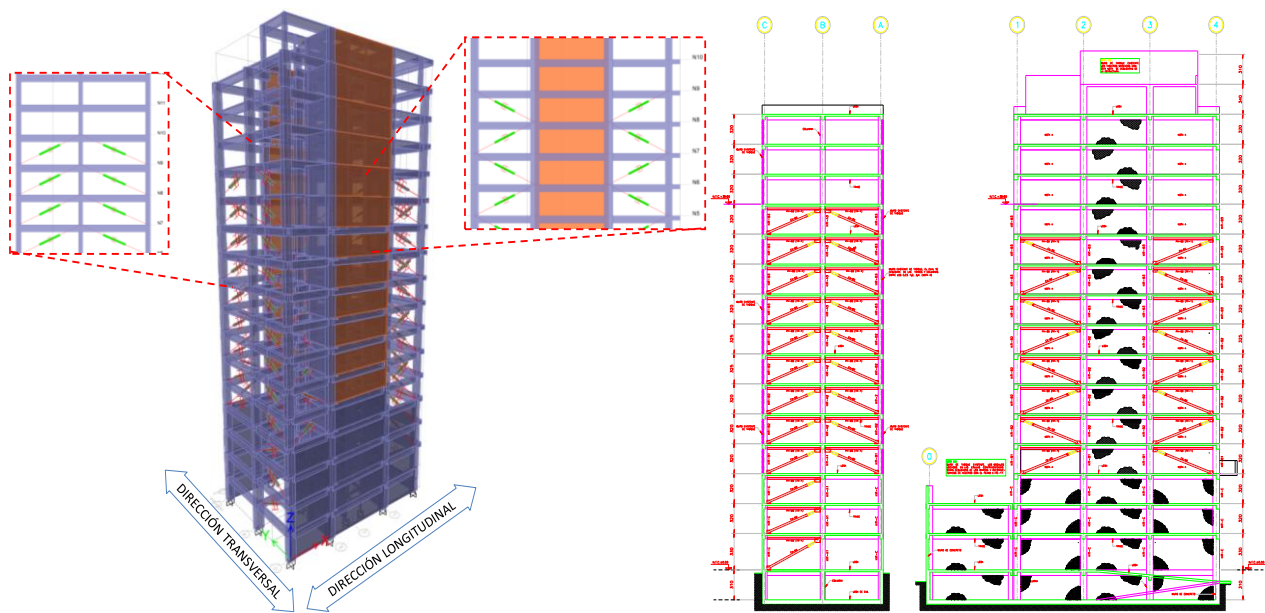


Figura 2.9: a) Modelo de la estructura con sistema de control y b) elevaciones de la estructura a reforzar, tomado de Arellano Méndez (2020).

Se tomaron las recomendaciones de reforzar a los elementos locales con ángulos, soleras y/o placas, los cuales se presentan en los planos del proyecto de refuerzo, proporcionados por Arellano Méndez (2020), en los cuales se mencionan las recomendaciones a seguir para garantizar la efectividad de la aplicación del encamisado:

1. Los conectores serán de varilla corrugada $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
2. Los conectores de la serie “CA” serán empacados con resina RE-500 de Hilti, haciendo barrenos de 3 mm mayor que el diámetro de la barra.
3. Los conectores de la serie “CB” serán empacados con “Grout” NM de Fester o similar, de acuerdo con la “Tabla de conectores” de la Figura 2.10,

MARCA	DIAMETRO ϕ (in)	DIAMETRO d_v (cm)	LONGITUD “L” (cm)	OBSERVACIONES
CA-10 CB-10	3/8"	0.95	10.0	EMPACAR CON RESINA RE-500 DE HILTI EMPACAR CON GROUT NM DE FESTER
CA-13 CB-13	1/2"	1.27	12.5	EMPACAR CON RESINA RE-500 DE HILTI EMPACAR CON GROUT NM DE FESTER
CA-16 CB-16	5/8"	1.60	16.0	EMPACAR CON RESINA RE-500 DE HILTI EMPACAR CON GROUT NM DE FESTER
CA-19 CB-19	3/4"	1.90	20.0	EMPACAR CON RESINA RE-500 DE HILTI EMPACAR CON GROUT NM DE FESTER
CA-25 CB-25	1"	2.54	25.0	EMPACAR CON RESINA RE-500 DE HILTI EMPACAR CON GROUT NM DE FESTER
CA-25L CB-25L	1"	2.54	65 (MIN)	EMPACAR CON RESINA RE-500 DE HILTI EMPACAR CON GROUT NM DE FESTER

Figura 2.10: *Tabla de conectores, tomado de Arellano Méndez (2020).*

4. Hacer barreno 3 mm mayor que el diámetro de varillas y con una profundidad 6 mm mayor que la longitud “L” del conector.
5. Inyectar la resina o el mortero hasta la mitad de la profundidad (previa limpieza y humectación del barreno).
6. Colocar la varilla conectora correspondiente.
7. Una vez que la resina o mortero alcance su resistencia se colocará la placa metálica y se aplicará soldadura.
8. Para definir la longitud total del conector deberá considerarse el espesor de placa más 6 mm adicionales.

El refuerzo de las columnas consiste en el encamisado con ángulos y soleras, se perforaron las losas para permitirle atravesar los ángulos en sus cuatros esquinas, las separaciones de las soleras son de 300 mm libre. Para confinar y sujetar al sistema de refuerzo se propone emplear placas en las cuatro caras en los dos extremos de la columna, cada una ellas anclada con cuatro barras, los elementos de acero del encamisado deben adherirse al concreto con mortero fluido con aditivo estabilizador de volumen tipo grout, como se muestra en la Figura 2.11.

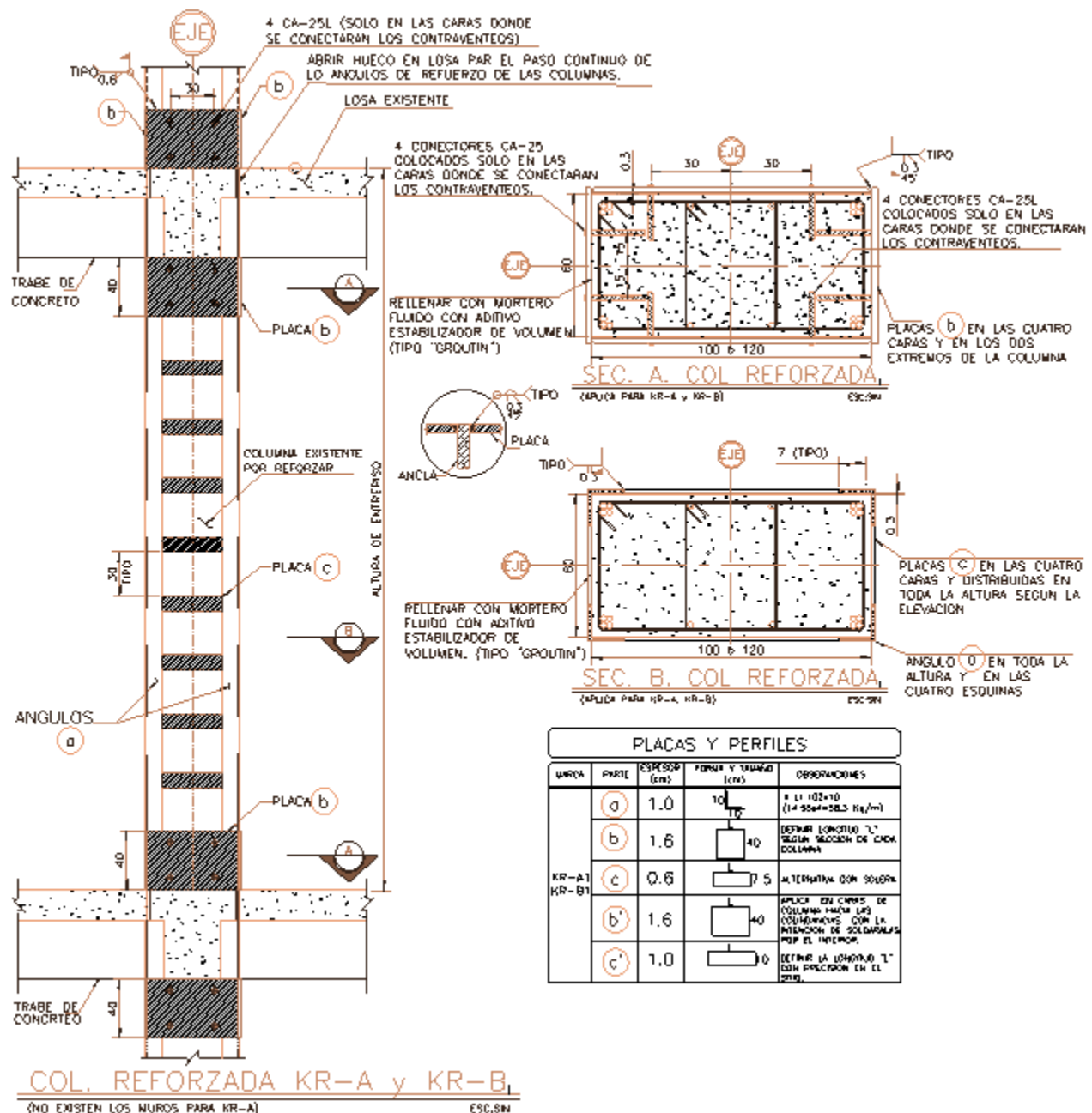


Figura 2.11: Encamisado de elementos estructurales en el edificio Rio Lerma, tomado de Arellano Méndez (2020).

De la misma manera en la Figura 2.12, se muestra los detalles del refuerzo de la trabe de concreto, el cual se reforzó con soleras de 250x13 mm en sentido longitudinal superior, en la parte inferior de ambos extremos se colocan placas de 500x400x16 mm, mismas que están ancladas con 4 conectores, colocados en las caras donde se conectaran los contraventeos.

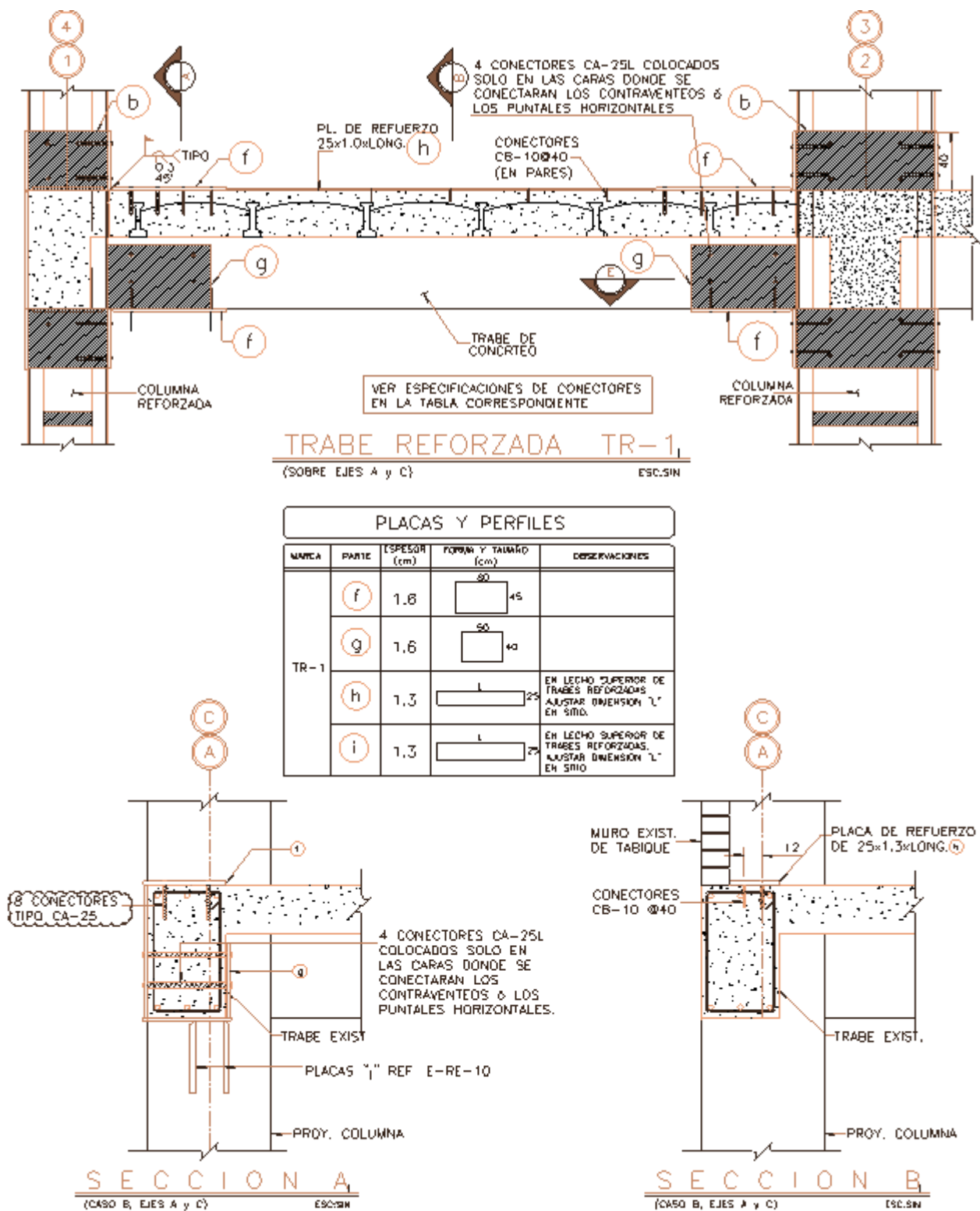


Figura 2.12: Detalles de los refuerzos de vigas del edificio Río Lerma, tomado de Arellano Méndez (2020).

2.3 Reestructuración y restauración del edificio G, UAM.

El edificio G de la UAM-Azcapotzalco ubicado en Av. San Pablo #180, Col. Reynosa Tamaulipas, Ciudad de México, fue construido en los principios de los años 70's de acuerdo con el repositorio Institucional Zaloamati COSEI (2019). En la Figura 2.13 se muestra una imagen de la construcción del edificio "G" al frente y el edificio "E" a la izquierda. Ambos constan de 4 niveles de entrepisos, estructurados con marcos de concreto reforzado, con columnas y una losa plana aligerada, misma que funciona como sistema de piso, como se muestra en una planta típica de entrepiso del Edificio G (Figura 2.14).



Figura 2.13: Construcción de los edificios G y E en 1974, Tomado del archivo fotográfico (Repositorio Institucional Zaloamati [RIZ], 2019).

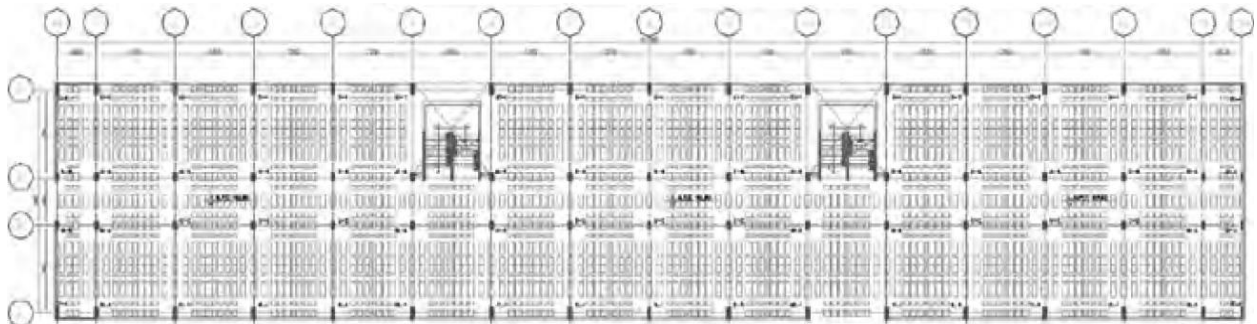


Figura 2.14: Vista de una Planta Tipo estructural del Edificio G, tomada de presentaciones de Tena Colunga (2021).

Con base en una evaluación estructural efectuada en 1990, para identificar los inmuebles con mayor riesgo sísmico en la Universidad Autónoma Metropolitana, se determinó que el Edificio G era uno de los de mayor riesgo. De esta forma se iniciaron los estudios y proyectos de reestructuración para satisfacer los parámetros de seguridad estructural de acuerdo con las normatividades vigentes. Además de que en un principio la estructura había sido prevista para laboratorios ligeros y después se instalaron equipos más pesados, de modo que a lo largo de 40

años fue necesario actualizarlo. La intervención estructural inició en enero de 2015 y concluyó en mayo de 2016 (Informe UAM, 2016).

Para evitar una intervención mayor en la cimentación del edificio, se optó por emplear los dispositivos de control con Sistema de Contraventeo Restringido contra Pandeo (CRP) en las zonas estratégicas de ambos sentidos para rigidizar la estructura ante las fuerzas laterales provocadas por sismos, como se muestra en la Figura 2.15.

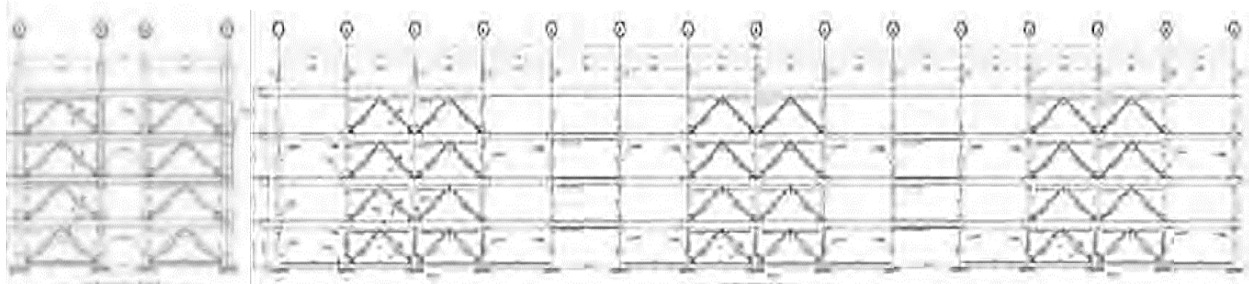


Figura 2.15: *Sistemas de contraventeo del Edificio G de la UAM-Azcapotzalco, (Tena Colunga, 2021).*

De acuerdo con Tena Colunga (2021), el objetivo principal de un sistema de control como los CRP, es garantizar que los elementos estructurales comunes y los demás elementos en la estructura no sufran daños considerables ante una acción accidental extrema por sismo o viento, sino que los grandes esfuerzos lo tomen el sistema CRP y en caso de que éste llegue a fallar, tiene la ventaja de cambiarse o reemplazarse por otros nuevos. Para incrementar la capacidad resistente de las columnas ante las sollicitaciones de las cargas de los equipos de laboratorios del Edificio G de la UAM, tuvieron que encamisarse con ángulos y soleras.

El sistema de refuerzo diseñado para estos fines se muestra en las Figuras 2.16, 2.17 y 2.18 tomadas de los planos estructurales proporcionados por Gómez González (2020). Como puede verse en estas figuras, los ángulos de acero en las aristas de las columnas no atraviesan la losa, se interrumpen en los lechos superior e inferior de ésta. Después se conectan entre sí mediante un collar de placas de acero colocado en los extremos de la columna superior e inferior, placas PL-6 y PL-16 de la Figura 2.17. Estos collares, a su vez, se sueldan a placas adheridas con resina epóxica a los lechos superior e inferior de la losa, PL-15 en la Figura 2.17.

Las placas que forman los collares son de 16 mm (5/8") de espesor y cubren totalmente los extremos de las columnas en una altura de 400 mm. Están soldadas entre sí con ángulos en sus esquinas. Las separaciones de las soleras, de 51x11 mm (2"x3/8"), son a cada 250 mm y los

51 X 11 mm
@ 25 cm
EN LOS 4 LADOS

DETALLE TIPO 1

R-2

SOLERAS 51 X 11 mm
@ 25 cm
EN LOS 4 LADOS

ENCAMISADO DE COLUMNA VER PLANO DE REFERENCIA

LOSA

SOLERA

1000
950

R-2

COLUMNA DE CONCRETO EXISTENTE

R-1

ESC. 1:5

LI. 80 X 80 X 13 mm

R-2

ESC. 1:5

LI. 76 X 76 X 11 mm

R-3

ESC. 1:5

LI. 76 X 76 X 6 mm

Las especificaciones generales en los planos estructurales proporcionados por Gómez González (2020), para el proceso de reforzamiento de los elementos son las siguientes:

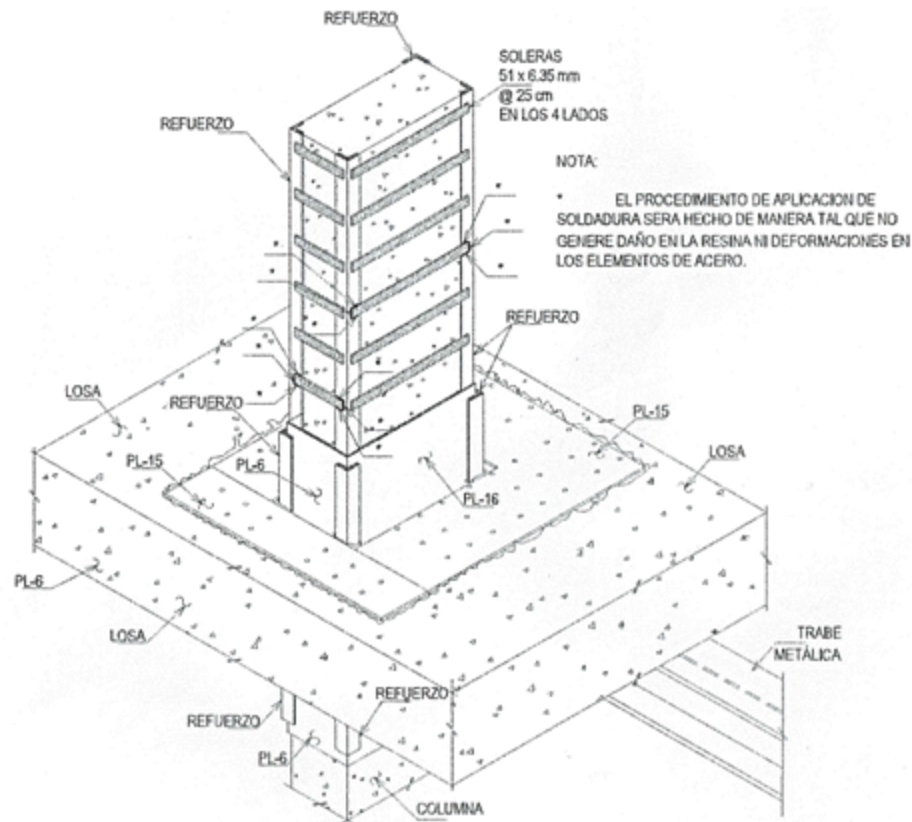


Figura 2.17: Encamisado de las columnas tipo C-3 y C-3'-R-2, restauración del Edificio G, UAM.

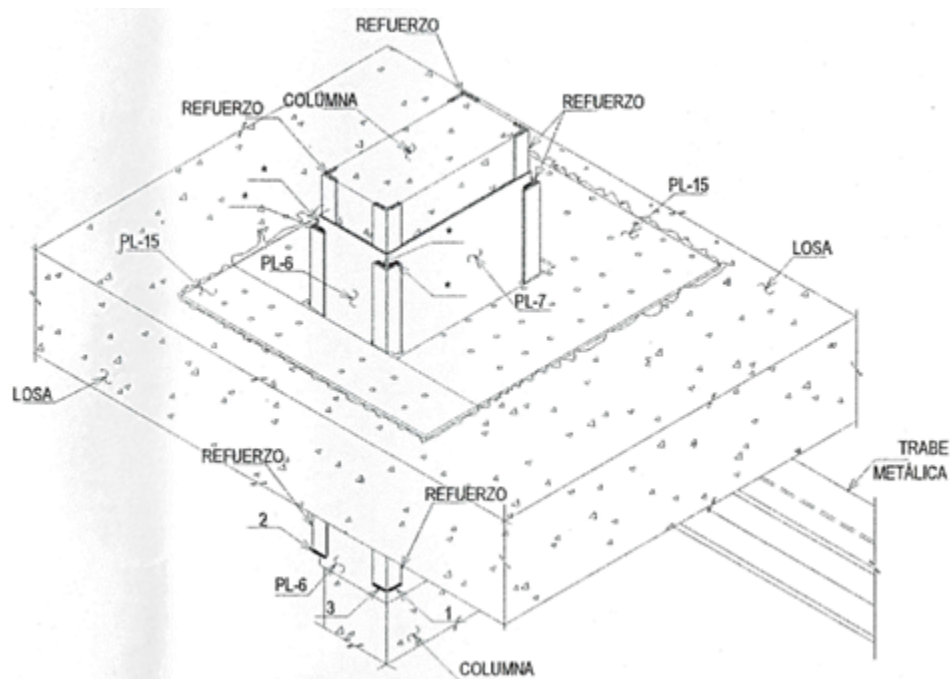


Figura 2.18: Detalle de las uniones del encamisado y placas en los extremos superior e inferior de las columnas.

Para unir los elementos de concreto con el acero del sistema de refuerzo, se debe escarificar la superficie de la columna existente, dejar limpia la superficie de contacto y unir los elementos con el mortero epóxico, las soleras se sueldan a ángulos a lo largo de la columna como se muestra en lado izquierdo de la Figura 2.19, sin embargo, en los extremos se colocan las placas de mayor espesor y estas son unidas mediante un ángulo con soldaduras como se aprecia al lado derecho de la misma figura.

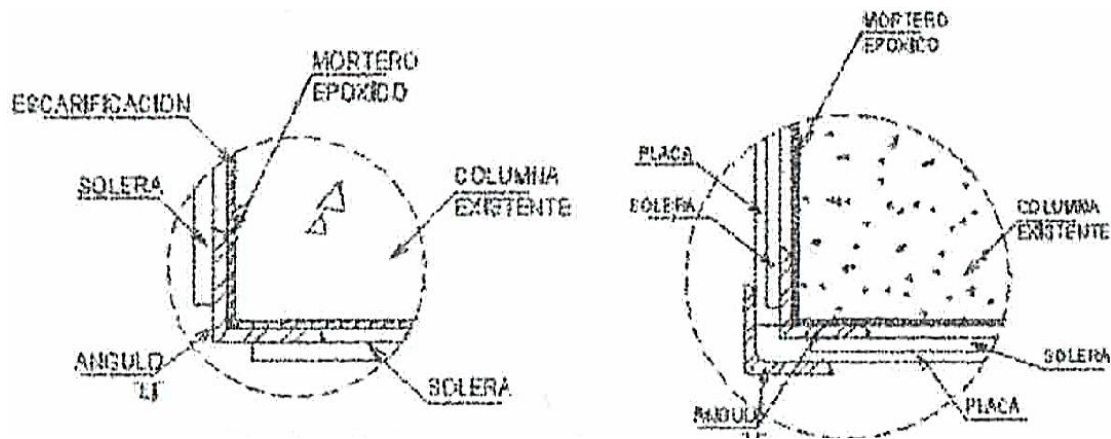


Figura 2.19: Detalles del refuerzo con ángulos, soleras y placas.

La aplicación de la soldadura en las uniones de soleras con los ángulos y/o placas debe ser en campo, así lo indican los detalles de la Figura 2.20, las placas de 16 mm de espesor se deben de unirse entre sí en las esquinas y las uniones de soleras con los ángulos en sus tres bordes con mediadas de 40 mm y 50 mm, con soldadura de penetración completa tipo filete o bisel de 6 mm.

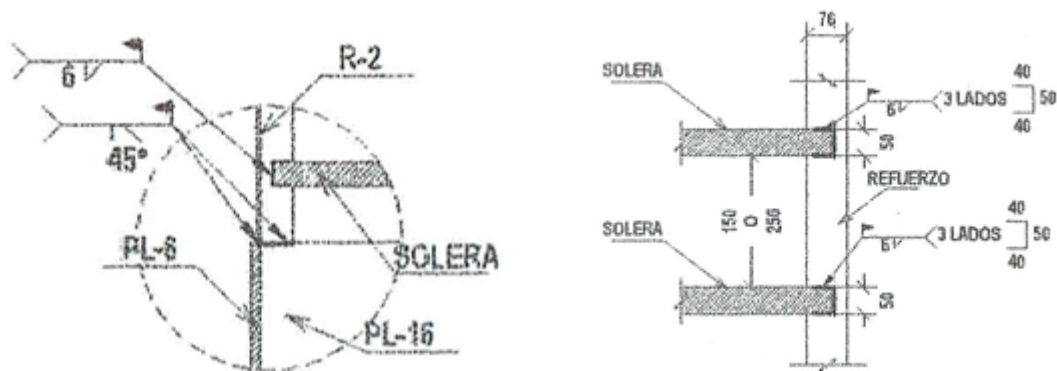


Figura 2.20: Detalles de la aplicación de soldadura al sistema de refuerzo del Edificio G de la UAM-Azcapotzalco, tomado de los planos estructurales de Gómez González (2020).

2.4 Refuerzo de edificio del Proyecto Postensa.

En uno de los planos proporcionado por Gómez González (2020), se encuentra el Proyecto Postensa. Se desconocen las características del edificio en cuestión, pero centrándose en lo relacionado al sistema de refuerzo estructural con encamisado de ángulos y soleras, la particularidad es la configuración de las continuidades del refuerzo en la losa. Para lograrla se barrenaron en la losa para atravesar varillas y por medio de estas conectar los ángulos que llegan al tope con la losa en las partes superior e inferior, con soldadura de la serie 70 de los electrodos, en ocasiones por presencia de vigas o algún otro elemento estructural, las varillas se conectaron con las placas extremos, tal como se muestra en la Figura 2.21.

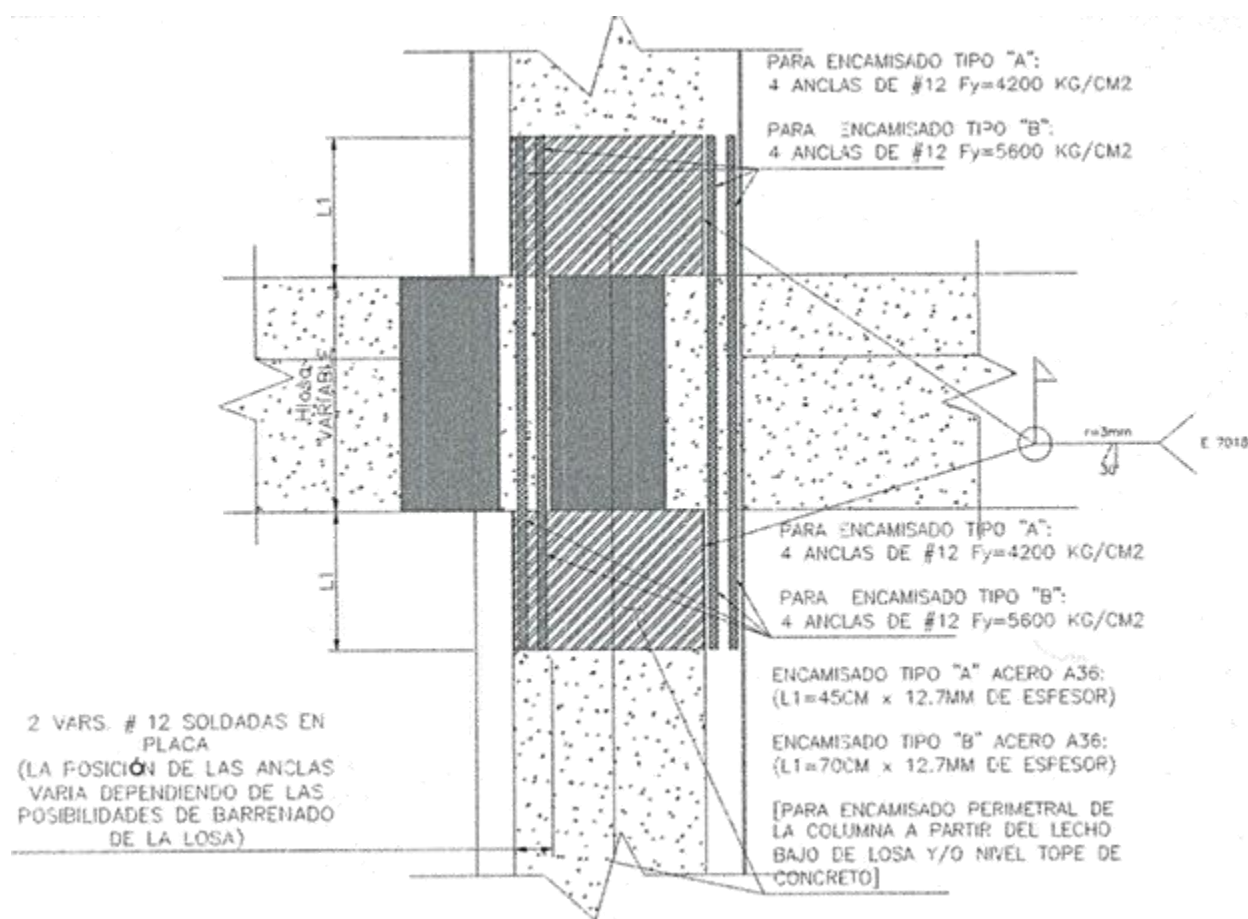


Figura 2.21: Continuidades de barras en el sistema de refuerzo del Proyecto Postensa, tomado de los planos estructurales proporcionado por Gómez González (2020).

Por la variación de las dimensiones y características de los elementos para el refuerzo estructural, en los planos se emplean Tipo A y Tipo B. Estas particularidades se resumen en la Tabla 1, en donde se aprecia que todos los perfiles de acero A-36 y lo que varía son sus propiedades geométricas, mientras que las barras que atraviesan en el sistema de piso en Tipo A y Tipo B son

de los mismos diámetros, lo que cambia son las longitudes en los que se usa la nomenclatura L1 y la propiedad mecánica de la barra, en el primer caso se emplean varillas de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ y en el segundo caso con $f_y=5600 \text{ kg/cm}^2$ y el espesor de las placas en los extremos también son los mismos con $e=12.7 \text{ mm}$.

Tabla 2.1: Características del tipo de acero y longitudes de los elementos del sistema de refuerzo en el proyecto Postensa.

Tipo	Ángulos (A-36)	Soleras (A-36)	Barras (Varillas)	Placas extremas (A-36)
Tipo A	4 LI 6"x6"x1/2"	3"x1/2" @20 cm	4 #12 $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	L1=45 cm, $e=12.7 \text{ cm}$
Tipo B	4 LI 8"x8"x5/8"	3"x1/2" @20 cm	4 #12 $f_y=5600 \text{ kg/cm}^2$	L1=70 cm, $e=12.7 \text{ cm}$

En la Figura 2.22, se muestra en planta la configuración del sistema de refuerzo con barras atravesadas en la losa de concreto de entrepiso. En el detalle del lado inferior derecho, se indica que se tiene que escarificar la superficie de la columna existente y rellenar con resina epóxica tipo PSC-04-AC y PSC-08-MAC para unir los elementos de concreto con los ángulos de acero tipo A-36. Para que, el radio del ángulo embone correctamente se debe de desbastar las esquinas de la columna.

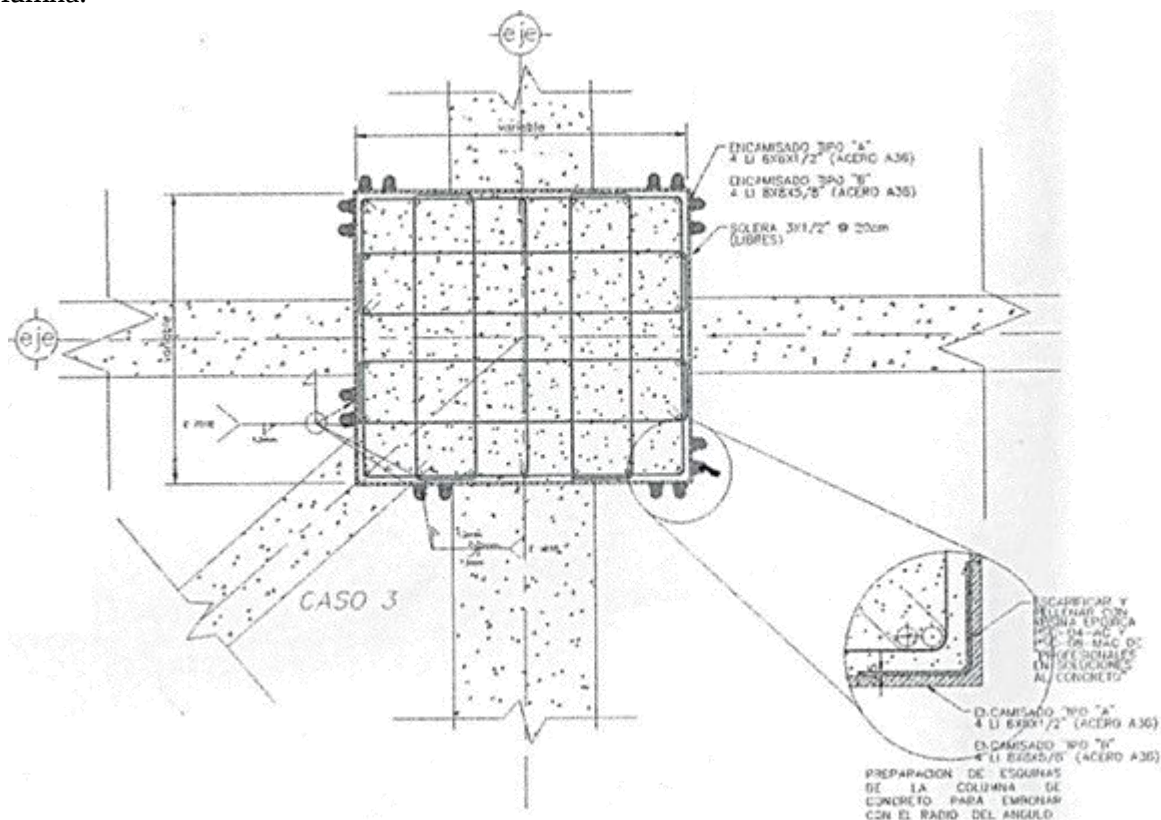


Figura 2.22: Vista en planta, de la configuración del refuerzo estructural del proyecto Postensa, tomado de los planos estructurales de Gómez González (2020).

Las uniones de los elementos de acero de refuerzo en el sistema son mediante soldaduras, se inserta una placa A-36 de espesor variable en el espacio entre las barras y el ángulo (encamisado de la columna), uniéndose con soldadura tipo filete de la serie E-7018, mientras que para unir las varillas con dicha placa se emplea soldadura tipo bisel flare de serie E-9018 a 15 mm como se indica en la Figura 2.23.

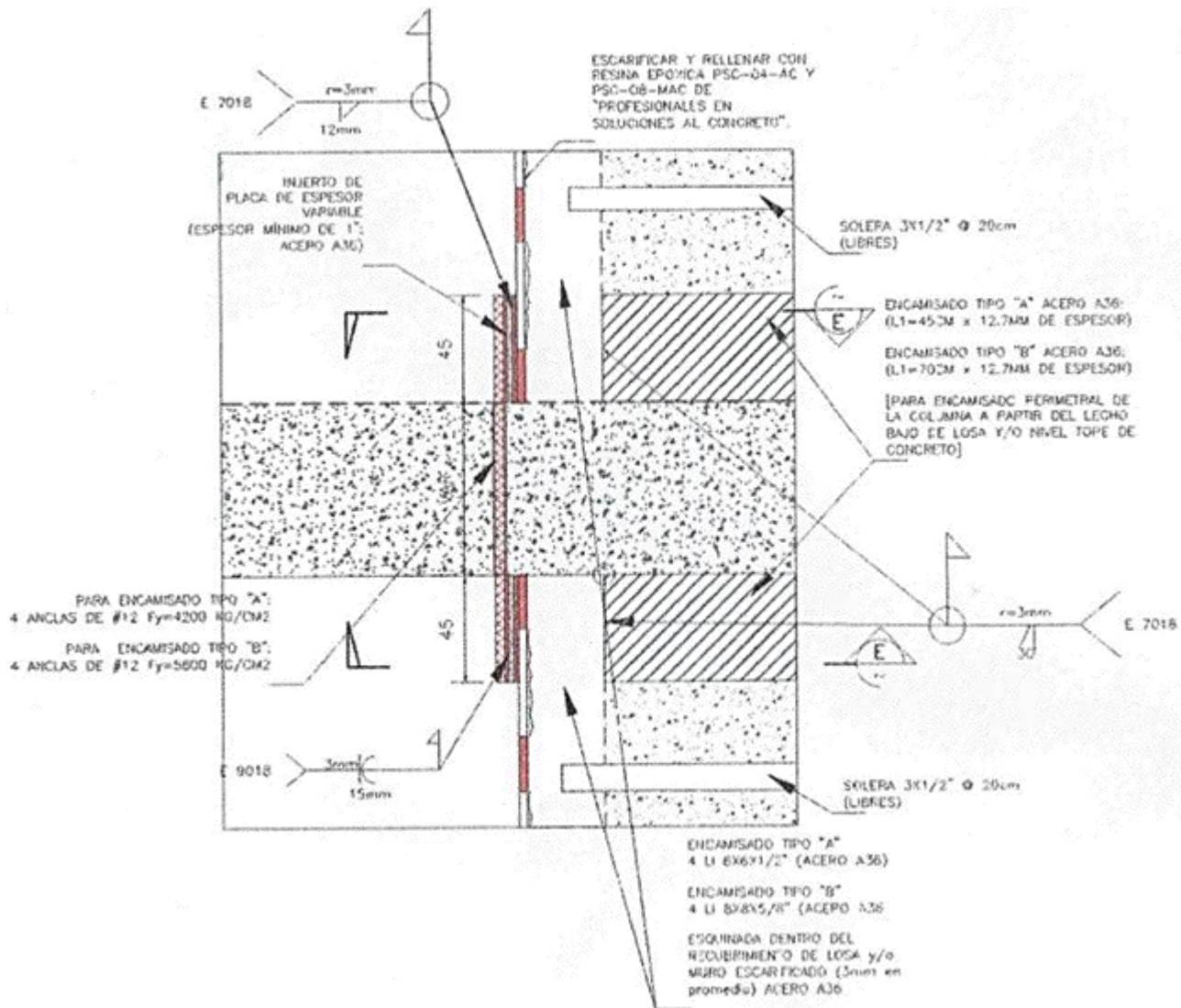


Figura 2.23: Uniones de ángulos, placas y anclas con soldaduras.

La superficie del concreto para el encamisado debe ser escarificado al menos de 3 mm en promedio, y las separaciones libres de las soleras de 3"x1/2" son a cada 200 mm, como se muestra en la Figura 2.23.

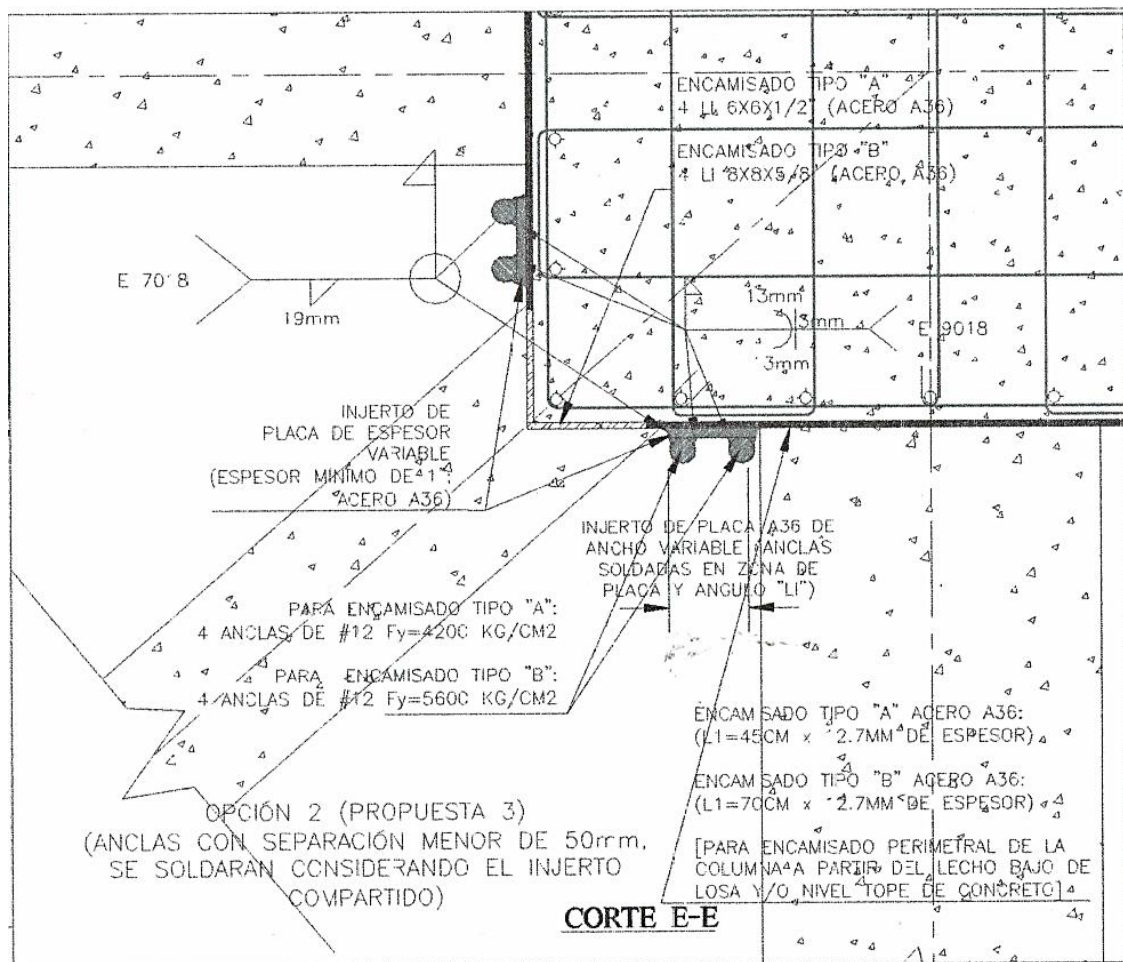


Figura 2.24: Características del sistema de refuerzo con barras atravesadas en el sistema de piso, tomado de los planos estructurales de Gómez González (2020).

2.5 Rehabilitación del Conjunto Aristos.

El conjunto Aristos se encuentra en Insurgentes Sur No. 421, Col. Hipódromo Condesa, Ciudad de México. Fue proyectado por el reconocido Arquitecto José Luis Benlliure y el Ingeniero Manuel Klachky, construido entre 1959 y 1961. Este proyecto es considerado una obra maestra; además de su interesante estructuración, al mismo tiempo, integra artes plásticas de diferentes artistas reconocidos que hacen referencia a obras de diferentes momentos y lugares, haciéndolo icónico para la arquitectura moderna mexicana del siglo XX. Cuenta con 18 niveles y tiene una estructuración que se basó en un orden triangular y hexagonal que se adapta al perfil del terreno y con muros en sus extremos que tienen ángulos abiertos de 120° que permiten que los espacios interiores se abran hacia la fachada (MXCITY, 2022).

Diversa información de los medios de comunicación en su paginas oficiales del internet, como el Universal (2019), destacan que el sismo ocurrido en septiembre de 2017 afectó severamente al conjunto, por lo que se tuvo que evacuar por tiempo indefinido. Sin embargo, después se anunció que se reforzaría su estructura para convertirlo en un gran hotel. Lo cierto es que, si no se tomó la decisión de demoler este conjunto es por su valor cultural y representativo para la Ciudad de México, el edificio principal se muestra en la Figura 2.25.

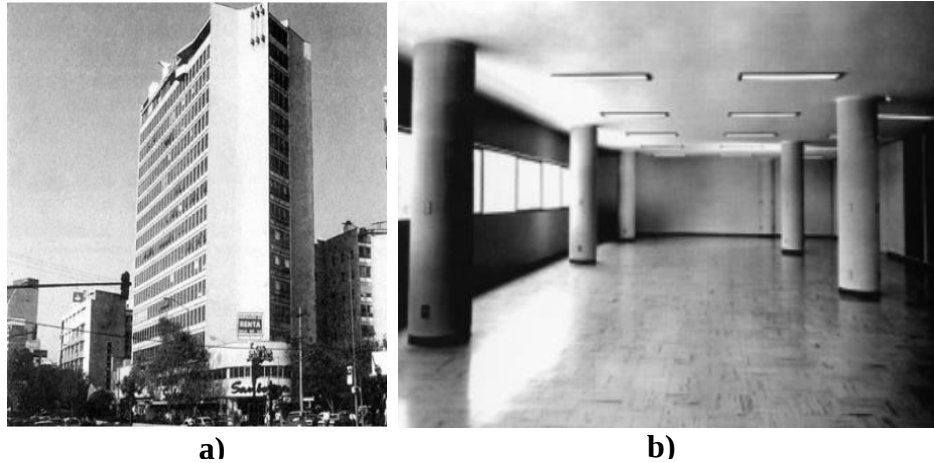


Figura 2.25: a) *Edificio principal del Conjunto Aristos*, b) *elementos de columnas de concreto circulares*. Tomado de EL UNIVERSAL (2019).

La información que se logró obtener con Gómez González (2020), y como se aprecia en la Figura 2.26a, las columnas son circulares y se encamisaron con placas y soleras. Las placas se doblaron para darle forma circular sobre las columnas. En la figura también se aprecia que el sistema de entrepiso es una losa plana, lo cual se perforó para atravesar las varillas que dieron continuidad al sistema de refuerzo. Estas barras se soldaron a placas colocadas en los extremos de la columna por rehabilitar. El espesor de las placas es de 12.7 mm (1/2") y la altura de 175 mm, como se muestra en la Figura 2.26.

Algunas de las recomendaciones en los planos del refuerzo estructural son:

1. La superficie debe encontrarse limpia y exenta de polvo, partes sueltas o mal adheridas, sin impregnaciones de aceite o grasa y/o pintura.
2. La superficie debe limpiarse en forma cuidadosa hasta llegar al material sano, eliminando totalmente la lechada superficial, esta operación puede realizarse con chorro de agua y/o arena y escarificado manual.

3. La superficie por unir deberá tener una rugosidad mínima de 5 mm (escarificar en zonas del encamisado) como se muestra en la Figura 2.27.
4. Previo al colado se deberá saturar con agua durante 5 horas.
5. Previo a efectuarse el trabajo de refuerzo, el contratista deberá proporcionar y habilitar un sistema de apuntalamiento que garantice en forma satisfactoria la seguridad estructural de los elementos a reforzar.
6. La aplicación de epóxicos se hará de acuerdo con procedimientos del proveedor y fichas técnicas del producto.

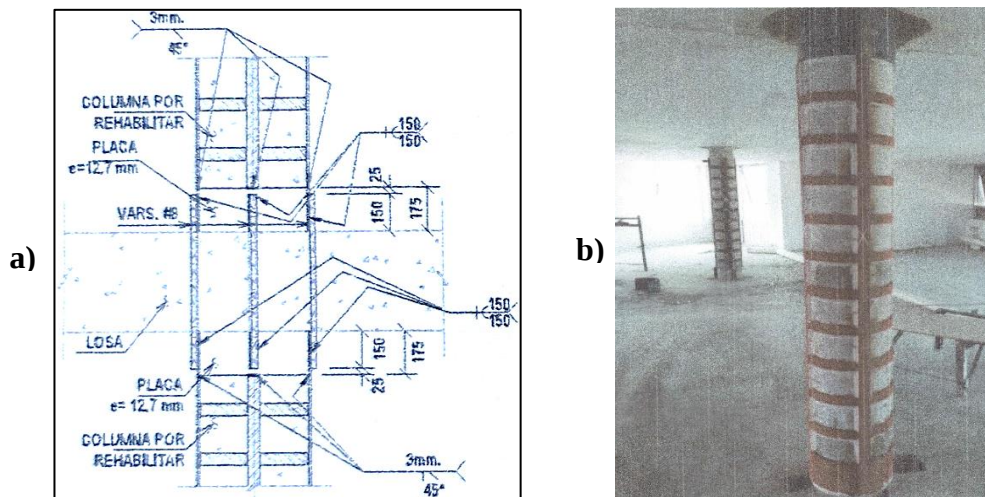


Figura 2.26: Encamisado con placas y soleras en columnas circulares: a) detalles del sistema de refuerzo del Conjunto Aristos y b) configuración del encamisado. Gómez González (2020).

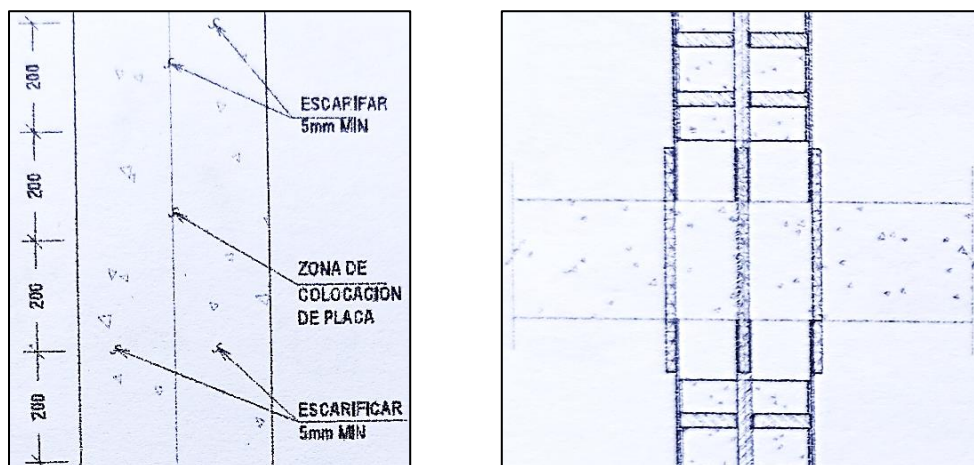


Figura 2.27: Zona de escarificación de la columna de concreto para el encamisado con ángulos y soleras, tomado de los planos estructurales de Gómez González (2020).

Como en los demás casos, en los planos estructurales de refuerzo trae consigo especificaciones generales, en este caso son las siguientes:

1. Escarificar en la zona de encamisado.
2. Perforar la losa en la posición de las varillas de continuidad sin exceder las dimensiones indicadas.
3. Pasar las barras de continuidad por el orificio de la losa y soldar el encamisado en ambos extremos.
4. Colocar encamisado de placas y soldar en las zonas indicadas.
5. Colocar placas de refuerzo con epóxico.
6. Rellenar con estabilizador de volumen en la zona en que se perforó la losa.
7. La aplicación de epóxicos se aplicará de acuerdo con procedimientos del proveedor y fichas técnicas de productos.

2.6 Refuerzo del edificio Ámsterdam.

El edificio se encuentra en Ámsterdam esquina con Teotihuacán, colonia Hipódromo Condesa, Ciudad de México. Cuenta con 7 niveles, la planta baja se usa para locales comerciales y los niveles superiores para usos habitacionales; el sistema de piso es con losa aligerada. Durante la investigación se logró obtener detalles del sistema de refuerzo mediante una entrevista personal con el M. en I. Erick Romo Heredia (2020), en la Figura 2.28 se muestra el alzado y planta tipo del edificio.

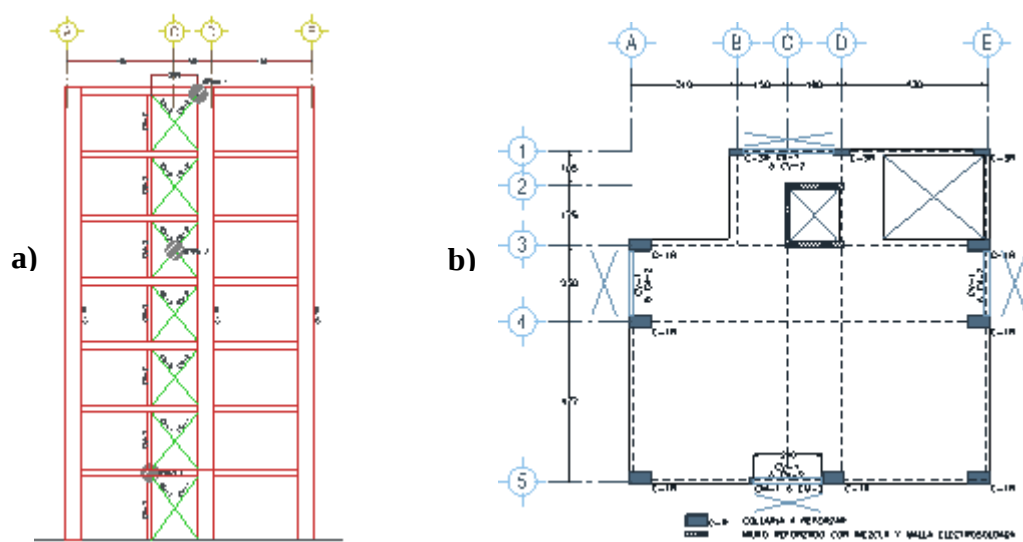


Figura 2.28: a) Alzado y b) Planta tipo, del Edificio Ámsterdam tomado de los planos estructurales proporcionado por Romo Heredia (2020).

El sistema de refuerzo empleado para el edificio es a base de ángulos y soleras para encamisar las columnas, mientras que para rigidizarlo lateralmente se emplearon contraventeos tipo HSS 6"x6"x1/2" (CV-1) y HSS 6"x6"x3/8" (CV-2) de acero estructural A-50 y refuerzo con malla electrosoldada con mortero en el cubo de escaleras. En el detalle 1 de la Figura 2.29 se indican las características de las conexiones del encamisado de las columnas (C-1R y C-3R); de la misma manera el refuerzo en los extremos y zonas de conexión con contraventeos concéntricos con placas de 350x300x19.1 mm, que se sujetan con 4 varillas del #6 que atraviesan a la columna y trabe de extremo a extremo.

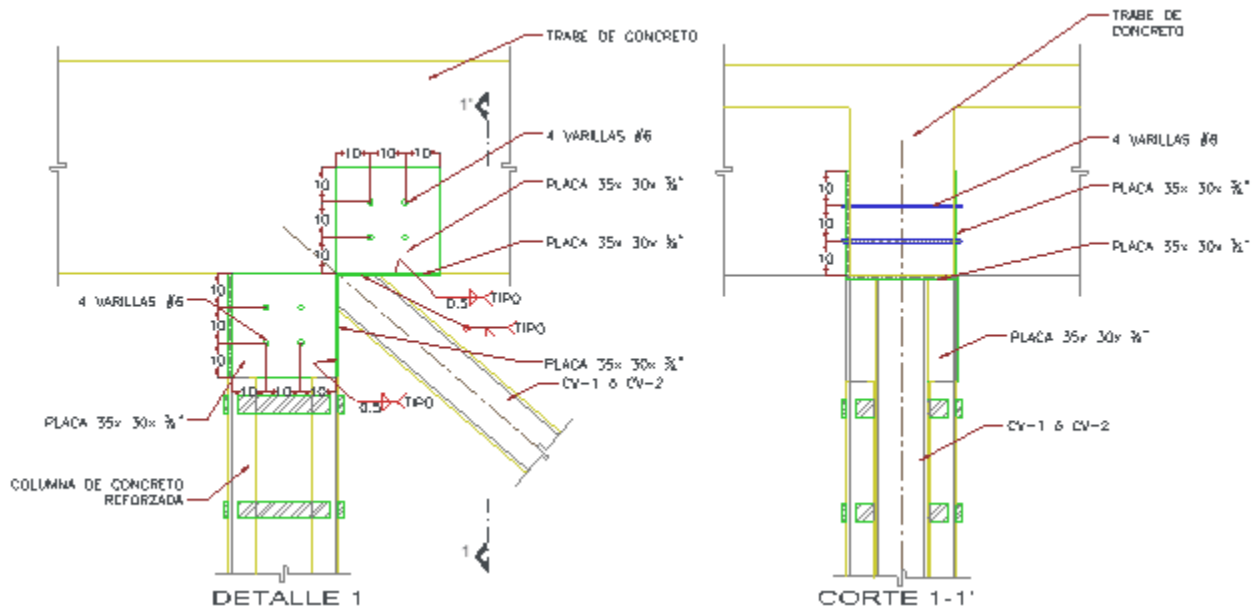


Figura 2.29: Detallado del sistema de refuerzo en las conexiones del proyecto de refuerzo del Edificio Amsterdam, tomado planos estructurales de Romo Heredia (2020).

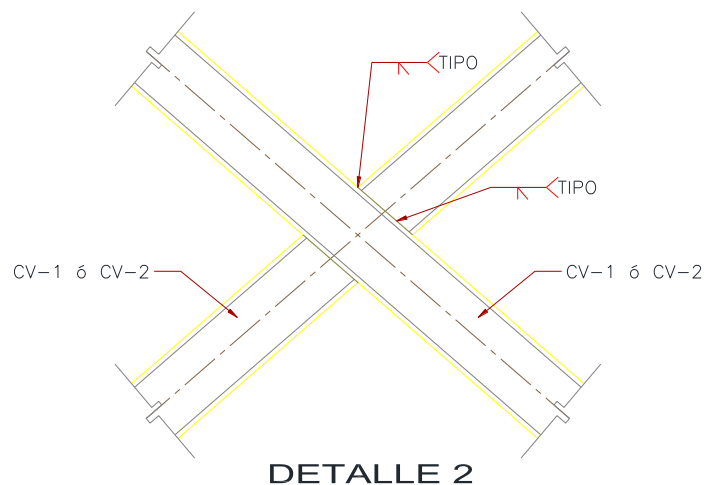
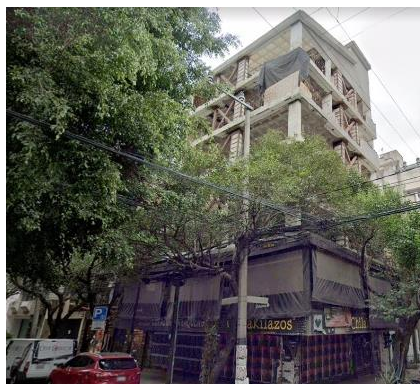


Figura 2.30: Detalle de conexiones de los contraventeos, tomado de planos estructurales de Romo Heredia (2020).

En las uniones de los perfiles, placas y barras se deberá considerar lo siguiente: los electrodos recubiertos deberán cumplir con las especificaciones de las series E60-XX y E70-XX, recomendados para soldadura suaves, éstos deben encontrarse seco por lo que se recomienda mantenerlos al horno a una temperatura comprendida entre 230° y 260° en un lapso no mayor a 2 horas y utilizando los que no hayan estado mojados. Las superficies y bordes en que se vaya a depositar la soldadura deben estar lisos, uniformes, libres de muescas, grietas u otros defectos que pueda afectar su calidad. Cuando los bordes se preparen con cortes hechos con oxígeno, éstos se llevarán a cabo de preferencia a máquina con cortes lisos, regulares y antes de soldar se limpiará perfectamente la escoria producida, los bordes deberán esmerilarse, la soldadura debe ser de tipo filete y bisel hecho en campo como se indica en los planos estructurales.

Las especificaciones generales para los elementos de acero que aparecen en los planos estructurales son:

1. Los perfiles y placas para la fabricación de la estructura de refuerzo serán del tipo indicado en la última edición de las especificaciones ASTM A-36, ASTM A-373 y el AISC.
2. Todas las soldaduras se harán con electrodos E-70.
3. Los tornillos empleados en las conexiones deberán estar engrasados y limpios, sin ninguna oxidación.
4. Toda la estructura deberá pintarse con una capa de primario inorgánico de Zinc, a 2.5 milésimas de espesor, acabado amerlock 400 a 4 milésimas de espesor, especialmente las conexiones realizadas en campo.
5. La fabricación y montaje deberá apegarse a las especificaciones de la AISC.



a)



b)

Figura 2.31: a) Refuerzo del Edificio Amsterdam, b) Sistemas de refuerzo con perfiles de acero, (google.com, 2022).

3. CARACTERISTICAS GENERALES DEL REFUERZO ESTRUCTURAL.

3.1 Generalidades del refuerzo estructural.

Se define como refuerzo estructural al conjunto de acciones y procedimientos que se realizan para un elemento o sistema estructural, con la finalidad de incrementar su resistencia, rigidez o ambas simultáneamente, empleando algunas técnicas para mejorar la capacidad de los elementos existentes o añadiendo nuevos, y de esta manera mejorar el desempeño de la estructura por encima del desempeño original como se define en el trabajo de Soto Barrera (2008). Las principales causas para reforzar una estructura son:

- Uso diferente de la estructura a la de diseño original.
- Modificaciones en la geometría del edificio.
- Adición de niveles superiores o masa no contemplada en el diseño original.
- Errores en el diseño original o mal proceso constructivo.
- Degradación de la resistencia de los materiales por el paso del tiempo o por sismos.
- Cuando la revisión de los criterios de diseños de las normas vigentes no se cumpla.
- Otros indicios que justifique la necesidad de un refuerzo estructural.

Para realizar un diagnóstico a la estructura de interés, se debe tomar en cuenta lo establecido en las Normas para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados por el Sismo del 19 de septiembre de 2017 (NTC-Rehabilitación, 2017) y retomando los criterios ingenieriles para las actividades preliminares en el proyecto de refuerzo del Edificio Rio Lerma del capítulo anterior de este trabajo, se recomienda lo siguiente:

- a) Determinar el uso y ocupación actual de la estructura.
- b) Recopilar memorias, especificaciones, planos, informes y dictámenes disponibles.
- c) Verificar el año y calidad de la construcción.
- d) Revisar el reglamento y normas de construcción en vigor en la fecha de diseño original y construcción de la estructura.
- e) Determinar las propiedades de los materiales y del suelo.
- f) Entrevistar a los propietarios, ocupantes, así como con los constructores y diseñadores originales.
- g) Medir desplomes y niveles de la estructura.

- h) Si no se cuenta con información de diseño, realizar calas para definir el acero de refuerzo en los elementos estructurales de concreto.
- i) Realizar un levantamiento geométrico de la estructura, para su verificación con el proyecto original.
- j) Hacer medición de periodos en sitio y obtener el espectro de sitio.

Teniendo la información necesaria de las características de la estructura, se puede dar el paso siguiente: efectuar el análisis estructural empleando algún software comercial y teniendo en cuenta adecuadamente las propiedades de los materiales. Cuando no existan daños se puede suponer que la capacidad original de los elementos estructurales está intacta, mientras que cuando existan, se emplearan las resistencias remanentes. En estructuras inclinadas se deberá incluir el efecto de desplomo en el análisis, de acuerdo con lo que se establece en la NTC-Rehabilitación 2017, con el objetivo de evaluar las distorsiones permisibles de entrepisos y la resistencia de los elementos estructurales.

Cuando la estructura no cumpla con las distorsiones permisibles que se establecen en las normatividades en vigor y/o resistencia de los elementos estructurales, debido a las modificaciones en los parámetros o criterios de diseño, se tiene que realizar un proyecto de refuerzo estructural para reducir el riesgo y mejorar el desempeño sísmico de la estructura.

En el proyecto de refuerzo estructural se deben considerar todos los posibles métodos existentes o propuestos por el ingeniero estructural, con la finalidad de que sea viable en su ejecución en campo, con mano de obra especializada y financiamiento económico, para su correcto desarrollo y funcionamiento posterior a la intervención.

3.2 Refuerzo Estructural Empleado para Estructuras de Concreto Armado.

La determinación del tipo de refuerzo, elementos por añadir o reforzar y la forma en que se realizará depende previamente del análisis estructural realizado. Es por ello que, si lo que se busca es incrementar la resistencia de los elementos estructurales, entonces, y de acuerdo a la literatura, se puede optar por alguno de los casos más frecuentes dados en la Tabla 3.1, y en la cual se muestra un conjunto de tipos de refuerzos recomendados y aplicables para los elementos estructurales desde la cimentación, columnas, muros de mampostería o de concreto, vigas y losas de entrepisos, siendo los más comunes en las construcciones de concreto reforzado. En ellos está por ejemplo, el

método de encamisado con ángulos, soleras y placas, el cual como se ha visto en la práctica profesional se emplea para reforzar a los elementos de columnas, vigas y losas de entrepisos.

Tabla 3.1: Tipo de refuerzo recomendable para los elementos estructurales de concreto.

Tipo de refuerzo	Cimentaciones	Columnas	Muros	Vigas	Losas
Encamisado con ángulos, soleras y placas		X	X	X	X
Encamisado a base de concreto reforzado.	X	X		X	X
Fibra de carbono		X	X	X	X
Malla electrosoldada y morteros			X		X
Perfiles de acero (IR)				X	X

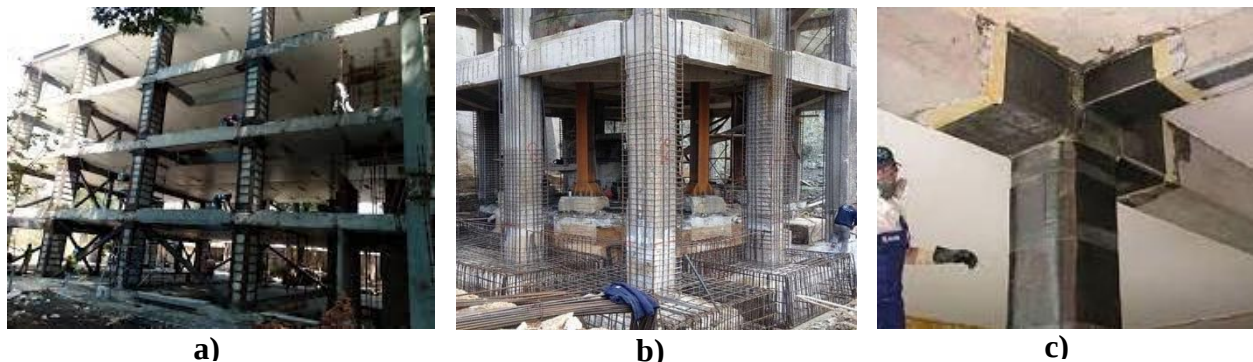


Figura 3.1: Refuerzo estructural con a) Ángulos, soleras y placas, b) Ampliación de concreto reforzado en cimentaciones y columnas y c) fibra de carbono, obtenidos en Google (2022).

Sin embargo, cuando se busca reducir las distorsiones permisibles de entrepisos o rigidizar al sistema estructural, se debe emplear un sistema que mejore al comportamiento global de la estructura como alguno de los siguientes:

- Adición de contraventeos.
- Sistema de control como aisladores, disipadores, etc.
- La adición de muros de cortante.
- Reducción de carga muerta.



Figura 3.2: Sistema de control: a) aislador sísmico y b) disipadores de energía sísmica, (extraído en www.cdvperu.com, 2022).

3.3 Encamisado Metálico a Elementos de Concreto.

Ranjan *et al.* (2009) resaltan que muchos edificios de concreto reforzado existentes no están diseñados de acuerdo con los códigos o normas sísmicos avanzados, por lo que han sufrido daños graves o colapsos completos por sismos, debidos a resistencias insuficientes a cortante o a flexión o bien, a escasa ductilidad de la estructura. El método del encamisado con ángulos y soleras de acero se considera práctico, rápido y rentable, ya que permite mejorar el comportamiento sísmico global de la estructura al aumentar las resistencias a flexión y a fuerza cortante, así como, aunque en menor grado, la ductilidad de la estructura.

El encamisado metálico de columnas, vigas o nudos consiste en recubrir al elemento estructural con elementos de acero, los cuales pueden ser placas delgadas o configuraciones con soleras y ángulos soldados entre sí. Éstos pueden extenderse en toda la altura o sección del elemento o sólo en una zona específica en donde se requiera reforzar, para que esta técnica funcione correctamente, se debe de garantizar la sujeción y/o contacto entre los elementos de acero y el concreto, lo cual puede lograrse a través del empleo de morteros entre los dos materiales y/o por conectores (Alcocer *et al.* 2019).

Cuando se detecta que las columnas tienen escasa capacidad de deformación lateral o se requiere incrementar su resistencia a carga axial, se puede mejorar su desempeño sísmico mediante el confinamiento con los elementos de placas, ángulos y soleras. También se puede emplear este método en vigas, y en general en elementos en los que los traslapes del refuerzo existente sean escasos. El encamisado de cada elemento estructural consiste en lo siguiente:

3.3.1 Encamisado de Columnas.

Existen dos formas más comunes de encamisar a las columnas de concreto reforzado:

- i. **Con ángulos y soleras.** Consiste en la colocación de ángulos en las esquinas de la columna unidos mediante soleras metálicas soldadas a los ángulos. El espacio entre los ángulos y soleras y el concreto existente se rellena con mortero fluido o resinas epóxicas sin contracción. Las soleras y el ángulo contribuyen a incrementar el confinamiento del elemento existente y consecuentemente, a mejorar su capacidad de desplazamiento lateral y su resistencia a cortante y flexión.

En los extremos de la columna, se recomienda colocar placas de acero para conectar la camisa a la columna y a la losa y viga. Estas placas son fijadas por medio de conectores.

- ii. **Con placas.** El más usual es el encamisado de la columna en toda su altura, el otro es el encamisado local, normalmente para confinar una zona con traslape insuficiente de refuerzo o bien para reforzar e incrementar el confinamiento en una zona donde se esperan deformaciones inelásticas.

En el caso del encamisado completo, la técnica se aplica para incrementar la capacidad de deformación lateral, resistencia a cortante y/o carga axial. Para que exista contacto entre las placas y el concreto de la columna, se coloca mortero fluido sin contracción y/o conectores que conecten la camisa a la columna.

Los conectores se deben distribuir de forma uniforme en toda la altura de la columna en todas sus caras. La profundidad de empotramiento de los conectores será de al menos $\frac{1}{3}$ de la menor dimensión transversal de la columna. En caso de encamisados de columnas rectangulares, se recomienda soldar las placas a ángulos metálicos que se coloquen en las esquinas de la camisa, por dentro de ella.

Si el encamisado se coloca para aumentar la capacidad de deformación y/o la resistencia a cortante, se separará al menos 30 mm del piso y del techo. No será aceptable un encamisado metálico sin mortero entre la camisa y el concreto existente.

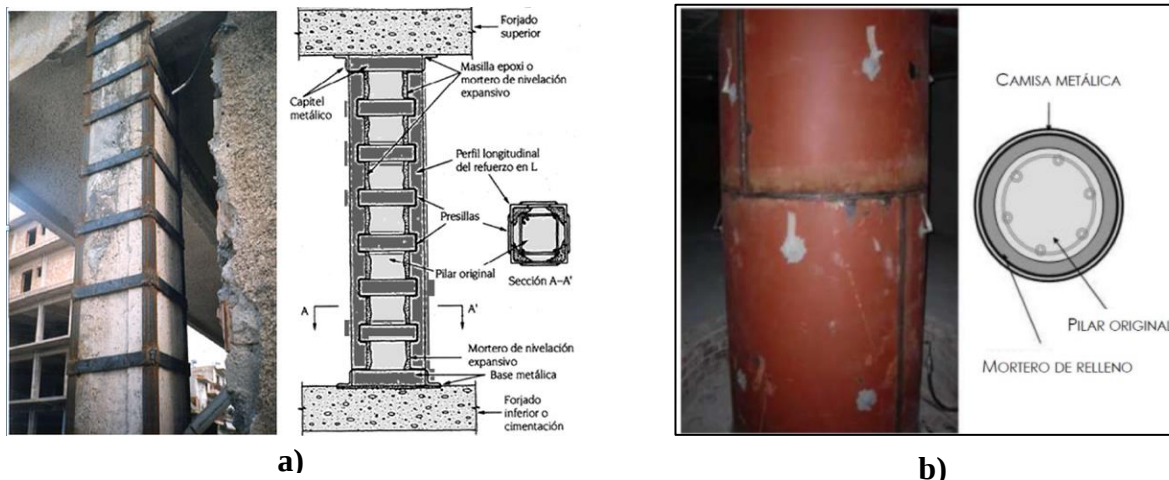


Figura 3.3: Encamisado metálico de columna: a) con ángulos y soleras y b) con placas, obtenido en (blog.structuralia.com, 2022).

Cuando se emplean ángulos, soleras y/o placas, el área de la sección transversal del acero del encamisado se calculará de acuerdo con el inciso 5.1.4 y 5.3.5 de las NTC-Concreto. De acuerdo con lo establecido en la Guía Técnica para la Rehabilitación Sísmica de edificios Escolares

de la Ciudad de México 2019, el área transversal del encamisado no debe ser menor que 0.01 del área de la sección de concreto. En general, se deberá cumplir los siguientes requisitos, Alcocer *et al.* (2019).

- Las alas de los ángulos medirán entre $1/5$ y $1/4$ de la dimensión transversal de la columna, con un espesor, t_a , máximo de 19.1 mm (3/4 pulg).
- Las soleras sólo se colocarán en forma paralela al eje transversal de la sección.
- Las soleras tendrán un peralte, h_{sol} , tal que la relación h_{sol}/h_a y h_{sol}/b_a se encuentre entre $3/4$ y 1, donde h_{sol} es la altura de la solera, y h_a y b_a son la altura y el ancho de la sección transversal del ángulo, respectivamente (Figura 3.4).
- La separación entre soleras, s , se define en función del peralte de la solera, de tal que la relación h_{sol}/s se encuentre entre $1/5$ y $1/3$. Además, s no deberá ser mayor que 0.5 veces la dimensión transversal de la columna h ($s \leq h/2$).
- El espesor, t_s , máximo de las soleras será de 12.7 mm (1/2 pulg). El espesor de la solera será 3.18 mm (1/8 pulg) menor que el espesor del ángulo t_a .
- La longitud, l_s , de la solera será igual al espacio libre entre los ángulos más la longitud del ala del ángulo. Por lo tanto, el cordón de soldadura en los extremos será igual al peralte de la solera más la longitud del ala (Figura 3.4).

En los extremos superior e inferior de la columna, las placas tendrán un peralte de entre 200 mm y 300 mm. Estas placas se anclarán al concreto por medio de dos conectores de al menos 15.9 mm (5/8 pulg) de diámetro, estos conectores se anclarán dentro del núcleo de la columna, dentro del tercio medio de cada lado de la columna (Alcocer *et al.* 2019).

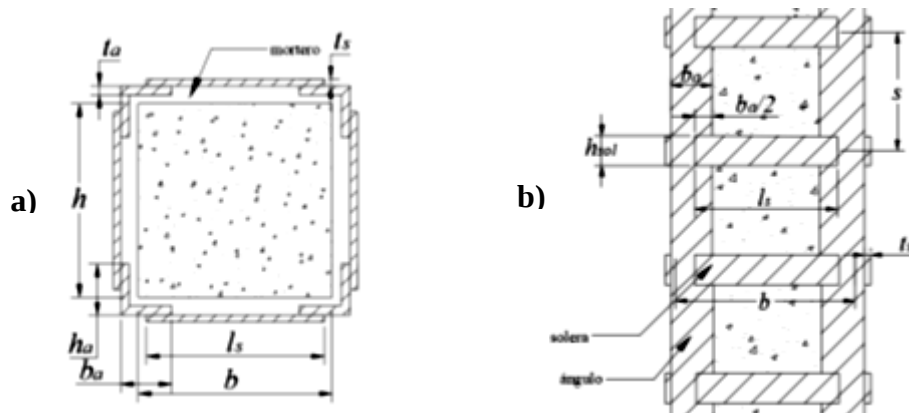


Figura 3.4: Encamisado con ángulos y soleras en columnas: a) sección transversal y b) sección longitudinal, adaptado de Alcocer *et al.* (2019).

3.3.2 Encamisado de Vigas.

Consiste en la colocación de una o varias placas de acero que cubran el lecho inferior o superior de la viga, en contacto con el concreto por medio de mortero y conectores, para aumentar su resistencia a flexión o cortante. Se pueden utilizar las soleras o placas para el refuerzo transversal, colocándose de acuerdo con las separaciones definidas en el diseño estructural y se conectan a los ángulos o soleras transversales.

El área de la sección transversal de acero del encamisado con placas o ángulos se calculará de acuerdo con el inciso 5.1.4 de las NTC-Concreto referido al refuerzo por flexión y no debe ser menor que 0.01 del área de la sección de concreto. Si se usan encamisados a base de ángulos y soleras se deben considerar los siguientes requisitos geométricos, como se recomienda en la sección 6.5.5.2 de la Guía Técnica para la Rehabilitación Sísmica de Edificios Escolares de la Ciudad de México 2019, (Alcocer et al. 2019):

- i. Las dimensiones de las alas de los ángulos deberán estar en un intervalo entre $1/5$ y $1/4$ de la dimensión transversal de la viga (b, h) y con un espesor t_a máximo de 19 mm (3/4 pulgadas);
- ii. Las soleras sólo se colocarán en forma paralela al eje transversal de la sección;
- iii. Las soleras tendrán un peralte, h_{sol} , tal que la relación h_{sol}/h_a y h_{sol}/b_a se encuentren entre $3/4$ y 1 , donde h_a y b_a son la altura y el ancho de la sección transversal del ángulo, respectivamente (Figura 3.5).
- iv. La separación centro a centro entre soleras, s , se definirá en función del peralte de la solera, tal que la relación h_{sol}/h_s se encuentre entre $1/5$ y $1/3$. Además, s , no deberá ser mayor que 0.5 veces el peralte efectivo ($s \leq d/2$);
- v. El espesor, t_s , máximo de las soleras será de 12.7 mm (1/2 pulg). El espesor de la solera será 3.18 mm (1/8 pulg) menor que el espesor del ángulo t_a ; como se muestra en la Figura 3.5.
- vi. La longitud l_s de la solera será igual al espacio libre entre los ángulos más la longitud del ala del ángulo. Por lo tanto, el cordón de soldadura en los extremos será igual al peralte de la solera más la longitud del ala.

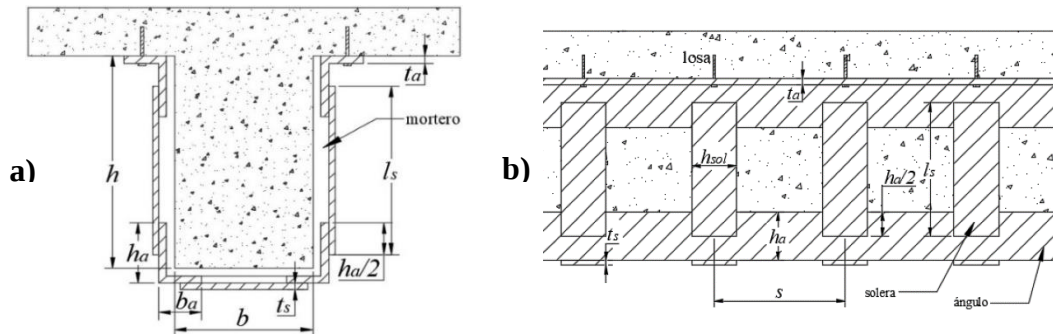


Figura 3.5: Encamisado con ángulos y soleras en vigas: a) sección transversal y b) sección longitudinal, adaptado de Alcocer et al. (2019).

3.3.3 Encamisado de nudos.

El encamisado de nudos se hace para incrementar su confinamiento y consecuentemente, su resistencia a corte y capacidad de deformación, éste tiene que ser continuo desde la columna superior a la inferior y parte de la viga. El encamisado de los nudos se compone de placas soldadas que cubren las distintas caras de la intersección entre la columna y la viga o losa, como se muestra en la figura 3.6. Todas las placas se deben unir al concreto por medio de resinas epóxicas o conectores con una profundidad de $1/3$ de la longitud menor de la sección transversal del elemento (viga o columna) o $1/2$ del peralte de la losa, la que resulte mayor, Alcocer et al. (2019).

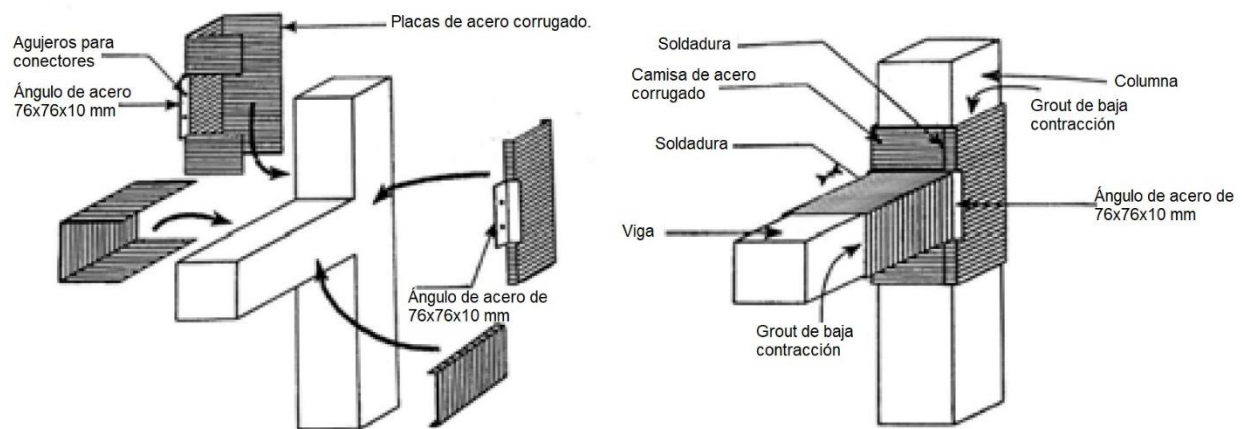


Figura 3.6: Propuesta del ensamble de placas en encamisado de nudo, retomado y adaptado de Alcocer et al. (2019).

3.4 Investigaciones teóricas, experimentales y analíticas.

A lo largo del desarrollo del presente trabajo de investigación, en búsqueda de la información relacionada al encamisado con ángulos, soleras y placas, he encontrado diversas investigaciones por lo que ha sido importante mencionarlas en este apartado.

La técnica del encamisado metálico a las columnas de concreto reforzado de sección rectangular confina al concreto de la columna debido a la sujeción lateral proporcionada por los ángulos en las esquinas. Sin embargo, una porción de la columna de concreto cerca de las soleras no está confinada directamente debido a la ausencia de la presión de confinamiento en estas zonas, como se indica en la Figura 3.7 *a* y *b*. Lo mismo sucede en la dirección longitudinal, entre solera y solera no hay un confinamiento directo Figura 3.7 *c*, siendo similar a los estribos del acero de refuerzo del modelo teórico de Mander *et al.* (1989), replanteado por Ranjan *et al.* (2009).

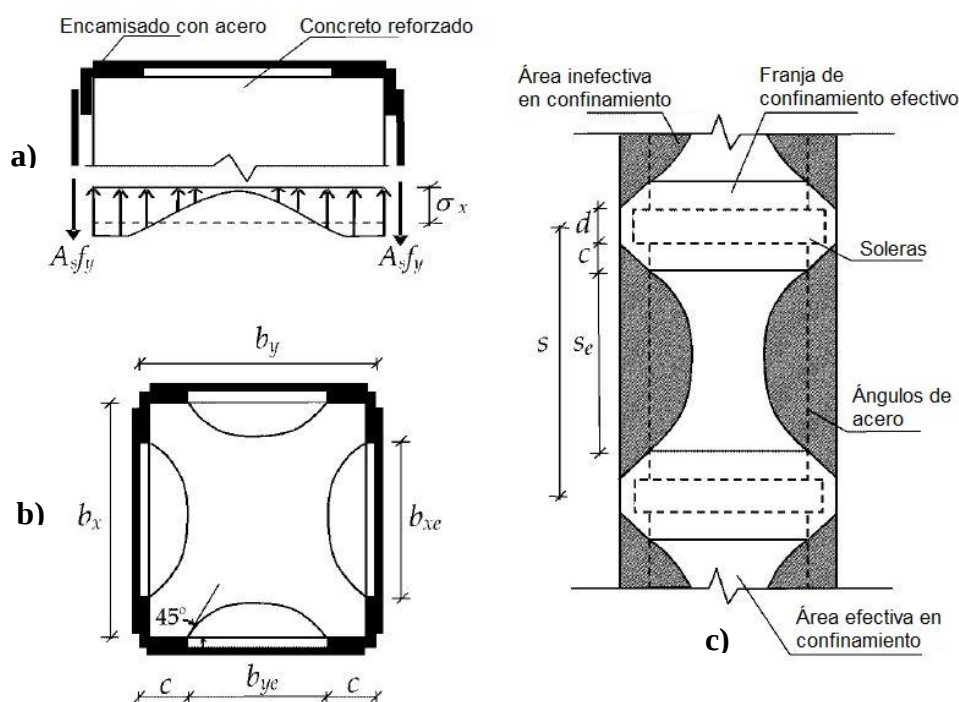


Figura 3.7: Confinamiento con encamisado metálico a la columna de concreto reforzado: *a)* equilibrio de fuerzas de confinamiento, *b)* confinamiento efectivo en planta y *c)* confinamiento efectivo en elevación.

Si se supone que se desarrolla una fuerza de tensión uniforme en las soleras, se puede determinar la presión de confinamiento promedio a lo largo de las direcciones x y y de la sección

transversal de la columna, y a partir del diagrama de equilibrio de medio cuerpo como se muestra en la Figura 3.7 a, se obtienen las siguientes expresiones:

$$\sigma_x = \frac{2 A_s f_y}{b_y s}$$

$$\sigma_y = \frac{2 A_s f_y}{b_x s}$$

Las áreas efectivas de confinamiento mostradas en las Figuras 3.7 a y b se pueden obtener suponiendo distribuciones parabólicas de los esfuerzos de confinamiento con arranques a 45°. A partir de las áreas efectivas de confinamiento y de los porcentajes de refuerzo transversal, pueden calcularse esfuerzos efectivos de confinamiento y, a partir de estos esfuerzos, el incremento de la resistencia a compresión del concreto debido a los esfuerzos efectivos de confinamiento. Los resultados se presentan en la Figura 3.8. En el eje horizontal inferior se localiza el esfuerzo efectivo de confinamiento en la dirección x, en el eje vertical izquierdo el esfuerzo efectivo en la dirección y, y en el eje horizontal superior, el incremento de esfuerzos resistentes de compresión del concreto en relación con la resistencia sin confinar f'_c . Las ecuaciones para calcular estos esfuerzos están incluidas de las NTC-Cconcreto-2017 (ecuaciones D 1.5 a D 1.14), por lo que no se reproducen en esta tesis.

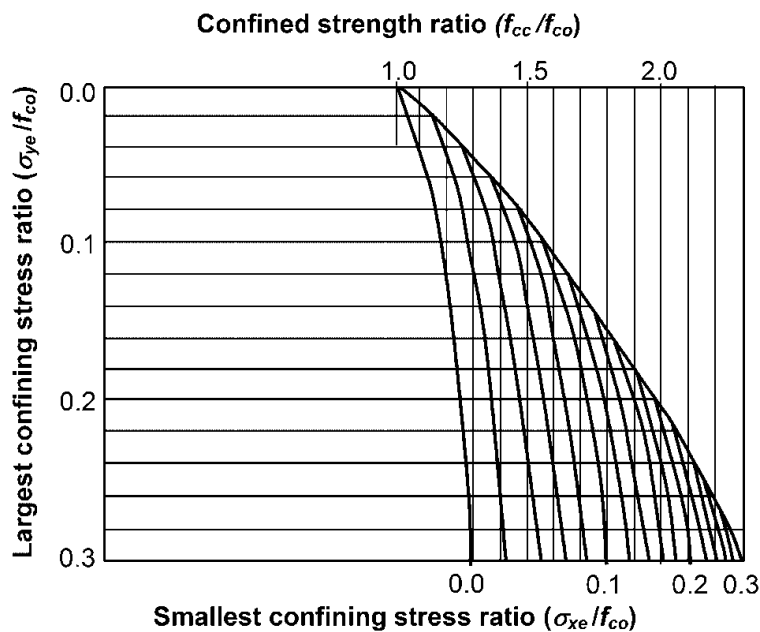


Figura 3.8: Relación de resistencia al confinamiento o factor de confinamiento, k , Mander et al. (1989).

De manera esquemática del confinamiento del concreto en sección transversal se aprecia en la Figura 3.9, por Di Trapani et al. (2020).

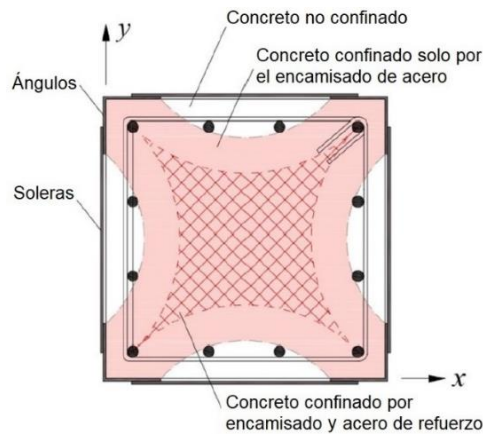


Figura 3.9: Zonas efectivamente confinadas por estribos y camisas de acero, adaptado de Di Trapani et al. (2020).

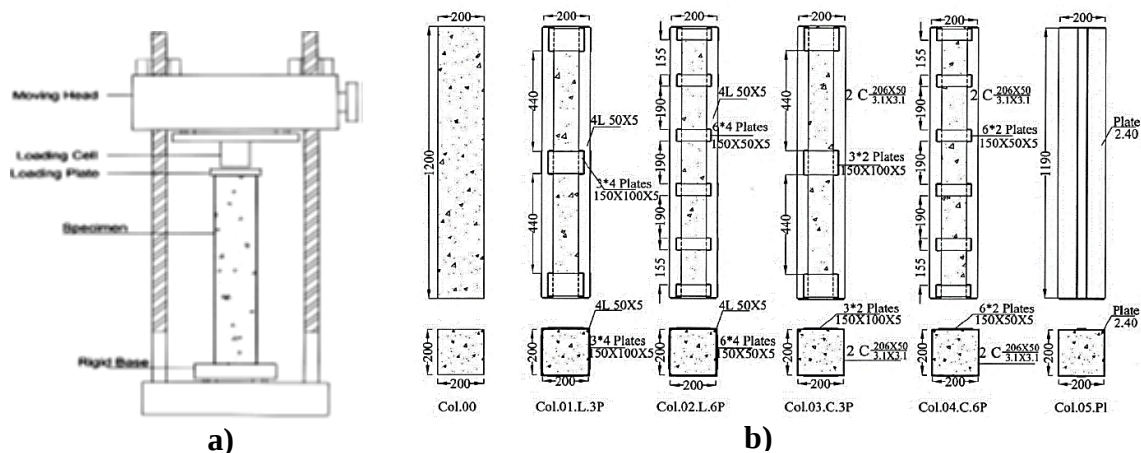


Figura 3.10: Ensayes de Belal et al. (2014): a) Vista esquemática de la configuración de prueba experimental y b) Dimensiones del tamaño y configuración del encamisado de acero.

Belal et al. (2014), realizaron un estudio experimental de siete especímenes de los cuales dos no se reforzaron y cinco sí. Estos últimos, se instrumentaron para obtener la capacidad de deformación y fuerza axial, como se muestra en la Figura 3.10 a, y tipo de encamisado en la Figura 3.10 b. Se demostró que las diferentes separaciones y tamaños de las soleras tienen un gran impacto tanto en la resistencia como en la capacidad de deformación de las columnas. Los especímenes se colocaron en la máquina de prueba entre la cabeza del gato hidráulico y el marco de acero. Los resultados de la capacidad resistente se muestran en la Figura 3.11.

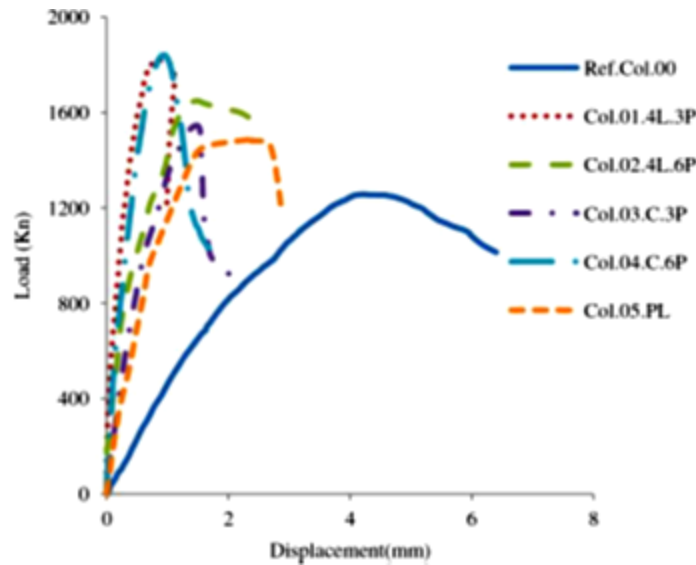


Figura 3.11: Curvas de capacidades de las pruebas experimentales de Belal et al. (2014).

Campione (2013) realizó estudios experimentales y analíticos considerando dos casos de configuraciones de cargas, uno en donde la carga axial es aplicada solo a la columna de concreto mientras que en el otro caso la carga se aplica axialmente a la columna con el encamisado de acero como se muestra en la Figura 3.12. Concluyeron que cuando se cargan juntos el encamisado y la columna de concreto, el elemento reforzado funciona como un miembro compuesto y existe un efecto de confinamientos debido a las presiones al encamisado en el momento de la aplicación de la fuerza axial. Se observó que no hay mucha diferencia entre los dos casos cuando se garantiza la adherencia, pero si depende mucho de las separaciones de las soleras, de acuerdo con los resultados mostrados de la curva de capacidad en la Figura 3.13.

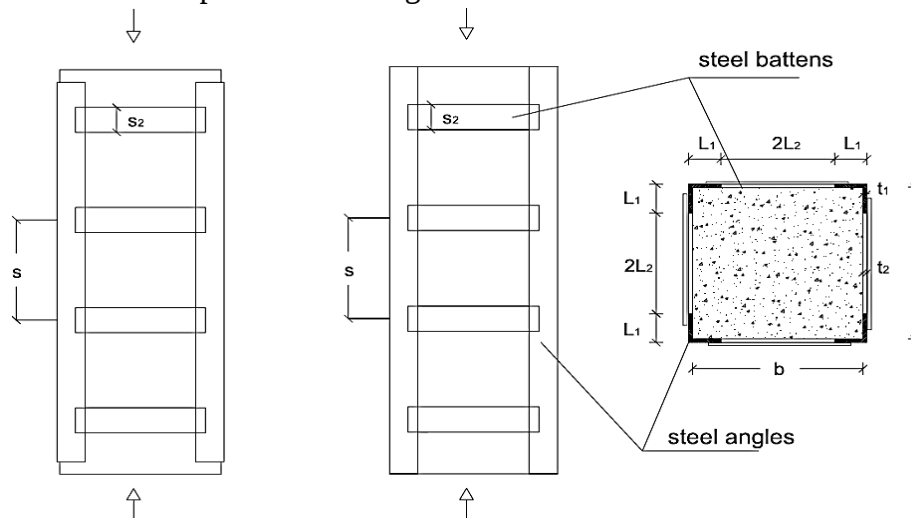


Figura 3.12: Casos de estudios de columnas encamisadas por Campione (2013): a) carga no directamente a los ángulos y b) carga directamente a los ángulos.

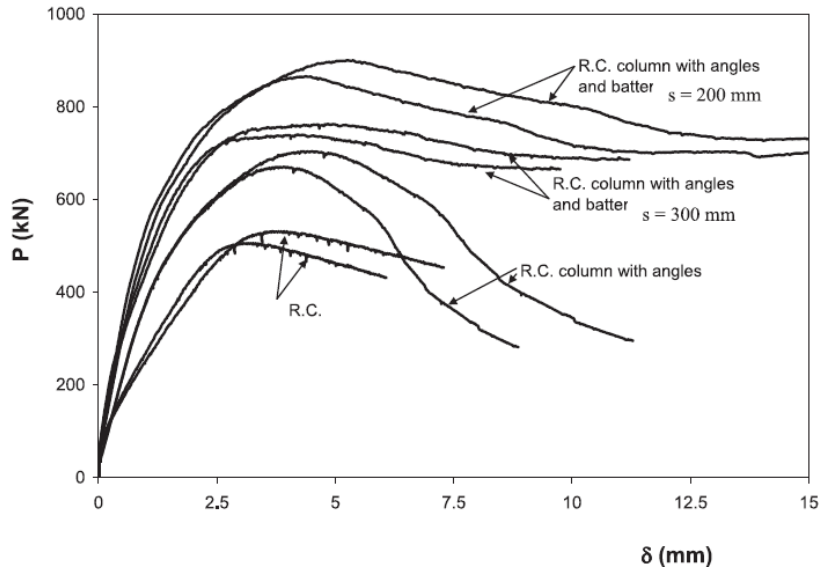


Figura 3.13: Curva de carga-deformación de los ensayos de Campione (2013), tomando en cuenta las separaciones de soleras.

Gonzales Cuevas *et al.* (2007) realizaron estudios experimentales a columnas con secciones transversales de 20x25 cm y altura de 150 cm, como se muestra en la Figura 3.14. El refuerzo longitudinal consistió en 4 varillas del No. 6 y los estribos fueron fabricados con varillas del No. 3. El objetivo fue determinar si el comportamiento de las columnas encamisadas era adecuado y si su resistencia a fuerza cortante se podía calcular con los procedimientos usuales. Los especímenes de ensaye se sometieron a flexocompresión, con cargas cíclicas y con inversión en el signo de la fuerza que producía flexión y fuerza cortante, con objeto de simular la acción de sismos.

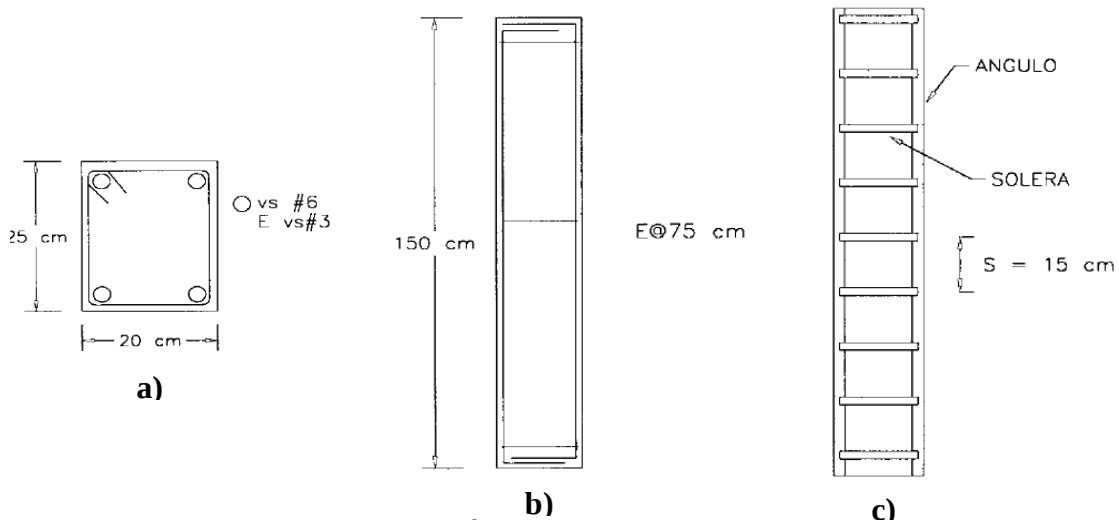


Figura 3.14: Elemento tipo; a) sección de la columna, b) elemento original y c) elemento encamisado, adaptado de González Cuevas (2007).

La investigación se dividió en tres series de ensayos. En la primera, se incluyeron como variables el tamaño de los ángulos y las soleras que constituían las camisas y cuatro diferentes procesos de colocación de los ángulos sobre las columnas: pegarlos con resina epóxica, presionarlos sobre las columnas y soldarles las soleras, combinar los dos procedimientos anteriores, y colocarlos sin presión y sin resina y después soldar las soleras. Teniendo las siguientes ocho combinaciones de las variables estudiadas:

- a) elemento con cuantía mínima, con presión y con resina
- b) elemento con cuantía mínima, con presión y sin resina
- c) elemento con cuantía mínima, sin presión y con resina
- d) elemento con cuantía mínima, sin presión y sin resina
- e) elemento con cuantía máxima, con presión y con resina
- f) elemento con cuantía máxima, con presión y sin resina
- g) elemento con cuantía máxima, sin presión y con resina
- h) elemento con cuantía máxima, sin presión y sin resina

Durante los ensayos primero se aplicó una carga axial de 15 ton, que corresponde al 15 por ciento de la resistencia a carga axial pura. Esta carga se mantuvo constante durante el ensaye, y posteriormente se aplicó la carga lateral en forma cíclica. En la Figura 3.15 se muestra las condiciones de ensayos de los especímenes.

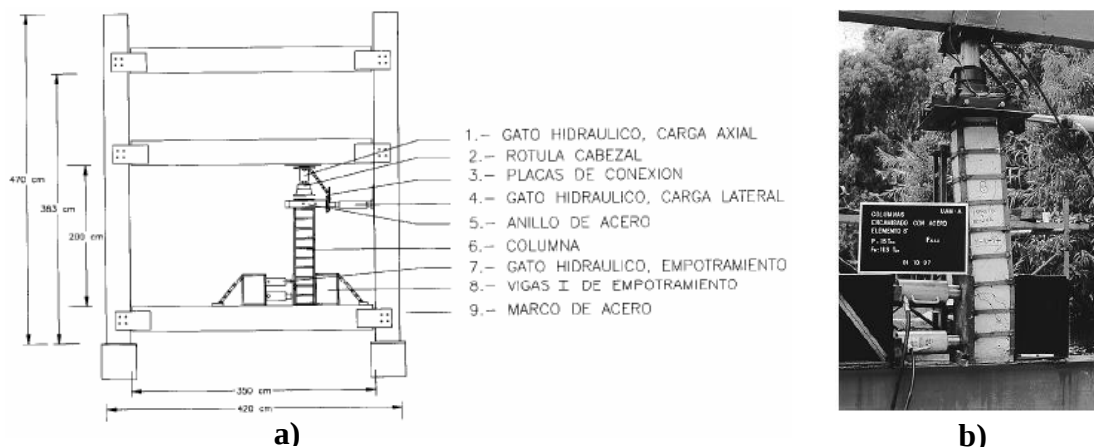


Figura 3.15: Configuración de prueba; a) marco de prueba y b) vista general de ensaye, adaptado de González Cuevas (2007).

Gonzales Cuevas *et al.* (2007) concluyeron que los diferentes procedimientos estudiados en su investigación, para encamisar columnas de concreto con ángulos longitudinales y soleras

transversales de acero, resultaron satisfactorios. Las resistencias a fuerza cortante de los especímenes ensayados con cargas cíclicas resultaron iguales o mayores que las calculadas con las ecuaciones de las NTC-Concreto-2004, considerando que las soleras transversales trabajan como si fuesen estribos interiores. Cuando no se usó resina epóxica para pegar los ángulos al concreto, se observaron deslizamientos entre las camisas y el concreto, aunque no se redujo la resistencia, pero sí se observó una mayor degradación de rigidez ante ciclos repetidos de carga en los especímenes sin resina. Se recomienda, por lo tanto, pegar los ángulos al concreto con resina epóxica siempre que sea posible. Las columnas encamisadas después de haber sufrido daños previos también alcanzaron resistencias a fuerza cortante mayores que las teóricas. Los daños previos consistieron en grietas inclinadas de aproximadamente 0.3 mm de ancho. Los autores recomendaron, por lo tanto, que las columnas que hayan sido dañadas por sismo, con daños similares a los que se estudiaron, se pueden reforzar con camisas de acero para incrementar su resistencia a fuerza cortante.

Alcocer y Jirsa, (1993) realizaron pruebas experimentales para evaluar la idoneidad del encamisado de elementos de marco no ductil, como tecnica de rehabilitacion. El proposito del trabajo fue estudiar al comportamiento de la fuerza cortante de las articulaciones con el encamisado con concreto reforzado. Se rehabilitaron y ensayaron cuatro conexiones de columna-viga-losa bajo carga ciclica bidireccional. Las características geometricas de los ensayes se muestra en la Figura 3.16.

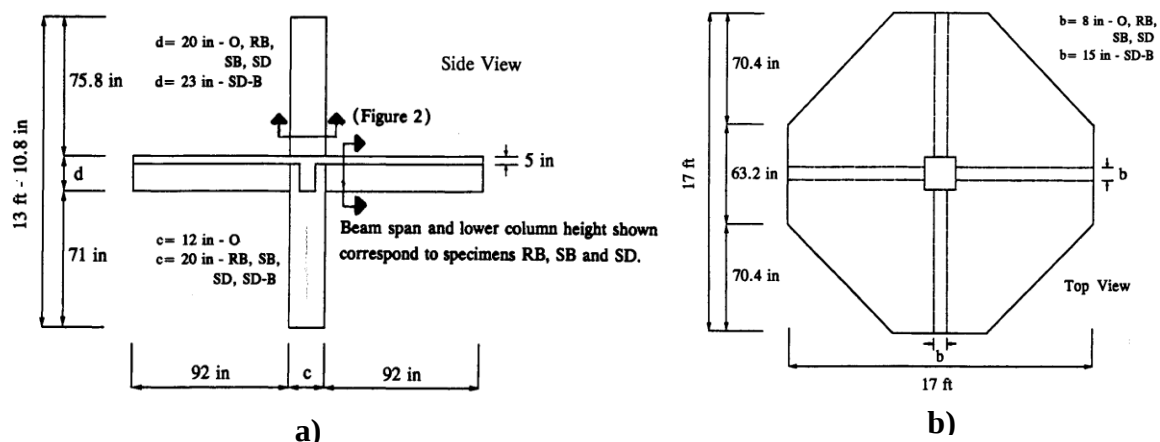


Figura 3.16: Características geométricas de especímenes; a) vista en corte y b) vista en planta, retomado de Jirsa y Alcocer (1993).

El encamisado de columnas fue continuo a través de la región de la articulación para mejorar las características de resistencia, rigidez y disipación de energía de todo el marco sismorresistente. Se utilizaron diferentes diseños de refuerzo longitudinal de columna y con ángulos. Para reducir el número de perforaciones de losa y facilitar la construcción en un caso se utilizaron barras agrupadas como se muestra en la Figura 3.17.

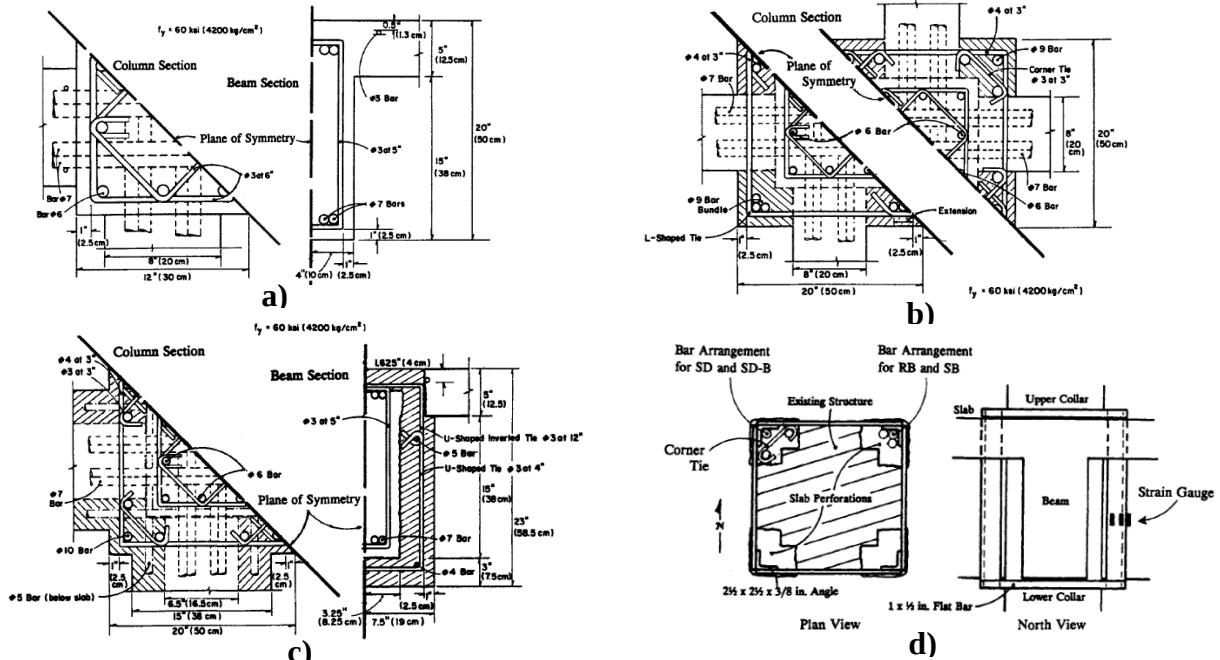


Figura 3.17: Encamisado de columnas; a) espécimen original (O), b) especímenes RB, SB y SD, c) espécimen SD-B y d) perforación y configuración de refuerzos en los nodos, adaptado de Jirsa y Alcocer (1993).

En la figura 3.18 se muestra la curva de capacidad de los resultados obtenidos en los ensayos de los especímenes, en el cual se observa un notorio incremento de resistencia en los especímenes encamisados.

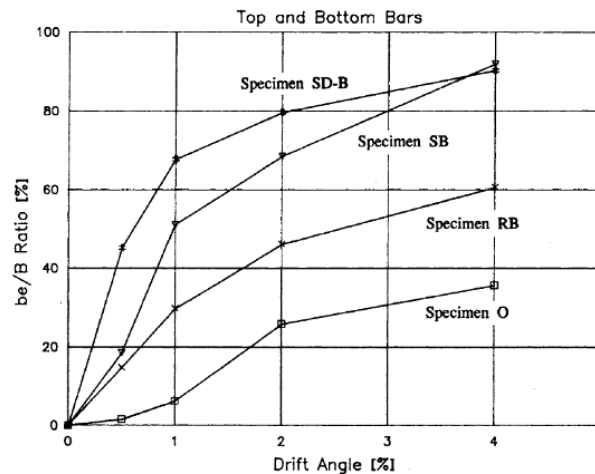


Figura 3.18: Curvas de Capacidad de los casos de estudios de Jirsa y Alcocer (1993).

3.5 Continuidades del sistema de refuerzo metálico en el sistema de piso.

De acuerdo con la información recopilada con diversos diseñadores y estructuristas en la Ciudad de México, durante el desarrollo de este trabajo, aun no se tiene la total certidumbre del comportamiento de las diversas configuraciones de las continuidades de ángulos, barras y el empleo de placas en interferencia con el sistema de piso. Por lo que a continuación, se describen los casos más comunes, que más adelante serán analizados con el método de elementos finitos para averiguar el comportamiento de cada uno:

- 1) Continuidad de ángulos y soleras.
- 2) Continuidad con barras (varillas).
- 3) Sin Continuidad, solo placas en extremos.

Cabe resaltar también que, la información encontrada en los diversos trabajos de investigaciones, no hay casos particulares, que sea prototipo para investigar los casos de un sistema con diversos elementos estructurales, como es el caso de losa, vigas y columnas. Sin embargo, existen diversos trabajos de investigación para el estudio de columnas y vigas, con enfoque a un solo elemento estructural.

A continuación, se describen las configuraciones típicas de los detalles en la intersección de vigas y columnas con la losa.

3.5.1 Refuerzos con ángulos continuos.

Consiste en perforar la losa para darle continuidad a los ángulos en las esquinas de las columnas como se muestra en la Figura 3.19, se tiene que seguir el procedimiento general para colocar los refuerzos del encamisado a lo largo de la columna. Los procedimientos para este caso son los siguientes.

1. Perforar la losa según la posición de continuidad de ángulos sin exceder los 5 cm de las dimensiones alrededor del dicho ángulo.
2. Pasar los ángulos de continuidad por la losa.
3. Soldar las placas de confinamiento con los ángulos.
4. Rellenar con epóxico o algún estabilizador de volumen en la zona de perforación de la losa.
5. Colocar las placas extremas para confinar a los nodos, aplicar soldaduras según como se indique en los planos estructurales de construcción.

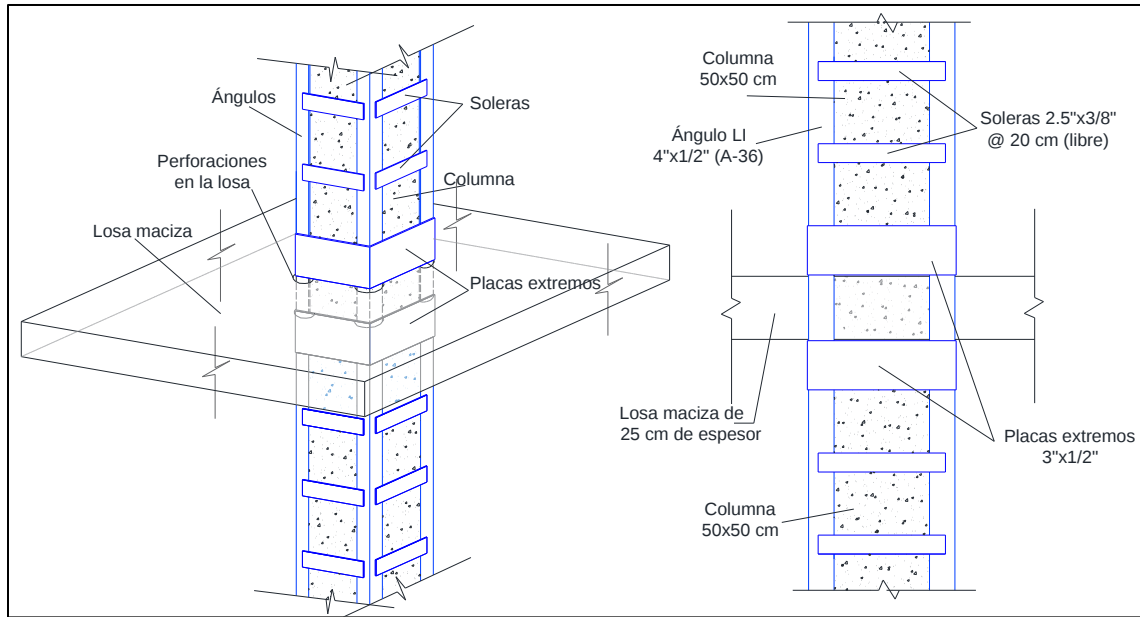


Figura 3.19: Continuidad de ángulos en el sistema de piso mediante perforaciones.

Cabe mencionar que esta técnica es una de las prácticas comunes en campo, y de esta manera no se interrumpe en ningún momento el sistema de refuerzo, aunque puede haber complicaciones durante la perforación del sistema de piso, por presencia del acero de refuerzo de la losa o de vigas, si el trabajo es manual resulta ser tedioso, pero esto garantiza que se mantenga las mismas condiciones de hiperestaticidad, es decir mientras mayor sea su homogeneidad de configuraciones mayor será su ductilidad y mejor comportamiento ante las cargas laterales (García Jarque, 2020).

3.5.2 Continuidad con barras (varillas).

Consiste en taladrar la losa de forma mecánica o manual, en la zona donde se determine que se atraviesen las varillas. Es recomendable que las barras coincidan con los ángulos de refuerzo, para evitar excentricidades como se muestra en la Figura 3.20, y siguiendo los siguientes procedimientos:

1. Perforar a la losa según la posición de continuidad de las varillas, considerando que estos se conectarán con la placa de confinamiento en los extremos de la columna.
2. Soldar las placas extremas de confinamiento sobre los ángulos como se muestra en la figura.
3. Los espacios existentes entre la columna y las placas se rellenarán con mortero epóxico.

4. Pasar las barras (varillas) especificadas según lo indicado en los detalles de las especificaciones.
5. Soldar las varillas con la placa de confinamiento, evitando el sobrecalentamiento de los elementos metálicos y evitar quemar el mortero epóxico.

Es recomendable usar varillas de mayor diámetro, debido a que en este tipo de elementos de acero, tienden a experimentar efectos de esbeltez, y por ende a sufrir pandeo, con ello reduce su eficiencia de trabajo.

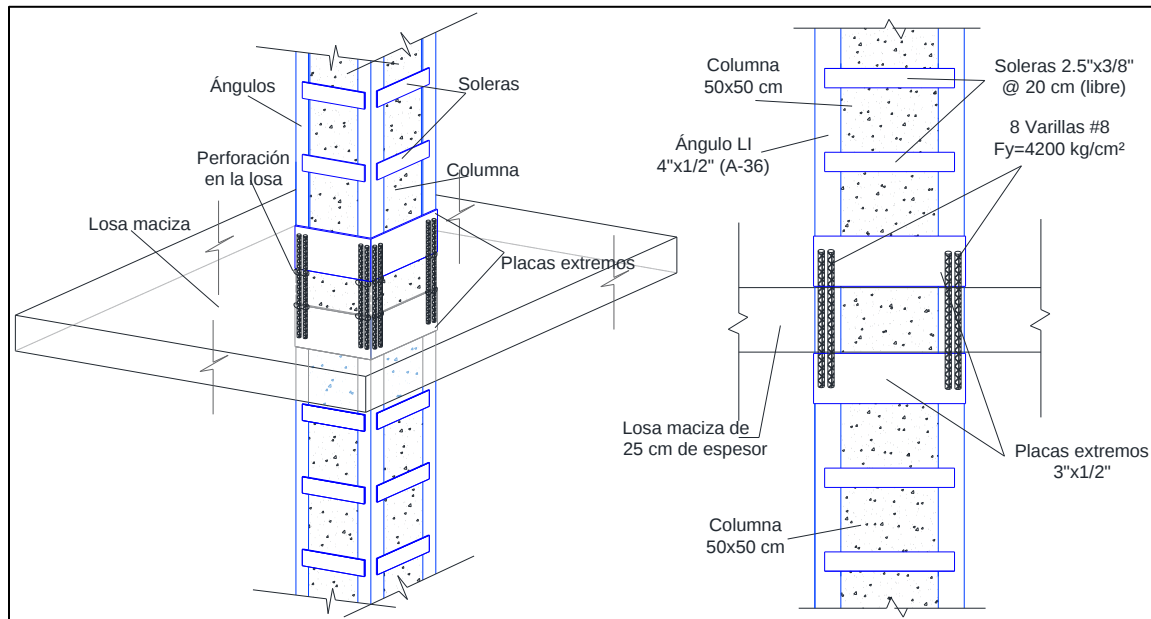


Figura 3.20: Continuidad de refuerzos de columnas con varillas atravesadas en la losa.

3.5.3 Sin Continuidad, solo placas.

En este caso, los refuerzos de la columna, se conectan con las placas, mismas que van unidas a la losa con epóxico, no se le dan ninguna continuidad a la losa más que solo con la adherencia de las placas a la losa, como se muestra en la figura 3.21 y figura 3.22, los procedimientos particulares para este caso son:

1. Escarificar parte de la losa en la zona donde se unirán las placas con epóxico, a una profundidad de 5 mm.
2. Encamisar la columna con ángulos y soleras hasta al tope con la losa, siguiendo las recomendaciones generales.
3. Colocar mortero epóxico en la zona donde se colocarán las placas sobre la losa, siguiendo las recomendaciones del fabricante según su ficha técnica

4. Colocar las placas sobre la losa en cuando el mortero epóxico garantice la adherencia entre la losa y el acero.
5. Soldar las uniones de las placas, evitando el sobrecalentamiento y evitar quemar el epóxico.
6. Colocar y soldar las placas de confinamiento en los extremos de las columnas.
7. Rellenar con mortero epóxico en los espacios entre las placas y columna, siguiendo las recomendaciones del fabricante según su ficha técnica.

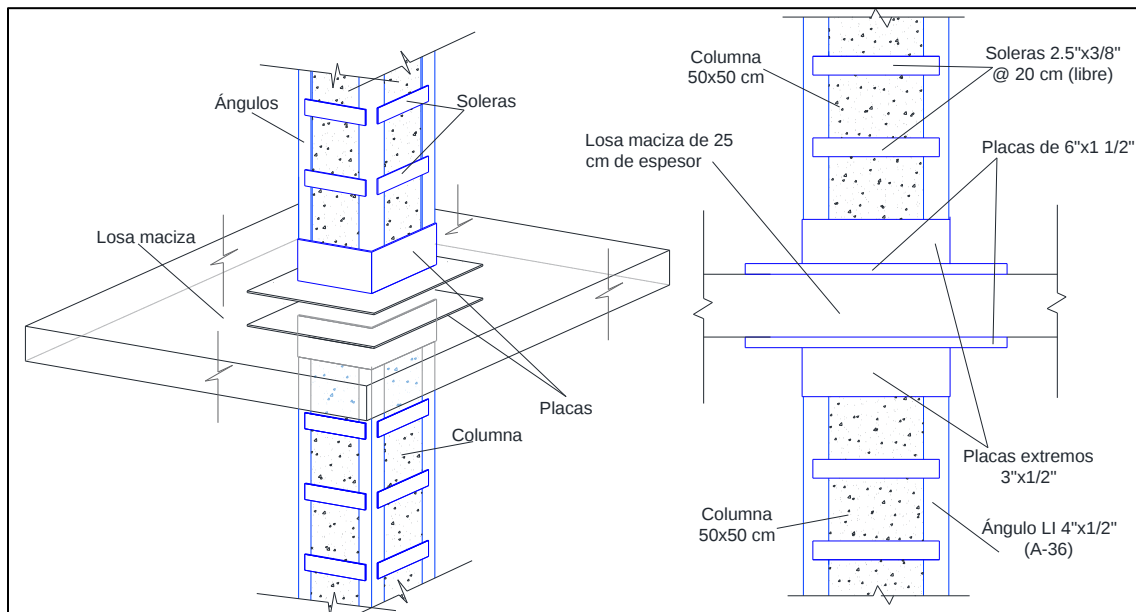


Figura 3.21: Unión del sistema de refuerzo con las placas y la losa.

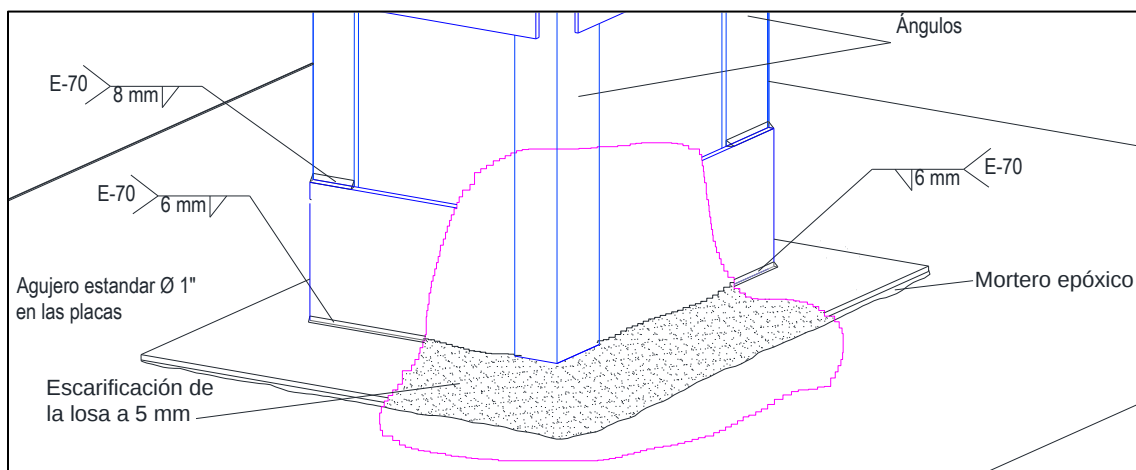


Figura 3.22: Detalles de la soldadura en la zona de colocación de las placas.

4. DEFINICIÓN DE LA ESTRUCTURA PROTOTIPO.

4.1 Elección de la Estructura.

La elección de la estructura prototipo debe ser congruente con el objetivo del estudio, ya que las estructuras que se suelen encamisar con acero son las de concreto reforzado para mejorar su comportamiento sísmico y se definió un espécimen de este tipo, que pudiera ser estudiado de manera numérica, simulándolo en algún software comercial de elementos finitos. Con diferentes sistemas de continuidad del refuerzo al atravesar las losas. También se tuvo en cuenta que, en un trabajo futuro, pudiera ser reproducido en un laboratorio para estudios experimentales.

De acuerdo con el trabajo de Gómez Bernal *et al.* (2020), las estadísticas de los edificios dañados en la Ciudad de México por el sismo del 17 de septiembre de 2017, en el inventario de la base de datos desarrollado por el área de Estructuras de la Universidad Autónoma Metropolitana-Azcapotzalco (UAM-A) y otras dependencias, se registraron 1094 edificios con algún tipo de daño, de los cuales 303 (28%) se clasificaron con Grado de Daños Importantes (GD 3-5) y 791(72%) con daño menor (GD1-2), como se muestra en la Figura 4.1a.

De las 303 edificaciones con Grado de Daños Importantes, 159 tenían estructura de concreto reforzado, 97 de mampostería, 40 estructura mixta de concreto y mampostería, y 7 de acero estructural. De las 159 de concreto reforzado, 107 son a base de columnas y losas planas.

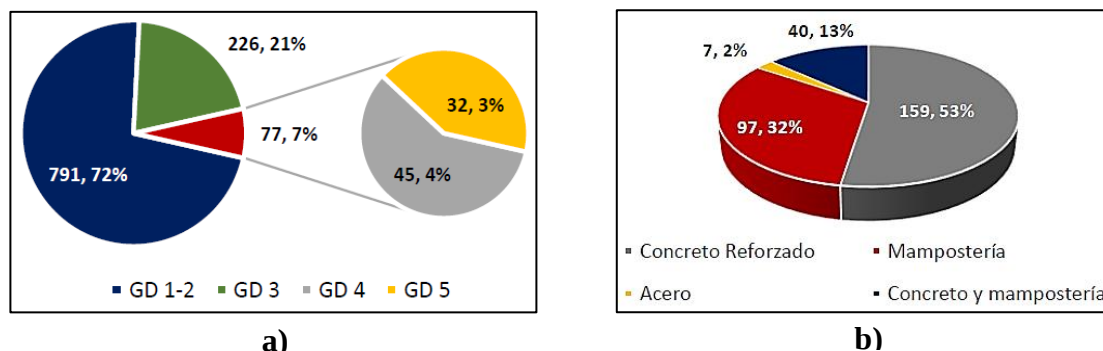


Figura 4.1: Daños en edificaciones: a) Clasificación de daños y b) Estadística de daños según su sistema estructural. Gómez Bernal *et al.* (2020).

Teniendo en cuenta los datos anteriores, se decidió estudiar una estructura con columnas de concreto reforzado y losas planas aligeradas, con dos versiones de la Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México, la de 2004 y la de 2017.

4.2 Criterios y Consideraciones Generales.

Uno de los objetivos de este trabajo de investigación consiste en diseñar una estructura prototipo con las disposiciones y criterios establecidos en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal 2004 (NTC-2004) y posteriormente, revisar la misma estructura con lo que se establece en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México 2017 (NTC-2017), cuyas disposiciones son más rigurosas y en caso de que no se cumpliesen estas últimas, proponer un sistema de refuerzo de los elementos estructurales con encamisado metálico (ángulos, soleras y placas), para lograr su cumplimiento. Era de esperarse que no se pudiese cumplir con las NTC 2017, ya que hay un notorio cambio en el análisis y diseño de las estructuras de concreto reforzado con losas planas entre las dos versiones de las NTC.

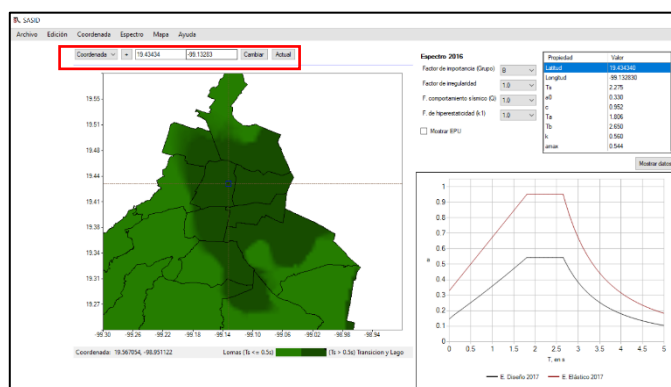
Por mencionar algunos de estos cambios, en las NTC-2004 de Sismos, se tiene que emplear la Tabla 3.1 de la Figura 4.2, de acuerdo al tipo de Zona de la construcción, para definir los valores de los parámetros del espectro de aceleraciones, mientras que en las NTC-Sismos-2017 se dispone del Programa del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), en el cual basta ingresar las coordenadas geográficas o dirección del predio de interés, con los factores correspondientes, para obtener de forma automática los espectros elástico y de diseño, como se muestra en la Figura 4.2.

Tabla 3.1 Valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones

Zona	c	a_0	T_a ¹	T_b ¹	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

¹ Periodos en segundos

a)



b)

Figura 4.2: Definición de los valores de los parámetros para calcular los espectros de aceleraciones: a) NTC-2004 y b) NTC-2017.

De igual forma en las NTC-2004, se definen las zonas geotécnicas en I, II, III_a, III_b, III_c y III_d, habiendo zonas que no contaban con estudios suficientes para su determinación, mientras que en las NTC-2017, solo se definen tres zonas (I, II y III), de las cuales la zona I, corresponde a las

lomas formadas por rocas o suelos firmes, la Zona II, a la de transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, y la Zona III, a la lacustre, integrada por potentes depósitos de arcillas altamente compresible, como se muestra en la Figura 4.3.

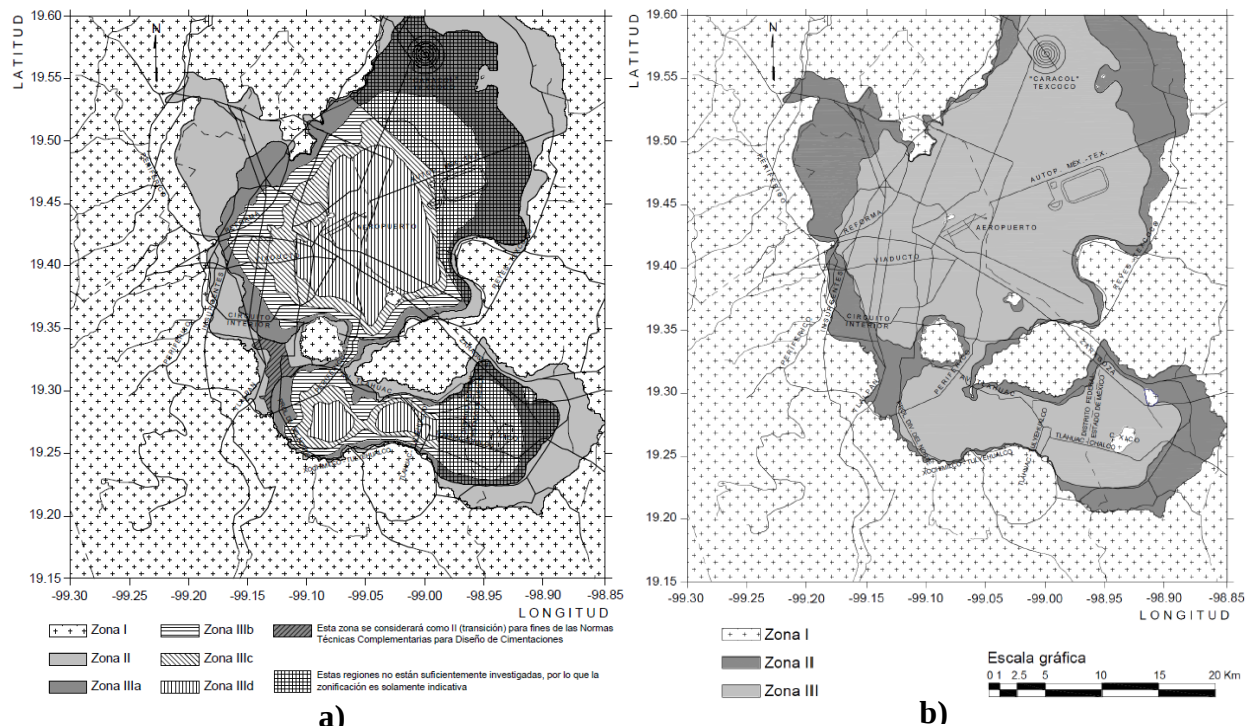


Figura 4.3: Zonificación geotécnica de la Ciudad de México: a) NTC-2004 y b) NTC-2017.

En cuestiones de revisiones de los desplazamientos laterales, en las NTC-2004, en los criterios generales para diseño por sismo se considera que para estructuras ubicadas en las zonas II y III, es factible aplicar el método de análisis del Apéndice A. De dicho capítulo, para el factor de comportamiento sísmico Q , cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, se empleará $Q=2$ y las distorsiones permisibles de entrepiso al sistema estructural con losas planas es igual a 0.015, como se muestra en la Figura 4.4.

Referente a los factores de comportamiento sísmico y distorsiones permisibles de entrepisos de acuerdo con lo establecido en la NTC-2017, para la estructuración del sistema de columnas de concreto interconectadas con losas planas, para este sistema hay un notable cambio entre las dos versiones de la normatividad, por ser de ductilidad baja se le puede considerar un factor de comportamiento sísmico de $Q=1$ y las distorsiones permisibles de entrepiso $\gamma_{max}=0.005$, como se muestra en la Figura 4.5, por mencionar algunos de los cambios notorios.

Tabla A.1 Distorsiones permisibles de entrepiso	
Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q = 3 ó 4)	0.030
Marcos dúctiles de acero (Q = 3 ó 4)	0.030
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q = 1 ó 2)	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015

Figura 4.4: *Distorsiones permisibles de acuerdo con lo establecido en la NTC-2004.*

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
Marcos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Baja	----	2.0	0.015
Sistema de columnas de concreto interconectadas con losas planas	Baja	----	1.0	0.005

Figura 4.5: *Factor de comportamiento sísmico y distorsiones permisibles en la NTC-2017.*

4.3 Ubicación de la estructura.

Definir el tipo y las características del suelo en donde se ubica la estructura es muy importante, ya que la velocidad con que se propagan las ondas sísmicas y los parámetros que definen el espectro de aceleraciones dependen directamente del medio que atraviesen.

Para lograr el objetivo planteado en el primer párrafo de la sección 4.2 de esta tesis, fue necesario seguir un procedimiento de aproximaciones sucesivas de la siguiente manera:

- Se seleccionaba una ubicación del predio y se calculaban las acciones sísmicas correspondientes a las NTC 2004.
- Con las acciones sísmicas calculadas en a) y las acciones gravitacionales correspondientes, se analizaba y diseñaba una estructura de columnas y losa plana que cumpliera con los desplazamientos y resistencias especificados en las NTC-2004.
- Después se calculaban las acciones sísmicas correspondientes a las NTC-2017 para esa misma ubicación y se combinaban con las gravitacionales.
- Se revisaba la estructura con estas nuevas acciones y se verificaba si se cumplían los requisitos de desplazamientos y resistencias de las NTC-2017, lo cual normalmente no sucedía por ser más estrictas las NTC-2017.
- Si no se cumplían los requisitos de la NTC-2017, se diseñaba un sistema de refuerzo a base de encamisado de columnas y vigas. Si este sistema se podía lograr con tamaños y

separaciones que cumpliesen con lo recomendado en la Sección 3.3 de esta tesis, el objetivo estaba cumplido.

- f) Si no se cumplía el objetivo, se planteaba una nueva ubicación del predio y se repetía el procedimiento. Se buscaba que con la nueva ubicación no fuesen tan diferentes las acciones sísmicas calculadas con las NTC-2004 y NTC-2017.

Cabe destacar que fue necesario hacer el ejercicio con un buen número de aproximaciones hasta lograr el objetivo buscado. Cada aproximación requería análisis y diseños completos por lo que se invirtió un tiempo importante del proyecto de investigación en este tema. Finalmente se ubicó la estructura prototipo en estudio en un predio ubicado en la Colonia Noche Buena de la Alcaldía Benito Juárez, correspondiente a la zona geotécnica II, de acuerdo con lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias 2017 (NTC 2017), como se muestra en la Figura 4.6

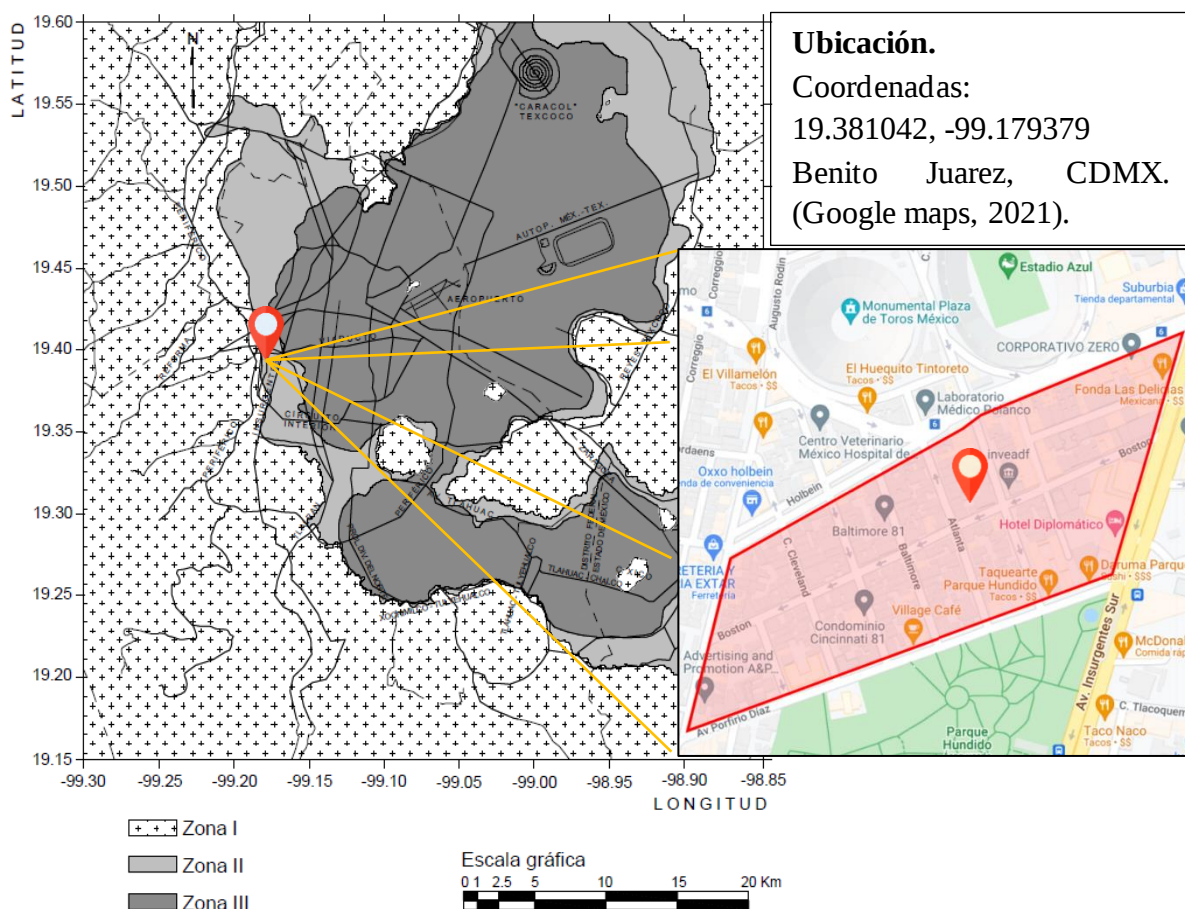


Figura 4.6: Ubicación de la estructura y zonificación geotécnica (NTC-2017).

Comúnmente, en la práctica profesional, cuando los encamisados resultan muy pesados, se combinan con algún sistema de contravientos para aumentar la resistencia y la rigidez lateral de la estructura. Sin embargo, para este trabajo, era importante tener únicamente el sistema de encamisado y así es como el actual estudio está concebido.

4.4 Características de la Estructura.

4.4.1 Requisitos Generales para Losas Aligerada.

Se revisaron los requisitos generales establecidos en ambas versiones de las NTC (2004 y 2017), relacionados con las características geométricas de las losas planas aligeradas. Se encontró que no hay variaciones como se muestra en la tabla 4.1, por lo que con base en estos criterios, se definieron las dimensiones de los elementos estructurales de la estructura prototipo.

Tabla 4.1: Requisitos generales para elementos de losa aligeradas (NTC-2004 y NTC-2017).

Elementos	NTC-2004	NTC-2017
Ancho de zona maciza a paño de columna	> 2.5 h	> 2.5 h
Nervaduras principales	> b=250 mm	> b=250 mm
Nervaduras adyacentes	> b=200 mm	> b=200 mm
Nervaduras secundarias	> b=100 mm	> b=100 mm
Firme de compresión	> h=50 mm	> h=50 mm

Descripción de los elementos de la losa plana aligerada con nervaduras:

- *Zona maciza.* La zona maciza adyacente a cada columna tendrá una dimensión de al menos 2.5h, medida desde el paño de la columna o el borde del capitel.
- *Nervaduras primarias.* Las nervaduras primarias son suministradas en los ejes de las columnas, con anchos mínimos de 25 cm.
- *Nervaduras adyacentes.* Son nervaduras adyacentes a los ejes de columnas, estas tienen una medida de por lo menos 20 cm de ancho.
- *Nervaduras secundarias.* Estas son las nervaduras restantes a las antes mencionadas, deben de tener un ancho de al menos de 10 cm.
- *Firme de compresión.* En la zona superior de la losa habrá un firme de espesor no menor de 5 cm, monolítico con las nervaduras y que sea parte integral de la losa, este firme o capa

maciza debe ser capaz de soportar, como mínimo, una carga de 1 000 kg en un área de 100x100 mm, actuando en la posición más desfavorable.

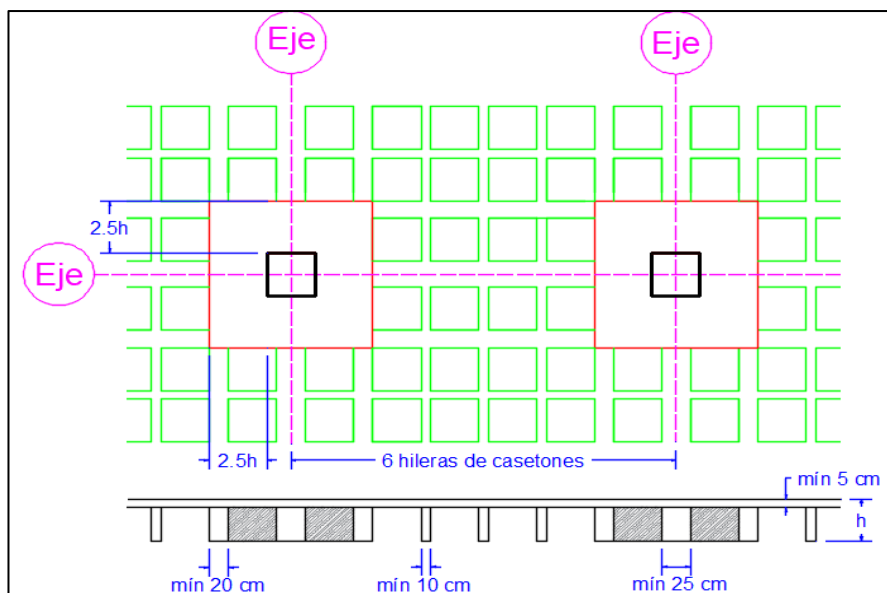


Figura 4.7: Requisitos geométricos para losas planas aligeradas (NTC-2004 y NTC-2017).

4.4.2 Tipo de Uso.

La estructura en estudio se propone para oficinas; con ello se definen las cargas del edificio.

4.4.3 Descripción de la Estructura.

Es un conjunto de dos edificios de concreto reforzado con sistema de losa plana aligerada, con un cuerpo intermedio que aloja las escaleras. Cada uno consta de tres niveles; el primero tiene una altura de entrepisos de 3500 mm y los otros dos una altura de 3200 mm. Las columnas de concreto reforzado son de 550x550 mm.

Las escaleras del edificio están conformadas de un cuerpo independiente, con separaciones con el conjunto de edificios, usando junta constructiva para los accesos en los niveles de entrepisos, como se aprecia en la Figura 4.8. La losa aligerada tiene un espesor de 300 mm, compuesta con casetones, nervaduras y capiteles.

Las zonas macizas tienen dimensiones de 2050x2050 mm, los casetones de 600x600 mm para aligerar al sistema de piso, las vigas principales son de 350x300 mm, las vigas adyacentes son de 250x300 mm y el resto de las nervaduras son de 100x300 mm, como se muestra en detalles en la Figura 4.9.

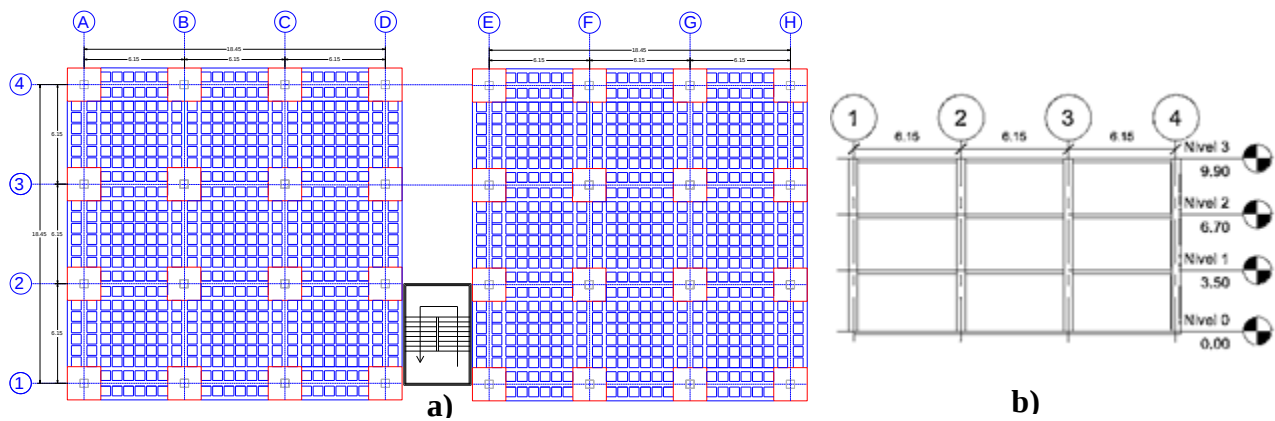


Figura 4.8: Edificios prototipos en estudio: a) vista en planta y b) vista en elevaciones.

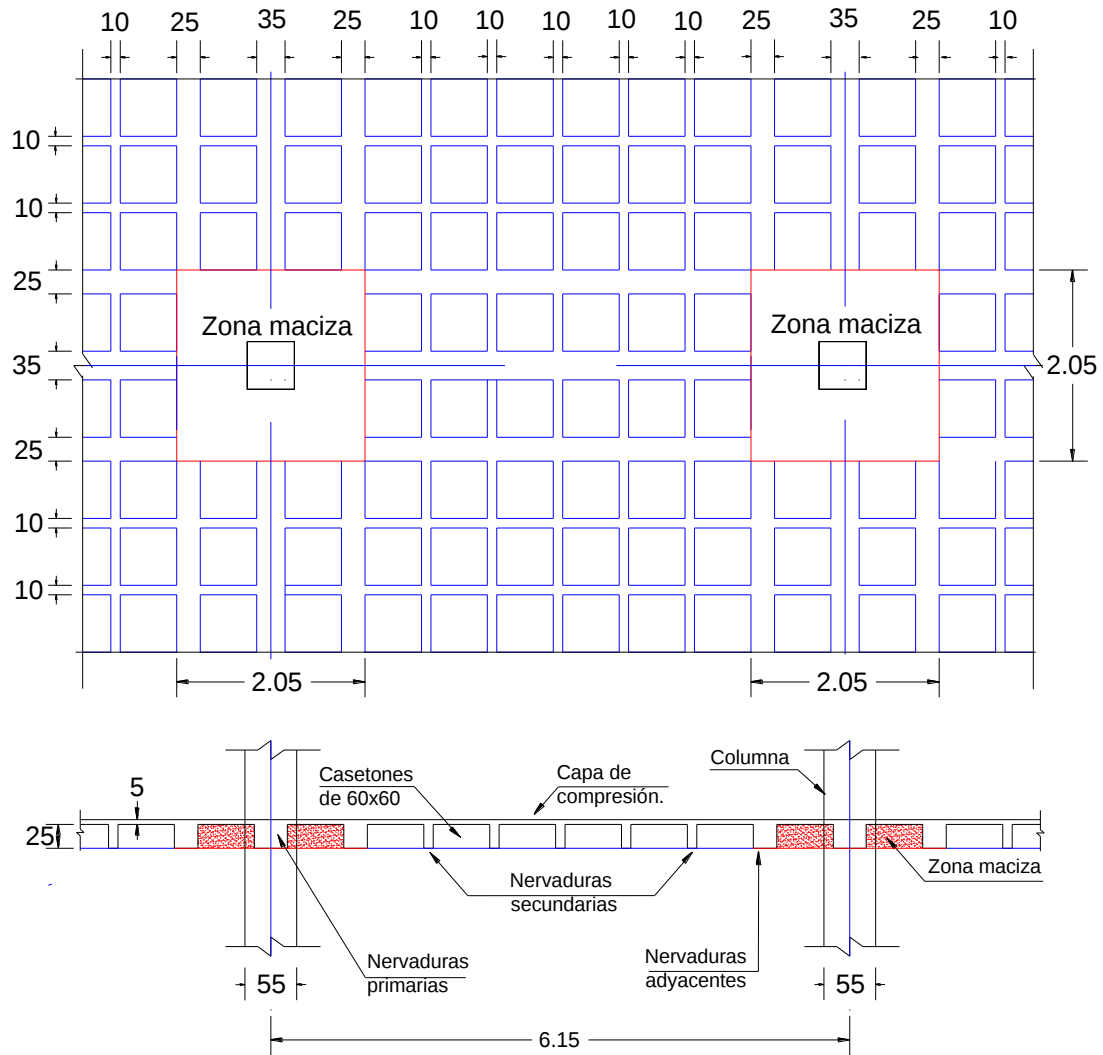


Figura 4.9: Dimensiones de los elementos de la losa plana aligerada.

4.5 Modelo de análisis.

Con la definición de la ubicación y características de la estructura, para construir el modelo de análisis estructural se empleó el software comercial ETABS v19, producto de la empresa CSI (Computer & Structural Inc [CSI], 2019), uno de los más usado en la práctica profesional para dimensionar y diseñar edificios.

Hay varias consideraciones que se deben de tomar en cuenta para representar adecuadamente la estructura en el modelo analítico, empezando con las propiedades de los materiales, las secciones, la geometría del modelo, los diafragmas, zonas de rigidez en los nudos, por mencionar algunos de los aspectos importantes. Las propiedades mecánicas de los materiales usadas en el diseño fueron las siguientes:

Concreto:

- Esfuerzo de compresión $f'_c=300 \text{ kg/cm}^2$.
- Módulo de elasticidad $E_c=244\,487 \text{ kg/cm}^2$.
- Peso Volumétrico $\gamma_c = 2400 \text{ kg/cm}^3$.

Acero de refuerzo:

- Esfuerzo de fluencia, $F_y=4\,200 \text{ kg/cm}^2$.
- Módulo de elasticidad $E=2\,040\,000 \text{ kg/cm}^2$.

En el modelo de análisis en ETABS, las dimensiones de las secciones se propusieron de tal forma que éstas cumplieran con los requisitos de desplazamientos y resistencias, establecidos en las NTC-2004, pero teniendo en cuenta que, al proponer el sistema de refuerzo con ángulos y soleras, se cumpliera con lo establecido en las NTC-2017.

La revisión por desplazamientos de una estructura con elementos encamisado en el ETABS, consistió de una tarea compleja, debido a que se buscó un método que definiera la propiedad equivalente de la sección para asignarlo en el programa, en este caso se empleó el método de la sección transformada agrietada, definiendo un eje neutro de la sección y tomándose en cuenta la contribución del concreto en compresión, siendo explicado más adelante.

El cuerpo de las escaleras está separado de los edificios, y éstos son iguales, basta con analizar uno, por lo que el modelo en ETABS resultante se muestra en la Figura 4.10.

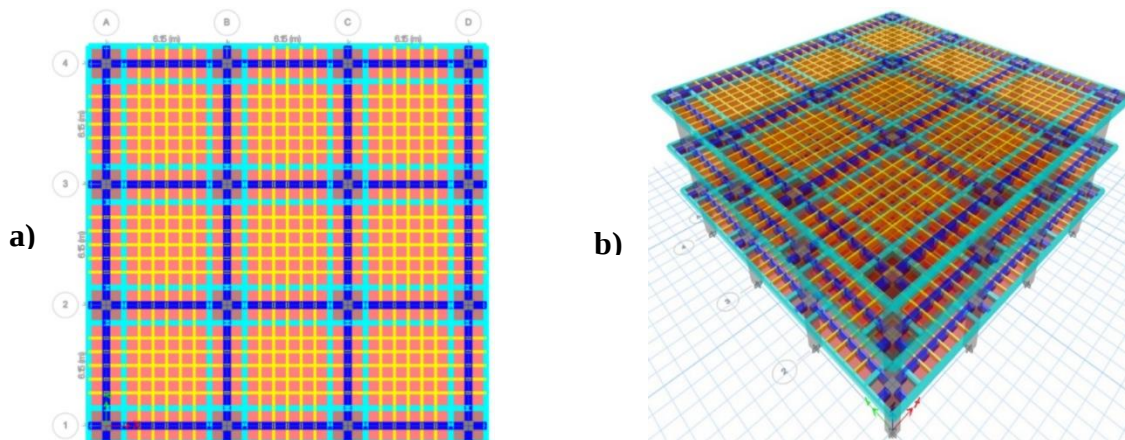


Figura 4.10: Modelo numérico en ETABS: a) vista en planta y b) vista en tres dimensiones.

En el caso del comportamiento de la losa ante las cargas laterales, Tena Colunga (2020), señala que el comportamiento de una losa reticular puede acercarse más al de un diafragma rígido o al de uno flexible, dependiendo de que tanto se alejen de las hipótesis de diafragma rígido, destaca también que la relación de aspecto, la estructuración ante las cargas laterales y la regularidad juegan un papel importante para su valoración como diafragma rígido o flexible.

Teóricamente un diafragma rígido es aquel que es indeformable ante las cargas laterales y por ello transmite todos los movimientos de cuerpo rígido, en cambio el diafragma flexible admite grandes deformaciones laterales en el plano como se muestra en la figura 4.11. En un modelo tridimensional de análisis es muy importante modelar adecuadamente al sistema de piso con la hipótesis adecuada, dado que éstos transfieren las cargas verticales y horizontales a los distintos elementos estructurales como vigas, columnas, muros y contraventeos.

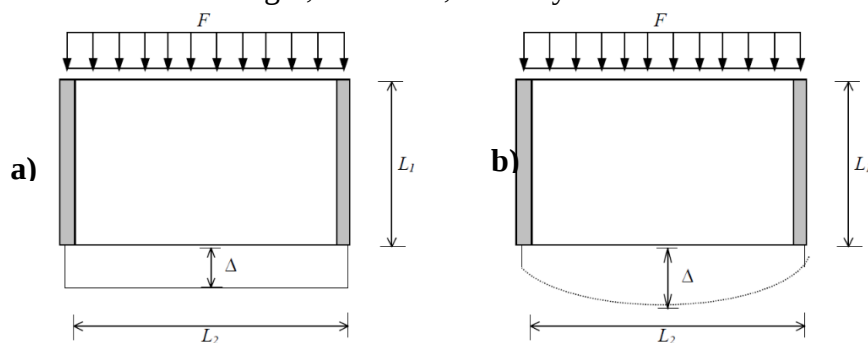


Figura 4.11: Hipótesis sobre la deformación de losas ante cargas laterales: a) diafragma rígido y b) Diafragma flexible, de Tena Colunga (2020).

Teniendo en cuenta la consideración de un diafragma semirrígido para el sistema de piso, además de que es una estructura regular, sin aberturas en la losa y ésta trabaja en dos direcciones y tiene un espesor considerable, en el programa de análisis ETABS, se aprovechó que el mismo tiene esta opción de modelado de este tipo de sistema de piso, como se aprecia en la Figura 4.12. Sin embargo, no hubo variaciones significativas en la estructura al momento de utilizar una diafragma rígida y otra con diafragma semirrígida en los resultados de los desplazamientos de entrepisos y periodos de la estructura, por lo que se decidió que para el resto de los análisis del desarrollo del trabajo de investigación se empleara la hipótesis de diafragma rígido

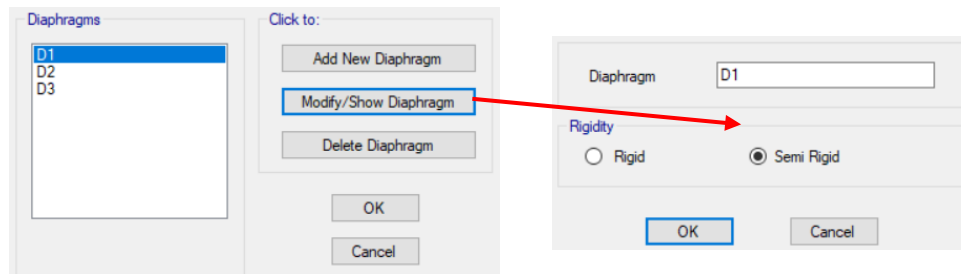


Figura 4.12: Opción de diafragma rígido o flexible en el ETABS v19. (CSI, 2019).

En el modelo de análisis se consideran los efectos de segundo orden o conocidos como efectos P-Delta, siendo un tipo de no linealidad geométrica que involucra las relaciones de compatibilidad de equilibrio de un sistema estructural, cargado en su configuración deformada. La deformación de la estructura producida por las cargas laterales, en combinación con las cargas gravitacionales, genera momentos adicionales en los elementos estructurales (Tena Colunga, 2007). Es importante considerar estos momentos en el análisis estructural. Existen dos fuentes del efecto P-Delta, que a continuación se describen:

- El efecto $P-\delta$, o P - "delta minúscula", está asociado con la deformación local relativa de la cuerda del elemento entre los nodos extremos. Puede afectar al comportamiento estructural general al reducir ligeramente la carga de pandeo y puede cambiar el momento dentro del miembro. Este efecto se vuelve significativo en valores de desplazamiento mayores o en columnas especialmente delgadas.
- El efecto $P-\Delta$, o P - "delta mayúscula", está asociado con los desplazamientos de los extremos de los miembros. Este efecto es importante para el comportamiento general de la estructura bajo una carga axial significativa. Como se deduce intuitivamente en la Figura 4.13, la carga por gravedad influirá en la respuesta estructural bajo un desplazamiento lateral significativo.

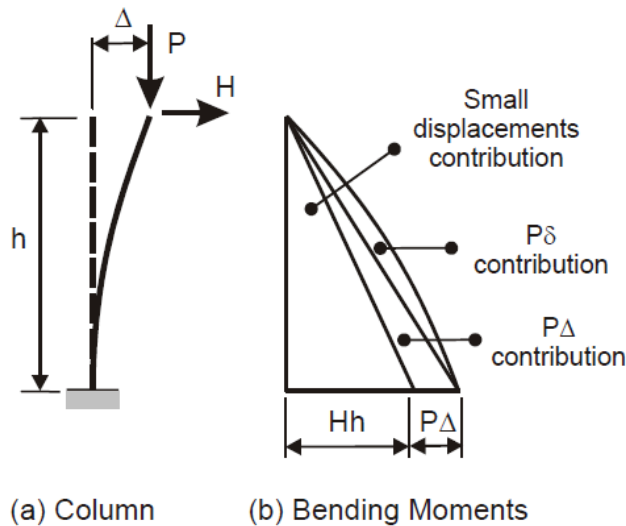


Figura 4.13: Amplificación del momento de flexión por efectos P-Delta. (CSI America, 2020).

El efecto P-Delta generalmente involucra grandes fuerzas externas sobre desplazamientos relativamente pequeños. Si las deformaciones se vuelven lo suficientemente grandes como para romper las relaciones de compatibilidad lineal, entonces pueden ser necesarios análisis de gran desplazamiento y/o gran deformación. Las dos fuentes del efecto P-Delta se ilustran en la Figura 4.13, el análisis P-Delta inicial se puede definir en ETABS, usando cualquiera de los dos métodos siguientes:

1. Método no iterativo basado en masa. En el que la carga se calcula automáticamente a partir de la masa en cada nivel, siendo un método aproximado que no requiere una solución iterativa, por lo que proporciona un cálculo más rápido. Considera parte de la estructura como un modelo de barra simplificado, esto resulta más efectivo con un solo diafragma rígido en cada nivel.
2. Método iterativo basado en casos de cargas. La carga se calcula a partir de una combinación específica de casos de cargas, conocida como combinación P-Delta, siendo un método iterativo que considera elemento por elemento, por lo cual el pandeo local se captura de forma más eficaz. Un ejemplo de aplicación puede ser cuando la carga incluye la carga muerta y una fracción de la carga viva. Una combinación de 1.2 Carga muerta + 0.5 Carga viva resulta típicamente conservadora cuando se considera el efecto P-Delta debido la oscilación general de una estructura (CSI America, 2020).

En la figura 4.14, se muestra un diagrama de flujo que se siguió para determinar las características generales de la estructura prototipo en estudio:

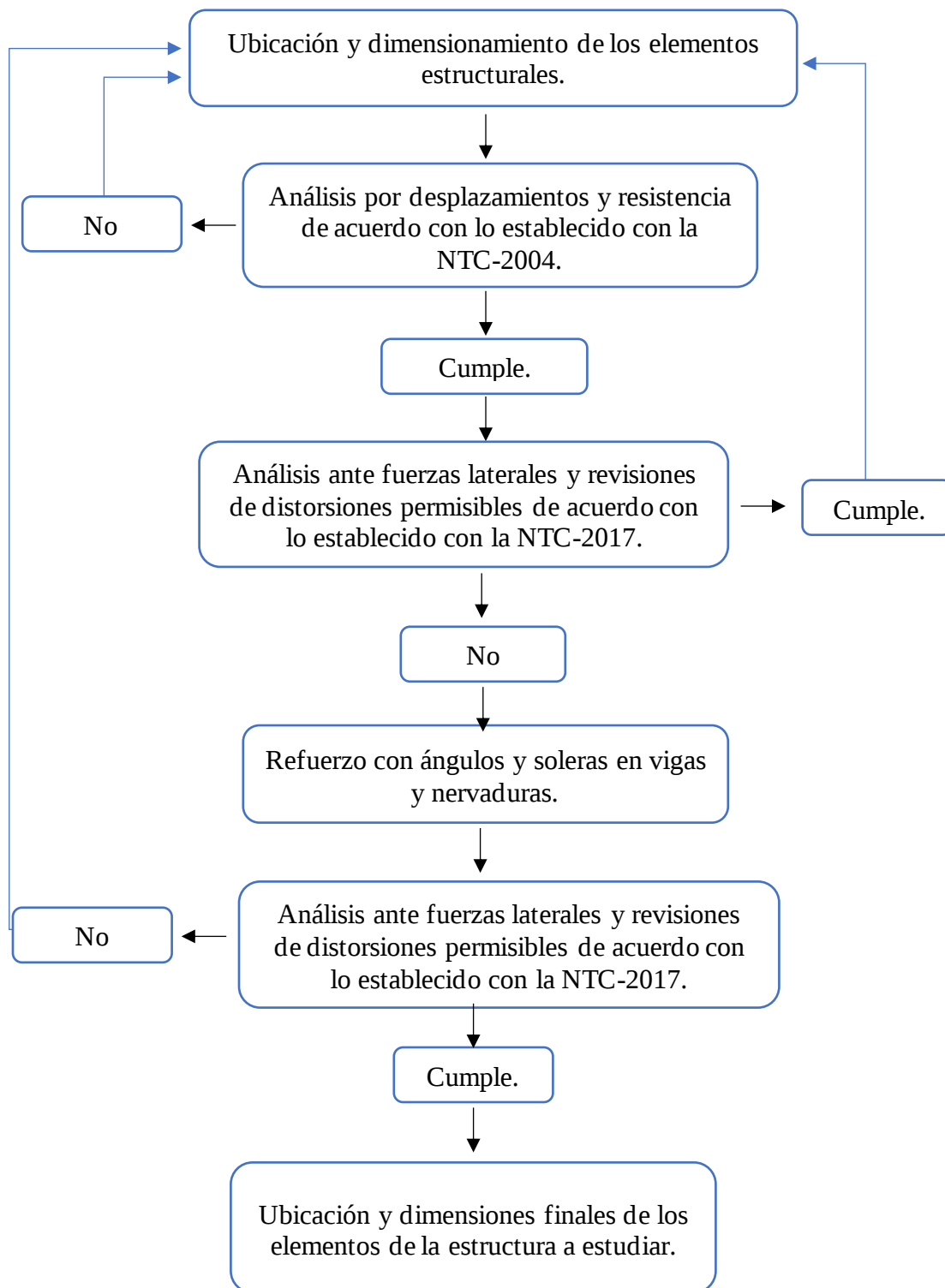


Figura 4.14: Sintetización del proceso para definir el diseño de la estructura a estudiar.

5. DISEÑO SISMICO DE LA ESTRUCTURA CON LO ESTABLECIDO EN LA NTC-2004.

5.1 Criterios y consideraciones generales de diseño NTC-2004.

De acuerdo con lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2004, se tiene como objetivo prever la seguridad de la estructura bajo el sismo máximo probable, por lo que no se esperan fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes. El análisis de la estructura se hará bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del terreno, además de combinar los efectos de fuerzas gravitacionales y de otras acciones que correspondan.

Dependiendo de las características de la estructura, se podrá emplear el método simplificado, el método estático o uno de los dinámicos, según sea el adecuado para sus análisis sísmicos. La estructura en estudio está ubicada en la zona II, por lo que será factible aplicar el método de análisis del Apéndice A. Se tendrá en cuenta la contribución a la rigidez de todo elemento estructural. En el presente estudio, se supuso que los muros de mampostería estarían separados de la estructura principal, cumpliendo funciones de elementos no-estructurales y por tanto, no fueron considerados en la rigidez de la edificación

En el criterio de estados límite de falla, las resistencias de diseño de los elementos estructurales deben ser mayores que las acciones de diseño obtenidas del análisis de la estructura. Las resistencias de diseño, a su vez, son iguales a las resistencias nominales multiplicadas por los factores de resistencia, F_R , definidos en la sección 1.7 de la NTC-2004 para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto 2004 (NTC-Concreto-2004), que son:

- a) $F_R = 0.9$ para flexión.
- b) $F_R = 0.8$ para cortante y torsión.
- c) $F_R = 0.7$ para transmisión de flexión y cortante en losas y zapatas.
- d) Flexocompresión: $F_R = 0.8$, cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal circular que cumpla (sección 6.2.4) o estribos (del inciso 7.3.4.b).
- e) $F_R = 0.7$ para aplastamiento.

La estructura se analizará con un método que supongan comportamiento elástico. En el cálculo de las rigideces de los miembros estructurales se tomará en cuenta el efecto de agrietamiento, por lo que las rigideces de las vigas se calculan con la mitad del momento de inercia de la sección bruta de concreto ($0.5 I_g$) de acuerdo con lo establecido en la sección 1.4.1 de la NTC-Concreto-2004 y las columnas agrietadas con $0.7 I_g$.

5.2 Materiales y Cargas de Diseño.

La resistencia del concreto que se emplea para el diseño de los elementos estructurales es de $f'_c=300$ kg/cm², clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a 2200 kg/m³. Se fabricará con agregados gruesos con peso específico superior a 2600 kg/m³ (caliza, basalto, etc.), empleando arena andesítica u otra de mejores características y el agua de mezclado deberá ser limpia. Todos los materiales deberán cumplir con las Normas Mexicanas de la Industria de la Construcción (NMX-C-414-ONNCCE, MX-C-111, NMX-C-122 y NMX-C-255).

De acuerdo con las NTC-2004, para fines de diseño se usará un valor reducido nominal de resistencia de $f_c^* = 0.8f'_c$. Este valor se determinó de tal manera que la probabilidad de que la resistencia del concreto no lo alcance es de dos por ciento. La resistencia a tensión se puede determinar con la ecuación $\bar{f}_t = 1.5\sqrt{f'_c}$, en kg/cm², para cuestiones de diseño $f_t^* = 0.75\bar{f}_t$ o también $1.3\sqrt{f_t^*}$ y el Módulo de Elasticidad, $E_c = 14000\sqrt{f'_c}$ en kg/cm². El acero de refuerzo será barras de acero corrugado con resistencia de fluencia de $f_y = 4200$ kg/cm² y el Módulo de elasticidad de $E_s = 2 \times 10^6$ kg/cm², o con malla de alambre soldado, de acuerdo con lo establecido en la sección 1.5 de la NTC-Concreto-2004.

A continuación, se presentan las cargas distribuidas en los entrepisos, usadas para su análisis estructural, el tablero de la losa es de 6.15x6.15 m:

Peso por volumen:

$$V = 6.15 \times 6.15 \times 0.30 - 56(0.6 \times 0.6 \times 0.25) = 6.31 \text{ m}^3$$

Peso total por tableros:

$$W = V\gamma_c$$

$$W = 6.31 \times 2400 = 15\,136.20 \text{ kg}$$

Peso propio por unidad de área:

$$w = 15\,136.20 / (6.15 \times 6.15) = 400.20 \text{ kg/m}^2$$

- Cargas en entresijos.

<i>Descripción</i>	<i>Unidad (kg/m²)</i>
Losa de Concreto	400.20
Acabados	20.00
Instalaciones	10.00
Piso cerámico	20.00
Densidad de muros	150.00
Carga adicional	20.00
Carga muerta (CM)=	620.20

<i>Descripción</i>	<i>Unidad (kg/m²)</i>
Carga muerta (CM)	620.20
Carga viva accidental (CVa)	180.00
Carga viva máxima (CV)	250.00

- Cargas en azotea.

<i>Descripción</i>	<i>Unidad (kg/m²)</i>
Losa de Concreto	400.20
Impermeabilizantes	20.00
Instalaciones	40.00
Carga adicional	40.00
Carga muerta (CM)=	500.20

<i>Descripción</i>	<i>Unidad (kg/m²)</i>
Carga muerta (CM)	500.20
Carga viva accidental (CVa)	70.00
Carga viva máxima (CV)	100.00

En cuanto a las combinaciones de acciones, la sección 2.3 de las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones 2004, establecen que la seguridad de la estructura se debe verificar para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

- Para combinaciones que incluyen exclusivamente las acciones permanentes y variables, tratándose de una estructura tipo B, se aplicará un factor de carga, $F_c=1.4$, se tomarán con su intensidad máxima o bien con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.
- Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales (vientos o sismos), se consideraran todas las acciones permanentes y variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada dirección, aplicando un factor de carga, $F_c=1.1$.

- c) Para acciones cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, se tomará un factor de carga, $F_c=0.9$, utilizando la carga nominal mínima.

En el análisis para la estructura en estudio se tomaron en cuenta las dos primeras consideraciones que en otros términos se describe a continuación, donde CV, es la carga viva máxima, CM, la carga muerta, CVa, carga viva accidental, S_x y S_y Sismo en dirección x y y:

De igual manera se consideran los efectos bidireccionales de ambos componentes horizontales del movimiento del terreno, tomando en cada dirección de análisis, el 100 por ciento de los efectos del componente que obra en esa dirección y el 30 por ciento de los efectos del que obra perpendicularmente a ella, con los signos que resulten más desfavorables para cada caso.

- | | |
|--------------------------------------|--------------------------------------|
| 1. $1.4 CM + 1.5 CV$ | 6. $1.1(CM + CVa + 0.3 S_x + S_y)$ |
| 2. $1.1(CM + CVa + S_x + 0.3 S_y)$ | 7. $1.1(CM + CVa + 0.3 S_x - S_y)$ |
| 3. $1.1(CM + CVa + S_x - 0.3 S_y)$ | 8. $1.1(CM + CVa - 0.3 S_x + S_y)$ |
| 4. $1.1(CM + CVa - S_x + 0.3 S_y)$ | 9. $1.1(CM + CVa - 0.3 S_x - S_y)$ |
| 5. $1.1(CM + CVa - S_x - 0.3 S_y)$ | |

5.3 Espectro para Diseño Sísmico.

La estructura en estudio se ubicó con las coordenadas 19.381042, -99.179379. De acuerdo con la Figura 5.1 de la NTC-Sismo-2004, para fines de diseño se encuentra en la zona II, lo que permite emplear el apéndice A para construir el espectro de diseño y hacer las revisiones de las distorsiones de entrepisos. Para obtener el periodo dominante de terreno, T_s , se emplea el mapa de zonificación de suelo A.1 de la NTC-Sismo-2004, de la Figura 5.1, y teniendo en cuenta que la edificación está en Zona II, se interpoló considerando que en frontera entre las zonas I y II, $T_s=0.5$ s y en la frontera entre zonas II y III, $T_s= 1.0$ s, por lo que para este caso de estudio el periodo dominante del terreno de la ubicación de la estructura es de aproximadamente de $T_s=0.56$ s.

Se optó por emplear el método dinámico modal, que de acuerdo con la sección 2.2 de la NTC-Sismo-2004, es aplicable para el análisis de toda estructura, cualesquiera que sean sus características. En este método, se tiene que definir el espectro para diseño sísmico, que tiene los siguientes valores, según lo estipulados en el apéndice A.3:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

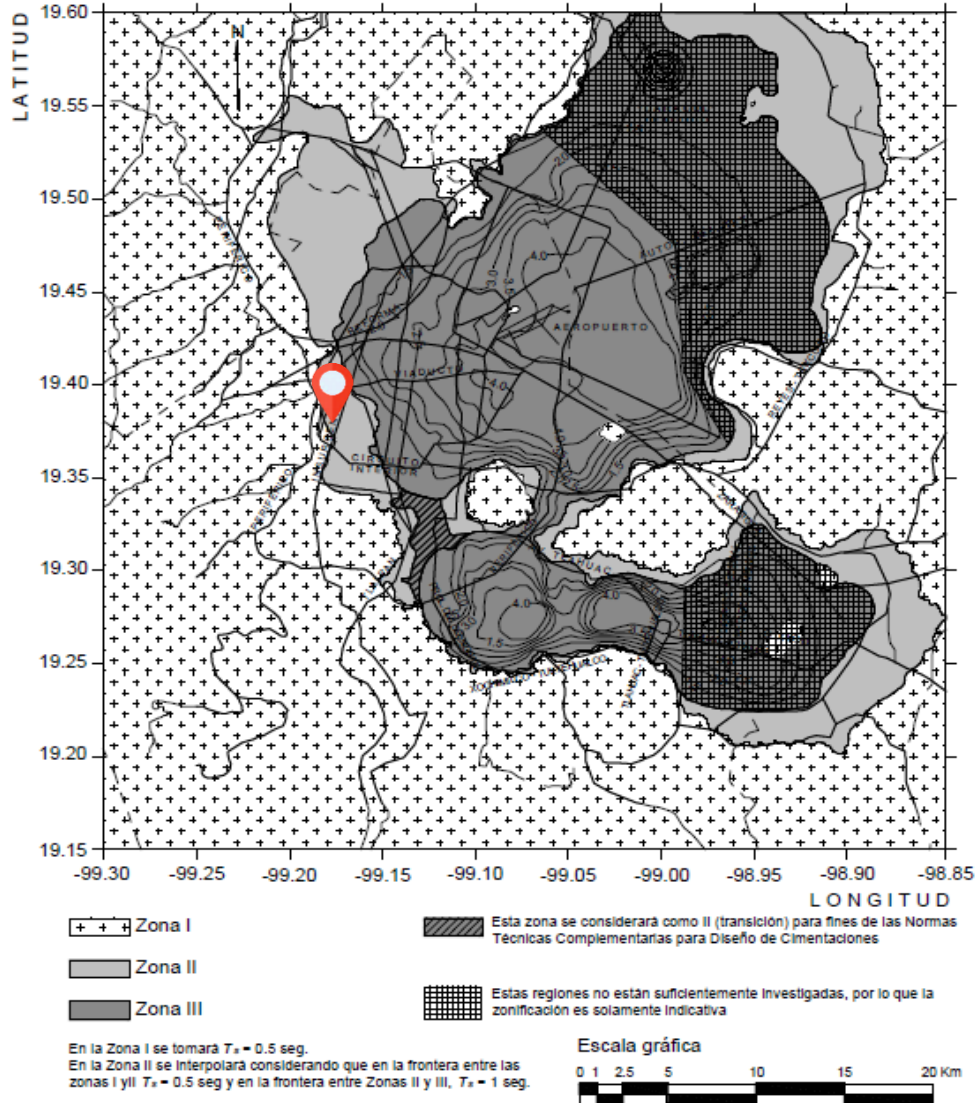


Figura 5.1: Zonificación de la Ciudad de México para fines de diseño (NTC-Sismo-2004).

Donde: $p = k + (1 - k)(T_a/T)^2$ y β es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo-estructura y T_a y T_b , son los periodos característicos del espectro de aceleraciones de acuerdo con la Figura 5.2, mismos que se obtienen en función de T_s , usando las siguientes expresiones:

$$a_0 = \begin{cases} 0.1 + 0.15(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s > 1.5 \text{ s} \end{cases}$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s; & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65 \text{ s} \\ 0.35; & \text{si } T_s > 1.65 \text{ s} \end{cases}$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5 \text{ s} \\ 1.2; & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.2 - 0.5(T_s - 2.5); & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 0.7; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65(T_s - 0.5); & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5 \text{ s} \\ 1.5; & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25 \text{ s} \\ 4.75 - T_s; & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9 \text{ s} \\ 0.85; & \text{si } T_s > 3.9 \text{ s} \end{cases}$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35; & \text{si } T_s \leq 1.125 \text{ s} \\ 1.2 T_s; & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5 \text{ s} \\ 4.2; & \text{si } T_s > 3.5 \text{ s} \end{cases}$$

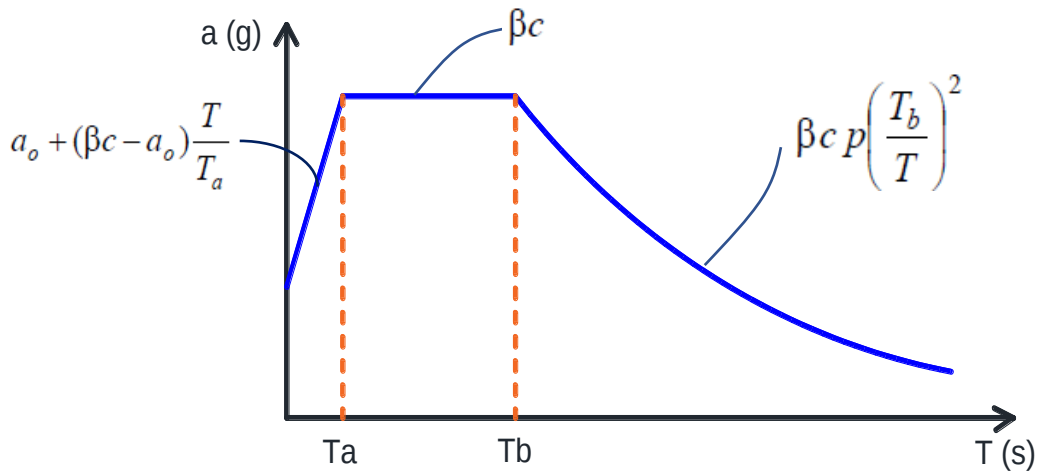


Figura 5.2: Partes del espectro elástico de aceleraciones de acuerdo con la NTC-Sismo-2004.

Para reducir el espectro elástico a un espectro de diseño, se deben de tener en cuenta varias consideraciones tal como son las condiciones de regularidad, factor de comportamiento sísmico, reducción por amortiguamiento suplementario y reducción por sobrerresistencia, como a continuación se describen:

a) **Revisión por Condiciones de Regularidad.** En el capítulo 6, de las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismo de la NTC-2004, se establecen las siguientes condiciones para determinar la regularidad de una estructura:

1. La geometría en planta del edificio es simétrica con respecto a los dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, los elementos resistentes con paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no excede de 2.5.

$$\frac{H}{B} = \frac{9.9 \text{ m}}{18.45 \text{ m}} = 0.53 < 2.5$$

3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.

$$\frac{L}{B} = \frac{18.45 \text{ m}}{18.45 \text{ m}} = 1 < 2.5$$

4. En planta no se cuenta con entrantes, ni salientes mayores al 20% de la planta.
5. En cada nivel se tiene un sistema de piso rígido y resistente, como se verificó con diafragma semirrígido y rígido en la sección 4.5.
6. No tiene aberturas en los sistemas de pisos, las escaleras están en cuerpo independiente
7. El peso de cada nivel como se muestra en la Tabla 5.1, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110% del correspondiente al piso inmediato inferior, pues se trata de un edificio de planta tipo y no tiene cambio de dimensión en ninguno de sus pisos.

Tabla 5.1: Pesos de cada nivel de entrepiso (W_i).

Nivel	H _i (m)	CM (ton)	A (m ²)	SCM (ton/m ²)	CVa (ton/m ²)	WSCM (ton)	WCVa (ton)	W _i (ton)	%
3	9.9	87.838	420.25	0.10	0.07	42.03	29.42	159.281	58.39
2	6.7	104.68	420.25	0.22	0.18	92.46	75.65	272.781	99.37
1	3.5	106.42	420.25	0.22	0.18	92.46	75.65	274.524	-
Suma=		298.94			Suma=	226.94	180.71	706.59	

8. Todos los entrepisos tienen las mismas áreas, por lo que no hay mayores que 110% de la del piso inmediato inferior, ni menor que el 70%.
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.

10. Las características de los elementos estructurales tienen las mismas configuraciones en todos los niveles. Empleando la fórmula de Schultz, se determinan de manera aproximada la rigidez lateral de entrepisos que se presentan en la Tabla 5.2, donde Σk_c , es la rigidez que aporta las columnas, Σk_v , es la rigidez que aporta las vigas, por lo que en ningún nivel difieren en más del 50% de la rigidez del entrepiso inmediata inferior. El último piso queda excluido de este requisito.

Tabla 5.2: Determinación de la rigidez lateral de entrepiso K_e .

Niv.	H	E_c	Σk_c	Σk_v	K	Diferencia
n	(cm)	(kg/cm ²)	(kg/cm)	(kg/cm)	(kg/cm)	%
3	320	242487	9531.90	3841.46	77804.64	-
2	320	242487	9531.90	3841.46	77804.64	19.78
1	350	242487	8714.88	3841.46	96992.06	-

11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente e_s , excede del 10% de la total calculada, ya que los elementos estructurales y las cargas en el edificio son simétricos.

b) Factor de Reducción por Ductilidad. El factor de comportamiento sísmico, Q , toma en cuenta la capacidad de deformación global de un sistema estructural y está ligado al factor de ductilidad Q' . De acuerdo con lo establecido en la sección 5.3 de la NTC-Sismo-2004, cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, sin muros ligados a la estructura, por lo que no son considerados en el análisis para resistir fuerzas laterales, se emplea el factor de comportamiento sísmico igual a $Q=2$. Factor de reducción, cuando se realice un análisis sísmico, las ordenadas espectrales de aceleración del espectro elástico pueden ser afectado por el valor de Q' , definido con las siguientes expresiones:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta T}{k T_a}} ; & \text{si} & T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} ; & \text{si} & T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} ; & \text{si} & T > T_b \end{cases}$$

El Factor de reducción por amortiguamiento suplementario, cuando se ignora la interacción suelo estructura se puede tomar como $\beta = 1$, como se establece en la NTC-Sismo-2004.

c) **Reducción por Sobrerresistencia.** Este factor se define con las siguientes expresiones:

$$R = \begin{cases} \frac{10}{4 + \sqrt{T/T_a}} ; & \text{si } T \leq T_a \\ 2 ; & \text{si } T > T_a \end{cases}$$

Finalmente, para obtener el espectro reducido de diseño, la aceleración espectral se tiene que reducir dividiendo los factores de ductilidad Q' y de sobrerresistencia R , $a/Q'R$. En la Figura 5.3 se muestra el espectro elástico y espectro reducido de diseño, este último será ingresado en el programa de análisis estructural ETABS (CSI, 2019).

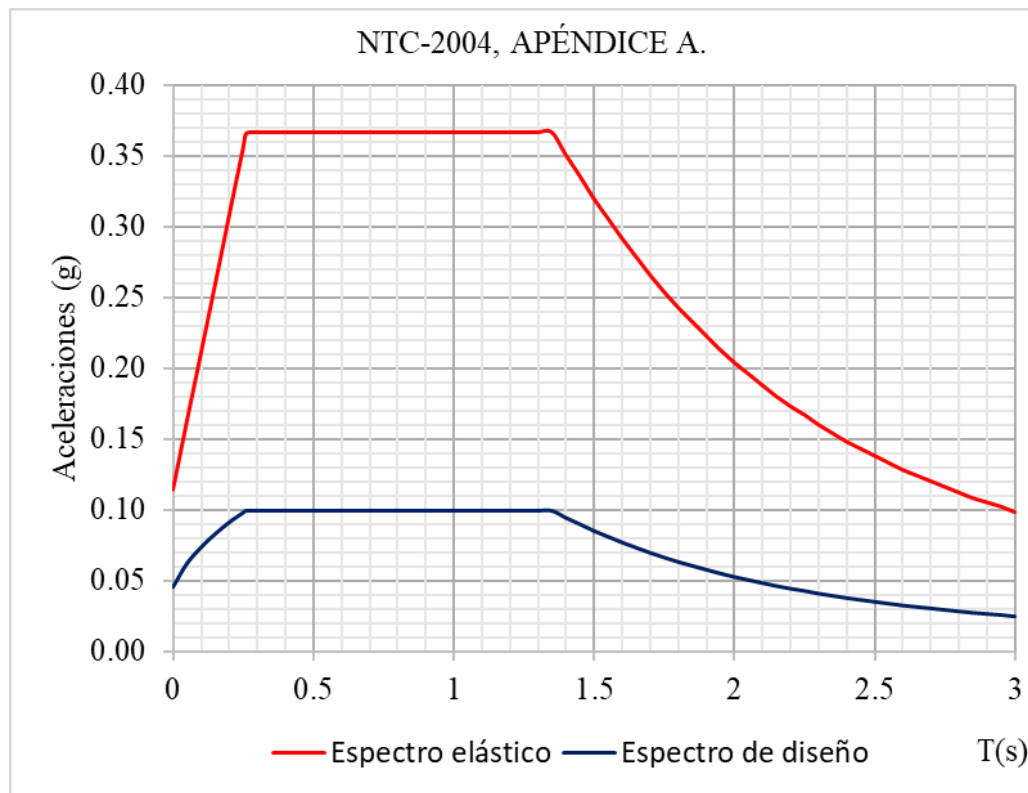


Figura 5.3: Espectro elástico y espectro de diseño de acuerdo con el NTC-Sismo-2004.

5.4 Análisis por Desplazamientos por NTC-2004.

Con los parámetros y criterios establecidos en las tres secciones anterior, se efectuó el análisis modal espectral empleando ETABS y se obtuvieron los modos de vibrar como se muestra en la Figura 5.4.

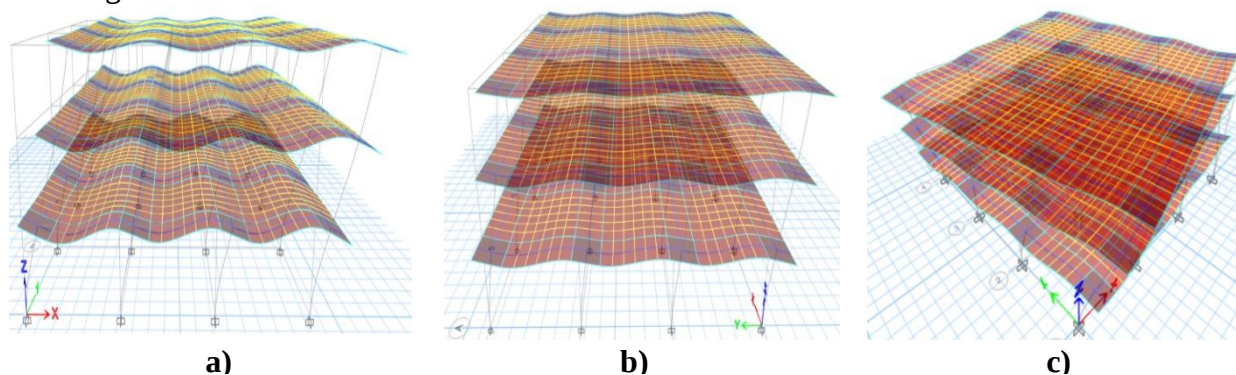


Figura 5.4: *Modos de vibrar la estructura en el modelo analítico con ETABS: a) deformación lateral en x, b) deformación lateral en y y c) deformación torsional (z).*

En el modelo de análisis, se determinaron los modos de vibrar y los periodos fundamentales de la estructura, T_e . Los modos 1 y 2 corresponden a las deformaciones laterales con un periodo de $T_e=0.67$ s, y el modo 3 a la deformación torsional con un periodo de $T_e=0.58$ s. Con esta información se procedió a revisar las distorsiones laterales de la estructura.

De acuerdo con lo establecido en el Apéndice A, en el apartado A.4, la estructura se tiene que revisar para que la rigidez lateral sea suficiente para cumplir con las dos condiciones siguientes:

- a) Para limitación de daños a elementos no estructurales, separados de la estructura principal, de manera que no sufren daños por sus deformaciones, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas con las ordenadas espectrales reducidas y multiplicadas por el factor $Q'R/7$, no excederán 0.004 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, donde Q' y R se calculan para el periodo fundamental de la estructura.

Tabla 5.3: *Distorsiones para limitación de daños de la NTC-Sismo-2004.*

Niveles	H	U	Δi	δ	$\delta Q'R/7$	< 0.004
	mm	mm	mm	Distorsiones		
3	3200	15.94	4.58	0.00143	0.0008	Cumple
2	3200	11.36	6.40	0.00200	0.0011	Cumple
1	3500	4.96	4.96	0.00142	0.0007	Cumple

- b) Para seguridad contra colapso, las distorsiones producidas por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas y multiplicadas por el factor de QR, no excederán a las distorsiones de entrepiso según lo establecido en la tabla A-1, que para losas planas sin muros o contravientos, se deberán tener distorsiones permisibles de entrepiso no mayores de 0.015.

Tabla 5.4: Distorsiones para seguridad contra colapso de la NTC-Sismo-2004.

Niveles	H	U	Δx_i	δx_i	$\delta x \text{ Q R}$	< 0.015
	mm	mm	mm	Distorsiones		
3	3200	15.94	4.58	0.00143	0.0057	Cumple
2	3200	11.36	6.40	0.00200	0.0080	Cumple
1	3500	4.96	4.96	0.00142	0.0057	Cumple

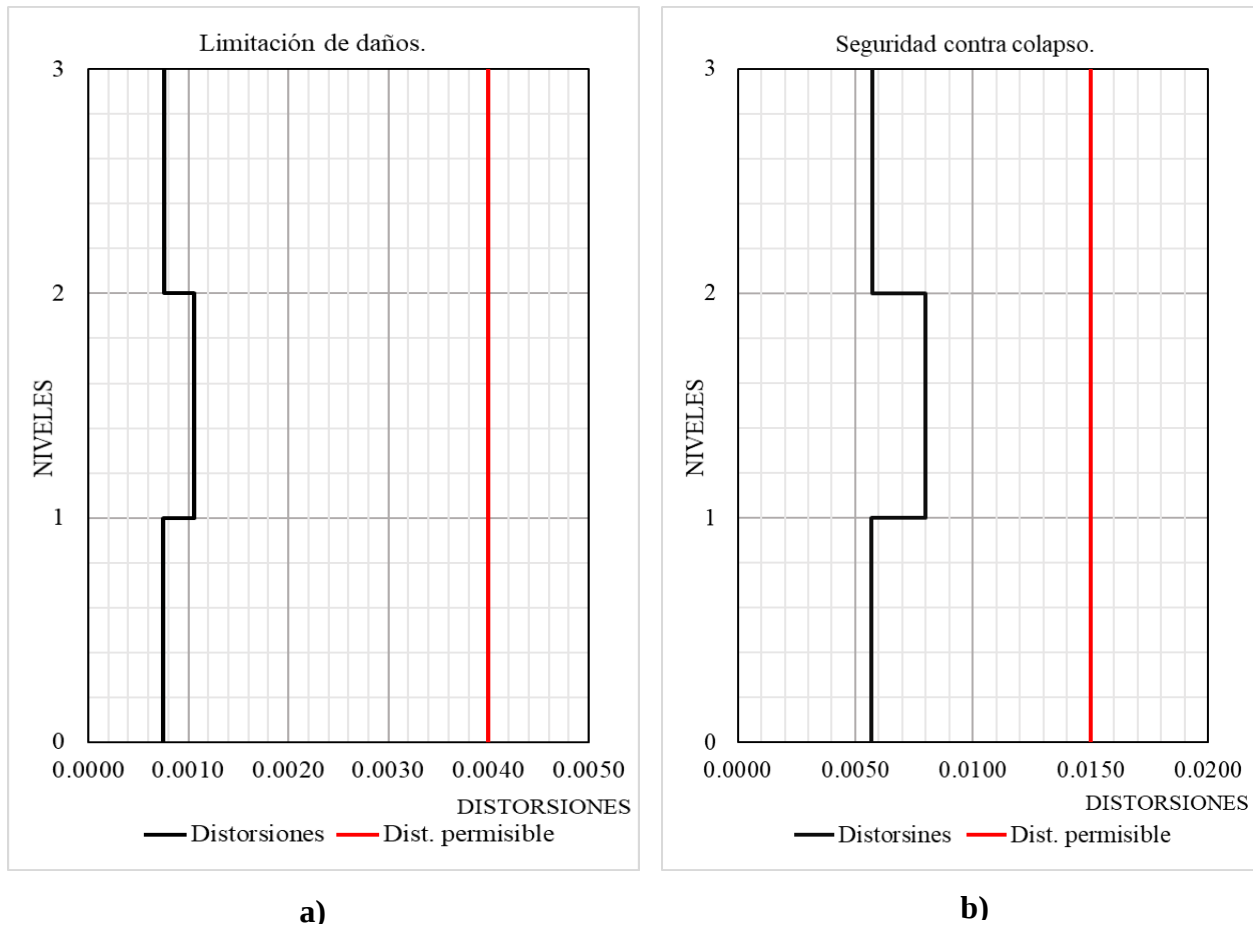


Figura 5.5: Distorsiones de entrepisos y permisibles de acuerdo con la NTC-Sismo-2004, para:
a) limitación de daños y b) seguridad contra colapso.

5.5 Diseño de los Elementos Estructurales.

5.5.1 Revisión del peralte de la losa.

De acuerdo con lo establecido en la sección 8.10 de la NTC-Concreto-2004, el peralte mínimo de la losa sin ábacos se puede determinar con la siguiente expresión:

$$k = 0.00075 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.025$$
$$d_{min} = kL(1 - 2c/3L)$$

Donde $f_s = 0.6f_y$, es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio en kg/cm^2 y w ($cv+cm$) es la carga en condiciones de servicio en kg/m^2 , c es la dimensión de la columna y L es la longitud del claro de la losa. Haciendo cálculos correspondientes:

Esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, f_s , en kg/cm^2 :

$$f_s = 0.6(4200 \text{ kg/cm}^2) = 2520 \text{ kg/cm}^2$$

Carga en condiciones de servicio, w , en kg/m^2 :

$$w = CV + CM = 250 \text{ kg/m}^2 + 597.35 \text{ kg/m}^2$$

$$w = 847.35 \text{ kg/m}^2$$

Para una losa aligerada los valores van multiplicados por 1.2, se tiene entonces:

$$k = 0.00075 \sqrt[4]{(2520)(847.35)} = 0.0287$$

$$d_{min} = 0.03(640)(1 - 2(40)/3(640))1.2 = 20.01 \text{ cm}$$

Se requiere entonces un peralte mínimo de $20.01\text{cm} \approx 20\text{cm}$, mas 3 cm de recubrimiento, lo que da un espesor de losa de 23 cm. Finalmente como se propuso un espesor de $h=30$ cm, cumple con el peralte propuesto, ya que $d=25.4$ cm.

5.5.2 Dimensiones de las Zonas Macizas.

En cuestiones geométricas de acuerdo con lo estipulado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, en la sección 8.3.1, las losas aligeradas contarán con una zona maciza adyacente a cada columna de cuando menos $2.5h$, medida desde el paño de la columna, entonces se tiene:

$$2.5 (30 \text{ cm}) = 75 \text{ cm}$$

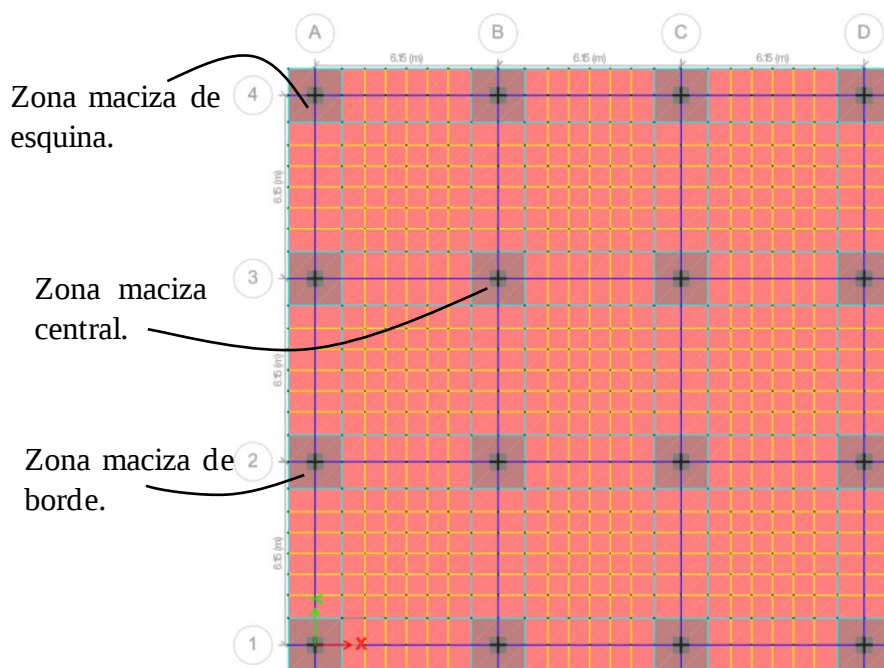


Figura 5.6: Ubicación de las zonas macizas para el análisis.

Por lo que la dimensión de la zona maciza medida desde el paño de la columna al borde de este mide 75 cm, así que se cumple con este requisito. En cuestiones de diseño y análisis, pueden clasificarse, según sea su ubicación en la estructura, centrales, de borde y de esquina como se muestra en la Figura 5.6.

5.5.3 Análisis y Diseño de la Losa.

Una vez definidas las cargas gravitacionales y sísmicas, los materiales y la geometría de la estructura, se realizó el análisis estructural para obtener las acciones máximas de diseño, momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas normales, en todos los elementos estructurales. Como un ejemplo, se muestran en la Tabla 5.5 la fuerza cortante, V , los momentos, M_x y M_y , en tres secciones de la losa correspondientes a zonas central, de borde y de esquina.

Tabla 5.5: Elementos mecánicos críticos en las zonas macizas de acuerdo con la NTC-Sismo-2004.

Ubicación.	V	Mx	My
	(ton)	(ton-m)	(ton-m)
Zona maciza central	37.77	0.89	0.62
Zona maciza de borde	22.70	9.05	0.97
Zona maciza de esquina	14.18	4.75	8.26

Las losas planas se diseñan o revisan bajo tres acciones de diseño: momentos flexionantes, fuerza cortante por penetración o punzonamiento y fuerza cortante como viga. Frecuentemente la acción más desfavorable es la fuerza cortante por penetración, así que se recomienda revisar primero este caso.

5.5.3.1 Cortante por penetración.

La sección crítica para esta revisión como se define en la sección 2.5.9.1 de la NTC-Concreto-2004 y se muestra en la figura 5.7 para el caso en que no haya perforaciones o entrantes en la losa cerca de la columna.

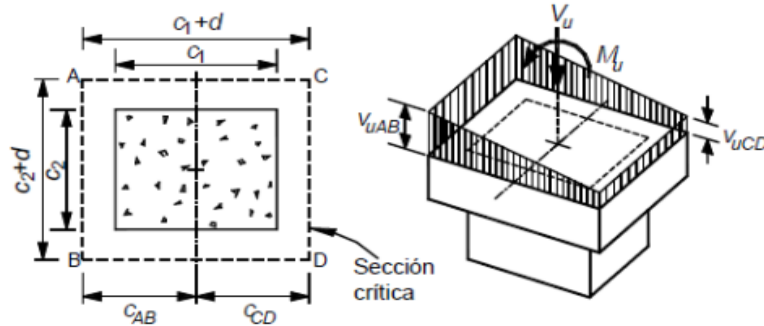


Figura 5.7: Definición de la sección crítica en la losa plana (NTC-Concreto-2004).

Para la revisión de esfuerzos cortantes hay dos casos que se deben de considerar:

- Si solo hay carga axial o el momento que la losa por transmite a la columna, M_u , no excede de $0.2V_u d$, el esfuerzo cortante de diseño, v_u , se calculará con la expresión siguiente:

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d}$$

Donde b_o es el perímetro de la sección crítica.

- Cuando haya transferencia de momento además de carga axial, se supondrá que una fracción del momento dada por α , se transmite por excentricidad de la fuerza cortante total, con respecto al centroide de la sección crítica definida antes, donde:

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67\sqrt{(c_1 + d)/(c_2 + d)}}$$

El perímetro y el área de la sección crítica se define con las siguientes ecuaciones:

$$b_o = 2[(c_1 + d) + (c_2 + d)]$$

$$A_{cr} = 2d(c_1 + c_2 + 2d)$$

El momento polar de inercia que se usa para calcular los esfuerzos cortantes es:

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

Los esfuerzos cortantes de diseño se determinan con las siguientes expresiones:

$$v_{uAB} = \frac{V_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{AB}}{J_c}$$

$$v_{uCD} = \frac{V_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha M_u c_{CD}}{J_c}$$

Los esfuerzos cortantes resistentes se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$v_{cr} = F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f^* c}$$

Sin exceder de:

$$v_{cr} = F_R \sqrt{f^* c}$$

Si los esfuerzos de diseño son menores que los resistentes, se debe proporcionar refuerzo mínimo de estribos, que tendrán un diámetro de 6.4 mm, espaciados a no más de d/3 (8 cm), manteniéndose hasta no menos de un cuarto del claro correspondientes. Si la losa es aligerada, como en este caso, el acero mínimo se colocará en las nervaduras de los ejes de columnas y en las adyacentes a ellas.

Cuando V_u sea mayor que V_{cr} , y los estribos estén a 90°, su separación, s, se calculará con la siguiente ecuación:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{sR}}$$

Donde A_v , es el área transversal del refuerzo por tensión diagonal y V_{sR} , es la fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal ($V_{sR} = V_u - V_{cr}$).

Tabla 5.6: Acero de refuerzo en las zonas macizas.

Zona maciza	v_u	v_{cr}	s	Varillas
	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	cm	#
Central	4.28	10.84	8.00	3
De borde	4.20	10.84	8.00	3
De esquina	3.71	10.84	8.00	3

Los esfuerzos resistentes y los máximos de diseño para esta losa se muestran en la Tabla 5.6. Como $v_u < v_{cr}$ en todos los casos entonces solo se requiere refuerzo mínimo por cortante, de acuerdo con la sección 2.5.9.4 de la NTC-Cocreto-2004, para este sistema de losa, como refuerzo mínimo se deben de usar estribos de 6.4 mm de diámetro o superiores, espaciados a no más de $d/3$ a una distancia no menos de un cuarto de claro correspondiente, se colocarán en las nervaduras principales y adyacentes varillas del diámetro 9.5 mm (#3) como se muestra en la tabla 5.6.

5.5.3.2 Cortante como viga.

La revisión por fuerza cortante como viga se aplica en las nervaduras. La fuerza cortante que toma el concreto, V_{CR} , se calcula con las siguientes ecuaciones:

Si $p < 0.015$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20 \rho) \sqrt{f_c^*}$$

Si $p \geq 0.015$

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

Las separaciones de los estribos perpendiculares al eje del elemento no deberán ser mayor que $0.5d$, si V_u es mayor que V_{CR} pero menor o igual que:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

En caso de que V_u , sea mayor que la ecuación anterior la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que $0.25d$.

En ningún caso V_u será mayor que

$$2.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

Las separaciones del refuerzo transversal cuando el concreto no tenga la suficiente capacidad para tomar el cortante, se calculará con la siguiente ecuación:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{SR}}$$

Tabla 5.7: Refuerzo transversal en las nervaduras.

Nervaduras	V	Varillas	Separaciones	
	(ton)	#	L/4	Centro
Principal en bordes	3.83	# 3	@ 8.00 cm	@ 12.00 cm
Principales centrales	3.03	# 3	@ 8.00 cm	@ 12.00 cm
Adyacente	3.33	# 3	@ 8.00 cm	@ 12.00 cm
Secundaria	1.21	# 2	@ 12.00 cm	@ 12.00 cm

En esta losa, el concreto de las nervaduras tenía suficiente capacidad para resistir la fuerza cortante, así que solo se requiere acero y separaciones mínimas, por lo cual se proponen estribos del número 3 en extremos de las nervaduras, con separaciones máximas de $d/3$ a un $L/4$ en las nervaduras principales y adyacentes, como se mencionó en las revisiones cortante por penetración. Mientras que en el centro con separaciones de los estribos sin exceder $0.5d$. En casos de las nervaduras secundarias las separaciones de los estribos son constante a lo largo del elemento.

5.5.3.3 Diseño de la Losa por Flexión.

Los momentos flexionantes para el diseño se obtienen de la envolvente de las combinaciones de cargas gravitacionales más las combinaciones de las cargas accidentales por sismos, con los respectivos factores de cargas y factores de resistencia, $F_R = 0.9$, para flexión de acuerdo con la establecido en la NTC-Concreto-2004. Para secciones rectangulares, se pueden calcular el acero mínimo y máximo por flexión mediante las siguientes expresiones:

$$A_{s,min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd$$

$$A_{s,max} = \frac{f'_c}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} bd$$

Donde el valor de $\beta_1 = 0.85$ cuando $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$.

La ecuación para determinar el momento resistente en secciones rectangulares sin acero en compresión se describe en la sección 2.2.4 de la NTC-Concreto-04:

$$M_R = F_R b d^2 f'_c q (1 - 0.5 q)$$

O bien:

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5 q)$$

Donde:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} ; q = \frac{\rho f_y}{f_c''}$$

Para calcular la resistencia a flexión, en las secciones rectangulares con acero de compresión, aplica la siguiente ecuación:

$$M_R = F_R \left[(A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right]$$

Donde

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f_c'' b}$$

En la Tabla 5.8, se presentan los momentos flexionantes positivos y negativos en las nervaduras principales en bordes, principales centrales, adyacentes y secundarias. Con estos momentos se determinaron las cantidades y numero de varillas, para definir el área de acero, A_s , para que los momentos resistentes, M_R , de los elementos fuesen mayores que los de diseños M_u .

Tabla 5.8: Momentos últimos de diseño y momentos resistentes.

Nervadura	Mu-	Mu+	As-	MR-	As+	MR+
	(ton-m)	(ton-m)		(ton-m)		(ton-m)
Principal en bordes	4.14	2.09	3 #4 + 2 #3	4.72	3 #4	3.50
Principales centrales	3.36	1.79	3 #4 + 2 #3	4.72	3 #4	3.50
Adyacente	3.21	1.57	3 #4	3.43	2 #4	2.34
Secundaria	1.10	0.60	2 #3	1.28	2 #3	1.28

5.5.4 Diseño de las columnas.

Las columnas principalmente están sujetas a carga axial y momentos flexionantes, sin olvidar que en algunos casos se pueden presentar fuerzas cortantes significativas, por las que deben ser revisadas y diseñadas. En este caso de acuerdo con lo establecido en la sección 2.3 de la NTC-Concreto-2004, la sección sujeta a flexocompresión se dimensionará para la combinación más desfavorable de carga axial y momento flexionante incluyendo los efectos de esbeltez.

La fuerza axial y los momentos flexionantes para el diseño de las columnas, se obtienen del análisis modal espectral con las combinaciones de las cargas permanentes y de sismos más desfavorables, empleando el software comercial ETABS (CSI, 2019). Los elementos mecánicos máximos obtenidos en el análisis se muestran en la Tabla 5.9.

Tabla 5.9: Acciones máximas en las columnas.

Columna	Pu	Mx	My	Vx	Vy
	(ton)	(ton m)	(ton m)	(ton)	(ton)
Central	110.09	15.68	4.99	6.86	2.31
De borde	63.08	16.73	4.37	7.91	1.44
De esquina	36.07	14.47	3.80	5.92	2.94

En cuestiones de diseño, la excentricidad no será menor que $0.05h \geq 20$ mm, donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión, de acuerdo con lo establecido en la sección 2.3.2 de la NTC-Concreto-2004,

Para secciones cuadradas o rectangulares pueden usarse la expresión conocida como Fórmula de Bresler:

$$\text{Si } P_R/P_{RO} \geq 0.1 \quad P_R = \frac{1}{1/P_{Rx} + 1/P_{Ry} - 1/P_{RO}}$$

$$\text{Si } \frac{P_R}{P_{RO}} < 0.1 \quad \frac{M_{ux}}{M_{Rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Ry}} \leq 1.0$$

Donde:

P_R : Carga normal de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y .

P_{RO} : Carga resistente de diseño, suponiendo $e_x = e_y = 0$.

P_{Rx} : Carga normal de diseño, aplicada con una excentricidad e_x en un plano de simetría.

P_{Ry} : Carga normal de diseño, aplicada con una excentricidad e_y en el otro plano de simetría.

M_{ux} y M_{uy} : Momentos de diseño alrededor de los ejes X y Y.

M_{Rx} y M_{Ry} : Momentos resistentes de diseño alrededor de los mismos ejes.

La segunda ecuación se usa cuando no hay cargas normales, únicamente flexión en dos direcciones. En este ejemplo no se presentó ningún caso. La fórmula de Bresler se usa en la mayoría de los casos, ya que al hacer el análisis sísmico con el 100% de las acciones en una dirección y el 30% en la dirección perpendicular, las columnas quedan sujetas a flexocompresión biaxial.

Para calcular la resistencia de las columnas con excentricidades e_x y e_y , se empleó el diagrama de la figura C.9 de González Cuevas *et al.* (2005). Primero se calculan las excentricidades e_x y e_y con las cargas normales y los momentos flexionantes obtenidos en el análisis:

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} ; e_y = \frac{M_{uy}}{P_u}$$

Con los valores de las excentricidades se pueden calcular los términos e_x/h y e_y/h , que corresponden a las líneas radiales de los diagramas. Suponiendo un valor del porcentaje de acero, p , se puede calcular también el valor de q que corresponde a los diagramas de cada figura y se calcula como:

$$q = \rho \frac{f_y}{f_c'}$$

Con e/h y q se determinan, en las figuras del Apéndice C de González Cuevas *et al.* (2005), los parámetros K y R , y a partir de éstos, las cargas y los momentos resistentes. El valor supuesto de ρ , se puede verificar o cambiar y repetir el procedimiento con otro valor.

Las cargas normales resistentes de diseño, P_{Rx} y P_{Ry} , aplicadas con unas excentricidades e_x y e_y , respectivamente, se determinan con las siguientes expresiones:

$$P_{Rx} = K_x F_R b h f_c$$

$$P_{Ry} = K_y F_R b h f_c$$

En la Tabla 5.10 se muestran los valores de la carga normal resistente de diseño, P_R , donde se observa que todos se cumplen con $P_R/P_{RO} \geq 0.1$, por lo que P_R de diseño es mayor a P_u , por lo que se aceptan las características propuestas de las columnas.

Tabla 5.10: Revisiones de las resistencias de las columnas.

Columna	Pu	Mx	My	PRX	PRY	PR	P_R/P_{RO}
	(ton)	(ton m)	(ton m)	(ton)	(ton)	(ton)	
Central	110.09	15.68	4.99	290.04	494.00	262.27	0.43
De borde	63.08	16.73	4.37	152.46	435.60	138.92	0.23
De esquina	36.07	14.47	3.80	94.38	363.00	66.64	0.11

Para determinar la resistencia de las columnas rectangulares para el edificio en estudio, se emplearon los diagramas de interacción del Apéndice C de González Cuevas *et al.* (2005). El diagrama de interacción se define como el lugar geométrico de las combinaciones de carga axial y momento flexionante con las que un elemento puede alcanzar su resistencia. Un elemento puede alcanzar su resistencia bajo innumerables combinaciones de carga axial y momentos flexionantes y la forma característica del diagrama de interacción de una columna se muestra en la Figura 5.8, donde cualquier línea radial representa una excentricidad $e = M_n/P_n$.

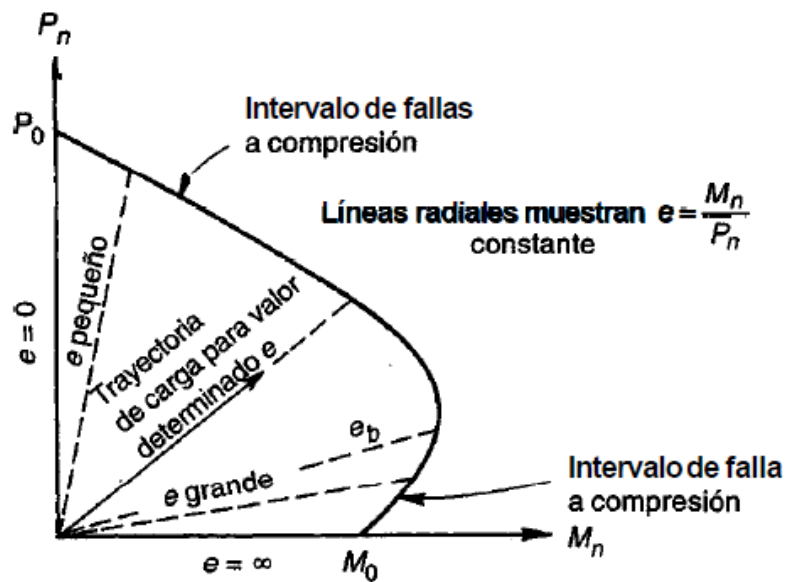


Figura 5.8: Diagrama de interacción para la resistencia nominal de una columna sometida a flexión y carga axial combinadas, tomado de Nilson (1999).

Para determinar la resistencia de la columna en los diferentes puntos de la curva de interacción, se emplea el análisis de compatibilidad de deformaciones, y las hipótesis de que las secciones planas permanecen planas, según la cual las deformaciones unitarias en el concreto varían linealmente con la distancia del eje neutro. Éste se localiza a una distancia c , desde la cara en compresión del elemento. Las deformaciones del acero en cualquier sitio de la sección son las mismas del concreto adyacente. La deformación última del concreto es ϵ_{cu} que se supone de 0.003 y las deformaciones del acero, es ϵ_s , pueden ser de tensión o compresión dependiendo de la posición del eje neutro de acuerdo con lo planteado por Nilson (1999).

Las columnas propuestas para el edificio en estudio son cuadradas de 55x55 cm, con concreto de $f'_c=300$ kg/cm², armado longitudinal con 12 varillas de 3/4" de $f_y=4200$ kg/cm². El diagrama de interacción puede construirse fácilmente proponiendo valores sucesivos de la

distancia del eje neutro, por lo que en una hoja de cálculo o en programación se puede realizar sin complicaciones. Sin embargo, se puede definir en forma aproximada estimando los siguientes puntos:

- a) **El punto de compresión pura, P_{oc} .** Se supone un estado de deformaciones unitarias de compresión uniforme, en este punto de la gráfica el momento es nulo, y la resistencia a compresión es la suma de las resistencias del concreto y del acero de refuerzo como se muestra en la figura 5.9, se determina con la siguiente expresión:

$$P_{oc} = C_c + \Sigma F$$

Donde. ΣF : Es la fuerza de fluencia de cada barra.

C_c : Es la fuerza de compresión de aplastamiento del concreto.

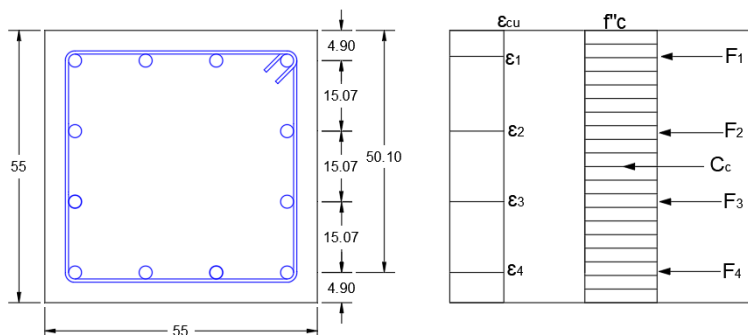


Figura 5.9: Estado de deformaciones unitarias en compresión.

- b) **Punto de Falla balanceada.** Se supone un estado de deformaciones unitarias definido por ϵ_{cu} en la fibra extrema en compresión y por ϵ_y el acero de tensión, o sea que simultáneamente el concreto alcanza su deformación unitaria máxima en compresión y el acero de refuerzo empieza a fluir

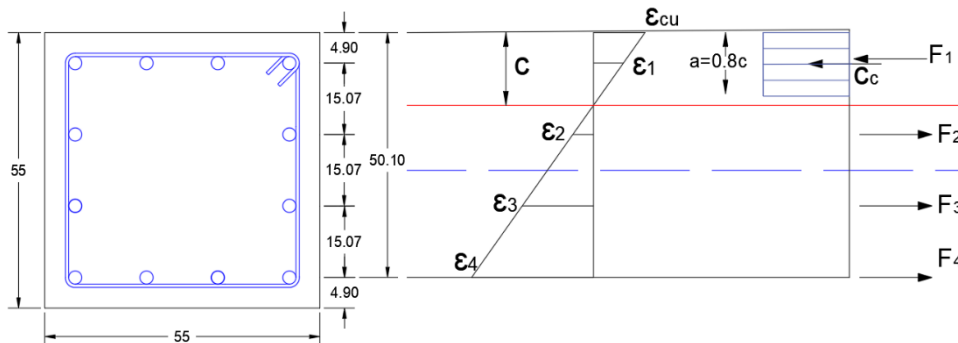


Figura 5.10: Estado de deformaciones unitarias en falla balanceada.

- c) Tensión pura donde solamente participa la resistencia del acero, debido a que se supone que el concreto tiene nula capacidad para resistir tensión.

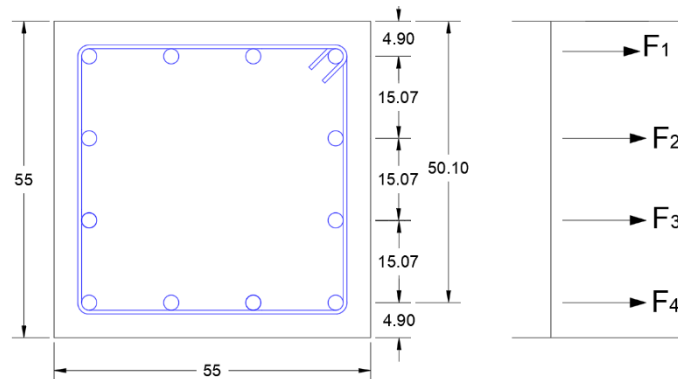


Figura 5.11: Resistencia a la tensión de la sección de columna.

Con el mismo procedimiento se pueden determinar más puntos y tener un diagrama de interacción más preciso. En la Tabla 5.11 y en la Figura 5.12 se muestran doce puntos y el diagrama de interacción correspondiente a la columna de diseño para la estructura. También se pueden usar diagramas de interacción adimensionales, como los del Apéndice C de González Cuevas *et al* (2005).

Tabla 5.11: Puntos de la curva de interacción.

Puntos	c	a	Cc	P	PR	M	MR
	cm	cm	ton	ton	ton	ton-m	ton-m
1	0.00	0.00	0.00	-144.65	-115.72	0	0
2	5.50	4.68	52.45	-36.53	-29.22	25.78	20.62
3	11.00	9.35	104.91	46.64	37.31	43.46	34.77
4	16.50	14.03	157.36	126.01	100.81	55.30	44.24
5	22.00	18.70	209.81	192.59	154.08	61.65	49.32
6	27.50	23.38	262.27	262.27	209.81	64.68	51.74
7	29.47	25.05	281.03	285.63	228.51	65.20	52.16
8	33.00	28.05	314.72	338.74	270.99	62.55	50.04
9	38.50	32.73	367.17	414.33	331.46	57.96	46.37
10	44.00	37.40	419.63	484.13	387.31	51.92	41.54
11	49.50	42.08	472.08	550.08	440.07	43.90	35.12
12	55.00	55.00	55.00	754.72	603.78	0	0

Para visualizar la combinación de las cargas de flexocompresión P_u y M_x de la columna, se grafican en la Figura 5.12, y en la cual se puede observar, la ubicación de tres columnas

diferentes, mismas que están dentro de la región geométrica en que el concreto y el armado de la columna puede ser resistida, por lo que el diseño propuesto es aceptable.

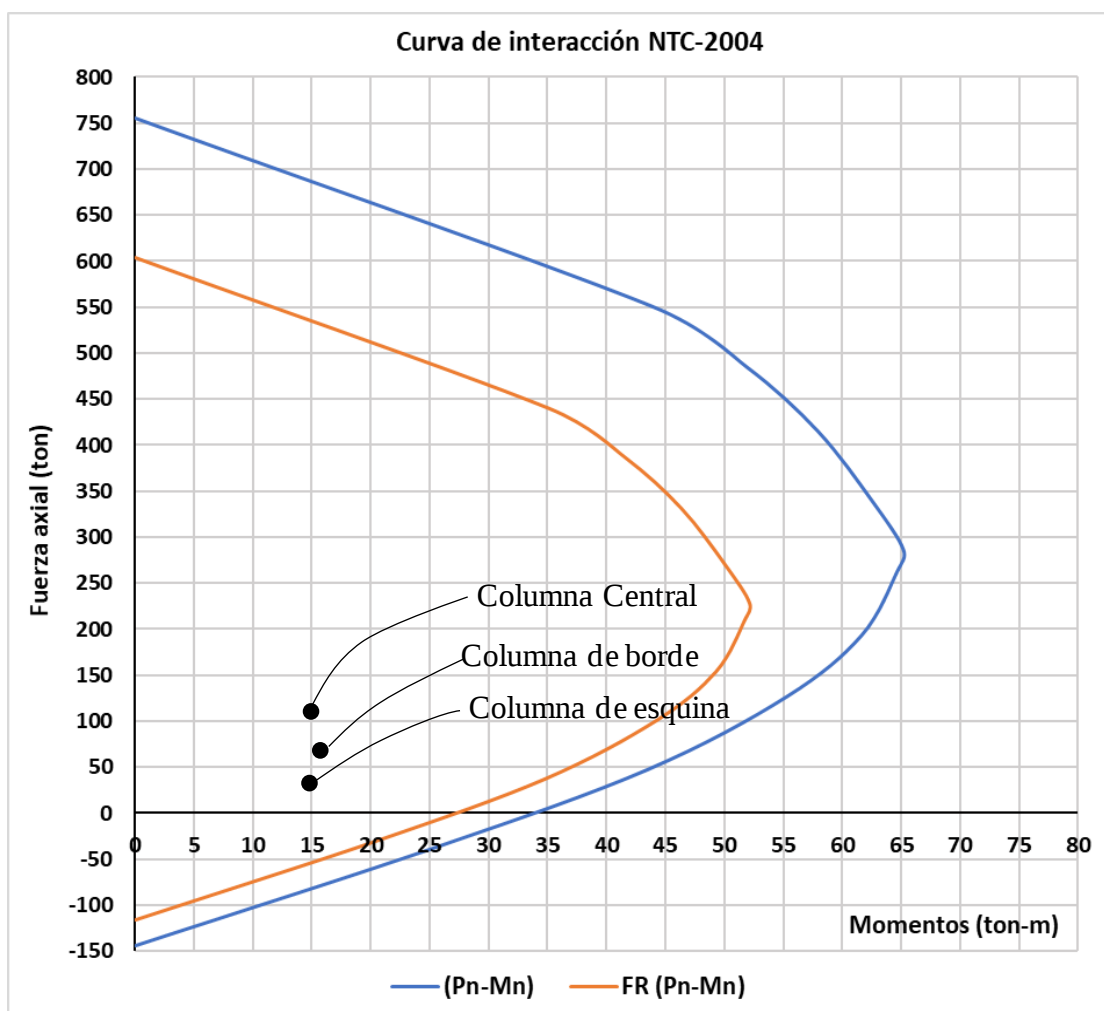


Figura 5.12: Diagrama de interacción para la resistencia nominal y con factores de resistencias de acuerdo con lo establecido en la NTC-Concreto-2004.

Para el diseño por resistencia a fuerzas cortantes de elementos sujetos a flexión y carga axial, se tienen que revisar las siguientes condiciones:

Si la fuerza axial de diseño, P_u , no excede de:

$$P_u < F_R (0.7 f_c^* A_g + 2\,000 A_s)$$

La fuerza que toma el concreto, V_{cR} , se obtendrá con las siguientes expresiones:

$$V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20 \rho) \sqrt{f_c^*} \left[1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} \right]$$

Si $P_u > F_R (0.7 f_c^* A_g + 2\,000 A_s)$, entonces V_{cR} se hará variar linealmente en función de P_u , hasta cero para:

$$P_u = F_R (A_g f_c^* + A_s f_y)$$

En la Tabla 5.12, se muestran los valores de la fuerza axial de diseño, P_u , la fuerza cortante de diseño, V_u , y el cortante que toma el concreto, V_{cR} . El concreto por sí solo es capaz de tomar las fuerzas cortantes de diseño. Sin embargo, se tienen que cumplir los criterios y requisitos generales para el refuerzo y detallado de columnas, establecidos en la sección 6.2 de la NTC-Concreto-2004.

Tabla 5.12: Fuerzas cortantes resistentes por el concreto por la NTC-Concreto-2004.

Columna	P_u	V_u	V_{cR}
	(ton)	(ton)	(ton)
Central	110.09	6.74	19.21
De borde	63.08	7.91	17.54
De esquina	36.07	5.92	16.59

5.6 Armados de los elementos estructurales

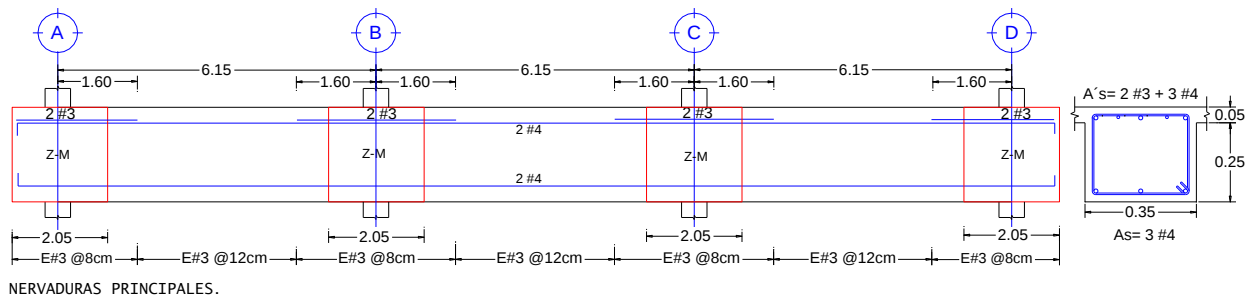


Figura 5.13: Armado de las nervaduras principales.

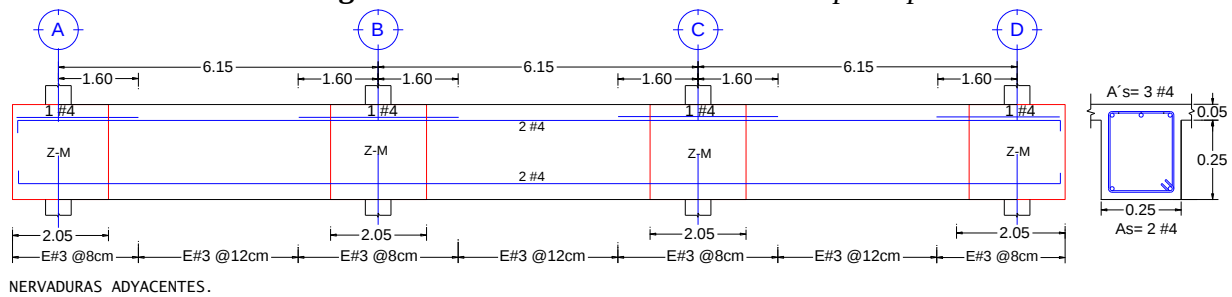


Figura 5.14: Armado de las nervaduras adyacentes.

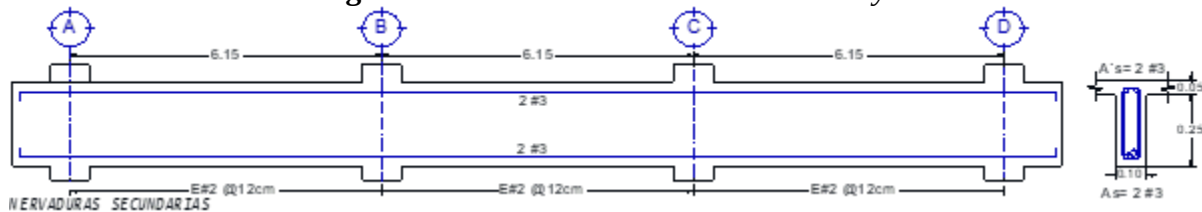


Figura 5.15: Armado de las nervaduras secundarias.

Cumpliendo plenamente lo anterior, ahora de acuerdo con lo establecido en la sección 6.2, los detallados en las zonas de confinamientos y las separaciones del acero transversal de la columna se presentan en la Figura 5.16.

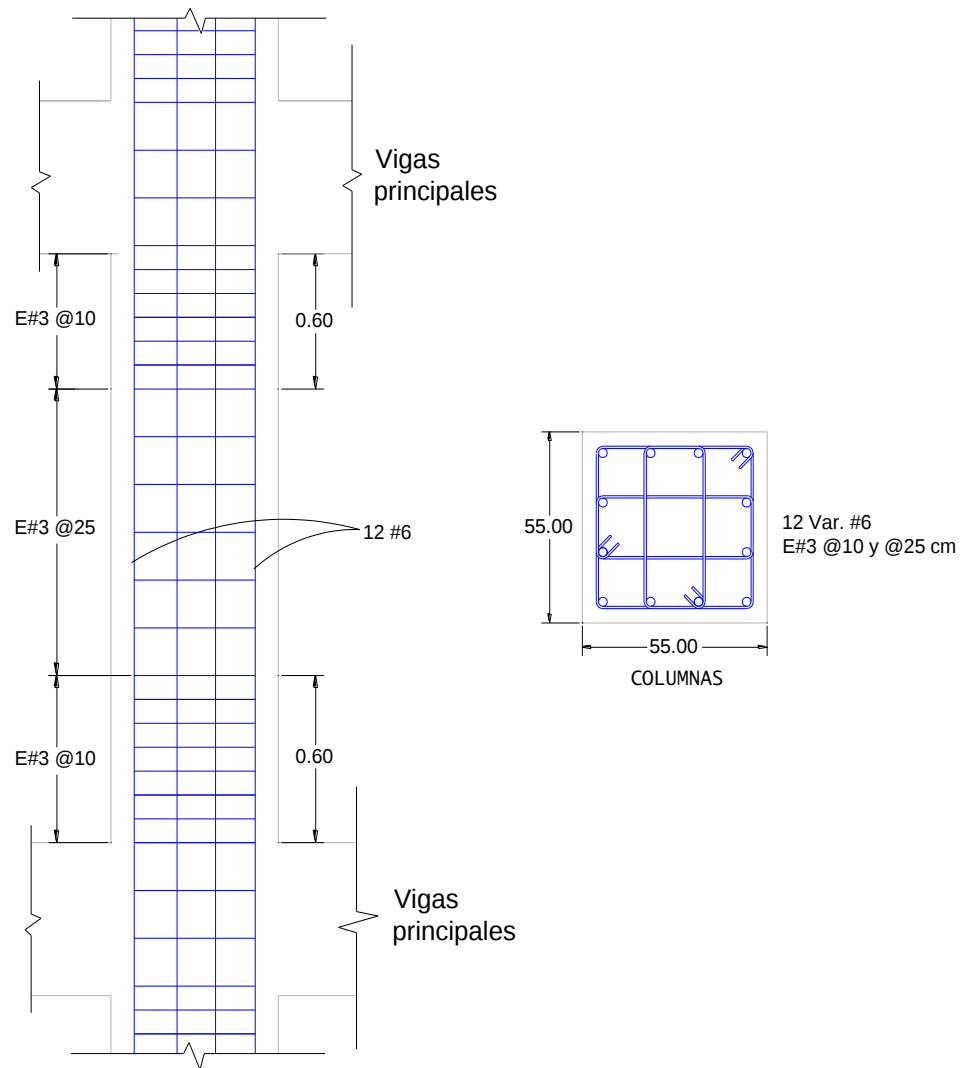


Figura 5.16: Armado y detallado de las columnas del edificio en estudio, de acuerdo con la NTC-Concreto-2004.

6. REVISIÓN DE LA ESTRUCTURA DE ACUERDO CON LA NTC-2017.

6.1 Justificación de la Revisión de la Estructura.

Después de trece años de vigencia de las NTC-2004, el 15 de diciembre de 2017, fue presentada una nueva actualización de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción de la Ciudad de México, (NTC-2017), en este lapso se diseñaron muchas estructuras, por lo que sería necesario revisarlas, para que cumplan con las NTC-2017. Un caso particular es el de las losas planas aligeradas, ya que hubo cambios significativos, como es el aspecto de restricción de ductilidad, pues en el análisis se debe usar un factor de comportamiento sísmico, Q igual a 1, mientras que en la norma anterior, se permitía usar hasta un valor de Q igual a 3, según fuese la configuración estructural, esto sin duda impacta de manera importante en las fuerzas de diseños. Otro de los cambios, de una norma a la otra, han sido los valores de los factores de carga para cada una de las acciones que actúan sobre la estructura. Así por ejemplo, para las cargas vivas, dicho factor cambió de 1.4 a 1.5, para las cargas muertas, pasó de 1.4 a 1.3, mientras que las cargas instantáneas se mantuvieron sin variación.

Anteriormente se empleaba un valor de resistencia nominal de compresión $f_c^* = 0.8f_c'$ y en función de esta expresión se determinaba el bloque equivalente de esfuerzos a compresión $f_c'' = 0.85f_c^*$, sin embargo, en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-Concreto-2017), el valor nominal a compresión en la normatividad vigente, se valora como el esfuerzo a compresión f_c' , y el bloque equivalente de esfuerzos a compresión es $f_c'' = 0.85f_c'$.

La actualización de las reglamentaciones de construcción, implica que en la mayoría de los casos, las estructuras existentes no cumplan con algunos de los preceptos de la normatividad vigente y, ello implicaría la necesidad de hacer revisiones de dichas estructuras para verificar su condición estructural con respecto a esta última normatividad en caso de incumplimiento, proponer a los propietarios de dichas edificaciones, un método de refuerzo, que permita el cumplimiento de la norma, y con ello, el prolongar su vida útil.

En esta tesis, se parte de una estructura que fue diseñada con las normas de 2004 y que con la actualización de los requisitos ya no cumple con la norma de 2017 por lo que es necesario reforzarla para que cumpla con las resistencias y distorsiones permisibles de las NTC-2017, en el

cual se establece el propósito de obtener un comportamiento adecuado de las estructuras, bajo los siguientes objetivos de diseño:

- a) Bajo sismos que pueden presentarse varias veces durante la vida de la estructura (sismos frecuentes) se permiten daños menores que no conduzcan a la interrupción de la ocupación del edificio.
- b) Bajo el sismo en que se basa la revisión de la seguridad contra colapso (sismo de diseño), no ocurran fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños y/o deformaciones residuales de consideración que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes.

6.2 Construcción del espectro de diseño sísmico.

De acuerdo con el capítulo 3, de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-Sismo-2017), para obtener al espectro de diseño sísmico, se tiene que emplear el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño denominado SASID, que trae consigo la base de datos para la obtención del espectro elástico para el sitio de la construcción, ingresando las coordenadas geográficas o bien la dirección del predio. Para obtener el espectro reducido de diseño se tienen que aplicar los factores de reducción por comportamiento sísmico, Q' , factor por sobre resistencia, R y el factor de hiperestaticidad, k , que a continuación se describen y aplicados al edificio en estudio:

- a) **Revisión por Condiciones de Regularidad.** Para que una estructura se considere regular debe satisfacerse los requisitos de la sección 5.1 de acuerdo con lo establecido en la NTC-Sismo-2017, en que cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para un diafragma rígido, por lo tanto, se empleó un factor de regularidad de uno.
- 1) Los diferentes marcos son paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio, ya que no hay plano o elemento que forme en planta con respecto a los ejes mayor a 15 grados.
- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no excede de 4.0.

$$\frac{H}{B} = \frac{9.9 \text{ m}}{18.45 \text{ m}} = 0.53 < 4.0$$

- 3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 4.0.

$$\frac{L}{B} = \frac{18.45 \text{ m}}{18.45 \text{ m}} = 1 < 4.0$$

- 4) En planta del edificio no cuenta con ningún entrante, ni saliente, que sea mayores al 20% de la planta, como se establece en la dicha normatividad.
- 5) En cada nivel tiene un sistema de piso rígido y resistente, como se verificó con la hipótesis de diafragma semirrígido y rígido, en la sección 4.5 del capítulo anterior.
- 6) No tiene aberturas en ninguno de los sistemas de pisos, las escaleras están en cuerpo independiente.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120% del correspondiente al piso inmediato inferior, definido en la sección 4.5 del capítulo anterior.
- 8) En cada dirección, ningún entrepiso tiene un área mayor que 110% de la del piso inmediato inferior, además ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125% de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección.
- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales, todas las columnas pasan y están ligados al sistema de piso.
- 10) Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura.
- 11) La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior, el segundo entrepiso tiene una variación de rigidez de 19.78 % respecto al primero, mostrado en la tabla 5.2.
- 12) En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de esta.
- 13) El sistema estructural en estudio es diseñado con $Q=1$, por lo que se omiten los requerimientos para un sistema diseñado con $Q=4$, mencionado a este punto.

En un análisis dinámico modal como el realizado para la estructura en estudio, se cumplen los requisitos 5.1 de la NTC-Sismo-2017, para que se considere como regular el edificio, por lo que Q' , se multiplicará por un factor de 1.

- b) Factor de Reducción por Ductilidad.** Los factores de comportamiento y distorsiones permisibles se determinan en el capítulo 4, de la NTC-Sismo-2017, en la tabla 4.2.1 para estructuras de concreto, con columnas de concreto interconectadas con losas planas, en el

análisis se tomará un factor de comportamiento sísmico de $Q=1$, el cual está relacionado con el factor de reducción por comportamiento sísmico, Q' , que se calcula como:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}} ; & si & T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} ; & si & T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}} ; & si & T > T_b \end{cases}$$

Donde:

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T} \right)^2$$

$$\beta = \begin{cases} 1 - \left[1 - \left(\frac{0.005}{\xi} \right)^\lambda \right] \frac{T}{T_a} & si & T \leq T_a \\ \left(\frac{0.005}{\xi} \right)^\lambda & si & T < T_a < \tau T_b \\ 1 + \left[\left(\frac{0.005}{\xi} \right)^\lambda - 1 \right] \left(\frac{\tau T_b}{T} \right)^\varepsilon & si & T \geq \tau T_b \end{cases}$$

El factor de reducción β considera el amortiguamiento suplementario mayor que 0.05, por efectos de interacción suelo-estructura o del uso de disipadores de tipo viscoso; ξ es la fracción de amortiguamiento crítico para la que se establece el espectro de diseño, y los valores de λ , ε y τ se listan en la tabla 3.1.1, de la NTC-Sismo-2017, como se muestra en la Figura 6.1.

Periodo del sitio (s)			λ	ε	T
	T_s	≤ 0.5	0.40	0.80	2.50
0.5 <	T_s	≤ 1.0	0.45	0.20	1.00
1.0 <	T_s	≤ 1.5	0.45	0.30	1.00
1.5 <	T_s	≤ 2.0	0.50	1.20	1.00
2.0 <	T_s	≤ 2.5	0.50	1.80	1.00
2.5 <	T_s	≤ 3.0	0.55	3.00	1.00
3.0 <	T_s	≤ 4.0	0.50	4.00	1.00

Figura 6.1: Valores de λ , ε y τ en función del periodo del sitio, T_s (NTC-Sismo-17, 2017).

c) **Reducción por Sobre resistencia, R .** Se determina con la siguiente ecuación:

$$R = k_1 R_0 + k_2$$

Para sistemas estructurales de concreto, acero o compuesto a los que se asigna Q menor a 3, Ro se tomará a 1.75, el factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas, k_2 , se obtiene con la siguiente expresión:

$$k_2 = 0.5[1 - (T/T_a)^{1/2}] > 0$$

d) Factor de corrección por hiperestaticidad. Para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan tres o más crujeas $k_1=1$.

Al ingresar las coordenadas de la ubicación de la estructura, latitud/longitud (19.381042, -99.179379) y los factores correspondientes en el programa SASID, se obtienen los parámetros de periodo fundamental del terreno, T_s , Periodos característicos T_a , T_b y demás parámetros que construyen al espectro elástico de diseño como se muestra en la Figura 6.2.

Finalmente, para reducir el espectro elástico a uno para el análisis modal espectral, la aceleración espectral se tiene que reducir afectándose con los factores de ductilidad Q' y de sobre-resistencia R , $a/Q'R$. En la Figura 6.3 se muestra el espectro elástico y espectro reducido de diseño, este último será ingresado en el programa de análisis estructural ETABS (CSI, 2019)

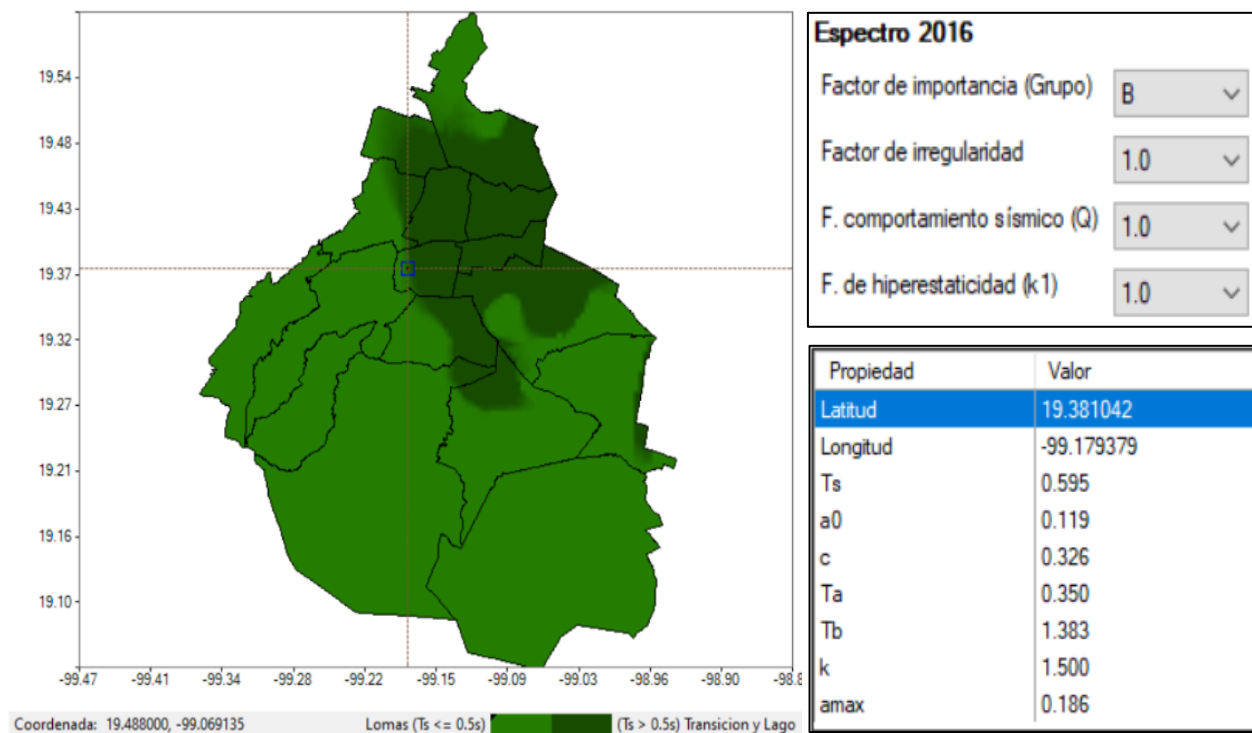


Figura 6.2: Parámetros que define al espectro de diseño (SASID).

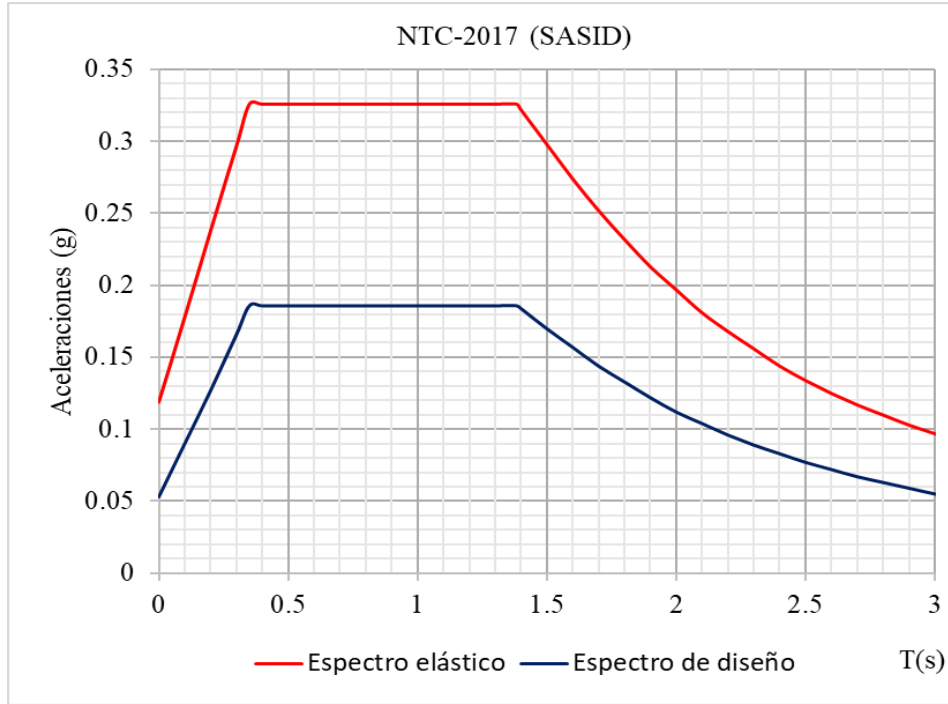


Figura 6.3: Espectro elástico y reducido para diseño con de acuerdo con NTC-Sismo-2017.

6.3 Revisión por desplazamientos y distorsiones permisibles.

Empleando el espectro reducido de diseño en función de las características del sistema estructural y del suelo, de acuerdo con lo estipulado en la sección 1.8 de la NTC-Sismo-2017, para efectos de revisión se realiza el análisis modal espectral con las fuerzas sísmicas correspondientes, obteniendo los desplazamientos laterales y la mayor distorsión de entrepisos, tomando en cuenta para las dos condiciones de diseño siguientes:

- Para el cumplimiento del requisito de limitación de daños ante sismos frecuentes, se revisará que las distorsiones de entrepiso determinadas para esta condición deben obtenerse del análisis con el espectro de diseño reducido en función de los factores de comportamiento sísmico y sobre-resistencia, multiplicándolas por $Q'R$ y por el factor K_s no excedan 0.004, al no estar ligados los elementos no estructurales a la estructura principal, el factor K_s , se puede determinarse como:

$$K_s = \begin{cases} 1/6; & \text{si } T_s < 0.5s \\ \frac{1}{6 - 4(T_s - 0.5)}; & \text{si } 0.5 \leq T_s < 1.0s \\ 1/4; & \text{si } T_s \geq 1.0s \end{cases}$$

En la Tabla 6.1, se muestran los valores de los desplazamientos relativos obtenidos del modelo de análisis, la distorsión y su comparación con el límite de las NTC-Sismo-2017.

Tabla 6.1: *Distorsiones para limitación de daños de acuerdo con la NTC-Sismo-2017.*

Niveles	H	U	Δx_i	δx_i	$\delta x_i Q' K_s R$	< 0.0040
	mm	mm	mm	Distorsiones		
3	3200	29.65	8.53	0.0027	0.0009	Cumple
2	3200	21.12	11.91	0.0037	0.0013	Cumple
1	3500	9.22	9.22	0.0026	0.0009	Cumple

- b) Para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso, se revisa que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño reducido, multiplicadas por QR, en función del periodo fundamental de la estructura, no excedan los valores especificados para la distorsión límite en la tabla 4.2.1 de las NTC-Sismo-2017, para estructuras de concreto reforzado con sistemas de losas planas, tomando en cuenta las separaciones con edificios colindantes y efectos de segundo orden. Los valores de los desplazamientos relativos, distorsiones y la comparación con los límites, se muestra en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2: *Distorsiones para seguridad contra colapso de acuerdo con NTC-Sismo-2017.*

Niveles	H	U _x	Δx_i	δx_i	$\delta x_i Q R$	< 0.005
	mm	mm	mm	Distorsiones		
3	3200	29.65	8.53	0.0027	0.0047	Cumple
2	3200	21.12	11.91	0.0037	0.0065	No cumple
1	3500	9.22	9.22	0.0026	0.0046	Cumple

En la figura 6.4 se observa que, en caso de la revisión de las distorsiones permisibles para la seguridad contra colapso, se supera al máximo valor permisible, $\delta > 0.005$, para el sistema de columnas de concreto interconectadas con losas planas, por lo que se requiere refuerzo de los elementos estructurales o algún sistema de control para rigidizar a la estructura y reducir los desplazamientos de entrepisos, para cumplir con lo establecido en las NTC-Sismo-2017.

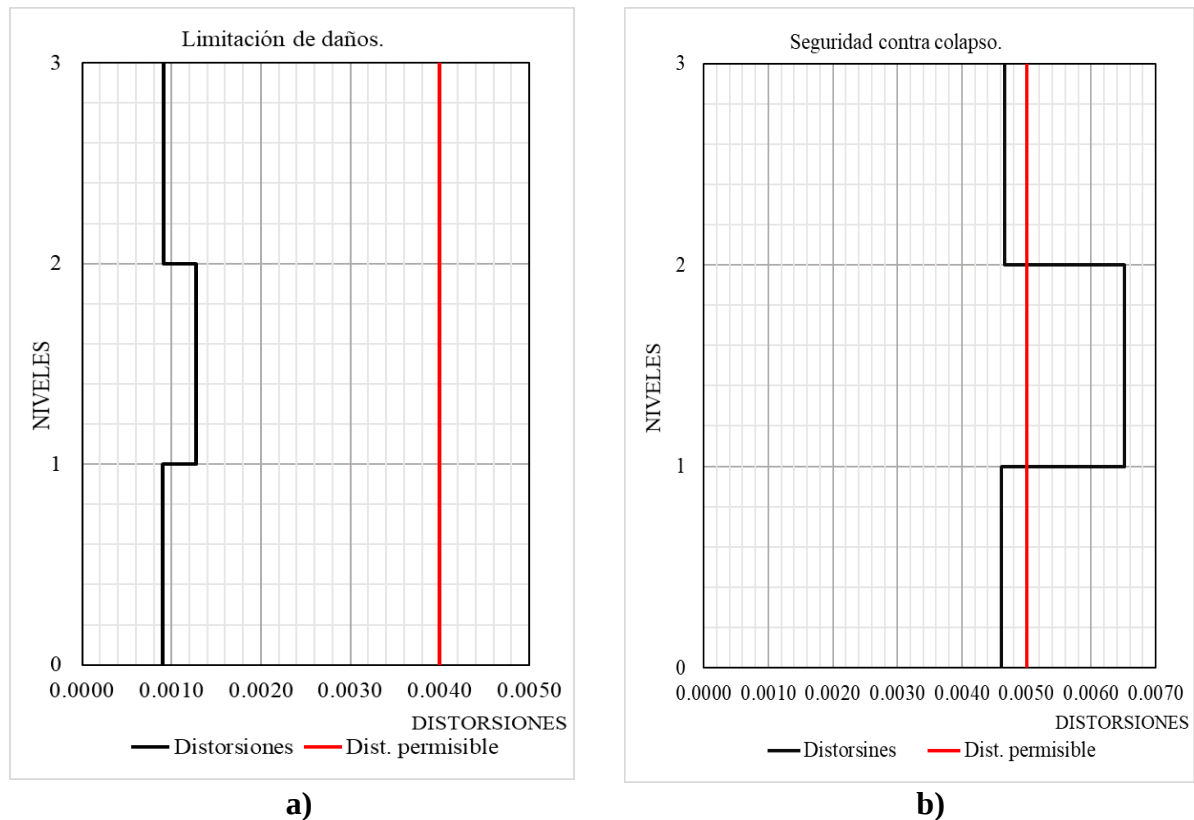


Figura 6.4: *Distorsiones de entrepisos y permisibles de acuerdo con la NTC-Sismo-2017; a) Limitación de daños y b) Seguridad contra colapso.*

6.4 Revisión de resistencia de los elementos estructurales.

En el capítulo anterior los elementos estructurales se diseñaron con el espectro reducido, criterios y consideraciones de acuerdo con lo establecido en la NTC-2004, a propósito del presente trabajo de investigación se realiza la revisión por resistencia con las NTC-Concreto-2017 para que en caso de necesitar algún refuerzo se proponga el encamisado metálico con ángulos, soleras y placas, que es uno de los métodos más comunes empleados por los estructuristas en la Ciudad de México.

6.4.1 Peralte mínimo de la losa.

Referente a las losas planas en la sección 7.6 de la NTC-Concreto-2017, sigue siendo la misma ecuación para la revisión del peralte efectivo mínimo que en la NTC-Concreto-2004:

$$d_{min} = kL (1 - 2c/3L)$$

Para omitir el cálculo de deflexiones en tableros de losas sin ábacos, se tiene que aplicar la ecuación para determinar el coeficiente, k;

$$k = 0.00075 \sqrt[4]{f_s w} \geq 0.025$$

Donde L , es el claro mayor de la losa, f_s , es el esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, se puede suponerse igual a $0.6f_s$, w es la carga en condiciones de servicio y c es la dimensión de la columna paralela a L , ante esta revisión se sigue cumpliendo plenamente el peralte efectivo de la losa, $d = 25.4 \text{ cm} > d_{min} = 20.01 \text{ cm}$.

6.4.2 Zonas Macizas.

Se realiza la revisión a las zonas macizas por fuerzas cortantes de acuerdo con la establecido en la sección 5.3.6 de la NTC-Concreto-2017, los elementos mecánicos presentado en la Tabla 6.3, se obtuvieron del modelo analítico con ETABS, de las combinaciones de carga viva, carga muerta y accidental más desfavorable:

Tabla 6.3: Elementos mecánicos en las zonas macizas por las combinaciones de cargas.

Ubicación.	V	Mx	My
	(ton)	(ton-m)	(ton-m)
Zona maciza central	45.46	1.24	0.72
Zona maciza de borde	27.52	13.64	1.30
Zona maciza de esquina	19.54	18.78	5.71

Los criterios y requisitos para la revisión de las zonas macizas son los mismos que lo establecido en la NTC-Concreto-2004, aplican las mismas expresiones cuando M_u , no excede de $0.2V_u d$, el esfuerzo cortante de diseño, v_u , y para cuando sí excede, se calcula una fracción del momento dada por α , que se transmite por excentricidad.

Las ecuaciones tienen ligeras variaciones por la manera en que se considera la resistencia del concreto para calcular el esfuerzo cortante máximo de diseño. Al considerar la combinación de acciones permanentes, variables y sismos, se emplea el factor de resistencia, $F_R = 0.65$, en las siguientes expresiones:

$$v_{cr} = F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f'_c}$$

$$v_{cr} = F_R \sqrt{f'_c}$$

Las consideraciones generales para calcular el refuerzo necesario, de acuerdo a lo descrito en la sección 5.3.6.5, se consideraran dos vigas ficticias perpendiculares entre sí que cruzan sobre

la columna, el ancho b , de cada viga será igual al peralte efectivo de la losa, en ellas se suministrarán estribos verticales cerrados con una barra longitudinal en cada esquina y cuya separación será 0.85 veces al cálculo de separaciones, sin que sea mayor que $d/3$, la separación transversal entre ramas verticales de los estribos no debe exceder de 200 mm, a una longitud no menor que un cuarto del claro entre ejes de columnas en el caso de losas planas.

Respecto de la revisión del cortante máximo actuante, v_u , mismo que no excede al esfuerzo cortante resistente, como se muestra en la Tabla 6.4, cumple con los requerimientos establecido en la NTC-Concreto-2017, por lo que no es necesario proponer un sistema de refuerzo a las zonas macizas.

Tabla 6.4: Acero de refuerzo en las zonas macizas.

Zona maciza	v_u	v_{cr}	s	Varillas
	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	cm	#
Central	5.16	11.26	8.00	3
De borde	5.54	11.26	8.00	3
De esquina	6.18	11.26	8.00	3

6.4.3 Nervaduras.

Las nervaduras se tienen que revisar de acuerdo con las solicitaciones y acciones impuestas a la estructura de acuerdo con lo establecido en la NTC-Sismo-2017, siguiendo los mismos procedimientos y ecuaciones matemáticas para calcular los momentos resistentes, sin embargo, para determinar el valor de β_1 , se emplean las siguientes condiciones:

$$\beta_1 = \begin{cases} 0.85 & \text{si } f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \\ 1.05 - \frac{f'_c}{1400} \geq 0.65 & \text{si } f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Las ecuaciones para determinar el momento resistente en secciones rectangulares sin acero en compresión según se establece en la NTC-Concreto-2017 en sección 5.1.1:

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5 q)$$

O bien:

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5 q)$$

Donde:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} ; q = \frac{\rho f_y}{f_c''}$$

Para calcular la resistencia a flexión, en las secciones rectangulares con acero de compresión, aplica la siguiente ecuación:

$$M_R = F_R \left[(A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right]$$

Donde

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f_c'' b}$$

De las revisiones por flexión, en la Tabla 6.5, se observa que no se cumplen los momentos resistentes por el acero de refuerzo en las nervaduras principales, tanto en las de borde, como en las centrales y las nervaduras adyacentes, por lo que se necesita de un refuerzo adicional para cubrir los momentos excedentes, M_{REF} , que toma el acero de refuerzo del armado de la nervadura para cumplir con los requerimientos de la NTC-Concreto-2017.

Tabla 6.5: Momentos últimos de diseño y momentos resistentes.

Nervaduras	Momentos	Mu	MR	Cumple	MREF
		(kg-m)	(kg-m)		(kg-m)
Primaria perimetral	Positivo	6060	3540	No	2520
	Negativo	9370	4790	No	4580
Primaria central	Positivo	3700	2340	No	1360
	Negativo	6980	3430	No	3550
Adyacente	Positivo	2100	3540	Si	0
	Negativo	5880	4790	No	1090
Secundaria	Positivo	800	1280	Si	0
	Negativo	1250	1280	Si	0

Por otro lado, de acuerdo con la sección 5.3.3 de la NTC-2017, la revisión por fuerza cortante, en vigas con relación claro a peralte total, L/h , no menor que 5, si $p < 0.015$, la fuerza cortante que toma el concreto, V_{cR} :

$$V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20 \rho) \sqrt{f'_c}$$

Sin que sea mayor a:

$$1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} > V_{cR}$$

La fuerza cortante para cubrir con estribos se calcula con la siguiente expresión:

$$V_{sR} = V_u - V_{cR}$$

Cálculo de las separaciones de los estribos:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{sR}}$$

Si $V_u > V_{cR}$ y $V_u \leq 1.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$ las separaciones de los estribos no deben ser mayores a 0.5 d.

Tabla 6.6: Refuerzo transversal en las nervaduras.

Nervaduras	V	Varillas	Separaciones		Cumple
	(ton)	#	L/4	Centro	
Principal en bordes	6.60	# 3	@ 8.00 cm	@ 12.00 cm	Sí
Principales centrales	4.73	# 3	@ 8.00 cm	@ 12.00 cm	Sí
Adyacente	6.98	# 3	@ 8.00 cm	@ 12.00 cm	Sí
Secundaria	1.53	# 2	@ 12.00 cm	@ 12.00 cm	Sí

Se revisaron las nervaduras ante las fuerzas cortantes, por lo que solo se requiere acero mínimo y los detallados de los elementos vigas de concreto como se establece en la NTC-Concreto-2017.

6.4.4 Columnas.

Los elementos mecánicos en las columnas, de acuerdo con el análisis modal espectral, empleando el software de análisis estructural ETABS, de acuerdo con los criterios y consideraciones establecido en las NTC-Sismo-2017, se presentan en la Tabla 6.7.

Tabla 6.7: Fuerzas internas (elementos mecánicos), en las columnas.

Columna	Pu	Mx	My	Vx	Vy
	(ton)	(ton m)	(ton m)	(ton)	(ton)
Central	113.61	35.62	11.30	14.35	4.65
De borde	91.80	35.17	11.68	14.02	4.68
De esquina	74.10	35.16	13.05	14.26	5.87

Construyendo la curva de interacción, siguiendo el mismo procedimiento definido en el capítulo anterior del presente trabajo, en la Tabla 6.8 se muestran los valores para su construcción, definiendo los valores de la resistencia nominal (P, M), y los valores afectados con los factores de resistencias, (P_R, M_R).

Tabla 6.8: *Puntos de la curva de interacción.*

Puntos	c	a	Cc	Pn	FR (Pn)	Mn	MR (Mn)
	cm	cm	Ton	Ton	Ton	Ton-m	Ton-m
1	0	0	0	-144.65	-108.49	0	0
2	5.50	4.68	65.57	-23.41	-17.56	29.08	21.81
3	11.00	9.35	131.13	72.87	54.65	49.45	37.09
4	16.50	14.03	196.70	165.35	124.01	63.36	47.52
5	22.00	18.70	262.27	245.05	183.79	71.17	53.37
6	27.50	23.38	327.83	327.83	245.88	75.05	56.29
8	29.47	25.05	351.29	355.89	266.92	75.73	56.79
7	33.00	28.05	393.40	417.42	313.06	73.15	54.86
9	38.50	32.73	458.97	506.12	379.59	68.18	51.14
10	44.00	37.40	524.54	589.04	441.78	61.15	45.87
11	49.50	42.08	590.10	668.10	501.08	51.52	38.64
12	55.00	0.00	0.00	907.24	680.43	0	0

Realizando las revisiones de acuerdo con lo establecido en la sección 5.2.3 de la NTC-Concreto-2017, referente a la resistencia a compresión y flexión en dos direcciones, para las secciones cuadradas o rectangulares, los valores de la expresión 5.2.1, cumplen con las condiciones $P_R/P_{RO} \geq 0.1$, de la Tabla 6.9, por lo que las columnas tienen las capacidades resistentes ante las sollicitaciones de las combinaciones de cargas más desfavorables para el diseño del edificio.

Tabla 6.9: *Revisiones de las resistencias de las columnas de acuerdo con NTC-Concreto-2017.*

Columna	Pu	Mx	My	PRX	PRY	PR	P_R/P_{RO}
	(ton)	(ton m)	(ton m)	(ton)	(ton)	(ton)	
Central	113.61	35.62	11.30	123.75	337.50	337.32	0.14
De borde	91.80	35.17	11.68	84.38	309.34	74.85	0.13
De esquina	74.10	35.16	13.05	67.50	230.63	57.38	0.10

Fijando los valores Pu y Mx, de la columna central, de borde y de esquina en el diagrama de interacción, cumple con la resistencia como se muestra en la Figura 6.6.

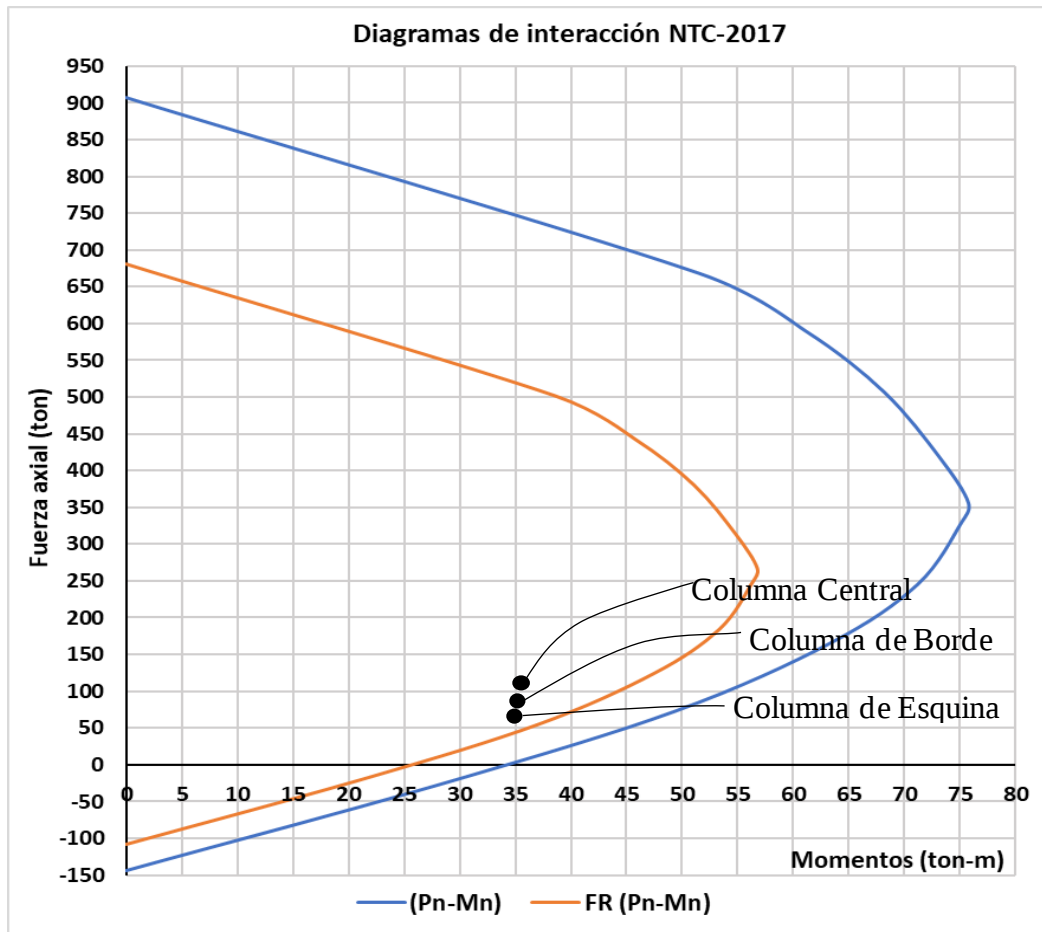


Figura 6.5: Diagrama de interacción para la resistencia nominal y con factores de resistencias de acuerdo con lo establecido en la NTC-Concreto-17.

7 REFUERZO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO EN ESTUDIO.

7.1 Criterios y consideraciones generales.

En el capítulo anterior se observó que al revisar a la estructura prototipo diseñada con las NTC-2004, este no cumplió con las distorsiones permisibles para la seguridad contra colapso y resistencia en las nervaduras principales y adyacentes. Se determinó reforzar a las columnas y nervaduras con ángulos, soleras y/o placas para rigidizar al sistema estructural ante las fuerzas laterales y aumentar la capacidad resistente de los elementos estructurales, para cumplir con lo establecido en la NTC-Sismo-2017 y la NTC-Concreto-2017.

Para obtener las distorsiones permisibles en el programa de análisis estructural ETABS, por la particularidad de las secciones encamisadas con ángulos y soleras, se empleó la sección general del programa. Para calcular las propiedades equivalentes de las secciones compuestas con dos o más materiales se puede emplear el método de la sección transformada, tomando en cuenta el agrietamiento del concreto en tensión. Las características de los materiales que se consideran para el refuerzo estructural del edificio son los siguientes:

Concreto:

- Resistencia a Compresión, $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad, $E_c = 242,487 \text{ kg/cm}^2$

Acero de Refuerzo:

- Resistencia de fluencia, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de Elasticidad, $E_s = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$

Resina epóxica:

- Resistencia a compresión mínima, $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ (en 24 horas)

Acero para el sistema de refuerzo (A-36):

- Módulo de elasticidad, $E_s = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de fluencia, $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$
- Esfuerzo de ruptura, $f_u = 4080 \text{ kg/cm}^2$

Las secciones reforzadas en estudio están compuestas con concreto, acero de refuerzo y con ángulos. De acuerdo con lo planteado por Nilson (1999), el método de la sección transformada consiste en sustituir el área de acero por un área equivalente de concreto, se supone que las secciones transversales permanecen planas durante la flexión y los materiales no rebasan su rango elástico, por lo que se pueda asumir la hipótesis que la deformación unitaria del concreto es igual a la deformación unitaria del acero, es decir $\varepsilon_c = \varepsilon_s$, o bien:

$$\frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{\sigma_s}{E_s}$$

Se puede obtener una relación entre el esfuerzo del acero σ_s y concreto σ_c , empleando una relación modular, $n = E_s/E_c$, se obtiene:

$$\sigma_s = \frac{E_s}{E_c} \sigma_c = n \sigma_c \quad \text{ó} \quad n = \frac{\sigma_s}{\sigma_c}$$

Para transformar el área equivalente del acero a concreto, por equilibrio y sustituyendo el valor de n, se tiene:

$$\sigma_s A_s = \sigma_c A_c$$

$$\frac{\sigma_s}{\sigma_c} A_s = A_c$$

$$n A_s = A_c$$

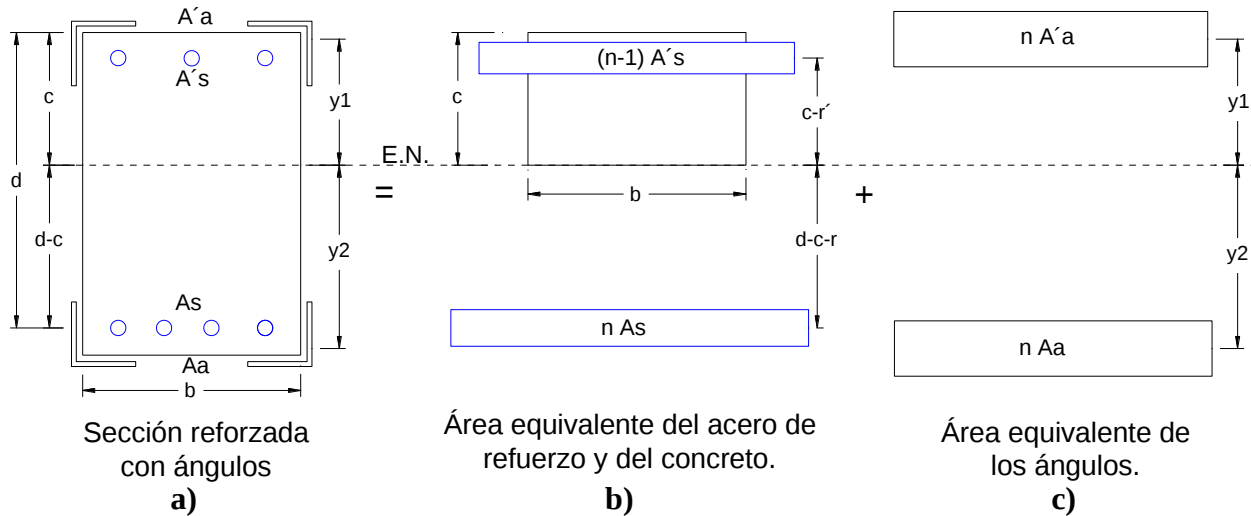


Figura 7.1: Sección transformada del elemento reforzado con ángulos y/o soleras: a) sección reforzada, b) área equivalente del acero de refuerzo y del concreto en compresión y b) área equivalente de ángulos.

En un elemento rectangular de concreto doblemente armado y con refuerzo con ángulos y/o soleras como se muestra en la Figura 7.1a, en el concreto se supone que las grietas de esfuerzos a tensión progresan hasta al eje neutro, en consecuencia, en la sección transformada solo se toma en cuenta la contribución del concreto a compresión a una profundidad c , el acero de refuerzo y el encamisado del elemento como se aprecia en la Figura 7.1b y 7.1c.

Para calcular la profundidad del eje neutro c , por equilibrio el área a tensión respecto al eje se iguala al área en compresión:

$$nA_s + nA_a = \frac{bc^2}{2} + (n-1)A'_s + nA'_a$$

Donde: A_s y A'_s , es el área del acero de refuerzo en tensión y compresión.

A_a y A'_a , es el área del acero del encamisado en tensión y compresión.

Al obtener el valor de c de la ecuación cuadrática, se puede calcular la inercia equivalente, I_{eq} , aplicando el teorema de los ejes paralelos, con la siguiente expresión matemática:

$$I_{eq} = \frac{bc^3}{3} + nA_s(d - c - r)^2 + (n-1)A'_s(c - r')^2 + nA_a(y_2)^2 + nA'_a(y_1)^2$$

Otras de las propiedades que es necesario calcular es el módulo de la sección, si I_{eq} es el momento de inercia equivalente de una sección compuesta con respecto a un eje que pasa por el centroide y y es la distancia desde la orilla más alejada de la sección hasta al mismo eje, el módulo de la sección equivalente, S_{eq} , es igual a:

$$S_{eq} = \frac{I_{eq}}{y}$$

Tomando en cuenta el espesor de la resina epóxica, t_r , y el espesor del ángulo o solera, t_a , donde h es la altura de la sección de concreto, suponiendo que c es menor que $h/2$, se tiene:

$$y = h - c + t_r + t_a$$

El radio de giro está relacionado con el diseño de elementos sujetos a compresión, matemáticamente se define con la siguiente expresión matemática:

$$r = \sqrt{\frac{I_{eq}}{A_{eq}}}$$

Donde el área equivalente de la sección, A_{eq} , es igual a:

$$A_{eq} = bc + nA_s + (n - 1)A'_s + nA_a + nA'_a$$

De acuerdo con lo establecido en la sección 6.5.5.2 de la Guía Técnica para la Rehabilitación Sísmica de Edificios Escolares de la Ciudad de México (GTRSEE-CDMX-2019), se establece que el área de la sección transversal del acero del encamisado debe ser calculado de acuerdo con el apartado 5.1.4 de las NTC-Concreto-2017, y no debe ser menor que 0.01 del área de la sección del concreto. Adaptando a la ecuación para calcular la resistencia a flexión de la sección con las soleras, queda de la siguiente manera:

$$M_{RS} = F_R A_a f_{yA36} d (1 - 0.5 q)$$

$$\rho = \frac{A_a}{bd}$$

$$q = \frac{A_a}{bd}$$

Donde: A_a es el área de las soleras y/o ángulos.

f_{yA36} es la fluencia del acero A-36.

d es el peralte efectivo de la viga tomando en cuenta el confinamiento del encamisado, $d=h$.

7.2 Refuerzo con Ángulos y Soleras a los Elementos Estructurales.

7.2.1 Nervaduras.

En las revisiones de acuerdo con las especificaciones y criterios establecidos en las NTC-Concreto-17, las nervaduras principales y secundarias, ante las solicitaciones de las cargas de diseño, el área del acero de refuerzo existente en la sección es insuficiente para resistir a los momentos flexionantes, por ello se propone un refuerzo estructural con soleras para cubrir los momentos positivos y negativos excedentes M_{REF} , tanto al lecho inferior y superior.

Para el refuerzo longitudinal de las nervaduras por la presencia de otras nervaduras resulta complicado utilizar ángulos de manera continua por sus alas, por ello se propusieron reforzar con dos soleras de 64x8 mm (2.5"x5/16") para la nervadura principal y adyacentes, tanto en el lecho

inferior como superior. Se revisó a que el área de la sección transversal de las soleras cumpliera con el acero mínimo requerido establecido en las NTC-Concreto-2017.

En la Tabla 7.1 se muestran los valores de los momentos excedentes a cubrir M_{REF} , por lo que empleando las ecuaciones de la NTC-Concreto-2017, se calculan los momentos resistentes por las soleras, M_{RA} , y como se puede dar cuenta se logra cumplir con la resistencia en todos los casos o bien $M_{REF} < M_{RA}$.

Tabla 7.1: Momentos resistentes por las soleras, M_{RA} .

Nervaduras	Momento	MREF	MRA
		(kg-m)	(kg-m)
Primaria perimetral	Positivo	2520	6535
	Negativo	4580	6535
Primaria central	Positivo	1360	4823
	Negativo	3550	4823
Adyacentes	Positivo	0	6535
	Negativo	1090	6535

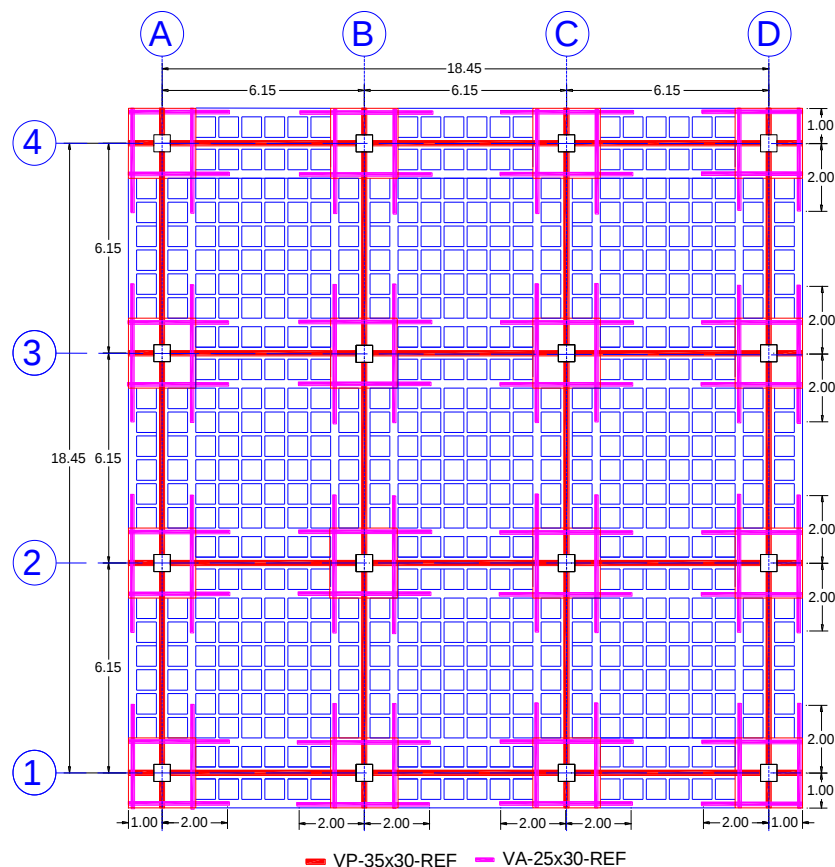


Figura 7.2: Ubicación de las nervaduras primarias y secundarias reforzadas con soleras.

En la Figura 7.2 se muestra en planta las ubicaciones de las nervaduras reforzadas del edificio en estudio. Como en todas las nervaduras principales, se requería reforzar para momentos positivos y negativos, se emplearon dos soleras para el lecho inferior y superior, colocándose en toda la longitud del elemento hasta conectarse con el encamisado de la columna. Mientras que para las nervaduras adyacentes se reforzaron a 2.00 m, medida desde el eje, en sus extremos para cubrir a los momentos negativos.

Se emplean las resinas epóxicas para unir los elementos del sistema de refuerzo con el concreto, por principios de elementos compuestos que trabajan en flexión, entre estos materiales se forman esfuerzos cortantes, como se muestra en la Figura 7.3, por lo que se propone emplear varillas del #4 como anclas para resistir estos esfuerzos y además de sujetar las soleras.

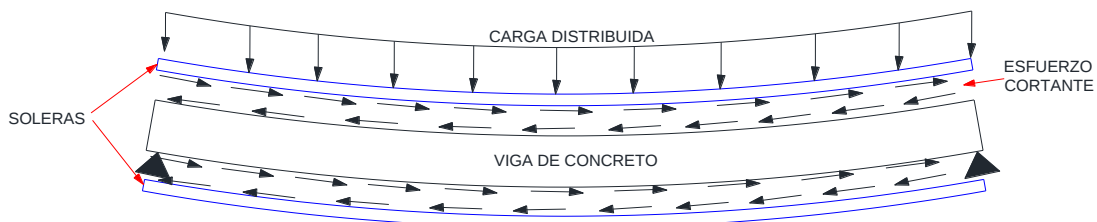


Figura 7.3: Fuerzas cortantes en elementos compuestos.

La configuración de los elementos resistentes en las nervaduras se muestra en la Figura 7.4, se colocan las soleras longitudinalmente a las nervaduras, adheridas con resinas epóxicas y fijadas con varillas del #4 como conectores con separaciones a cada 300 mm, ancladas a una profundidad de 80 mm en el concreto. Se usan resinas epóxicas en todas las uniones entre el concreto y sistema de refuerzo con acero y soldaduras en las uniones de los elementos de acero.

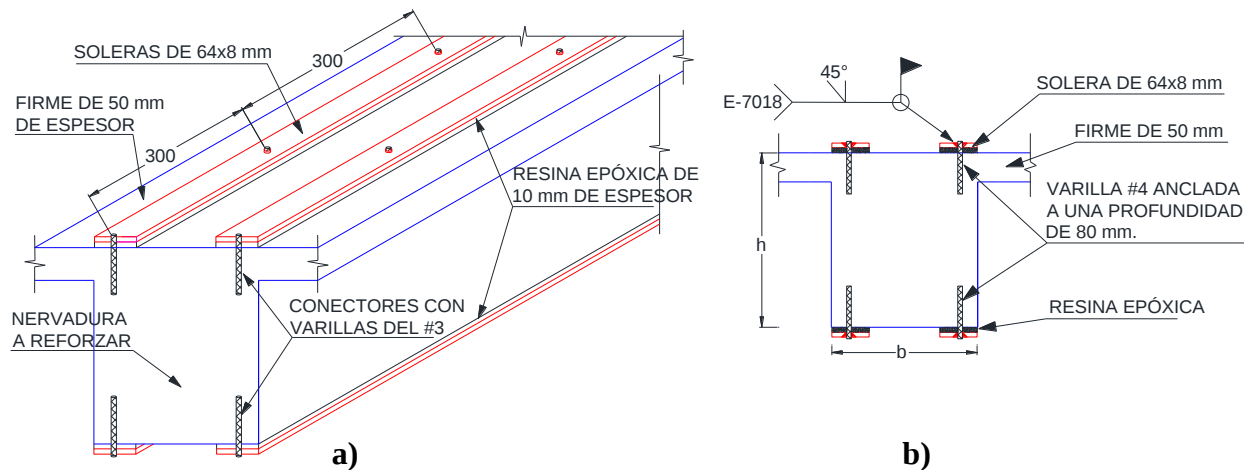


Figura 7.4: Detalles de refuerzo en las nervaduras y zonas macizas, a) corte transversal en nervaduras y b) vista lateral del refuerzo.

De acuerdo con la establecido en la GTRSEE-CDMX-2019, las separaciones máximas del refuerzo transversal, s_s , debe ser $d/2$, donde d , es el peralte efectivo de la nervadura, considerando el confinamiento del concreto con el encamisado, se puede suponer que $d = h$, por lo que se proponen emplear soleras transversales a cada 150 mm, aunque en las revisiones por fuerzas cortantes no se requiera, además de de sujetar al refuerzo y evitar el pandeo local de los elementos se proponen emplear soleras de 64x8 mm (2.5"x5/16"). Para fines constructivo y poder unir los elementos de manera apropiada, una de las posibles soluciones puede ser colocar ángulos y aprovechar una de sus alas en la parte inferior de la losa para conectarse con los conectores y de la misma manera unir las soleras del lecho inferior con ángulos mediante soldaduras, interrumpiéndose en la presencia de las nervaduras como se muestra en la Figura 7.5.

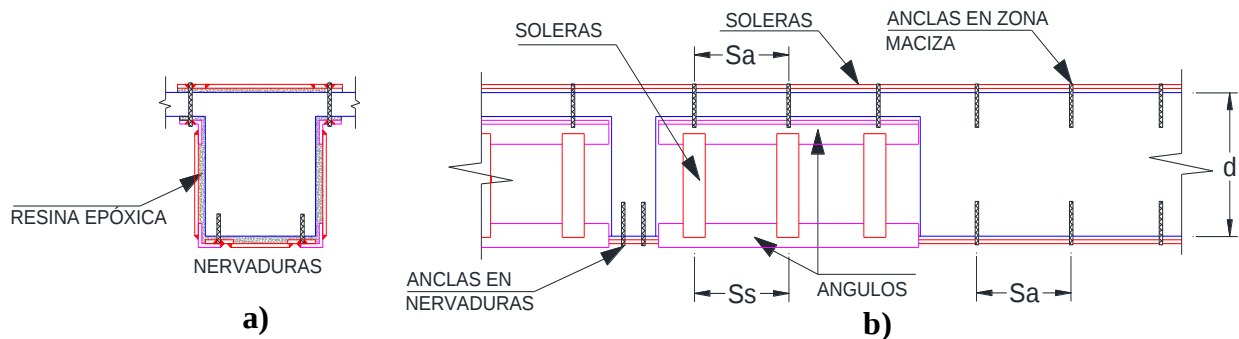


Figura 7.5: Detalles de refuerzo en las nervaduras y zonas macizas, a) Corte transversal en nervaduras y b) Vista lateral del refuerzo.

Cabe destacar que cualquier trabajo de refuerzo estructural puede resultar complejo y costoso, sobre todo en este caso particular de las losas planas aligeradas, por lo que al propietario le puede resultar no convincente y es allí donde se cuestiona si resulta mejor reforzar o demoler a la estructura para construir otra nueva.

Tomando en cuenta la sección reforzada solo con soleras longitudinales y siguiendo el procedimiento de cálculos para obtener las propiedades equivalentes transformada, los valores se muestran en la Tabla 7.2, los cuales se usan para obtener los desplazamientos de entrepisos en ETABS.

Tabla 7.2: Propiedades equivalentes de las nervaduras con refuerzos.

Nervaduras	n	Aeq (cm ²)	y (cm)	Ieq (cm ⁴)	Ec (kg/cm ²)	Seq (cm ³)	r (cm)
Primarias	8.25	536.06	22.93	68,120	242,487	3758	11.27
Adyacentes	8.25	451.54	22.33	62,670	242,487	3575	11.78

7.2.2 Refuerzo de las columnas.

Aunque las columnas cumplen con los criterios y consideraciones de acuerdo con la NTC-Concreto-2017, se tomó la decisión de encamisar a todas las columnas con ángulos y soleras para aumentar la rigidez lateral del sistema, similar al caso anterior de la viga reforzada con soleras se supone que las propiedades mecánicas de las columnas permanecen en su rango elástica-lineal y la sección geométricamente no sufre modificaciones, con estas hipótesis se emplea el método de la sección transformada para obtener las propiedades equivalentes de la sección compuesta.

Se proponen reforzar a las columnas longitudinalmente con cuatro ángulos LI-102x16 mm (4"x5/8"), colocándolos en las esquinas de los elementos con resinas epóxicas de 10 mm entre concreto y el sistema de refuerzo. Para el refuerzo transversal y de la misma manera formar la armadura del encamisado, se emplean soleras de 64x8 mm (2.5"x5/16"), con separaciones de centro a centro a cada 200 mm, en revisión de acuerdo con los requisitos geométricos especificados en la sección 6.5.5.3 de la GTRSEE-CDMX-2019, se cumplen y a continuación se describen:

1. Las alas de ángulos deberían estar comprendido entre $1/5h$ y $1/4h$, el espesor t_a debe ser máximo de 19.1 mm.
2. Las soleras son colocadas en forma paralela al eje transversal de la sección.
3. La separación entre soleras, s , está definido en función del peralte de la solera, h_{sol} , tal que la relación h_{sol}/s se encuentra entre $1/5$ y $1/3$, s no debe ser mayor que $h/2$.
4. El espesor máximo de las soleras, t_s , será de 12.7 mm, debe ser 3.18 mm, menor que el espesor del ángulo t_a .
5. La longitud, l_s , de la solera será igual al espacio libre entre los ángulos más la longitud del ala del ángulo.

En la tabla 7.3, se muestran los valores de las propiedades de la sección equivalente transformada agrietada, que se utiliza en el modelo del ETABS, para determinar los desplazamientos de entrepiso y de esta manera evaluar las distorsiones permisibles de acuerdo con lo establecido con las NTC-Concreto-2017. La inercia equivalente, I_{eq} , y el módulo de la sección, S_{eq} , por simetría de la sección tienen los mismos valores tanto en la dirección x y y .

Tabla 7.3: *Propiedades equivalentes de las nervaduras con refuerzos.*

Elementos	n	Aeq	y	Ieq	Ec	Seq	r
		(cm ²)	(cm)	(cm ⁴)	(kg/cm ²)	(cm ³)	(cm)
Columnas	8.25	2,288	37.68	1,009,113	242,487	30,691	21.00

Para determinar la resistencia de la sección reforzada, empleando el método de compatibilidad de deformaciones, se determina el diagrama de interacción, tomando en cuenta la configuración del sistema de refuerzo con 4 ángulos LI-102x16 mm (4"x5/8"), 12 varillas del #6 y la sección de concreto de 550x550 mm, como se muestra en la Figura 7.6.

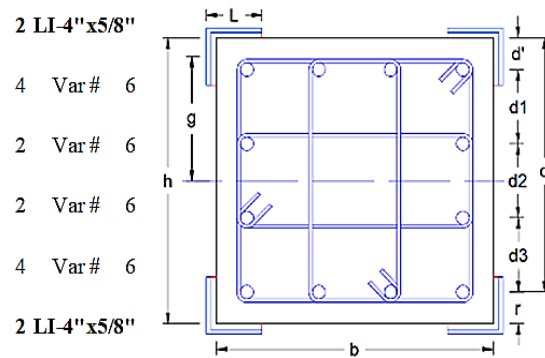


Figura 7.6: *Configuración del armado y refuerzo estructural de la sección.*

En la Tabla 7.4 se muestran los valores para la construcción de la curva de interacción, donde (P, M) , son valores de resistencia nominal y (P_R, M_R) , son afectados con los factores de resistencias.

Tabla 7.4: *Valores para el diagrama de interacción de la sección reforzada de columna.*

Puntos	c	a	Cc	P	P _R	M	M _R
	cm	cm	ton	ton	ton	ton-m	ton-m
1	0.00	0.00	0.00	-445.62	-334.21	0.00	0.00
2	5.50	4.68	65.57	-23.41	-17.56	110.28	82.71
3	11.00	9.35	131.13	72.87	54.65	130.65	97.99
4	16.50	14.03	196.70	165.35	124.01	144.56	108.42
5	22.00	18.70	262.27	245.05	183.79	152.37	114.28
6	27.50	23.38	327.83	327.83	245.88	156.25	117.19
7	33.00	28.05	393.40	417.42	313.06	154.35	115.76
8	38.32	32.57	456.84	503.34	377.51	149.57	112.18
9	38.50	32.73	458.97	508.48	381.36	148.75	111.56
10	44.00	37.40	524.54	654.52	490.89	124.69	93.52
11	49.50	42.08	590.10	782.68	587.01	101.81	76.36
12	55.00	55.00	762.59	1139.00	854.25	0.00	0.00

En la Figura 7.7 se muestran los puntos de la flexocompresión (P_u y M_x) de la columna de central, de borde y de esquina, por lo que se observa que considerando la contribución de los ángulos se logra aumentar de manera significativa la resistencia de la columna.

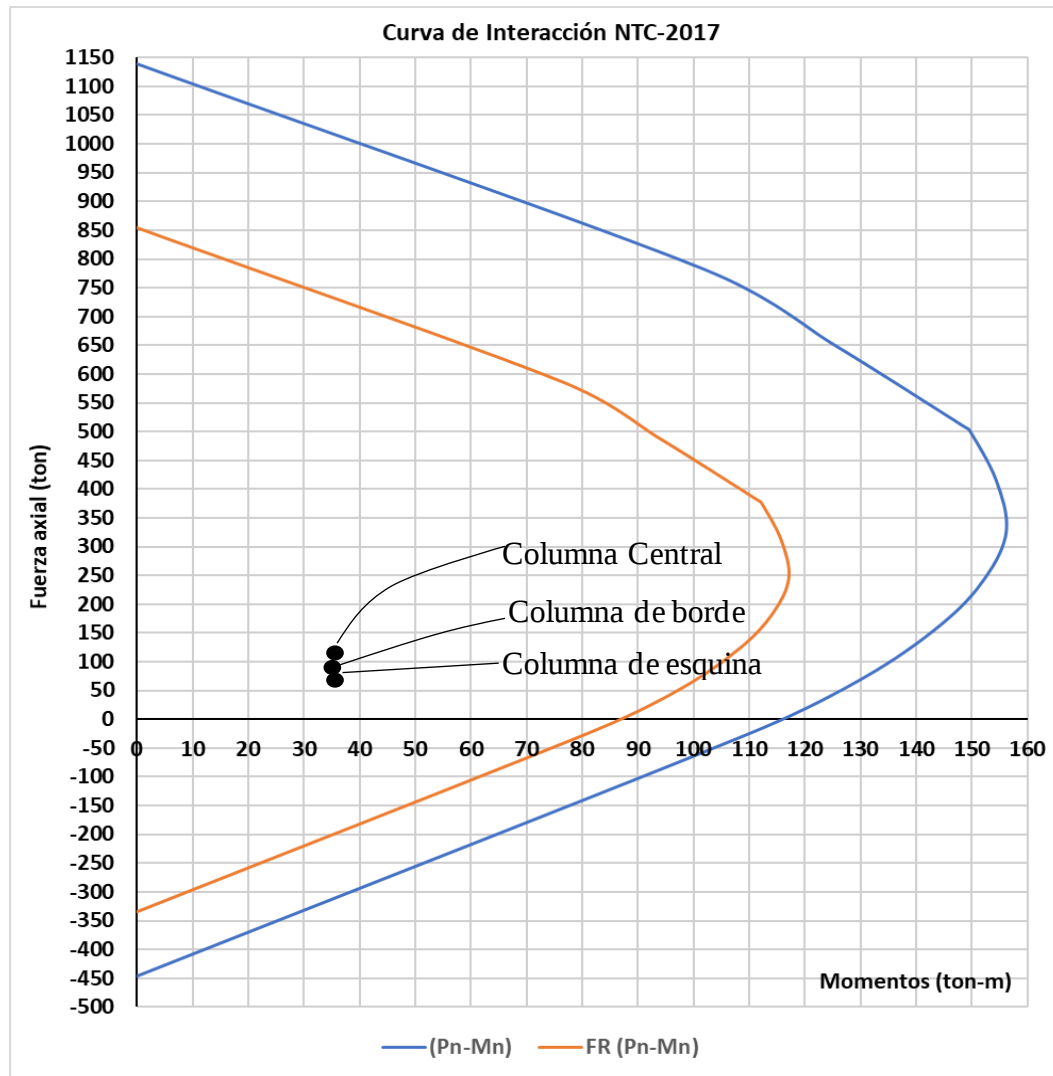


Figura 7.7: Diagrama de interacción para la resistencia nominal y con factores de resistencias de la sección reforzada de acuerdo con NTC-Concreto-2017.

7.3 Revisión por desplazamientos.

En las definiciones de las propiedades de las secciones de nervaduras y columnas reforzadas, en el programa de análisis estructural ETABS (CSI, 2019) se empleó de “tipo general” para poder insertar los valores de la inercia y área equivalente, el módulo de elasticidad, entre otras propiedades, para el cálculo de los desplazamientos de los niveles de entresijos del edificio.

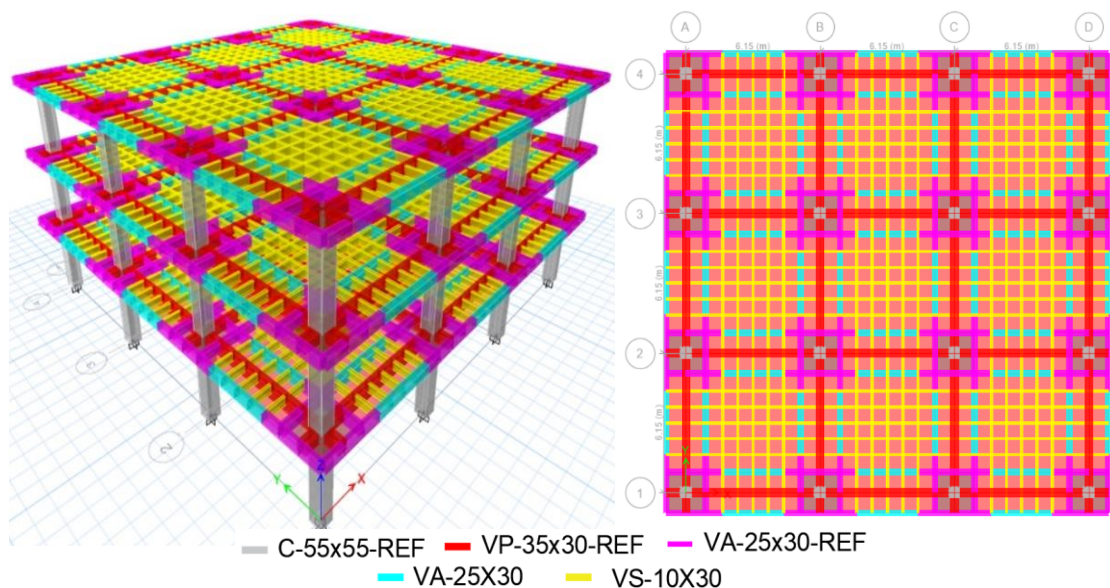


Figura 7.8: Modelo estructural de la estructura con sistemas de refuerzos.

El periodo fundamental del vibrar de la estructura con el sistema de refuerzo es de $T_s=0.51$ s, por lo que se tiene un valor de $K_s=0.17$, del mismo modo ante las combinaciones de cargas gravitacionales y accidentales más desfavorables como se ha hecho en los capítulos anteriores con las aceleraciones espectrales reducidas se tienen los desplazamientos y distorsiones que se presentan, en los siguientes casos:

- a) El límite de seguridad contra “sismos frecuentes”, se ha revisado que las distorsiones que generan las combinaciones de cargas críticas multiplicadas por QRKs, no exceda a 0.0040, como se muestra en la Tabla 7.5.

Tabla 7.5: Distorsiones de la estructura reforzada para limitación de daños de acuerdo con la NTC-2017.

Niveles	H	U	Δx_i	δx	$\delta x \cdot Q' \cdot K_s \cdot R$	< 0.0040
	mm	mm	mm	Distorsiones		
3	3200	18.48	5.51	0.0017	0.0005	Cumple
2	3200	11.97	6.99	0.0022	0.0007	Cumple
1	3500	4.98	4.98	0.0016	0.0005	Cumple

- b) Para el estado límite de seguridad contra “sismo de colapso”, las distorsiones multiplicadas por QR, no exceden los valores de 0.005 como se muestra en la Tabla 7.6:

Tabla 7.6: Distorsiones de la estructura reforzada para seguridad contra colapso de acuerdo con NTC-2017.

Niveles	H	Ux	Δx_i	δx	δx Q R	< 0.005
	mm	mm	mm	Distorsiones		
3	3200	18.48	5.51	0.0017	0.0030	Cumple
2	3200	11.97	6.99	0.0022	0.0038	Cumple
1	3500	4.98	4.98	0.0016	0.0025	Cumple

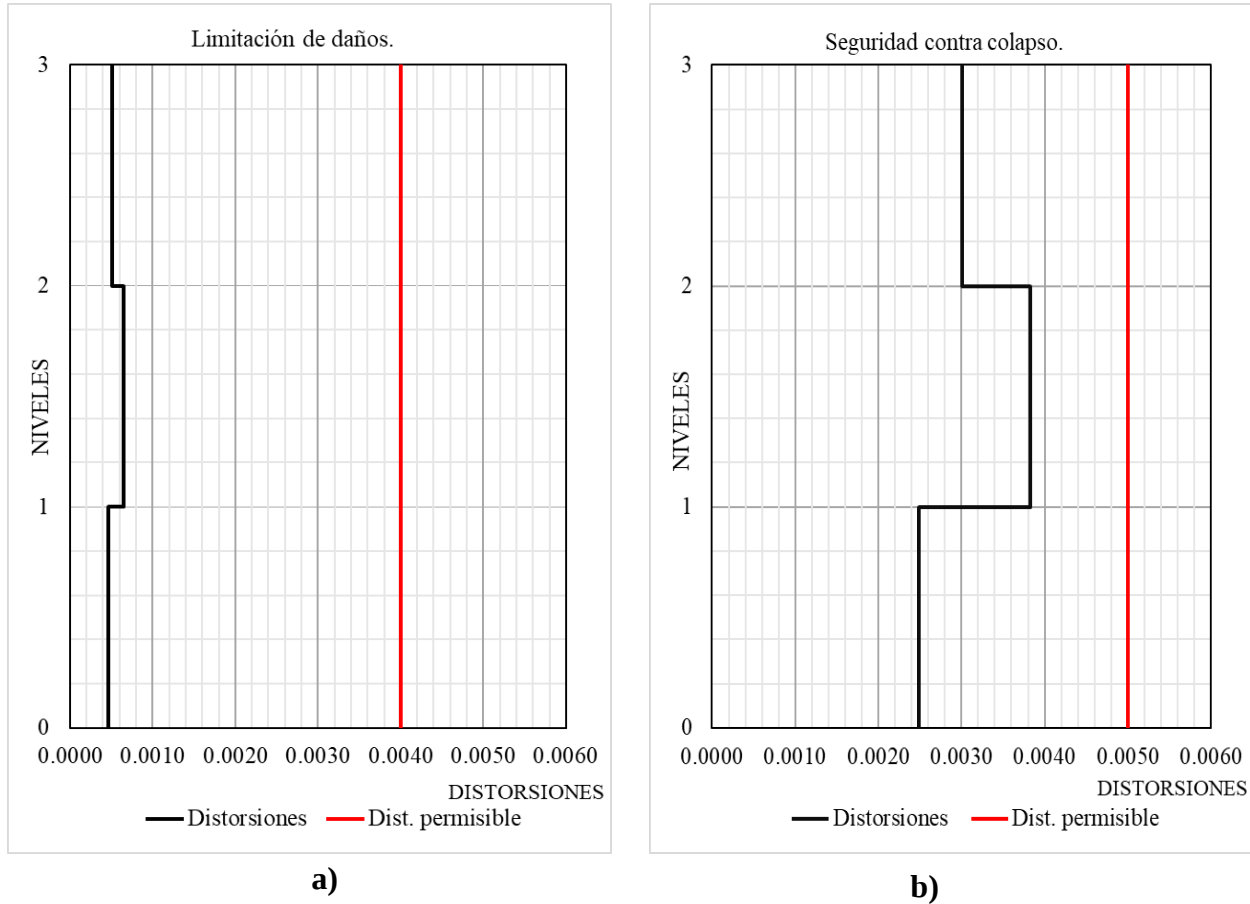


Figura 7.9: Distorsiones de entrepisos y permisibles de la estructura reforzada de acuerdo con la NTC-2017: a) limitación de daños y b) seguridad contra colapso.

Como se observa en las gráficas anteriores, con los sistemas propuestos con ángulos y soleras en las vigas y columnas, se logra cumplir con los requerimientos de la NTC-2017, por lo que se concluye que solo con estos refuerzos son viables, por lo que a continuación en la siguiente etapa será el último del proyecto de investigación en definir un espécimen representativo y estudiarlo con diferentes configuraciones de continuidades en el sistema de piso, con algún programa de análisis con elementos finitos.

7.4 Armados y especificaciones de las secciones reforzadas.

7.4.1 Nervaduras.

Las nervaduras primarias se refuerzan en todas sus longitudes con dos soleras de 2.5"x5/16" para el superior e inferior. En las nervaduras adyacentes se refuerzan a 2.00 m, desde los ejes, como se muestra en la Figura 7.10 y Figura 7.11. Se muestran los detalles de la configuración del refuerzo transversal en la Figura 7.12. En las zonas del encamisado en el concreto se tiene que escarificar y limpiar las superficies de contactos para garantizar la buena adherencia de acero y concreto con resina epóxica.

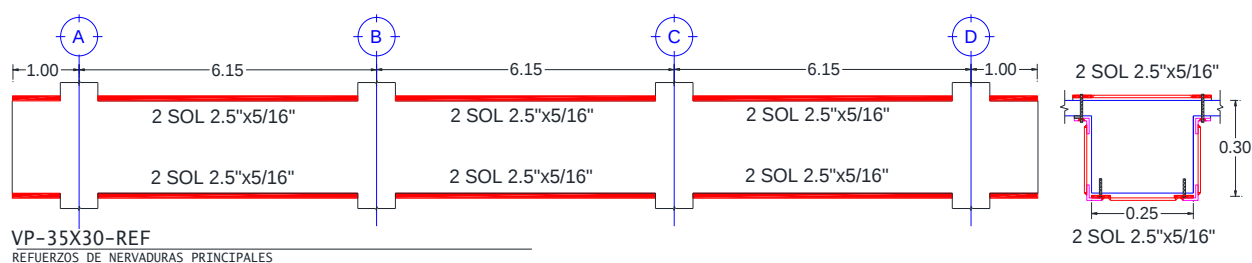


Figura 7.10: Refuerzo de las nervaduras principales con soleras.

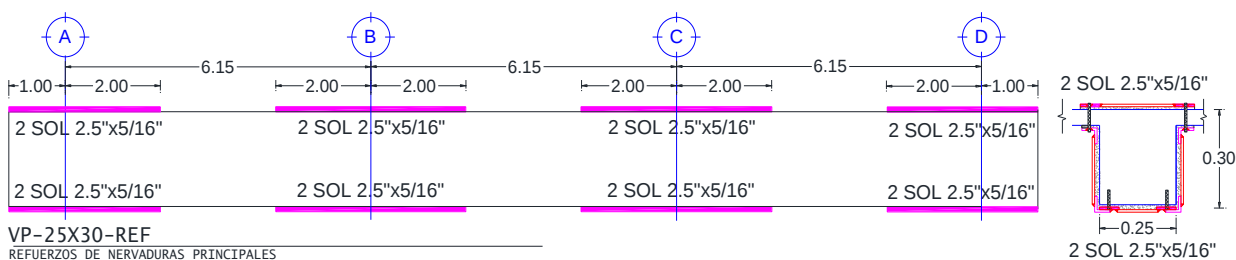


Figura 7.11: Refuerzo de las nervaduras adyacentes con soleras.

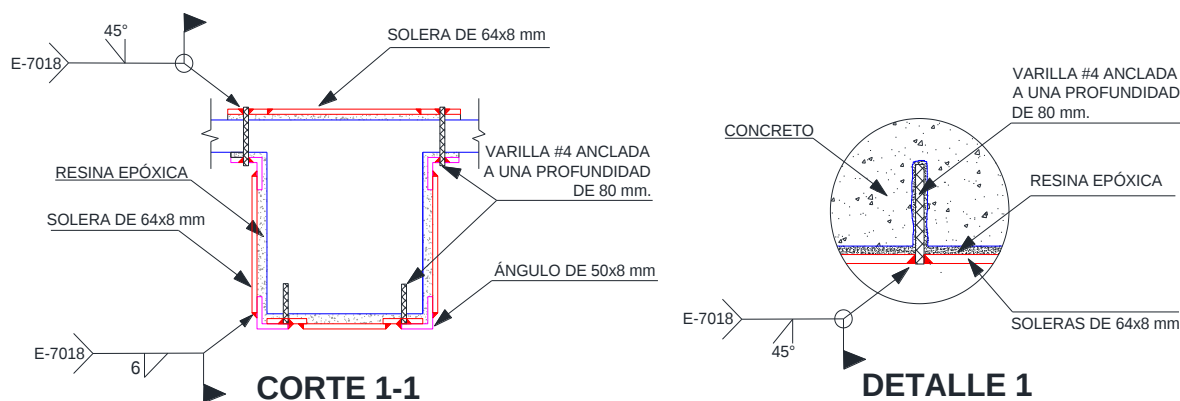


Figura 7.12: Detalle de anclajes de barras en las zonas del encamisado.

Además de las resinas epoxicas, se tienen que usar varillas de 1/2" como anclas a cada 20 cm, en la parte superior de las vigas las varillas tienen que atravesar completamente para unirlo con ángulos que soporta a las soleras de refuerzo transversal como se muestra en los detalles de la Figura 7.12, en las zonas de nervaduras o macizas, las barras ancladas serán las que sujeten a las soleras como se muestra en la Figura 7.13, éstas tienen que adherirse con el concreto mediante grout estabilizador de volumen o resina epóxica.

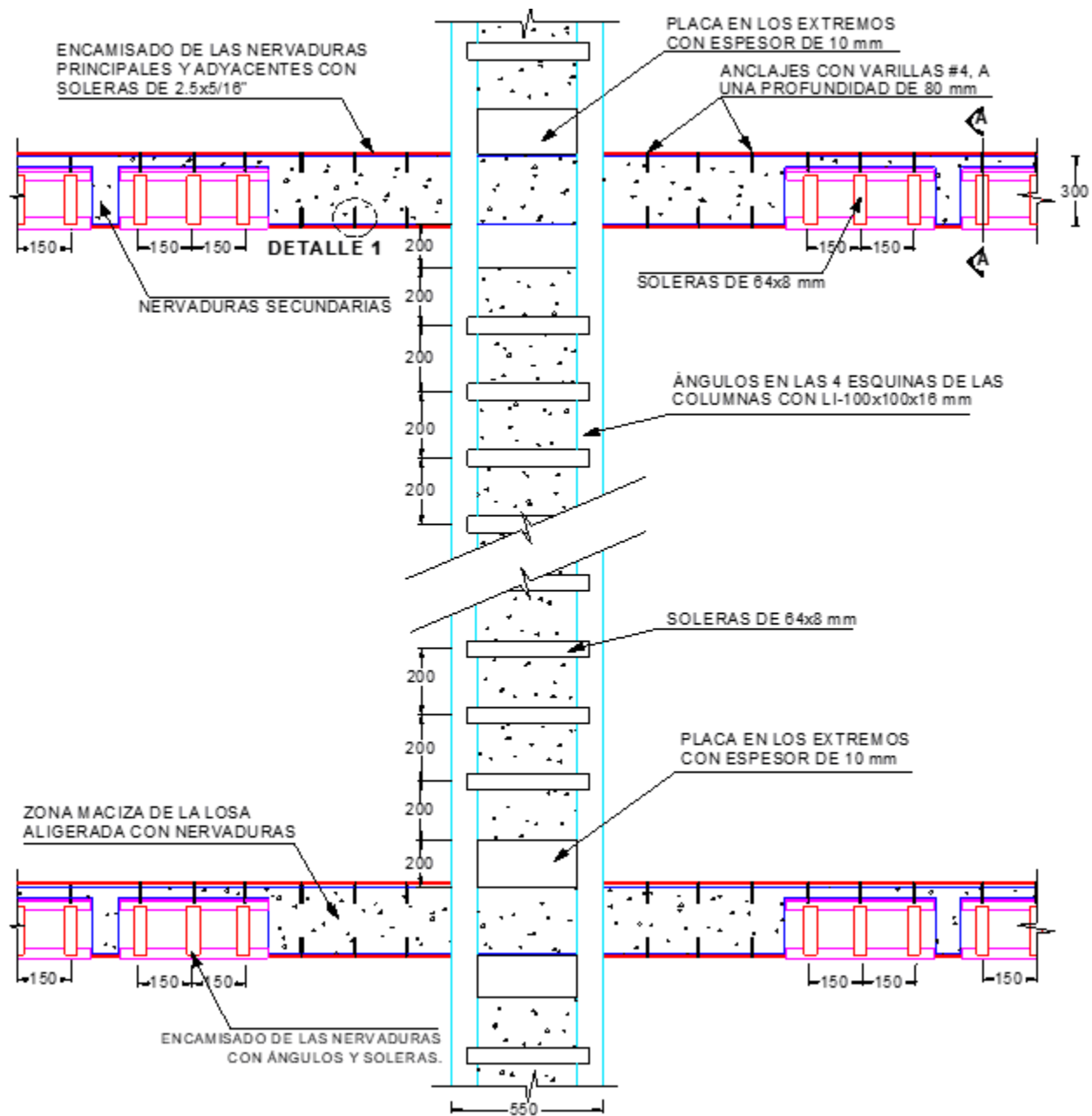


Figura 7.13: Configuración de refuerzos con ángulos, soleras y placas en los elementos estructurales.

7.4.2 Columnas.

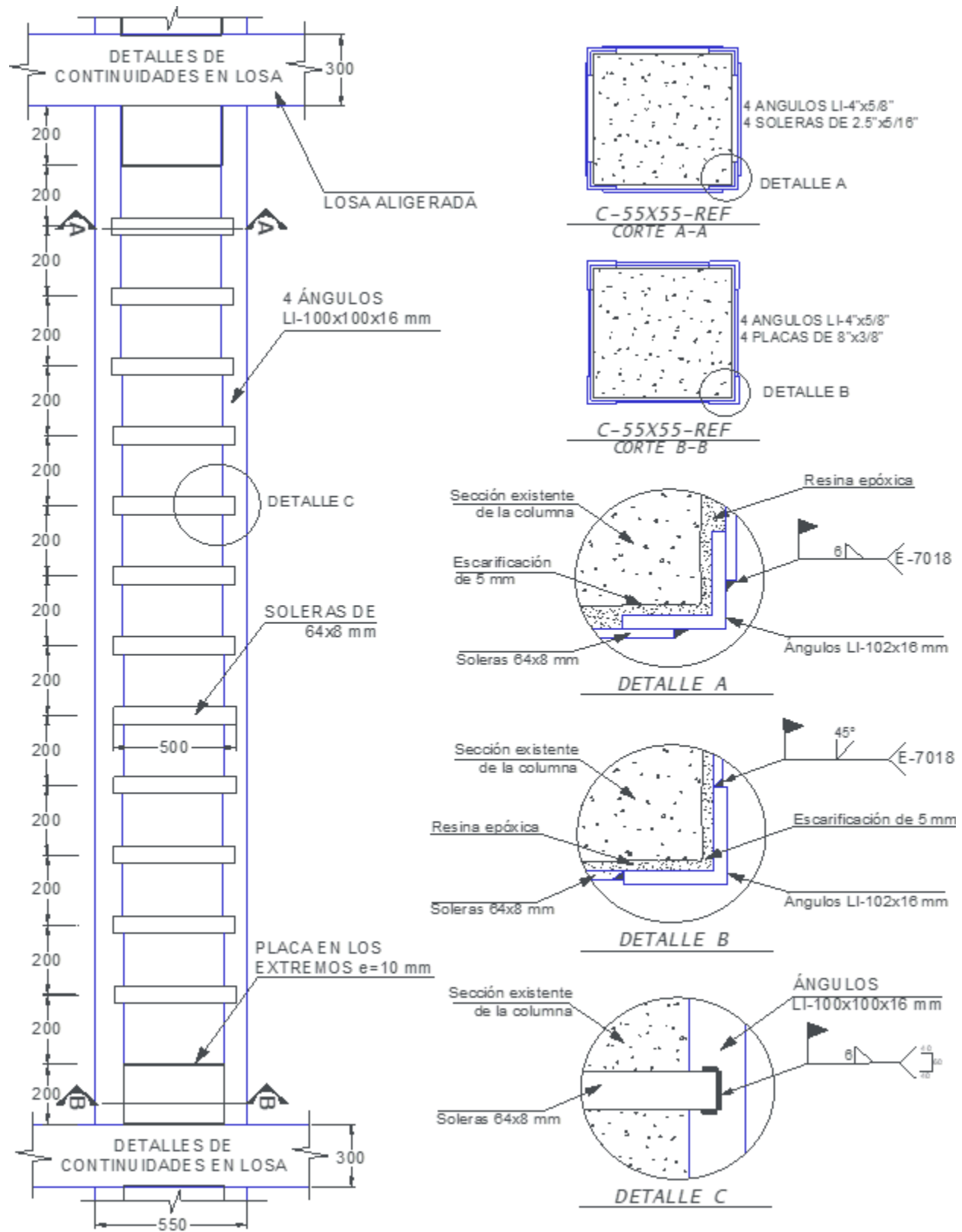


Figura 7.14: Armado y detalles de la columna reforzada con angulos, soleras y placas.

8 ESTUDIO CON ELEMENTOS FINITOS A LAS CONTINUIDADES DEL REFUERZO EN EL SISTEMA DE PISO.

8.1 Características Generales de los Especímenes en Estudio.

Como se vieron en los capítulos anteriores, se desarrolló un proceso de diseño de una estructura prototipo de acuerdo con las especificaciones de las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal 2004, para posteriormente revisar y proponer un sistema de refuerzo con ángulos y soleras con la finalidad de cumplir con los requerimientos y criterios de acuerdo con lo establecido en las NTC-2017.

El espécimen en estudio se extrajo de la planta baja de la estructura prototipo, debido a que en ella están los elementos que están sujetos a fuerzas mayores que fueron tomados para el diseño. Se incluyen los elementos que forman parte de la losa aligerada como son: la zona maciza, nervadura primaria, adyacente y secundaria. Se toma en consideración que para un trabajo futuro se pueda realizar un estudio experimental del espécimen, por lo que para poder fijar o anclar la columna losa de reacción, se toma la columna inferior completa, mientras que la columna superior solo se toma hasta la mitad.

Se revisó que el espécimen considerando el peso específico de los materiales para su construcción su peso no fuera superior a los 10 toneladas, debido a que para un caso real en los laboratorios las grúas tienen sus límites de capacidad para alzar una prueba experimental o en su caso de transporte, en el espécimen fueron considerados todos los elementos que conforma la losa plana aligerada; la zona maciza, columna, nervaduras primarias, nervaduras adyacentes y nervaduras secundarias como se muestra en la Figura 8.1 y la Figura 8.2, para su representación en el modelo analítico con el método de elementos finitos.

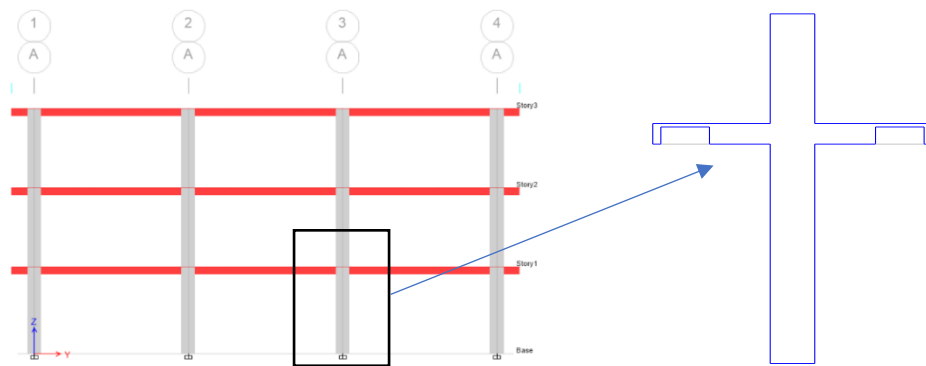


Figura 8.1: Ubicación del espécimen en estudio en la estructura prototipo, vista frontal.

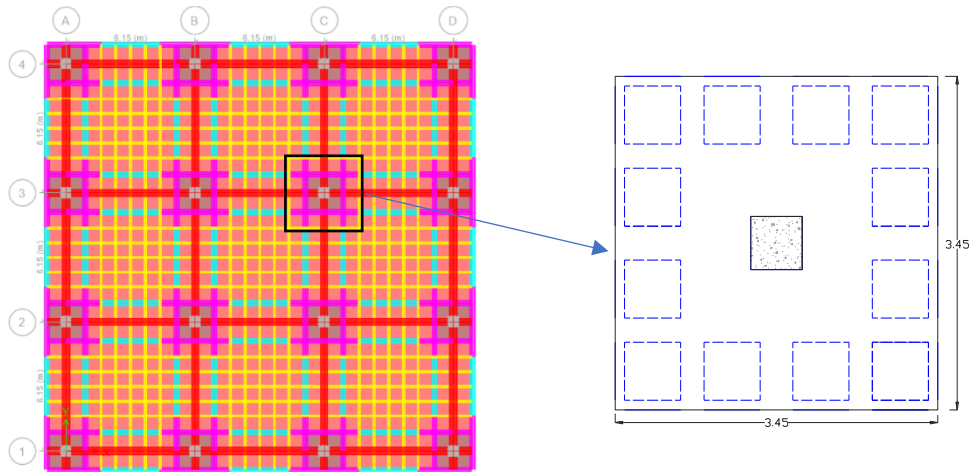


Figura 8.2: Ubicación del espécimen en estudio en la estructura prototipo, vista en planta.

El armado de los elementos estructurales se conserva con las mismas configuraciones para la estructura prototipo. En la Figura 8.3 se muestran los detalles del espécimen en estudio, estos se tomarán para la construcción del modelo numérico con el método de elementos finitos.

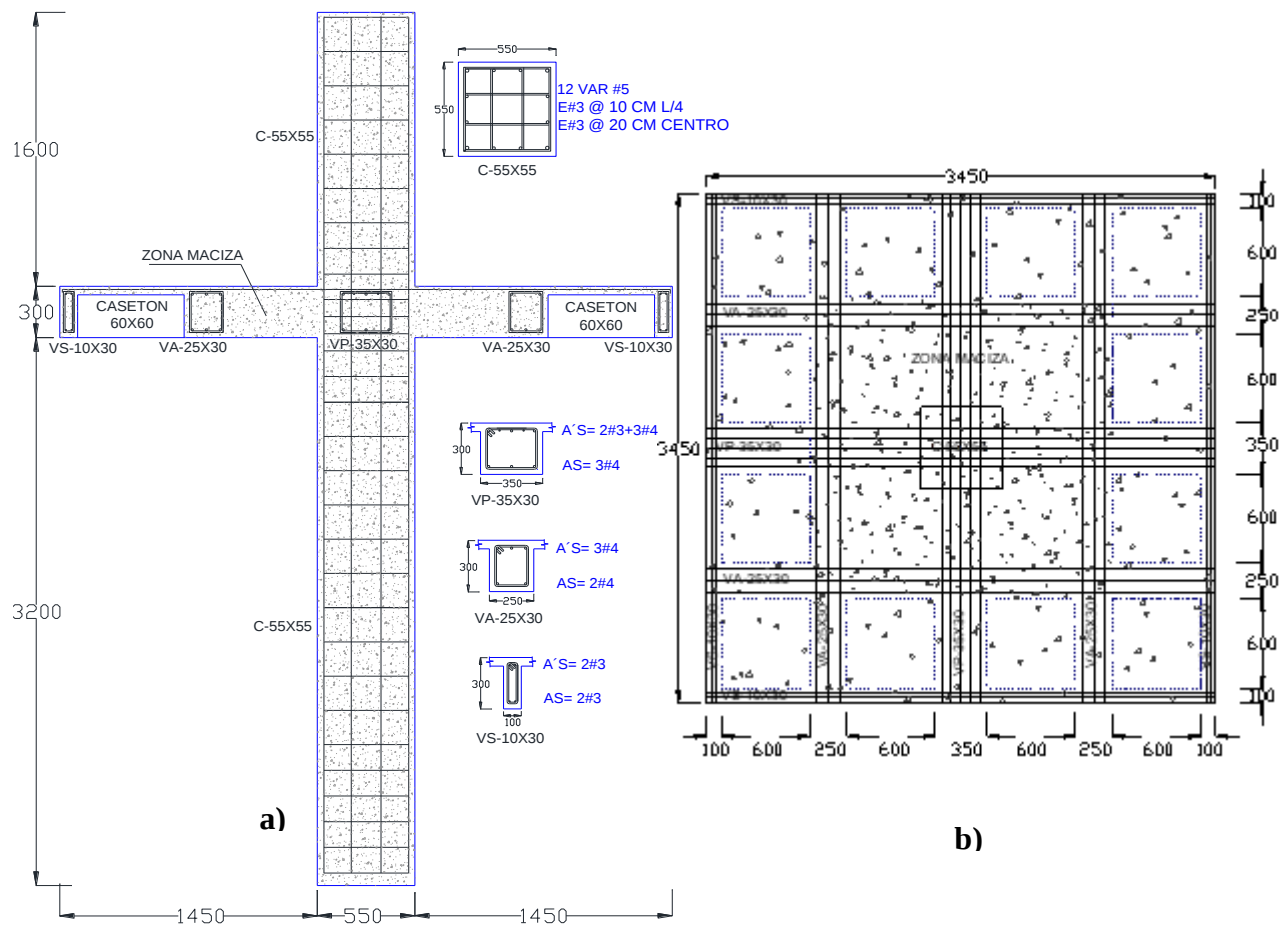


Figura 8.3: Detalles de armado de los elementos estructurales, a) vista lateral y b) vista en planta

Todos los especímenes para el estudio tienen las mismas propiedades geométricas, compuesta por una losa plana de 3450x3450 mm y con espesor de 300 mm, aligerada con casetones de 600x600x25 mm, con nervaduras primarias de 350x300 mm, adyacentes de 250x300 mm, secundarias de 100x300 mm y la zona maciza de 205x205 mm. Las columnas tienen una sección transversal de 550x550 mm, con una altura en la parte inferior de 3200 mm y en la parte superior de 1600 mm, como se muestra en la Figura 8.3. La resistencia del concreto a compresión es de $f'_c=300 \text{ kg/cm}^2$, el acero de refuerzo con $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ y en los casos del encamisado se utilizan aceros A-36 ($f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$) con las configuraciones que más adelante se detallan.

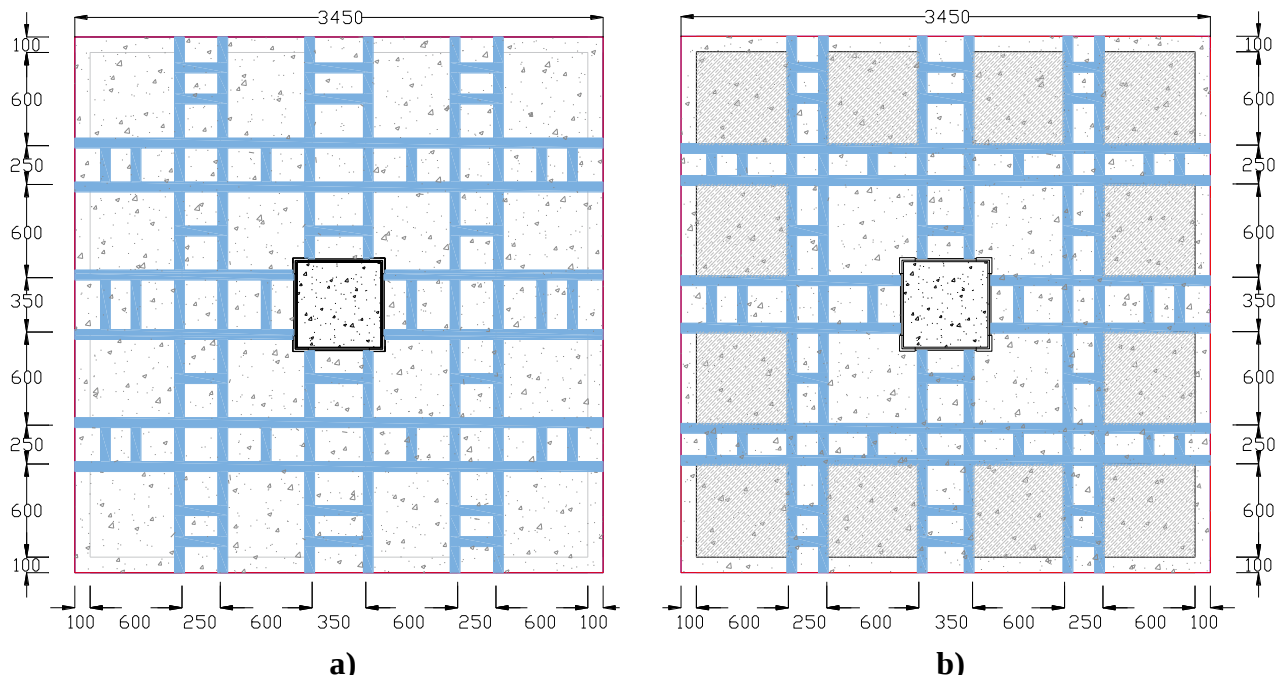


Figura 8.4: Vista en planta del refuerzo en las nervaduras primarias y secundarias con soleras: a) parte superior de y b) parte inferior, acotaciones en mm.

Se emplean soleras de 64x8 mm (4"x5/8") para el refuerzo de las nervaduras en las dos direcciones, en la Figura 8.4a se muestra la parte superior y en la Figura 8.4b la parte inferior del espécimen. Además, se colocaron transversalmente soleras del mismo tamaño a una distancia no mayor a 200 mm, para evitar pandeos locales y mantener en forma a las soleras longitudinales. Se ignoran los conectores debido a que, en el modelo de análisis con elementos finitos, se emplea la hipótesis de adherencia perfecta entre todos elementos del espécimen y de la misma manera el refuerzo transversal de las nervaduras para simplificar la complejidad del modelo y recurso computacional, en las siguientes secciones se describen cada caso en particular.

8.1.1 Espécimen de Testigo (MCR-1).

Para hacer una comparación del comportamiento y la capacidad resistente de cada caso de estudios, se estudia un espécimen de concreto reforzado sin el sistema de refuerzo con ángulos y soleras, como se muestra en la Figura 8.5.

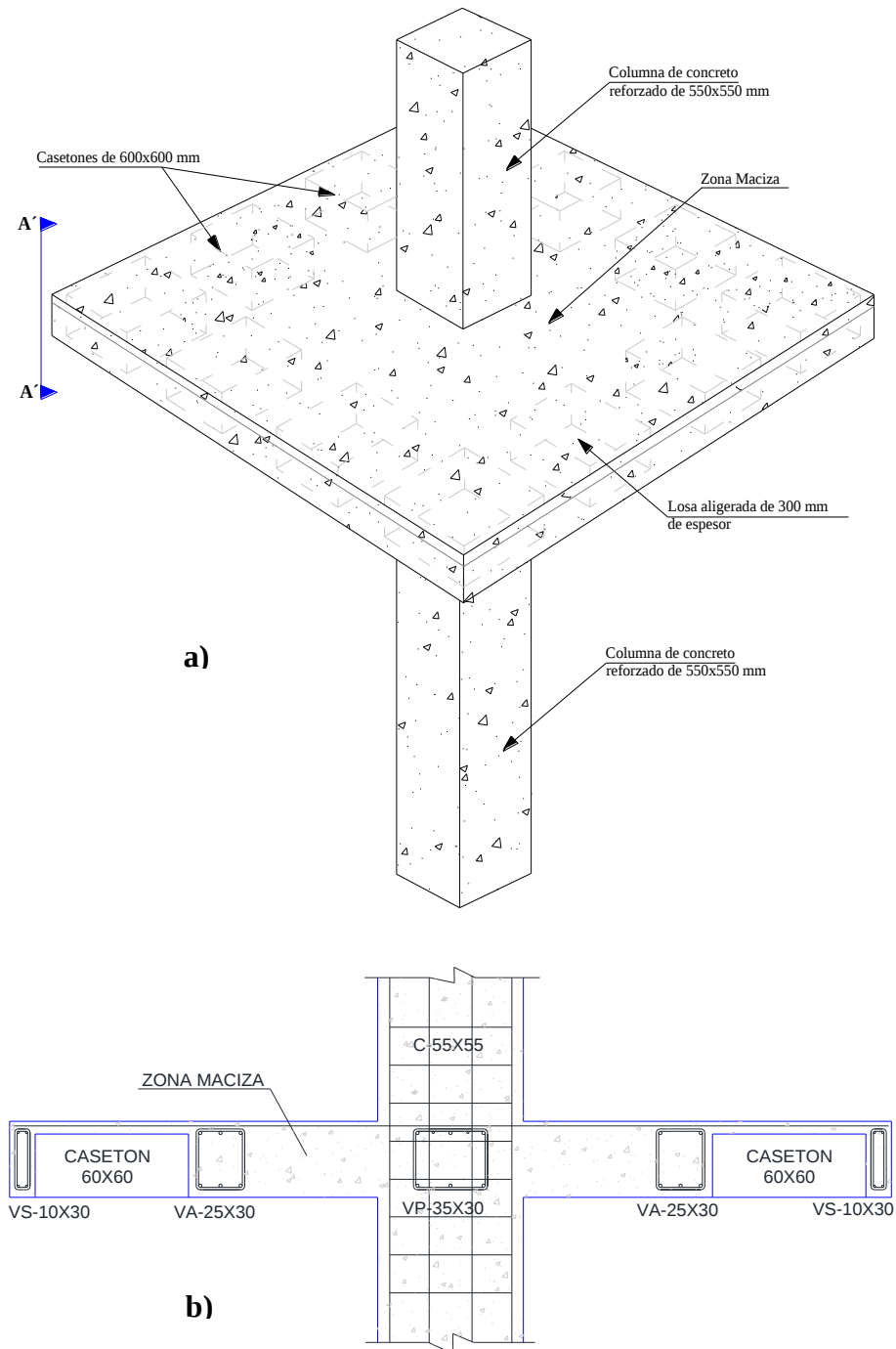


Figura 8.5: *Espécimen de concreto reforzado (MCR-1); a) vista tridimensional y b) vista en corte A'-A'.*

8.1.2 Espécimen con Continuidades de Ángulos (MSR-2).

Se tiene que perforar a la losa para permitir el paso de los ángulos del encamisado de la columna al sistema de piso, los conectores y el refuerzo transversal se ignora en el modelo de análisis con elementos finitos, la unión entre concreto y acero debe ser con resina epóxica, las soldaduras deben ser aplicadas de acuerdo con el croquis de detalles de la Figura 8.6.

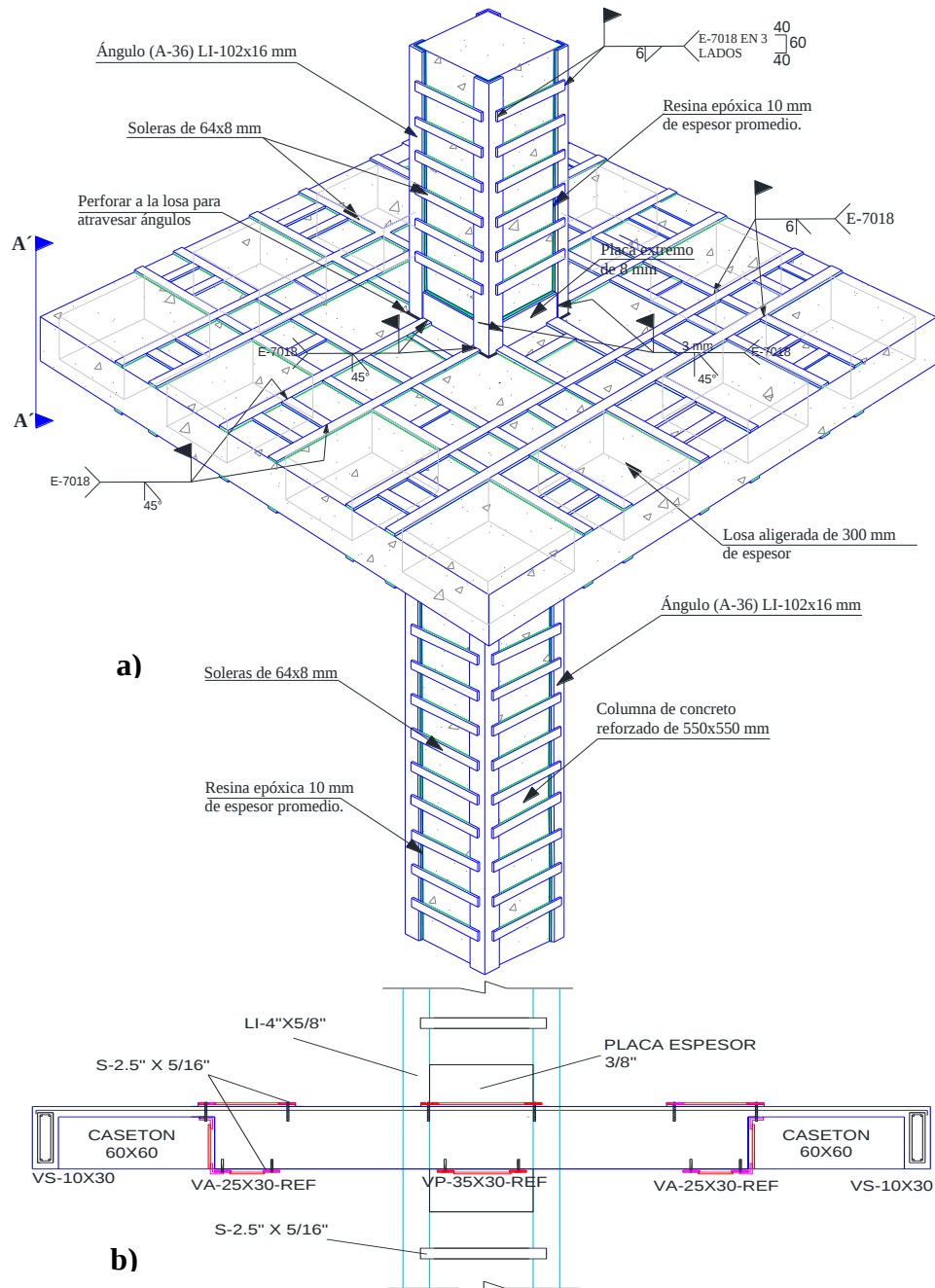
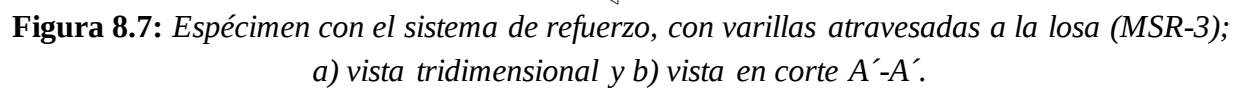
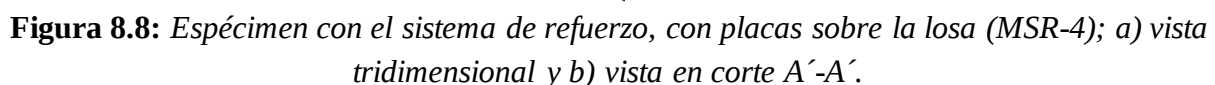


Figura 8.6: Espécimen con el sistema de refuerzo, ángulos atravesados (MSR-2); a) vista tridimensional y b) vista en corte A'-A'.

Similar al caso anterior, solo que, en vez de atravesar los ángulos, éstos llegan al tope con la losa, para darle continuidad al sistema de refuerzo se perfora a losa para atravesar cuatro varillas del #4 por ángulos y unirse los extremos con soldaduras, como se muestra en la Figura 8.7.



Se colocan unas placas con un ancho de 270 mm, de tal manera que rodean a la columna y formarse de 1090x1090 mm, como se muestra en los detalles en placas de la Figura 8.8a, en ella se unen los ángulos de la columna, las placas extremas de las columnas y las soleras de refuerzo de las nervaduras, con soldaduras. En la práctica profesional se pueden usar conectores para sujetar a las placas sobre la zona maciza, pero en este caso de estudios con elementos finitos, se supone una adherencia perfecta entre todos los elementos del espécimen.



8.2 Modelado con el Método de Elementos Finitos.

El empleo del Método de los Elementos Finitos (MEF) para el análisis de estructuras de concreto reforzado empezaron desde 1970, y desde entonces, diversos investigadores han hecho valiosas contribuciones para el entendimiento del comportamiento del concreto y su buena representación matemática para su simulación en los diversos programas comerciales modernos.

En los últimos años, con el avance acelerado en las técnicas y capacidades computacionales, se ha reducido el tiempo de análisis y solucionar problemas de mayor complejidad con pocos esfuerzos. Sin embargo, el comportamiento complejo de los elementos de concreto, establece algunas limitaciones en la implementación de los MEF, esto se debe principalmente a la relación de esfuerzo-deformación no lineal del concreto en condiciones de esfuerzos multiaxial, ablandamiento y reducción de su rigidez, agrietamiento progresivo causado por esfuerzos de tensión, uniones entre el concreto y el acero de refuerzo, agregados en el concreto, variables del tiempo y otros factores. Para los análisis no lineales del concreto armado y estructuras de concreto pretensado, diversos autores han documentado usar los softwares comerciales más comunes como ANSYS, ABAQUS, NASTRAN y DIANA, estos softwares pueden arrojar resultados confiables, pero se tiene que alimentar adecuadamente los datos y requisitos de entradas (Chaudhari et al. 2012).

Las principales ventajas al emplear el MEF son: evitar los altos costos de estructuras a gran escala, ahorro financiero y tiempo, reduce el riesgo potencial de las pruebas prácticas, puede simular el comportamiento de las estructuras con mayor fiabilidad y precisión. Sin embargo, para validar los resultados se tiene que hacer una comparación con los resultados experimentales (Alshaikh et al. 2021).

En este trabajo, para estudiar al comportamiento de las continuidades del encamisado con ángulos y soleras en los elementos de concreto, se optó usar para el análisis con el método de elementos finitos al software comercial ABAQUS, debido a que desde un principio del desarrollo del presente trabajo se encontraron muchas investigaciones desarrolladas para el análisis de los elementos de concreto, acero, mampostería y compuestos, por lo que se pueden disponer de más información para entender al programa.

ABAQUS, pertenece a un conjunto de productos de análisis de elementos finitos unificado y desarrollado por la empresa SIMULIA, en específico para trabajar temas relacionado a la ingeniería estructural. Resulta viable emplear ABAQUS/CAE Estándar, para reproducir las simulaciones de análisis avanzados (ABAQUS, 2021).

Para los análisis, en dicho programa, la aplicación de las cargas, se les considera como “cuasi-estáticas”, es decir, no dependen del tiempo, y de ahí, que hayamos decidido el uso de ABAQUS/Estándar, utilizando una esquema implícito preciso de segundo orden denominado regla de Hilber-Hughes-Taylor (HHT) y se resuelve mediante una técnica de solución iterativa incremental basado en el método de Newton-Raphson, el cual comienza calculando la rigidez inicial del sistema y luego se divide en incrementos de cargas más pequeñas, resolviendo el problema ejecutando múltiples incrementos e iteraciones, estableciendo el equilibrio en cada uno de ellos, ABAQUS (2021).

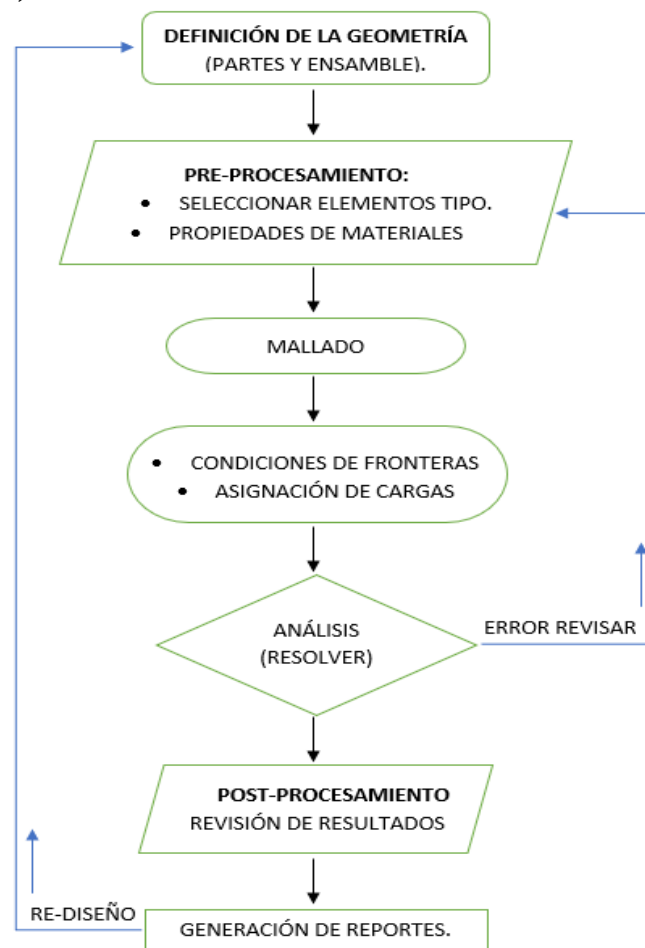


Figura 8.9: Diagrama de flujo que muestra el procedimiento de análisis de Elementos Finitos, adaptado de Sethuraman et al. (2017).

Retomando el procedimiento general de acuerdo con Sethuraman *et al.* (2017), para realizar análisis con el método de los elementos finitos, para crear la simulación de un fenómeno físico a uno analítico consiste en seguir unas series de pasos, de forma que comparar los resultados con lo experimental. En la Figura 8.9, se muestran una serie de procedimientos que pueden servir para determinar los parámetros y modelos constitutivos.

Antes de involucrarse al modelo analítico, se propusieron unas condiciones en las que el espécimen sería ensayado, tales como la definición de las condiciones de fronteras en el espécimen, tomando en consideración la ubicación de los apoyos, como si la probeta estuviese en algún laboratorio físico para su ensaye. En las caras de las vigas secundarias, siendo los que se encuentran en el margen del espécimen, se proponen apoyos simples tanto en la cara superior como en la cara inferior. Por otro lado, la base de la columna inferior es empotrada a una longitud de 500 mm y mientras que en el extremo superior se mantiene libre para que en ella se aplique un desplazamiento lateral controlado. Se definen dos puntos imaginarios denominados como nodo de control 1 y 2, el primero está a la altura del desplazamiento lateral, mientras que el segundo está a una distancia inferior de 1500 mm en las columnas, como se muestra en la Figura 8.10.

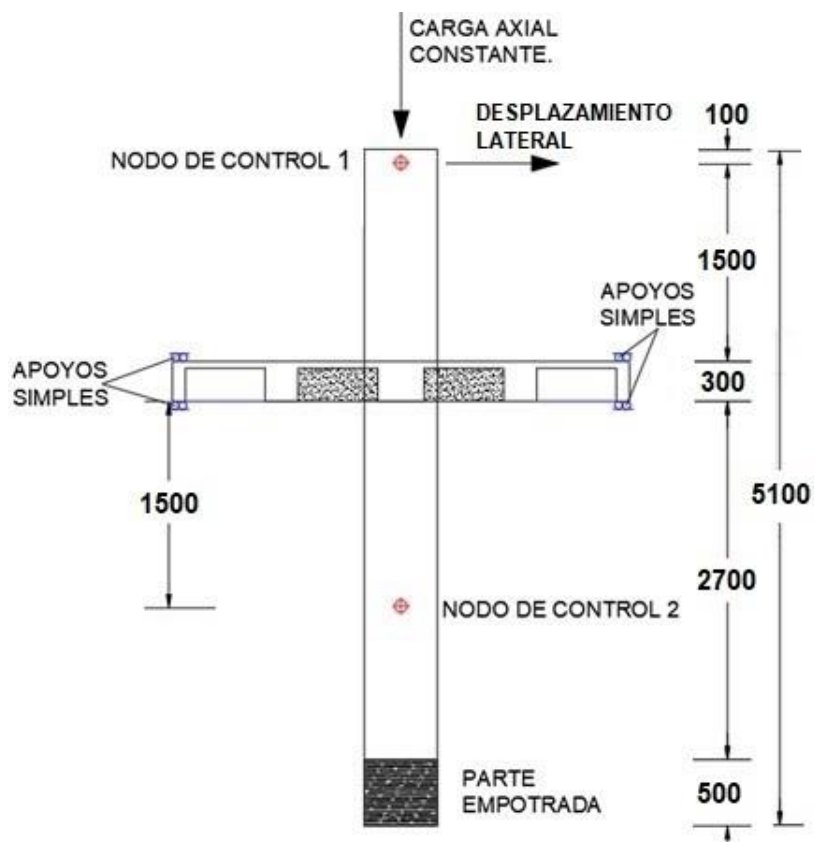


Figura 8.10: Configuración del ensayo de los especímenes de estudios.

Los nodos de controles sirven de referencias para calcular los desplazamientos relativos y la relación de las fuerzas resistente del espécimen, y de esta manera construir la curva de capacidad. En la Figura 8.11 se muestra una idealización deformada del espécimen causada por el desplazamiento lateral DX-1, y también se plantean las expresiones matemáticas para determinar las distorsiones entre los dos nodos de controles.

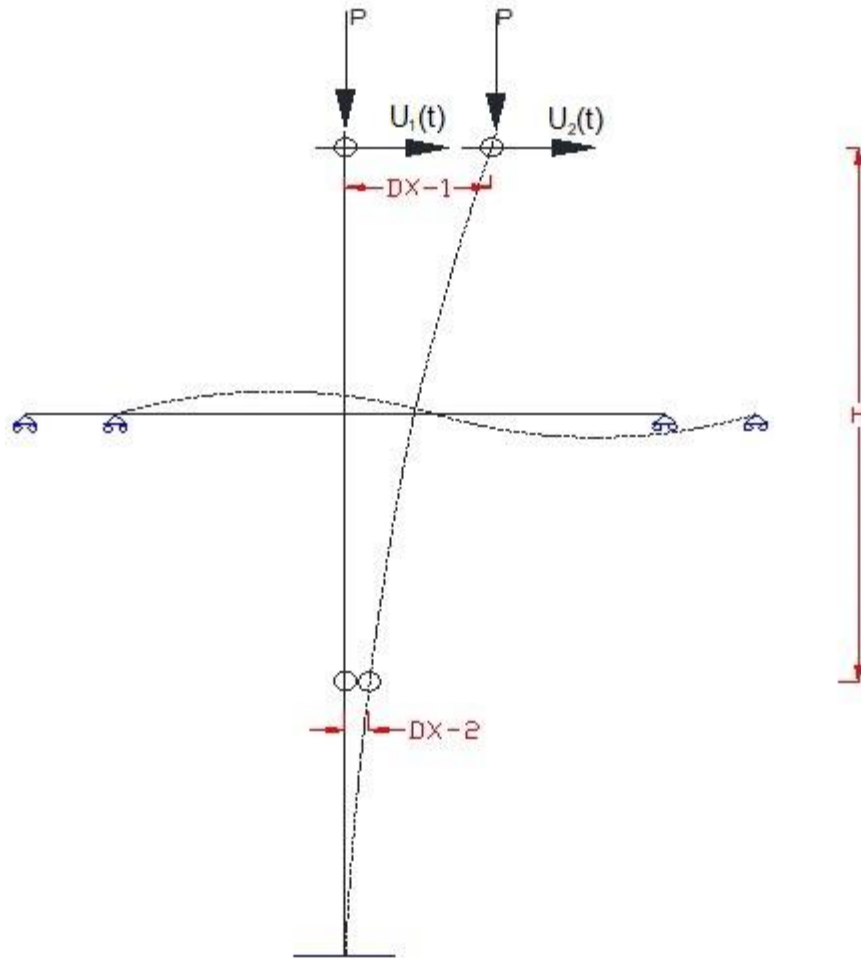


Figura 8.11: Idealización de la configuración del ensayo de los especímenes.

Tomando de referencia los nodos de controles, los desplazamientos relativos se calculan entonces como:

$$DX = DX1 - DX2$$

Y las distorsiones se calculan como:

$$\delta = \frac{DX}{H} * 100$$

carga de 20 kN/min, hasta alcanzar la carga deseada de 140 kN, que representa la carga muerta más el 30% de la carga viva en un prototipo típico de sistema de piso, la prueba se mantuvo en la columna durante toda la prueba, los actuadores colocados en la prueba empujaron y jalaron en los extremos de las columnas de manera simultaneas a la misma velocidad de acuerdo con el patrón de desplazamientos que se definió para la prueba, la configuración de la prueba se muestra en la Figura 8.13.

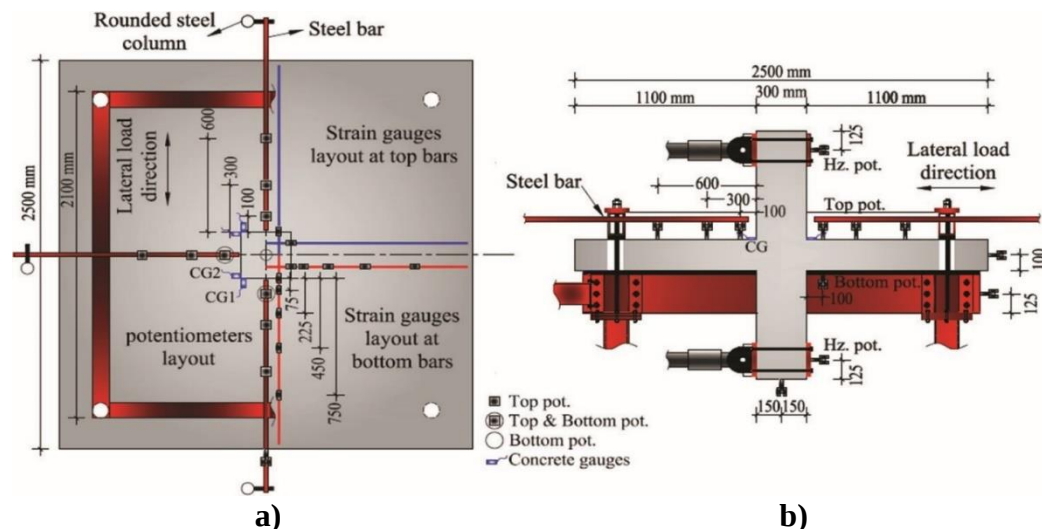


Figura 8.13: Configuraciones de ensaye de especímenes realizado por Eladawy et al. (2019): a) vista en planta y b) vista en elevación.

Teniendo de referencias a la prueba experimental de Eladawy *et al.* (2019), resulta indispensable idealizar y construir de manera correcta la geometría, tipo de elementos, condiciones de fronteras, apoyos, mallado, calibración de diversos parámetros, entre otras consideraciones, para su simulación numérica con el software de análisis con el Método de Elementos Finitos (MEF), ABAQUS CAE/Estándar, por lo que a continuación se describen.

- **Tipo de elementos.**

En ABAQUS, para representar de forma adecuada a los elementos solidos que asemejen el comportamiento de concreto, se recomienda utilizar los elementos hexaédricos de 8 nodos, con 3 grados de libertad en cada nodo (traslaciones en direcciones x , y y z), con integración reducida (C3D8R). Para modelar al acero de refuerzos, se puede comúnmente se emplean los elementos tipo armadura de 2 nodos (T3D2) que tienen 3 grados de libertad en cada nodo (traslaciones en las direcciones x , y y z) del sistema de coordenadas globales, Chaudhari y Chakrabarti (2012). En la Figura 8.14 se muestra las características de los elementos en el modelo de elementos finitos.

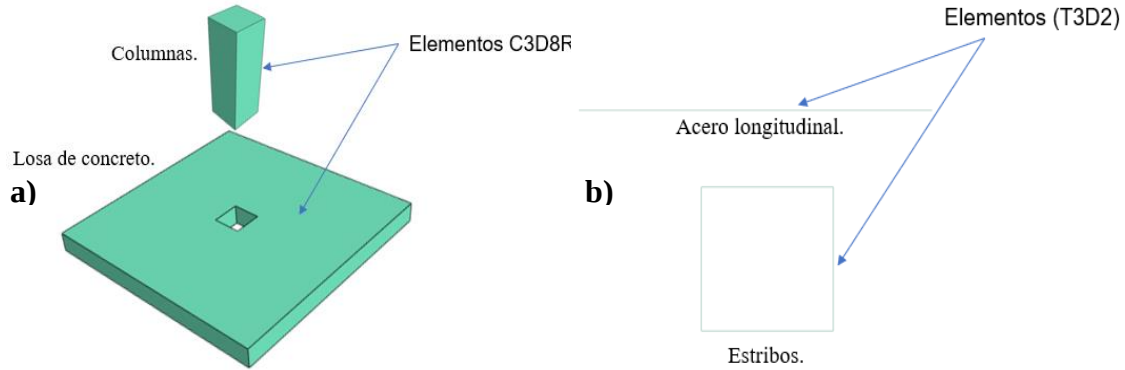


Figura 8.14: Tipos de elementos para el modelo del método de elementos finitos; a) sólidos (C3D8R) y b) barras (T3D2).

- **Interacción o contactos entre elementos.**

Chaudhari y Chakrabarti (2012) y Arafa *et al.* (2018), en sus trabajos de investigaciones supusieron una adherencia perfecta entre el acero de refuerzo y el concreto empleando ABAQUS, por lo que concluyeron que los resultados arrojados fueron aproximados y confiables. En este caso se retoma la hipótesis para calibrar el estudio experimental con el modelo analítico.

- **Mallado.**

Se hicieron análisis con mallas de 30, 40 y 50 mm, durante la calibración del modelo numérico con el modelo experimental, por lo que se observó que un mallado de tamaño 50 mm, es relativamente bueno en comparación con el tiempo de análisis, ya que con un mallado de 30 mm, puede tardar más del triple de tiempo, por esta razón se elige el tamaño máximo de malla a 50 mm, el mallado del modelo de calibración se muestra en la Figura 8.15.

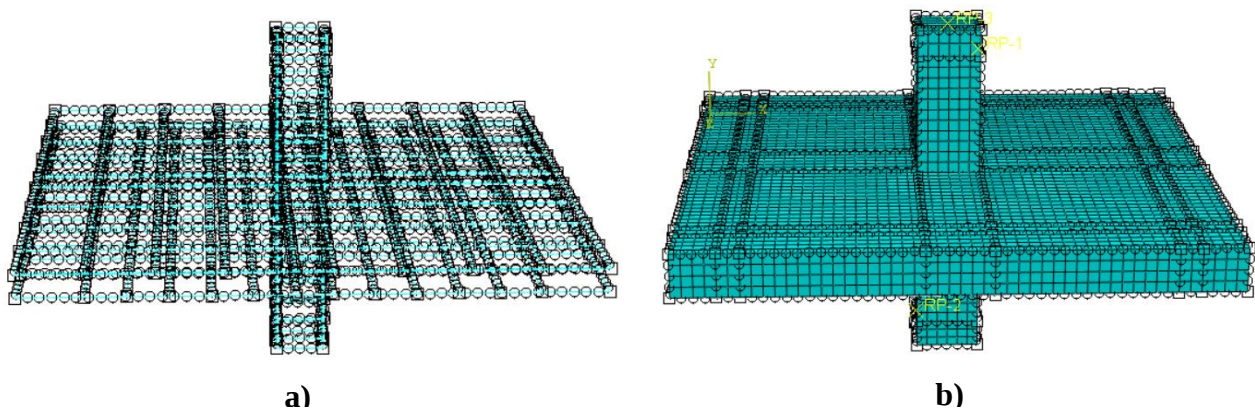


Figura 8.15: Mallado de los elementos: a) elementos tipo barras (acero de refuerzo) y b) elementos sólidos (concreto).

- **Condiciones de frontera**

Tomando en cuenta las franjas apoyadas y sujetadas de la losa con perfiles de acero del estudio experimental por Eladawy *et al.* (2019), en el modelo analítico se replicaron con las medidas correspondientes y se restringieron los desplazamientos en las tres direcciones (U1, U2 y U3), aunque en la realidad pudo haber desplazamientos y se supone que fueron de valores insignificantes, por lo que se acepta lo planteado. Se definieron dos nodos de controles a las alturas de los desplazamientos laterales para medir las fuerzas y distorsiones en el modelo numérico, como se muestra en la Figura 8.16.

- **Cargas**

Aunque en la prueba experimental la carga axial en la columna fue aplicada de manera controlada, en ABAQUS/Standard, al aplicar las cargas en un tiempo muy corto o instantáneo, no se toma en cuenta los efectos de las fuerzas inerciales, por lo que en el modelo numérico desde un principio del análisis se le asignó una carga axial constante de 140 kN, como se muestra en la Figura 8.16.

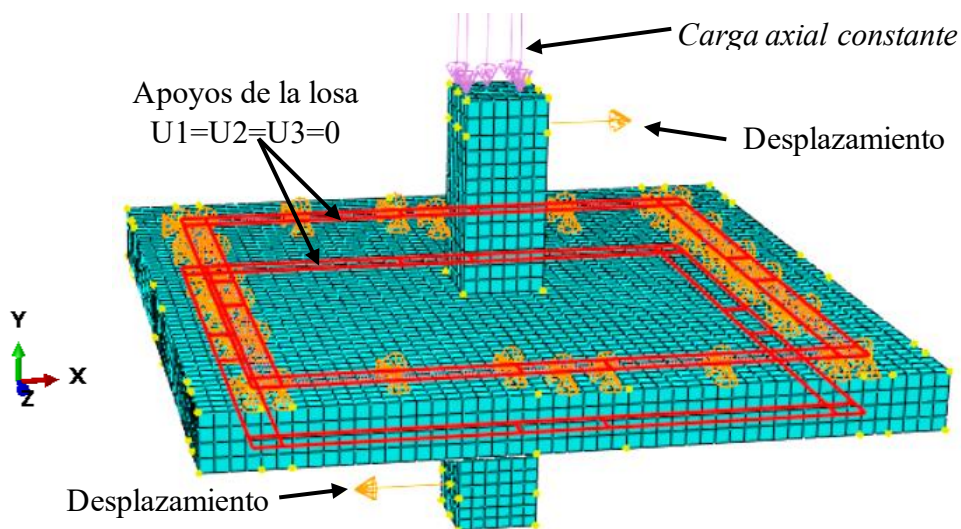


Figura 8.16: Cargas en el espécimen de calibración.

8.3.2 Modelos Constitutivos de los materiales.

Además de representar coherentemente las propiedades geométricas del modelo, otra de las mas importantes para obtener resultados aproximados son las propiedades mecánicas de los materiales. Los resultados obtenidos de la prueba experimental del espécimen S1 por Eladawy *et*

al. (2019), se buscaron calibrar con diversos modelos constitutivos del concreto y acero de refuerzo en el modelo analítico, por lo que a continuación se presentan los que mostraron mayores aproximaciones con la simulación numérica con ABAQUS.

- **Esfuerzo-deformación del Concreto en Compresión.**

El modelo que se emplea para el comportamiento del concreto en compresión es el modelo constitutivo propuesto por Mander *et al.* (1988), el cual define las características de la curva esfuerzo deformación del concreto no confinado y confinado como se muestra en la Figura 8.17, el concreto en su sección transversal puede contener cualquier tipo de acero para su confinamiento, ya sea estribos espirales o rectangulares, con o sin amarres suplementarios, este modelo también es retomado por la NTC-Concreto-2017, en el apéndice D.1.2. Para evitar confusión en este trabajo se adaptan las variables que se ha venido manejando en las fórmulas, el esfuerzo a compresión σ_c estará dado por:

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{cc} x r}{r - 1 + x^r}$$

Donde:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}}$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{\sigma_{cc}}{\varepsilon_{cc}}}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{\sigma_{cc}}{\sigma_{c0}} - 1 \right) \right]$$

$$\sigma_{cc} = \sigma_{c0} \left(-1.254 + 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l}{\sigma_{c0}} - 2 \frac{f_l}{\sigma_{c0}}} \right)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_{st} \sigma_{sy} \varepsilon_{su}}{\sigma_{cc}}$$

Donde las variables de f_l y k_e , se define a continuación:

$$f_l = \frac{1}{2} k_e \rho_{st} \sigma_{sy}$$

$$k_e = \frac{1 - \frac{s'}{2 d_s}}{1 - \rho_{cc}}$$

- **Esfuerzo-deformación del Concreto en Tensión.**

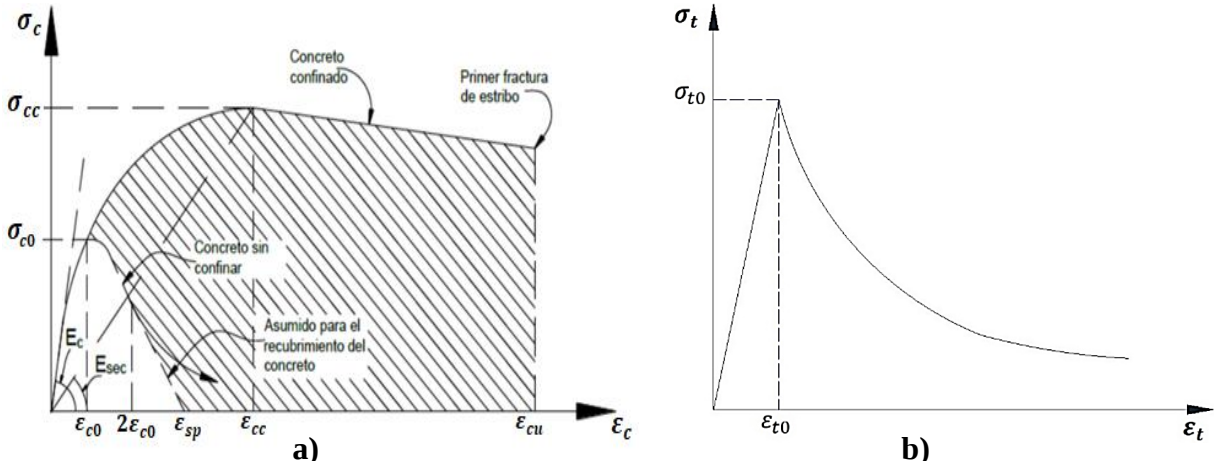


Figura 8.17: Modelo de curva esfuerzo deformación del concreto: a) en compresión por Mander et al. (1988) y b) en tensión por Belarbi y Hsu, (1994).

La curva esfuerzo-deformación del concreto en tensión, para obtener resultados aproximados en ABAQUS, se requiere proporcionar datos que describa de forma correcta la no linealidad del comportamiento mecánico de las propiedades del material en su rango inelástico. Balarbi y Hsu (1994) proponen el modelo constitutivo, donde el concreto en su rango elástico en tensión se comporta linealmente, para después decaerse de forma parabólica por la degradación de la rigidez, teniendo similitud con casos reales del comportamiento del concreto. La curva esfuerzo-deformación del concreto en tensión se define entonces con las siguientes expresiones:

$$\sigma_t = \begin{cases} E_c \epsilon_t & \text{si } \epsilon_t \leq \epsilon_{t0} \\ \sigma_{t0} \left(\frac{\epsilon_{t0}}{\epsilon_t} \right)^{0.4} & \text{si } \epsilon_t > \epsilon_{t0} \end{cases}$$

Donde: ϵ_t son las deformaciones unitarias del concreto

$\epsilon_{t0} = 0.0002$, deformación de agrietamiento del concreto en tensión.

σ_{t0} , esfuerzo máximo en tensión ($1.5\sqrt{f'_c}$, en kg/cm²) en la NTC-Concreto-2017.

Empleando estos modelos constitutivos para el concreto, en la simulación numérica en ABAQUS, se mostró una buena estabilidad numérica, casos contrarios con otros modelos constitutivos, en los que no se aproximaron al resultado experimental y/o después de algunos pasos de análisis se interrumpieron los procesos. En la Figura 8.18, se muestran las curvas de esfuerzo-deformación empleado en ABAQUS.

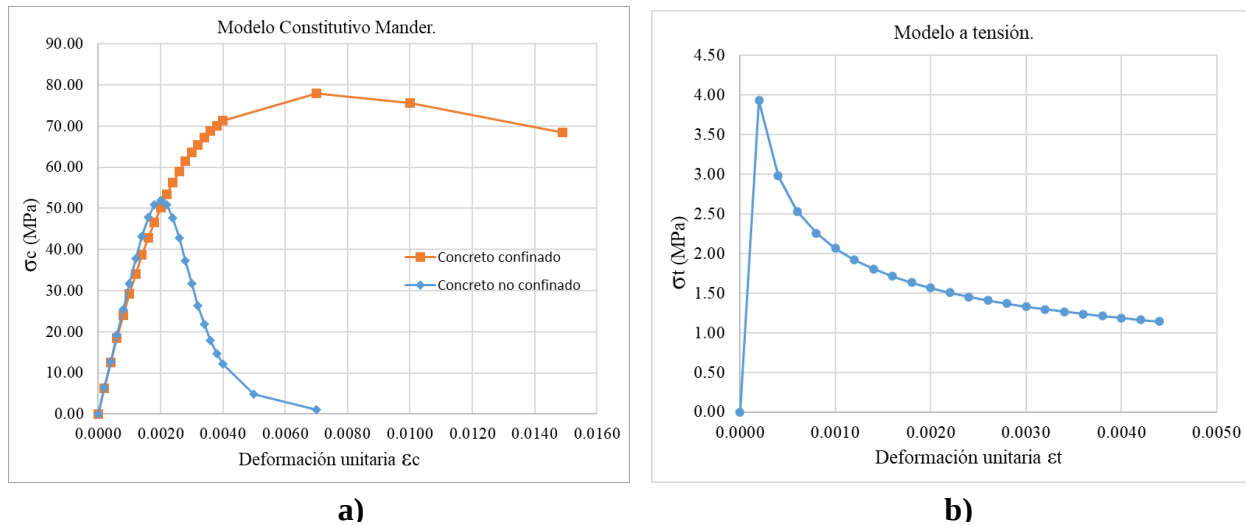


Figura 8.18: Curvas esfuerzo deformación del concreto, con las propiedades del modelo de calibración: a) compresión y b) tensión.

- **Acero de refuerzo.**

De acuerdo con el trabajo realizado por Rodríguez y Botero (1997), quienes efectuaron estudios analíticos y experimentales para definir el comportamiento de las barras de acero de refuerzo empleado en las construcciones de México, considerando los diferentes estados de cargas, incluyendo la de tipo cíclico reversible, concluyeron que el modelo propuesto por Mander *et al.* (1984), tiene buena correlación con los resultados experimentales antes los pandeos de las barras. Para esta investigación se utiliza el modelo mencionado para definir la curva esfuerzo-deformación. Los parámetros que se encontraron para construir la curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo se encuentran en la Tabla 8.1, y la gráfica se muestra en la Figura 8.19.

Tabla 8.1: Parámetros para construir la curva esfuerzo-deformación del acero Rodríguez y Botero (1997).

<i>Diámetro</i>	σ_y (Mpa)	σ_{su} (Mpa)	ϵ_{sh}	ϵ_{su}	ϵ_{suu}	p
Grande	448.85	734.62	0.0088	0.1177	0.1493	3.474
Pequeño	451.99	729.22	0.006	0.142	0.1815	3.362

La fórmula para construir la rama de endurecimiento es el siguiente:

$$\sigma_s = \sigma_{su} + (\sigma_y - \sigma_{su}) \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)^p$$

Donde ε^{pl} , es la deformación plástica del acero, y este se determina como:

$$\varepsilon^{pl} = E_s - \frac{\sigma_s}{E_s}$$

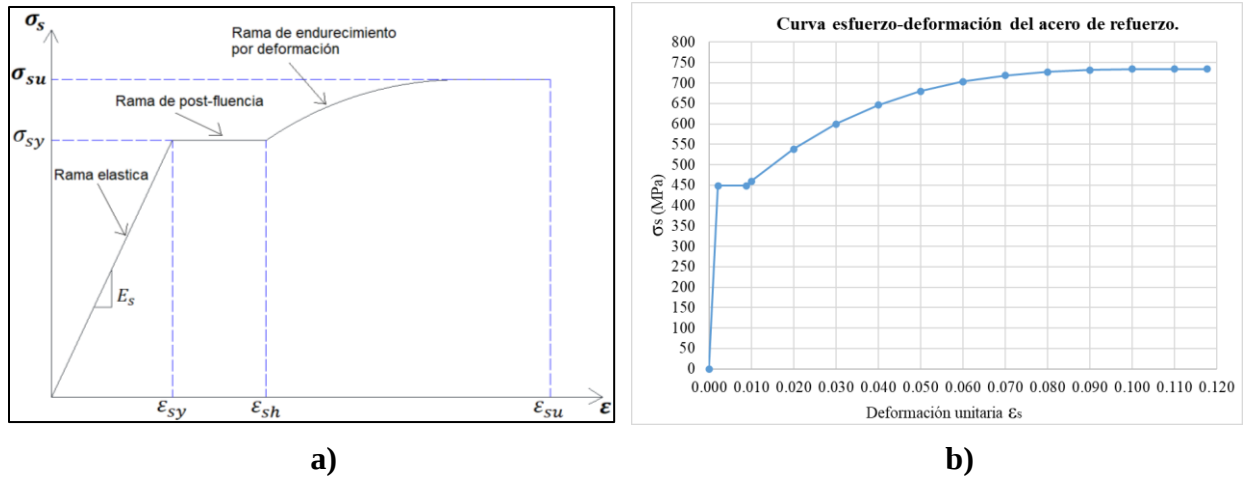


Figura 8.19: Curva de esfuerzo-deformación del acero de refuerzo para el espécimen en estudio: a) descripción de las partes y b) construcción de la gráfica.

- **Acero A-36.**

El acero estructural B-254, denominado por la Norma Mexicana, y A-36 por la ASTM, tiene un esfuerzo de fluencia de 36 ksi (248 MPa), con esfuerzo de rotura de 58 ksi (400 MPa), es soldable y se utiliza en la construcción de torres de alta tensión, edificios, puentes y en general toda estructura, este tipo de acero es el más conocido en el país, el modelo constitutivo empleado para el material se muestra en la figura 8.20.

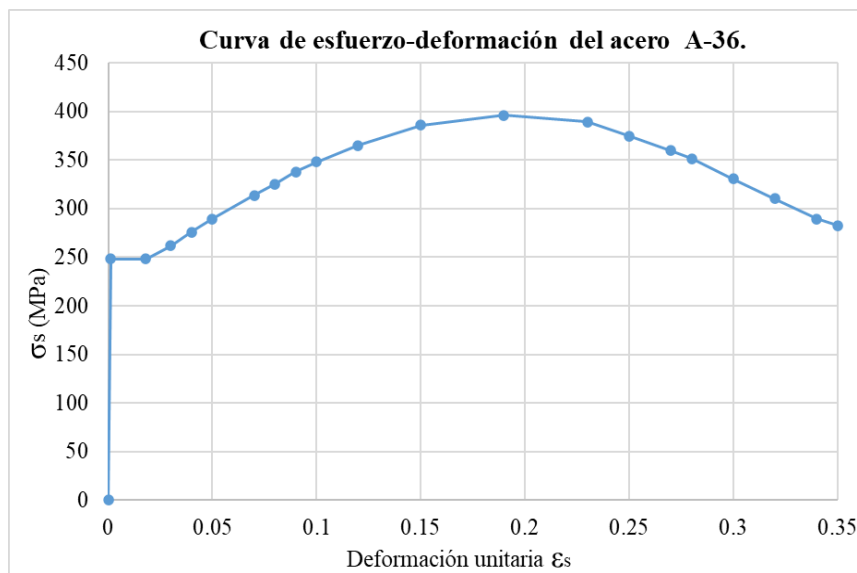


Figura 8.20: Modelo Constitutivo para el acero A-36.

8.3.3 Modelo de Plasticidad Dañada del Concreto (Concrete Damaged Plasticity).

Una de las ventajas de usar ABAQUS, es que en su interfaz se permite visualizar la evolución de daños del concreto en el modelo analítico, cuando sus propiedades mecánicas pasan al rango no lineal, empleando el criterio de fallo de Plasticidad Dañada del Concreto (CDP) “Concrete Damaged Plasticity”, el cual contempla dos posibles modos de fallas: el agrietamiento y aplastamiento. Es una modificación del Criterio Drucker-Prager, basada en Lubliner et al. y con las modificaciones adicionales incorporados de Lee y Fenves de acuerdo con Navarro *et al.* (2018).

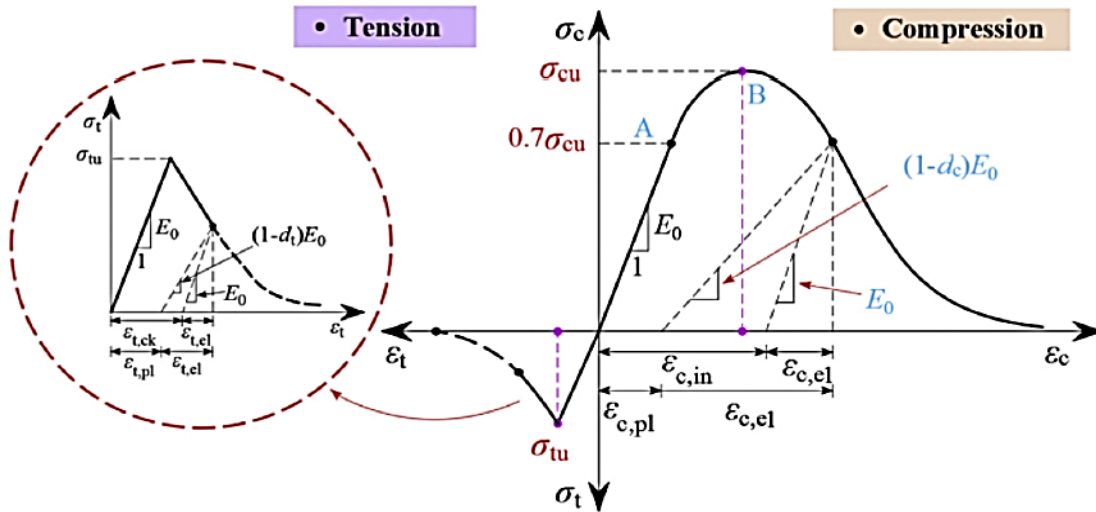


Figura 8.21: Modelo de daño plástico del concreto (Wu et al. 2021).

En el modelo se definen los parámetros de daños d_c y d_t , siendo las variables para la degradación de la rigidez en compresión y tensión respectivamente, toman los valores desde 0 (sin daño) a 1 (daño total), este escalar afecta directamente al módulo de elasticidad del concreto en términos de rigidez, gráficamente se representa en la Figura 8.21.

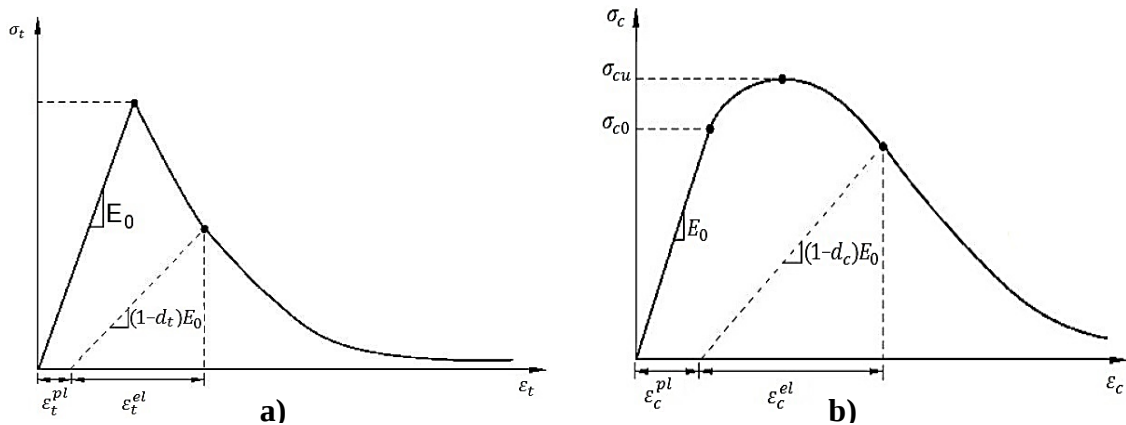


Figura 8.22: Respuesta del concreto ante carga uniaxial de: a) tensión y b) compresión.

La evolución de la superficie de fluencia (o falla) está controlada por dos variables de endurecimiento que son las deformaciones plásticas equivalentes a tensión y compresión ε_t^{pl} y ε_c^{pl} , respectivamente como se muestra en la Figura 8.22, estas son ligadas a los mecanismos de falla bajo carga de tensión y compresión (ABAQUS, 2021). La simulación numérica con elementos finitos, el comportamiento del concreto como un material no homogéneo y anisotrópico es un desafío, debido a que hay muchos factores que influyen para obtener una buena aproximación en los resultados, entre ellos consiste en definir los modelos constitutivos que asemeje al comportamiento real del concreto (Najafgholipour, et al. 2017).

El modelo de Plasticidad Dañada del Concreto, tiene el potencial de representar el comportamiento inelástico completo del concreto tanto en tensión como en compresión, incluidas las características de daño bajo cualquier combinación de cargas, contenidas las cargas estáticas y dinámicas.

Relación de esfuerzo-deformación a la tensión. En ABAQUS se utiliza una relación esfuerzo-deformación post fallo para el concreto sometido a tensión, para desarrollar este modelo el usuario debe ingresar los valores del Módulo de Elasticidad inicial, E_0 , esfuerzos a la tensión, σ_t , deformación a la tensión, ε_t y los valores de los parámetros de daños en tensión, d_t para el grado del concreto correspondiente. La deformación por agrietamiento, ε_t^{ck} se determina como:

$$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{0t}^{el}$$

Donde, la deformación elástica no dañada ε_{0t}^{el} , corresponde a:

$$\varepsilon_{0t}^{el} = \frac{\sigma_t}{E_0}$$

El software de elementos finitos ABAQUS, comprueba la precisión de la curva de daño utilizando los valores de deformación plástica ε_t^{pl} , estos no pueden ser negativos y/o decrecientes, porque es un indicativo de que la curva de daños es incorrecta, por lo que el programa generará un mensaje de error antes del análisis, se definen con la siguiente expresión matemática:

$$\varepsilon_t^{pl} = \varepsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{(1 - d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0}$$

Relación esfuerzo-deformación en compresión. Para definir la relación de esfuerzo-deformación del concreto, el usuario debe introducir los esfuerzos σ_c , deformaciones inelásticas ε_c^{in} , correspondientes a los valores de esfuerzos y los parámetros de daño d_c . Los valores de esfuerzos totales σ_c , deben convertirse a deformaciones inelásticas de la siguiente manera:

$$\varepsilon_c^{in} = \varepsilon_c - \varepsilon_{0c}^{el}$$

Donde, la deformación elástica no dañada del material ε_{0c}^{el} , corresponde a:

$$\varepsilon_{0c}^{el} = \frac{\sigma_c}{E_0}$$

El programa antes de empezar el análisis, hace cálculos de los valores de la deformación plástica ε_c^{pl} , y se verifica que estos valores no sean negativos y/o decrecientes, de lo contrario el programa arroja un mensaje de error en su interfaz gráfica.

$$\varepsilon_c^{pl} = \varepsilon_c^{in} - \frac{d_c}{(1 - d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0}$$

En las pruebas experimentales del concreto ya sea ante una carga cíclica o monótona, cuando se descarga desde cualquier punto de la rama de ablandamiento de la curva esfuerzo-deformación, la rigidez elástica del material se degrada, estos se pueden caracterizar mediante dos variables de daño d_t y d_c , el parámetro de daño a la tensión y compresión respectivamente, que son dependiente de las deformaciones plásticas, la temperatura y variables de campo. (ABAQUS, 2021).

$$d_c = d_c(\varepsilon_c^{pl}, \theta, f_i) \quad 0 \leq d_c \leq 1$$

Como se aprecia en la ecuación anterior, las variables de daño pueden tomar valores desde cero, que representa sin daño del material, hasta uno que representa el daño total en el concreto. Para determinar la degradación de la rigidez del concreto se asume la reducción de su módulo de elasticidad, y por ello se emplea la siguiente expresión matemática:

$$E = (1 - d)E_0$$

En condiciones de carga cíclica uniaxial, los mecanismos de degradación son bastantes complejos, involucrando la apertura y cierre de microgrietas previamente formadas, así como su

interacción. En los estudios experimentales, se ha observado que cierta recuperación de la rigidez elástica ocurre cuando la carga cambia de signo en las pruebas cíclicas y suele ser más pronunciado a medida que la carga cambia de tensión a compresión, provocando el cierre de las fisuras. (ABAQUS, 2021).

Birtel y Mark (2006), definieron las ecuaciones para determinar los parámetros de daños, d_c y d_t , que corresponden a compresión y tensión respectivamente, en la ecuación se emplean las variables de b_c y b_t , cuyo rango de valor es entre 0 y 1, sugirieron usar preferentemente los valores de $b_c = 0.7$ y $b_t = 0.7$. Con estas variables se puede obtener los valores de los parámetros de daños que será introducido en ABAQUS para simular el modelo analítico, el parámetro de daño para compresión se determina con la expresión matemática:

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c E_c^{-1}}{\varepsilon_c^{pl} \left(\frac{1}{b_c} - 1 \right) + \sigma_c E_c^{-1}}$$

De igual manera para tensión se emplea:

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t E_c^{-1}}{\varepsilon_t^{pl} \left(\frac{1}{b_t} - 1 \right) + \sigma_t E_c^{-1}}$$

Otros autores como Zhang Jin *et al.* (2008), recomiendan usar el valor de la constante b_c , en un rango de 0.35-0.70 y el valor de b_t en el rango de 0.50-0.95. Para el presente trabajo de estudio, se consideraron los diferentes valores de los rangos mencionados, decidiendo utilizar $b_c = 0.7$ y $b_t = 0.7$, se adecuó bien con los resultados de la calibración del estudio experimental de Eladawy *et al.* (2019).

Se asume que la respuesta uniaxial de tensión y compresión está caracterizada por el daño plástico, donde la tensión sigue una relación lineal hasta el valor de esfuerzo de falla, que corresponde a la aparición de micro-grietas en el concreto; el agrandamiento y aparición de nuevas grietas es representada como una respuesta macroscópica de ablandamiento. En la compresión se asume una relación lineal hasta llegar al esfuerzo de fluencia, en el régimen plástico se caracteriza un esfuerzo de endurecimiento seguido por un ablandamiento más allá del esfuerzo máximo de compresión.

De forma general para ilustrar algunos conceptos de la superficie de falla en su forma tridimensional, se toma el espacio de Haigh-Westergaard como se muestra en la Figura 8.23, este puede ser descrito a través de dos planos, uno de ellos en su plano desviador (transversal) y otro en su plano meridional. El plano desviador es perpendicular al eje hidrostático (ξ) y el plano meridional es aquel que pasa por el eje hidrostático. Existe también un concepto importante que es la sección meridional, esta es la intersección entre la superficie de falla y un plano meridional que contiene al eje hidrostático a un determinado ángulo θ (Beas, 2016).

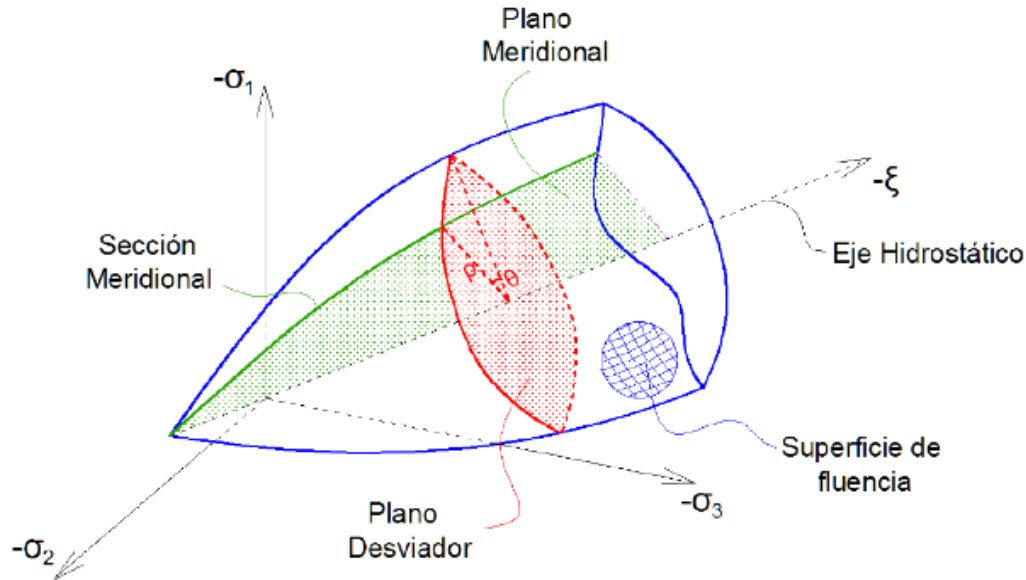


Figura 8.23. Representación gráfica de la superficie de fluencia en el espacio de Haigh-Westergaard o espacio de esfuerzos principales, Beas (2016).

El criterio de falla de Drucker-Prager fue formulado en 1952, es una simple modificación del criterio de Von Mises donde se toma en cuenta la influencia de la presión hidrostática, este criterio es una aproximación suavizada del criterio de Mohr-Coulomb, el cual puede tener dificultades en el proceso de solución numérica, tomada en cuenta con la inclusión de un término adicional en la expresión de Von Mises, resultando de la forma:

$$f(I_1, J_2) = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} - K = 0$$

Donde α y K son constantes del material. Cuando α es cero, la ecuación anterior se reduce a la expresión de Von Mises. La superficie de fluencia de la ecuación mencionada se representa mediante un cono espacial en el sistema de ejes de esfuerzos principales, de acuerdo con Beas (2016). La sección meridional y sección transversal sobre el plano π se muestran en la Figura 8.24.

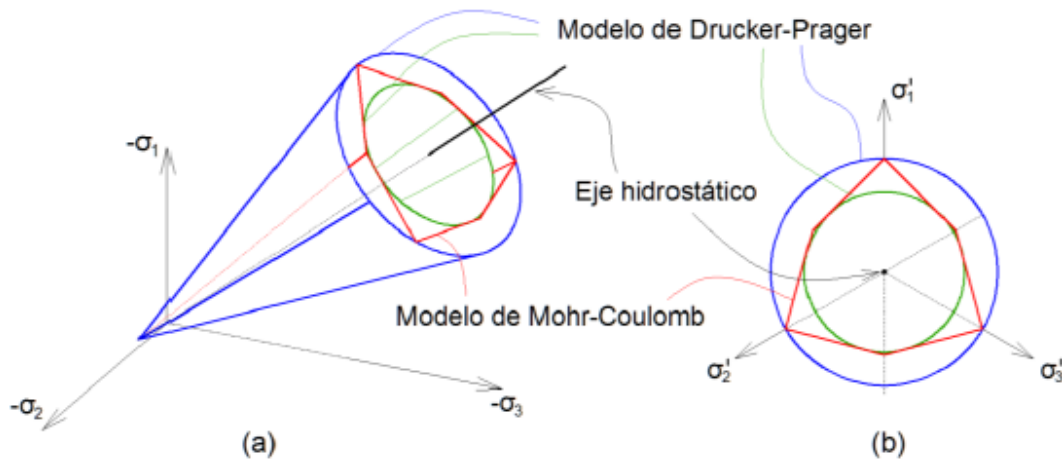


Figura 8.24: Superficies de fluencia de Mohr-Coulomb y Drucker Prager a) En el espacio de Haigh-Westergaard, b) En un plano desviador. (Kim et al. 2012).

Sin embargo, el criterio de Drucker-Prager no es totalmente coherente con el comportamiento real del concreto, por lo que el modelo que se emplea del modelo de CDP en ABAQUS, es un criterio modificado por Lubliner, Lee y Fenves, en donde describe que la superficie de falla en la sección transversal no necesita ser un círculo, sino que se rige por el parámetro K_c .

Físicamente, el parámetro K_c se interpreta como una relación de las distancias entre el eje hidrostático y respectivamente el meridiano de compresión y el meridiano de tensión en la sección transversal desviador. Esta relación es siempre superior a 0,5 y cuando se asume un valor igual a 1, la sección transversal desviador de la superficie de falla se convierte en un círculo como el de criterio de Drucker-Prager.

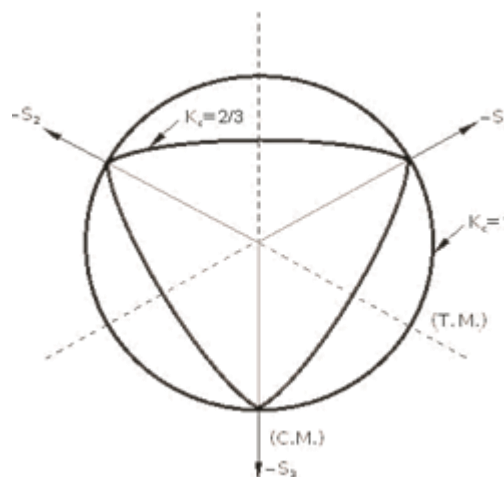


Figura 8.25: Sección transversal desviador de la superficie de falla en el modelo de CDP. (Kmieciak y Kaminski, 2011).

En el modelo de Plasticidad Dañada del Concreto (CDP), se recomienda asumir $K_c = 2/3$, esta forma es similar al criterio de resistencia del concreto, siendo una combinación de tres elipses mutuamente tangentes tal como se muestra en la Figura 8.25, formulado por William y Warnke (1975), donde se trata de un criterio teórico-experimental basado en los resultados de las pruebas de esfuerzo triaxial Kmiecik *et al.* (2011).

El parámetro de excentricidad, ϵ , es un pequeño valor positivo y se puede estimar como la relación entre la resistencia a la tensión y la resistencia a la compresión del concreto, el valor predeterminado del parámetro de excentricidad en ABAQUS, se considera igual a 0.1, de acuerdo con Najafgholipour, et al. (2017).

La forma de los meridianos del plano en el espacio de los esfuerzos cambia, los resultados experimentales indican que los meridianos son curvas. En el modelo CDP la superficie potencial plástica en el plano meridional asume la forma de una hipérbola, la forma se ajusta a través de la excentricidad (excentricidad potencial plástica). Es un pequeño valor positivo que expresa la tasa de aproximación de la hipérbola potencial plástica a su asíntota. En otras palabras, es la longitud (a lo largo del eje hidrostático) del segmento entre el vértice de la hipérbola y la intersección de las asíntotas de esta hipérbola (el centro de la hipérbola), como se muestra en la Figura 8.26. El parámetro de excentricidad, cuando $\epsilon = 0$, la superficie en el plano meridional es una línea recta (la clásica hipótesis de Drucker-Prager). En el CDP de acuerdo con el manual de ABAQUS se recomienda usar un valor de $\epsilon = 0.1$.

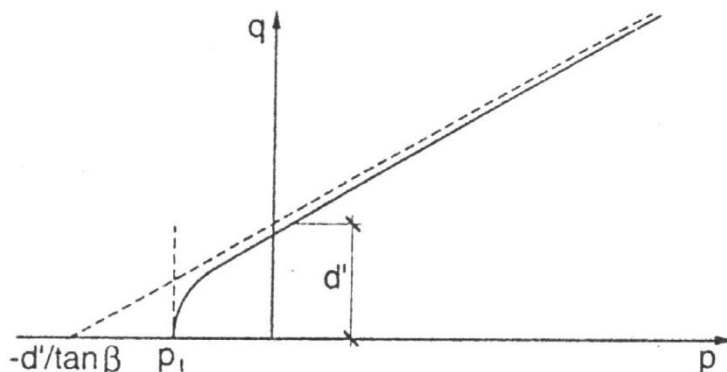


Figura 8.26: Superficie hiperbólica de potencial plástico en plano meridional 0.

El parámetro de relación entre la fuerza en el estado biaxial y la fuerza uniaxial, σ_{b0}/σ_{c0} , describe el estado del material en el punto en que el concreto sufre daños bajo compresión biaxial, es una relación entre la fuerza en el estado biaxial y la fuerza en el estado uniaxial. Los más fiables

en este sentido son los resultados experimentales reportados por Kupler (1969), después de su aproximación con la ecuación elíptica, la fuerza de compresión biaxial uniforme f_{cc} es igual a $1.16248f_c$. El manual del usuario de ABAQUS especifica $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1.16$.

En el manual de ABAQUS, señala que los estados de esfuerzos multiaxial, estas observaciones se generalizan a través del concepto de superficies de falla y flujo en el espacio de esfuerzos. Estas superficies se tienen que ajustar con datos experimentales. Las superficies de fallas en el CDP, se muestra en la Figura 8.27.

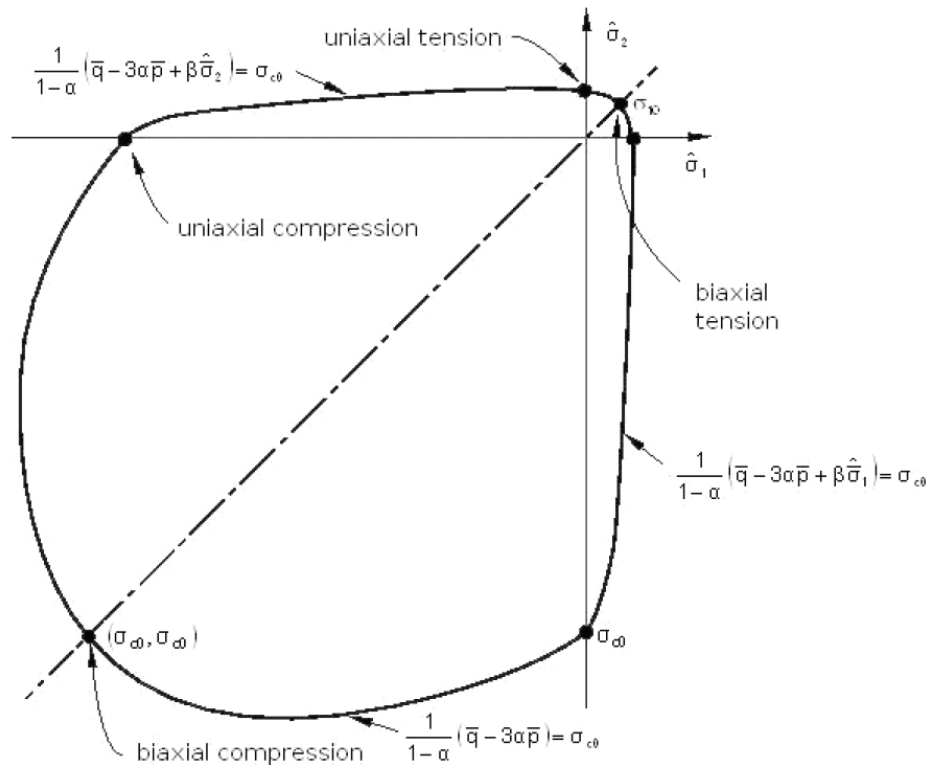


Figura 8.27: Superficies de fallas (p-q) ABAQUS (2014).

El ángulo de dilatación, ψ , es un parámetro de ángulo de fricción que caracteriza la resistencia del concreto bajo esfuerzos compuestos, es decir, el ángulo de inclinación de la superficie de falla hacia el eje hidrostático, medido en el plano meridional. Físicamente, el ángulo de dilatación se interpreta como un ángulo de fricción interna concreta. En simulaciones, generalmente se encuentra entre 30° a 40° , de acuerdo con Kmiecik y Kaminski (2011). Se hace una calibración con datos experimentales, replicando las condiciones de cargas y apoyos en ABAQUS, variando el ángulo de dilatación, de 33° , 35° , 37° y 40° , se muestran en la Figura 8.29.

Por otro lado, uno de los parámetros importantes por calibrar con las pruebas experimentales es el de viscosidad, el cual se refiere al tiempo de relajación del concreto en segundos. De acuerdo con la calibración de modelos numéricos por Michal y Andrzej (2015), se puede observar que con un valor 0.0001, el daño en el material describe de manera coherente lo que sería el agrietamiento en la zona crítica definida en el modelo, mientras que con un valor de 0.01, el daño se distribuye en todo el modelo, perdiendo la definición del dicho agrietamiento como se muestra en la Figura 8.28.

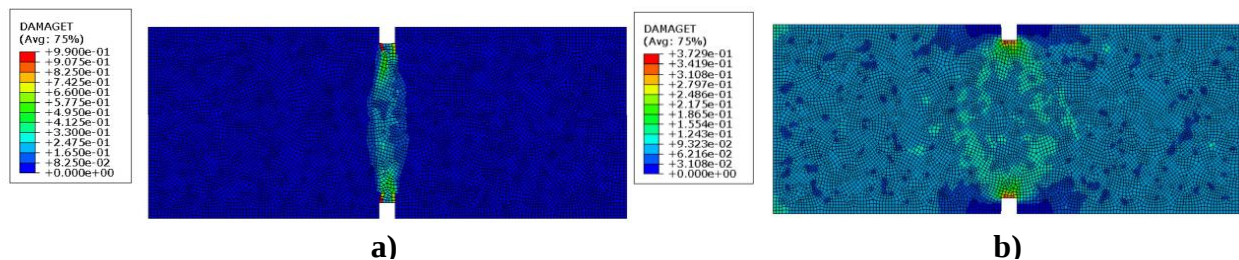


Figura 8.28. Daños en el modelo con valores de viscosidad de; a) 0.0001 y b) 0.01, (Michal y Andrzej, 2015).

8.4 Validación del estudio numérico.

Se intentó realizar una calibración en el modelo analítico con cargas cíclicas en ABAQUS, tal como el trabajo experimental de Eladawy *et al.* (2019), sin embargo después de muchos intentos y análisis, con diferentes parámetros y modelos constitutivos del concreto y acero de refuerzo, no se lograron obtener resultados coherentes y aproximados. Hay estudios en donde se realizan modelos con cargas cíclicas, pero hay poca información sobre su proceso de calibración, hay otros en donde se menciona que el ABAQUS por ser un software de uso general, no simula la degradación de la rigidez en la curva de histéresis durante los ciclos de cargas y descargas, esto a causa del deslizamiento de la adherencia entre el acero y concreto, la apertura y cierre de microgrietas, por lo que una de la solución sería emplear un modelo complejo y detallado con resortes no lineales para reproducir el comportamiento de adherencia-deslizamiento como lo plantea Muneeb (2017), el cual conlleva mayor tiempo y recurso computacional.

Aikaterini *et al.* (2015) en su calibración de conexiones columna-losa se intentó simular las losas bajo carga gravitatoria y desplazamientos cíclicos horizontales invertidos, por lo que la curva de histéresis no exhibió el efecto “pching” o degradación de la fuerza y la rigidez, de igual manera, Tang *et al.* (2021), realizaron estudios de análisis con elementos finitos no lineales de conexiones interiores losa-columna de concreto reforzado con ABAQUS, para investigar el

cortante por punzonamiento y ante cargas laterales, usando el modelo de plasticidad dañada del concreto (CDP). En ambos casos optaron en calibrar sus estudios analíticos empleando el esqueleto o envolvente de las curvas de histéresis para compararse con el resultado de la carga monótona, los cuales mostraron buenas aproximaciones y concordancia en los resultados.

Teniendo en cuenta lo planteado, se retoma emplear y adaptar la misma metodología ya que durante el desarrollo de este trabajo se encontraron con las mismas dificultades, siendo así que la calibración del trabajo se optó por definir los parámetros para que se concordara con el estudio experimental, con carga monotónica creciente o conocido como tipo “push over”. Finalmente empleando los parámetros de la Tabla 8.2, se acerca de manera aproximada a los resultados de la de la prueba experimental de Eladawy et al. (2019).

Tabla 8.2: *Parámetros de calibración en ABAQUS.*

Nombre de parámetro	Valor
Ángulo de dilatación:	35
Excentricidad:	0.1
f_{bo}/f_{co} :	1.16
Kc:	0.667
Parámetro de viscosidad:	0.0001

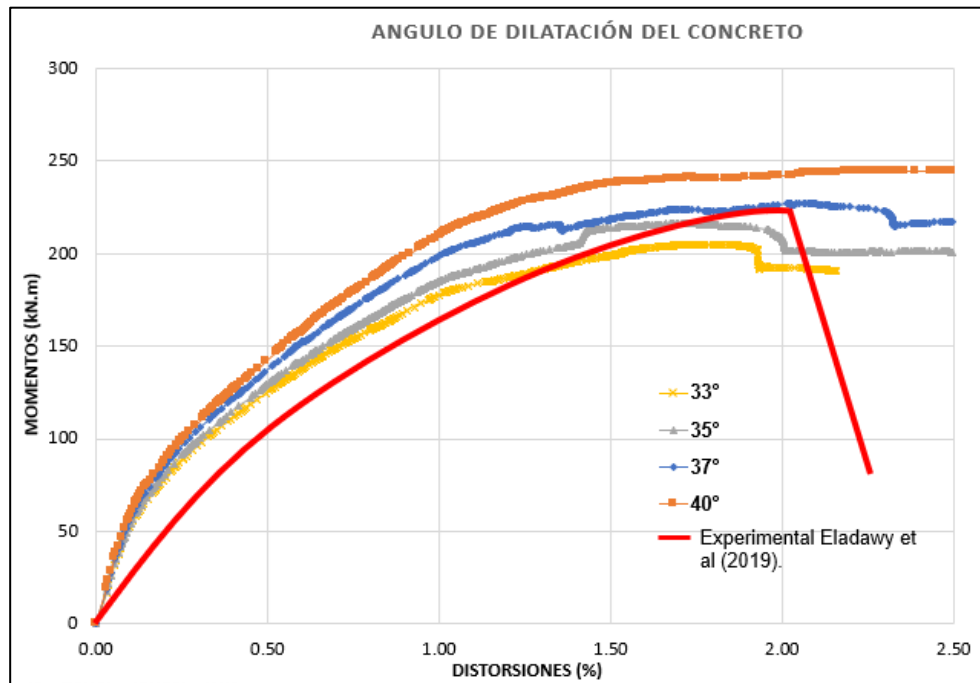


Figura 8.29: *Calibración de ángulo de dilatación del concreto.*

Uno de los parámetros que se puede modificar e ir comparándolo con los resultados reales en ABAQUS es el de ángulo de dilatación del concreto, el manual del programa sugiere entre 30° a 40° , por lo que se decidió analizar al modelo con 33° , 35° , 37° y 40° , el cual como se observa en la Figura 8.29, hay una buena correlación entre los valores experimentales y analíticos con un ángulo de 35° , por lo que este valor se utiliza en el modelo de plasticidad dañada del concreto (CDP), para identificar las zonas dañadas del concreto como se muestra en la Figura 8.30.

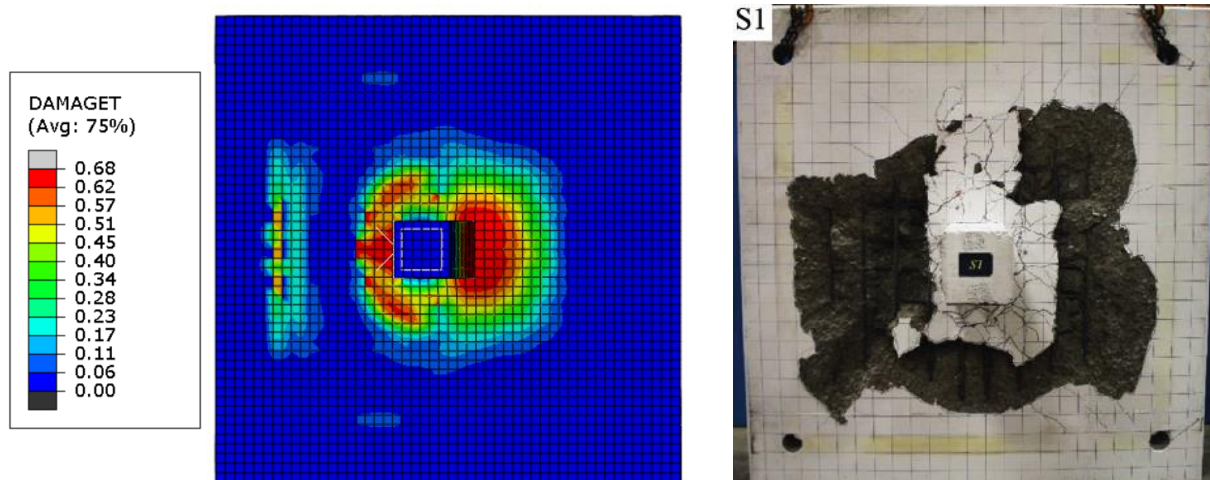


Figura 8.30: Comparación de daños con elementos finitos y prueba experimental de Eladawy.

8.5 Análisis con Elementos Finitos.

- **Geometría.**

Siguiendo el procedimiento como se indicó en el diagrama de procedimiento, en la Figura 8.31, se muestran las características geométricas de los especímenes de estudios:

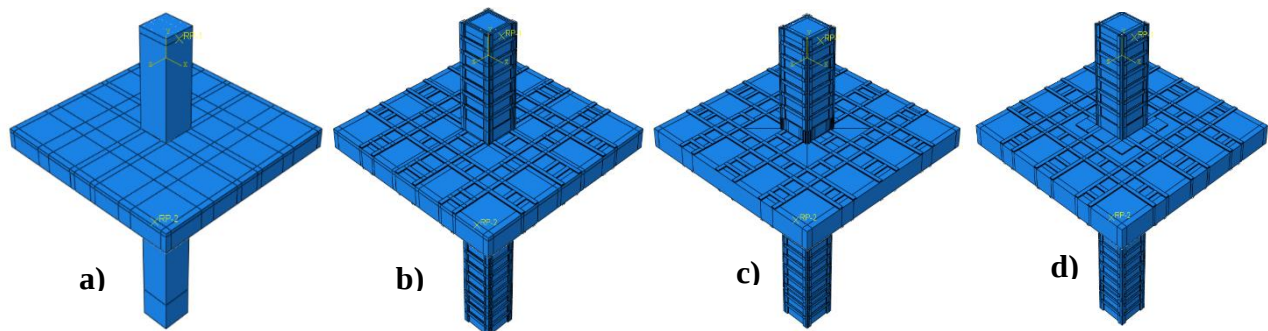


Figura 8.31: Geometría de los especímenes de estudios en ABAQUS y continuidades en la losa;
a) Especimen de concreto reforzado, b) continuidades de ángulos, c) continuidades con barras y d) uniones con placas

- **Tipo de elementos.**

Los elementos como el concreto, placas, ángulos y soleras, por sus características y recomendaciones en el manual del programa, para su análisis en el programa de elementos finitos ABAQUS/CAE, se utilizan los elementos hexaédricos de 8 nodos con 3 grados de libertad en cada nodo, con integración reducida (C3D8R), para el acero de refuerzo longitudinal y transversal se utilizan los elementos de barras de dos nodos con tres grados de libertad en cada nodo (T3D2) como se muestra en la Figura 8.32 y en el caso especial de las barras que atraviesan a la losa se emplean los elementos (C3D8R).

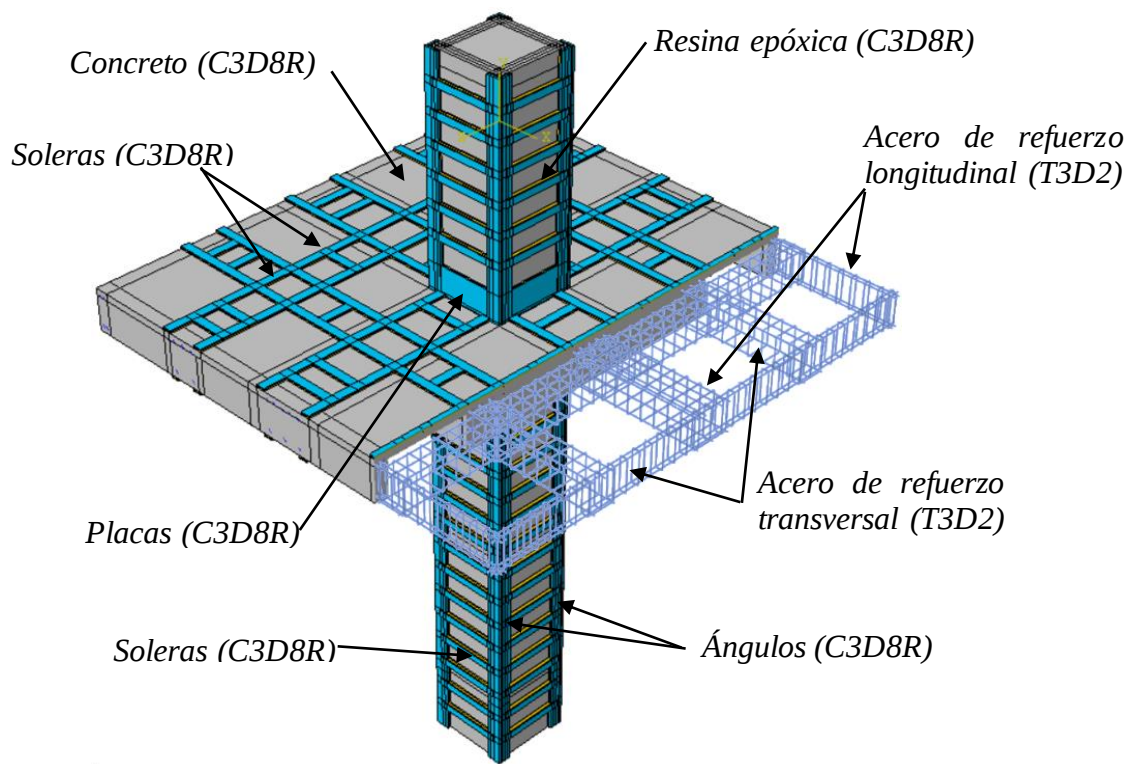


Figura 8.32: Tipo de elementos que compone al modelo del espécimen en estudio.

- **Mallado los especímenes.**

El tamaño de la malla se definió como máximo de 50 mm, se seleccionaron después de varios intentos y ajustes, de acuerdo con la calibración del modelo numérico con el estudio experimental, respecto al grado de convergencia de análisis y el tiempo de solución.

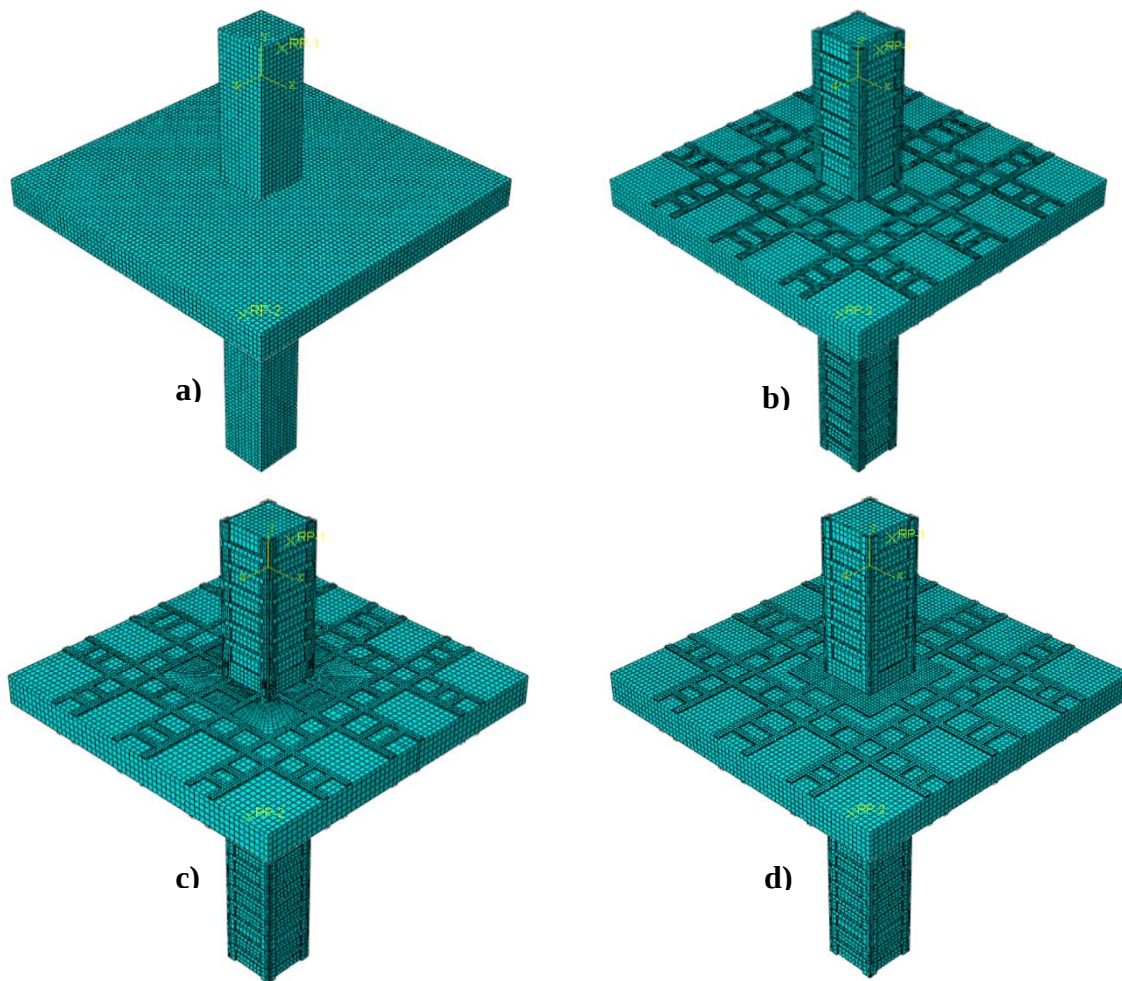


Figura 8.33: Mallado de los especímenes de estudios con las configuraciones de continuidades en la losa; a) Sin sistema de refuerzo, b) con ángulos, c) con varillas y d) uniones con placas.

- **Interacciones o contactos.**

Se supone que la adherencia entre el acero de refuerzo y concreto son perfectos, siendo una de las hipótesis mas comunes empleado en ABAQUS como Chaudhari *et al.* (2012) y Arafa *et al.* (2018), debido a que para simular los deslizamientos de las barras es una tarea compleja en los modelos numéricos, del mismo modo la adherencia entre el acero-resina epóxica-concreto se asume perfectamente adheridos.

- **Condiciones de fronteras y cargas.**

Referente a la Figura 8.9 en donde describe la configuración del ensaye del espécimen en estudio, este es apoyado simplemente en su perímetro a un ancho de 100 mm y la base empotrada a una longitud de 500 mm. Para las condiciones de cargas, como se ha hecho en diversos estudios

numéricos y experimentales para simular las condiciones de servicio del espécimen, se le aplica una carga axial constante durante el desplazamiento en la columna superior como se muestra en la Figura 8.34, en base a estas condiciones se configura a ABAQUS, en mostrar datos de salidas como esfuerzos, desplazamientos, fuerzas y evolución de daños.

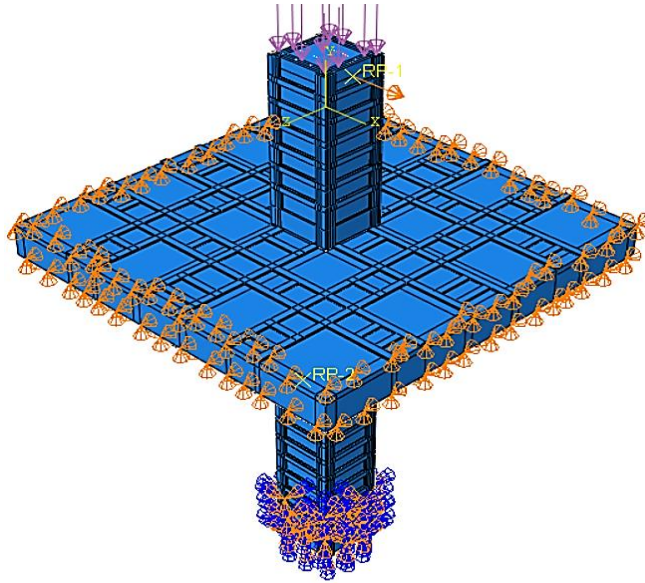


Figura 8.34: Condiciones de frontera y de cargas al espécimen en estudio.

- **Interacciones o contactos**

La interacción entre el acero de refuerzo y concreto se supone adherencia perfecta, asignando las propiedades de regiones embebidas entre los elementos, de igual manera las uniones de concreto, resina epóxica y elementos de ángulos, soleras y/o placas.

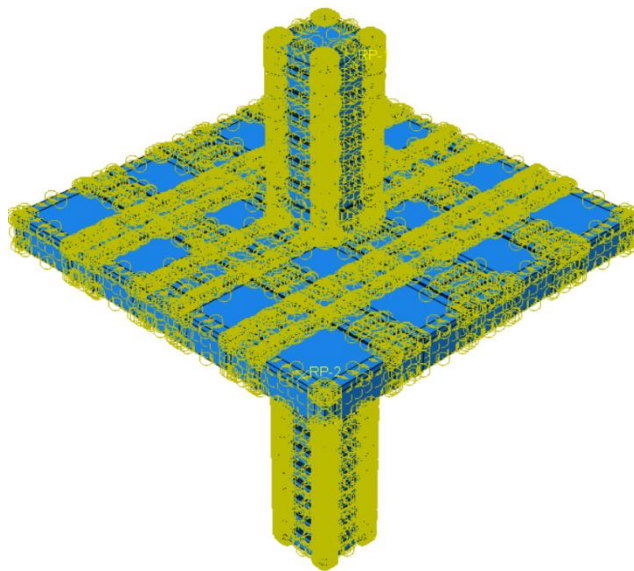


Figura 8.35: Interacciones y contactos entre elementos en ABAQUS.

8.6 Resultado de análisis con el Método de Elementos Finitos.

8.6.1 Comportamiento local de los elementos estructurales.

- Acero de refuerzo.

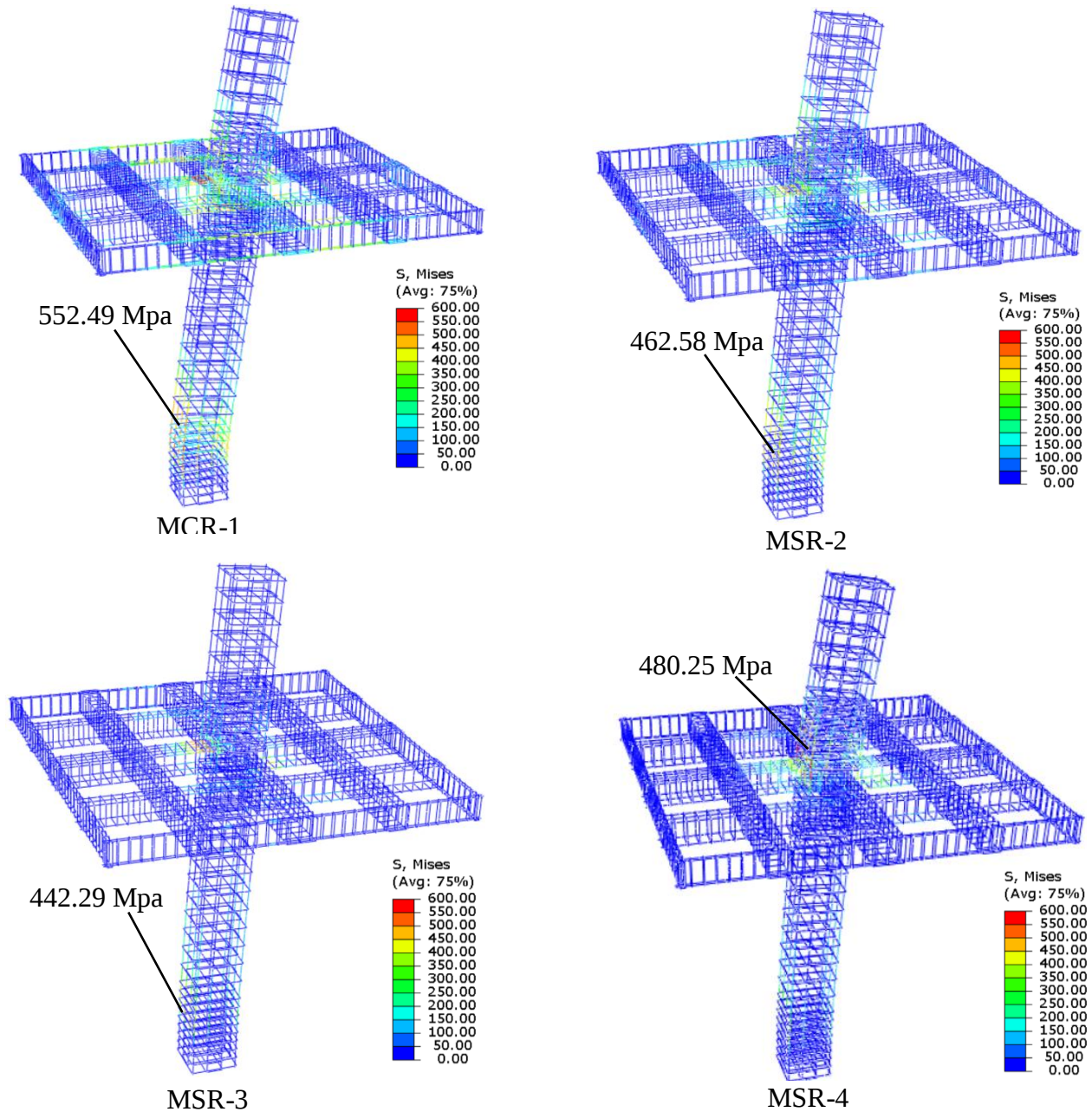


Figura 8.36: Esfuerzos Von Mises en el acero de refuerzo de los especímenes en estudio.

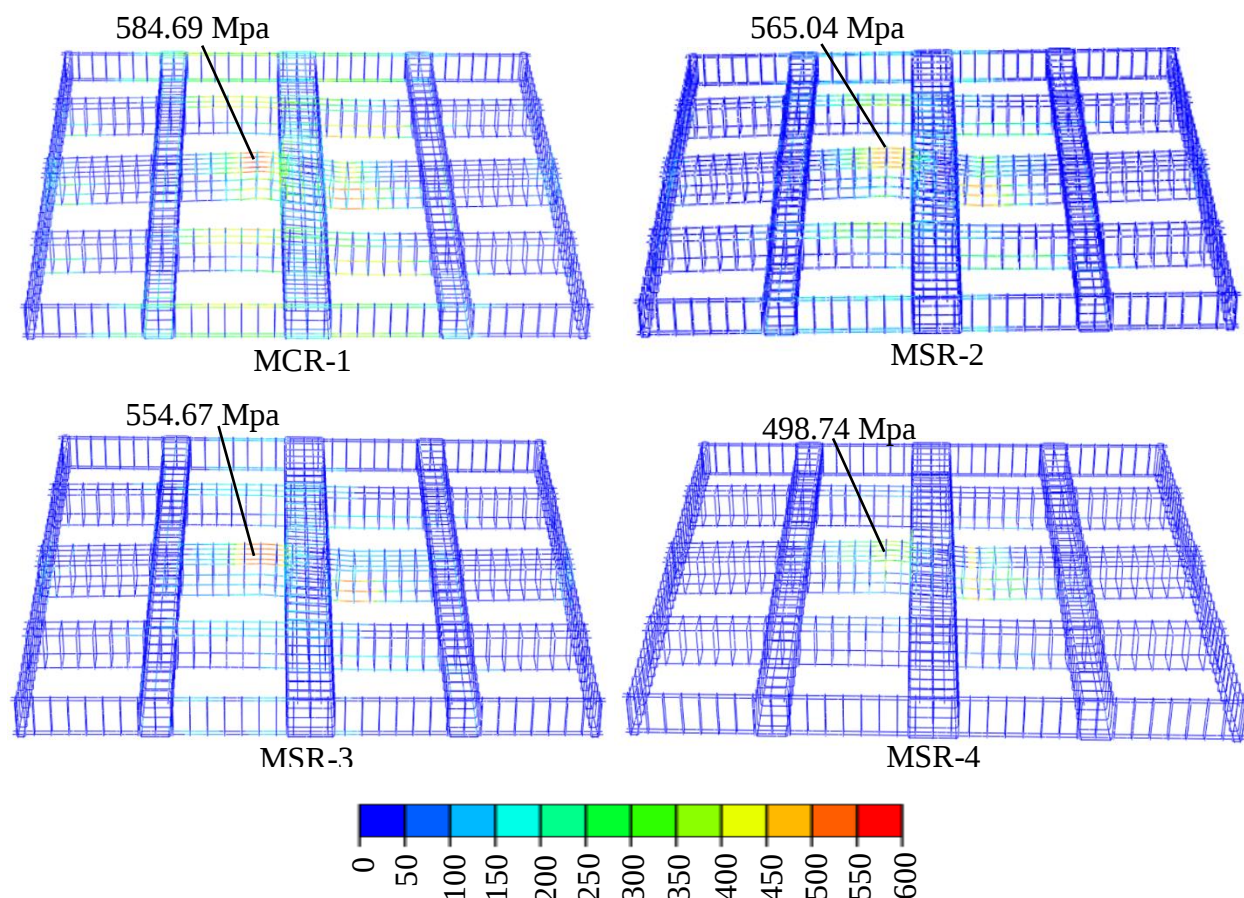


Figura 8.37: Esfuerzos Von Mises en el acero de refuerzo de las losas.

Se observa que para el caso MCR-1, los valores máximos de esfuerzos en el acero de refuerzo se concentran en la zona cercana del empotre de la columna alcanzando la mayor magnitud de 584.69 MPa, mientras que los casos MSR-2 y MSR-3, con esfuerzos de 462.58 MPa y 442.29 MPa respectivamente y para el caso MSR-4, el esfuerzo máximo se presenta en el armado de la columna superior cerca de la losa con 480.25 MPa.

En los armado de las losas para el caso de estudio se observa que la distribución máxima de esfuerzos se presentan en la zona de la nervadura central en el eje de la carga, alcanzando esfuerzos mayores para el espécimen sin el sistema de refuerzo, para el caso MSR-4 donde se utilizaron las placas sobre la losa el valor de esfuerzos en la zona crítica se redujeron de 584.69 MPa a 498.74 MPa, lo que indica que las placas ayudaron a tomar partes de los esfuerzos.

Las deformaciones se escalaron a cinco, para poder apreciar los efectos en las barras de refuerzo, por lo que evidentemente se aprecia un ligero giro en el sentido del desplazamiento.

- Elementos de Concreto

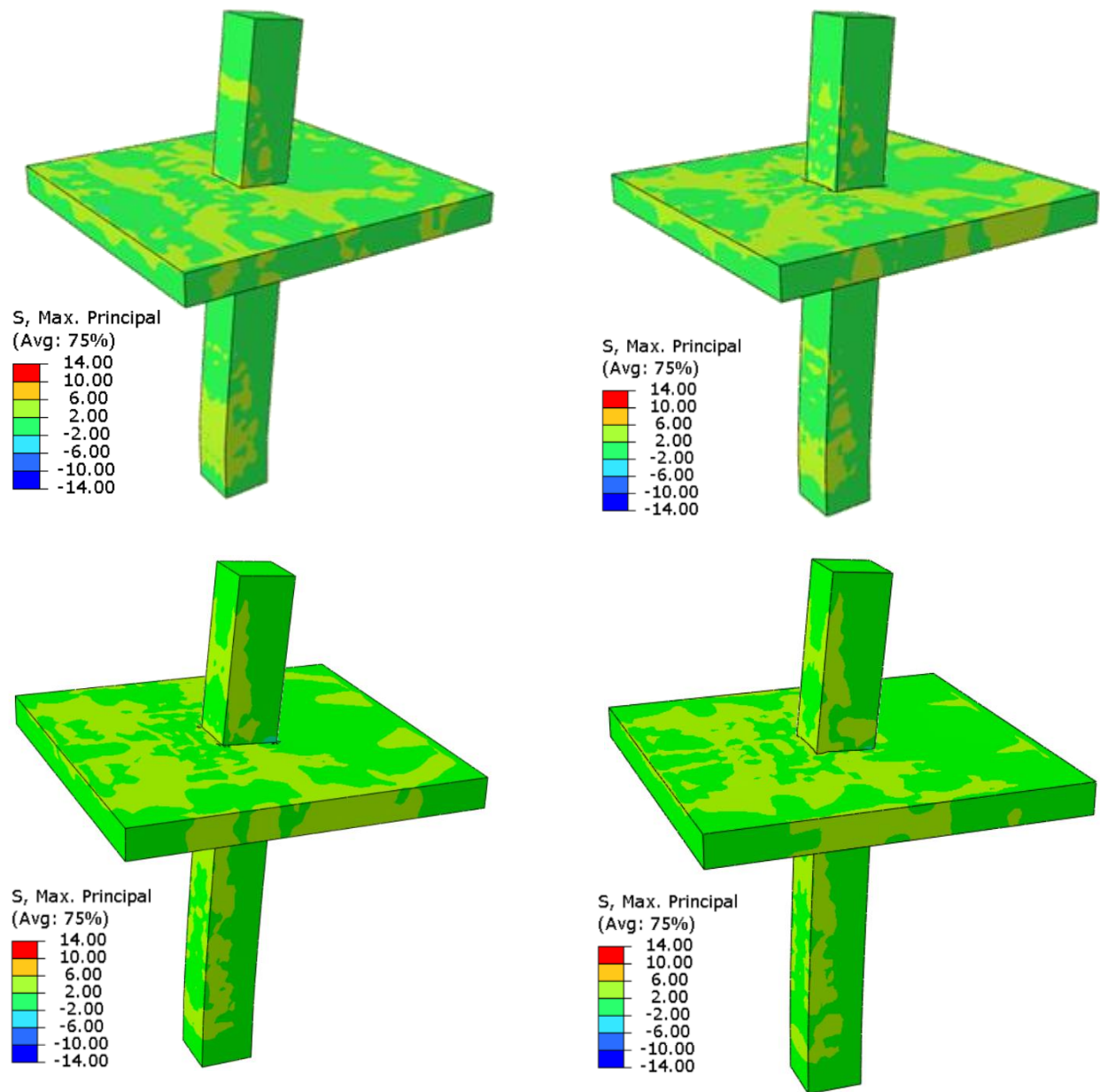


Figura 8.38: Esfuerzos principales máximos en la losa y columna de concreto.

De forma particular se muestran en planta la distribución de los esfuerzos sobre la losa aligerada de los casos de estudios, mostrado en la Figura 8.39:

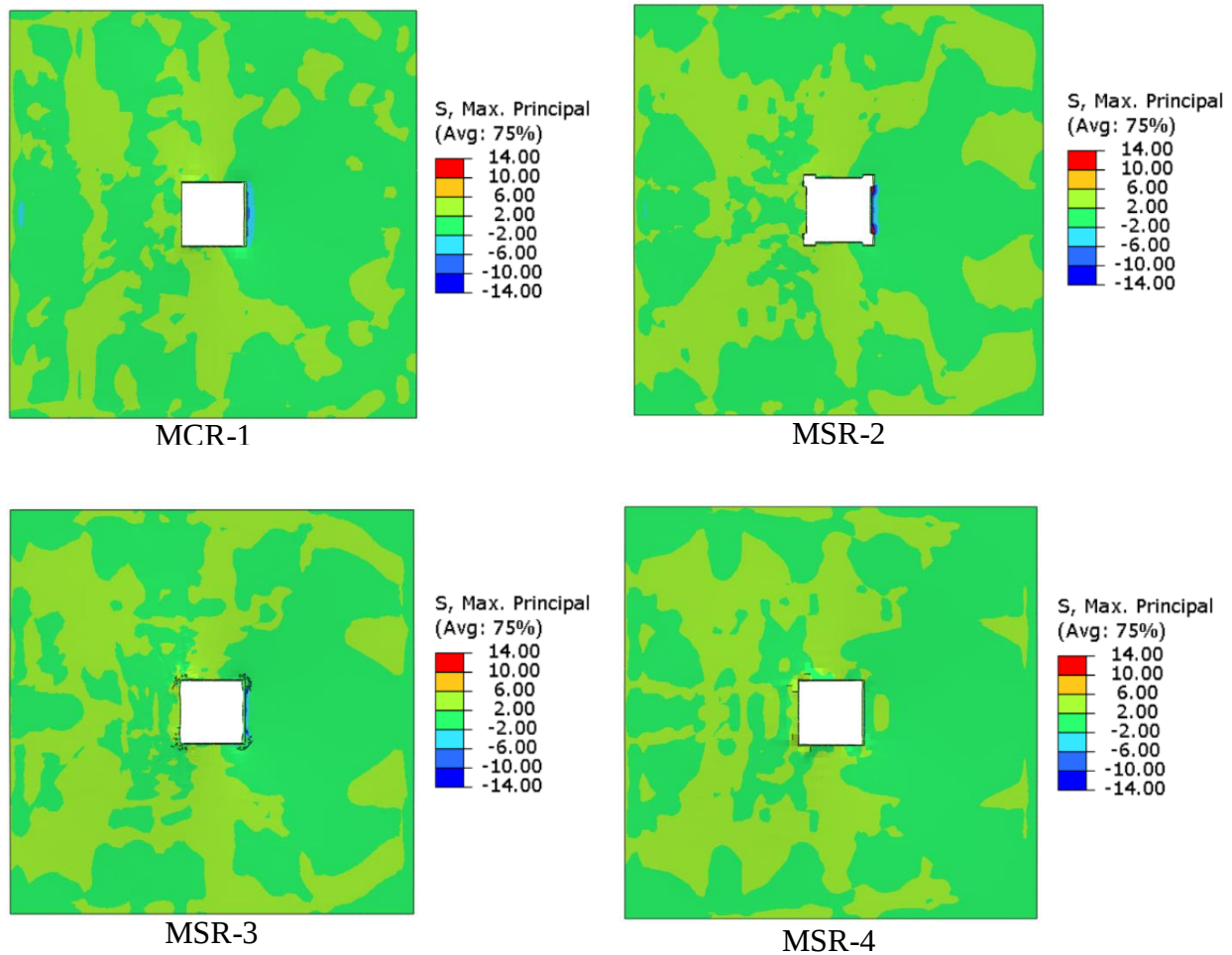


Figura 8.39: Esfuerzos principales máximos en vista superior de la losa.

De alguna manera en los casos MCR-1, MSR-2 y MSR-3, hay una concentración de esfuerzos negativos al otro lado del empuje de la columna en la losa, esto es debido al aplastamiento del concreto, sin embargo, en el caso MSR-4, las placas ayudan a distribuir y tomar los esfuerzos concentrados por lo que, como se muestra en la Figura 8.39, no se nota dicha concentración, sino que visualmente se ve como un desprendimiento de la parte de la losa con las placas.

En ABAQUS se puede mostrar de manera gráfica el daño que sufre el concreto, los valores que definen los daños van de 0-1, siendo parámetros que se definen de acuerdo al modelo plástico del concreto, cuando el valor de daño es $d=0$ equivale a que el concreto no ha entrado en su rango inelástico por lo que el daño es nulo, cuando $d=1$, el concreto ha degradado totalmente su rigidez, en los casos de estudios como se muestra en la Figura 8.40 se observa que el modelo MCR-1, es el modelo donde se aprecia mayormente el daño de concreto en la base empotrada y en la zona de la losa alrededor de la columna.

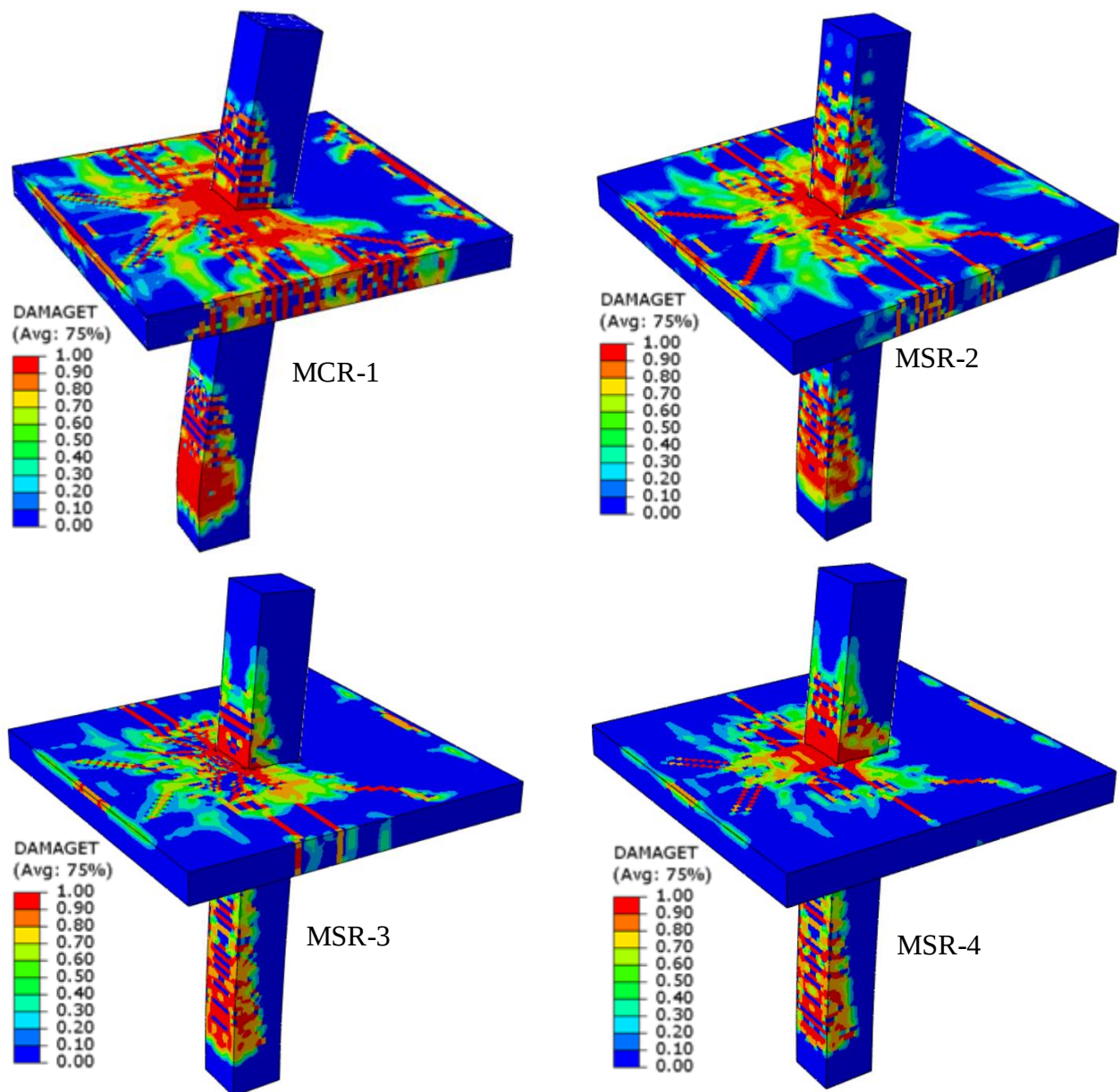


Figura 8.40: Esfuerzos principales máximos en la losa y columna de concreto.

Se aislaron los sistemas de refuerzos con ángulos, soleras y placas para poder apreciar los esfuerzos Von Mises en los tres casos de refuerzos con acero A-36, de igual manera las varillas atravesadas en el sistema de piso con varillas de $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.

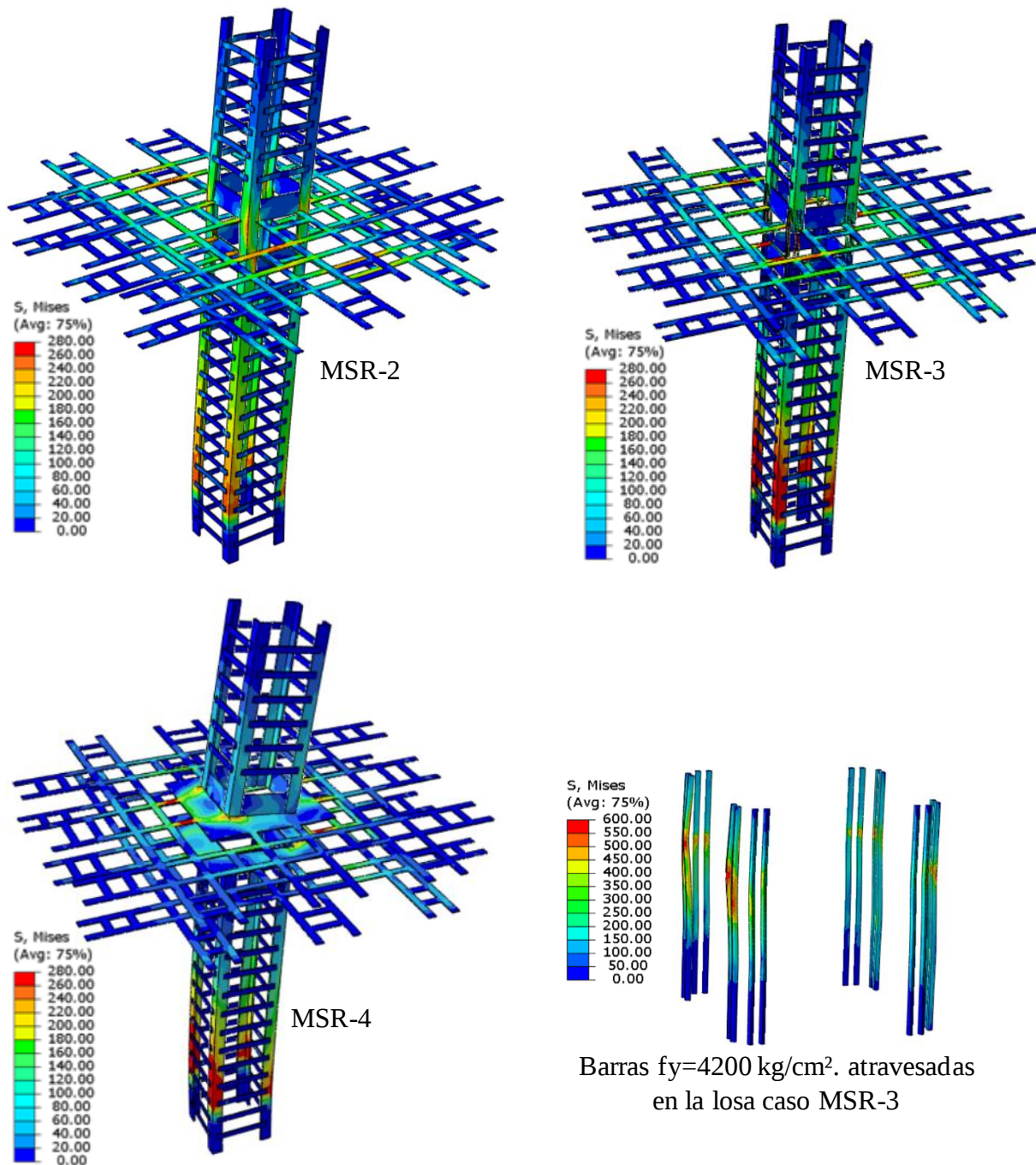


Figura 8.41: Esfuerzos Von Mises en MPa, en el sistema de refuerzo con encamisado de acero.

Los esfuerzos en el encamisado de la losa y nervaduras, como se observa en la Figura 8.41, son los de mayor magnitud, y se encuentran en la zona de las columnas, por lo que se muestran más a detalles y una escala de deformación de cinco veces mayor para su observación visual.

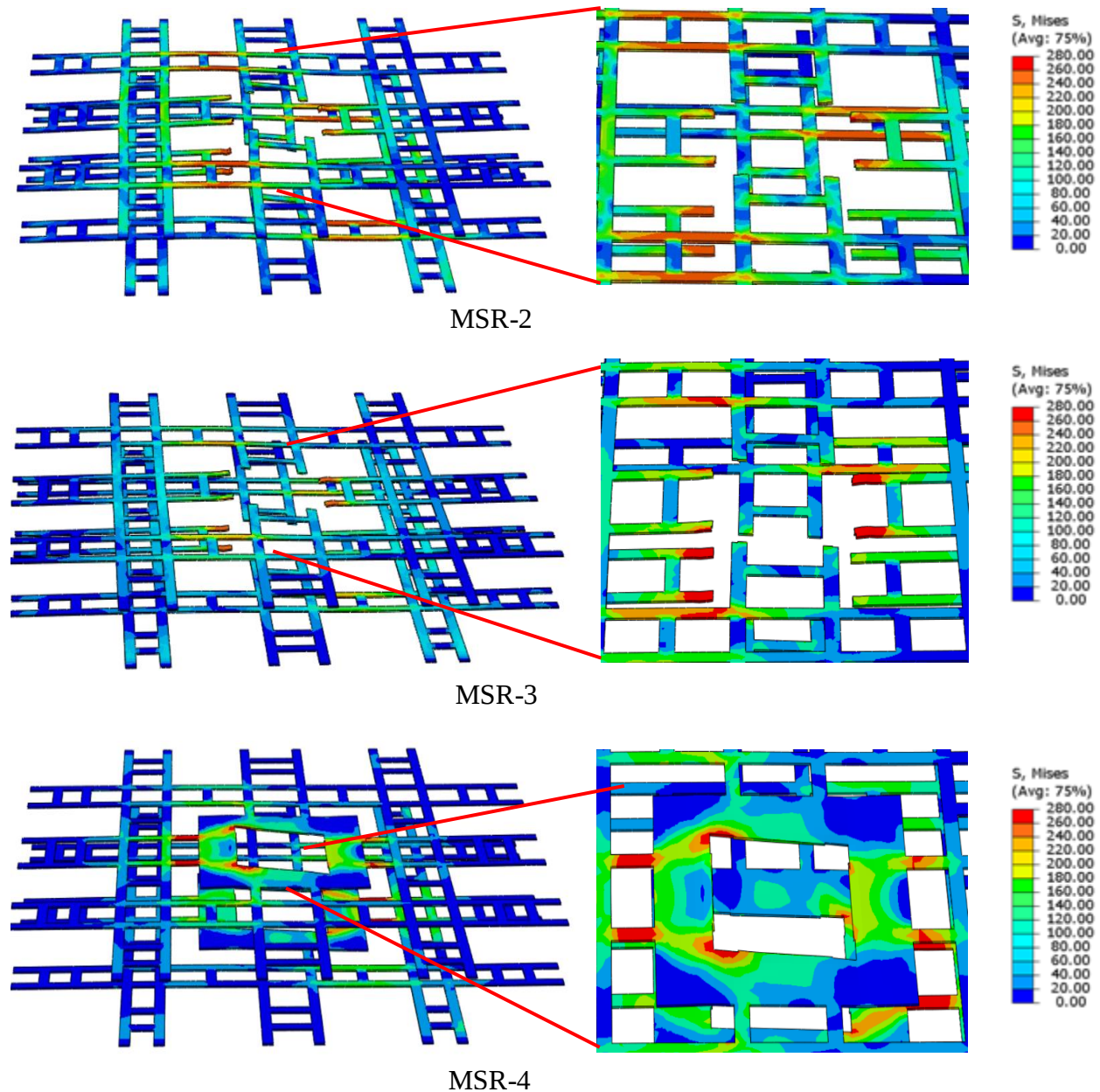


Figura 8.42: Esfuerzos Von Mises en MPa, en el sistema de refuerzo de la losa.

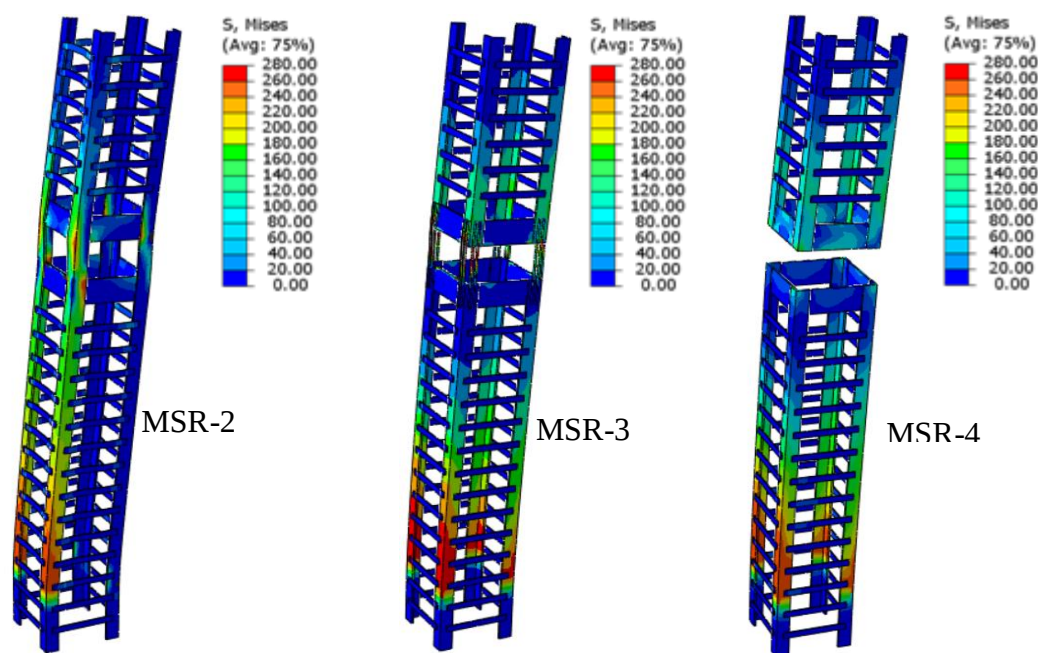


Figura 8.43: Esfuerzos en el encamisado de la columna.

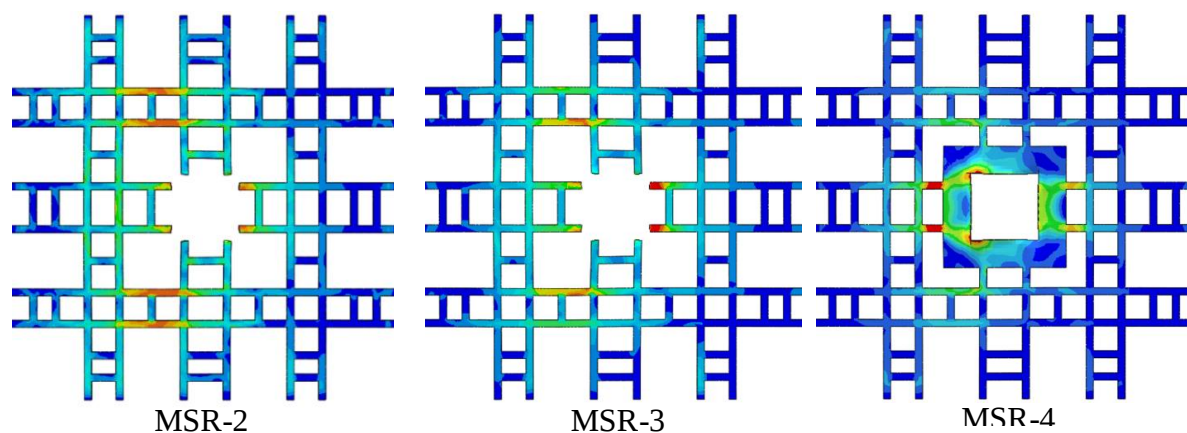


Figura 8.44: Esfuerzos en el encamisado de las nervaduras, vista en planta superior.

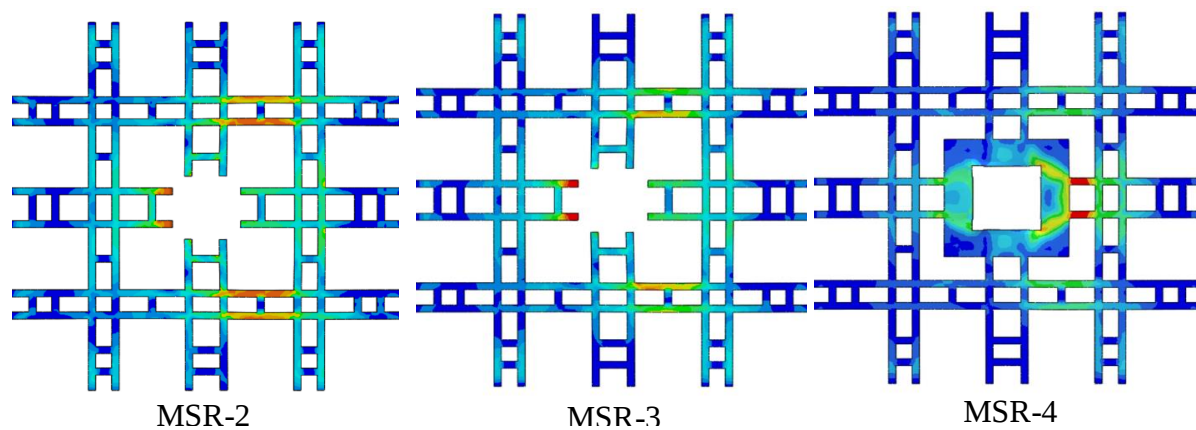


Figura 8.45: Esfuerzos en el encamisado de las nervaduras, vista en planta inferior.

8.6.2 Comportamiento global de los casos de estudio.

Los especímenes fueron sometidos a desplazamiento lateral tipo *push over*, para medir la relación que existe entre la resistencia a la fuerza lateral y su desplazamiento, obteniéndose la curva de capacidad que se muestra en la Figura 8.46.

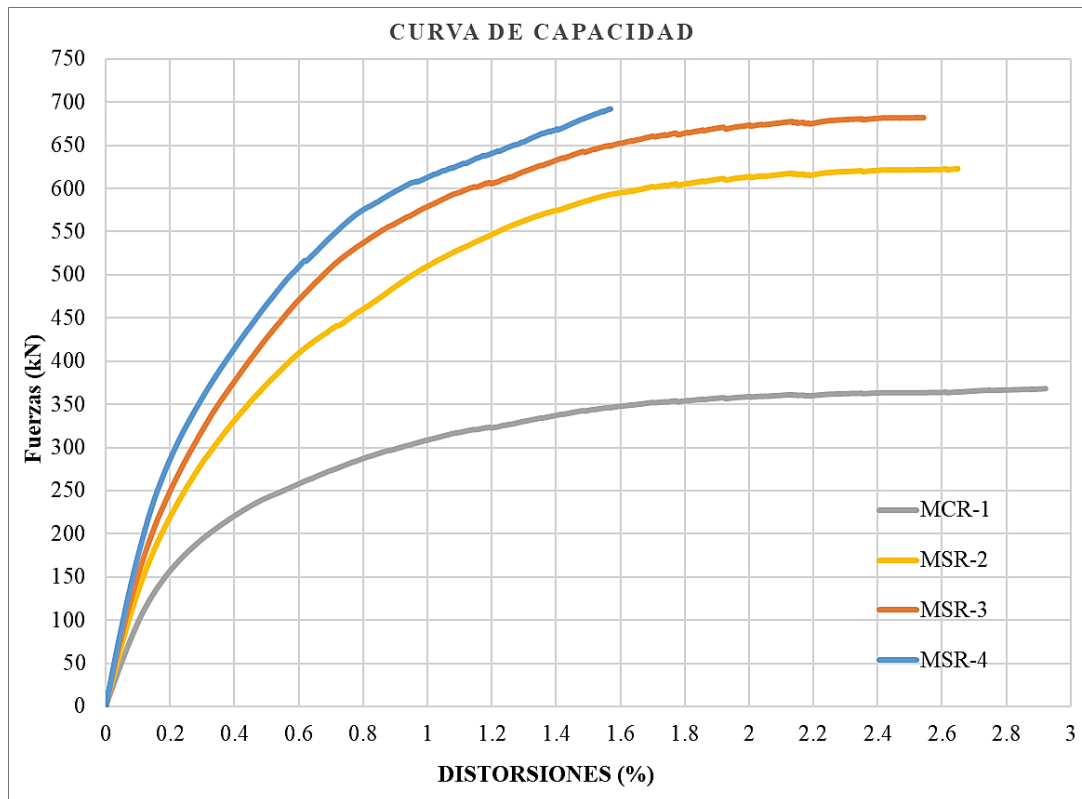


Figura 8.46: Curva de capacidad de los especímenes de estudios.

De forma resumida se presentan los valores de las fuerzas y distorsiones máximas, los que se obtuvieron en el análisis con elementos finitos con el software ABAQUS, presentándose en la Tabla 8.3.

Tabla 8.3: Valores de fuerzas y distorsiones máxima en los especímenes.

Especimen	Fuerza máx.		Distorsion máx.
	(kN)	(ton)	(%)
MCR-1	368.00	36.8	2.92
MSR-2	627.00	62.7	2.63
MSR-3	688.00	68.8	2.58
MSR-4	692.00	69.2	1.58

9. COMENTARIOS FINALES Y CONCLUSIONES.

9.1 Comparaciones y Comentarios.

En las revisiones del modelo estructural del edificio de estudio, ante las solicitudes de las cargas por las combinaciones críticas de acuerdo a los criterios y consideraciones establecido en la NTC-Sismo-17, se logró aumentar la rigidez lateral del sistema estructural con la propuesta de refuerzo con encamisado de placas, ángulos y/o soleras, consiguiendo reducir la distorsión contra colapso crítico del segundo entrepiso de 0.0065 a 0.0038, de los 0.005 permisible, lográndose reducir a un 46% las distorsiones de entrepisos, como se muestra en la Figura 9.1, el periodo de la estructura en estado sin refuerzo, $T_e=0.67$ s, pasó con el sistema de refuerzo a $T_s=0.51$ s, lo que evidentemente indica un incremento de la rigidez global del sistema estructural.

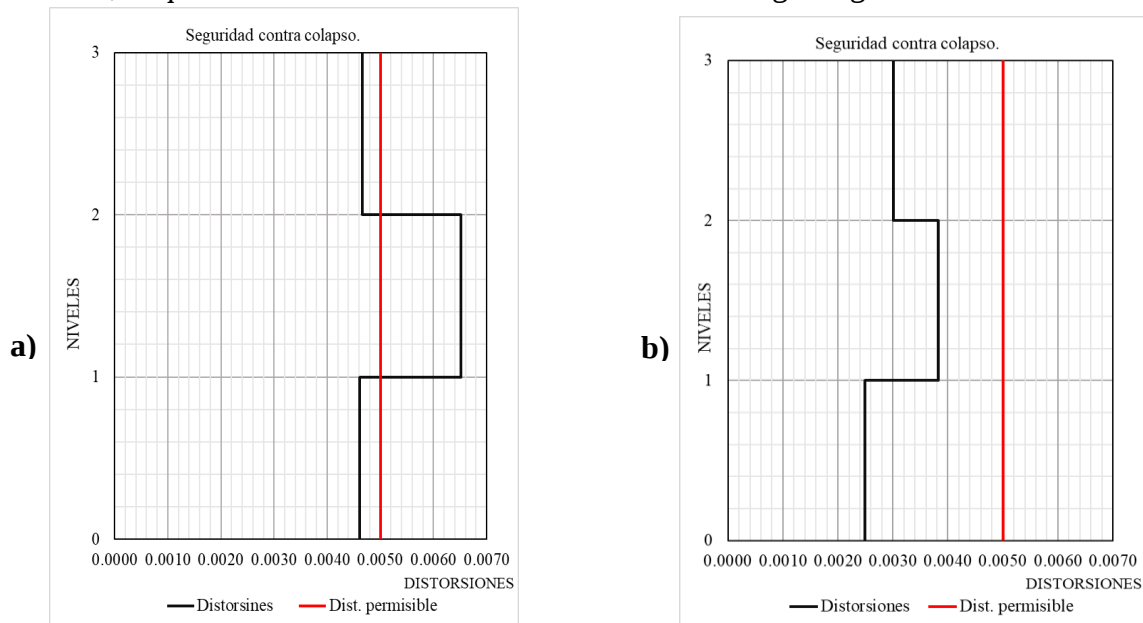


Figura 9.1: *Distorsiones permisibles contra colapso; a) estructura diseñada con la NTC-2004 y b) estructura con refuerzo estructural con ángulos, soleras y placas.*

Por otro lado en cuestiones de resistencia de las secciones de la columna, se construyeron los diagramas de interacciones de acuerdo con las consideraciones y criterios establecido en las NTC-Concreto-2004 y 2017, realizando el diagrama de la sección reforzada con ángulos LI-4"x5/8" como se muestra en la Figura 9.2, por lo que se observa que la falla balanceada entre la sección existente y sección reforzada se tiene $P_n=355.89$ ton, $M_n=75.73$ ton-m y $P_n=503.34$, $M_n=149.57$, respectivamente, lo que significa que hay un incremento de 141% en capacidad axial y un 199% en momentos resistentes, por lo que la técnica del encamisado con ángulos, soleras y placas es ampliamente recomendado para el incremento de la resistencia de las columnas.

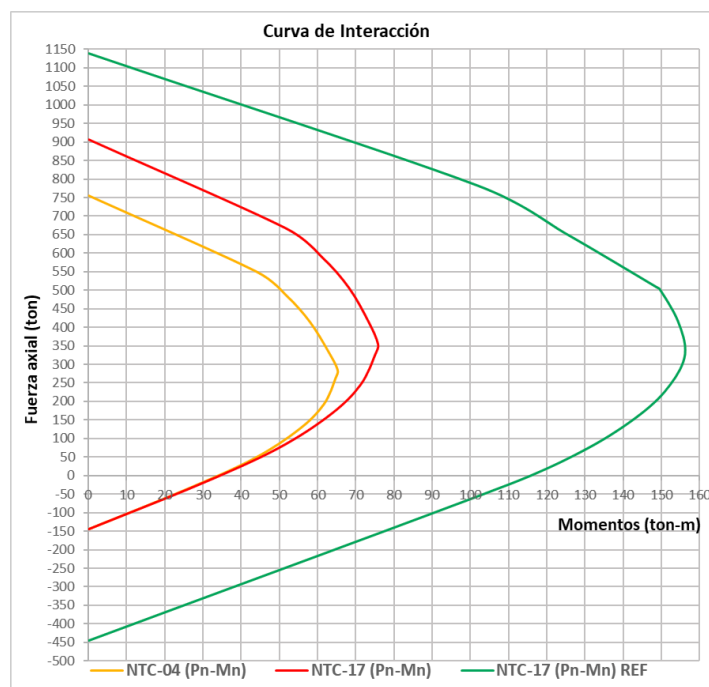


Figura 9.2: Curva de interacción de la sección de columna y con encamisado con ángulos y soleras.

En el análisis con el método de elementos finitos con el software comercial ABAQUS, en un principio se propuso simular los especímenes ante cargas cíclicas, sin embargo debido a la complejidad de las propiedades no lineales del concreto, es difícil simular y representar el efecto de degradación o más bien conocido como efecto “pching” que es la degradación de la fuerza y la rigidez en los ensayos con cargas cíclicas, además de asumir que la adherencia entre el concreto y acero de refuerzo crea resultados erróneos, porque no simula el deslizamiento entre estos elementos cuando se forman las grietas, por lo que haciéndose referencia a Aikaterini *et al.* (2015) y Tag *et al.* (2021), se optó emplear la carga monótona y calibrarlo con una curva esqueleto, resultado de las envolventes de histéresis de un estudio experimental.

9.2 Conclusiones y Recomendaciones.

1. El empleo del sistema de refuerzo con ángulos, soleras y placas a nivel local de los elementos estructurales permite aumentar su capacidad resistente, por ejemplo y de acuerdo con lo mostrado en el diagrama de interacción, la falla balanceada entre la sección original y la sección encamisada de las columnas, se tienen resistencias de $P_n=355.89$ ton, $M_n=75.73$ ton-m y $P_n=503.34$, $M_n=149.57$ ton-m, respectivamente, lo que equivale a un incremento del 41% en capacidad axial y un 99% en momentos resistentes.

2. El encamisado de columnas, nervaduras primarias y adyacentes, en las zonas de requerimiento por resistencia ante las solicitaciones de las demandas de fuerzas para el diseño sísmico de acuerdo al NTC-Sismo-2017, la distorsión original en el segundo entrepiso de la estructura es de $\delta=0.0065$ y con el sistema de refuerzo se obtuvo una distorsión de $\delta=0.0038$, lográndose disminuir hasta un 46%, y con respecto al periodo de la estructura original, $T_e=0.67s$, con el sistema de refuerzo pasa a ser $T_s=0.51s$, lo que evidentemente indica que hay un incremento de rigidez global del sistema estructural.
3. Tomando de referencia al espécimen de concreto reforzado MCR-1, para hacer comparaciones con los casos de especímenes reforzados con ángulos, soleras y/o placas, la relación entre la resistencia a la fuerza lateral y su desplazamiento se observa que los especímenes reforzados incrementan notablemente su resistencia, observándose que para MSR-2, se alcanzó un incremento de 70.38%, para el MSR-3 de 86.96%, y para el MSR-4 fue de 88.04%, como se muestra en la Tabla 9.1.

Tabla 9.1: Comparación de incremento de resistencia y distorsiones de los especímenes.

Especimen	Fuerza máx.		Incremento	Distorsión máx.
	(kN)	(ton)		
MCR-1	368.00	36.80	-	2.92
MSR-2	627.00	62.70	70.38	2.63
MSR-3	688.00	68.80	86.96	2.58
MSR-4	692.00	69.20	88.04	1.58

4. Se emplea la hipótesis de que los contactos entre los elementos en el software de análisis con el método de elementos finitos con ABAQUS, las barras de refuerzos son embebidos al concreto, teniendo una adherencia perfecta, por lo que no se reproducen deslizamientos de las barras y efectos de degradación cíclicas “pinching”, siendo uno de los limitantes para simular correctamente el comportamiento cíclico del concreto.
5. Las configuraciones de las continuidades de la losa en el estudio detallado con el método de elementos finitos con el software comercial de uso general ABAQUS, se observa que mientras mayor es la intervención o destrucción a la losa para atravesar los sistemas de refuerzos, este se ve afectado su capacidad resistente, sin embargo no hay grandes

diferencias por lo que aún no se descarta en las opciones de seguir usando el método, porque se puede garantizar mayor soportes del sistema de refuerzos.

6. En el estudio se obtuvo mayor resistencia ante el desplazamiento lateral, cuando se emplean placas para las uniones del encamisado de nervaduras y columnas, sin embargo, fue de los especímenes que tuvo menor desplazamiento (distorsiones) mostrando menor ductilidad por llegar a una distorsión cercana a 1.6%.
7. La hipótesis de la adherencia perfecta entre el acero de refuerzo y concreto en el modelo de análisis con elementos finitos en ABAQUS, mostraron resultados coherentes durante la calibración con el estudio experimental realizado por Eladawy *et al.* (2019).
8. En el análisis con elementos finitos suponiendo la adherencia perfecta entre el concreto-resina epóxica y el encamisado, tuvo una mayor resistencia el empleo de placas, sin intervenir o dañar a la losa, esto puede aplicarse en la práctica siempre y cuando se garantice la buena adherencia entre los elementos existentes con los elementos de refuerzo.
9. Se recomienda usar el método de barras atravesadas a la losa siempre y cuando se tenga suficiente espacios y buen proceso constructivo, para que las barras se logren soldar de manera correcta con las soleras y en dado caso que no haya presencia de otros elementos estructurales que complique su proceso de colocación.
10. En general todas las propuestas de refuerzo tuvieron un incremento considerable en su capacidad resistente, siendo mayor al 50% de la capacidad sin el sistema de refuerzo de los elementos estructurales (nervaduras y columna).
11. En un futuro y en nuevos estudios, es deseable verificar los resultados analíticos alcanzados en el presenta trabajo de investigación, con pruebas experimentales con cargas cíclicas, replicando las características de los modelos considerados.

REFERENCIAS.

- ABAQUS (2021). Abaqus 6.11, Abaqus/CAE User's Manual. http://130.149.89.49:2080/v6.11/pdf_books/CAE.pdf
- Abell M. (Noviembre 2019). P-Delta effect, CSI Knowledge base, Obtenido de <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/P-Delta+effect>
- ACI 374 (2013). "Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements under Slowly Applied Simulated Seismic". American Concrete Institute, ACI 374.2-13, Agosto de 2013.
- Alcocer Martínez, S.M., Abarca Juárez, J. L., Bautista Monroy, R., Bogoya Bernate, G. A., Cruz Eligio V. D., Martínez Padrón, Y., Moctezuma Gómez, B., Ramírez Quintero, D. C. y Valencia Ronquillo, G. A. (2019). Guía Técnica para la Rehabilitación Sísmica de Edificios Escolares de la Ciudad de México. Secretaría de Obras y Servicios de la Ciudad de México. <https://www.ilife.cdmx.gob.mx/storage/app/uploads/public/5e6/6a9/0d0/5e66a90d0c3fd540339007.pdf>
- Alcocer, S., & Jirsa, J. (1993). Strength of Reinforced Concrete Frame Connections Rehabilitated by Jacketing. *ACI Structural Journal*, 90 (3), 249-263.
- Alshaikh, I., Abu Bakar, B., Alwesabi, E., Zeyad, A., Magbool, H. (2021). "Finite element analysis and experimental validation of progressive collapse of reinforced rubberized concrete frame". *EL SEVIER, Structures* 33, 2361-2373.
- Arafa, M., Alqudra, M., Salin, R. (2018). "Performance of RC Beams with Embedded Steel Trusses Using". *Research Article Hindawai*, 2018. 1-8. <https://doi.org/10.1155/2018/9079818>
- Arellano Méndez, E. (2020). Planos estructurales del proyecto de refuerzos del edificio Río Lerma, Ciudad de México, México.
- Arowojolu, O., Ibrahim, A., Rahman, M. K., Al-Osta, M., & Al-Gadhib, A. H. (2019). Plastic hinge relocation in reinforced concrete beam-column joint using carbon fiber-reinforced polymer. *Advances in Structural Engineering*, 22(14), 2951-2961.
- Ascencio Aguilar, J. (2005). *Rehabilitación de Columnas de Concreto Reforzado con Ángulos y Soleras de Acero* [Tesis de Licenciatura en Ingeniería, Universidad Autónoma de México (UNAM)].
- Belal, M. F., Mohamed, H. M., y Morad, S. A. (2014). Behavior of Reinforced Concrete Columns Strengthened by Steel Jacket. *Housing and Building National Research Center Journal*, (11), 201-212.

- Belarbi, A. y Hsu, T. T. C. (1994). Constitutive Laws of Concrete in Tension and Reinforcing Bars Stiffened. *Concrete ACI Structural Journal*, 91(4), 465-474.
- Birtel V. y Mark P. (2006) *Parameterized finite element modeling of RC beam shear failure*. In: ABAQUS users' conference, Boston, MA, 23–25 May. Providence, RI: ABAQUS, Inc.
- Campione, G. (2013). Columns Strengthened with Steel Angles and Battens: Experimental Results and Design Procedure. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 18(1). <https://edss.uam.elogim.com/eds/pdfviewer/pdfviewer?vid=2&sid=a2103e97-37e0-4201-8bb7-d8e7b514fa06%40redis>
- CDV Ingeniería Antisísmica (2022). Protección Sísmica; Protegemos tu vida y tu inversión. Obtenido en enero de 2022, de: <https://www.cdvperu.com/proteccion-sismica/>
- Chaudhari, S.V., y Chakrabarti, M. A. (2012). Modelling of Concrete for Nonlinear Using Finite Element Code ABAQUS. *International Journal of Computer Applications*. 44(7), 14-18.
- Computer & Structural Inc [CSI] (2019). Computer & Structural Inc, ETABS v19.
- CSI America. (20 de septiembre de 2020). P-Delta analysis parameters. <https://wiki.csiamerica.com/display/etabs/P-Delta+analysis+parameters>
- Di Trapani, F., Malavisi, M., Marano, G. C., Sberna, A. P., y Greco, R. (2020). Optimal seismic retrofitting of reinforced concrete buildings by steeljacketing using a genetic algorithm-based framework. *Engineering Structures*, 219. <https://www.sciencedirect.com/science/article/abs/pii/S0141029619348746?via%3Dihub>
- Dussan Danilo, Y. Q. (2021). Reforzamiento de estructuras. https://pt.slideshare.net/dussanyagual/reforzamientos-de-estructuras?from_action=save
- EL UNIVERSAL (2019). *Edificio Aristos, el gigante que resurge*. <https://www.eluniversal.com.mx/mochilazo-en-el-tiempo/edificio-aristos-el-gigante-que-resurge>
- Eladawy, M., Hassan, M. Benmokrane (2019). Experimental study of interior glass fiber reinforced polymer-reinforced concrete slab-column connections under lateral cyclic load. *ACI Structural Journal*. 116(6), 165-180.
- Enriquez Quispe, E. M. (2021). Análisis estructural de segundo orden (efectos P-Δ), Obtenido de <https://es.slideshare.net/ERLYPOPEYE/anlisis-estructural-de-segundo-orden-efecto-pd>
- García Jarque, F.E. (2020). “Comunicación personal”, Ciudad de México, México.
- Ghosh, K., Sheikh, S. (2007). Seismic Upgrade with Carbon Fiber-Reinforced Polymer of Columns Containing Lap-Spliced Reinforcing Bars. *ACI Structural Journal*, 104(2), 227-236.

- Gobierno de la Ciudad de México (2017), *Normas técnicas complementaria para diseño y construcción de estructuras de Concreto*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, No. 220 Bis, 15 de diciembre de 2017.
- Gobierno de la Ciudad de México (2017), *Normas técnicas para diseño y construcción de estructuras de acero*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, No. 220 Bis, 15 de diciembre de 2017.
- Gobierno del Distrito Federal (2004), *Normas técnicas complementaria para diseño y construcción de estructuras de Concreto*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, No. 103 Bis, 6 de octubre de 2004.
- Gobierno del Distrito Federal (2004), *Normas técnicas complementaria para diseño por sismo*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, No. 103 Bis, 6 de octubre de 2004.
- Gobierno del Distrito Federal (2004), *Normas técnicas complementaria sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México, No. 103 Bis, 6 de octubre de 2004.
- Gómez Bernal, A., Juárez García, H., Arellano Méndez, E., Gonzalez Cuevas, O. M., De Anda Gil, J. (2020). *Asignación de la Vulnerabilidad Sísmica de Edificios de la Ciudad de México*. Instituto para la Seguridad de las Construcciones en el Distrito Federal y la Universidad Autónoma Metropolitana UAM.
- Gómez González, B. (2020). *Sistemas de refuerzos estructurales empleados por CANDE Ingenieros*, comunicación personal, Ciudad de México, México.
- González Cuevas, O. M., y Robles Fernández-Villegas, F. (2005). *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*, Cuarta Edición, Editorial Limusa pp. 707-737.
- González Cuevas, O., Guerrero Correa, J., Gómez González, B., y Félix Alberto , F. (2007). Resistencia a fuerza cortante de columnas de concreto. *Revista de Ingeniería Sísmica No. 77* 53-70 (2007), 53-70.
- Google (2022). [Imágenes obtenidos en Google de las reparaciones estructurales de edificios]. Obtenido en diciembre de 2021, de: https://www.google.com/search?q=reparaciones+estructurales+de+edificios&client=firefox-b-d&source=lnms&tbm=isch&sa=X&ved=2ahUKEwjJ1ezu6rr4AhVRDkQIHbfTAtwQ_AUoAXoECAEQAw&biw=1536&bih=739&dpr=1.25
- Google (s.f.). [Ubicación en Google Maps del edificio Ámsterdam en Col. Hipódromo Condose, Ciudad de México]. Obtenido en noviembre de 2021, de: <https://www.google.com/maps/dir//Teotihuacan+9,+Hip%C3%B3dromo,+Cuauht%C3%A9moc,+06100+Ciudad+de+M%C3%A9xico,+CDMX/@19.411374,->

- 99.1690389,18.3z/data=!4m9!4m8!1m0!1m5!1m1!1s0x85d1ff50b89dafb1:0x60fff2c9315d1e68!2m2!1d-99.1673509!2d19.4118877!3e0
- Hejazi, F., Vaghei R. & Esfahani, M. (2017). Simplified Damage Plasticity Model for Concrete. *Structural Engineering International*, 27(1), 68-78.
- Kmiecik, P., y Kaminski, M. (2011). Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 11(3), 624-636.
- Libertad Pino, Y. (2018). Evolución de la Respuesta Sísmica de la Ciudad de México. [Tesis de Maestría en Ingeniería, Universidad Autónoma de México (UNAM)], pp. 17-21.
- Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., Oñate, E. (1989). A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids Structures*, 25(3), 229-326.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., y Park, R. (1984). Seismic Design of Bridge Piers. *Research Report*, 84(2), Univ. Of Canterbury, New Zealand.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., y Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *J. Struct. Eng.*, ASCE, 114(8), 1804-1826.
- Michal, S. y Andrzej, W. (2015). Calibration of the CDP parameters in Abaqus. *The 2015 World Congress on Advanced in Structural Engineering and Mechanics*. Incheon, Korea.
- Muneeb A. (2017). A test arrangement for experimental and numerical demonstration of pinching effect in reinforced concrete structures. [Thesis in Structural Engineering, Aalto University]. <https://aaltodoc.aalto.fi/handle/123456789/28981>
- MXCITY (2022). Conjunto Aristos: *Síntesis de Arquitecturas Modernas Mexicanas*. <https://mxcity.mx/2016/04/conjunto-aristos-sintesis-arquitecturas-modernas-mexicanas/>
- Najafgholipour, M., Dehghan, S., Dooshabi, A., Niroomandi, Arsalan (2017). Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Beam-Column Connection with governing joint shear failure mode. *Latin American Journal Of Solids And Structures*, 14(7). 1200-1225.
- Navarro, M., De Borja, F., Bru, D., Ivorra, S., (2018). Análisis paramétrico automatizado de losas de hormigón sometidas a punzonamiento. *Artículo de Investigación, Tecnología de Construcción*, 94(1), 106-111.
- Nilson, A., H. (1999). Diseño de estructuras de Concreto. McGrawHill.
- Popov, E., P., Balan, T., A. (2000). Mecánica de Sólidos. Segunda edición. Pearson Educación, México.

- Profesionales en Soluciones al Concreto (10 noviembre 2020). *Resinas Epóxicas y Morteros con Retardante al fuego*. <https://pscmexico.mx/resinas-epoxicas-y-morteros-con-retardante-al-fuego/>
- Quimi Dussan, Y. (2014). Reforzamiento de estructuras, ¿Qué es un reforzamiento de estructuras, el porqué?, Obtenido de <https://es.slideshare.net/dussanyagual/reforzamientos-de-estructuras>
- Ranjan Sahoo, D., y C. Rai, Durgesh, D. (2009). Seismic Strengthening of RC Columns Using External steel cage.
- Repositorio Institucional Zaloamati (2019). *Imagen de la construcción del edificio "G" al frente y el edificio "E" a la izquierda en 1973*. Universidad Autónoma Metropolitana. <http://zaloamati.azc.uam.mx/handle/11191/4727>
- Rodriguez, M. E., y Botero, J. C. (1997). Evaluación del Comportamiento de Barras de Acero de Refuerzo Sometidas a Cargas Monótonicas y Cíclicas Reversibles Incluyendo Pandeo. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 56, 9-27. <https://smis.mx/index.php/RIS/article/download/230/168>
- Romo Heredia, F.E. (2020). “Comunicación personal”, Ciudad de México, México.
- Romo Heredia, F.E. (2020). Planos estructurales del proyecto de refuerzos del edificio Amsterdam, Ciudad de México, México.
- Servicio Sismológico Nacional. (15 de Junio de 2020). *Instituto de Geofísica UNAM*. Obtenido de <http://www.geofisica.unam.mx/>
- Sethuraman, V. S., Suguna, K., y Raghunath, P. N. (2017). Numerical Analysis of High Strength Concrete with Cyclic Loading Using Abaqus. *Global Journal of Pure and Applied Mathematics*, 13(2), 225-235.
- Soto Barrera, E. R. (2008). Rehabilitación de estructuras de Concreto. [Tesis de Maestría, Universidad Autónoma de México (UNAM)]. https://repositorio.unam.mx/contenidos/rehabilitacion-de-estructuras-de-concreto-319549?c=BPdAOL&d=false&q=*&i=2&v=1&t=search_0&as=0
- Tena Colunga, A. (2007). Análisis de Estructuras con Métodos Matriciales. Editorial Limusa, pp. 355.
- Tena Colunga, A. (2020). Apuntes de clases de Fundamentos de Diseño Sismo Resistente.
- Wu, C., Liu, J., Wang, Q., Mou, B., y Pan, W. (2020). Mechanical properties of modular prefabricated steel-concrete composite internal joints under cyclic loading. *Journal of Constructional Steel Research* 178 (5).

- Tang, M., Jian, W. Y., Chen, H., Wu, Y., F. (2021). Numerical and analytical investigation on the moment and deformation capacity of interior slab-column connections without shear reinforcement. *Advances in Structural Engineering*, 0(0) 1-17.
- Beas, B., G., A. (2016). Análisis no Lineal de Elementos de Concreto Armado Utilizando Elementos Finitos [Tesis de Licenciatura, Universidad Nacional de Ingeniería de Perú].