

Evaluación del Desempeño Sísmico y Propuesta de Reforzamiento Estructural de los Edificios de Uso Educativo de la Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas de la Universidad Industrial de Santander

Neyerson Fabio Bastidas Becerra

Trabajo de Grado para Optar el Título de Magister en Ingeniería Estructural

Director

Orlando Daniel Arroyo Amell  
Ingeniero Civil, Ph. D

Universidad Industrial de Santander  
Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas  
Escuela de Ingeniería Civil  
Maestría en Ingeniería Estructural  
Bucaramanga  
2025

### **Agradecimientos**

A la Universidad Industrial de Santander, por permitirme ser parte de su alma máter.

A la Escuela de Ingeniería Civil, en especial al profesor Álvaro Viviescas Jaimes, por su gestión y acompañamiento durante el desarrollo del proyecto.

A mis madres, Justina Becerra e Irma Rivera, quienes han sido mi apoyo incondicional a lo largo de este camino.

Al profesor Orlando Daniel Arroyo Amell, por sus valiosos aportes de conocimiento y su orientación en el desarrollo de esta investigación.

A Luis Fernando Caballero Castro, por su apoyo constante durante la realización del proyecto.

**Tabla de Contenido**

	<b>Pág.</b>
INTRODUCCIÓN .....	18
1 OBJETIVOS .....	21
1.1 Objetivos Generales .....	21
1.2 Objetivos Específicos.....	21
2 CUERPO DEL TRABAJO .....	22
2.1 Marco Referencial.....	22
2.1.1 Marco contextual .....	22
2.1.2 Antecedentes .....	24
2.1.3 Marco teórico.....	30
2.2 Metodología .....	64
2.3 Ensayos no destructivos .....	67
2.4 Definición de Variables de Modelado Lineal .....	70
2.4.1 Geometría de las edificaciones .....	71
2.4.2 Materiales.....	73
2.4.3 Secciones estructurales .....	73
2.4.4 Definición de parámetros sísmicos .....	74
2.4.5 Evaluación de cargas.....	76
2.4.6 Combinaciones de diseño .....	77
2.5 Análisis y verificación estructural de la edificación existente.....	78
2.6 Definición de variables de modelos No lineales.....	91
2.6.1 Materiales.....	92

2.6.2	Definición de masas nodales.....	97
2.6.3	Definición de secciones .....	99
2.6.4	Asignación de cargas gravitacionales .....	102
2.7	Análisis Pushover.....	104
2.8	Análisis Dinámicos .....	107
2.9	Reforzamiento estructural.....	114
2.9.1	Cortantes de piso para el diseño del reforzamiento .....	115
2.9.2	Cálculo y modelado de BRBs en ETABS.....	115
2.9.3	Cálculo y modelado de dispositivo TADAS en ETABS .....	123
2.9.4	Modelado no lineal de BRBs en OpenSeesPy .....	128
2.9.5	Modelado no lineal de TADAS en OpenSeesPy .....	131
2.9.6	Análisis pushover de las estructuras reforzadas.....	133
2.9.7	Análisis dinámicos de las estructuras reforzadas.....	137
2.10	Análisis de resultados .....	144
2.10.1	Derivas máximas .....	144
2.10.2	Revisión de índices.....	147
2.10.3	Análisis pushover .....	154
2.10.4	Análisis dinámicos .....	160
3	CONCLUSIONES .....	164
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	168

### Lista de Tablas

	<b>Pág.</b>
Tabla 1. Parámetros de Steel04 para modelado de BRB .....	59
Tabla 2. Parámetros recomendados para el modelado numérico de BRBs .....	60
Tabla 3. Parámetros de entrada del material Fatigue .....	61
Tabla 4. Ecuaciones que describen el comportamiento del dispositivo TADAS .....	63
Tabla 5. Promedio de lecturas de cada ensayo de esclerometría .....	70
Tabla 6. Dimensiones de los elementos estructurales del edificio Administrativos.....	73
Tabla 7. Dimensiones de los elementos estructurales del edificio Aulas .....	74
Tabla 8. Parámetros para espectro elástico de aceleraciones de diseño .....	75
Tabla 9. Avalúo de carga muerta de edificio Aulas .....	76
Tabla 10. Avalúo de carga muerta de edificio Administrativos .....	76
Tabla 11. Avalúo de carga viva de entrepiso, edificio Aulas y Administrativos.....	77
Tabla 12. Avalúo de carga viva de cubierta, edificio Aulas y Administrativos .....	77
Tabla 13. Combinaciones de cargas mayoradas usando el método de resistencia .....	77
Tabla 14. Porcentajes de participación de masas para cada modo edificio Administrativos .....	80
Tabla 15. Porcentajes de participación de masas para cada modo edificio Aulas .....	80
Tabla 16. Periodos y aceleraciones edificio Administrativos y Aulas.....	81
Tabla 17. Derivas máximas edificio Administrativos y Aulas .....	88
Tabla 18. Parámetros geométricos y mecánicos para definición del concreto .....	93
Tabla 19. Parámetros de salida de la función $mander()$ con regularización para columnas de concreto .....	94

Tabla 20. Parámetros de entrada para la función dhakal() de opseestools .....	95
Tabla 21. Estimación de masas nodales para pórtico del edificio Administrativos en dirección X.....	98
Tabla 22. Estimación de masas nodales para pórtico del edificio Administrativos en dirección Y .....	98
Tabla 23. Estimación de masas nodales para pórtico del edificio Aulas en dirección X... 99	
Tabla 24. Estimación de masas nodales para pórtico del edificio Aulas en dirección Y... 99	
Tabla 25. Resumen parcial de registros sísmicos seleccionados del FEMA P695 .....	108
Tabla 26. Umbrales de deriva para definición de estados límite .....	113
Tabla 27. Thetas y Betas edificio Administrativos y Aulas.....	113
Tabla 28. Probabilidades de colapso para el sismo de diseño (DEB) y sismo máximo creíble (MCE) .....	114
Tabla 29. Cortantes de piso de diseño para dispositivos histeréticos .....	115
Tabla 30. Rigidez efectiva (K) y área efectiva ( $A_x$ , $A_y$ ), de dispositivos BRBs edificio Administrativos.....	118
Tabla 31. Rigidez efectiva (K) y área efectiva ( $A_x$ , $A_y$ ), de dispositivos BRBs, edificio Aulas .....	118
Tabla 32. Derivas máximas edificios Administrativos y Aulas reforzado con BRBs ....	119
Tabla 33. Parámetros para un dispositivo TADAS, piso Cubierta, edificio Administrativos .....	124
Tabla 34. Parámetros geométricos y rigidez lateral de los dispositivos TADAS, edificio Administrativos.....	124
Tabla 35. Derivas máximas edificio Administrativos reforzado con TADAS .....	126

Tabla 36. Parámetros de comportamiento histerético para un BRB, Steel4.....	129
Tabla 37. Parámetros de entrada del material Fatigue.....	129
Tabla 38. Parámetros de calibración del material Steel02 en OpenSeesPy.....	131
Tabla 39. Resumen de sobrerresistencia obtenida para cada modelo analizado.....	136
Tabla 40. Thetas y Betas edificio Administrativos reforzado con BRBs y TADAS.....	137
Tabla 41. Thetas y Betas edificio Aulas reforzado con BRBs en disposición diagonal y chevron.....	137
Tabla 42. Resumen de probabilidades de colapso.....	140
Tabla 43. Derivas máximas para edificios sin reforzamiento y con reforzamiento.....	145
Tabla 44. Resultados de sobrerresistencia por modelo y dirección, edificio Administrativos.....	156
Tabla 45. Resultados de sobrerresistencia por modelo y dirección edificio Aulas.....	158
Tabla 46. Probabilidades de colapso para los edificios Administrativos y Aulas bajo DBE y MCE en ambas direcciones, en condición original y con reforzamientos.....	161

### Lista de Figuras

	<b>Pág.</b>
Figura 1. Esquema representativo del desarrollo de un sistema SDOF equivalente a partir de una curva pushover de capacidad.....	32
Figura 2. Diagrama de capacidad y demanda .....	33
Figura 3. Curvas IDA individuales generadas a partir de 30 registros sísmicos aplicados a un pórtico arriostrado de cinco niveles .....	36
Figura 4. Configuración típica de un BRB .....	41
Figura 5. Backbone curve. Una simplificación bilineal del BRB.....	42
Figura 6. Esquema típico de un dispositivo TADAS y su configuración tipo chevron....	44
Figura 7. Comportamiento característico histerético de un dispositivo TADAS .....	44
Figura 8. Modelo de esfuerzo-deformación propuesto para carga monótona del concreto confinado y no confinado.....	47
Figura 9. Determinación de la resistencia confinada a partir de las tensiones de confinamiento lateral para secciones rectangulares .....	50
Figura 10. Curva esfuerzo-deformación del concreto según el modelo de Kent-Park (1971), incluyendo el concepto de energía de fractura constante.....	52
Figura 11. Modelo esfuerzo deformación propuesto por Dhakal y Maekawa.....	56
Figura 12. Determinación de las coordenadas del punto intermedio.....	57
Figura 13. Modelo del dispositivo TADAS en OpenSees .....	63
Figura 14. Esquema general de la metodología empleada en el estudio .....	66
Figura 15. Ensayo N°.1 columna Q8' edificio Aulas. a) Escáner; b) Esclerometría.....	68
Figura 16. Ensayo N°.2 columna R7' edificio Aulas. a) Escáner; b) Esclerometría .....	68

Figura 17. Ensayo N°.3 columna Q'33' edificio Aulas. a) Escáner; b) Esclerometría.....	69
Figura 18. Ensayo N°.4 columna R'2' edificio Administrativos. a) Escáner; b) Esclerometría .....	69
Figura 19. Planta estructural nivel 2, edificio Administrativos .....	71
Figura 20. Planta estructural nivel 2, edificio Aulas.....	72
Figura 21. Configuración en altura de edificios. a) Administrativos; b) Aulas .....	72
Figura 22. Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como Fracción de la gravedad edificio Aulas y Administrativos .....	75
Figura 23. Modelo de análisis edificio Administrativos.....	78
Figura 24. Modelo de análisis edificio Aulas .....	79
Figura 25. Cálculo de irregularidades edificio Administrativos.....	82
Figura 26. Cálculo de irregularidades edificio Aulas .....	84
Figura 27. Ajuste dinámico edificio Administrativos.....	86
Figura 28. Ajuste dinámico edificio Aulas .....	87
Figura 29. Índices P-M-M columnas Edificio Administrativos. a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y .....	89
Figura 30. Índices P-M-M columnas Edificio Aulas. a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y .....	89
Figura 31. Porcentaje de acero de refuerzo longitudinal requerido edificio Administrativos. a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y .....	90
Figura 32. Porcentaje de acero de refuerzo longitudinal requerido edificio Aulas. a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y .....	91

Figura 33. Modelo constitutivo del acero de columna tipo. (a) Edificio Administrativos; (b) Edificio Aulas .....	96
Figura 34. Asignación de secciones estructurales en el edificio Administrativos. (a) Pórtico en dirección X; (b) Pórtico en dirección Y .....	101
Figura 35. Asignación de secciones estructurales en el edificio Aulas. (a) Pórtico en dirección X; (b) Pórtico en dirección Y .....	101
Figura 36. Aplicación de cargas en el edificio Administrativos. (a) Pórtico en dirección X; (b) Pórtico en dirección Y.....	103
Figura 37. Aplicación de cargas en el edificio Aulas. (a) Pórtico en dirección X; (b) Pórtico en dirección Y .....	103
Figura 38. Edificio Administrativos. (a) Curva Pushover dirección X; (b) Curva Pushover dirección Y; (c) Curva Pushover normalizada dirección X; (d) Curva Pushover normalizada dirección Y .....	105
Figura 39. Edificio Aulas. (a) Curva Pushover dirección X; (b) Curva Pushover dirección Y; (c) Curva Pushover normalizada dirección X; (d) Curva Pushover normalizada dirección Y .....	106
Figura 40. Curvas IDA. (a) Administrativos dirección X; (b) Administrativos dirección Y; (c) Aulas dirección X; (d) Aulas dirección Y .....	111
Figura 41. Curvas de fragilidad. (a) Administrativos dirección X; (b) Administrativos dirección Y; (c) Aulas dirección X; (d) Aulas dirección Y .....	112
Figura 42. Definición de parámetros de diseño de BRB, edificio Administrativos, nivel de Cubierta.....	117

Figura 43. Modelado de BRBs en ETABS edificio Administrativos. a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y .....	118
Figura 44. Modelado de BRBs en ETABS edificio Aulas. a) Pórtico en dirección X (diagonal); b) Pórtico en dirección Y (diagonal); c) Pórtico en dirección X (chevron); d) Pórtico en dirección Y (chevron) .....	119
Figura 45. Índices P-M-M de columnas del Edificio Administrativos reforzado con BRBs. a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y .....	120
Figura 46. Índices P-M-M de columnas del Edificio Aulas reforzado con BRBs en configuración diagonal. a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y .....	120
Figura 47. Índices P-M-M de columnas del Edificio Aulas reforzado con BRBs (chevron). a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y .....	121
Figura 48. Porcentaje de acero de refuerzo longitudinal de vigas requerido edificio Administrativos reforzado con BRBs. a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y ....	121
Figura 49. Porcentaje de acero de refuerzo longitudinal de vigas requerido edificio Aulas reforzado con BRBs (diagonal). a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y .....	122
Figura 50. Porcentaje de acero de refuerzo longitudinal de vigas requerido edificio Aulas reforzado con BRBs (chevron). a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y .....	122
Figura 51. Definición de elemento tipo Link en ETABS, edificio Administrativos, nivel de Cubierta.....	125
Figura 52. Modelado de dispositivos TADAS en ETABS, edificio Administrativos. a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y .....	126
Figura 53. Índices P-M-M de columnas del Edificio Administrativos reforzado con TADAS. a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y .....	127

Figura 54. Porcentaje de acero de refuerzo longitudinal requerido edificio Aulas reforzado con TADAS. a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y ..... 127

Figura 55. Representación de modelos no lineales reforzados con BRBs. a) Pórtico en la dirección X de Administrativos; b) Pórtico en la dirección Y de Administrativos; c) Pórtico en dirección X de Aulas (diagonal); d) Pórtico en dirección Y de Aulas (diagonal); e) Pórtico en dirección X de Aulas (chevron); f) Pórtico en dirección Y de Aulas (chevron)..... 130

Figura 56. Representación de modelos no lineales reforzados con TADAS del edificio Administrativos. a) Pórtico en la dirección X; b) Pórtico en la dirección Y ..... 132

Figura 57. Edificio Administrativos reforzado con BRBs. (a) Curva Pushover dirección X; (b) Curva Pushover dirección Y; (c) Curva Pushover normalizada dirección X; (d) Curva Pushover normalizada dirección Y ..... 133

Figura 58. Edificio Administrativos reforzado con TADAS. (a) Curva Pushover dirección X; (b) Curva Pushover dirección Y; (c) Curva Pushover normalizada dirección X; (d) Curva Pushover normalizada dirección Y ..... 134

Figura 59. Edificio Aulas reforzado con BRBs en disposición diagonal. (a) Curva Pushover dirección X; (b) Curva Pushover dirección Y; (c) Curva Pushover normalizada dirección X; (d) Curva Pushover normalizada dirección Y ..... 135

Figura 60. Edificio Aulas reforzado con BRBs en disposición chevron. (a) Curva Pushover dirección X; (b) Curva Pushover dirección Y; (c) Curva Pushover normalizada dirección X; (d) Curva Pushover normalizada dirección Y ..... 136

Figura 61. Curvas IDA edificios Reforzados. (a) Administrativos en X con BRBs; (b) Administrativos en Y con BRBs; (c) Administrativos en X con TADAS; (d) Administrativos en Y

con TADAS; (e) Aulas en X con chevron; (f) Aulas en Y con chevron; (g) Aulas en X con BRBs  
 (h) Aulas en Y con BRBs..... 138

Figura 62. Curvas de fragilidad edificios Reforzados. (a) Administrativos en X con BRBs;  
 (b) Administrativos en Y con BRBs; (c) Administrativos en X con TADAS; (d) Administrativos  
 en Y con TADAS; (e) Aulas en X chevron; (f) Aulas en Y chevron; (g) Aulas en X con BRBs (h)  
 Aulas en Y con BRBs ..... 139

Figura 63. Histéresis de dispositivos TADAS y BRBs edificio Administrativos (ADM) y  
 Aulas ..... 140

Figura 64. Representación de derivas máximas para edificios sin reforzamiento y con  
 reforzamiento ..... 145

Figura 65. Comparación de derivas máximas para edificios sin reforzamiento y con  
 reforzamiento ..... 146

Figura 66. Enumeración de columnas del edificio Administrativos para revisión de PMM.  
 a) Dirección X; b) Dirección Y..... 148

Figura 67. Enumeración de vigas del edificio Administrativos para revisión de DCR. a)  
 Dirección X; b) Dirección Y..... 148

Figura 68. Índices PMM, edificio Administrativos ..... 149

Figura 69. DCR en vigas, edificio Administrativos..... 150

Figura 70. Enumeración de columnas del edificio Aulas para revisión de PMM. a)  
 Dirección X; b) Dirección Y..... 151

Figura 71. Enumeración de vigas del edificio Aulas para revisión de DCR. a) Dirección X;  
 b) Dirección Y..... 151

Figura 72. Índices PMM, edificio Aulas..... 152

Figura 73. DCR en vigas, edificio Aulas .....	153
Figura 74. Curvas pushover edificio Administrativos. a) Pushover dirección X; b) Pushover dirección Y; c) Pushover normalizado dirección X; d) Pushover normalizado dirección Y .....	155
Figura 75. Representación de resultados de sobrerresistencia por modelo y dirección edificio Administrativos.....	156
Figura 76. Curvas pushover edificio Aulas. a) Pushover dirección X; b) Pushover dirección Y; c) Pushover normalizado dirección X; d) Pushover normalizado dirección Y .....	159
Figura 77. Representación de resultados de sobrerresistencia por modelo y dirección edificio Aulas .....	159
Figura 78. Probabilidades de colapso por modelo y dirección edificio Administrativos condición original y con reforzamientos.....	161
Figura 79. Probabilidades de colapso por modelo y dirección edificio Aulas condición original y con reforzamientos .....	162

**Lista de Apéndices**

	<b>Pág.</b>
APÉNDICE A. Modelado y análisis lineal.....	175
APÉNDICE B. Cálculo de cargas distribuidas-edificio administrativos (archivo complementario en excel). Los apéndices están adjuntos y puede visualizarlos en la base de datos de la biblioteca uis.	
APÉNDICE C. Cálculo de cargas distribuidas-edificio aulas (archivo complementario en excel). Los apéndices están adjuntos y puede visualizarlos en la base de datos de la biblioteca uis.	
APÉNDICE D. Modelado y análisis lineales de edificios reforzados con BRBs.....	203
APÉNDICE E. Modelado y análisis lineales de edificio administrativos reforzados con TADAS .....	224

### Resumen

**Título:** Evaluación del desempeño sísmico y propuesta de reforzamiento estructural de los edificios de uso educativo de la facultad de Ingenierías Fisicomecánicas de la Universidad Industrial de Santander\*

**Autor:** Neyerson Fabio Bastidas Becerra\*\*

**Palabras Clave:** Desempeño estructural, análisis no lineal, reforzamiento, curvas IDA, pushover, vulnerabilidad, edificios educativos.

**Descripción:** La ciudad de Bucaramanga, se ubica en una zona de alta sismicidad, lo que exige que las edificaciones cumplan con estándares normativos para resistir solicitaciones sísmicas. No obstante, muchas estructuras fueron construidas antes de la vigencia de las normas actuales y presentan deficiencias, como es el caso de los dos edificios de la Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas de la Universidad Industrial de Santander. El objetivo de esta investigación es evaluar el desempeño sísmico de estas edificaciones y proponer estrategias de reforzamiento estructural que mejoren su comportamiento frente a sismos. Para ello, se realizaron análisis lineales para determinar el estado inicial de los edificios, seguidos de análisis no lineales en OpenSees, incluyendo pushover y análisis dinámicos bajo sismo de diseño (DBE) y sismo máximo creíble (MCE), evaluando la capacidad lateral y la probabilidad de colapso. Los resultados mostraron que, en condición original, las derivas superaron ampliamente el límite del 1 % de la NSR-10, alcanzando hasta 3.0 % en el edificio Aulas. Las probabilidades de colapso en los edificios Administrativos y aulas, alcanzaron el 90% bajo DBE y 100% bajo MCE. Al implementar las estrategias de reforzamiento, en el edificio Administrativos los BRBs redujeron las derivas a 0.75 % y 0.85 % y las probabilidades de colapso a 40 % y 4.5 % bajo el DBE, y a 65 % y 22 % bajo el MCE. Con TADAS, las derivas fueron de 1.07 % y 1.26 %, mientras que las probabilidades de colapso disminuyeron hasta 6.8 % y 11 % (DBE) y 31 % y 36 % (MCE), constituyendo una mejora superior a los BRBs. En el edificio Aulas, los BRBs en disposición chevron redujeron parcialmente las derivas (1.67 %–2.44 %) y la probabilidad de colapso (29 %–72 % bajo DBE), aunque sin cumplir los límites normativos. En conclusión, los TADAS representan la alternativa más viable para el edificio Administrativos, mientras que en Aulas se requieren estrategias adicionales.

---

\* Trabajo de Grado

\*\* Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Orlando Daniel Arroyo Amell. Ingeniero Civil, M.Sc., PhD.

**Abstract**

**Title:** Seismic performance assessment and proposal for structural reinforcement of educational buildings at the Faculty of Physicomechanical Engineering, Industrial University of Santander\*

**Author:** Neyerson Fabio Bastidas Becerra\*\*

**Key Words:** Structural performance, nonlinear analysis, reinforcement, IDA curves, pushover, vulnerability, educational buildings

**Description:** The city of Bucaramanga is located in a highly seismic area, which requires buildings to comply with regulatory standards to withstand seismic stresses. However, many structures were built before the current standards came into force and have deficiencies, as is the case with the two buildings of the Faculty of Physical and Mechanical Engineering at the Industrial University of Santander. The objective of this research is to evaluate the seismic performance of these buildings and propose structural reinforcement strategies to improve their behavior in the event of earthquakes. To this end, linear analyses were performed to determine the initial state of the buildings, followed by nonlinear analyses in OpenSees, including pushover and dynamic analyses under design earthquake (DBE) and maximum credible earthquake (MCE), evaluating lateral capacity and probability of collapse. The results showed that, in their original condition, the drifts greatly exceeded the 1% limit of NSR-10, reaching up to 3.0% in the Aulas building. The probabilities of collapse in the Administrative and Aulas buildings reached 90% under DBE and 100% under MCE. When the reinforcement strategies were implemented, the BRBs reduced the drifts in the Administrative building to 0.75% and 0.85% and the probabilities of collapse to 40% and 100% under DBE, and to 65% and 22% under MCE. With TADAS, drifts were 1.07% and 1.26%, while the probabilities of collapse decreased to 6.8% and 11% (DBE) and 31% and 36% (MCE), constituting an improvement over BRBs. In the Aulas building, BRBs in a chevron arrangement partially reduced drifts (1.67%–2.44%) and the probability of collapse (29%–72% under DBE), although without meeting regulatory limits. In conclusion, TADAS represent the most viable alternative for the Administrative building, while additional strategies are required for the Aulas building.

---

\* Degree Work

\*\* Faculty of Physicomechanical Engineering. School of Civil Engineering. Director: Orlando Daniel Arroyo Amell, Civil Engineer, M.Sc., Ph.D.

## Introducción

En Colombia, gran parte de las edificaciones existentes fueron construidas antes de la implementación de normativas sismorresistentes, lo que conlleva serias deficiencias en términos de resistencia, ductilidad y capacidad de disipación de energía. Estas condiciones incrementan significativamente la vulnerabilidad estructural frente a la amenaza sísmica, particularmente en ciudades como Bucaramanga, la cual está ubicada en una de las regiones de mayor actividad sísmica del país debido a la interacción de la placa Nazca y la placa Suramericana. Un ejemplo representativo lo constituyen los edificios de la Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas de la Universidad Industrial de Santander, diseñados en 1972 bajo criterios gravitacionales y sin la existencia de marcos regulatorios como el Decreto 1400 de 1984 (Ministerio de Obras Públicas, 1984) o la Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-98 ((AIS), Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-98, 1998). Esta condición sugiere, de manera preliminar, un desempeño estructural insuficiente frente a sollicitaciones sísmicas.

A nivel internacional, Abduljaleel, Taha y Yaseen (2020) evaluaron edificaciones en Irak mediante análisis pushover e IDA, mostrando que las estructuras con muros irregulares desarrollan mecanismos de piso débil y alta vulnerabilidad, lo que respalda la necesidad de simulaciones no lineales avanzadas. De manera complementaria, Du et al. (2021) compararon configuraciones estructurales con base fija, BRB y aislamiento en la base, evidenciando que los dispositivos de disipación reducen derivas y pérdidas económicas, aunque los BRB incrementan aceleraciones en componentes no estructurales. Abeysiriwardena, Wijesundara y Nascimbene (2023) analizaron escuelas en Sri Lanka, encontrando que las edificaciones de mayor altura, diseñadas sin criterios sismorresistentes, presentan mayor probabilidad de daño, lo que refuerza el valor de las curvas de fragilidad basadas en desplazamientos. Más recientemente, Sharafi y Saito (2024) evaluaron

escuelas en Afganistán, diferenciando edificaciones pre y post código, y concluyeron que las antiguas exhiben mayores probabilidades de colapso, recomendando intervenciones de refuerzo.

En el ámbito nacional, Villar-Salinas, Guzmán y Carrillo (2021) evaluaron mediante análisis pushover el reforzamiento por encamisado de columnas en un edificio de Cartagena, identificando deficiencias en resistencia axial y derivas cercanas a los límites normativos de la NSR-10. Parra García (2024) comparó edificaciones diseñadas bajo los modelos de amenaza sísmica propuestos por la AIS y el SGC, destacando la influencia de los espectros de amenaza en la evaluación del desempeño. De forma específica en sistemas de disipación, Caballero-Castro et al. (2024, 2025) investigaron el uso de dispositivos TADAS en edificaciones de concreto reforzado en zonas de alta amenaza, estimando factores de modificación de respuesta y desarrollando funciones de fragilidad y vulnerabilidad mediante análisis no lineales en SAP2000 y OpenSeesPy. Estos trabajos demuestran que, aunque los marcos resistentes a momento son ampliamente utilizados en Colombia, requieren intervenciones que mejoren su desempeño sísmico.

Sobre este panorama, la presente investigación se centra en la evaluación del desempeño sísmico de los edificios de la Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas de la Universidad Industrial de Santander. Se parte de la hipótesis de que, al ser estructuras diseñadas pre código, presentan un desempeño inadecuado, con derivas y demandas que superan los límites normativos actuales. Asimismo, se plantea que la incorporación de sistemas modernos de disipación de energía, como los disipadores TADAS y los arriostramientos con pandeo restringido (BRB), puede mejorar de manera significativa la capacidad de disipación, la sobrerresistencia y la seguridad estructural.

El enfoque metodológico adoptado incluye ensayos no destructivos y revisión documental para la caracterización estructural, complementados con análisis lineales en ETABS para determinar el estado inicial de las edificaciones frente a los criterios de la NSR-10. Posteriormente,

se desarrollaron modelos no lineales representativos en OpenSees, sobre los cuales se aplicaron análisis pushover y análisis dinámicos incrementales (IDA) con registros sísmicos reales, obteniendo curvas de capacidad, curvas de fragilidad y probabilidades de colapso. Finalmente, se implementaron estrategias de reforzamiento basadas en dispositivos TADAS y BRBs en diferentes configuraciones, evaluando la mejora en parámetros como derivas, sobrerresistencia y reducción de la vulnerabilidad.

La relevancia de esta investigación radica en tres aspectos principales. En primer lugar, aporta al conocimiento técnico sobre el comportamiento de edificaciones educativas diseñadas pre código en zonas de alta amenaza sísmica, donde el diseño original privilegiaba únicamente cargas gravitacionales. En segundo lugar, constituye un precedente metodológico para futuras intervenciones en edificaciones patrimoniales o de uso institucional, en las que las actividades académicas no pueden suspenderse, lo que obliga a plantear soluciones de reforzamiento escalonadas y viables en la práctica. Finalmente, contribuye al campo académico mediante la comparación crítica de dos estrategias de reforzamiento ampliamente empleadas a nivel internacional, generando evidencia aplicable al contexto colombiano y latinoamericano.

## 1 Objetivos

### 1.1 Objetivos Generales

- Evaluar el desempeño sísmico del edificio de la Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas de la Universidad Industrial de Santander, mediante análisis inelásticos estáticos y dinámicos y proponer estrategias de reforzamiento estructural con el fin de mejorar su comportamiento frente a sollicitaciones sísmicas.

### 1.2 Objetivos Específicos

- Analizar los diseños estructurales existentes del edificio, a través de un modelo lineal en ETABS, para contrastar los resultados con los requerimientos sísmicos establecidos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente (NSR-10).
- Determinar el desempeño sísmico de las edificaciones empleando modelos no lineales en OpenSeesPy, a través de análisis pushover y dinámicos (IDA), para establecer su capacidad estructural ante diferentes niveles de amenaza sísmica.
- Evaluar técnicas de reforzamiento (BRBs y TADAS) que optimicen la sobrerresistencia, ductilidad y control de derivas, minimizando el impacto arquitectónico y funcional.

## 2 Cuerpo del Trabajo

### 2.1 Marco Referencial

Dentro de este apartado se describen algunos aspectos generales del proyecto de investigación que permiten comprender de manera adecuada el contenido del mismo. Se presenta el marco contextual, el marco teórico y los antecedentes, estos se desarrollan a continuación.

#### 2.1.1 Marco contextual

Con el incremento de la población se ve la necesidad de ampliar la infraestructura de cada país. Sin embargo, en zonas de amenaza sísmica alta se resalta la importancia de evaluar la seguridad estructural de edificaciones existentes, muchas de las cuales fueron construidas bajo normativas obsoletas o en contextos técnicos limitados. En países con actividad sísmica significativa como Colombia, este aspecto adquiere mayor importancia, debido a que numerosas edificaciones actuales, especialmente las destinadas a servicios públicos esenciales como la educación, fueron diseñadas sin considerar adecuadamente los efectos sísmicos debido a su fecha de concepción.

Desde el surgimiento de las primeras construcciones en la antigüedad, como las pirámides de Egipto, la ingeniería ha evolucionado significativamente en cuanto a materiales, métodos constructivos y la forma en que se comprende y gestiona el comportamiento estructural frente a las sollicitaciones dinámicas. Si bien aquellas estructuras antiguas, se mantienen en pie con el paso de los años, su contexto sísmico y funcional es diferente al de las edificaciones modernas ubicadas en zonas de riesgo sísmico.

En Colombia, la normativa sismorresistente tuvo su origen a raíz del terremoto de Popayán ocurrido en el año 1983. Como respuesta a esta catástrofe, se expidió el Decreto 1400 de 1984, mediante el cual se adoptó el *Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes* (Ministerio

de Obras Públicas, 1984). Esta normativa fue reemplazada por el *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-98*, que consolidó criterios técnicos y científicos para el análisis y diseño de estructuras ante eventos sísmicos ((AIS), Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-98, 1998). Actualmente, el reglamento vigente es el *Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10*, adoptado mediante el Decreto 926 de 2010, el cual ha sido desarrollado y actualizado por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica a través de resoluciones técnicas y modificaciones parciales emitidas hasta la fecha ((AIS), Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010).

Los edificios de la Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas de la Universidad Industrial de Santander (UIS), objeto de estudio de esta investigación, fueron diseñados en el año 1972, antes de la existencia de normativas sismorresistentes modernas en el país. De acuerdo con la documentación suministrada por Planeación Institucional UIS (Planeación Universidad Industrial de Santander, s.f.), la edificación responde a criterios estructurales propios del diseño gravitacional, es decir, concebido para resistir principalmente cargas verticales. Esta condición genera un vacío de desempeño sísmico respecto a los requerimientos actuales, lo que plantea un riesgo latente para sus ocupantes en caso de un evento sísmico de gran magnitud.

A nivel global, el concepto de diseño basado en desempeño (Performance-Based Seismic Design, PBSD) ha ganado protagonismo como una metodología integral para evaluar la respuesta estructural frente a diferentes niveles de severidad sísmica, yendo más allá del diseño prescriptivo de la normativa Sismorresistente. Este enfoque, junto con herramientas de modelación no lineal como *OpenSeesPy* (OpenSeesPy, s.f.), permite estimar con mayor precisión la capacidad real de deformación y disipación de energía de las estructuras, y es ampliamente utilizado en estudios de

vulnerabilidad estructural y desarrollo de curvas de fragilidad (Vamvatsikos, 2002; Federal Emergency Management Agency, 2000)

En este contexto, la presente investigación se alinea con las metodologías contemporáneas de evaluación estructural, incorporando análisis lineales mediante el software ETABS (Computers and Structures, Inc, 2023) como punto de partida para estimar derivas, esfuerzos, y cortes basales, los cuales son insumos fundamentales para los modelos no lineales posteriores. A través de simulaciones estáticas inelásticas con los análisis pushover y dinámicas no lineales utilizando registros sísmicos representativos, se busca determinar el nivel de desempeño estructural y la probabilidad de colapso del edificio. Finalmente, se explorarán estrategias de reforzamiento estructural mediante dispositivos disipadores de energía como TADAS (Triangular Added Damping and Stiffness) y BRBs (Buckling-Restrained Braces), cuya efectividad será cuantificada en términos de mejora en ductilidad, sobrerresistencia y reducción de derivas.

Este enfoque integral no solo permite valorar la seguridad estructural actual del edificio, sino también ofrecer alternativas de intervención técnicamente viables y arquitectónicamente compatibles, que puedan servir como referente para futuros procesos de rehabilitación en otras edificaciones públicas construidas bajo condiciones similares.

### **2.1.2 Antecedentes**

En investigaciones realizadas a nivel internacional Abduljaleel, Taha y Yaseen (2020) realizaron una evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de concreto reforzado en la ciudad de Erbil, Irak, mediante análisis pushover y análisis dinámico incremental (IDA). Se seleccionaron tres edificaciones reales de seis, nueve y once pisos representativos de usos comercial, hotelero y residencial respectivamente, modelados en ETABS con y sin muros de mampostería. Se emplearon diez registros sísmicos reales escalados progresivamente y se

evaluaron parámetros como el desplazamiento entre piso, formación de rótulas plásticas y aceleraciones de colapso. Los resultados indican que las estructuras, especialmente aquellas con muros de relleno irregulares, exhiben mecanismos de piso débil y vulnerabilidad crítica ante aceleraciones menores a 0.4 g. Asimismo, se evidenció que la metodología IDA proporciona una evaluación más precisa que el análisis pushover convencional. Este enfoque metodológico es directamente extrapolable al estudio del edificio educativo de la Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas de la Universidad Industrial de Santander, debido a que permite integrar irregularidades geométricas y análisis no lineales avanzados. En conjunto, este trabajo respalda la necesidad de evaluar la fragilidad sísmica mediante simulaciones realistas y refuerza el uso de herramientas como ETABS y OpenSees para formular estrategias de rehabilitación estructural basadas en desempeño.

Du et al. (2021) realizaron una evaluación comparativa del desempeño sísmico de estructuras de pórticos de concreto reforzado con distintas configuraciones estructurales, diseñados con el código vigente de China, dentro de los cuales está una estructura con base fija, una con disipadores tipo BRB (Buckling-Restrained Braces) y otra con aislamiento en la base. El análisis se desarrolló con la metodología FEMA P-58 (Federal Emergency Management Agency, 2012), a través de análisis dinámicos no lineales en OpenSees y considerando cuatro niveles de amenaza sísmica (sismo frecuente, sismo de diseño, sismo máximo considerado y sismo muy poco frecuente). La evaluación incluyó parámetros de daño estructural y no estructural y se emplearon métricas de desempeño cuantificadas como costos, tiempos de reparación y fatalidades. Los resultados mostraron que el aislamiento sísmico y los BRB reducen significativamente las derivas de entrepiso y los costos de reparación en comparación con la estructura de base fija. No obstante, se observó que las estructuras con BRB presentan aceleraciones más altas, lo que aumenta el daño

en componentes no estructurales sensibles a aceleración y, en consecuencia, las víctimas potenciales. Por su parte, la estructura con aislamiento base es la que tiene menores pérdidas humanas y económicas de las tres estructuras. Este antecedente resulta pertinente para la presente investigación, ya que proporciona una base metodológica para los análisis no lineales y la generación de curvas de fragilidad ante distintas intensidades sísmicas. Además, respalda la eficacia de sistemas de refuerzo como los BRBs, considerados en la propuesta de rehabilitación del edificio educativo de la Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas de la Universidad Industrial de Santander.

Abeysiriwardena, Wijesundara y Nascimbene (2023) evaluaron el riesgo sísmico en edificaciones escolares de concreto reforzado en Sri Lanka, país categorizado en un nivel de amenaza sísmica baja. Mediante elementos tipo fibra en OpenSees, se realizó un modelado tridimensional no lineal, junto con análisis dinámicos incrementales (IDA) sobre dos tipos de edificios, un edificio de dos y otro de tres niveles de elevación. Se construyeron curvas de fragilidad empleando 30 registros sísmicos reales para dos estados límite: ocupación inmediata (IO) y prevención de colapso (CP). Entre los hallazgos más relevantes se identificó una mayor probabilidad de daño en la estructura de tres niveles, debido a falta de rigidez lateral, baja capacidad de disipación y un diseño estructural bajo criterios gravitacionales, sin considerar principios de diseño por capacidad ni normativas sismorresistentes. Esta investigación evidencia la importancia de emplear curvas de fragilidad basadas en desplazamientos, así como el uso de herramientas avanzadas de simulación para estimar con precisión la probabilidad de falla estructural. El enfoque de esta investigación aporta insumos clave para la evaluación del desempeño sísmico del edificio de la Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas, especialmente en

lo relacionado con el modelado no lineal, la estimación de demandas mediante IDA y la formulación de curvas de fragilidad para cuantificar la vulnerabilidad estructural.

Sharafi y Saito (2024) realizaron una evaluación probabilística del daño sísmico en edificios escolares de concreto reforzado en Afganistán. El estudio incluyó el análisis de 34 edificios escolares con sistema estructural de pórticos resistentes a momentos, clasificando como edificios nuevos y del tipo A, los diseñados y construidos después del año 2018 y tipo B a los edificios anteriores al 2018, los cuales cuentan con secciones estructurales de menor capacidad para resistir solicitaciones. Con el uso de 24 registros sísmicos reales, se realizaron análisis dinámicos incrementales (IDA) y se desarrollaron curvas de fragilidad para cinco estados límite de daño, empleando como medida de intensidad la aceleración espectral y como medida de daño la deriva de entrepiso. Los resultados evidenciaron que los edificios tipo B presentan mayores probabilidades de daño y colapso, especialmente en zonas de alta amenaza sísmica, debido a que son estructuras con menor capacidad, por tal razón se recomienda implementar estrategias de reforzamiento. Este estudio es un precedente importante para el caso colombiano, especialmente en zonas de alta amenaza sísmica como Bucaramanga, donde existen edificaciones educativas con características similares y posibles deficiencias en diseño sismorresistente debidas a los años de concepción. La metodología basada en análisis IDA, clasificación tipológica y curvas de fragilidad, ofrecen una base sólida y extrapolable para la evaluación del desempeño sísmico, como las que se abordan en esta investigación.

En cuanto a las investigaciones nacionales, Villar-Salinas, Guzmán y Carrillo (2021) evaluaron el desempeño sísmico de una edificación aporticada de concreto reforzado de seis niveles de elevación, ubicada en Cartagena de Indias, Colombia, mediante modelado tridimensional no lineal en SAP2000, con el fin de analizar el efecto del reforzamiento por

encamisado de columnas con estructura de acero (steel jacketing). Empleando metodologías modales y análisis pushover, el edificio construido sin cumplir los requisitos de la NSR-10, fue evaluado, observándose deficiencias significativas en resistencia axial y flexión en columnas, así como derivas cercanas al límite de daño estructural. El reforzamiento permitió incrementos del 184 % y 261 % en la resistencia axial y flexural, respectivamente, así como mejoras en rigidez global (hasta 127 %) y ductilidad (hasta 130 %) en dirección X. La estructura pasó de un nivel de desempeño "Life Safety" a "Immediate Occupancy", de acuerdo con FEMA 356. Este trabajo aporta bases importantes para la presente investigación, debido a que integra métodos de evaluación no lineal y criterios normativos nacionales (NSR-10) en un caso colombiano real, y demuestra cómo un esquema de reforzamiento por encamisado metálico puede elevar significativamente el desempeño sísmico de edificaciones existente.

Parra García (2024) realizó un estudio comparativo del desempeño sísmico de edificaciones de pórticos de concreto reforzado diseñadas según dos modelos de amenaza sísmica actualmente propuestos para Colombia: el de la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) y el del Servicio Geológico Colombiano (SGC). La investigación comprendió doce edificaciones emplazadas en Cúcuta y Medellín, ciudades ubicadas en zonas de amenaza sísmica alta e intermedia, respectivamente. Los modelos estructurales, desarrollados en SAP2000, fueron sometidos a análisis no lineales estáticos (pushover) y cronológicos dinámicos ante acelerogramas sintéticos compatibles con la amenaza local, permitiendo evaluar desplazamientos, derivas, formación de rótulas plásticas, ciclos de histéresis y curvas de capacidad. Los resultados evidenciaron que diferencias en los espectros de diseño entre ambas propuestas normativas inciden significativamente en la plastificación, ductilidad y demanda estructural, particularmente en edificaciones de mayor altura. Este estudio constituye un valioso referente metodológico para

investigaciones como la presente tesis, ya que emplea herramientas analíticas avanzadas aplicables al análisis de pórticos educativos en zonas sísmicas críticas, y permite evaluar la sensibilidad del diseño estructural ante distintas definiciones de amenaza sísmica, fortaleciendo la argumentación para la aplicación de estrategias de rehabilitación basadas en desempeño.

Caballero-Castro et al. (2024) desarrollaron un procedimiento para estimar el factor de modificación de respuesta sísmica ( $R$ ) en estructuras aporricadas de concreto reforzado y acero equipadas con dispositivos TADAS, ubicadas en zonas de alta amenaza sísmica en Colombia. El estudio integró un enfoque de diseño basado en desempeño conforme con la NSR-10, ASCE 7-16 y FEMA 356, utilizando análisis no lineal estático tipo pushover en SAP2000. Se evaluaron edificaciones regulares de 4, 8, 12 y 16 pisos, y se estimaron los factores  $R$  a partir de la ductilidad y la sobrerresistencia obtenidas mediante el método del punto de desempeño. Los resultados mostraron que los dispositivos TADAS mejoran significativamente la capacidad resistente y reducen desplazamientos y derivas, particularmente en edificaciones de mediana altura. Para estructuras de concreto reforzado, se lograron incrementos en la capacidad de base del orden del 40–50% y reducciones de derivas superiores al 50%. Este trabajo es importante para la presente investigación, ya que proporciona una referencia técnica para el diseño y modelado de estrategias de rehabilitación con dispositivos histeréticos, especialmente en edificios existentes como los de la Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas, donde se evalúa la incorporación de TADAS como estrategia de reforzamiento estructural.

Caballero-Castro et al. (2025) realizaron una evaluación del desempeño sísmico en edificios medianos de concreto reforzado ubicados en Cali, Colombia, equipados con dispositivos TADAS, utilizando un enfoque integral basado en desempeño (PBEE). Se analizaron estructuras de 4, 7 y 10 pisos mediante análisis dinámico incremental no lineal (IDA) con 44 registros sísmicos

de FEMA P695, modeladas en OpenSeesPy. Se desarrollaron curvas de fragilidad y funciones de vulnerabilidad para estimar pérdidas anuales esperadas (EAL) y pérdidas económicas a lo largo de la vida útil del edificio. Los resultados mostraron que los dispositivos TADAS redujeron hasta un 55% las derivas de entrepiso y disminuyeron las pérdidas anuales en más del 70% para estructuras de mediana altura. Este trabajo es relevante para la presente tesis, debido a que se emplea un análisis IDA y herramientas como OpenSeesPy para cuantificar las mejoras estructurales y económicas de soluciones de reforzamiento con TADAS en edificios existentes.

### **2.1.3 Marco teórico**

El presente marco teórico tiene como propósito fundamentar los conceptos, enfoques y métodos que sustentan la evaluación del desempeño sísmico y las estrategias de reforzamiento estructural en edificaciones de concreto reforzado, específicamente aquellas con uso educativo ubicadas en zonas de amenaza sísmica alta. En el contexto de esta investigación, se aborda el análisis de los edificios de la Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas de la Universidad Industrial de Santander, estructuras existentes con potenciales vulnerabilidades frente a las exigencias de la normativa sísmica actual (NSR-10).

Dado que el enfoque adoptado corresponde al diseño basado en desempeño (PBEE), este marco expone los principios que permiten caracterizar la respuesta estructural más allá de los métodos lineales tradicionales, incorporando el uso de análisis no lineales tanto estáticos como dinámicos, y técnicas avanzadas como el análisis dinámico incremental (IDA). Estos procedimientos se complementan con la generación de curvas de fragilidad estructural, herramientas esenciales para la cuantificación probabilista del riesgo sísmico y la estimación de la probabilidad de colapso en función de distintos niveles de demanda.

Asimismo, se presentan los fundamentos teóricos y prácticos de los sistemas de reforzamiento mediante disipadores de energía, en particular los dispositivos tipo TADAS (Triangular Added Damping and Stiffness) y BRBs (Buckling-Restrained Braces). Estos elementos son evaluados en función de su capacidad para mejorar la ductilidad, reducir las derivas de entrepiso y minimizar las pérdidas esperadas en edificaciones existentes. Su incorporación en el estudio permite comparar distintas alternativas de intervención y definir criterios objetivos para la toma de decisiones estructurales.

Finalmente, se abordan los principios del modelado numérico, para el desarrollo de los modelos estructurales empleados en esta investigación. De esta forma, el marco teórico articula los conceptos esenciales que orientan la metodología de análisis, interpretación de resultados y formulación de propuestas de rehabilitación estructural basadas en desempeño.

#### **2.1.3.1 Análisis no lineal en estructuras de concreto reforzado**

En el marco del análisis no lineal aplicado a estructuras de concreto reforzado, esta investigación considera tres procedimientos fundamentales: el análisis estático no lineal (pushover), los análisis dinámicos cronológicos (historia de tiempo) y los análisis dinámicos incrementales (IDA), luego, se presenta una comparación entre los métodos. A continuación, se describe cada uno de ellos.

##### **a) Análisis estático no lineal (pushover)**

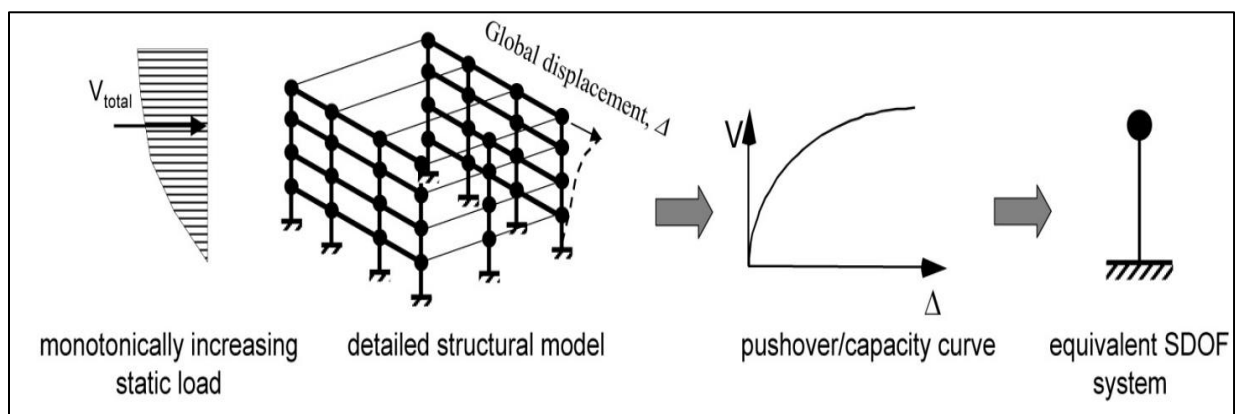
El análisis estático no lineal, comúnmente denominado pushover, constituye una herramienta fundamental en la evaluación del comportamiento sísmico de estructuras, particularmente cuando se desea revisar su respuesta inelástica ante eventos extremos que pueden afectar la integridad estructural. Este procedimiento permite estimar la capacidad estructural global mediante la aplicación progresiva de cargas laterales estáticas que simulan los efectos de un sismo.

A través de este proceso se construye la denominada curva de capacidad, que representa la relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento lateral del punto de control, típicamente ubicado en el nivel superior de la estructura.

En términos conceptuales, el método parte de la idealización de la estructura mediante un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF) como se aprecia en la Figura 1, cuya respuesta no lineal se transforma del plano fuerza-desplazamiento al plano aceleración (A) contra desplazamiento espectral (D), tal como se muestra en la Figura 2. Esto permite comparar la capacidad inelástica de la estructura con la demanda sísmica impuesta por un espectro de diseño. Tal enfoque es denominado como el método del diagrama capacidad y demanda, el cual fue adoptado en normativas y guías como FEMA 356 (2000), FEMA 440 (2005) y ATC-40 (1996) y ha sido ampliamente analizado y evaluado por Chopra y Goel (1999).

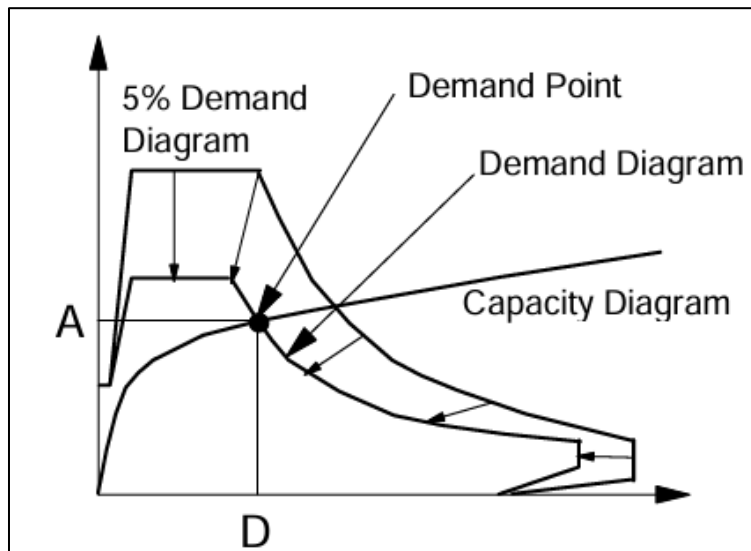
### Figura 1

*Esquema representativo del desarrollo de un sistema SDOF equivalente a partir de una curva pushover de capacidad*



*Fuente.* Tomado de FEMA (Federal Emergency Management Agency). (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures (FEMA 440)* (p. 2-4). Applied Technology Council.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))

**Figura 2***Diagrama de capacidad y demanda*

*Fuente.* Adaptado de Chopra, A. K., & Goel, R. K. (1999). *Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures: SDF systems* (PEER Report 1999/02, Fig. 1, p. 2). Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley. [https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/9902\\_a.\\_chopra\\_r.\\_goel.pdf](https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/9902_a._chopra_r._goel.pdf)

Este tipo de análisis asume que la respuesta estructural está dominada por el modo fundamental de vibración, lo que justifica el uso de distribuciones de carga lateral proporcionales a la forma modal principal o a la masa. Sin embargo, estudios han demostrado que este supuesto puede ser insuficiente en edificaciones irregulares, estructuras con importantes contribuciones de modos superiores o aquellas que presentan cambios significativos en su rigidez a medida que evolucionan las no linealidades (Chopra & Goel, 2001).

Entre las ventajas del análisis pushover se destacan su simplicidad conceptual, bajo requerimiento computacional y su capacidad para visualizar la formación secuencial de rótulas plásticas, lo que permite identificar mecanismos de colapso y elementos críticos.

**b) Análisis dinámico cronológico (NLRHA)**

El análisis cronológico no lineal (Nonlinear Response History Analysis – NLRHA) es considerado como la metodología más rigurosa para evaluar la respuesta sísmica de las edificaciones. Se basa en la aplicación de registros sísmicos, reales o artificiales, a un modelo estructural que se resuelve mediante integración paso a paso. A diferencia de los análisis estáticos, en los que la solución no depende del tiempo, este procedimiento permite reproducir la evolución temporal de la respuesta estructural, lo cual exige una formulación dinámica y un mayor nivel de detalle en el modelado.

En términos generales, el método ofrece la posibilidad de capturar de manera explícita el proceso de plastificación, la acumulación de daño y los efectos de interacción modal bajo diferentes escenarios de demanda. Estos aspectos hacen del análisis cronológico una referencia frente a metodologías aproximadas como el pushover, que simplifican el patrón de cargas laterales y no representan la historia completa de excitación.

De acuerdo con Mora, Villalba y Maldonado (2006), el análisis cronológico no lineal exige la resolución de sistemas de ecuaciones dinámicas que incorporan las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez, las cuales deben actualizarse cada vez que los elementos estructurales superan el límite elástico. Este carácter inelástico hace que la formulación sea particularmente compleja, ya que la acción sísmica se introduce mediante la historia de aceleraciones en la base del edificio, lo que genera una respuesta distinta en cada instante de tiempo. Si bien esta metodología ofrece una representación más realista del comportamiento estructural, también conlleva altos requerimientos computacionales y la necesidad de modelos confiables para obtener resultados consistentes.

### c) Análisis dinámico incremental (IDA)

El *Incremental Dynamic Analysis (IDA)* es un procedimiento analítico paramétrico que permite estudiar la respuesta estructural frente a diferentes niveles de demandas sísmicas mediante el escalamiento progresivo de registros de movimiento de suelo. Su objetivo es caracterizar el comportamiento estructural desde el régimen elástico hasta el colapso global (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

Las curvas generadas en este proceso, conocidas como curvas IDA, relacionan un parámetro de demanda estructural (DM), por ejemplo, deriva máxima de cubierta o deformación plástica con una medida de intensidad (IM), usualmente la aceleración espectral ( $S_a$ ) o la aceleración máxima del terreno (PGA). Estas curvas son fundamentales para evaluar el desempeño sísmico de estructuras dentro del enfoque del diseño basado en desempeño, conocido por sus siglas en inglés como PBEE (*Performance Based Earthquake Engineering*) (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

Uno de los aportes más relevantes del IDA es su integración con el enfoque probabilístico de la ingeniería sísmica basada en desempeño. Este enfoque busca estimar la frecuencia anual de excedencia de un determinado nivel de daño estructural o estado límite. Vamvatsikos y Cornell (2002) resumen esta integración mediante la ecuación adoptada por el Pacific Earthquake Engineering Research Center como:

$$\lambda(DV) = \int \int G(DV|DM) |dG(DM|IM)| |d\lambda(IM)|, \quad (1)$$

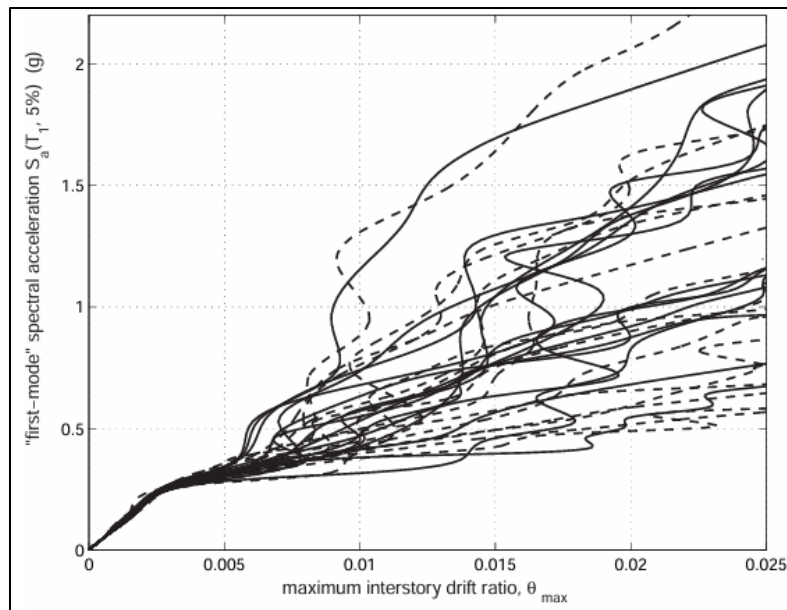
donde, IM son las medidas de intensidad, DM son las medidas de daño y DV son las variables de decisión. El procedimiento general para obtener las curvas IDA consiste en:

- Selección del modelo de análisis con no linealidad en sus elementos estructurales.

- Seleccionar un conjunto de acelerogramas que representen el peligro sísmico de la zona de ubicación del estudio.
- Escalar cada registro sísmico de manera progresiva, por ejemplo, de 0.1g a 3.0g de acuerdo a la normativa que se está aplicando.
- Ejecución del análisis dinámico no lineal para cada registro con su respectivo escalado.
- Seleccionar IM y registrar la DM para cada análisis dinámico.
- Construcción de las curvas IDA, representando la IM en el eje horizontal y el DM en el eje vertical, como se muestra en Figura 3.

### Figura 3

Curvas IDA individuales generadas a partir de 30 registros sísmicos aplicados a un pórtico arriostrado de cinco niveles



Fuente. Adaptado de Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2002). *Incremental dynamic analysis. Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 491-514.

<https://doi.org/10.1002/eqe.141>

Las curvas IDA permiten caracterizar la respuesta sísmica de la estructura a lo largo de distintos niveles de intensidad, desde el comportamiento elástico hasta el colapso. En estas curvas es posible identificar distintas fases clave del comportamiento estructural. El rango elástico lineal se manifiesta con una pendiente inicial pronunciada y un comportamiento estable; posteriormente, en el rango inelástico, aparecen efectos de plastificación que se traducen en un cambio de pendiente. A medida que la demanda sísmica continúa incrementándose, se observa degradación de rigidez o resistencia, reflejada en la curvatura de la gráfica o descenso de la pendiente. Finalmente, el colapso estructural se presenta mediante un punto de divergencia de la curva, asociado a la pérdida de estabilidad numérica o deformaciones excesivas (Vamvatsikos & Cornell, 2002).

Por otra parte, las curvas IDA presentan una notable dispersión entre los registros sísmicos, lo cual permite abordar el análisis del desempeño estructural en términos probabilísticos. Esta variabilidad es aprovechada en el enfoque de diseño basado en desempeño para definir niveles de desempeño estructural, como lo son el nivel operacional, seguridad de vida y prevención del colapso y a través de estos, calcular los puntos de control de daño como el valor de la aceleración espectral  $S_a$ , que corresponde a un nivel límite de deriva. Otro aspecto que resalta la importancia de las curvas IDA, es que a partir de ellas se construyen las curvas de fragilidad estructural que estiman la probabilidad de superar estados límite bajo una intensidad de excitación sísmica dada (Bakalis & Vamvatsikos, 2018).

Finalmente, la aplicación del IDA presenta algunas limitantes, debido a que requiere una elevada capacidad computacional demandada por el número de análisis no lineales necesarios para obtener una respuesta confiable. Los resultados son sensibles tanto a la selección como al método

de escalamiento de los registros sísmicos, y los criterios de colapso pueden variar en función del modelo estructural empleado y del parámetro de demanda considerado.

#### **d) Comparación de métodos**

La comparación entre las tres metodologías arroja diferencias conceptuales y prácticas importantes. El pushover (análisis estático no lineal) se distingue por su simplicidad conceptual y bajo requerimiento computacional y resulta útil para aproximaciones preliminares de la capacidad global y para identificar mecanismos de plastificación secuenciales, aunque su validez se ve limitada cuando la estructura no está gobernada por los primeros modos de vibración, irregularidades o cambios notables de rigidez. El análisis cronológico no lineal (NLRHA) consiste en la aplicación directa de registros de acelerogramas a un modelo inelástico con integración paso a paso; es el método de referencia para reproducir la historia temporal de la respuesta estructural y capturar fenómenos como la plastificación secuencial y la interacción modal, pero exige modelos confiables y mayor capacidad computacional. El Incremental Dynamic Analysis (IDA) parte del mismo planteamiento físico del NLRHA con la diferencia que se realiza un escalado progresivo de múltiples registros sísmicos para genera curvas de medida de intensidad(IM) contra medidas de daño (DM) que describen la evolución de la respuesta desde el régimen elástico hasta el colapso, lo que lo convierte en una herramienta particularmente adecuada para estudios probabilísticos de desempeño y para obtener curvas de fragilidad y capacidad de colapso.

#### **2.1.3.2 Estrategias de reforzamiento estructural**

En este apartado se definen, en primer lugar, los criterios de selección de las técnicas de reforzamiento estructural y, posteriormente, se presentan algunas de las soluciones comúnmente empleadas, junto con las estrategias adoptadas en esta investigación. Tanto los criterios de selección como las estrategias consideradas se describen a continuación.

**a) Criterios de selección de técnicas de reforzamiento**

La selección de las estrategias de reforzamiento en este proyecto se realizó considerando no solo los aspectos técnicos del desempeño estructural, sino también las condiciones particulares de la institución educativa objeto de estudio. En primer lugar, dado que los edificios analizados pertenecen a una universidad, se consideran parte del patrimonio construido, lo cual limita la posibilidad de intervenciones invasivas que alteren significativamente su arquitectura original. Por ello, se privilegian soluciones que respeten la morfología existente, mantengan en pie la mayor parte de los elementos estructurales y no comprometan los atributos funcionales y arquitectónicos de la edificación.

Un segundo criterio corresponde al mantenimiento de la operatividad. Debido a que las edificaciones se encuentran actualmente en uso, resulta indispensable implementar estrategias de reforzamiento que minimicen la interrupción de las actividades académicas y administrativas. En este sentido, se priorizan soluciones que puedan ejecutarse en fases, localizadas preferentemente en pórticos externos o en zonas perimetrales, de manera que la ocupación estudiantil se vea mínimamente afectada durante las obras. En los casos donde la intervención se requiera en salones de clase, se debe procurar distribuir los trabajos para mantener siempre disponibles espacios alternativos para los usuarios.

**b) Técnicas de reforzamiento**

En la literatura especializada se han desarrollado diversas técnicas de reforzamiento estructural orientadas a mejorar la respuesta sísmica de edificaciones existentes. Entre ellas se destacan los disipadores viscosos (Viscous Fluid Dampers, VFDs), ampliamente aplicados en la rehabilitación de edificios y puentes; los aisladores sísmicos de base, que desacoplan la superestructura del movimiento del terreno mediante dispositivos elastoméricos o de péndulo

friccional; las camisas de concreto o acero, empleadas tradicionalmente para aumentar la sección y el confinamiento de columnas o muros; los refuerzos con polímeros reforzados con fibra (FRP), utilizados para incrementar la resistencia y ductilidad de elementos existentes; y los disipadores por fricción, cuya simplicidad y economía los hacen una alternativa frecuente al aprovechar el deslizamiento controlado entre superficies metálicas. No obstante, en el marco de este trabajo se optó por enfocar el análisis en dos estrategias específicas de disipación de energía: los Buckling-Restrained Braces (BRBs) y los disipadores histeréticos tipo TADAS, cuya descripción detallada se presenta a continuación.

### **Disipador Buckling Restrained Braced (BRB)**

Los Buckling-Restrained Braces (BRBs) son dispositivos de disipación de energía sísmica que se diseñan para entrar en régimen plástico tanto en tensión como en compresión, evitando la pérdida de capacidad asociada al pandeo que ocurre en arriostramientos convencionales. Esta característica se consigue mediante un núcleo de acero esbelto confinado dentro de una camisa rígida que impide el pandeo, separada por un vacío o por una capa de deslizamiento que limita la fricción y evita la transferencia de carga axial al confinamiento (Zsarnóczay, 2013).

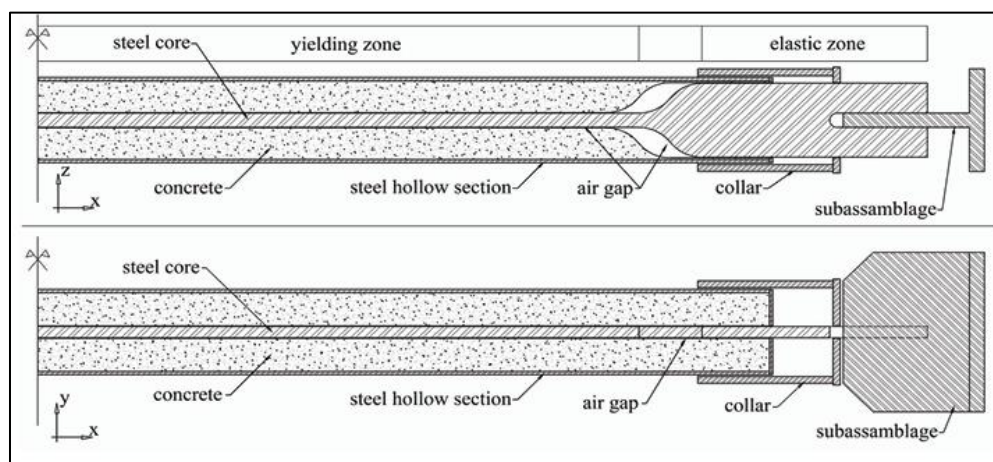
La configuración típica de un BRB se muestra en la Figura 4, en la que se distinguen tres zonas principales:

- Núcleo de acero (Steel core): elemento principal que resiste la carga axial y entra en régimen plástico.
- Zona de fluencia (yielding zone): sector central del núcleo diseñado para desarrollar deformaciones plásticas.
- Zona elástica (elastic zone): segmentos del elemento que permanecen en el rango elástico durante operación.

- Camisa de acero hueca con relleno de concreto (steel hollow section + concrete): sistema de confinamiento que evita el pandeo del núcleo.
- Espacio libre (air gap): separación entre el núcleo y el relleno para permitir deformación libre y minimizar fricción.
- Collar y subensamble (collar + subassemblage): componentes de anclaje que transmiten las fuerzas a la estructura principal.

**Figura 4**

*Configuración típica de un BRB*

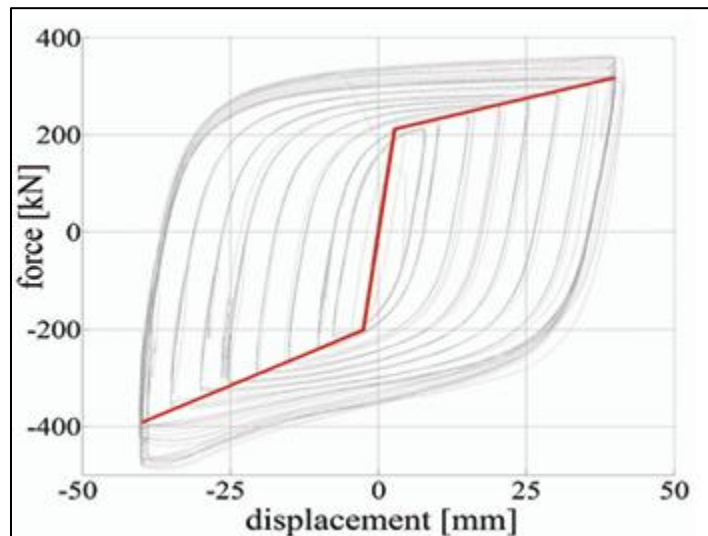


*Fuente:* Tomado de Zsarnóczy, Á. (2013). *Experimental and numerical investigation of buckling restrained braced frames for Eurocode conform design procedure development* (Tesis doctoral). Budapest University of Technology and Economics.

En el diseño por capacidad, el comportamiento del BRB se describe mediante su curva envolvente (*backbone curve*), (ver, Figura 5), caracterizada por una relación bilineal estable con una segunda pendiente positiva que representa el endurecimiento por deformación. Esta respuesta histerética, prácticamente simétrica en tracción y compresión, concentra el daño en el núcleo reemplazable y mantiene los elementos principales de la estructura en el rango elástico (Zsarnóczy, 2013).

**Figura 5**

*Backbone curve. Una simplificación bilineal del BRB*



*Fuente:* Tomado de Zsarnóczy, Á. (2013). *Experimental and numerical investigation of buckling restrained braced frames for Eurocode conform design procedure development* (Tesis doctoral). Budapest University of Technology and Economics.

Desde su desarrollo en Japón en la década de 1980, los BRBs han demostrado una alta capacidad de disipación de energía y ductilidad, siendo implementados en marcos de acero y concreto, así como en edificaciones nuevas y en proyectos de reforzamiento sísmico. Estudios experimentales y numéricos han mostrado que, bajo cargas cíclicas, los BRBs, conservan gran parte de su resistencia después de múltiples ciclos inelásticos, incluso bajo demandas de deformación acumuladas (Zsarnóczy,2013; Kurama et al., 2021).

Dentro de las ventajas principales de la implementación de BRBs se encuentran las siguientes:

- Estabilidad en compresión: el encamisado del elemento evita el pandeo y mantiene la simetría de la curva carga-deformación.

- Ductilidad elevada: la zona de fluencia puede alcanzar deformaciones plásticas significativas sin degradación prematura.
- Mecanismo de falla controlado: el daño se concentra en el núcleo, que es fácilmente reemplazable.
- Versatilidad estructural: aplicable en marcos de acero, concreto y sistemas híbridos.

### **Disipadores histeréticos tipo TADAS**

Los TADAS (Triangular Plate Added Damping and Stiffness) son dispositivos metálicos que incorporan placas de acero con geometría triangular para disipar energía sísmica. Funcionan mediante deformaciones plásticas controladas en dichas placas, lo que contribuye a reducir las demandas en los elementos principales de la estructura y a prolongar su vida útil. Su uso más frecuente es en marcos con diagonales tipo chevron, aunque pueden adaptarse a otras configuraciones.

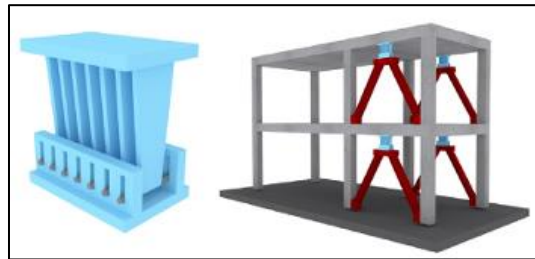
Según Caballero-Castro et al. (2024), cuando una estructura se somete a desplazamientos laterales, las placas triangulares trabajan principalmente a flexión, desarrollando bucles histeréticos estables y con elevada capacidad de disipación de energía. La respuesta del dispositivo está influenciada por la geometría de las placas, el número de unidades instaladas por nivel y las propiedades mecánicas del acero empleado.

En la práctica, los TADAS se fabrican con placas triangulares fijadas en sus extremos mediante rigidizadores y conectadas al marco mediante uniones atornilladas o soldadas, lo que permite su reemplazo rápido. Esta característica facilita la rehabilitación estructural y minimiza los tiempos de inactividad del edificio.

En la Figura 6 se presenta el esquema de un dispositivo TADAS y su configuración en los pórticos, y en Figura 7 se muestra el comportamiento histerético característico de los dispositivos.

**Figura 6**

*Esquema típico de un dispositivo TADAS y su configuración tipo chevron*

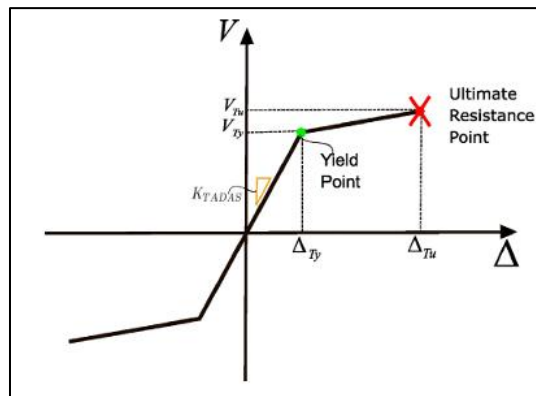


Fuente: Tomado de Caballero-Castro, L. F., Cano-Castaño, H. A., Molina-Herrera, M., Villalba-Morales, J. D., & Arroyo, O. (2024). *Evaluación del factor de modificación de respuesta (R) para estructuras de concreto reforzado y acero equipadas con dispositivos TADAS diseñadas para alta amenaza sísmica en Colombia. Structures*, 65, 106748.

<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.108732>

**Figura 7**

*Comportamiento característico histerético de un dispositivo TADAS*



Fuente: Tomado de Caballero-Castro, L. F., Cano-Castaño, H. A., Molina-Herrera, M., Villalba-Morales, J. D., & Arroyo, O. (2024). *Evaluación del factor de modificación de respuesta (R) para estructuras de concreto reforzado y acero equipadas con dispositivos TADAS diseñadas para alta amenaza sísmica en Colombia. Structures*, 65, 106748.

<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.108732>

Entre las ventajas más destacadas del uso de dispositivos TADAS se encuentran:

- Disipación eficiente de energía y reducción de derivas laterales.
- Concentración de daño en el dispositivo, preservando el resto de elementos estructurales.
- Geometría simple y económica en comparación con otros sistemas.
- Sustitución sencilla de las placas afectadas después de un evento sísmico.

De acuerdo con Caballero-castro et al. (2024), Dentro de las limitaciones, se debe considerar que su efectividad disminuye en estructuras de gran altura o con irregularidades marcadas, además su desempeño óptimo depende de un diseño y modelación adecuados.

### **2.1.3.3 Modelado numérico en ingeniería sísmica, modelos constitutivos y materiales**

La asignación de propiedades mecánicas a los elementos estructurales constituye un aspecto fundamental en el modelado numérico de estructuras, particularmente cuando se busca simular el comportamiento no lineal bajo solicitaciones sísmicas. En los análisis inelásticos, tanto estáticos como dinámicos, la precisión en la definición del comportamiento constitutivo de los materiales permite representar con mayor realismo los fenómenos de fisuración, plastificación, ablandamiento y acumulación de daño. En este contexto, resulta necesario emplear modelos que reflejen adecuadamente las características del concreto confinado y del acero de refuerzo cuando son sometidos a cargas cíclicas, así como también los materiales y modelos que representan los dispositivos de reforzamiento estructural. Para la presente investigación, los modelos no lineales fueron implementados en la plataforma de simulación estructural OpenSeesPy, seleccionando formulaciones ampliamente reconocidas por su validez experimental y capacidad predictiva. A continuación, se presentan los modelos constitutivos utilizados para el concreto y el acero de

refuerzo, así como para los dispositivos del reforzamiento estructural, junto con sus fundamentos teóricos y parámetros representativos.

### Modelo constitutivo del concreto: Mander et al (1984)

El modelo de esfuerzo deformación desarrollado por Mander, Priestley y Park (1988) es ampliamente reconocido por captar de forma eficaz el comportamiento en compresión del concreto confinado, particularmente en columnas reforzadas con estribos o espirales. Este modelo uniaxial se fundamenta en una adaptación de la ecuación de Popovics (1973), formulando una curva tensión-deformación que describe tanto la fase elástica como la fase post pico, incluyendo el efecto del confinamiento transversal, como se muestra en la Figura 8. El material que cuenta con confinamiento adquiere una mayor resistencia máxima y ductilidad, en comparación con el concreto sin refuerzo transversal. De acuerdo con este modelo, se definen los parámetros relevantes para esta investigación:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^{r'}} \quad (2)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right], \quad (3)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}, \quad (4)$$

donde:

$f_c$ : esfuerzo a la compresión del hormigón confinado.

$x = \varepsilon_c / \varepsilon_{cc}$ : deformación relativa normalizada.

$f'_{cc}$ : resistencia máxima a la compresión del concreto confinado.

$r = E_c / (E_c - E_{sec})$ : parámetro de forma.

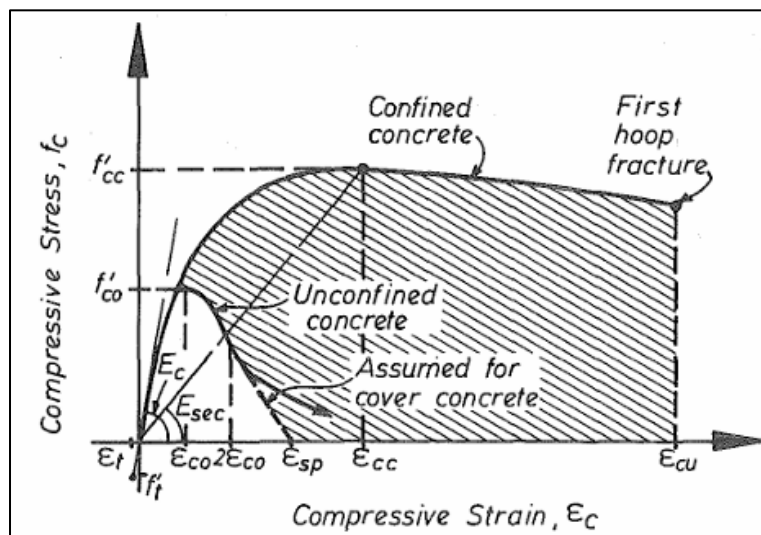
$f'_{co}$ : resistencia máxima a la compresión del concreto no confinado.

$E_{sec} = f'_{cc} / \epsilon_{cc}$ : módulo de secante hasta el pico de carga.

$\epsilon_{co} = 0.002$ : deformación del concreto no confinado en la resistencia a la compresión máxima.

### Figura 8

*Modelo de esfuerzo-deformación propuesto para carga monótona del concreto confinado y no confinado*



*Fuente.* Tomado de Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). \*Theoretical stress-strain model for confined concrete\*. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))

Adicionalmente, Mander et al. (1998) señalan que, en las secciones de concreto reforzado con estribos rectangulares, la distribución de los esfuerzos de confinamiento es desigual, especialmente en presencia de zonas ineficazmente confinadas. Estas zonas aparecen por el pandeo de las barras longitudinales y transversales entre estribos, lo cual genera una acción de arco que se presenta mediante parábolas de segundo grado con un ángulo de  $45^\circ$ . Esta distribución geométrica genera áreas dentro del núcleo de concreto que no están confinadas de manera efectiva, lo que disminuye la eficiencia del refuerzo transversal.

Para cuantificar esta pérdida de efectividad, se considera el área ineficaz confinada  $A_i$ , calculada como la suma de las áreas de parábolas entre barras longitudinales adyacentes:

$$A_i = \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6}, \quad (5)$$

donde,  $w'_i$  es la distancia libre entre barras longitudinales consecutivas. Al restar este valor del área del núcleo delimitada por los estribos, se obtiene el área efectivamente confinada  $A_e$ , expresada como:

$$A_e = (b_c d_c - A_i) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right), \quad (6)$$

donde,  $b_c$  y  $d_c$  son las dimensiones del núcleo medidas desde los centros de los estribos y  $s'$  es la separación entre los elementos longitudinales que definen la región de confinamiento. A partir de las definiciones anteriores, se obtiene un coeficiente de efectividad del confinamiento  $k_e$  que ajusta la distribución real del acero transversal rectangular en función del área confinada útil:

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{(w'_i)^2}{6b_c d_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c}\right)}{1 - \rho_{cc}}, \quad (7)$$

donde,  $\rho_{cc}$  es la cuantía de acero longitudinal, que se representa como el cociente entre el área de acero longitudinal y el área del núcleo de concreto confinado.

Por otro lado, los elementos rectangulares pueden tener diferente cantidad de acero en las direcciones principales  $x$  e  $y$ , por tal razón las cuantías de acero longitudinal se expresan como:

$$\rho_x = \frac{As_x}{s d_c}, \quad (8)$$

$$\rho_y = \frac{As_y}{s b_c}, \quad (9)$$

donde,  $A_{s_x}$  y  $A_{s_y}$  son las áreas totales de las barras transversales en las direcciones x e y,  $s$  es la separación vertical de entre estribos y  $b_c$  y  $d_c$  son las dimensiones del núcleo confinado.

Luego, la tensión lateral de confinamiento desarrollada por el refuerzo transversal en cada dirección es:

$$f l_x = \frac{A_{s_x}}{s d_c} f_{yh} = \rho_x f_{yh}, \quad (10)$$

$$f l_y = \frac{A_{s_y}}{s b_c} f_{yh} = \rho_y f_{yh}, \quad (11)$$

donde,  $f_{yh}$  es el esfuerzo de fluencia del acero transversal. Empleando las tensiones laterales se determinan las tensiones laterales efectivas para cada dirección como:

$$f' l_x = k_e \rho_x f_{yh}, \quad (12)$$

$$f' l_y = k_e \rho_y f_{yh}, \quad (13)$$

Finalmente, con el cociente entre las tensiones laterales efectivas y la resistencia a la compresión del concreto  $f'_{co}$  se ingresa al gráfico de la Figura 9 y se obtiene el coeficiente de Mander ( $k$ ) para obtener el valor de la resistencia a la compresión del concreto confinado con la siguiente expresión:

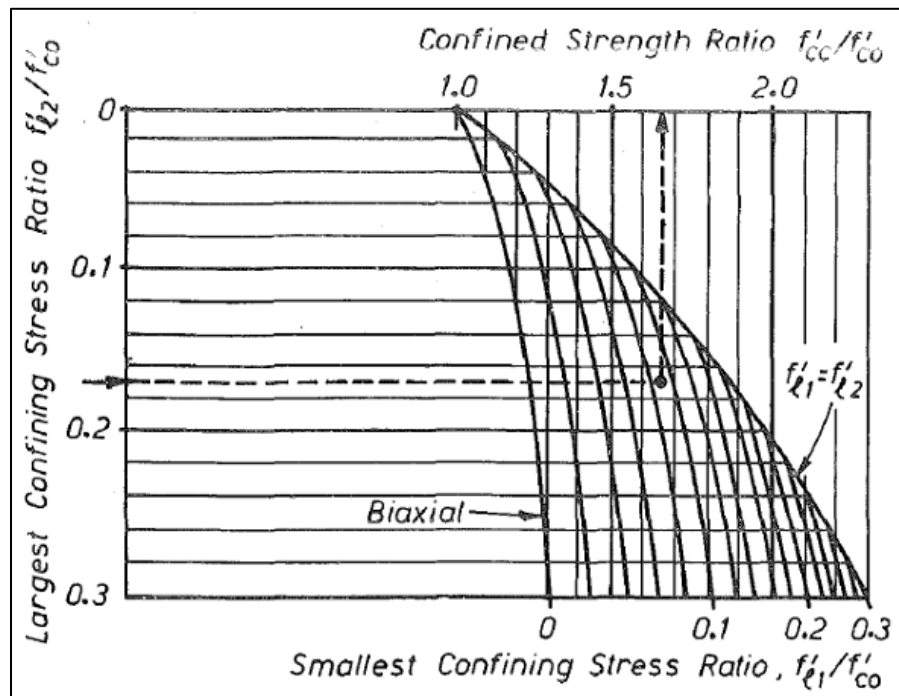
$$f'_{cc} = k f'_{co} \quad (14)$$

Con estos parámetros, se emplea la ecuación 15 y se obtiene la deformación unitaria del concreto confinado, que servirán como datos de entrada para la regularización del material.

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right] \quad (15)$$

**Figura 9**

*Determinación de la resistencia confinada a partir de las tensiones de confinamiento lateral para secciones rectangulares*



*Fuente.* Tomado de Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). \*Theoretical stress-strain model for confined concrete\*. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))

### **Regularización de la respuesta post pico del concreto: Coleman y Spacone (2001)**

El análisis estructural de elementos con formulación basada en fuerza, constituyen una herramienta robusta para el análisis no lineal de estructuras de concreto reforzado. Esta formulación permite representar con precisión la distribución de fuerzas internas a lo largo del elemento, cumpliendo de forma exacta con las condiciones de equilibrio. A diferencia de la formulación basada en desplazamientos, los campos de fuerza interna se interpolan directamente a partir de las fuerzas nodales. El enfoque basado en fuerzas reduce la cantidad de grados de libertad necesarios para representar el comportamiento estructural.

Cada sección transversal del elemento se representa mediante un modelo tipo fibra, en el cual el concreto y el acero de refuerzo se discretizan en fibras uniaxiales con sus respectivas leyes constitutivas. Este enfoque permite capturar el comportamiento no lineal del concreto confinado y no confinado, así como la plastificación del acero. Para el concreto confinado, se emplea comúnmente la ley de Kent y Park (1971), como se muestra en la Figura 10, mientras que el acero se modela utilizando la ley de Menegotto y Pinto (1973).

La integración de la respuesta a lo largo del elemento se realiza mediante un esquema de cuadratura de Gauss Lobatto, que ubica los puntos de integración en los extremos del elemento. Esta característica es particularmente importante en estructuras sismorresistentes, ya que las bisagras plásticas tienden a formarse precisamente en dichas regiones. No obstante, esta misma propiedad puede dar lugar a problemas de localización de deformaciones cuando se presenta una respuesta perfectamente plástica o con ablandamiento en las secciones. En elementos con materiales frágiles o en estructuras con altos niveles de carga axial, como columnas de concreto reforzado, la respuesta no lineal tiende a concentrarse en regiones localizadas, generando un comportamiento altamente sensible al número de puntos de integración utilizados. En casos con respuesta perfectamente plástica o descendente, la curvatura inelástica se concentra en un único punto de integración extremo, causando una pérdida de objetividad en la predicción de curvaturas, rotaciones plásticas y desplazamientos finales (Coleman & Spacone, 2001).

Este comportamiento indeseado afecta tanto los resultados a nivel de sección como la respuesta global del sistema, introduciendo errores significativos en las curvas fuerza desplazamiento y en los análisis de desempeño estructural. Por lo tanto, para restablecer la objetividad de la respuesta post pico, Coleman y Spacone (2001) proponen una técnica de

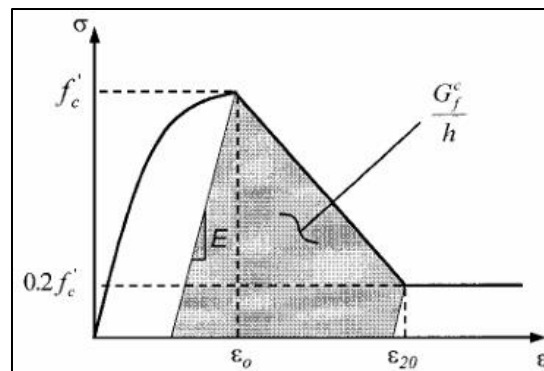
regularización basada en la conservación de la energía de fractura en compresión  $G_f^c$ . Este criterio se define como:

$$G_f^c = h \int \sigma d\epsilon_i = L_{IP} \int \sigma d\epsilon_i, \quad (16)$$

donde,  $\sigma$  es el esfuerzo de compresión,  $\epsilon_i$  es la deformación inelástica post pico,  $L_{IP}$  es la longitud del punto de integración de ablandamiento.

### Figura 10

*Curva esfuerzo-deformación del concreto según el modelo de Kent-Park (1971), incluyendo el concepto de energía de fractura constante*



*Fuente.* Tomado de Coleman, J., & Spacone, E. (2001). Localization issues in force-based frame elements. *Journal of Structural Engineering*, 127(11), 1257-1265.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2001\)127:11\(1257\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:11(1257))

Como se muestra en la Figura 10, en el modelo constitutivo de Kent y Park (1971), cuya rama descendente es lineal y se extiende hasta alcanzar el 20% de la resistencia máxima  $f'_c$ , la deformación terminal  $\epsilon_{20}$  se ajusta de manera que se conserve la energía de fractura en compresión  $G_f^c$  cumpliendo así con el criterio de la energía constante, esta deformación se expresa como:

$$\epsilon_{20} = \frac{G_f^c}{0.6f'_c L_{IP}} - \frac{0.8f'_c}{E} + \epsilon_0, \quad (17)$$

donde:

$f'_c$ : resistencia máxima del concreto en compresión

$\epsilon_0$ : deformación correspondiente a la resistencia máxima del concreto en compresión

E: módulo de elasticidad del concreto

Este procedimiento permite mantener la consistencia energética entre modelos con diferente discretización, garantizando una respuesta objetiva en las curvas fuerza-desplazamiento, así como en los análisis pushover y dinámicos no lineales, esenciales para la estimación de curvas de capacidad, de curvas de fragilidad y la evaluación de probabilidades de colapso.

En casos donde se requiera evaluar de forma precisa la curvatura máxima o la rotación plástica para fines normativos o comparaciones experimentales, puede considerarse una técnica adicional de escalamiento geométrico de curvatura. Esta metodología permite ajustar las deformaciones calculadas a partir de relaciones geométricas entre desplazamientos y longitudes efectivas de bisagra. Sin embargo, dado que el presente estudio se enfoca en la respuesta global y no en parámetros seccionales locales, no se adopta dicha técnica como parte del proceso de modelado.

### **Modelo constitutivo del acero con pandeo postfluencia: enfoque de Dhakal y Maekawa (2002)**

El comportamiento postfluencia de las barras de refuerzo sometidas a compresión es de particular interés en el análisis no lineal de estructuras de concreto armado, especialmente cuando se consideran demandas sísmicas intensas que inducen grandes deformaciones inelásticas. En este contexto, Dhakal y Maekawa (2002) propusieron un modelo constitutivo para representar el ablandamiento asociado al pandeo local de las barras longitudinales, fenómeno que ocurre tras la fluencia cuando las deformaciones compresivas superan ciertos umbrales críticos. A diferencia de

la respuesta en tracción en la que no se desarrollan deformaciones laterales relevantes, el comportamiento en compresión se ve afectado por una pérdida progresiva de rigidez y resistencia promedio, originada por los efectos combinados de la inestabilidad geométrica y la no linealidad constitutiva del material.

A partir de un análisis por elementos finitos utilizando la técnica de fibras en el software tridimensional Concrete Model in 3D (COM3), los autores demostraron que la relación esfuerzo deformación promedio en compresión depende esencialmente del producto de la esbeltez geométrica de la barra ( $L/D$ ) y la raíz cuadrada de la resistencia a la fluencia  $f_y$ , expresado como:

$$FDL = \frac{L}{D \sqrt{\frac{f_y}{100}}}, \quad (18)$$

donde,  $D$  es el diámetro del elemento y  $L$  es la longitud libre para pandearse.

Este parámetro unifica la influencia de la longitud, el diámetro y la resistencia del acero, y controla de manera integral el comportamiento promedio postfluencia, incluyendo el momento de inicio del ablandamiento, la pendiente descendente asociada al pandeo y el valor residual de resistencia compresiva. Con base en extensivos estudios paramétricos desarrollados por Dhakal y Maekawa (2002), se identificó que, tras la fluencia, la respuesta promedio difiere significativamente de la respuesta local debido a la distribución no uniforme de deformaciones en la sección transversal, producto de la curvatura inducida por la inestabilidad lateral. La interacción entre fibras sometidas a endurecimiento y descarga da lugar a una reducción en el esfuerzo promedio, fenómeno que no puede ser representado adecuadamente si se emplea un modelo constitutivo punto a punto.

Para representar este mecanismo, los autores propusieron un modelo de tres tramos. El primer tramo corresponde al comportamiento elástico lineal del acero, desde el origen hasta la

deformación de fluencia  $\varepsilon_y$ , con pendiente igual al módulo de elasticidad  $E_s$ . El segundo tramo describe el incremento del esfuerzo promedio hasta un punto intermedio definido por las coordenadas  $(\varepsilon^*, \sigma^*)$ , donde se inicia la degradación, este tramo se expresa como:

$$\frac{\sigma}{\sigma_l} = 1 - \left(1 - \frac{\sigma^*}{\sigma_l^*}\right) \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_y}{\varepsilon^* - \varepsilon_y}\right), \text{ para } \varepsilon_y < \varepsilon \leq \varepsilon^*, \quad (19)$$

donde:

$\sigma$ : esfuerzo promedio de la barra de refuerzo en la sección transversal.

$\sigma^*$ : esfuerzo promedio en el punto intermedio.

$\sigma_l$ : esfuerzo local correspondiente a la deformación  $\varepsilon$ , según la curva constitutiva punto a punto (sin considerar efectos de pandeo).

$\sigma_l^*$ : esfuerzo local correspondiente a la deformación  $\varepsilon^*$ .

$\varepsilon_y$ : deformación unitaria de fluencia del acero.

$\varepsilon^*$ : deformación unitaria promedio en el punto donde comienza la degradación significativa del esfuerzo promedio.

$\varepsilon$ : deformación unitaria promedio.

Superado este punto del primer tramo, el esfuerzo promedio decrece linealmente con una pendiente negativa constante de aproximadamente el 2% del módulo de elasticidad, como se muestra en la siguiente expresión:

$$\sigma = \sigma^* - 0.02E_s(\varepsilon - \varepsilon^*), \quad \text{para } \varepsilon > \varepsilon^*, \quad (20)$$

Asegurando que  $\sigma \geq 0.2f_y$  sea el límite inferior de resistencia post pandeo como se muestra en la Figura 11. La deformación y el esfuerzo en el punto intermedio se determinan a partir de las relaciones empíricas basadas en simulaciones, expresadas como:

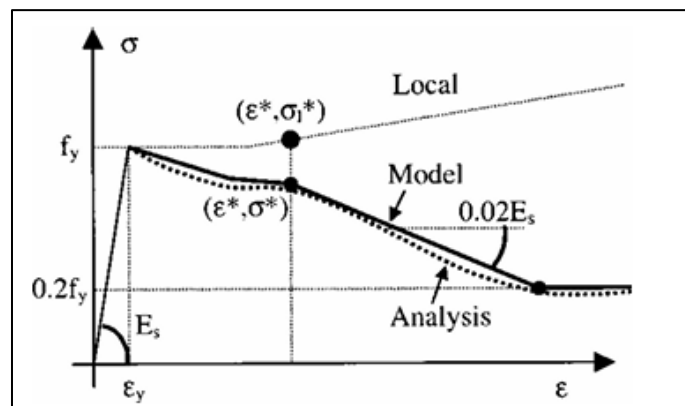
$$\frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_y} = 55 - 22.3 \sqrt{\frac{f_y}{100} \cdot \frac{L}{D}}; \quad \frac{\varepsilon^*}{\varepsilon_y} > 7, \quad (21)$$

$$\frac{\sigma^*}{\sigma_{*l}} = \alpha \left( 1.1 - 0.016 \sqrt{\frac{f_y}{100} \cdot \frac{L}{D}} \right); \quad \sigma^* \geq 0.2f_y, \quad (22)$$

donde,  $\alpha$  es un coeficiente que depende de mecanismo de endurecimiento del acero, es decir, para un comportamiento elástico perfectamente plástico  $\alpha=0.75$  mientras que para un acero con endurecimiento lineal  $\alpha=1.0$ . En un caso general, se recomienda seleccionar un valor entre ambos extremos, según la pendiente del tramo de endurecimiento y su duración relativa. Esta formulación permite modelar adecuadamente el comportamiento promedio de barras con diversas características mecánicas y geométricas. La representación del modelo de los autores y la obtención de las coordenadas de punto intermedio se muestran en la Figura 11 y Figura 12 respectivamente.

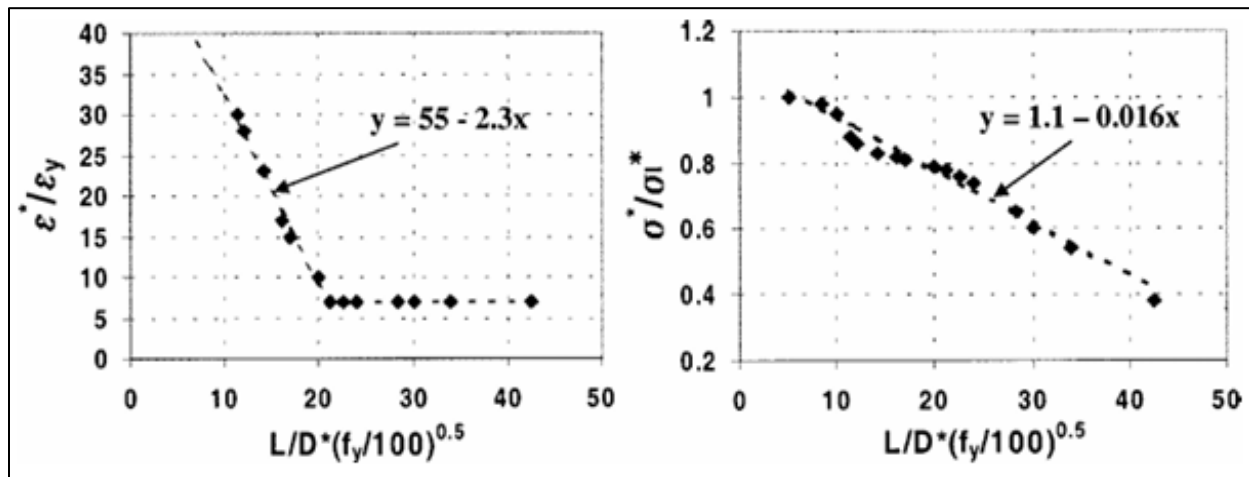
**Figura 11**

*Modelo esfuerzo deformación propuesto por Dhakal y Maekawa*



*Fuente.* Tomado de Dhakal, R. P., & Maekawa, K. (2002). Modeling for postyield buckling of reinforcement. *Journal of Structural Engineering*, 127(11), 128(9), 1139–1147.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:9\(1139\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:9(1139))

**Figura 12***Determinación de las coordenadas del punto intermedio*

*Fuente.* Tomado de Dhakal, R. P., & Maekawa, K. (2002). Modeling for postyield buckling of reinforcement. *Journal of Structural Engineering*, 127(11), 128(9), 1139–1147.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:9\(1139\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:9(1139))

Para casos de carga cíclica, el modelo monótonico se complementa con el enfoque de Giuffré–Menegotto–Pinto, considerando una rigidez de recarga degradada y transiciones suavizadas, tal como ha sido observado experimentalmente. Este modelo incorpora una función de transición controlada por un parámetro  $R$ , determinado a partir de constantes calibradas empíricamente:  $R_0=20$ ,  $a_1=18.5$  y  $a_2=0.15$ . Con estas adiciones, el modelo permite representar la respuesta promedio del acero durante ciclos de carga y descarga, incluyendo la pérdida de resistencia en compresión tras grandes deformaciones a tracción.

La validez del modelo fue verificada mediante comparación con resultados experimentales provenientes de ensayos de compresión monótonica y cíclica en barras de acero con distintas esbelteces, así como con microanálisis numéricos realizados bajo diferentes condiciones de endurecimiento. En todos los casos, el modelo propuesto mostró una excelente correlación con los

datos disponibles, demostrando su aplicabilidad para modelar el pandeo postfluencia en simulaciones estructurales no lineales de alta fidelidad (Dhakal, 2002).

En el presente trabajo, este modelo constitutivo fue adoptado para representar el comportamiento del acero longitudinal en elementos estructurales del edificio educativo bajo estudio. Su implementación permite capturar los efectos de degradación de rigidez y resistencia media inducidos por el pandeo local, lo cual resulta esencial para estimar con mayor precisión la capacidad residual, la evolución del daño acumulado y la respuesta estructural bajo excitaciones sísmicas intensas. Esta representación refinada del acero es, por tanto, un componente clave en la evaluación del desempeño sísmico del edificio y en la posterior formulación de estrategias de reforzamiento.

#### **Modelo constitutivo para los Buckling Restrained Braces (BRB)**

En el modelado no lineal, la representación del BRB requiere capturar la respuesta histerética bilineal con endurecimiento asimétrico y efectos de fatiga de bajo número de ciclos. Zsarnóczy (2013) propone el uso del material *Steel4* de OpenSees, calibrado con ensayos experimentales, complementado con un material de fatiga (*Fatigue*) para simular la degradación acumulativa.

#### ***Material Steel4***

Según la documentación oficial de OpenSees, *Steel4* es un modelo uniaxial para acero con endurecimiento cinemático e isotrópico combinado, formulado a partir de Menegotto–Pinto (Menegotto & Pinto, 1973), con capacidad de ajuste a respuestas asimétricas en tracción y compresión (OpenSees, s.f.; Zsarnóczy, 2013, p49). Los parámetros relevantes se presentan en la Tabla 1.

**Tabla 1***Parámetros de Steel04 para modelado de BRB*

<b>Parámetro</b>	<b>Descripción</b>
fy	Resistencia a la fluencia (MPa)
E <sub>0</sub>	Módulo de elasticidad inicial (MPa)
kin	Parámetros de endurecimiento cinemático: b, R <sub>y</sub> , R <sub>1</sub> , R <sub>2</sub>
iso	Parámetros de endurecimiento isotrópico: b <sub>iso</sub> , b <sub>iso,u</sub> , ρ <sub>iso</sub> , I <sub>y</sub>
ult	Parámetros de resistencia última: f <sub>u</sub> , R <sub>u</sub>

*Nota.* La calibración de estos parámetros se realiza con base en ensayos experimentales y permite reproducir la respuesta bilineal y el endurecimiento adicional en compresión característico de los BRBs.

De acuerdo a Zsarnóczay (2013), los valores recomendados para la calibración del Steel04 en BRBs, derivados de ensayos de 21 especímenes, se muestra en la Tabla 2.

Los valores de la Tabla 2, en particular, A<sub>y</sub>, γ<sub>m,ov</sub> y f<sub>DM</sub>, se definen de la siguiente manera:

A<sub>y</sub>: área de sección transversal del BRB.

γ<sub>m,ov</sub>: factor de sobrerresistencia del material, definido como el cociente entre el valor de esfuerzo de fluencia promedio calculado mediante ensayos experimentales y el valor de esfuerzo de fluencia nominal, como se muestra en la siguiente expresión:

$$\gamma_{m,ov} = \frac{f_{y_{mean}}}{f_{y_{nominal}}} \quad (23)$$

f<sub>DM</sub>: factor de modificación de daño. Este parámetro se obtiene como la relación ente la longitud total del BRB y la longitud de fluencia y se expresa matemáticamente como se muestra en la siguiente expresión:

$$f_{DM} = \frac{L_{TOTAL}}{L_{yielding}} \quad (24)$$

**Tabla 2***Parámetros recomendados para el modelado numérico de BRBs*

	tension	compression
$E_0$		$E_s \cdot f_{SM}$
$f_y$		$\gamma_{m,ov} \cdot f_{y,k}$
$f_u$	$1.65 \cdot f_y$	$2.50 \cdot f_y$
kinematic hardening		
$b$	0.4%	2.5%
$R_y$		25.0
$r_1$		0.91
$r_2$		0.15
$R_u$		2.0
isotropic hardening		
$b_{iso}$	1.5%	1.3%
$b_{iso,u}$	$0.06 + 0.02 \frac{600}{A_y [mm^2]}$	[%] (34)
$\rho_{iso}$	$1.15 + 0.45 \frac{600}{A_y [mm^2]}$ (35)	$0.85 + 0.25 \sqrt{\frac{600}{A_y [mm^2]}}$ (36)
$R_{iso}$		3.0
$l_y$		1.0
fatigue		
$m$		-0.400
$\epsilon_0$		$\frac{0.14 + 0.4 (\gamma_{m,ov} - 1.1)}{f_{DM}}$ (37)

Fuente. Tomado de Zsarnóczy, Á. (2013). *Experimental and numerical investigation of buckling restrained braced frames for Eurocode conform design procedure development* (Tesis doctoral). Budapest University of Technology and Economics. ProQuest Dissertations & Theses.

### **Material Fatigue**

El material *Fatigue en OpenSees* implementa un conteo de ciclos tipo *rainflow* y la regla de daño de Miner (Miner, 1945). Cuando el daño acumulado alcanza la vida útil debido a la fatiga, el material pierde completamente la capacidad resistente (OpenSees, s.f.). En el modelado de BRBs, se define como un material envolvente que actúa sobre Steel4 para simular la degradación observada bajo historias de carga con amplitudes variables. Como datos de entrada, la función recibe los parámetros de la Tabla 3.

**Tabla 3***Parámetros de entrada del material Fatigue*

<b>Parámetro</b>	<b>Descripción</b>
$E_0$	Valor de deformación en la que un ciclo provoca falla (0.191)
$m$	Pendiente de la curva Coffin-Manson en el espacio logarítmico
mín	Valor mínimo global de deformación o tensión
Máx	Valor máximo global de deformación o tensión

Los valores de pendiente ( $m$ ), además de los valores min y máx ( $-\epsilon_0$  y  $+\epsilon_0$ , respectivamente), se obtienen de la Tabla 2. La calibración conjunta de Steel04 y Fatigue permite reproducir el ciclo de histéresis, el endurecimiento asimétrico y la degradación por fatiga de los BRBs bajo cargas sísmicas no estacionarias, tal como se plantea en Zsarnóczay (2013) y como se implementa en modelos IDA y pushover en OpenSeesPy.

### **Modelo constitutivo para los dispositivos tipo TADAS**

En el modelado numérico de dispositivos TADAS, es fundamental definir correctamente sus propiedades geométricas y mecánicas, seleccionar el tipo de elemento que mejor represente su comportamiento y adoptar un modelo constitutivo que reproduzca de manera realista la respuesta histerética observada en ensayos experimentales.

De acuerdo con Caballero Castro et al. (2024), la caracterización geométrica de las placas triangulares que incluye su altura, base, espesor, número de placas y disposición en el marco, junto con las propiedades del acero como el módulo de elasticidad, resistencia a la fluencia y relación de endurecimiento, permiten estimar la rigidez inicial, la fuerza de fluencia y la ductilidad del dispositivo. Estos parámetros constituyen la base para su implementación en modelos de análisis no lineal.

En plataformas como OpenSeesPy, los elementos estructurales que componen el sistema de disipación tipo TADAS, se definen por separado. Las diagonales del arriostramiento se

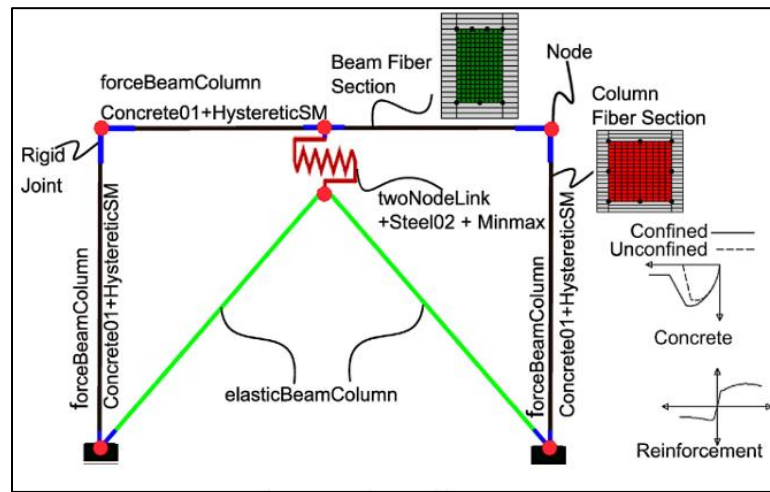
restringen a un comportamiento elástico, a través de elementos tipo *elasticBeamColum*, definidos a partir del área de sección transversal  $A_{brace}$  y el módulo de elasticidad del acero  $E_s$ .

Por su parte, los TADAS se representan mediante elementos de enlace tipo *twoNodeLink*, que concentran la respuesta no lineal entre dos nodos del modelo y permiten asociar un material uniaxial calibrado y especificar la dirección de actuación del dispositivo. Este planteamiento diferenciador entre diagonales elásticas y disipadores no lineales, facilita que la disipación de energía se concentre en los TADAS, manteniendo el comportamiento elástico de los elementos de soporte, y permitiendo controlar con precisión la interacción fuerza contra desplazamiento en el análisis no lineal.

El material *Steel02*, basado en la formulación Giuffré–Menegotto–Pinto (Menegotto & Pinto, 1973) con endurecimiento isotrópico, ha demostrado ser adecuado para capturar el comportamiento cíclico estable y la transición suave entre fases elásticas y plásticas. Los parámetros de este modelo incluyen la rigidez inicial, la resistencia de fluencia, la razón de endurecimiento postfluencia y factores de transición, todos ellos definidos a partir de las ecuaciones de dimensionamiento propuestas por Caballero-Castro et al. (2024). Para representar el límite de desplazamiento y simular la falla por deformaciones excesivas, se emplea adicionalmente el material *MinMax* disponible en OpenSees, lo que permite que el análisis considere tanto la fase operativa como la degradación del dispositivo. En la Figura 13, se muestra el modelo del dispositivo TADAS en OpenSees y en la Tabla 4, tomada de Caballero-Castro et al. (2024), se resume las expresiones utilizadas para calcular las propiedades del dispositivo TADAS a partir de la geometría y características del material, constituyendo una guía práctica para la asignación de propiedades en el modelado numérico.

**Figura 13**

*Modelo del dispositivo TADAS en OpenSees*



Fuente: Tomado de Caballero-Castro, L. F., Cano-Castaño, H. A., Molina-Herrera, M., Villalba-Morales, J. D., & Arroyo, O. (2024). *Evaluación del factor de modificación de respuesta (R) para estructuras de concreto reforzado y acero equipadas con dispositivos TADAS diseñadas para alta amenaza sísmica en Colombia. Structures, 65, 106748.*  
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.108732>

**Tabla 4**

*Ecuaciones que describen el comportamiento del dispositivo TADAS*

Yield force	Ultimate force	Yield displacement	Ultimate displacement	Stiffness of TADAS plates
$V_{Ty}$	$V_{Tu}$	$\Delta_{Ty}$	$\Delta_{Tu}$	$K_{TADAS}$
$V_{Ty} = \frac{nf_y bt^2}{6h}$	$V_{Tu} = R_t \frac{nf_y bt^2}{4h}$	$\Delta_{Ty} = \frac{f_y h^2}{Et}$	$\Delta_{Tu} = \mu \frac{f_y h^2}{Et}$	$K_{TADAS} = \frac{nEb t^3}{6h^3}$

Fuente: Tomado de Caballero-Castro, L. F., Cano-Castaño, H. A., Molina-Herrera, M., Villalba-Morales, J. D., & Arroyo, O. (2024). *Evaluación del factor de modificación de respuesta (R) para estructuras de concreto reforzado y acero equipadas con dispositivos TADAS diseñadas para alta amenaza sísmica en Colombia. Structures, 65, 106748.*  
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.108732>

## **2.2 Metodología**

La metodología adoptada para el presente trabajo describe de manera secuencial y sistemática las acciones, herramientas y criterios empleados en la evaluación del desempeño estructural y la propuesta de reforzamiento de los edificios de la Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas de la Universidad Industrial.

El desarrollo metodológico integra desde la caracterización inicial mediante ensayos no destructivos, hasta la modelación lineal y no lineal, la formulación y evaluación de sistemas de reforzamiento, y la comparación integral de resultados.

La estructura metodológica se organiza en tres componentes principales: participantes, herramientas y procedimientos, los cuales se describen a continuación.

### ***Participantes***

La investigación fue desarrollada por el autor de este documento, bajo la dirección del director de trabajo de grado y supervisión técnica de profesionales de la ingeniería estructural. La universidad Industrial de Santander, a través de su administración, permitieron el acceso a los planos estructurales, arquitectónicos y la realización de las inspecciones y ensayos in situ.

### ***Herramientas***

En la etapa de ensayos no destructivos se empleó el Ferroskan para verificar el diámetro, espaciamiento y disposición del refuerzo longitudinal y transversal en columnas, contrastando los datos obtenidos con la información contenida en los planos estructurales originales. Adicionalmente, se realizó un ensayo de esclerometría con un Esclerómetro de Schmidt, con el objetivo de estimar indirectamente la resistencia a la compresión del concreto.

Para la modelación y el análisis estructural, se utilizó ETABS en la fase lineal, evaluando derivas, verificando el diseño de los elementos y extrayendo los cortantes basales empleados como

insumo para los modelos no lineales. Estos últimos se desarrollaron en OpenSeesPy, donde se llevaron a cabo análisis pushover, análisis dinámicos incrementales (Incremental Dynamic Analysis, IDA) y la verificación de la sobre resistencia, así como la obtención de curvas de fragilidad. El modelado lineal se realizó conforme a los lineamientos de la NSR-10, mientras que los procedimientos de análisis y evaluación del desempeño estructural se fundamentaron en los criterios del FEMA 356 y ASCE41-17.

### ***Procedimientos***

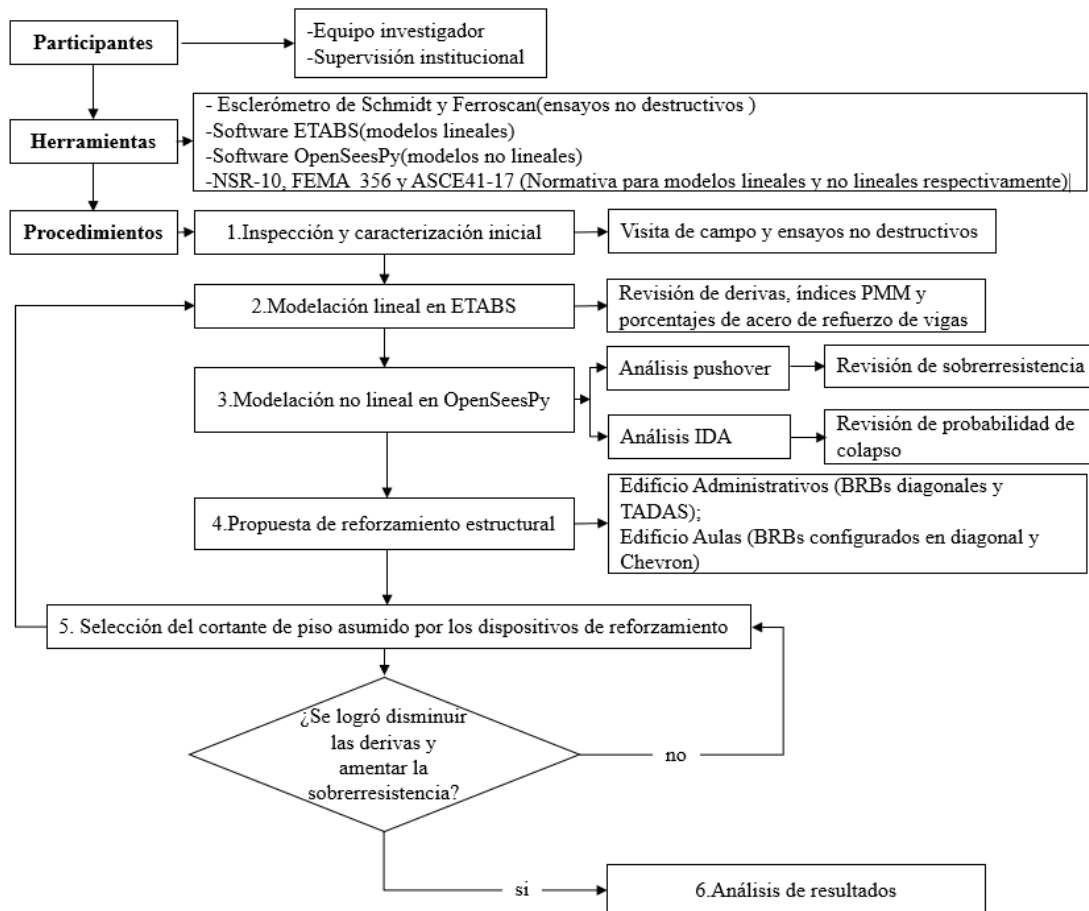
Los procedimientos se describen en seis etapas que se describen a continuación:

1. **Inspección y caracterización inicial:** visita de campo, verificación de las dimensiones de la sección transversal de los elementos estructurales, ejecución de ensayos no destructivos y registro fotográfico.
2. **Modelación lineal en ETABS:** ingreso de la geometría y acero de refuerzo de cada elemento conforme a los planos estructurales, revisión de derivas, índices de interacción carga axial-momento flector (PMM) y porcentaje de acero en las vigas; obtención de cortantes de piso de los pórticos de interés.
3. **Modelación no lineal en OpenSeesPy:** selección de pórticos representativos en direcciones X e Y para cada edificio, ejecución de análisis pushover y análisis dinámico incremental con los registros sísmicos seleccionados, revisión de sobrerresistencia y probabilidad de colapso.
4. **Propuesta de reforzamiento:** implementación de BRBs en configuración diagonal y chevron en el edificio Aulas, y dispositivos TADAS y BRBs diagonales en el edificio Administrativos.

5. **Selección del cortante de piso asumido por los dispositivos de reforzamiento:** incremento gradual de los cortantes de piso asignados a los dispositivos de disipación, modelado en ETABS y evaluación de la reducción de derivas; análisis pushover en OpenSeesPy y verificación de incremento de sobrerresistencia; análisis dinámico y revisión de reducción de la probabilidad de colapso; iteración del procedimiento hasta cumplir criterios de desempeño establecidos.
6. **Análisis de resultados:** comparación de modelos lineales y no lineales, para condiciones con y sin reforzamiento en términos de periodos, derivas, sobre resistencia y probabilidades de colapso.

**Figura 14**

*Esquema general de la metodología empleada en el estudio*



### 2.3 Ensayos no destructivos

Con el objetivo de obtener información precisa sobre las características mecánicas del concreto sin comprometer la integridad estructural, se realizaron ensayos no destructivos de esclerometría y escaneo con Ferroskan. Se contó con el respaldo de la Universidad Industrial de Santander, que facilitó el acceso a los equipos y la logística para la visita de campo. La geometría de la losa de entrepiso, compuesta por una loseta superior e inferior de 5 cm de espesor y viguetas en dos direcciones, impidió la realización de ensayos sobre las vigas principales. Por ello, los exámenes se restringieron a cuatro columnas del primer nivel: dos del edificio de Aulas y dos del edificio Administrativos.

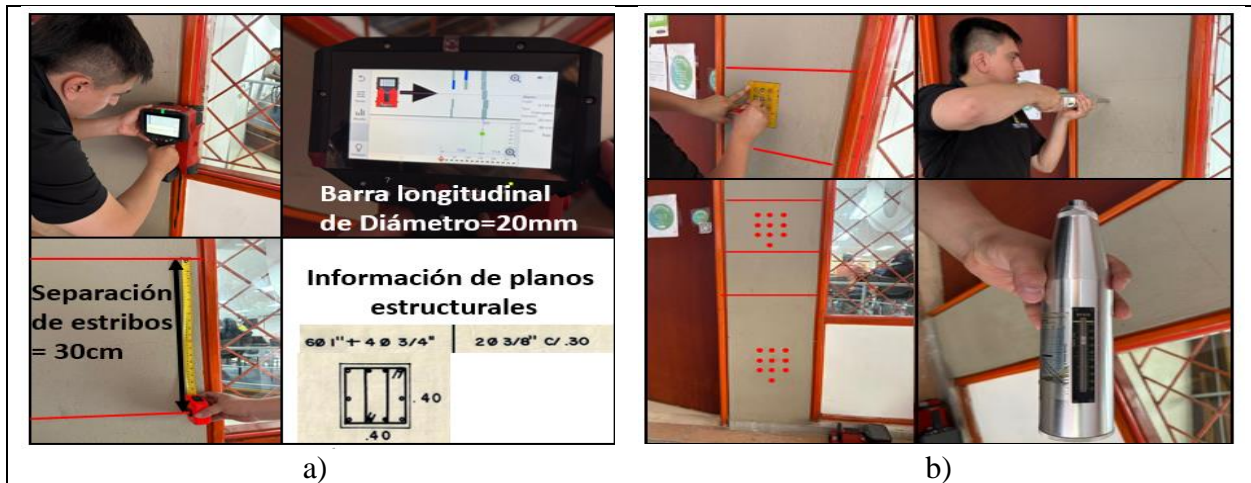
En el caso de la esclerometría, se empleó un Esclerómetro de Schmidt, siguiendo las especificaciones establecidas en la Norma Técnica Colombiana NTC 3692 ( Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (INCONTEC), 1995) y en la ASTM C805 (ASTM International, 2018). Estas normas definen, entre otros aspectos, la cantidad mínima de impactos que deben aplicarse sobre una superficie preparada plana, lisa y sin recubrimientos, para garantizar resultados confiables. Sin embargo, esta última condición no pudo cumplirse, ya que se decidió mantener el recubrimiento original de los elementos para evitar cualquier alteración en su apariencia o posibles incomodidades durante el uso normal de las instalaciones, aun cuando esto no comprometiera directamente su seguridad estructural. Por lo tanto, el ensayo se efectuó aplicando los impactos directamente sobre la superficie existente, permitiendo estimar de manera indirecta la resistencia a compresión del concreto. Los resultados de este ensayo se presentan en la Tabla 5.

Por otra parte, el escaneo con Ferroskan permitió verificar aspectos cruciales para el comportamiento estructural de las columnas: el espaciamiento de los estribos, el diámetro de las

barras longitudinales y transversales, así como la cantidad total de refuerzo presente. A partir de la Figura 15 a la Figura 18 se muestran los ensayos de escáner y esclerometría realizados a las cuatro columnas, su ubicación se puede ver en la Figura 19 y Figura 20, interceptando los ejes con el nombre de la columna.

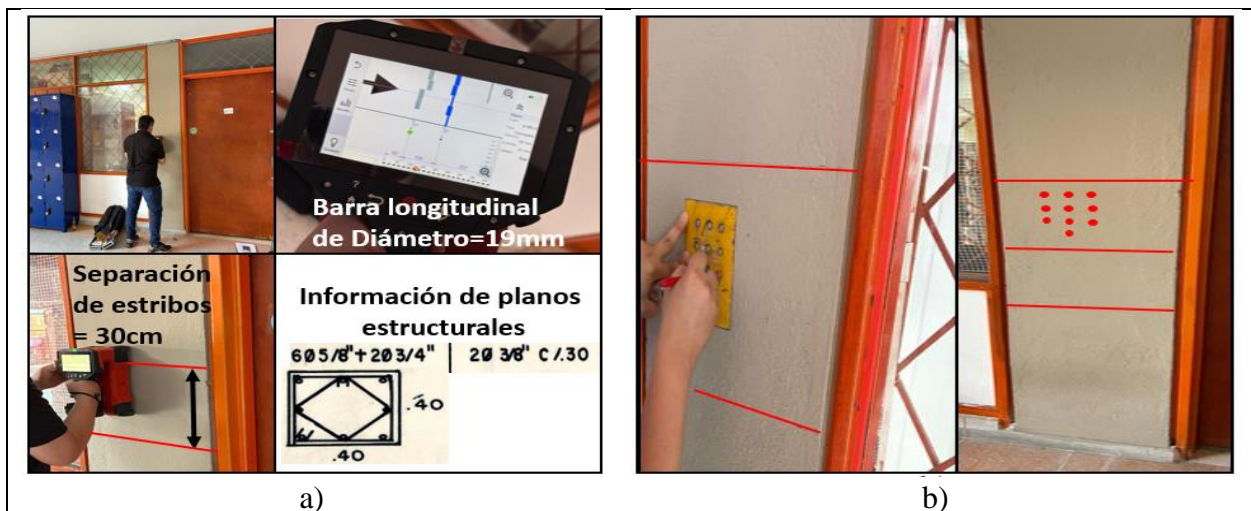
**Figura 15**

*Ensayo N°.1 columna Q8' edificio Aulas. a) Escáner; b) Esclerometría*



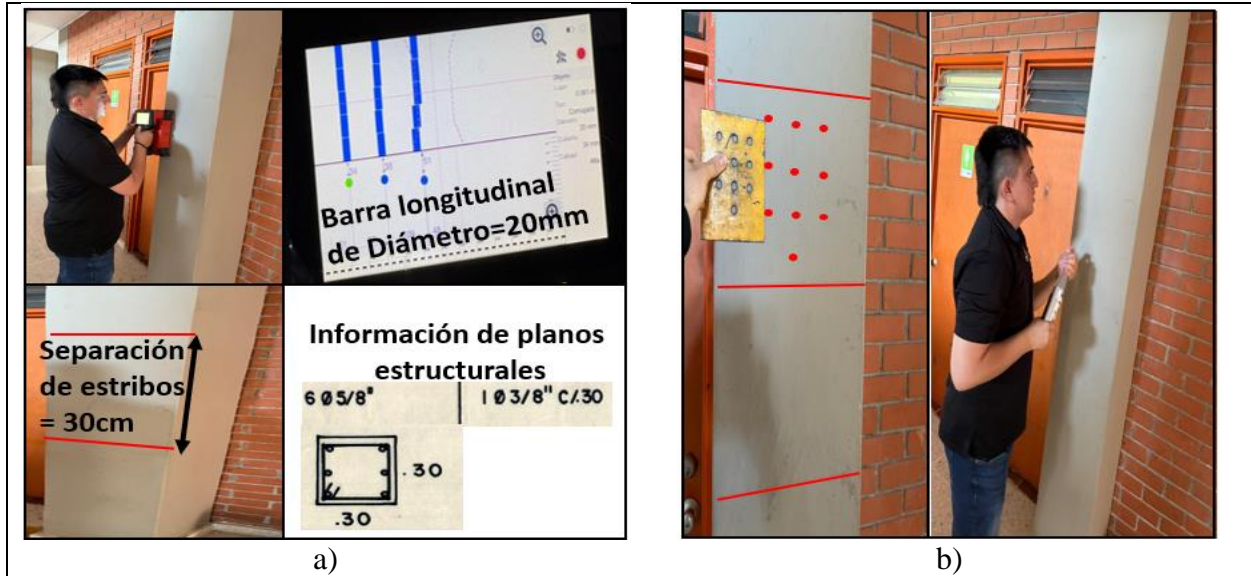
**Figura 16**

*Ensayo N°.2 columna R7' edificio Aulas. a) Escáner; b) Esclerometría*



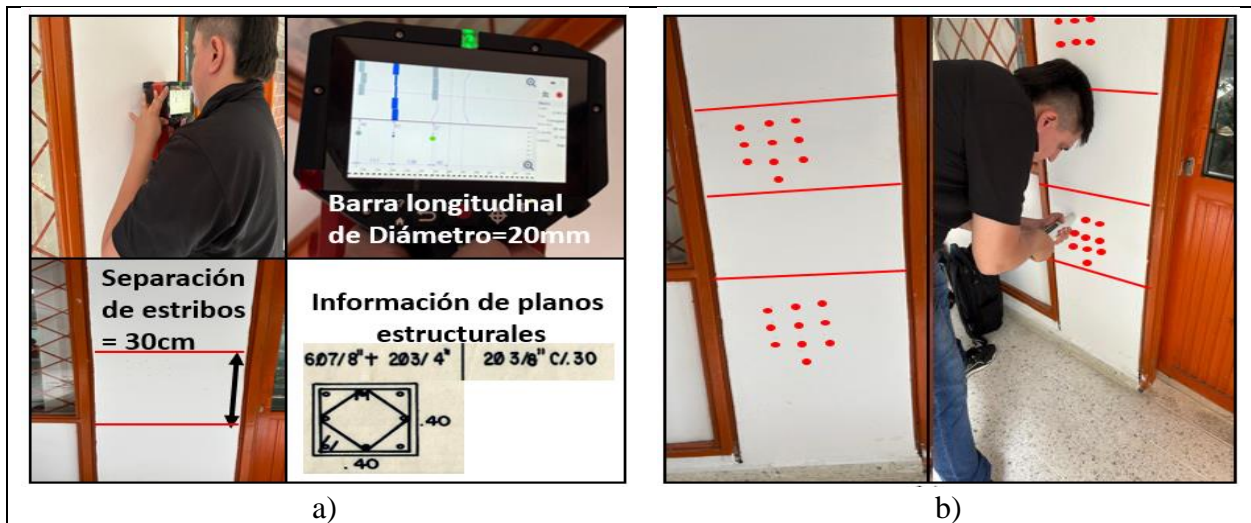
**Figura 17**

*Ensayo N°.3 columna Q'33' edificio Aulas. a) Escáner; b) Esclerometría*



**Figura 18**

*Ensayo N°.4 columna R'2' edificio Administrativos. a) Escáner; b) Esclerometría*



Los diámetros y la cantidad de barras de acero coincidieron con la información consignada en los planos estructurales; asimismo, las dimensiones de las secciones estructurales correspondieron con lo indicado en dichos planos.

**Tabla 5***Promedio de lecturas de cada ensayo de esclerometría*

<b>Ensayo</b>	<b><math>\bar{X}</math> Lectura superior [MPa]</b>	<b><math>\bar{X}</math> Lectura inferior [MPa]</b>
1	30.8	30.1
2	28.1	28.7
3	30.9	30.4
4	37.9	37.7

Como se aprecia en la Tabla 5, los promedios de las lecturas superior e inferior presentan valores similares, lo que sugiere que en la parte inferior de las columnas no se evidencia segregación del concreto. No obstante, es importante precisar que el ensayo de esclerometría, definido en las normas NTC 3692 ( Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (INCONTEC), 1995) y ASTM C805 (ASTM International, 2018), no proporciona de manera directa la resistencia real a compresión del concreto; más bien, entrega un valor referencial que sirve como indicador indirecto del estado del material. En esta investigación, debido a las restricciones establecidas para no intervenir la estructura de forma destructiva, este método constituyó la principal herramienta para estimar la resistencia superficial. Por lo tanto, los valores reportados, aunque superiores a los 21 y 28 MPa indicados en los planos estructurales, deben interpretarse como un orden de magnitud útil para el análisis y no como una medición exacta de la resistencia del concreto.

#### **2.4 Definición de Variables de Modelado Lineal**

Esta investigación tiene como caso de estudio los edificios de la Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas de la Universidad Industrial de Santander, conformados por el edificio de Aulas y el edificio de Administrativos. Ambos fueron diseñados y construidos en el mismo año (1972) y se encuentran separados por una junta de dilatación de 2 cm, por lo que se consideran estructuras independientes desde el punto de vista estructural. El edificio de Aulas presenta tres niveles de

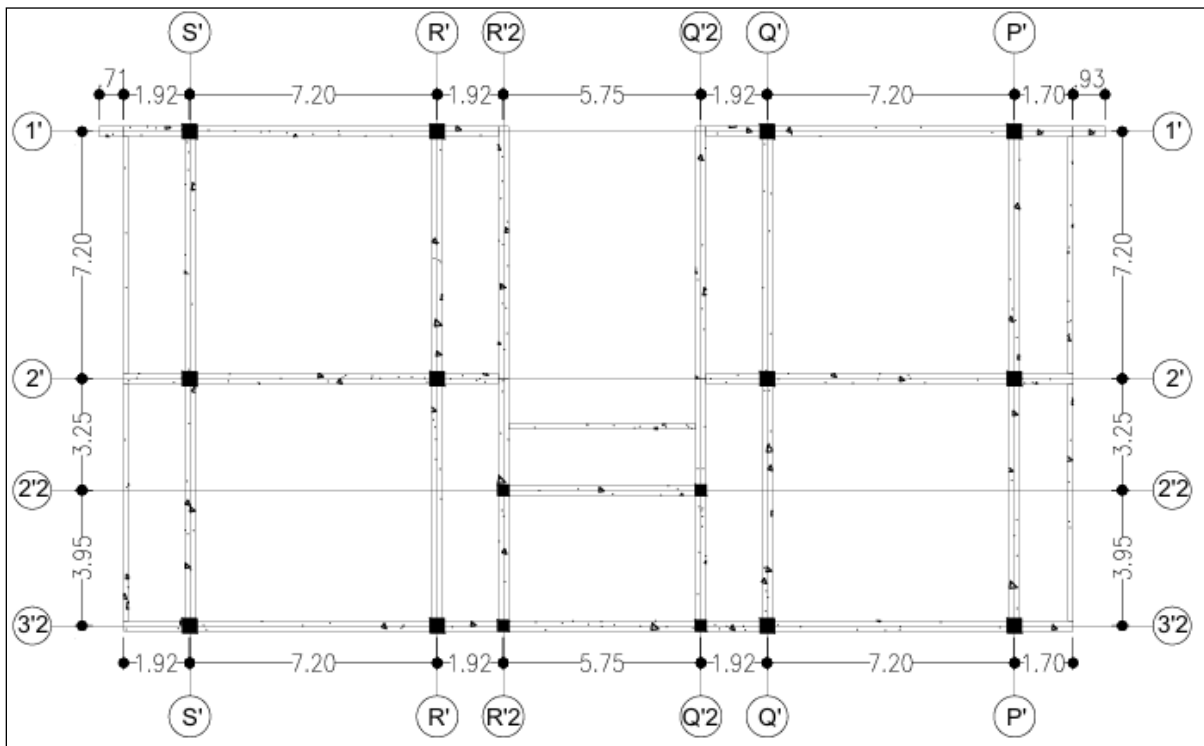
elevación, mientras que el de Administrativos cuenta con dos. En este apartado se describen los parámetros y variables considerados en el modelado estructural, incluyendo la distribución en planta y en altura, materiales, secciones estructurales, parámetros sísmicos, evaluación de cargas y combinaciones de diseño.

**2.4.1 Geometría de las edificaciones**

El desarrollo de esta investigación se basa en los diseños estructurales originales de los edificios, elaborados en el año 1972, a partir de los cuales se construyeron los modelos de análisis. En la Figura 19 y Figura 20 se muestran las configuraciones en planta del segundo nivel para los edificios Administrativos y Aulas. Por otra parte, la Figura 21, presenta dos pórticos con las configuraciones en altura de los edificios en estudio; en el Apéndice A, se indican las configuraciones en planta y altura restantes.

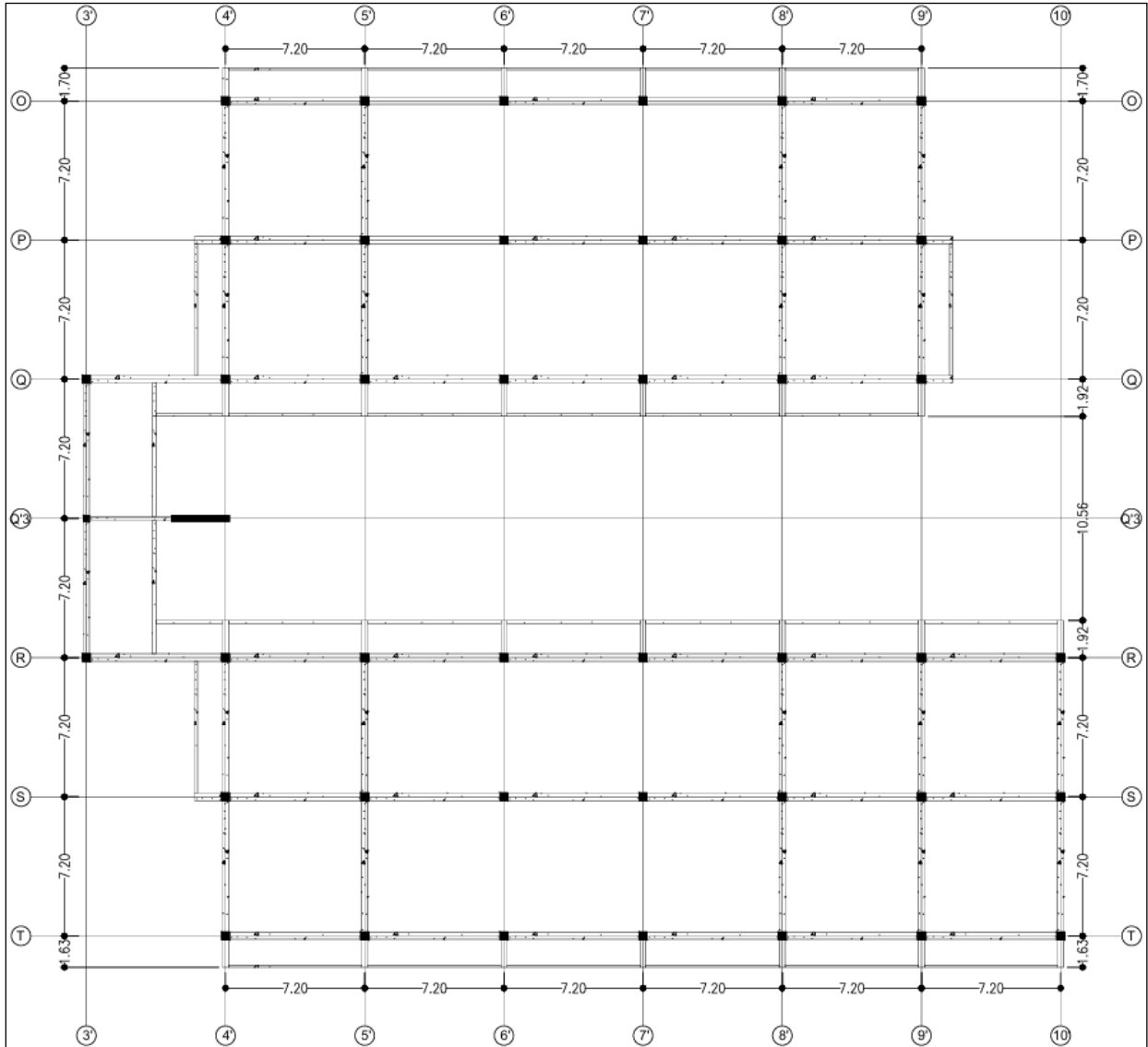
**Figura 19**

*Planta estructural nivel 2, edificio Administrativos*



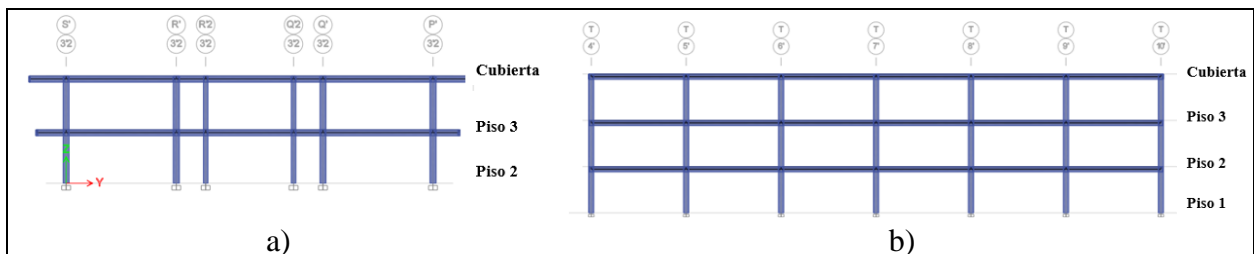
**Figura 20**

*Planta estructural nivel 2, edificio Aulas*



**Figura 21**

*Configuración en altura de edificios. a) Administrativos; b) Aulas*



### 2.4.2 Materiales

Los materiales empleados siguen las especificaciones de los planos estructurales suministrados por la Universidad Industrial de Santander y se describen a continuación:

- Concreto de 21 N/mm<sup>2</sup>.
- Concreto de 28 N/mm<sup>2</sup>.
- Acero de refuerzo ASTM A615 Grado 60.

Los elementos estructurales del edificio Administrativos, solo cuentan con concreto de 21 N/mm<sup>2</sup>, mientras que el edificio de Aulas en las columnas del primer nivel de los ejes S y P (ver Figura 20), cuenta con un concreto de 28 N/mm<sup>2</sup>.

### 2.4.3 Secciones estructurales

De acuerdo a los planos estructurales, los edificios en estudio están constituidos por las secciones estructurales, incluyendo vigas, viguetas y columnas que se indican en la Tabla 6 y Tabla 7. El acero de refuerzo de cada elemento estructural, para los edificios Aulas y Administrativos, se presentan en las tablas A1, A2, A4 y A5 (ver Apéndice A). Por otra parte, la losa de entrepiso está conformada por un sistema aligerado en dos direcciones, en este proyecto se calculó un espesor equivalente de 20 cm para todos los niveles como se muestra en la figura A4 (ver Apéndice A).

**Tabla 6**

*Dimensiones de los elementos estructurales del edificio Administrativos*

<b>Elemento</b>	<b>Base [cm]</b>	<b>Altura [cm]</b>
Viga	30	30
Viga	40	40
Vigueta	10	40
Vigueta	15	40
Columna	30	30
Columna	40	40

**Tabla 7***Dimensiones de los elementos estructurales del edificio Aulas*

<b>Elemento</b>	<b>Base [cm]</b>	<b>Altura [cm]</b>
Viga	20	40
Viga	30	40
Viga	35	40
Viga	40	40
Vigueta	10	40
Vigueta	15	40
Columna	30	30
Columna	40	40

#### **2.4.4 Definición de parámetros sísmicos**

Los parámetros sísmicos empleados en el presente estudio se establecen conforme a lo dispuesto en el Título A del Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), 2010). En la información técnica disponible para las edificaciones analizadas se consigna la capacidad admisible del suelo; sin embargo, no se especifica su clasificación geotécnica según la NSR-10 (tipos A, B, C o D). Por este motivo, se adoptó la tipificación de suelo reportada en la investigación *Reforzamiento estructural de una edificación existente en Colombia mediante un sistema Diagrid* (López Cumplido & Parra Avila, 2022), desarrollada en un edificio ubicado dentro del mismo campus de la Universidad Industrial de Santander. Se reconoce que, según la normativa vigente, cada edificación debería contar con su propio estudio de suelos, dado que las condiciones geotécnicas pueden variar incluso dentro de un mismo predio; no obstante, ante la ausencia de este dato específico, dicha referencia se emplea como la mejor aproximación disponible para el presente análisis. Cabe resaltar que las edificaciones objeto de estudio tienen un uso educativo. Por tanto, conforme a lo establecido en el Artículo A.2.5.1 de la NSR-10 ((AIS), Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010), corresponden al grupo de uso III, (estructuras de atención a la comunidad). No

obstante, en el contexto de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, este grupo de uso no condiciona la amenaza sísmica a la que se ven expuestas las edificaciones. En consecuencia, para los fines de este análisis se ha adoptado el grupo de uso I (estructuras de ocupación normal), al cual le corresponde un coeficiente de importancia igual a 1.0. En la Figura 22 se ilustra el espectro de diseño empleado en los análisis y en la Tabla 8, los parámetros para su construcción.

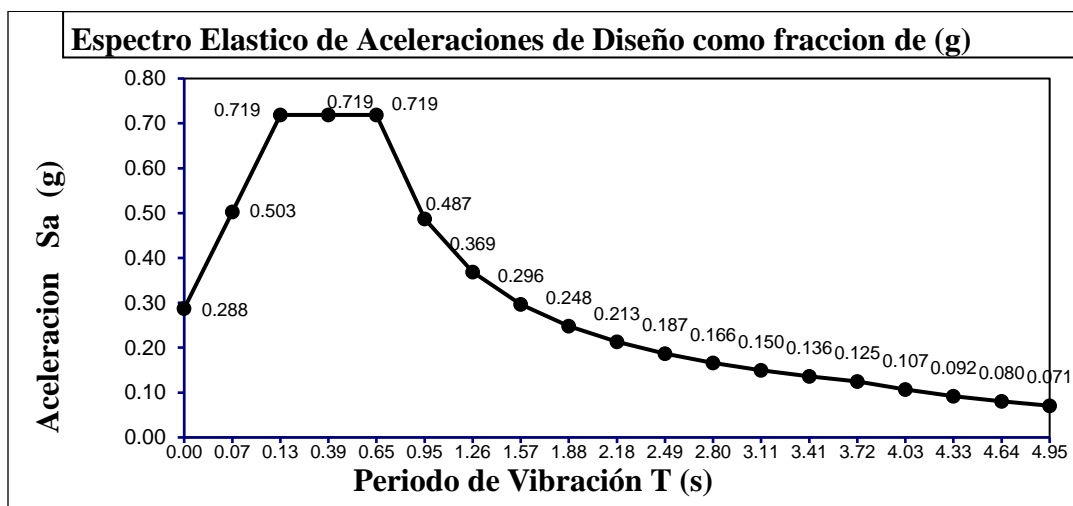
**Tabla 8**

*Parámetros para espectro elástico de aceleraciones de diseño*

Ítem	Valor
Ciudad	Bucaramanga
Grupo de uso	I-estructuras de ocupación normal
Nivel de amenaza sísmica	Alta
Coef. de amortiguamiento	5%
Clasificación del perfil del suelo	C
Coef. de Aceleración Horizontal Pico Efectiva (Aa)	0.25
Coef. de Velocidad Horizontal Pico Efectiva, (Av)	0.25
Coef. de Sitio para Zonas de Periodos Cortos (Fa)	1.15
Coef. de Sitio para Zonas de Periodos Intermedios (Fv)	1.55
Coeficiente de importancia (I)	1.00

**Figura 22**

*Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como Fracción de la gravedad edificio Aulas y Administrativos*



### 2.4.5 Evaluación de cargas

La evaluación de las cargas gravitacionales muertas y vivas se realizó conforme a los valores mínimos exigidos en el título B del Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), 2010). Dado que el presente estudio se enfoca en edificaciones existentes, las cargas muertas fueron determinadas a partir del peso propio de los elementos constructivos identificados en los planos arquitectónicos, información que fue complementada y verificada mediante una inspección técnica en campo. Desde la Tabla 9 a la Tabla 12 se resumen los valores de carga adoptados en este proyecto, los cuales fueron empleados en el modelado estructural.

**Tabla 9**

*Avalúo de carga muerta de edificio Aulas*

Ítem	Piso	Bloque derecho [kN/m <sup>2</sup> ]	Bloque izquierdo [kN/m <sup>2</sup> ]	Pasillo de escalera [kN/m <sup>2</sup> ]
Muros y/o particiones livianas	Dos	1.73	2.13	—
Muros y/o particiones livianas	Tres	1.51	2.00	—
Muros y/o particiones livianas	Cubierta	1.65	1.72	0.76
Pisos y acabados	Todos*	1.73	1.73	1.73
Cielo raso	Todos*	0.70	0.70	0.70
Peso de cubierta liviana	Cubierta	0.21	0.21	0.21

*Nota.* “Todos” indica que la carga aplica a todos los niveles del edificio.

**Tabla 10**

*Avalúo de carga muerta de edificio Administrativos*

Ítem	Piso	Bloque derecho y centro [kN/m <sup>2</sup> ]	Bloque izquierdo [kN/m <sup>2</sup> ]
Muros y/o particiones livianas	Tres	2.620	0.620
Muros y/o particiones livianas	Cubierta	1.260	1.260
Pisos y acabados	Todos*	1.730	1.730
Cielo raso	Todos*	0.700	0.700
Peso de cubierta liviana	Cubierta	0.275	0.275

(Nota ya presentada en la Tabla 9)

**Tabla 11***Avalúo de carga viva de entrepiso, edificio Aulas y Administrativos*

Ocupación o uso	Carga [kN/m <sup>2</sup> ]
Salones de clase	2.0
Corredores y escaleras	5.0

**Tabla 12***Avalúo de carga viva de cubierta, edificio Aulas y Administrativos*

Ocupación o uso	Carga [kN/m <sup>2</sup> ]
(B) Cubiertas, azoteas y terrazas a las cuales haya acceso al público o a los usuarios de la edificación sin restricción	Las mismas del resto de la edificación

#### 2.4.6 Combinaciones de diseño

Las combinaciones de diseño aplicadas a los elementos estructurales de los pórticos resistentes a momento, correspondiente a las edificaciones objeto de estudio, se rigen por el estado límite de resistencia, conforme a los establecido en el numeral C.9.2.1 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), 2010). Las combinaciones específicas empleadas se presentan en la Tabla 13.

**Tabla 13***Combinaciones de cargas mayoradas usando el método de resistencia*

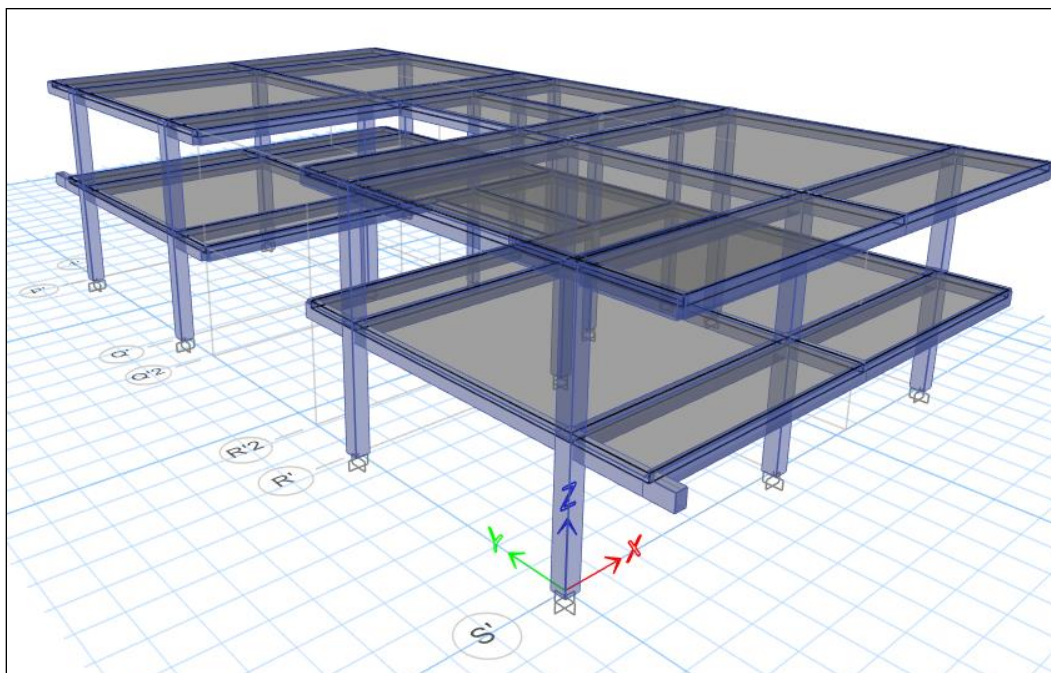
N°	Combinaciones de carga	Referencia
1	1.4 (D + F)	(C.9-1)
2	1.2 (D + F + T) + 1.6 (L + H) + 0.5 (Lr ó L ó Le)	(C.9-2)
3	1.2 D + 1.6 (Lr ó G ó Le) + (L ó 0.5W)	(C.9-3)
4	1.2 D + 1.0 W + 1.0 L + 0.5 (Lr ó L ó Le)	(C.9-4)
5	1.2 D + 1.0 E + 1.0 L	(C.9-5)
6	0.9 D + 1.0 W	(C.9-6)
7	0.9 D + 1.0 E	(C.9-7)

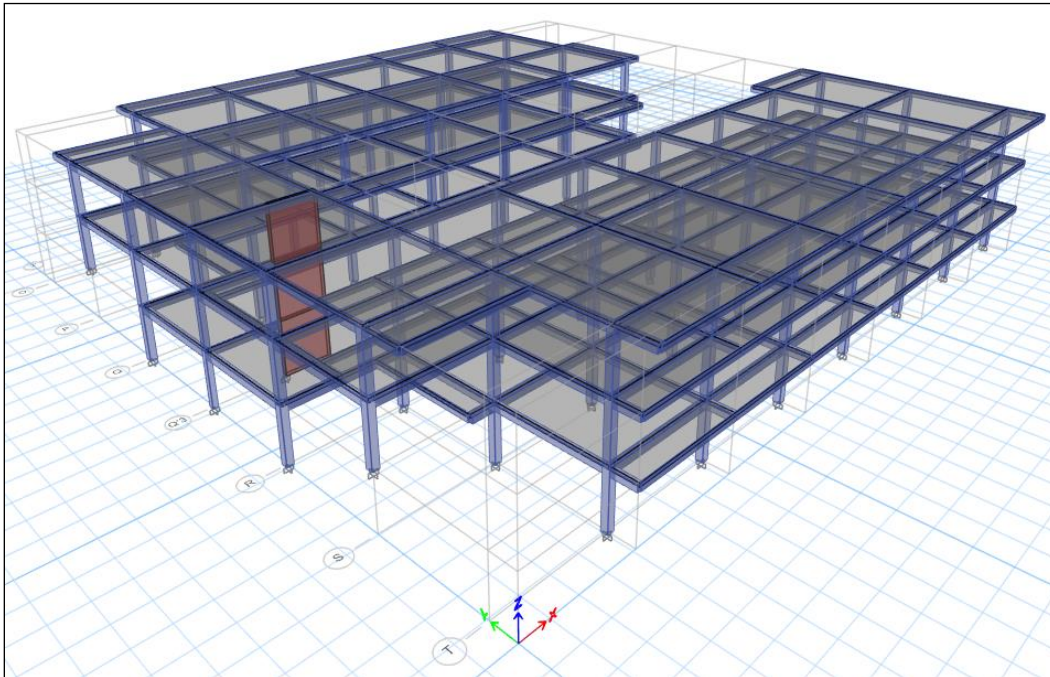
## 2.5 Análisis y verificación estructural de la edificación existente

En este apartado se desarrolló el modelado estructural de las edificaciones en estudio mediante el Software ETABS (Computers and Structures, Inc, 2023), se tomó como base la información existente del diseño original y se siguieron los lineamientos establecidos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), 2010). A partir de este modelo, se llevó a cabo el análisis estructural con el fin de evaluar el comportamiento global del sistema resistente, prestando especial atención al cumplimiento de los límites de deriva establecidos por la normativa. Finalmente, se realizó la verificación del diseño de los elementos que conforman el sistema de resistencia lateral, a través de los procedimientos automatizados de dimensionamiento incluidos en el software de análisis. En las Figura 23 y Figura 24 se presentan los modelos tridimensionales correspondiente a las edificaciones de Administrativos y Aulas, respectivamente.

### Figura 23

*Modelo de análisis edificio Administrativos*



**Figura 24***Modelo de análisis edificio Aulas*

Una vez construido el modelo de análisis, incluyendo la definición de materiales, secciones transversales, espectro de diseño y combinaciones de carga, se realizó el análisis modal espectral con el fin de determinar el periodo fundamental de vibración de cada estructura y verificar los porcentajes de participación de masa. En la Tabla 14 y Tabla 15 se presentan los resultados correspondientes a los edificios de Administrativos y Aulas, respectivamente.

De acuerdo con lo establecido en el numeral A.5.4.2 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), 2010), el modelo estructural debe considerar una cantidad suficiente de modos de vibración que garantice una participación de masa superior al 90% en cada una de las direcciones horizontales principales de análisis. Esta verificación se realiza mediante los valores acumulados de participación modal en las direcciones X e Y (SumUX y SumUY) reportados en las tablas mencionadas.

**Tabla 14***Porcentajes de participación de masas para cada modo edificio Administrativos*

Case	Mode	Period [sec]	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	0.820	0.0052	0.4207	1%	42%
Modal	2	0.746	0.8754	0.0094	88%	43%
Modal	3	0.693	0.0043	0.4519	88%	88%
Modal	4	0.222	0.0204	0.0515	91%	93%
Modal	5	0.213	0.0738	0.0412	98%	97%
Modal	6	0.201	0.0210	0.0253	100%	100%
Modal	7	0.017	0.0000	0.0000	100%	100%
Modal	8	0.010	0.0000	0.0000	100%	100%
Modal	9	0.003	0.0000	0.0000	100%	100%
Modal	10	0.002	0.0000	0.0000	100%	100%

**Tabla 15***Porcentajes de participación de masas para cada modo edificio Aulas*

Case	Mode	Period [sec]	UX	UY	SumUX	SumUY
Modal	1	1.268	0.0001	0.7217	0%	72%
Modal	2	1.105	0.0019	0.1155	0%	84%
Modal	3	0.923	0.6147	0.0000	62%	84%
Modal	4	0.769	0.1886	0.0000	81%	84%
Modal	5	0.380	0.0007	0.1033	81%	94%
Modal	6	0.362	0.0137	0.0055	82%	95%
Modal	7	0.342	0.0000	0.0157	82%	96%
Modal	8	0.301	0.0002	0.0041	82%	97%
Modal	9	0.254	0.1551	0.0000	98%	97%
Modal	10	0.205	0.0016	0.0188	98%	98%
Modal	11	0.198	0.0026	0.0131	98%	100%
Modal	12	0.194	0.0001	0.0014	98%	100%

Como se muestra en la Tabla 14, el periodo fundamental del edificio Administrativos se presenta en el modo 1, con un valor de 0.820 segundos en la dirección Y, y en el modo 2, con un valor de 0.746 segundos en la dirección X, correspondientes a los mayores valores de porcentajes de participación modal en cada dirección de análisis (UX y UY). Por otra parte, según la Tabla 15, el periodo fundamental del edificio Aulas se encuentra en el modo 1, con un valor de 1.268

segundos en la dirección Y, y en el modo 3 con un valor de 0.923 segundos en la dirección X. Es importante mencionar, que el edificio Aulas, al tener el periodo fundamental de la dirección X en el tercer modo, sugiere un comportamiento de torsión en el modo 2 que no es ideal en el diseño de edificaciones. Sin embargo, al tratarse de una edificación existente, este valor es válido. Con estos periodos fundamentales de ambas estructuras, se ingresó al Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño de la Figura 22 y se determinó el valor de las aceleraciones, estos valores se presentan en la Tabla 16 .

**Tabla 16**

*Periodos y aceleraciones edificio Administrativos y Aulas*

<b>Edificio</b>	<b>Dirección</b>	<b>Periodo [s]</b>	<b>Aceleración (Sa) [g]</b>
Administrativos	X	0.746	0.623
Administrativos	Y	0.820	0.567
Aulas	X	0.923	0.504
Aulas	Y	1.268	0.366

Una vez obtenidos los valores de aceleración para cada estructura, se verificó la presencia de irregularidades conforme a lo establecido en el Capítulo A.3 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), 2010). Esta verificación es necesaria para aplicar el ajuste dinámico al cortante basal calculado mediante el método de la fuerza horizontal equivalente, según lo indicado en el Artículo A.5.4.5 del mismo reglamento. En la Figura 25 y Figura 26 se presenta la evaluación de las irregularidades en las cuales se aprecia que las dos estructuras presentan una irregularidad en planta, dando como lugar un valor del coeficiente de disipación de energía (R) de 6.30. Con este valor, se realizó el ajuste dinámico que se muestra en la Figura 27 y Figura 28.

Figura 25

Cálculo de irregularidades edificio Administrativos

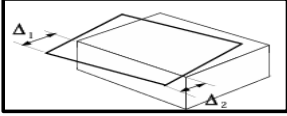
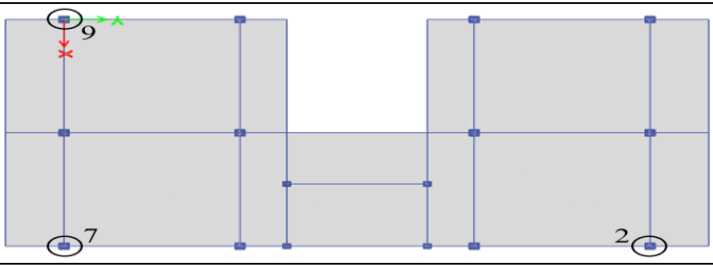
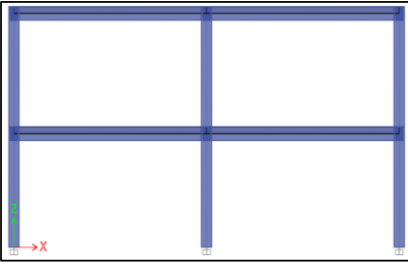
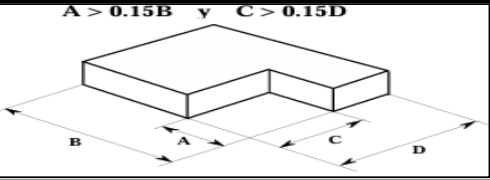
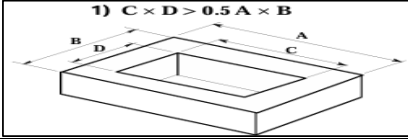

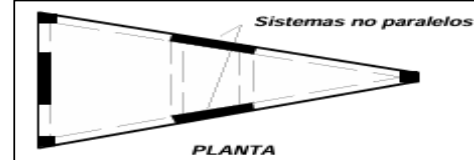
IRREGULARIDADES EN PLANTA											
<b>Tipo 1aP — Irregularidad torsional</b> $\phi_p = 0.9$ $1.4 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$				<b>Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema</b> $\phi_p = 0.8$ $\Delta_1 > 1.4 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$							
											
IRREGULARIDAD TIPO 1AP Y 1BP-IRREGULARIDAD TORSIONAL Y TORSIONAL EXTREMA											
DIRECCIÓN X				DIRECCIÓN Y							
(9) $\Delta_1 =$	0.0161	(7) $\Delta_2 =$	0.0107	(7) $\Delta_1 =$	0.0184	(2) $\Delta_2 =$	0.0122				
$1.4\bar{\Delta} =$	0.0187	$1.2\bar{\Delta} =$	0.0161	$1.4\bar{\Delta} =$	0.0214	$1.2\bar{\Delta} =$	0.0184				
IRREGULARIDAD TIPO 1aP	NO EXISTE IRREGULARIDAD TIPO 1bP		IRREGULARIDAD TIPO 1aP	NO EXISTE IRREGULARIDAD TIPO 1bP							
No existen irregularidades del tipo 1AP ni 1BP, por lo tanto $\phi_p=1.0$											
IRREGULARIDAD TIPO 2P-RETROCESOS EN LAS ESQUINAS											
				A=	0	B=	14.4	C=	0.0	D=	24.0
				A >	2.16			C >	3.6		
				0 >	2.16	NO			0 >	3.6	NO
NO EXISTE IRREGULARIDAD TIPO 2P											
Por lo tanto, $\phi_p=1.0$											
IRREGULARIDAD TIPO 3P-IRREGULARIDAD DEL DIAFRAGMA											
				A=	14.4	B=	14.4	C=	7.2	D=	5.8
				CxD=	41.4	>	0.5xAxB=	104	NO		
NO EXISTE IRREGULARIDAD TIPO 3P											
Por lo tanto, $\phi_p=1.0$											
IRREGULARIDAD TIPO 4P-DESPLAZAMIENTO DE LOS PANOS DE ACCIÓN											
				NO APLICA							
Por lo tanto, $\phi_p=1.0$											
IRREGULARIDAD TIPO 5P-SISTEMAS NO PARALELOS											
				NO APLICA							
Por lo tanto, $\phi_p=1.0$											

Figura 25 (continuación)

Cálculo de irregularidades edificio Administrativos (cont.)

IRREGULARIDADES EN ALTURA		
IRREGULARIDAD TIPO 1aA Y 1bA-PISO FLEXIBLE Y PISO FLEXIBLE EXTREMO		
<p>Tipo 1aA — Piso flexible  <math>\phi_a = 0.9</math>  <math>0.60 \text{ Rigidez } K_D \leq \text{Rigidez } K_C &lt; 0.70 \text{ Rigidez } K_D</math>                      o  <math>0.70 (K_D+K_E+K_F) / 3 \leq \text{Rigidez } K_C &lt; 0.80 (K_D+K_E+K_F) / 3</math></p>		NO APLICA
<p>Tipo 1bA — Piso flexible extremo  <math>\phi_a = 0.8</math>  <math>\text{Rigidez } K_C &lt; 0.60 \text{ Rigidez } K_D</math>                      o  <math>\text{Rigidez } K_C &lt; 0.70 (K_D+K_E+K_F) / 3</math></p>		NO APLICA
IRREGULARIDAD TIPO 2A-DISTRIBUCIÓN MASA		
<p><math>m_D &gt; 1.50 m_E</math>                      o  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></p>		NO APLICA
IRREGULARIDAD TIPO 3A-GEOMÉTRICA		
<p><math>a &gt; 1.30 b</math></p>		NO APLICA
IRREGULARIDAD TIPO 4A-DESPLAZAMIENTO DENTRO DEL PLANO DE ACCIÓN		
<p><math>b &gt; a</math></p>		NO APLICA
IRREGULARIDAD TIPO 5aA Y 5bA-PISO DÉBIL Y PISO DEBIL EXTREMO		
<p>Tipo 5aA — Piso débil  <math>\phi_a = 0.9</math>  <math>0.65 \text{ Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} &lt; 0.80 \text{ Resist. Piso C}</math></p>		NO APLICA
<p>Tipo 5bA — Piso débil extremo  <math>\phi_a = 0.8</math>  <math>\text{Resistencia Piso B} &lt; 0.65 \text{ Resistencia Piso C}</math></p>		NO APLICA
Irregularidad por ausencia de redundancia		
NO PRESENTA		
Por lo tanto, $\phi_r=1.0$		
<p>Sistema de porticos resistentes a momentos DES</p>	<p><math>R_o = 7.0</math> <b>Tabla A.3-3 NSR-10</b>  <math>\phi_p = 0.9</math>  <math>\phi_a = 1.0</math>  <math>\phi_r = 1.0</math></p>	
<p><math>R = \phi_a \phi_p \phi_r R_o</math></p>		
<p>Finalmente el coeficiente de capacidad de disipación de energía (R) es:</p>		6.30

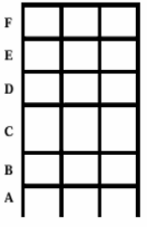
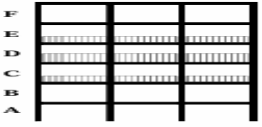
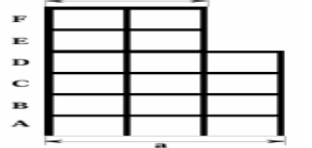
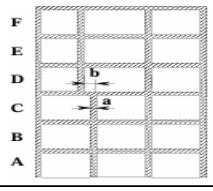
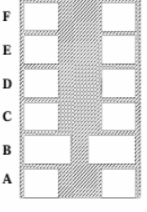
Figura 26

Cálculo de irregularidades edificio Aulas

IRREGULARIDADES EN PLANTA											
<b>Tipo 1aP — Irregularidad torsional</b> $\phi_p = 0.9$ $1.4 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$				<b>Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema</b> $\phi_p = 0.8$ $\Delta_1 > 1.4 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$							
IRREGULARIDAD TIPO 1AP Y 1BP-IRREGULARIDAD TORSIONAL Y TORSIONAL EXTREMA											
DIRECCIÓN X				DIRECCIÓN Y							
(1) $\Delta_1 =$	0.0239	(28) $\Delta_2 =$	0.0157	(1) $\Delta_1 =$	0.025	(20) $\Delta_2 =$	0.0154				
$1.4\bar{\Delta} =$	0.0278	$1.2\bar{\Delta} =$	0.0238	$1.4\bar{\Delta} =$	0.0283	$1.2\bar{\Delta} =$	0.0243				
IRREGULARIDAD TIPO 1aP	NO EXISTE IRREGULARIDAD TIPO 1bP		IRREGULARIDAD TIPO 1aP	NO EXISTE IRREGULARIDAD TIPO 1bP							
No existen irregularidades del tipo 1AP ni 1BP, por lo tanto $\phi_p = 1.0$											
IRREGULARIDAD TIPO 2P-RETROCESOS EN LAS ESQUINAS											
				A=	0	B=	14.4	C=	0.0	D=	24.0
				A >	2.16	C >	3.6				
				0 >	2.16	NO	0 >	3.6	NO		
NO EXISTE IRREGULARIDAD TIPO 2P											
Por lo tanto, $\phi_p = 1.0$											
IRREGULARIDAD TIPO 3P-IRREGULARIDAD DEL DIAFRAGMA											
				A=	43.2	B=	43.2	C=	36.0	D=	14.4
				CxD=	518	>	0.5xAxB=	933	NO		
NO EXISTE IRREGULARIDAD TIPO 3P											
Por lo tanto, $\phi_p = 1.0$											
IRREGULARIDAD TIPO 4P-DESPLAZAMIENTO DE LOS PANOS DE ACCIÓN											
				NO APLICA							
Por lo tanto, $\phi_p = 1.0$											
IRREGULARIDAD TIPO 5P-SISTEMAS NO PARALELOS											
				NO APLICA							
Por lo tanto, $\phi_p = 1.0$											

Figura 26 (continuación)

Cálculo de irregularidades edificio Aulas (cont.)

IRREGULARIDADES EN ALTURA		
<b>IRREGULARIDAD TIPO 1aA Y 1bA-PISO FLEXIBLE Y PISO FLEXIBLE EXTREMO</b>		
<p><b>Tipo 1aA — Piso flexible</b>  <math>\phi_a = 0.9</math>  <math>0.60 \text{ Rigidez } K_D \leq \text{Rigidez } K_C &lt; 0.70 \text{ Rigidez } K_D</math>  <math>0</math>  <math>0.70 (K_D+K_E+K_F) / 3 \leq \text{Rigidez } K_C &lt; 0.80 (K_D+K_E+K_F) / 3</math></p>		NO APLICA
<p><b>Tipo 1bA — Piso flexible extremo</b>  <math>\phi_a = 0.8</math>  <math>\text{Rigidez } K_C &lt; 0.60 \text{ Rigidez } K_D</math>  <math>0</math>  <math>\text{Rigidez } K_C &lt; 0.70 (K_D+K_E+K_F) / 3</math></p>		NO APLICA
<b>IRREGULARIDAD TIPO 2A-DISTRIBUCIÓN MASA</b>		
<p><math>m_D &gt; 1.50 m_E</math>  <math>0</math>  <math>m_D &gt; 1.50 m_C</math></p>		NO APLICA
<b>IRREGULARIDAD TIPO 3A-GEOMÉTRICA</b>		
<p><math>a &gt; 1.30 b</math></p>		<p>a= 28.8 b= 28.8</p> <p>a= 28.8 &gt; 1.3b= 37.4 NO</p> <p>Por lo tanto, <math>\phi_a=1.0</math></p>
<b>IRREGULARIDAD TIPO 4A-DESPLAZAMIENTO DENTRO DEL PLANO DE ACCIÓN</b>		
<p><math>b &gt; a</math></p>		NO APLICA
<b>IRREGULARIDAD TIPO 5aA Y 5bA-PISO DÉBIL Y PISO DEBIL EXTREMO</b>		
<p><b>Tipo 5aA — Piso débil</b>  <math>\phi_a = 0.9</math>  <math>0.65 \text{ Resist. Piso C} \leq \text{Resist. Piso B} &lt; 0.80 \text{ Resist. Piso C}</math></p>		NO APLICA
<p><b>Tipo 5bA — Piso débil extremo</b>  <math>\phi_a = 0.8</math>  <math>\text{Resistencia Piso B} &lt; 0.65 \text{ Resistencia Piso C}</math></p>		NO APLICA
<b>Irregularidad por ausencia de redundancia</b>		
NO PRESENTA		
Por lo tanto, $\phi_r=1.0$		
<p>Sistema de porticos resistentes a momentos DES</p>	<p>Ro= 7.0 <b>Tabla A.3-3 NSR-10</b></p> <p><math>\phi_p= 0.9</math></p> <p><math>\phi_a= 1.0</math></p> <p><math>\phi_r= 1.0</math></p>	
<p><math>R = \phi_a \phi_p \phi_r R_0</math></p> <p>Finalmente el coeficiente de capacidad de disipación de energía (R) es:</p>		6.30

**Figura 27**

*Ajuste dinámico edificio Administrativos*

<b>ESTRUCTURA:</b>	IRREGULAR	Presentó irregularidad en planta	
<b>Dirección X</b>		<b>Dirección Y</b>	
Sa=	0.623	Sa=	0.567
R=	6.3	R=	6.3
<b>CORTANTES BASALES ETABS</b>			
<b>Load Case/Combo</b>	<b>FX [kN]</b>	<b>FY [kN]</b>	<b>FZ [kN]</b>
SX	-4990.26	0.00	0.00
SY	0.00	-4541.70	0.00
SDX	4462.80	327.75	0.00
SDY	327.75	3546.41	0.00
0.10D	0.00	0.00	8105.80

**Cálculo del cortante teórico estático (Vm<sub>j</sub>)**  

$$V_{mj} = S_{am} g \bar{M}_{mj} \quad (\text{A.5.4-3}) \text{ NSR-10}$$

$V_{mjx} = FZ * SaX = \boxed{5049.92} \text{ [kN]}$        $V_{m jy} = FZ * SaY = \boxed{4595.99} \text{ [kN]}$

**Cálculo del cortante teórico dinámico total en la base (V<sub>tj</sub>)**  
 De acuerdo con el Artículo A.5.4.4-Combinacion de modos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), 2010), el V<sub>tj</sub>, se obtiene empleando el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.  
 El cálculo se realiza con los cortantes basales de los casos de carga ADEE:  
 $V_{tj} = \sqrt{FX^2 + FY^2} = \quad V_{tjx} = \boxed{4474.82} \text{ [kN]} \quad V_{tjy} = \boxed{3561.53} \text{ [kN]}$

**Ajuste de los resultados**  
 Siguiendo el Artículo A.5.4.5 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), 2010), para estructuras irregulares, se debe cumplir lo siguiente:  
 Si,  $V_{tj} < 0.90V_{mj}$       Se debe aplicar la siguiente ecuación:  $Factor = 0,9 * \frac{V_{mj}}{V_{tj}} \text{ (A.5.4 - 4)}$

**Dirección X**  
 $\boxed{4474.82} < \boxed{4544.92436}$  SI      **Factor=**  $\boxed{1.02}$

**Dirección Y**  
 $\boxed{3561.53} < \boxed{4136.39183}$  SI      **Factor=**  $\boxed{1.16}$

Con los factores calculados de ajuste se procede a multiplicar los casos de carga SDX, SDY para revisión de derivas y EDX, EDY para revisión del diseño de los elementos estructurales, en el modelo de ETABS.

*ADEE: análisis dinámico elástico espectral*  
*FHE: fuerza horizontal equivalente*  
*Sa: aceleración por FHE en el periodo fundamental de la estructura*  
*SX: caso de carga por FHE en dirección X*  
*SY: caso de carga por FHE en dirección Y*  
*SDX: caso de carga por ADEE en dirección X*  
*SDY: caso de carga por ADEE en dirección Y*  
*0.1D: peso total de la estructura*  
*EDX/EDY: casos de carga por ADEE dividido entre R, para diseño*

**Figura 28**

*Ajuste dinámico edificio Aulas*

<b>ESTRUCTURA:</b>	IRREGULAR	Presentó irregularidad en planta	
<b>Dirección X</b>		<b>Dirección Y</b>	
Sa=	0.504	Sa=	0.366
R=	6.3	R=	6.3
<b>CORTANTES BASALES ETABS</b>			
<b>Load Case/Combo</b>	<b>FX [kN]</b>	<b>FY [kN]</b>	<b>FZ [kN]</b>
SX	-25032.38	0.00	0.00
SY	0.00	-18178.27	0.00
SDX	18519.25	368.97	0.00
SDY	368.97	14966.73	0.00
0.10D	0.00	0.00	49984.51

**Cálculo del cortante teórico estático (Vmj)**  
**(A.5.4-3) NSR-10**  

$$V_{mj} = S_{am} g \bar{M}_{mj}$$

$V_{mjx} = FZ * SaX = 25192.19$  [kN]       $V_{m jy} = FZ * SaY = 18294.33$  [kN]

**Cálculo del cortante teórico dinámico total en la base (Vtj)**  
 De acuerdo con el Artículo A.5.4.4-Combinacion de modos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), 2010), el Vtj, se obtiene empleando el método de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.  
 El cálculo se realiza con los cortantes basales de los casos de carga ADEE:  
 $V_{tj} = \sqrt{FX^2 + FY^2} = V_{tjx} = 18522.92$  [kN]       $V_{tjy} = 14971.28$  [kN]

**Ajuste de los resultados**  
 Siguiendo el Artículo A.5.4.5 del Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10 (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), 2010), para estructuras irregulares, se debe cumplir lo siguiente:  
 Si,  $V_{tj} < 0.90V_{mj}$  Se debe aplicar la siguiente ecuación:  $Factor = 0.9 * \frac{V_{mj}}{V_{tj}}$  (A.5.4 - 4)

**Dirección X**  
 $18522.92 < 22672.9749$  SI      **Factor=** 1.22

**Dirección Y**  
 $14971.28 < 16464.8984$  SI      **Factor=** 1.10

Con los factores calculados de ajuste se procede a multiplicar los casos de carga SDX, SDY para revisión de derivas y EDX, EDY para revisión del diseño de los elementos estructurales, en el modelo de ETABS.

*ADEE: análisis dinámico elástico espectral*  
*FHE: fuerza horizontal equivalente*  
*Sa: aceleración por FHE en el periodo fundamental de la estructura*  
*SX: caso de carga por FHE en dirección X*  
*SY: caso de carga por FHE en dirección Y*  
*SDX: caso de carga por ADEE en dirección X*  
*SDY: caso de carga por ADEE en dirección Y*  
*0.1D: peso total de la estructura*  
*EDX/EDY: casos de carga por ADEE dividido entre R, para diseño*

Con el ajuste dinámico ya efectuado, se evaluaron las derivas máximas de la estructura. La Tabla 17 muestra un resumen de las derivas máximas registradas en cada dirección para los edificios analizados. Los resultados detallados para todos los niveles y direcciones de ambos edificios se presentan las tablas A3 y A6 (ver Apéndice A).

**Tabla 17**

*Derivas máximas edificio Administrativos y Aulas*

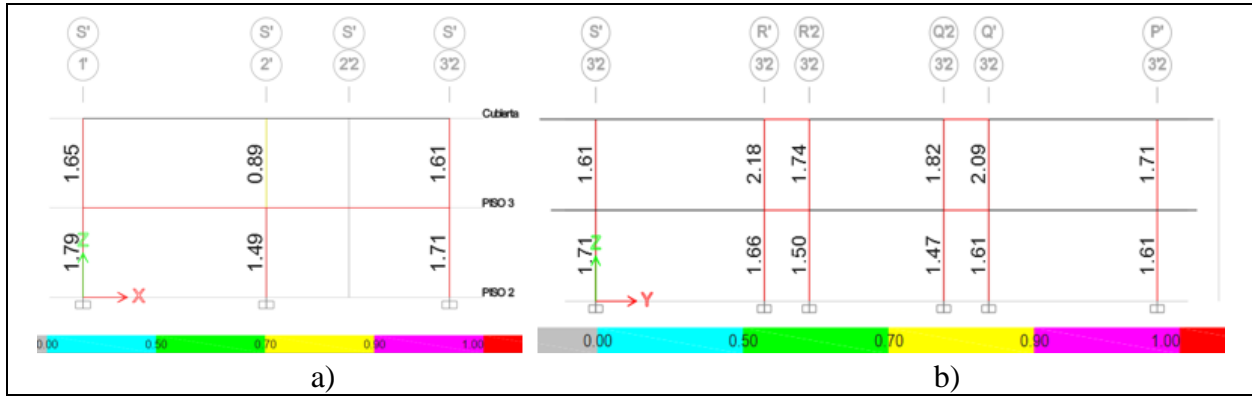
<b>Edificio</b>	<b>Deriva X [%]</b>	<b>Deriva Y [%]</b>
Administrativos	1.60	1.80
Aulas	2.71	3.00

Por otra parte, en el software de modelado se asignaron a los elementos estructurales los valores del acero de refuerzo extraídos de los planos existentes, con el objetivo de verificar el estado del diseño de la estructura. Desde la Figura 29 a la Figura 32 se presentan los pórticos representativos en ambas direcciones principales: la Figura 29 y Figura 31 corresponden a los pórticos en las direcciones X e Y del edificio Administrativos, mientras que la Figura 30 y Figura 32 muestran los pórticos en las direcciones X e Y del edificio Aulas. Para las columnas, se visualizan los índices de interacción que consideran la carga axial y los momentos flectores (P-M-M), mientras que para las vigas se presenta el porcentaje de acero de refuerzo longitudinal requerido. Esta información permite evaluar la eficiencia del diseño estructural frente a las sollicitaciones actuantes.

El resto de pórticos con los índices y porcentajes de acero longitudinal requerido para columnas y vigas, así como los materiales, secciones y aceros de refuerzo, se presentan en las figuras A6, A7, A12, A13 y tablas A1, A2, A4, A5 (ver Apéndice A).

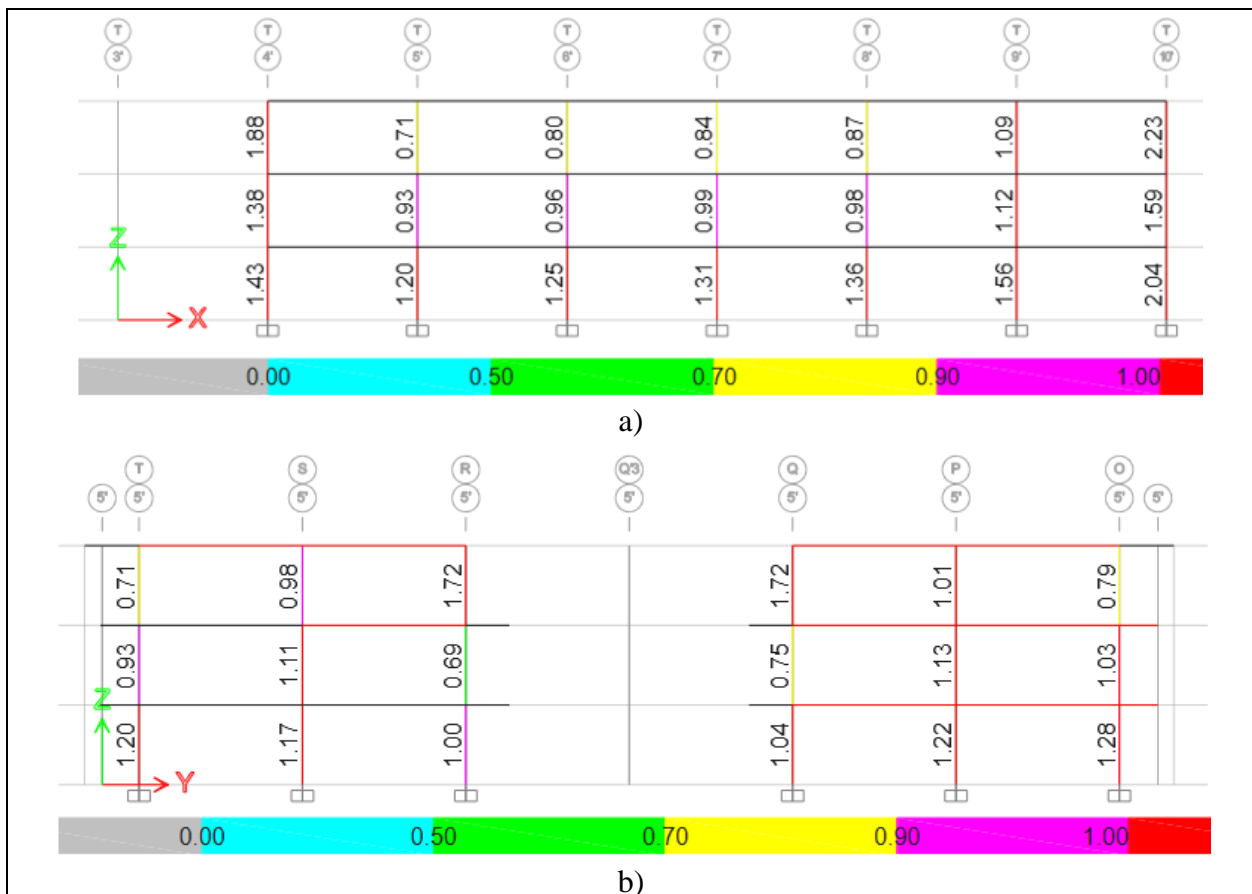
**Figura 29**

Índices P-M-M columnas Edificio Administrativos. a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y



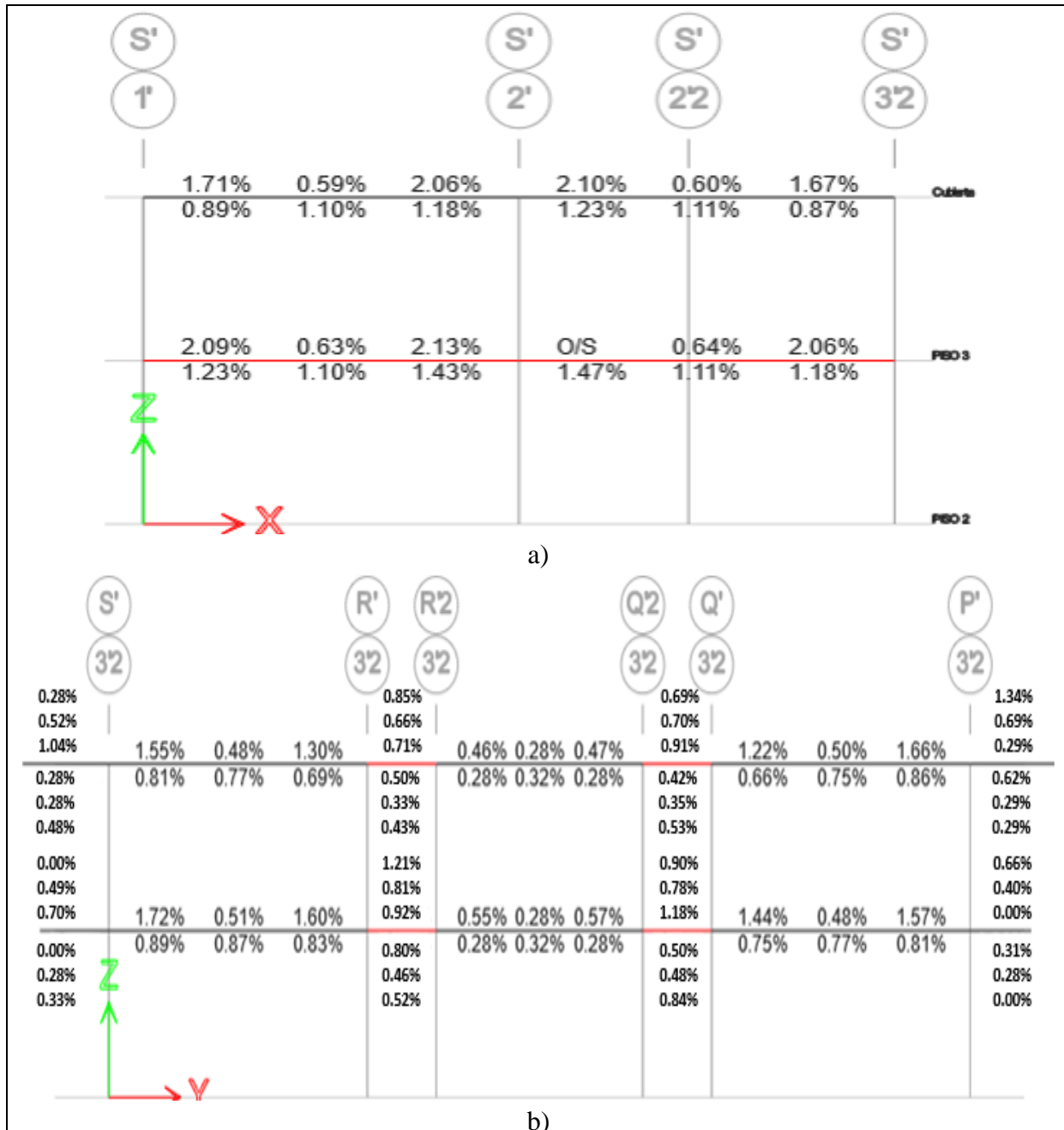
**Figura 30**

Índices P-M-M columnas Edificio Aulas. a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y



**Figura 31**

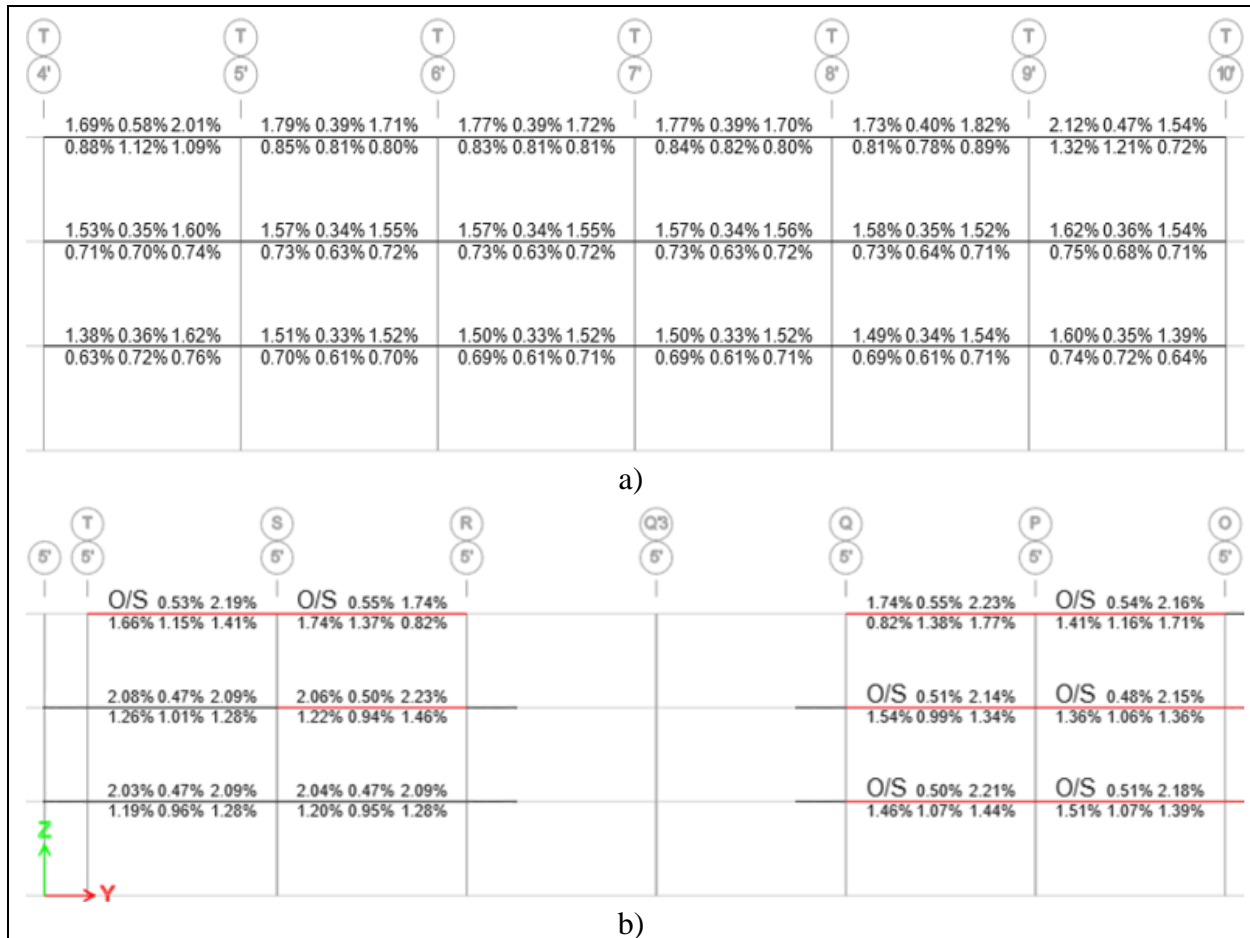
Porcentaje de acero de refuerzo longitudinal requerido edificio Administrativos. a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y



**Figura 32**

Porcentaje de acero de refuerzo longitudinal requerido edificio Aulas. a) Pórtico en dirección X;

b) Pórtico en dirección Y



**2.6 Definición de variables de modelos No lineales**

Los modelos no lineales se realizaron en OpenSeesPy (OpenSeesPy, s.f.), a través de la plataforma de uso libre Anaconda Navigator (Anaconda), empleando los mismos parámetros geométricos definidos en los modelos lineales. Para este propósito, se seleccionaron dos pórticos representativos por dirección, uno en X y otro en Y, tanto para el edificio Administrativos como para el Aulas. En el edificio de Administrativos se eligieron los pórticos S' y 3'2 (ver Figura 19), mientras que en el edificio de Aulas se seleccionaron los correspondientes a los ejes T y 5' (ver

Figura 20). En este apartado se describe la definición de materiales, la asignación de masas nodales, la configuración de secciones transversales, la aplicación de cargas distribuidas sobre los pórticos y la ejecución del análisis gravitacional asociado a los modelos desarrollados.

### **2.6.1 Materiales**

Para representar la no linealidad material del sistema estructural, se emplearon modelos constitutivos desarrollados por Mander et al. (1988) para el concreto y por Dhakal y Maekawa (2002) para el acero. A continuación, se describen las características y la implementación de dichos modelos en los análisis numéricos.

#### **Modelo constitutivo del concreto**

La caracterización del comportamiento no lineal del concreto se realiza mediante el modelo propuesto por Mander et al. (1988), implementado en OpenSeesPy a través de la función `mander()` de la librería `opseestools` (Arroyo, Feliciano, Novoa, & Valcárcel, 2024). Esta función permite generar las propiedades del material en función de parámetros geométricos y mecánicos definidos para cada sección transversal del elemento estructural. Su uso sigue los lineamientos detallados en la sección 2.1.3.3, donde se aborda el modelo de Mander y el proceso de regularización del comportamiento del concreto.

Para asegurar una respuesta numérica objetiva en las zonas post pico del concreto, se aplica un procedimiento de regularización de la rama descendente de la curva tensión-deformación, basado en el criterio de energía de fractura constante. Este enfoque sigue los lineamientos presentados por Coleman y Spacone (2001), quienes demuestran que, en elementos con formulación basada en fuerzas y materiales frágiles, como columnas de concreto armado, la respuesta no lineal tiende a localizarse en los extremos del elemento, lo que puede producir una pérdida de objetividad en la predicción de rotaciones plásticas y desplazamientos globales.

En este trabajo, la regularización se implementó a través de la función  $e2OLobatto()$  de la librería `opseestools`, la cual permite ajustar la deformación última del concreto ( $\epsilon_{20}$ ) en función de la conservación de energía, según lo expuesto en la sección 2.1.3.3. Este procedimiento garantiza que la respuesta estructural obtenida sea independiente del número de puntos de integración y de la discretización del modelo, lo cual es esencial para análisis dinámicos no lineales y simulaciones de colapso.

En la Tabla 18 se presentan los parámetros geométricos y mecánicos empleados en el modelo constitutivo del concreto regularizado para dos columnas representativas, una del edificio Administrativos y otra del edificio Aulas.

**Tabla 18**

*Parámetros geométricos y mecánicos para definición del concreto*

<b>Edificio</b>	<b>Base</b>	<b>Altura</b>	<b>Acero</b>	<b>Dbl</b>	<b>Nb</b>	<b>Nd</b>	<b>De</b>	<b>Neb</b>	<b>Ned</b>	<b>S</b>
Administrativos	40	40	8N°5	1.59	2	3	0.95	2	2	30
Aulas	40	40	8N°7	2.22	3	3	0.95	3	3	30

*Nota.* Todas las dimensiones están expresadas en centímetros. *Base* y *Altura*: dimensiones de la sección transversal del elemento; *dbl*: diámetro de barras longitudinales; *Nb* y *Nd*: número de barras longitudinales en la dirección Base y Altura; *de*: diámetro del estribo; *Neb* y *Ned*: número de estribos en la dirección Base y Altura; *S*: separación de estribos. Se considera un recubrimiento del concreto de 5 cm en todas las secciones.

Adicionalmente, se consideró la longitud de los elementos de 3.5 metros, una resistencia a compresión del concreto  $f_c = 21$  MPa y una fluencia del acero de refuerzo  $f_y = 420$  MPa. El módulo de elasticidad se calculó como  $E_c = 4400\sqrt{f_c}$  (Guerrero, Ortiz, & Carrillo, 2023), donde  $f_c$  está en MPa.

Una vez definidos los parámetros, se ejecutó la función *mander()*, obteniendo los valores de salida que definen la curva tensión-deformación del concreto. Estos resultados se presentan en la Tabla 19.

**Tabla 19**

*Parámetros de salida de la función *mander()* con regularización para columnas de concreto*

<b>Edificio</b>	<b>K</b>	<b>ec</b>	<b>ecc</b>	<b>ecu</b>	<b>fcu</b>	<b>fccu</b>	<b>e20</b>
Administrativos	1.00	0.002	0.002	0.01	4.20	4.22	0.02
Aulas	1.06	0.002	0.002	0.01	4.20	4.49	0.02

*Nota.* Las dimensiones relacionadas con esfuerzos están en mega pascales y las deformaciones en milímetros/milímetros. *K*: coeficiente de confinamiento; *ec*: deformación unitaria del concreto no confinado; *ecc*: deformación unitaria del concreto confinado; *ecu*: deformación unitaria última del concreto no confinado; *fcu*: esfuerzo último a la compresión del concreto no confinado; *fccu*: esfuerzo a la compresión último del concreto confinado; *e20*: deformación última del concreto regularizado.

Como se observa, los coeficientes *k* están próximos a 1.0, lo cual indica que el concreto no presenta confinamiento significativo. Esto es coherente con la separación de estribos de 30 cm y la longitud de los elementos de 3.5 m, donde no se diferencian zonas confinadas y no confinadas, tal como lo establece el reglamento colombiano NSR-10 ((AIS), Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010). Por esta razón, se considera que las secciones trabajan como material no confinado.

Este procedimiento se aplica a todas las secciones del modelo estructural, las cuales presentan la misma configuración de confinamiento, con estribos de igual separación y solo ligeras variaciones en el refuerzo longitudinal (ver Apéndice A). En consecuencia, el comportamiento del concreto de todos los elementos se considera no confinado. A partir del valor especificado  $f'_c$  y de los valores obtenidos para *e20*, *ec* y *fcu*, se definió la curva esfuerzo-deformación del concreto

mediante la función *uniaxialMaterial()* de OpenSeesPy. Para este fin, se empleó el modelo Concrete02, que implementa la ley constitutiva propuesta por Kent, Scott y Park y permite incorporar los parámetros del modelo de Mander de forma consistente.

### Modelo constitutivo del acero

La caracterización del comportamiento no lineal del acero de refuerzo se realizó mediante el modelo propuesto por Dhakal y Maekawa (2002), descrito previamente en la sección 2.1.3.3. Su implementación en OpenSeesPy se llevó a cabo utilizando la función *dhakal()* de la librería *opseestools*, que permite incorporar la degradación de resistencia promedio por pandeo en compresión. Esta función requiere como entrada parámetros geométricos y mecánicos de las barras de refuerzo, que se presentan en la Tabla 20, para dos columnas representativas: una del edificio de Administrativos y otra del edificio de Aulas. Con estos parámetros se ejecutó la función y se obtuvieron las curvas esfuerzo-deformación que se muestran en la Figura 33.

**Tabla 20**

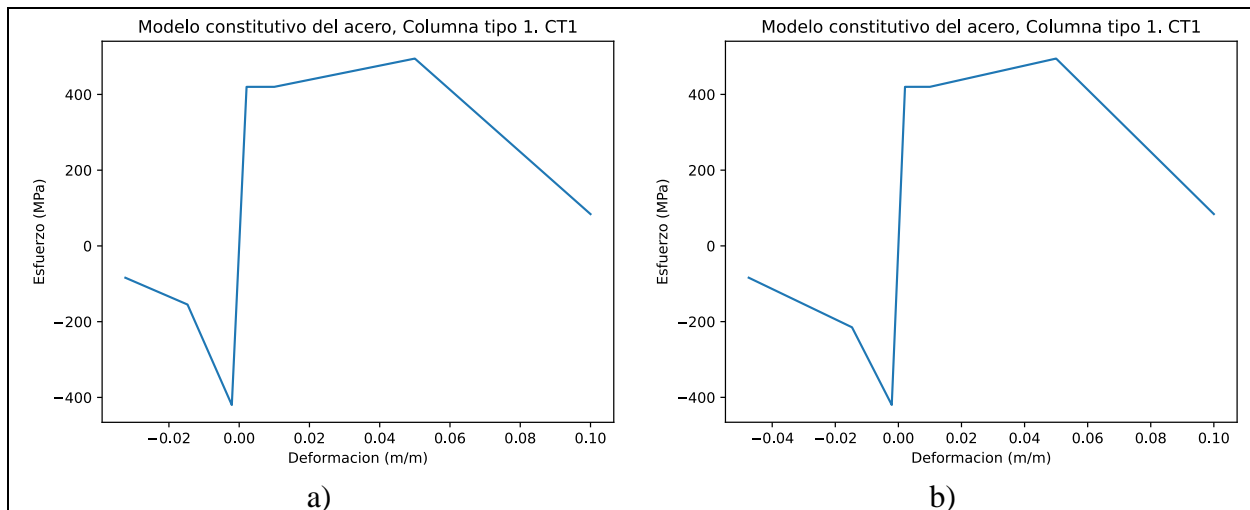
*Parámetros de entrada para la función dhakal() de opseestools*

Edificio	$f_y$	$f_u$	$E_s$	$e_y$	$e_h$	$e_u$	$L_b$	$D_b$
Administrativos	420	588	2E+05	0.0021	0.01	0.10	30	1.59
Aulas	420	588	2E+05	0.0021	0.01	0.10	30	2.22

*Nota.* Las dimensiones relacionadas con esfuerzos y el módulo de elasticidad están en unidades de mega pascales; las deformaciones en milímetros/milímetros y los diámetros y longitudes en centímetros.  $f_y$ : esfuerzo de fluencia del acero;  $f_u$ : esfuerzo último del acero;  $E_s$ : módulo de elasticidad del acero;  $e_y$ : deformación unitaria de fluencia del acero;  $e_h$ : deformación unitaria del acero de cedencia o *hardening*;  $e_u$ : deformación unitaria última del acero;  $L_b$ : separación entre estribos;  $D_b$ : diámetro de la barra longitudinal.

**Figura 33**

*Modelo constitutivo del acero de columna tipo. (a) Edificio Administrativos; (b) Edificio Aulas*



En este proyecto, se realizó el cálculo del modelo constitutivo del acero de refuerzo de cada sección estructural. Sin embargo, como se observa en la Figura 33, las variaciones en las curvas (a) y (b) son mínimas. Esto se debe al bajo confinamiento de acero de refuerzo el cual genera respuestas similares entre los elementos. Por consiguiente, en este estudio se adoptó un único material representativo para cada tipo de acero: uno para columnas del edificio de administrativos (Figura 33a) y otro para columnas del edificio de Aulas (Figura 33b). Estos modelos también se emplean para las vigas correspondientes.

Finalmente, para implementar el modelo constitutivo del acero en el modelo no lineal, se utilizó la función *uniaxialMaterial()* de OpenSeesPy, seleccionando el material *Hysteretic*. Este permite definir un comportamiento bilineal histerético uniaxial que incluye el efecto de pinzamiento en fuerza y deformación, así como la degradación por ductilidad. Los parámetros empleados para esta definición se obtuvieron a partir del modelo de Dhakal y Maekawa, previamente descrito.

### 2.6.2 Definición de masas nodales

Antes de definir las masas nodales, es necesario establecer los puntos del modelo donde estas serán asignadas. Para ello, se emplearon los comandos `node()`, `fix()` y `equalDOF()` de OpenSeesPy. Con `node()` se definieron las coordenadas de cada nodo del pórtico modelado. Los nodos ubicados en la base de la estructura se restringen completamente en traslación mediante el comando `fix()`, asignándoles condiciones de empotramiento en las direcciones X, Y, Z. Adicionalmente, con el comando `equalDOF()` se definieron los diafragmas rígidos, de forma que un nodo principal controla los grados de libertad de los nodos secundarios dentro del mismo nivel, cumpliendo así con el supuesto de diafragma rígido horizontal.

La estimación de las masas nodales se realizó a partir de los cortes basales obtenidos en los modelos lineales de ETABS, calculados mediante los casos de carga por fuerza horizontal equivalente (FHE). En particular, se consideraron los casos  $S_x$  y  $S_y$ , correspondientes a las direcciones principales X e Y, respectivamente. A partir de estos cortes, se aplicó la ecuación (A.4.3.1) del capítulo A de la NSR-10 ((AIS), Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010), que relaciona el corte basal con la masa total del sistema. De esta ecuación, se despejó la masa total del sistema y se distribuyó en todos los niveles en altura del pórtico, dividiendo entre el número de pisos. Como resultado se obtuvo la masa nodal que fue asignada a cada nodo correspondiente en OpenSeesPy.

La forma modificada de la ecuación (A.4.3.1) para despejar la masa total, así como la expresión empleada para determinar la masa nodal por punto, se presentan a continuación:

$$M_T = \frac{V_s}{S_a g}, \quad M_{nodal} = \frac{M_T}{N.^\circ \text{ pisos}} \quad (25)$$

donde:

$M_T$ : masa total en la base;

$V_s$ : corte basal ( $V_{sx}$ ,  $V_{sy}$ );

$S_a$ : aceleración espectral por FHE ( $S_x$ ,  $S_y$ );

$g=9.80665$ : aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ );

$N.^\circ$  pisos: número total de pisos del edificio.

A continuación, en la Tabla 21 y Tabla 22, se presenta el cálculo de las masas nodales para los casos de carga  $S_x$  y  $S_y$ , respectivamente, para el pórtico del edificio Administrativos. Del mismo modo en la Tabla 23 y Tabla 24, se muestran los resultados correspondientes al edificio de Aulas.

**Tabla 21**

*Estimación de masas nodales para pórtico del edificio Administrativos en dirección X*

$V_{sx}$ [kN]	$S_x$ [g]	$M_T$ [Ton]	$N.^\circ$ pisos	$M_{nodal}$ [Ton]	Nodo
333.95	0.623	54.66	2	27.33	4 y 7
334.06	0.623	54.68	2	27.34	6 y 9
419.29	0.623	68.63	2	34.31	5 y 8

*Nota.* El corte de diseño ( $V_{diseño}$ ), corresponde a la suma de los valores de la columna  $V_{sx}$ , cuyo total es 1087.3 kN.

**Tabla 22**

*Estimación de masas nodales para pórtico del edificio Administrativos en dirección Y*

$V_{sy}$ [kN]	$S_y$ [g]	$M_T$ [Ton]	$N.^\circ$ pisos	$M_{nodal}$ [Ton]	Nodo
266.94	0.567	48.01	2	24.00	7 y 13
408.79	0.567	73.52	2	36.76	8 y 14
186.52	0.567	33.54	2	16.77	9 y 15
186.54	0.567	33.55	2	16.77	10 y 16
408.78	0.567	73.52	2	36.76	11 y 17
266.95	0.567	48.01	2	24.00	12 y 18

*Nota.* El corte de diseño ( $V_{diseño}$ ), corresponde a la suma de los valores de la columna  $V_{sy}$ , cuyo total es 1724.5 kN.

**Tabla 23***Estimación de masas nodales para pórtico del edificio Aulas en dirección X*

<b>V<sub>sx</sub></b> <b>[kN]</b>	<b>S<sub>x</sub></b> <b>[g]</b>	<b>M<sub>T</sub></b> <b>[Ton]</b>	<b>N.º pisos</b>	<b>M<sub>nodal</sub></b> <b>[Ton]</b>	<b>Nodo</b>
221.25	0.504	44.76	3	14.92	8, 15 y 22
297.67	0.504	60.23	3	20.08	9, 16 y 23
293.73	0.504	59.43	3	19.81	10, 17 y 24
294.25	0.504	59.53	3	19.84	11, 18 y 25
292.20	0.504	59.12	3	19.71	12, 19 y 26
297.78	0.504	60.25	3	20.08	13, 20 y 27
222.61	0.504	45.04	3	15.01	14, 21 y 28

*Nota.* El corte de diseño ( $V_{\text{diseño}}$ ), corresponde a la suma de los valores de la columna  $V_{sx}$ , cuyo total es 1919.5 kN.

**Tabla 24***Estimación de masas nodales para pórtico del edificio Aulas en dirección Y*

<b>V<sub>sy</sub></b> <b>[kN]</b>	<b>S<sub>y</sub></b> <b>[g]</b>	<b>M<sub>T</sub></b> <b>[Ton]</b>	<b>N.º pisos</b>	<b>M<sub>nodal</sub></b> <b>[Ton]</b>	<b>Nodo</b>
301.98	0.366	84.13	3	28.04	4, 7 y 10
456.35	0.366	127.14	3	42.38	5, 8 y 11
301.56	0.366	84.02	3	28.01	6, 9 y 12

*Nota.* El corte de diseño ( $V_{\text{diseño}}$ ), corresponde a la suma de los valores de la columna  $V_{sy}$ , cuyo total es 1059.9 kN.

Finalmente, las masas nodales calculadas, se asignaron al modelo de análisis, con el comando *mass()* de OpenSeesPy.

### 2.6.3 Definición de secciones

Las secciones transversales de los elementos estructurales se definieron mediante la función *create\_rect\_RC\_section()* de la librería *opseestools*, desarrollada para facilitar la implementación de modelos de sección por fibras en OpenSeesPy. Esta función construye automáticamente una sección rectangular de concreto armado, asignando las regiones de

recubrimiento, núcleo confinado y acero longitudinal, a partir de los parámetros geométricos y materiales especificados.

Además, la función incorpora internamente la instrucción `beamIntegration('Lobatto')`, la cual establece un esquema de integración por partes basado en la regla de Lobatto con cinco puntos de integración, lo que permite capturar de manera adecuada la formación de bisagras plásticas en los extremos de los elementos estructurales, siendo fundamental para simular con precisión el comportamiento inelástico localizado en las zonas críticas durante la respuesta sísmica.

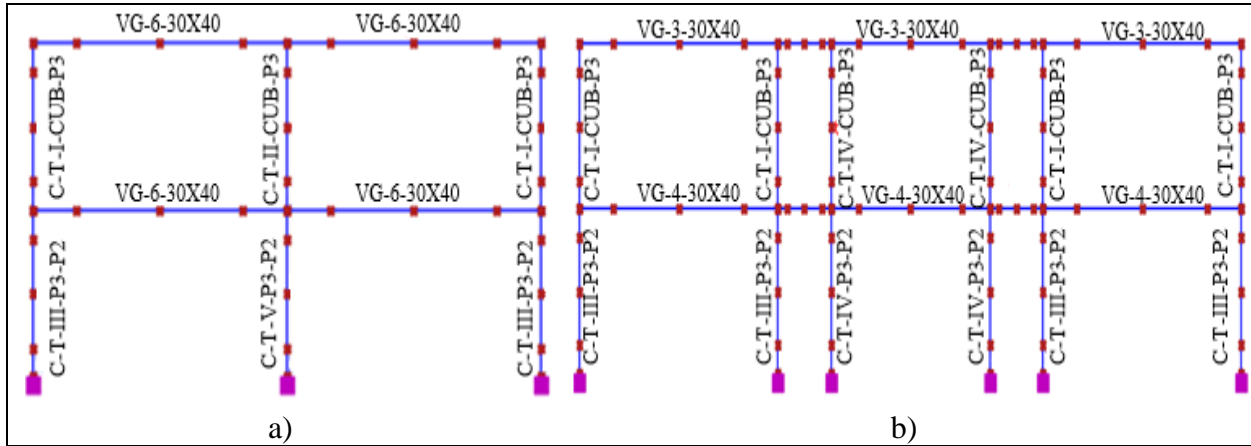
Los parámetros de entrada de la función incluyen el identificador único de la sección, las dimensiones (altura y base), el recubrimiento de concreto, los identificadores de los materiales constitutivos (núcleo, recubrimiento y acero), y la cantidad y área de las barras ubicadas en la parte superior, inferior e intermedia de la sección.

La configuración de las secciones modeladas se basó en la información obtenida del modelo lineal desarrollado en ETABS, y su detalle completo puede consultarse en las tablas A1, A2, A4 y A5 (ver Apéndice A), donde se relacionan las propiedades geométricas y de refuerzo de cada elemento. Una vez definidas las secciones transversales, se asignaron en el modelo estructural mediante el comando `element()` de OpenSeesPy, empleando el tipo `'forceBeamColumn'`, el cual implementa una formulación basada en fuerzas. Para las columnas, se utilizó la opción `pdelta`, que permite considerar los efectos P-Delta asociados a la interacción entre carga axial y desplazamientos laterales. En el caso de las vigas, se empleó la opción `lineal`, adecuada para representar su comportamiento de flexión sin incluir efectos de segundo orden. Para facilitar la identificación de las secciones utilizadas en los elementos, se presenta a continuación la Figura 34 y la Figura 35 de los pórticos analizados del edificio Administrativos y Aulas respectivamente, en

las cuales se muestra el nombre asignado a cada sección. Esta nomenclatura corresponde directamente con los registros de las tablas mencionadas previamente del Apéndice A.

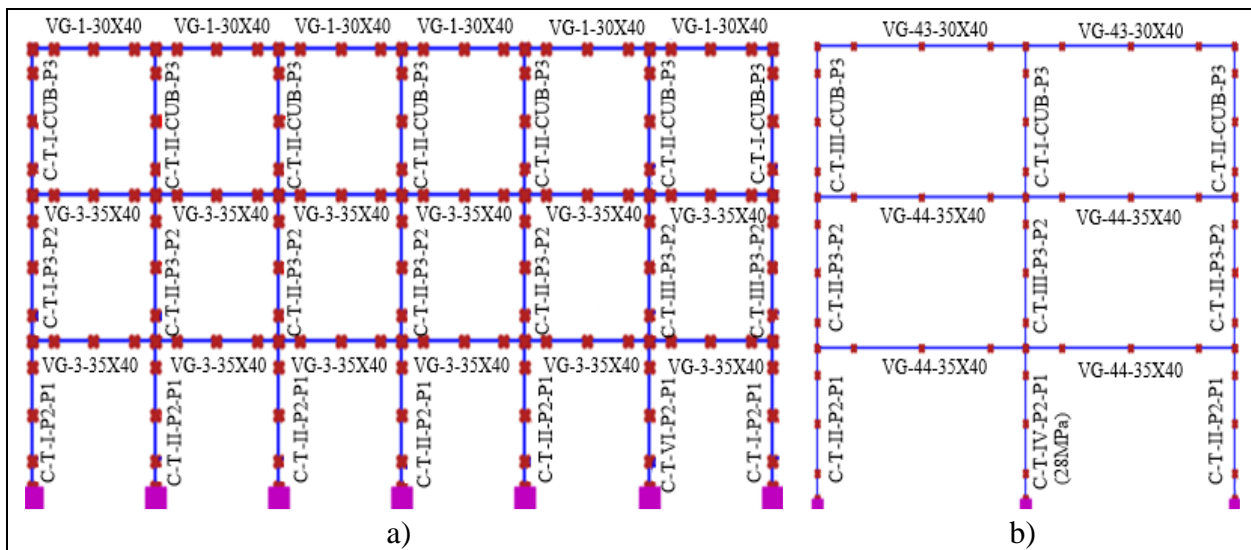
**Figura 34**

*Asignación de secciones estructurales en el edificio Administrativos. (a) Pórtico en dirección X; (b) Pórtico en dirección Y*



**Figura 35**

*Asignación de secciones estructurales en el edificio Aulas. (a) Pórtico en dirección X; (b) Pórtico en dirección Y*



#### 2.6.4 Asignación de cargas gravitacionales

Para el modelo estructural en OpenSeesPy, se asignaron cargas gravitacionales equivalentes distribuidas a lo largo de cada viga del pórtico plano, las cuales se obtuvieron del modelo tridimensional elaborado en ETABS. En dicho modelo, las cargas se definieron mediante patrones tipo *Dead* y *Live*, incluyendo el peso propio y las sobrecargas reglamentarias.

Con el objetivo de representar correctamente estas cargas en el modelo plano, se calcularon áreas tributarias para cada viga, y se obtuvieron los valores equivalentes de carga distribuida en kN/m. El procedimiento detallado de conversión y tributación se presenta en el Apéndice B (Edificio de Administrativos) y el Apéndice C (Edificio de Aulas), donde también se incluyeron factores de combinación conforme al Capítulo 7, sección 7.2.2 de la normativa ASCE/SEI 41-17 (American Society of Civil Engineers, 2017), en la que se establece que, para procedimiento no lineales, la combinación de cargas gravitacionales se expresa como:

$$Q_G = Q_D + Q_L \quad (26)$$

donde:

$Q_G$ : combinación de carga gravitacional;

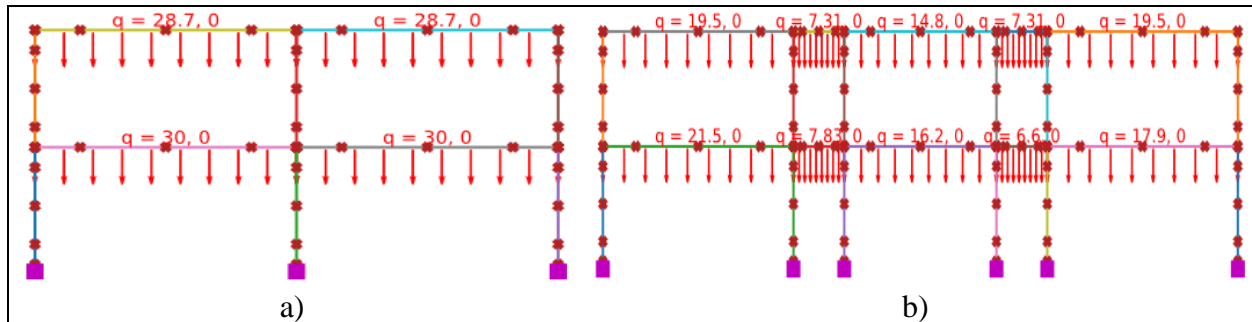
$Q_D$ : carga muerta;

$Q_L$ : carga viva, afectada por un factor del 25%;

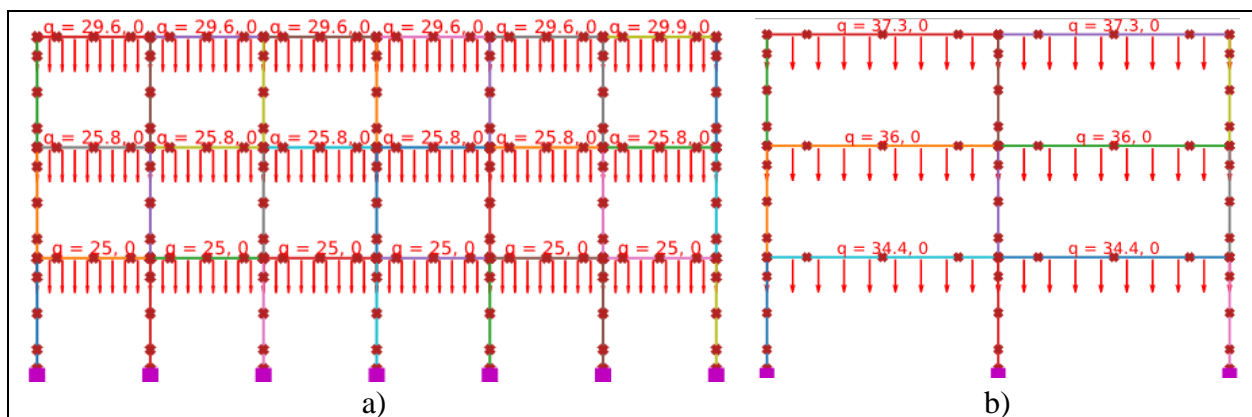
Finalmente, las cargas resultantes se implementaron en OpenSeesPy mediante el comando `eleLoad()`, asignando a cada viga del pórtico su correspondiente carga distribuida, previamente calculada según su área tributaria y la combinación de carga definida. En la Figura 36 y Figura 37 se ilustra la distribución de las cargas gravitacionales asignadas a cada viga del pórtico, tanto en la dirección X como en la dirección Y, para los edificios de Administrativos y Aulas, respectivamente.

**Figura 36**

*Aplicación de cargas en el edificio Administrativos. (a) Pórtico en dirección X; (b) Pórtico en dirección Y*

**Figura 37**

*Aplicación de cargas en el edificio Aulas. (a) Pórtico en dirección X; (b) Pórtico en dirección Y*



Con el modelo estructural ya establecido, se realizó una primera ejecución en OpenSeesPy considerando únicamente las masas nodales y las cargas gravitacionales, con el fin de verificar la correcta definición del modelo y descartar posibles inconsistencias numéricas. Como parte de esta corrida preliminar, se calculó el periodo fundamental de vibración en cada dirección principal. Para el edificio de Administrativos, los periodos obtenidos fueron 0.786 s en la dirección X y 0.706 s en la dirección Y. En el caso del edificio de Aulas, los valores fueron 0.827 s y 1.183 s para las direcciones X e Y, respectivamente.

## 2.7 Análisis Pushover

Con el modelo estructural ya establecido en OpenSeesPy, se realizó un análisis pushover para cada dirección principal del pórtico. Este análisis no lineal permitió evaluar la capacidad de deformación de la estructura frente a cargas laterales crecientes, proporcionando una estimación del comportamiento inelástico global. El patrón de carga lateral se aplicó como una distribución estática equivalente, siguiendo un perfil triangular ascendente con respecto a la altura del pórtico. Para ello, se estableció una serie de tiempo tipo *Linear*, que indica que la carga incrementa de forma lineal con el parámetro de control del análisis, que se tomó como el desplazamiento en el nodo de control. Posteriormente, se definió un patrón de carga *Plain*, que asocia dicha serie temporal a los nodos del modelo sobre los cuales se aplica la carga externa.

Las fuerzas laterales se distribuyeron entre los niveles según su altura relativa, en donde los nodos superiores reciben una mayor proporción de carga. En el edificio de Administrativos, con dos niveles, los nodos reciben  $1/3$  y  $2/3$  del total, respectivamente. En el edificio de Aulas, con tres niveles, se aplica la misma lógica proporcional a los tres entresijos. Posteriormente, se utilizó la función `pushover2Rot()` de la librería `opseestools`, para ejecutar el análisis. Esta función automatiza el procedimiento de pushover e incluye parámetros para controlar el desplazamiento objetivo, el tamaño de paso, el nodo de control, los elementos para registrar las rotaciones, la cantidad de incrementos, la dirección de análisis, además de la opción de ingresar un corte de diseño para la normalización del pushover y la extracción de resultados.

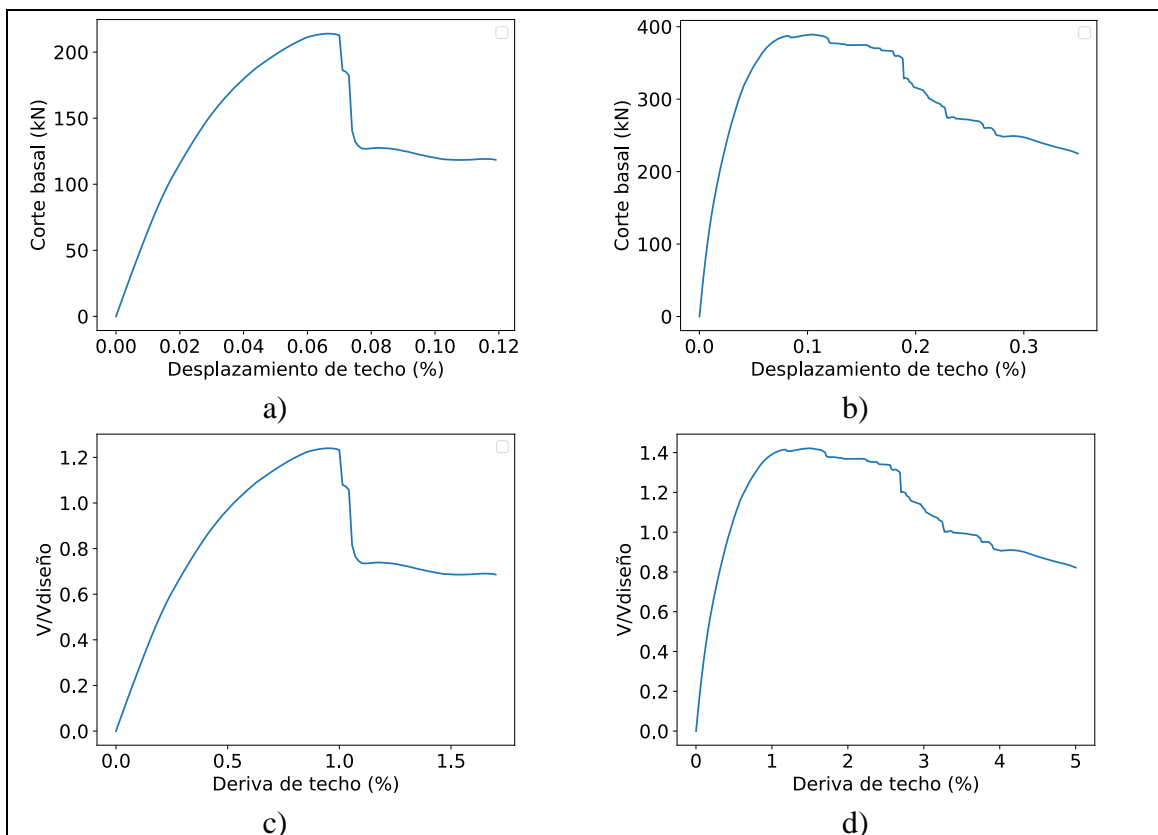
Como salida, la función proporciona los vectores de desplazamiento del techo (`dtecho`), corte basal (`Vbasal`), rotaciones de los elementos (`rots`) y fuerzas internas (`forces`). Adicionalmente, genera la curva de capacidad del pórtico, correspondiente a la gráfica del corte basal frente al

desplazamiento del techo. Esta curva permite identificar el rango elástico, el inicio de la respuesta no lineal y el comportamiento postfluencia de la estructura.

Asimismo, la función genera la curva de capacidad normalizada, expresada como  $V_{\text{basal}}/V_{\text{diseño}}$ , la cual se empleó para estimar la sobrerresistencia estructural. El valor del cortante de diseño ( $V_{\text{diseño}}$ ), se obtuvo como la suma de los cortantes basales de las columnas del primer nivel, reportados en la Tabla 21 a la Tabla 24. Estos valores fueron 1087.3 kN y 1724.5 kN para el edificio Administrativos, y 1919.5 kN y 1059.9 kN para el edificio Aulas, en las direcciones X e Y, respectivamente. Las curvas de capacidad y las curvas normalizadas se presentan en la Figura 38 y Figura 39, para los edificios Administrativos y Aulas respectivamente.

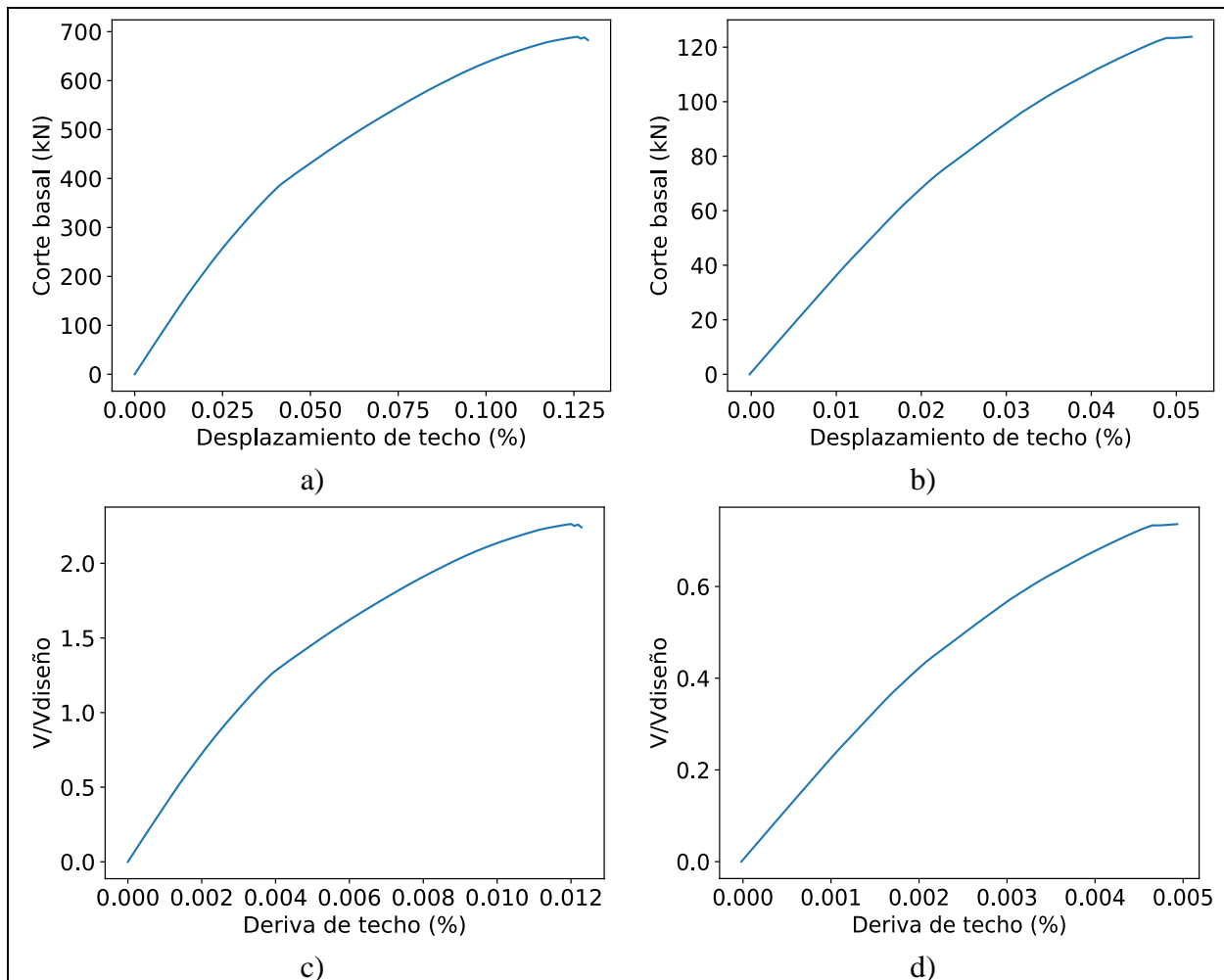
### Figura 38

*Edificio Administrativos. (a) Curva Pushover dirección X; (b) Curva Pushover dirección Y; (c) Curva Pushover normalizada dirección X; (d) Curva Pushover normalizada dirección Y*



**Figura 39**

*Edificio Aulas. (a) Curva Pushover dirección X; (b) Curva Pushover dirección Y; (c) Curva Pushover normalizada dirección X; (d) Curva Pushover normalizada dirección Y*



A partir de las gráficas de los análisis pushover normalizados de la Figura 38(c) y Figura 38 (d), se observa que la sobrerresistencia para el edificio Administrativos fue de 1.23 y 1.42 en la dirección X e Y respectivamente. Por su parte para el edificio Aulas, a partir de la Figura 39(c) y Figura 39 (d), se obtuvo la sobrerresistencia con valores de 2.26 y 0.74 en las direcciones X e Y, respectivamente.

## 2.8 Análisis Dinámicos

Con el fin de evaluar la respuesta inelástica de los pórticos representativos ante excitaciones sísmicas reales, se desarrolló un conjunto de análisis dinámicos no lineales utilizando registros sísmicos escalados. Esta etapa permitió capturar el comportamiento estructural frente a demandas sísmicas complejas, considerando explícitamente la variabilidad del contenido frecuencial, la duración y la intensidad del movimiento del suelo.

A continuación, se describen los criterios para la selección de registros, el procedimiento de escalado y la implementación de los análisis dinámicos, en los que se incluye la obtención de las curvas IDA y las curvas de fragilidad que permiten estimar las probabilidades de colapso, estas se toman como insumo principal para definir el desempeño de los edificios analizados.

### Selección de registros sísmicos

Para inducir una respuesta no lineal representativa en los modelos estructurales, se seleccionaron 44 registros sísmicos (22 por cada componente) del FEMA P695 (Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2009). Esta selección incluyó señales reales de terremotos históricamente relevantes, registradas en diferentes condiciones de sitio, con el objetivo de someter las estructuras analizadas a demandas que representen posibles escenarios extremos de carga sísmica. Además, estos registros se eligieron con diferentes magnitudes, distancias a la fuente, aceleración pico del terreno (PGA) y características espectrales, lo que permitió cubrir un amplio rango de demandas sísmicas en las estructuras.

En la Tabla 25 se presentan los registros seleccionados por cada componente con algunos de sus parámetros relevantes como su identificador, el valor del PGA y la velocidad pico del terreno (PGV).

**Tabla 25***Resumen parcial de registros sísmicos seleccionados del FEMA P695*

<b>ID No.</b>	<b>Componente 1</b>	<b>Componente 2</b>	<b>PGA<sub>max</sub> [g]</b>	<b>PGV<sub>max</sub> [cm/s]</b>
1	NORTHR/MUL009	NORTHR/MUL279	0.52	63
2	NORTHR/LOS000	NORTHR/LOS270	0.48	45
3	DUZCE/BOL000	DUZCE/BOL090	0.82	62
4	HECTOR/HEC000	HECTOR/HEC090	0.34	42
5	IMPVAL/H-DLT262	IMPVAL/H-DLT352	0.35	33
6	IMPVAL/H-E11140	IMPVAL/H-E11230	0.38	32
7	KOBE/NIS000	KOBE/NIS090	0.51	37
8	KOBE/SHI000	KOBE/SHI090	0.24	38
9	KOCAELI/DZC180	KOCAELI/DZC270	0.36	59
10	KOCAELI/ARC000	KOCAELI/ARC090	0.22	42
11	LANDERS/YER270	LANDERS/YER360	0.24	46
12	LANDERS/CLW-LN	LANDERS/CLW-TR	0.42	35
13	LOMAP/CAP000	LOMAP/CAP090	0.53	58
14	LOMAP/GC03000	LOMAP/G03090	0.56	54
15	MANJIL/JABBAR--L	MANJIL/JABBAR--T	0.41	51
16	SUPERST/B-ICC000	SUPERST/B-ICC090	0.36	56
17	SUPERST/B-POE270	SUPERST/B-POE360	0.27	36
18	CAPEMEND/RIO270	CAPEMEND/RIO360	0.55	44
19	CHICHI/CHY101-E	CHICHI/CHY101-N	0.41	51
20	CHICHI/TCU045-E	CHICHI/TCU045-N	0.48	55
21	SFERRI/PEL090	SFERRI/PEL180	0.21	36
22	FRIULIA1A-TMZ000	FRIULIA1A-TMZ270	0.31	31

*Nota.* Adaptado de *Quantification of Building Seismic Performance Factors (FEMA P695)*,

Federal Emergency Management Agency, 2009, Tabla A-4C

### **Escalado de registro**

El escalado de los registros se fundamentó en los espectros de amenaza sísmica en roca proporcionados por el Servicio Geológico Colombiano (SGC) (Servicio Geológico Colombiano, s.f.) para la ciudad de Bucaramanga. A partir de los resultados de desagregación por cabeceras municipales, se obtuvieron los valores medios de aceleración espectral ( $S_a$ ) correspondientes a un periodo de retorno de 31 años, el cual se asocia al sismo del umbral de daño según la NSR-10.

Cada valor de  $S_a$  está vinculado a un periodo espectral ( $T$ ) expresado en segundos. Para determinar el  $S_a$  objetivo, estos valores se ajustaron multiplicándolos por el coeficiente de sitio  $F_a$  establecido en la NSR-10, el cual depende del tipo de suelo del emplazamiento. Este ajuste permitió obtener un espectro de diseño modificado que incorpora las condiciones locales del terreno.

A partir de este espectro corregido, y conocido el periodo fundamental de vibración del pórtico analizado en cada dirección, se interpoló el valor de  $S_a$  correspondiente, definiéndose así el  $S_{a_{objetivo}}$  que representa la demanda espectral utilizada como base para el escalado de los registros sísmicos.

Con el  $S_a$  objetivo establecido, el procedimiento de escalado de los registros sísmicos se implementó en OpenSeesPy. Para ello, se procesó cada señal sísmica de forma individual, junto con su respectivo intervalo de muestreo. Para cada registro, se calculó el espectro de respuesta mediante la función `spectrum4()` de la librería `opseestools`, y se extrajo el valor de  $S_a$  correspondiente al periodo fundamental de la estructura. Este valor se denomina  $S_{a_{registro}}$  y se empleó para calcular el factor de escalado ( $f_e$ ), definido como:

$$f_e = \frac{S_{a_{objetivo}}}{S_{a_{registro}}} \quad (27)$$

Finalmente, para ajustar cada señal al nivel de amenaza sísmica correspondiente a un periodo de retorno de 475, establecido como el nivel de diseño en la NSR-10, se empleó un factor denominado *Spectrumfactor* y se calcula con la siguiente expresión:

$$Spectrumfactor = f_e \left( \frac{S_{a_{475}}}{S_{a_{objetivo}}} \right) \quad (28)$$

Este procedimiento garantiza la compatibilidad entre los registros escalados y el nivel de amenaza sísmica establecido por la NSR10.

### **Procedimiento de análisis dinámicos**

Una vez escalados los registros sísmicos según el procedimiento descrito previamente, se ejecutó el análisis dinámico incremental (IDA, por sus siglas en inglés), el cual permitió evaluar la respuesta no lineal del sistema estructural ante diferentes niveles de demanda sísmica. Este análisis se implementó en OpenSeesPy mediante la función `dinamicoIDA4P()` de la librería `opseestools`, la cual facilita ejecutar múltiples análisis dinámicos variando la intensidad de los registros.

El procedimiento consistió en la definición de un conjunto de factores de amplificación sísmica, seleccionados de forma incremental para inducir distintos niveles de daño estructural. En este caso, se utilizaron los factores: 0.25, 0.5, 1.0, 1.5, 2.5, 3.0 y 3.5. El valor 1.0 corresponde al sismo de diseño (DBE), mientras que el valor 1.5 representa el sismo máximo creíble (MCE), de acuerdo con la NSR-10 ((AIS), Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010).

La función `dinamicoIDA4P()` recibe como entrada cada registro sísmico con su intervalo de muestreo, el número de pasos de integración, el factor de escalado de registro ajustado por el factor de amplificación, el amortiguamiento, el nodo y grado de libertad de control (correspondiente al desplazamiento de techo), así como los identificadores de elementos (columnas) y nodos de interés. Como salida, la función proporciona los vectores de tiempo ( $t$ ), desplazamientos de techo, fuerzas internas, aceleraciones, velocidades, desplazamientos nodales y derivas de entrepiso.

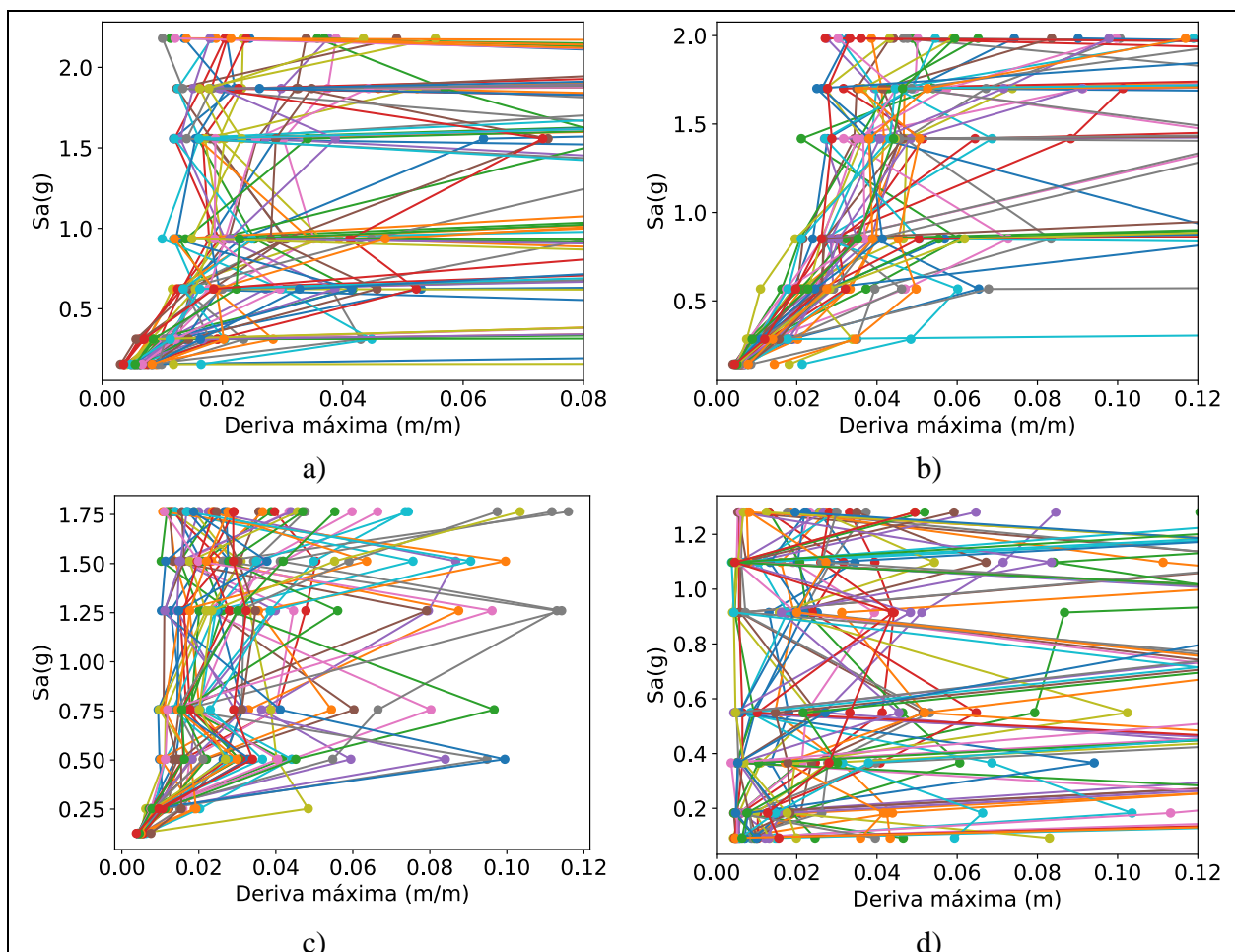
El análisis se realizó iterativamente para los 44 registros sísmicos, combinados con los factores de amplificación definidos, lo cual permitió obtener una cantidad de resultados IDA para cada edificio. Los desplazamientos relativos entre pisos (derivas) se utilizaron como medida de

daño estructural, y se registraron para cada corrida de análisis. A partir de estos resultados, se construyeron las curvas IDA, las cuales grafican el valor de aceleración espectral ( $S_a$ ) frente a la deriva máxima de entrepiso. Estas curvas permitieron observar el comportamiento progresivo de daño de la estructura frente a un incremento controlado de la demanda sísmica.

En la Figura 40 se presentan las curvas IDA correspondientes a los edificios Administrativos y Aulas.

### Figura 40

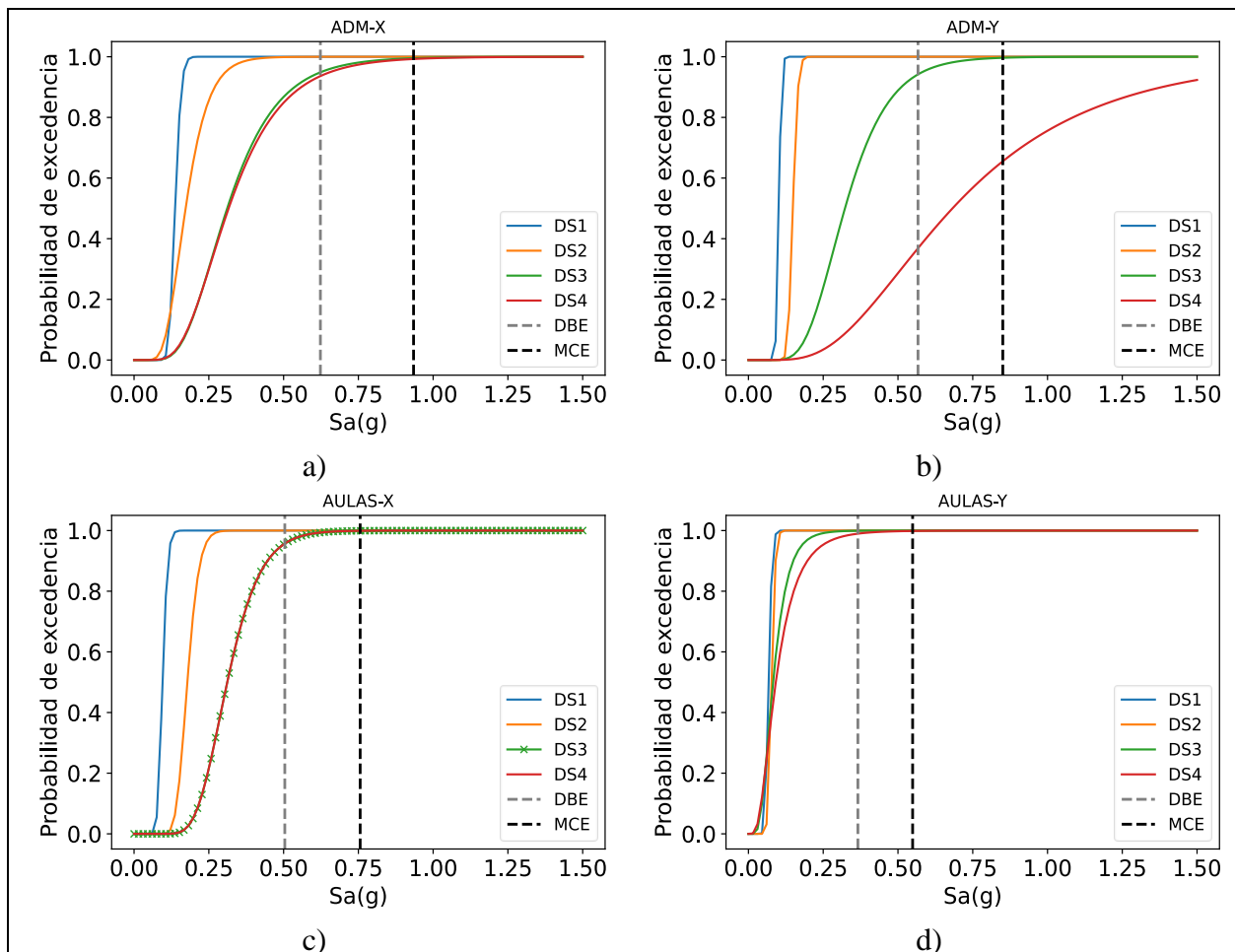
Curvas IDA. (a) Administrativos dirección X; (b) Administrativos dirección Y; (c) Aulas dirección X; (d) Aulas dirección Y



Posteriormente, con base en los resultados del análisis dinámico, se construyeron las curvas de fragilidad para cada nivel de daño estructural (ver Figura 41). Para ello, se definieron un conjunto de umbrales de desempeño, los cuales corresponden a niveles de deriva que delimitan los estados límite de ligero, moderado, severo y colapso. Los valores adoptados provienen de la Tabla 5-15 del FEMA HAZUS (Federal Emergency Management Agency, 2020), correspondiente a edificios pre código con sistemas de pórticos resistentes a momento de 1 a 3 pisos, estos presentan en la Tabla 26.

### Figura 41

Curvas de fragilidad. (a) Administrativos dirección X; (b) Administrativos dirección Y; (c) Aulas dirección X; (d) Aulas dirección Y



**Tabla 26***Umbrales de deriva para definición de estados límite*

<b>Ligero</b>	<b>Moderado</b>	<b>Severo</b>	<b>Colapso</b>
0.0040	0.0064	0.0160	0.0400

*Nota.* Adaptado de Hazus Earthquake Model Technical Manual, Hazus 4.2 SP3, Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2020.

A partir de estos límites, se calculó la probabilidad de excedencia para cada estado límite mediante funciones lognormales de fragilidad, utilizando los pares de datos  $S_a$  contra deriva de entre piso obtenidos en los análisis dinámicos. La estimación se realizó con la función `calculate_fragility()` de `opseestools`, obteniéndose los parámetros de dispersión  $\beta$  y de media  $\theta$  que representan la media de la medida de intensidad en la cual la estructura alcanza el estado límite considerado para cada curva, estos se presentan en Tabla 27. Las curvas resultantes se ilustran en la Figura 41 para los edificios Administrativos y Aulas.

**Tabla 27***Thetas y Betas edificio Administrativos y Aulas*

<b>Parámetro</b>	<b>límite</b>	<b>Administrativos X</b>	<b>Administrativos Y</b>	<b>Aulas X</b>	<b>Aulas Y</b>
Theta ( $\theta$ )	Ligero	0.1370	0.1014	0.095	0.0671
Theta ( $\theta$ )	Moderado	0.1723	0.1486	0.1782	0.0770
Theta ( $\theta$ )	Severo	0.3113	0.3226	0.3116	0.0824
Theta ( $\theta$ )	Colapso	0.3162	0.6822	0.3116	0.0914
Beta ( $\beta$ )	Ligero	0.1167	0.0712	0.1414	0.1351
Beta ( $\beta$ )	Moderado	0.3493	0.0880	0.1733	0.1290
Beta ( $\beta$ )	Severo	0.4250	0.3589	0.2795	0.4656
Beta ( $\beta$ )	Colapso	0.4450	0.5514	0.2795	0.5985

Adicionalmente, se calculó la probabilidad de colapso estructural para los niveles de demanda sísmica correspondientes al sismo de diseño (DBE) y al sismo máximo creíble (MCE). Estas probabilidades se estimaron como la fracción de corridas en las cuales la deriva entre piso máxima supera el umbral definido para colapso, considerando los valores de  $S_a$  representativos de

cada nivel de amenaza. En la Tabla 28 se presentan los valores específicos de aceleración espectral ( $S_a$ ) y las respectivas probabilidades de colapso.

**Tabla 28**

*Probabilidades de colapso para el sismo de diseño (DEB) y sismo máximo creíble (MCE)*

<b>Edificio</b>	<b>Dirección</b>	<b>Sa DBE [g]</b>	<b>Sa MCE [g]</b>	<b>Pcolapso DBE [%]</b>	<b>Pcolapso MCE [%]</b>
Administrativos	X	0.6230	0.9345	90	100
Administrativos	Y	0.5670	0.8505	36	63
Aulas	X	0.5040	0.7560	95	100
Aulas	Y	0.3660	0.5490	100	100

Los resultados permitieron cuantificar de forma directa el desempeño esperado de la estructura ante niveles crecientes de demanda sísmica, lo cual constituye un insumo clave para la evaluación del riesgo y el diseño de estrategias de reforzamiento.

## 2.9 Reforzamiento estructural

En el diseño de las estrategias de reforzamiento estructural se consideraron dos de las técnicas presentadas en el apartado 2.1.3.2. Dado que el edificio objeto de estudio forma parte del patrimonio arquitectónico de la Universidad Industrial de Santander (UIS), se optó por el uso de dispositivos de disipación histerética tipo Riostras de Pandeo Restringido (BRBs) y Triangular Added Damping and Stiffness (TADAS). Con estas soluciones modernas se busca mejorar la capacidad sísmica sin intervenir de forma invasiva toda la estructura. Adicionalmente, su configuración visible resulta compatible con el entorno académico del edificio, facilitando su aprovechamiento como recurso didáctico para la formación en ingeniería estructural. En los apartados siguientes, se describe el procedimiento adoptado para la incorporación de estos dispositivos en los modelos estructurales, tanto en el entorno lineal de ETABS como en los análisis no lineales desarrollados en OpenSeesPy.

### 2.9.1 Cortantes de piso para el diseño del reforzamiento

Con el fin establecer las demandas sísmicas que deben ser atendidas mediante dispositivos de disipación de energía, se extrajeron del modelo lineal de ETABS los valores de cortante basal por nivel. Estos cortantes representan la demanda estructural bajo las condiciones sísmicas de diseño definidas por la NSR-10 ((AIS), Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010), considerando el ajuste dinámico mediante los casos de carga EDX y EDY, correspondientes a las direcciones X e Y, respectivamente. La información obtenida constituyó la base para dimensionar adecuadamente los dispositivos de refuerzo, tanto BRBs como elementos tipo TADAS. En la Tabla 29 se resumen los cortantes de piso para los edificios de Administrativos y Aulas, diferenciados por dirección de análisis.

**Tabla 29**

*Cortantes de piso de diseño para dispositivos histeréticos*

Edificio	Nivel	EDX [kN]	EDY [kN]
Administrativos	Cubierta	493.91	450.30
Administrativos	Piso 3	719.48	653.80
Aulas	Cubierta	1957.55	1415.90
Aulas	Piso 3	2990.85	2157.08
Aulas	Piso 2	3381.43	2397.79

### 2.9.2 Cálculo y modelado de BRBs en ETABS

Para el diseño y modelado de los BRBs es necesario determinar ciertos parámetros clave. En este apartado se presenta, a modo ilustrativo, el cálculo y modelado de un dispositivo BRB correspondiente al edificio Administrativos en la dirección X. Como punto de partida se definió el porcentaje del cortante de piso ( $V_{piso}$ ) que toman los dispositivos. Un valor de referencia inicial es el 25 % del cortante basal, distribuido entre el número de dispositivos por nivel. No obstante, este valor es empleado como parámetro semilla en un proceso iterativo, cuyo objetivo es optimizar

el desempeño estructural reduciendo la deriva de entrepiso en el modelo lineal. Se asume que una reducción de derivas lineales conduce a una mejora en el comportamiento no lineal.

Adicionalmente, se calculó el ángulo de inclinación respecto a la horizontal ( $\theta$ ) del BRB, y con ello, el área efectiva del núcleo (A). Para el BRB ilustrativo, ubicado en el último nivel del edificio Administrativos, se consideró que absorbe el 100 % del cortante de piso, y se realizó el cálculo siguiendo la referencia de (Zaboli, 2024), como se muestra a continuación:

$$V_{TX} = \frac{V_{PISO} * \%}{\#BRBS_{piso}} = \frac{493.91 * 100\%}{4} = 123.91 [kN] \quad (29)$$

$$A = \frac{V_{TX}}{0.9 \cdot f_y \cdot \cos \theta} = \frac{123.91 \times 10^3}{0.9 * 250 \times 10^6 * \cos 26^\circ} \cong 615 [mm^2] \quad (30)$$

donde:

$f_y = 250$  MPa: esfuerzo de fluencia del acero;

$\theta = 26^\circ$ : ángulo de inclinación del BRB;

$V_{TX}$ : cortante de piso que asume cada BRB.

Luego, se determinaron las longitudes asociadas al dispositivo: longitud total ( $L_{wp}$ ), longitud del segmento elástico ( $L_e$ ) y la longitud del núcleo de fluencia ( $L_{core}$ ). Ante la ausencia de un diseño detallado de las conexiones, se adoptó como criterio de diseño preliminar que el segmento elástico representa el 40 % de la longitud total, mientras que el 60 % restante se asigna al núcleo en fluencia. Con estos valores, se calculó la rigidez axial efectiva ( $K$ ) como:

$$K = \left( \frac{L_{WP}}{L_{core}} \right) * \frac{E_{SB} * A}{L_{wp}} = \left( \frac{8.0}{4.8} \right) * \frac{21000010^6 * 6.15 \times 10^{-4}}{8.0} = 26906.25 [kN/m] \quad (31)$$

donde,  $E_{SB} = 210000$  MPa es módulo de elasticidad del acero de los BRBs.

Con estos parámetros, se ingresaron las propiedades en ETABS. En la Figura 42 se presenta la interfaz de definición del dispositivo BRB en el software.

**Figura 42**

*Definición de parámetros de diseño de BRB, edificio Administrativos, nivel de Cubierta*

General Data	
Property Name	BRBs_X_sub
Material of Yielding Core	BRB-G300
Display Color	Change
Notes	Modify/Show Notes...
Shape	
Section Shape	Building Restraint Brace
Section Property Source	
Source: User Defined	

BRB Weight	
Total BRB Weight	0 kN
BRB Section Dimensions	
Overall Depth (for drawing only)	150 mm
Overall Width (for drawing only)	150 mm
Area of Yielding Core	6.2 cm <sup>2</sup>
Stiffness of Elastic Segment	1E+15 kN/m
Length of Yielding Core	4.8 m
Length of Elastic Segment	3.2 m
Current Linear Effective Axial Stiffness	26906.25 kN/m

En la Figura 42 se observa que la rigidez asignada al segmento elástico del BRB corresponde a un valor de  $1E+15$  kN/m, lo cual representa una rigidez prácticamente infinita. Esta asignación garantiza que la deformación plástica se concentre exclusivamente en el núcleo de fluencia del dispositivo, evitando así la plastificación en las zonas adyacentes. Adicionalmente, en el recuadro inferior de la misma figura se presenta la rigidez axial efectiva, calculada automáticamente por el software, lo cual permite verificar su concordancia con el valor teórico previamente determinado (K).

Con la estrategia de reforzamiento con BRBs se desarrollaron tres modelos: (1) edificio Administrativos con BRBs en disposición diagonal, (2) edificio Aulas con BRBs en disposición diagonal y (3) edificio Aulas con BRBs en disposición tipo chevron. La Figura 43 muestra dos pórticos representativos del edificio Administrativos modelados en ETABS, mientras que la Figura 44 presenta cuatro pórticos del edificio Aulas: dos con BRBs en configuración diagonal y dos en configuración chevron. Por otro lado, la Tabla 30 resume la rigidez y el área de los BRBs del edificio Administrativos en las direcciones X ( $K_X$ ) y Y ( $K_Y$ ), y la Tabla 31 presenta los valores correspondientes al edificio Aulas en ambas configuraciones de los dispositivos.

**Tabla 30**

*Rigidez efectiva (K) y área efectiva (Ax, Ay), de dispositivos BRBs edificio Administrativos*

Nivel	A <sub>x</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>y</sub> [mm <sup>2</sup> ]	K <sub>x</sub> [kN/m]	K <sub>y</sub> [kN/m]
Cubierta	615	560	26906.3	24500.0
Piso 3	900	810	39375.0	35437.5

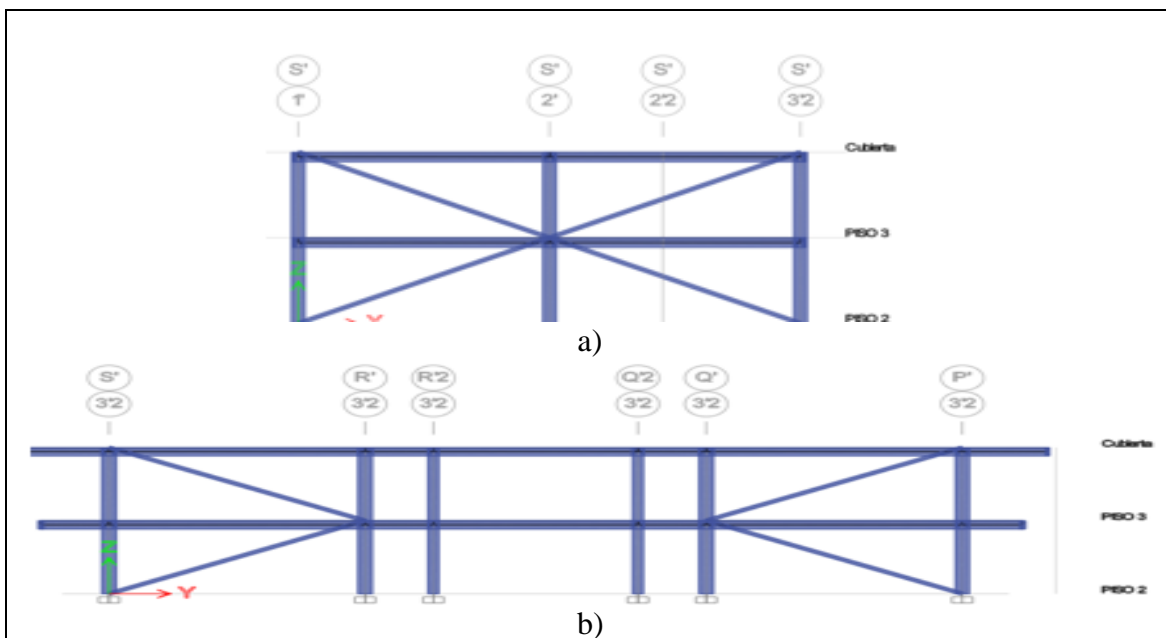
**Tabla 31**

*Rigidez efectiva (K) y área efectiva (Ax, Ay), de dispositivos BRBs, edificio Aulas*

Configuración	Nivel	A <sub>x</sub> [mm <sup>2</sup> ]	A <sub>y</sub> [mm <sup>2</sup> ]	K <sub>x</sub> [kN/m]	K <sub>y</sub> [kN/m]
Diagonal	Cubierta	400	1050	17500.0	45937.5
Diagonal	Piso 3	400	1600	17500.0	70000.0
Diagonal	Piso 2	450	1800	19687.5	78750.0
Chevron	Cubierta	1550	1100	108500.0	77000.0
Chevron	Piso 3	2350	1700	164500.0	119000.0
Chevron	Piso 2	2650	1900	185500.0	133000.0

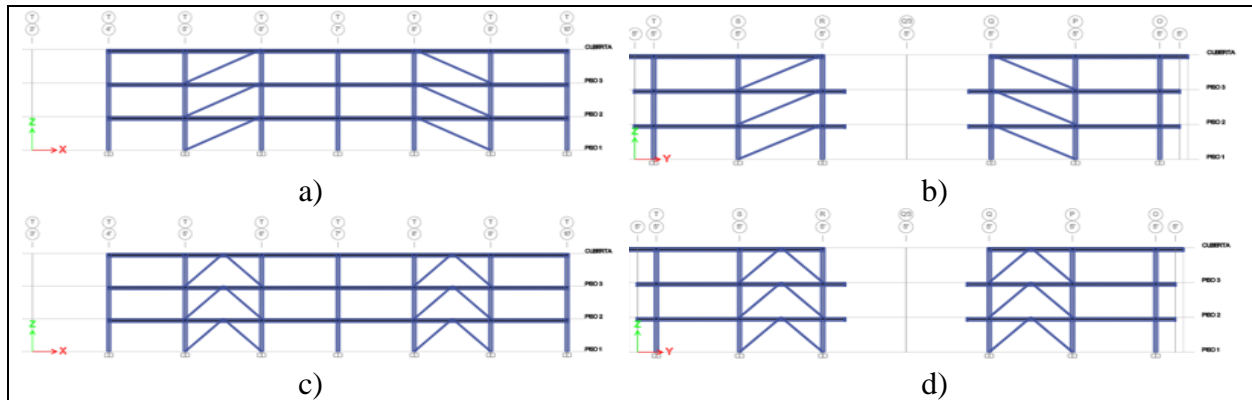
**Figura 43**

*Modelado de BRBs en ETABS edificio Administrativos. a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y*



**Figura 44**

*Modelado de BRBs en ETABS edificio Aulas. a) Pórtico en dirección X (diagonal); b) Pórtico en dirección Y (diagonal); c) Pórtico en dirección X (chevron); d) Pórtico en dirección Y (chevron)*



Una vez modelados los dispositivos BRBs en ETABS, se repitió el procedimiento descrito en el apartado correspondiente al Análisis y verificación estructural de la edificación existente (2.5), con el fin de evaluar el impacto del reforzamiento en el comportamiento estructural.

En la Tabla 32, se presentan los valores máximo de deriva de entrepiso obtenidos para cada dirección de análisis, mientras que en la Figura 45, Figura 46 y Figura 47, se ilustran dos pórticos representativos en las direcciones X e Y, mostrando los índices de interacción fuerza axial-momento flecto (PMM) de las columnas de los 3 modelos analizados. Asimismo, en la Figura 48, Figura 49 y Figura 50 se presentan los porcentajes de refuerzo requerido en las vigas correspondientes a los mismos porticos representativos de los 3 modelos previamente mencionados.

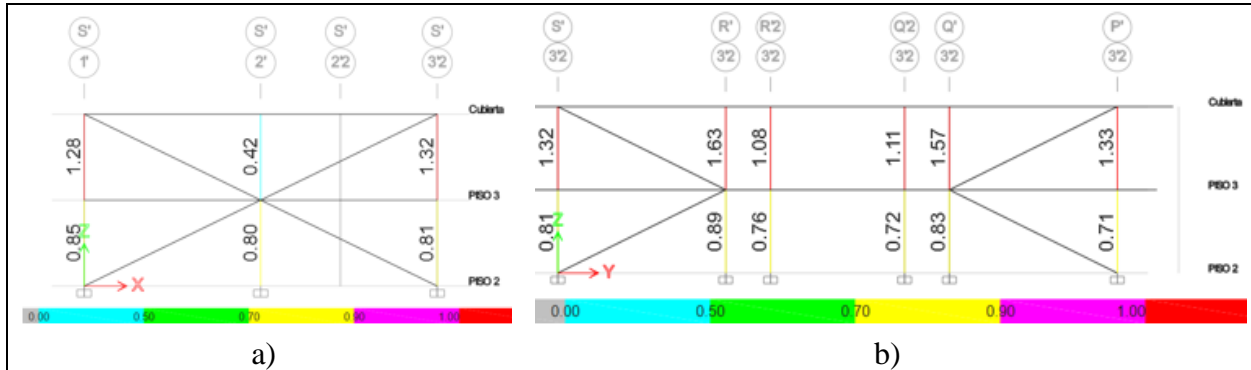
**Tabla 32**

*Derivas máximas edificios Administrativos y Aulas reforzado con BRBs*

Edificio	Configuración	Deriva X [%]	Deriva Y [%]
Administrativos	Diagonal	0.75	0.85
Aulas	Diagonal	2.52	2.96
Aulas	Chevron	1.67	2.44

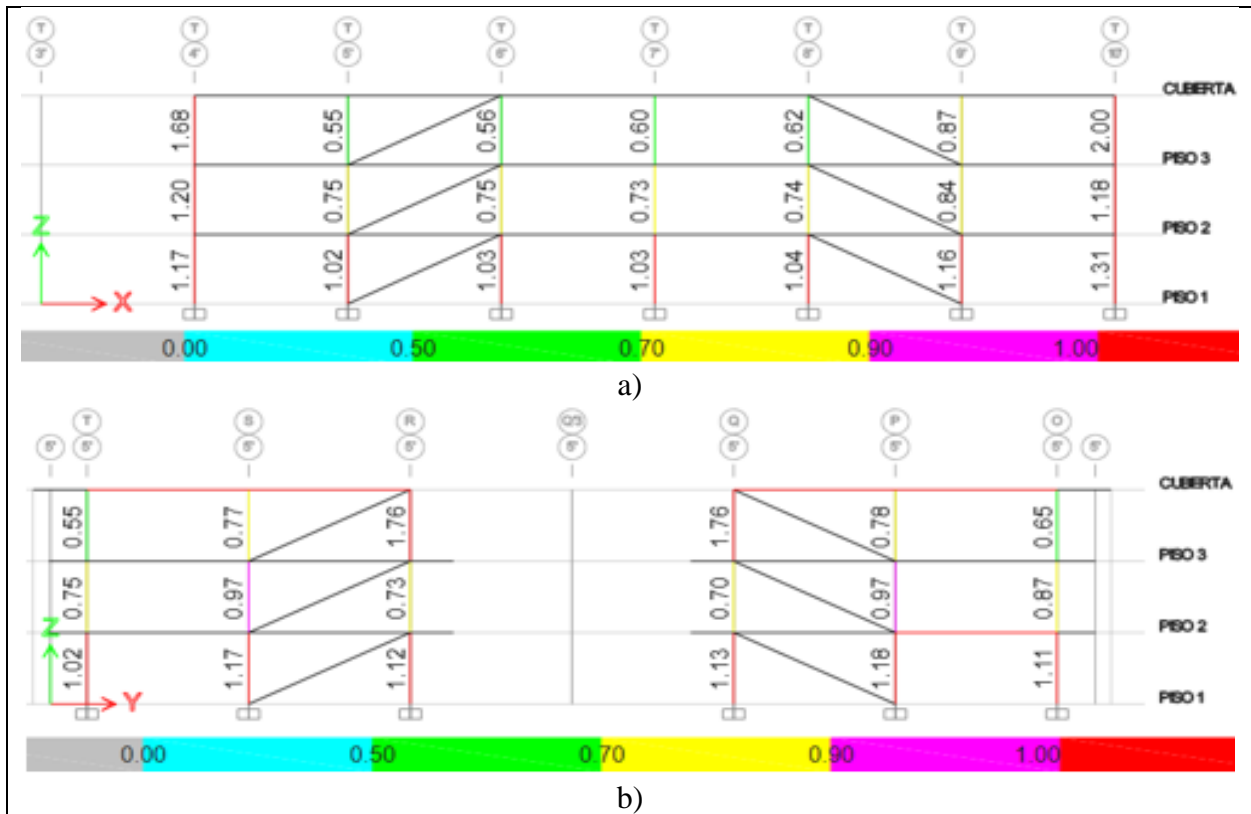
**Figura 45**

Índices P-M-M de columnas del Edificio Administrativos reforzado con BRBs. a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y



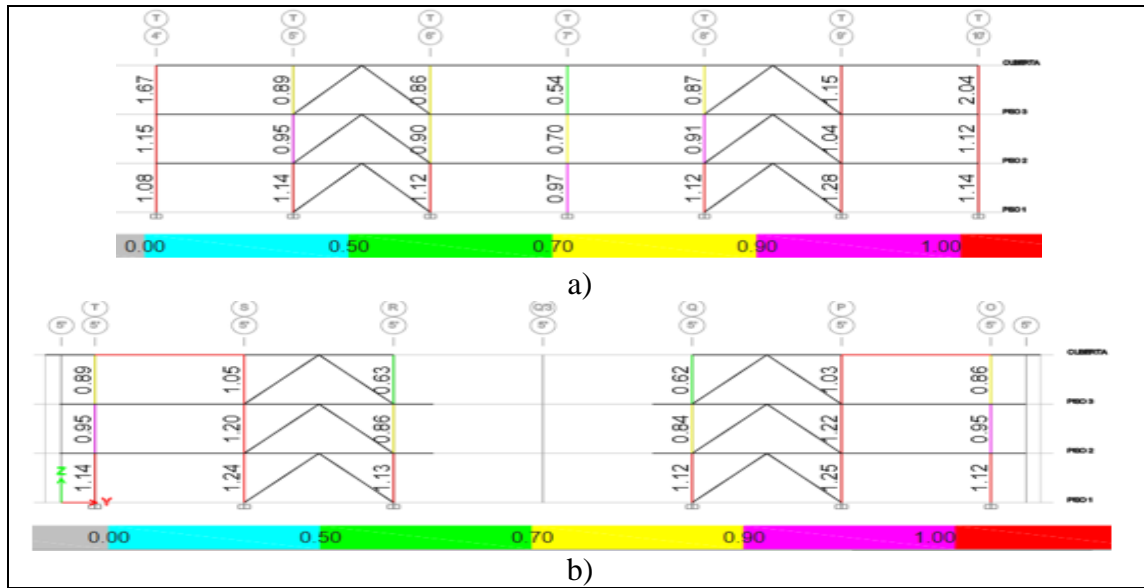
**Figura 46**

Índices P-M-M de columnas del Edificio Aulas reforzado con BRBs en configuración diagonal. a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y



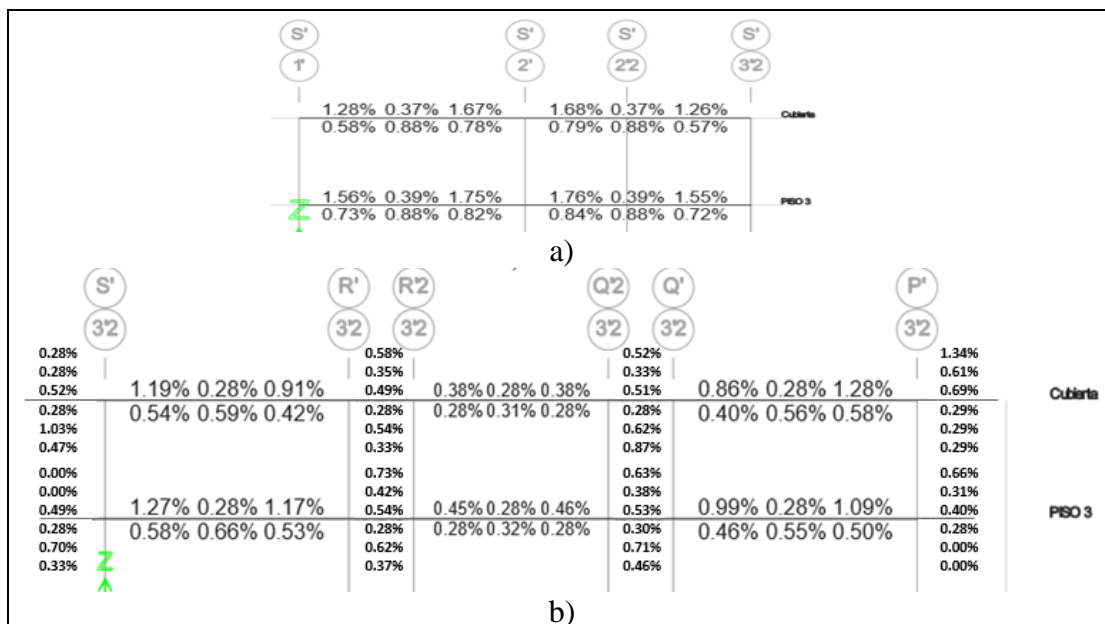
**Figura 47**

Índices P-M-M de columnas del Edificio Aulas reforzado con BRBs (chevron). a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y



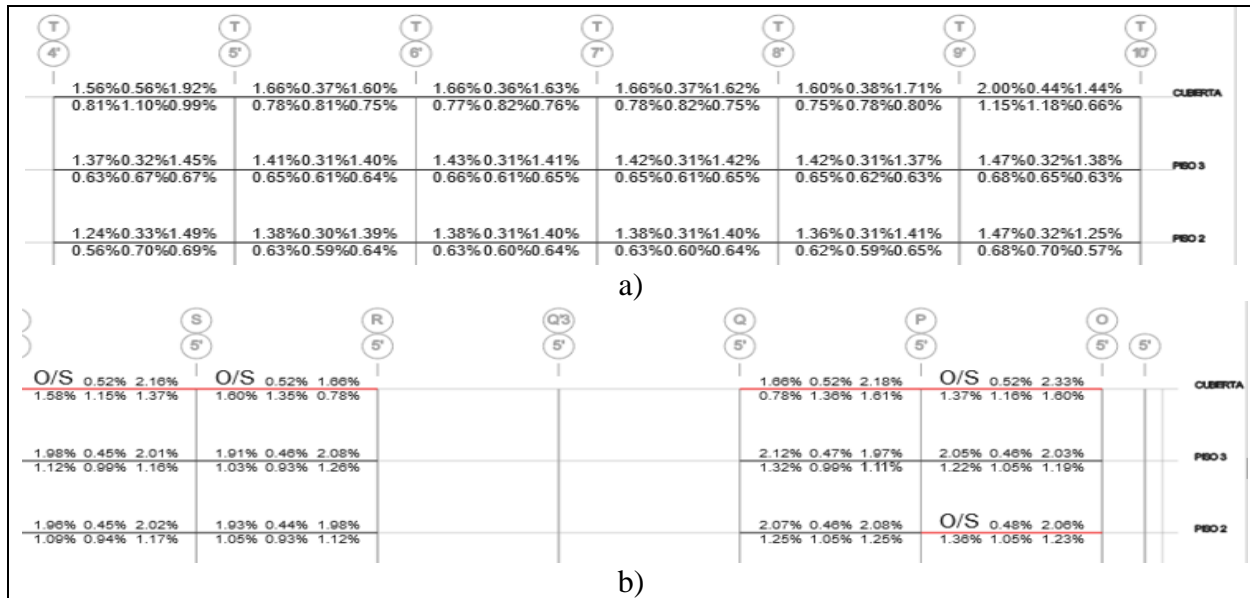
**Figura 48**

Porcentaje de acero de refuerzo longitudinal de vigas requerido edificio Administrativos reforzado con BRBs. a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y



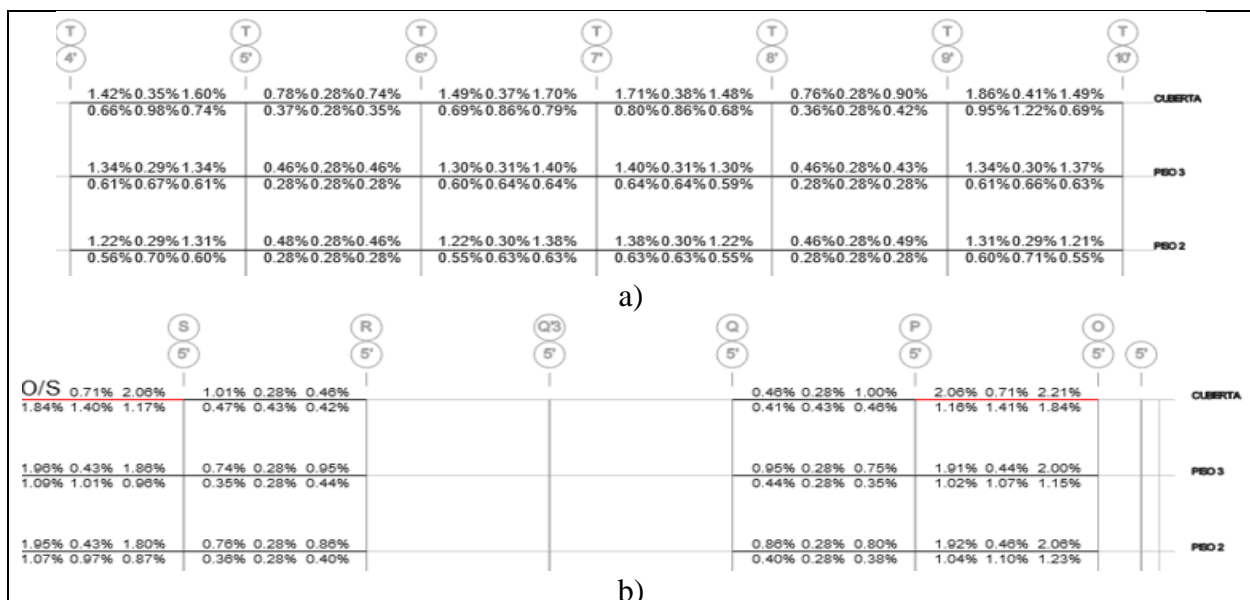
**Figura 49**

Porcentaje de acero de refuerzo longitudinal de vigas requerido edificio Aulas reforzado con BRBs (diagonal). a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y



**Figura 50**

Porcentaje de acero de refuerzo longitudinal de vigas requerido edificio Aulas reforzado con BRBs (chevron). a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y



La información completa, incluyendo las derivas en todos los niveles, los índices PMM de las columnas y los porcentajes de acero de refuerzo requerido en todas las vigas de ambos edificios, se presenta en el Apéndice D.

### **2.9.3 Cálculo y modelado de dispositivo TADAS en ETABS**

Los dispositivos TADAS, solo se implementaron en el edificio Administrativos, debido a que en el edificio Aulas, se implementó la estrategia de los dispositivos BRBs en la configuración convencional (diagonal) y en la configuración tipo chevron, tal como se mostró en el apartado anterior. El procedimiento para definir los dispositivos TADAS partió de la estimación del cortante de piso que dichos elementos deben disipar. Para ello, se tomó el cortante basal por nivel, extraído del modelo lineal en ETABS (ver Tabla 29), y se distribuyó entre el número de dispositivos que se instalarán por piso, según un porcentaje predefinido de demanda a asumir.

La geometría del dispositivo TADAS se definió a partir de las dimensiones de sus placas triangulares, las cuales son responsables del comportamiento histerético. La altura de cada placa se asumió como el 10 % de la altura de entrepiso, mientras que la base se fijó como el 75 % de la altura de la placa. El espesor se ajustó iterativamente hasta obtener un número adecuado de placas por dispositivo ( $n_{\text{story}}$ ), generalmente entre 5 y 10 unidades.

A continuación, se presenta el ejemplo del cálculo de un dispositivo TADAS para el edificio Administrativos, específicamente en el piso de cubierta. En este caso, se consideró que los dispositivos asumen el 100 % del cortante de piso, y se distribuyeron en cuatro elementos por nivel. La altura entre pisos es de 3500 mm, lo que implica una altura de placa de 350 mm y una base de 265 mm. Se adoptó un espesor de 30 mm. En la Tabla 33, se presentan los parámetros para un dispositivo TADAS.

**Tabla 33***Parámetros para un dispositivo TADAS, piso Cubierta, edificio Administrativos*

Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor
Cortante por dispositivo	VTX	kN	123.48
Altura entrepiso	h <sub>T</sub>	mm	3500.00
Altura de placa triangular	h	mm	350.00
Base de placa triangular	b	mm	265.00
Espesor de placa	t	mm	30.00
Esfuerzo de fluencia	f <sub>y</sub>	MPa	240.00
Módulo de elasticidad	E <sub>ST</sub>	MPa	20000.00
Número de placas por dispositivo	N <sub>story</sub>	—	5.00
Rigidez axial del dispositivo	K <sub>TADAS</sub>	kN/m	27813.41

Los cálculos del número de placas y la rigidez del dispositivo, se calcularon con las siguientes expresiones:

$$n_{story} = \frac{6V_{TX} \cdot h}{f_y \cdot b \cdot t^2} = \frac{6 * (123.48 * 10^3) * 350}{240 * 265 * (30)^2} \cong 5 \quad (31)$$

$$K_{TADAS} = \frac{n_{story} \cdot E_{ST} \cdot b \cdot t^3}{6 \cdot h^3} = \frac{5 * 200000 * 265 * (30)^3}{6 * (350)^3} \cong 27813.41 \quad (32)$$

De forma análoga al procedimiento descrito, se determinó la geometría, el número de placas triangulares y la rigidez axial de los dispositivos TADAS restantes. Estos cálculos se realizaron para cada piso considerando las respectivas demandas de corte.

**Tabla 34***Parámetros geométricos y rigidez lateral de los dispositivos TADAS, edificio Administrativos*

Nivel	Dirección	Corte [%]	V <sub>T</sub> * [kN]	h [mm]	b [mm]	t [mm]	n <sub>story</sub>	K <sub>TADAS</sub> [kN/m]
Cubierta	X	100	123.48	350	265	30	5	27813.41
Piso 3	X	100	179.87	350	265	30	7	38938.78
Cubierta	Y	90	101.32	350	265	25	6	19314.87
Piso 3	Y	90	147.10	350	265	25	8	25753.16

*Nota.* V<sub>T</sub>\* corresponde al cortante de piso de cada dispositivo para la dirección de análisis que corresponda. Se modelan 4 dispositivos por cada piso, configurados de forma simétrica.

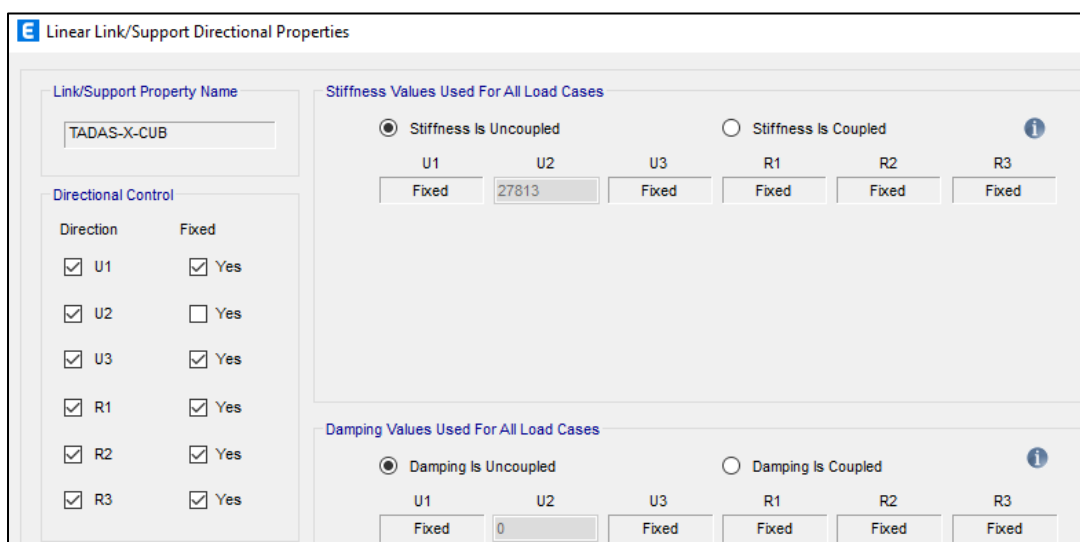
En la Tabla 34 se resumen los parámetros de diseño obtenidos para todos los dispositivos TADAS implementados en el edificio. Posteriormente, se modelaron los dispositivos en ETABS. Los elementos diagonales se modelaron como perfiles metálicos que sirven de soporte a los dispositivos TADAS; en este caso, se utilizó un perfil HSS 200×200×5. Dicho elemento se articuló en ambos extremos, de manera que únicamente trabaja a compresión o tracción axial, sin inducir momentos en el sistema.

Los dispositivos TADAS se representaron mediante elementos tipo link lineales, configurados para actuar únicamente en la dirección lateral correspondiente. A estos elementos se les asignó la rigidez ( $k_{TADAS}$ ), calculada previamente (ver Tabla 34), mientras que los demás grados de libertad se restringieron, simulando un comportamiento axial en la dirección deseada.

En la Figura 51 se ilustra la definición del dispositivo TADAS correspondiente al piso de cubierta en la dirección X, y en la Figura 52 se presentan los pórticos representativos del edificio Administrativos en las direcciones X e Y, donde se evidencia la ubicación y configuración de los dispositivos en el modelo.

### Figura 51

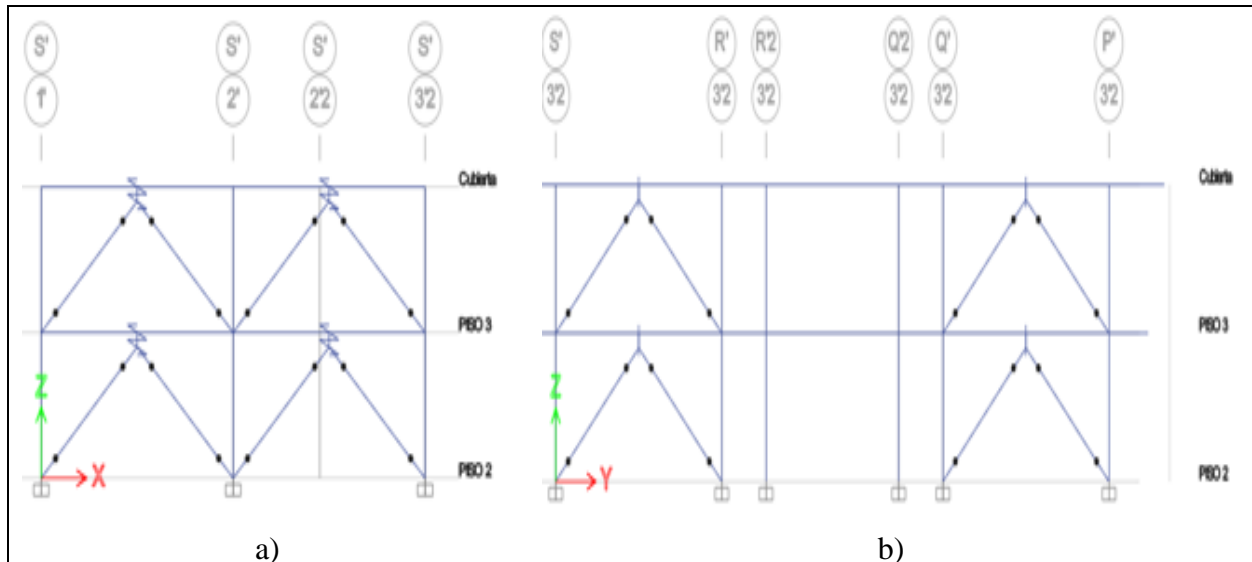
*Definición de elemento tipo Link en ETABS, edificio Administrativos, nivel de Cubierta*



**Figura 52**

*Modelado de dispositivos TADAS en ETABS, edificio Administrativos. a) Pórtico en dirección X;*

*b) Pórtico en dirección Y*



Una vez modelados los dispositivos TADAS en ETABS, se repitió el procedimiento descrito en el apartado correspondiente al Análisis y verificación estructural de la edificación existente (2.5), con el fin de evaluar el impacto del reforzamiento en el comportamiento estructural.

En la Tabla 35 se presentan los valores máximos de deriva de entrepiso obtenidos para cada dirección de análisis, mientras que en la Figura 53 se ilustran dos pórticos representativos en las direcciones X e Y, mostrando los índices de interacción fuerza axial-momento flector (PMM) en las columnas. Asimismo, en la Figura 54 se presentan los porcentajes de acero de refuerzo requerido en las vigas correspondientes a los mismos pórticos representativos.

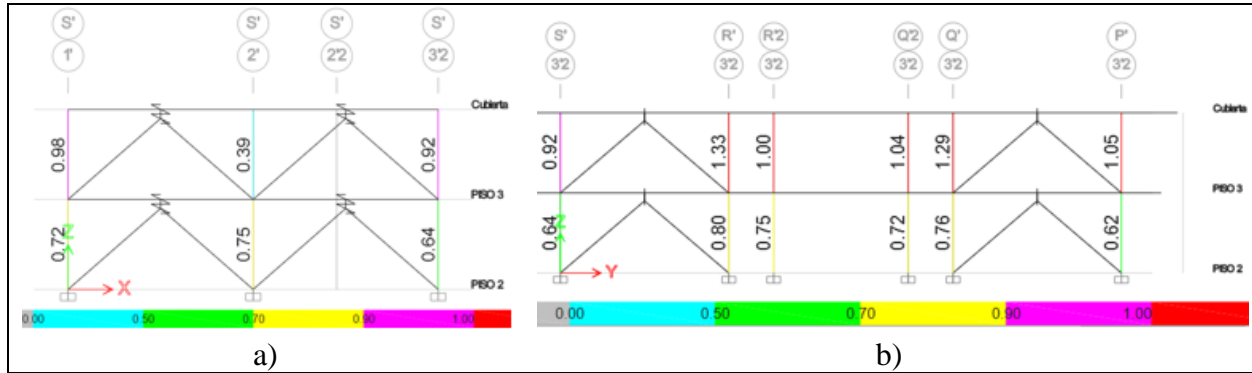
**Tabla 35**

*Derivas máximas edificio Administrativos reforzado con TADAS*

Edificio	Deriva X [%]	Deriva Y [%]
Administrativos	1.07	1.26

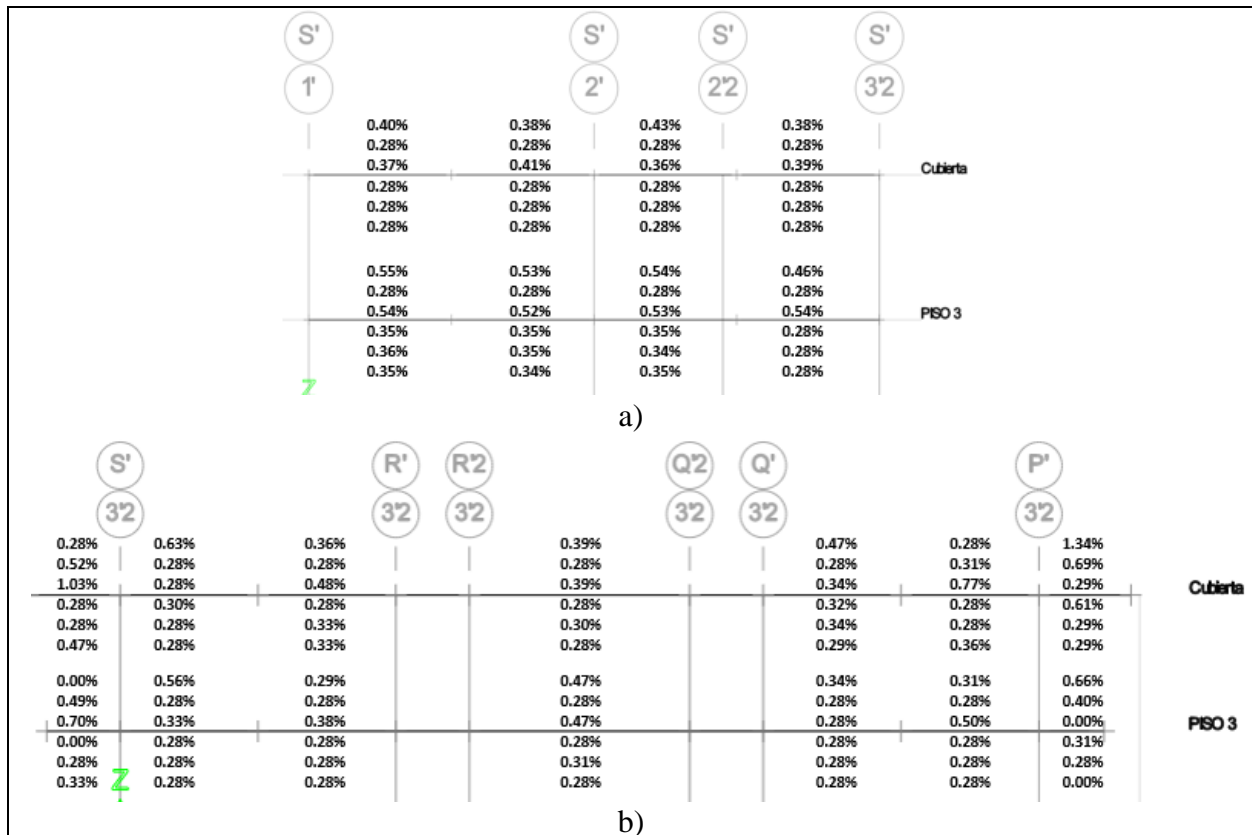
**Figura 53**

Índices P-M-M de columnas del Edificio Administrativos reforzado con TADAS. a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y



**Figura 54**

Porcentaje de acero de refuerzo longitudinal requerido edificio Aulas reforzado con TADAS. a) Pórtico en dirección X; b) Pórtico en dirección Y



La información completa, incluyendo las derivas en todos los niveles, los índices PMM de las columnas y los porcentajes de acero de refuerzo requerido en todas las vigas, se presenta en el Apéndice E.

#### **2.9.4 Modelado no lineal de BRBs en OpenSeesPy**

Para representar el comportamiento inelástico de los dispositivos tipo BRBs en el entorno de análisis OpenSeesPy, se empleó el modelo de material Steel4, el cual permite simular de forma realista la respuesta cíclica no lineal del acero bajo demandas sísmicas severas. Esta formulación considera los efectos de endurecimiento cinemático, endurecimiento isotrópico y degradación por daño acumulado, siendo adecuada para elementos disipadores de energía con comportamiento histerético.

Los parámetros fundamentales de entrada del material, como el módulo de elasticidad del acero (210 000 MPa) y el esfuerzo de fluencia (250 MPa), se mantuvieron constantes respecto al diseño lineal desarrollado en ETABS. Por su parte, las áreas transversales utilizadas para cada BRB en las direcciones X e Y provienen del cálculo mostrado en el apartado correspondiente (ver Tabla 30 y Tabla 31).

Con estos valores, se implementó el modelo Steel4, el cual incorpora adicionalmente parámetros de comportamiento histerético como: coeficientes de endurecimiento cinemático (kin), endurecimiento isotrópico (iso) y límites de resistencia última (ult). Por otra parte, se definió el modelo de daño acumulativo mediante el material Fatigue, que captura la degradación por ciclos repetidos de carga. Estos parámetros se basaron en la propuesta de (Zsarnóczy, 2013), como se describe en 2.1.3.3, (ver, Tabla 2). A modo de ejemplo, en la Tabla 36 y Tabla 37 se muestran los parámetros empleados para un BRB con área de sección transversal ( $A_y=800\text{mm}^2$ ), este corresponde al elemento del piso 3 del edificio Administrativos.

**Tabla 36***Parámetros de comportamiento histerético para un BRB, Steel4*

Parámetro (kin)	Valor	Parámetro (iso)	Valor	Parámetro (ult)	Valor
b	0.040	biso	0.015	fu	413
Ry	25.000	bisoc	0.013	fuc	—
R1	0.910	biso,u	0.073	—	—
R2	0.150	ρiso	1.450	—	—
Ru	2.000	Pisoc	1.054	—	—
bc	0.025	Riso	3.000	—	—
—	—	Ry	1.000	—	—

**Tabla 37***Parámetros de entrada del material Fatigue*

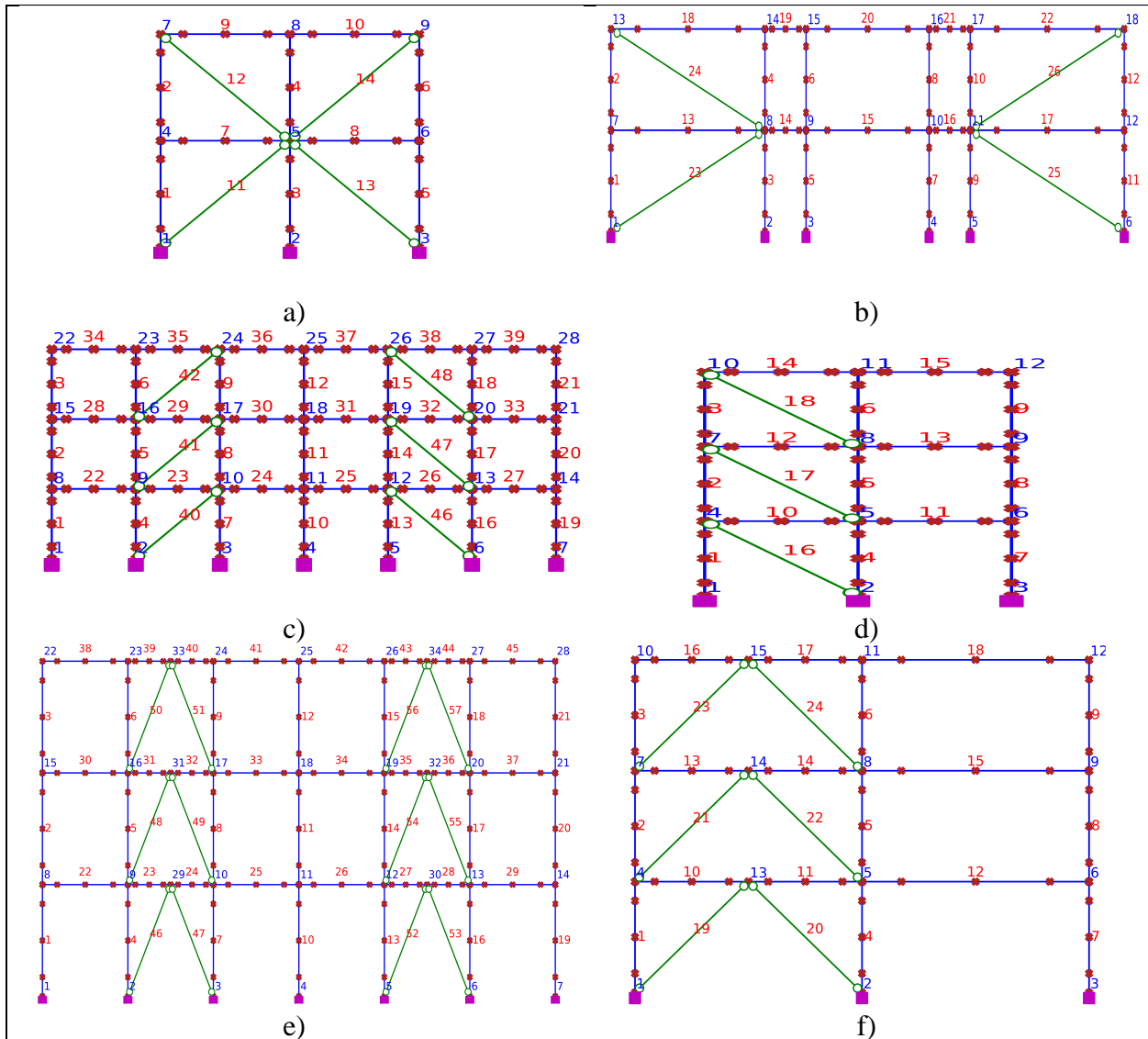
Parámetro	Valor
m	-0.400
$\epsilon_{0\text{tensión}}$	0.036
$\epsilon_{0\text{compresión}}$	-0.036

De la misma manera, se realiza el cálculo para los demás BRBs del edificio de Administrativos y Aulas, los cuales se incorporaron en los códigos para los análisis posteriores.

Una vez definidos ambos materiales, cada BRB se representó mediante un elemento tipo *corotTruss*, el cual considera articulaciones en ambos extremos para asegurar un comportamiento exclusivamente axial, permitiendo que la plastificación se concentre en el núcleo del dispositivo, evitando la transmisión de momentos o flexiones no deseadas. En la Figura 55 se muestra el modelado de los elementos BRBs en OpenSeesPy para los edificios Administrativos y Aulas, en las direcciones X e Y, lo cual constituye la base para los análisis no lineales desarrollados en los apartados siguientes.

**Figura 55**

*Representación de modelos no lineales reforzados con BRBs. a) Pórtico en la dirección X de Administrativos; b) Pórtico en la dirección Y de Administrativos; c) Pórtico en dirección X de Aulas (diagonal); d) Pórtico en dirección Y de Aulas (diagonal); e) Pórtico en dirección X de Aulas (chevron); f) Pórtico en dirección Y de Aulas (chevron)*



A partir de estos modelos, se realizan los análisis pushover y los análisis dinámicos correspondientes.

### 2.9.5 Modelado no lineal de TADAS en OpenSeesPy

Para representar el comportamiento inelástico de los dispositivos tipo TADAS en el entorno de análisis OpenSeesPy, se empleó el modelo de material *Steel02*, basado en la formulación Giuffrè–Menegotto–Pinto (Menegotto & Pinto, 1973), con endurecimiento isotrópico. Adicionalmente, para representar el límite de desplazamiento y simular la falla por deformaciones excesivas, se implementó el material *MinMax*, que permite restringir la deformación máxima admisible del elemento.

Los parámetros de entrada para la calibración del modelo *Steel02* se presentan en la Tabla 38, mientras que los valores para el modelo *MinMax*, corresponden a los desplazamientos últimos ( $\Delta_{TU}$ ). Tanto  $\Delta_{TU}$  como la fuerza de fluencia ( $V_{Ty}$ ), se calcularon con las expresiones de la Tabla 4, definidas en el apartado 2.1.3.3, las cuales dependen de las propiedades geométricas y mecánicas de las placas TADAS.

**Tabla 38**

*Parámetros de calibración del material Steel02 en OpenSeesPy*

<b>Fy [MPa]</b>	<b>E<sub>0</sub> [MPa]</b>	<b>b</b>	<b>R<sub>0</sub></b>	<b>cR1</b>	<b>cR2</b>	<b>a1</b>	<b>a2</b>
240	200000	0.02	30	0.959	0.50	0.097	1.00

Fuente: adaptado de Caballero-Castro, L. F., Cano-Castaño, H. A., Molina-Herrera, M., Villalba-Morales, J. D., & Arroyo, O. (2024). *Evaluación del factor de modificación de respuesta (R) para estructuras de concreto reforzado y acero equipadas con dispositivos TADAS diseñadas para alta amenaza sísmica en Colombia. Structures*, 65, 106748. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.108732>

Para ilustrar el procedimiento, se presenta el cálculo de un dispositivo TADAS ubicado en la cubierta, correspondiente al pórtico del edificio Administrativos en la dirección X. El valor del

número de placas (n=5) y la rigidez del dispositivo ( $K_{TADAS}=27813.41\text{kN/m}$ ), se determinaron previamente en el apartado *Cálculo y modelado de dispositivo TADAS en ETABS (sección 2.9.3)*.

El desplazamiento último se obtiene mediante:

$$\Delta_{TU} = \mu \cdot \frac{f_y \cdot h^2}{E \cdot t} = 13 * \frac{240000 * (0.35)^2}{200000000 * 0.30} \cong 0.063 \tag{33}$$

donde  $\mu$  es la ductilidad última del acero, h y t es la altura y espesor de la placa, respectivamente.

El cálculo para la fuerza de fluencia se determina de la siguiente manera:

$$V_{Ty} = \frac{n \cdot f_y \cdot b \cdot t^2}{6 \cdot h} = \frac{5 * 240000 * 0.265 * (0.30)^2}{6 * 0.35} \cong 136.28 \text{ kN} \tag{34}$$

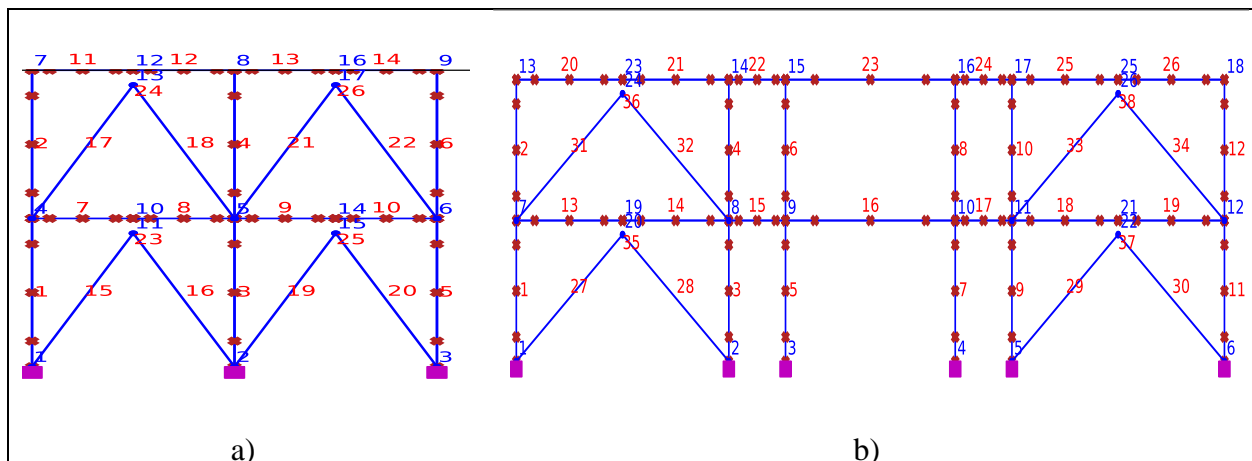
donde, b es el ancho de la placa.

De la misma forma, se realizaron los cálculos para el resto de dispositivos TADAS. En la Figura 56 se presentan los modelos de los pórticos representativos implementados con esta estrategia de reforzamiento. Estos parámetros constituyen la base para la definición de los modelos en OpenSeesPy en las direcciones X e Y del edificio Administrativos, a partir de los cuales se desarrollan los análisis no lineales descritos en los apartados posteriores.

**Figura 56**

*Representación de modelos no lineales reforzados con TADAS del edificio Administrativos. a)*

*Pórtico en la dirección X; b) Pórtico en la dirección Y*

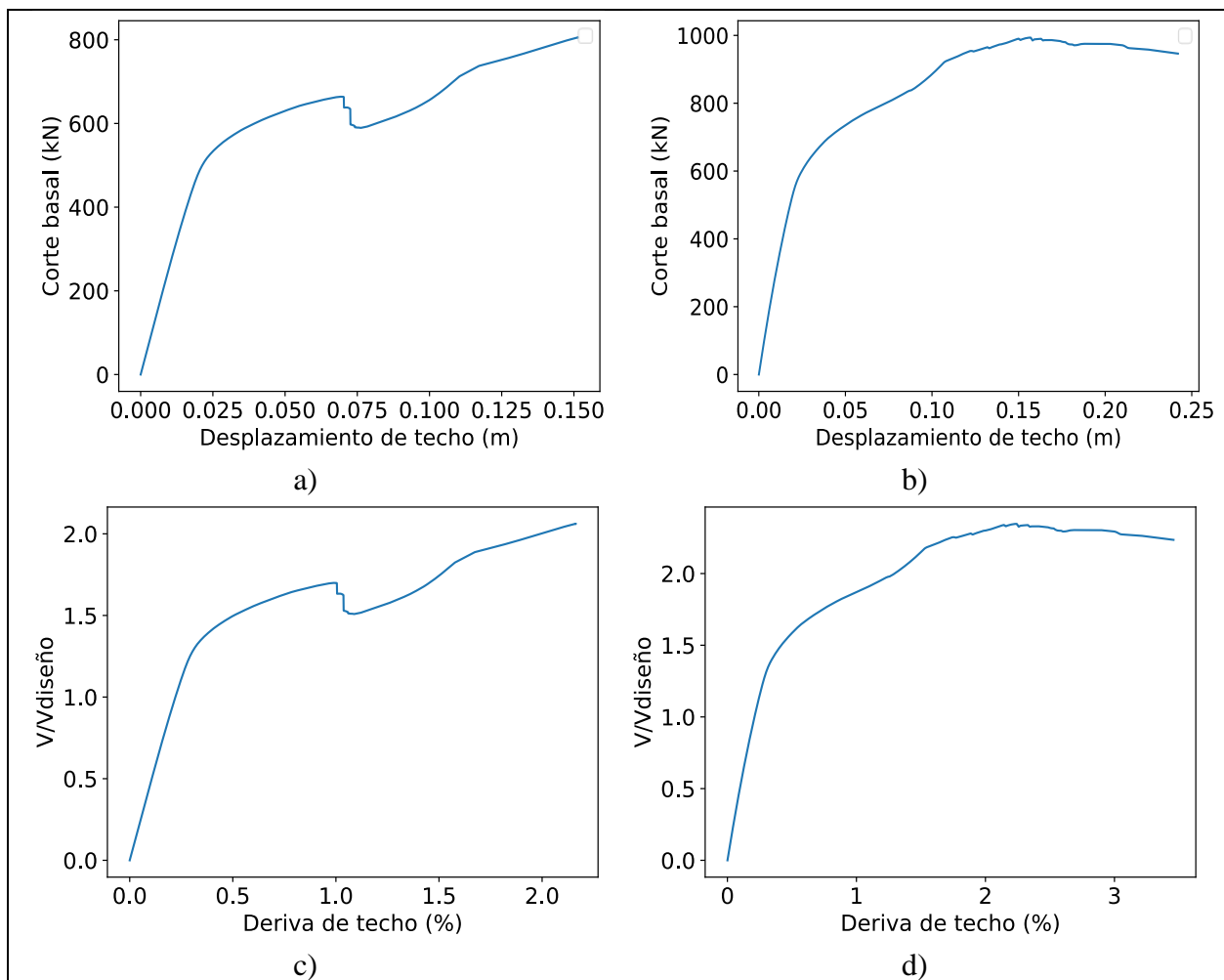


### 2.9.6 Análisis pushover de las estructuras reforzadas

Con los modelos reforzados se realizaron los análisis pushover. Los resultados obtenidos se presentan desde Figura 57 a la Figura 60, mientras que en la Tabla 39 se resume la sobrerresistencia de cada modelo.

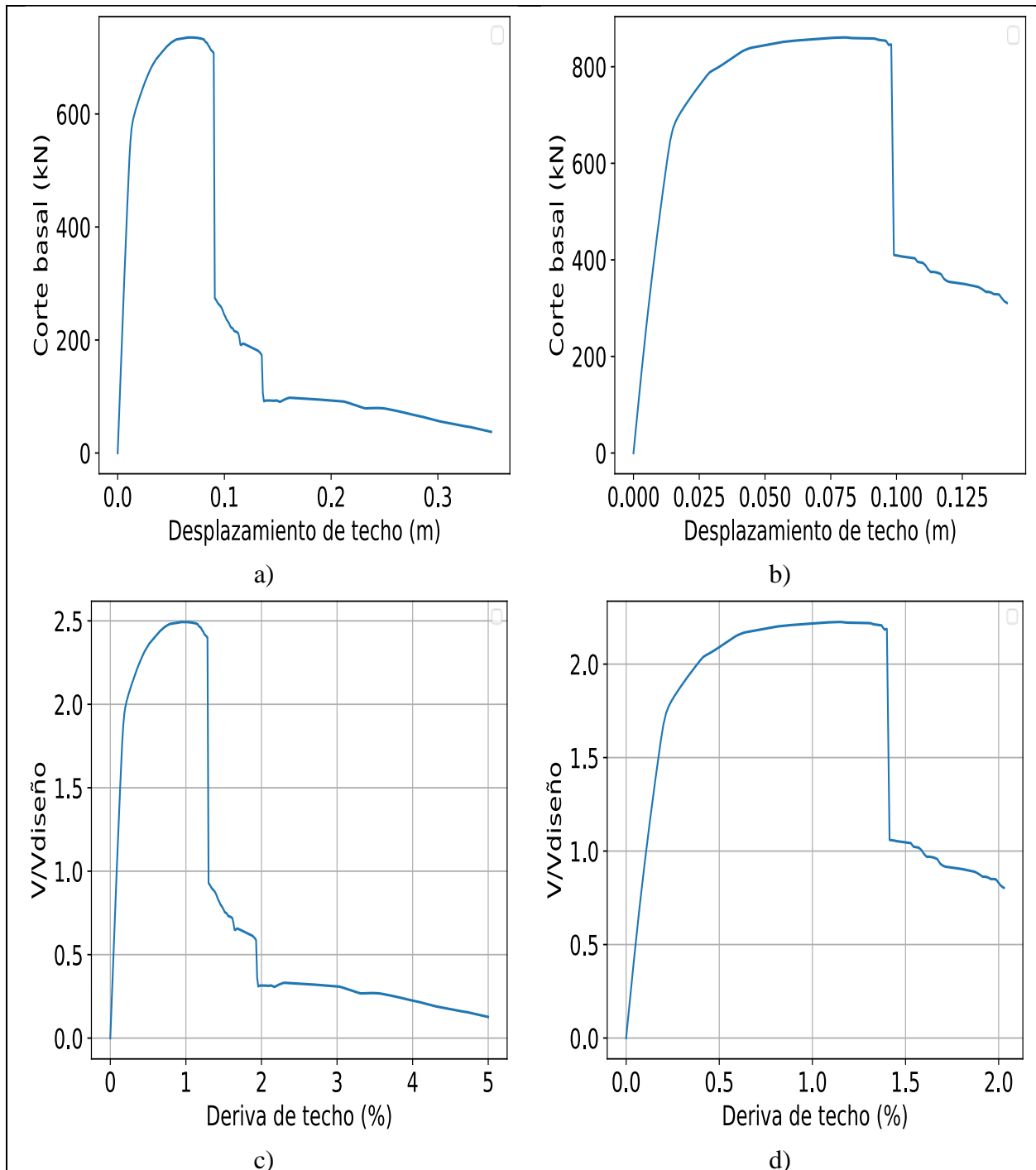
#### Figura 57

*Edificio Administrativos reforzado con BRBs. (a) Curva Pushover dirección X; (b) Curva Pushover dirección Y; (c) Curva Pushover normalizada dirección X; (d) Curva Pushover normalizada dirección Y*



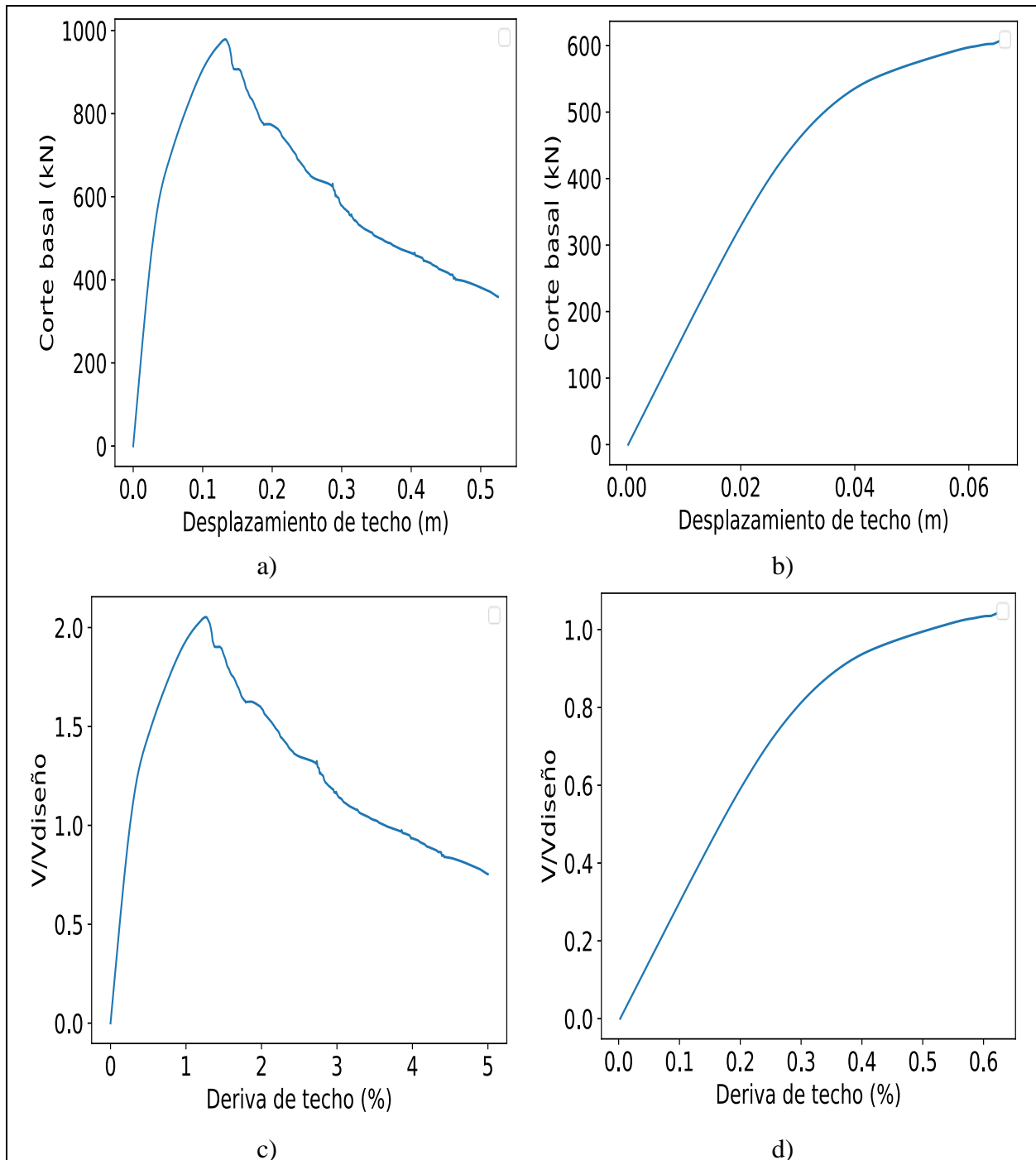
**Figura 58**

*Edificio Administrativos reforzado con TADAS. (a) Curva Pushover dirección X; (b) Curva Pushover dirección Y; (c) Curva Pushover normalizada dirección X; (d) Curva Pushover normalizada dirección Y*



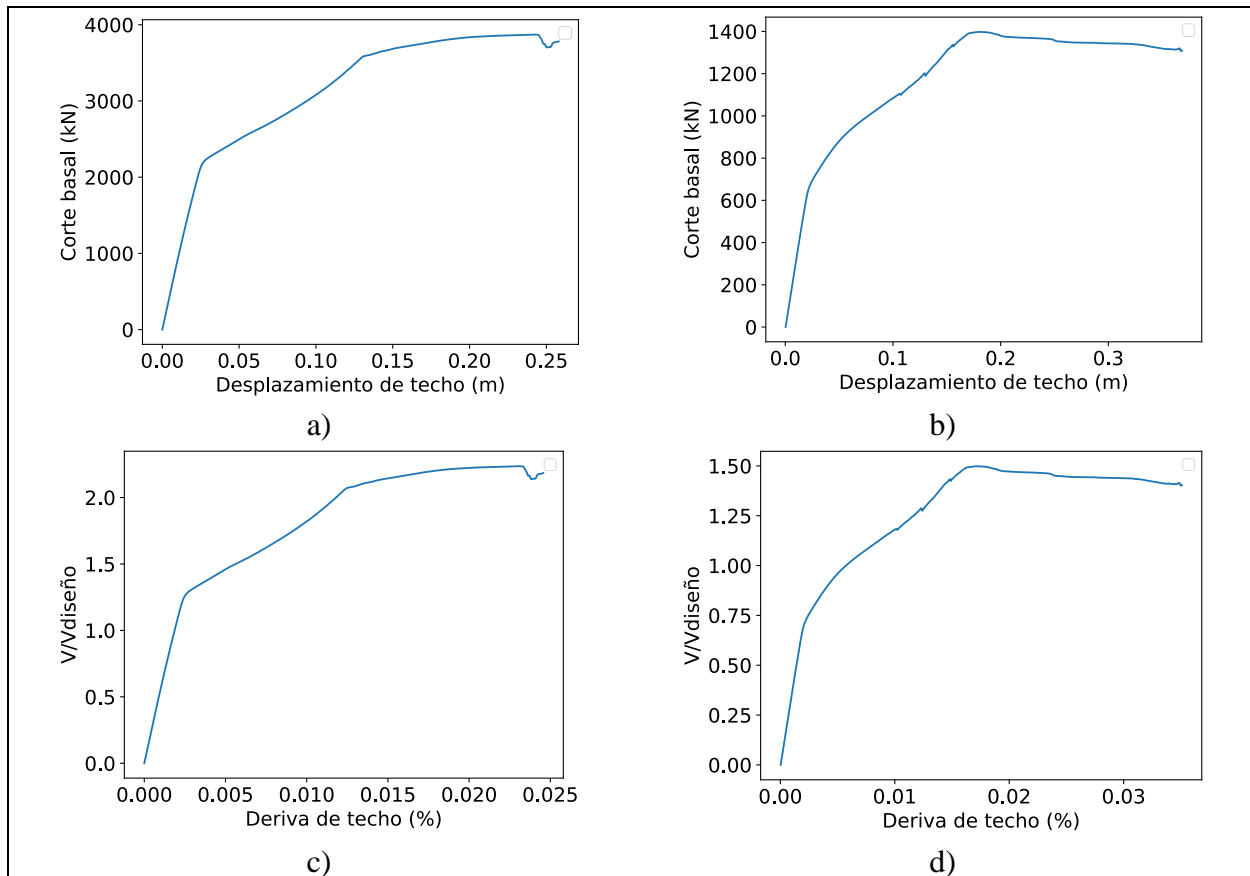
**Figura 59**

*Edificio Aulas reforzado con BRBs en disposición diagonal. (a) Curva Pushover dirección X; (b) Curva Pushover dirección Y; (c) Curva Pushover normalizada dirección X; (d) Curva Pushover normalizada dirección Y*



**Figura 60**

*Edificio Aulas reforzado con BRBs en disposición chevron. (a) Curva Pushover dirección X; (b) Curva Pushover dirección Y; (c) Curva Pushover normalizada dirección X; (d) Curva Pushover normalizada dirección Y*



A partir de las gráficas c y d, de las figuras mostradas, se calculó la sobrerresistencia de cada uno de los cuatro modelos para cada dirección, y se presentan en la siguiente tabla.

**Tabla 39**

*Resumen de sobrerresistencia obtenida para cada modelo analizado*

Edificio	Dispositivo	Configuración	Sobrerresistencia X	Sobrerresistencia Y
Administrativos	TADAS	—	2.49	2.22
Administrativos	BRBs	Diagonal	2.06	2.34
Aulas	BRBs	Diagonal	2.05	1.05
Aulas	BRBs	Chevron	2.22	1.50

### 2.9.7 Análisis dinámicos de las estructuras reforzadas

Posteriormente, se efectuaron los análisis dinámicos. Las curvas IDA correspondientes a los cuatro modelos tanto en la dirección X como en la dirección Y, se muestran en la Figura 61. Asimismo, las curvas de fragilidad, utilizadas para estimar las probabilidades de colapso, se presentan en la Figura 62.

Adicionalmente, en la Tabla 40 y Tabla 41, se plasman los valores de Thetas y Betas de cada edificio por cada modelo empleado.

**Tabla 40**

*Thetas y Betas edificio Administrativos reforzado con BRBs y TADAS*

Parámetro	límite	BRBs X	BRBs Y	TADAS X	TADAS Y
Theta ( $\theta$ )	Ligero	0.2337	0.2328	0.4796	0.3541
Theta ( $\theta$ )	Moderado	0.3977	0.4210	0.6619	0.5633
Theta ( $\theta$ )	Severo	0.7751	0.9622	1.1171	0.9689
Theta ( $\theta$ )	Colapso	0.8200	1.6757	1.2581	1.3231
Beta ( $\beta$ )	Ligero	0.3830	0.4150	0.2382	0.0875
Beta ( $\beta$ )	Moderado	0.3598	0.3350	0.3546	0.3542
Beta ( $\beta$ )	Severo	0.4329	0.4861	0.3311	0.5542
Beta ( $\beta$ )	Colapso	0.4603	0.6061	0.3542	0.6203

**Tabla 41**

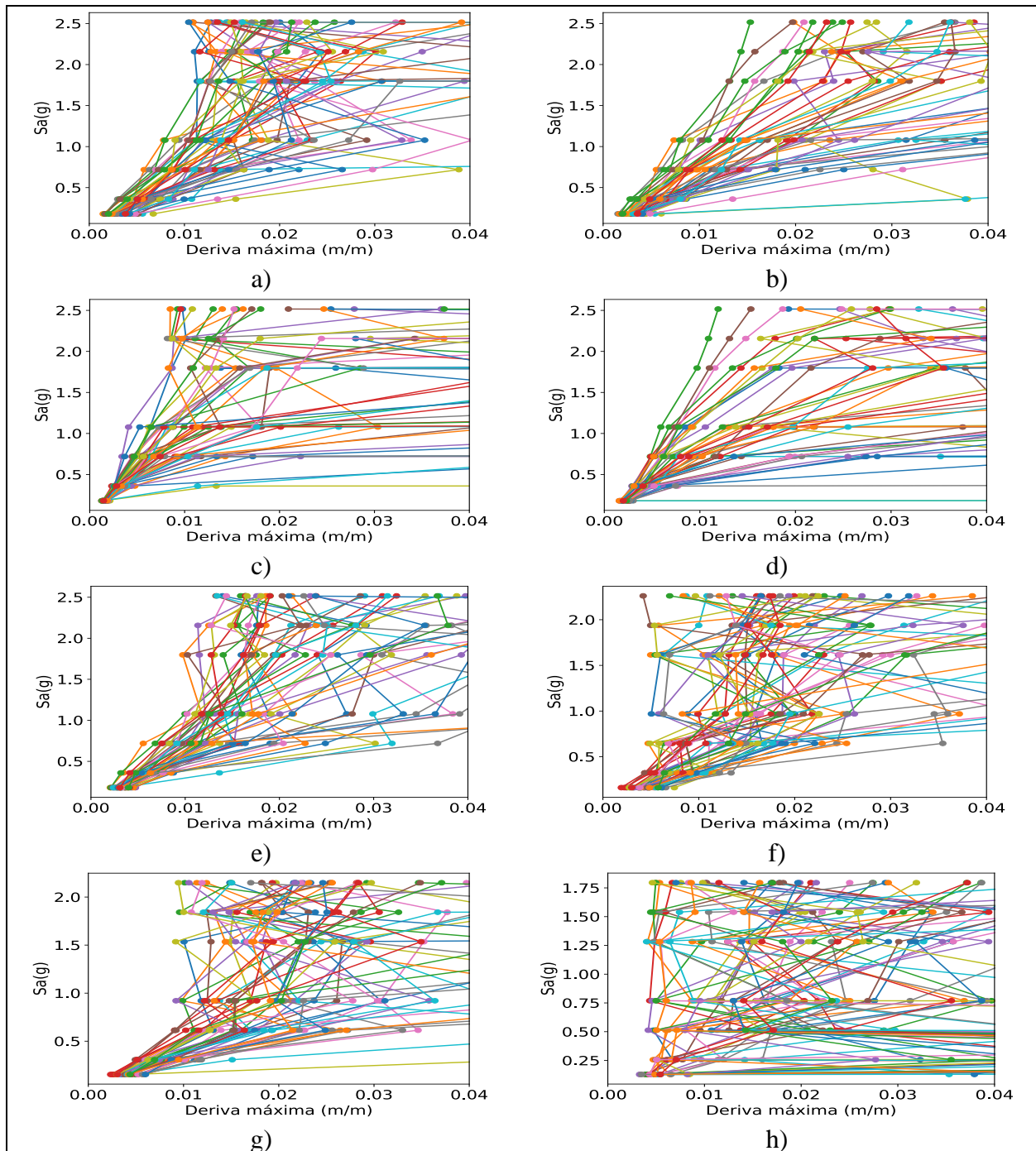
*Thetas y Betas edificio Aulas reforzado con BRBs en disposición diagonal y chevron*

Parámetro	límite	BRBs X	BRBs Y	BRBs* X	BRBs* Y
Theta ( $\theta$ )	Ligero	0.0819	0.1199	0.2486	0.0854
Theta ( $\theta$ )	Moderado	0.0859	0.0896	0.2834	0.2968
Theta ( $\theta$ )	Severo	0.2881	0.3668	0.2593	0.4485
Theta ( $\theta$ )	Colapso	0.3134	0.3668	0.2555	0.5053
Beta ( $\beta$ )	Ligero	0.1535	0.1109	0.2361	0.1607
Beta ( $\beta$ )	Moderado	0.2879	0.1262	0.3997	0.2520
Beta ( $\beta$ )	Severo	0.5110	0.1230	0.8043	0.3903
Beta ( $\beta$ )	Colapso	0.5538	0.1230	0.8290	0.4159

*Nota.* \*Dispositivos BRBs dispuestos en configuración chevron

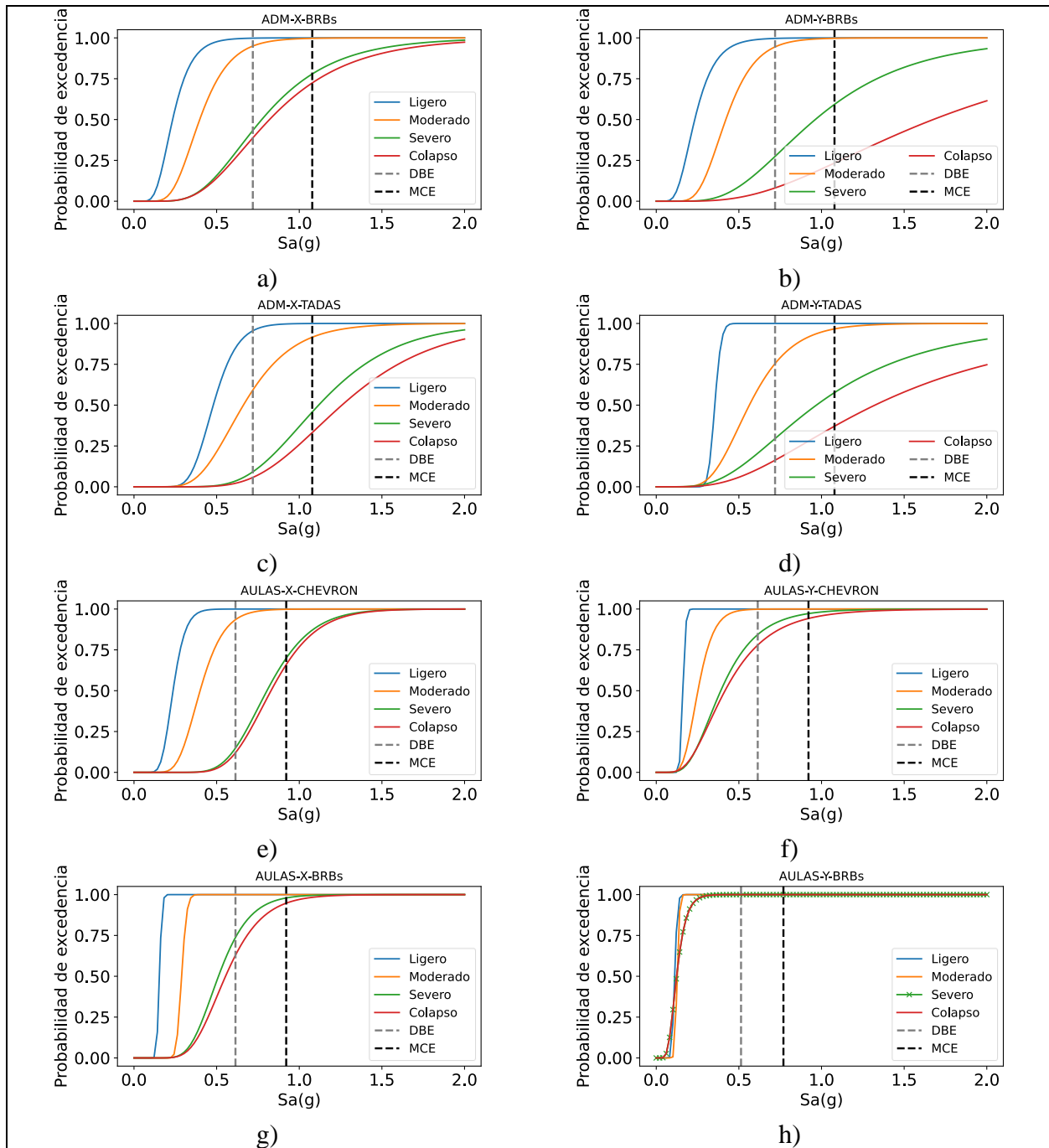
**Figura 61**

*Curvas IDA edificios Reforzados. (a) Administrativos en X con BRBs; (b) Administrativos en Y con BRBs; (c) Administrativos en X con TADAS; (d) Administrativos en Y con TADAS; (e) Aulas en X con chevron; (f) Aulas en Y con chevron; (g) Aulas en X con BRBs (h) Aulas en Y con BRBs*



**Figura 62**

Curvas de fragilidad edificios Reforzados. (a) Administrativos en X con BRBs; (b) Administrativos en Y con BRBs; (c) Administrativos en X con TADAS; (d) Administrativos en Y con TADAS; (e) Aulas en X chevron; (f) Aulas en Y chevron; (g) Aulas en X con BRBs (h) Aulas en Y con BRBs



Con las curvas de fragilidad obtenidas, se determinó la probabilidad de colapso para el sismo de diseño (DBE) y para el sismo máximo creíble (MCE). Los resultados se muestran en la Tabla 42.

**Tabla 42**

*Resumen de probabilidades de colapso*

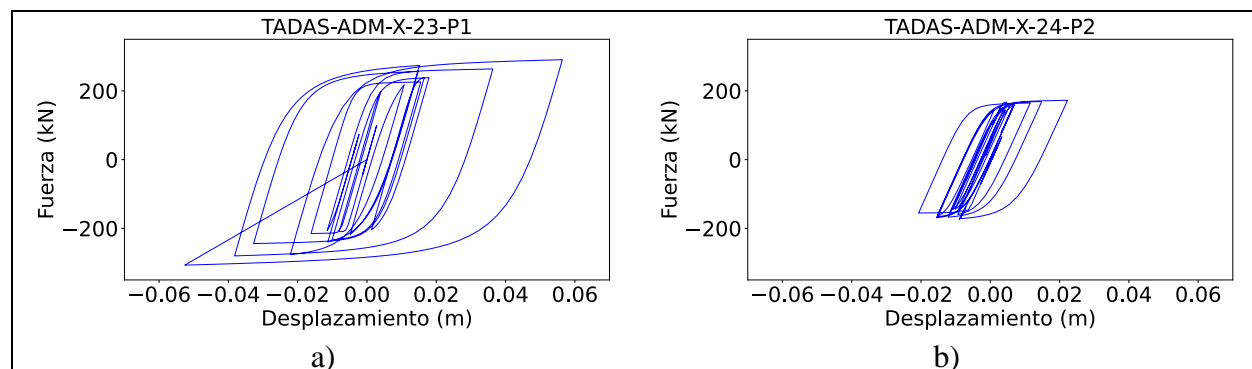
Edificio	Dispositivo	Dirección	Sa DBE [g]	Sa MCE [g]	Pcolapso DBE [%]	Pcolapso MCE [%]
Administrativos	TADAS	X	0.7190	1.0785	7	31
Administrativos	TADAS	Y	0.7190	1.0785	11	36
Administrativos	BRBs	X	0.7190	1.0785	40	65
Administrativos	BRBs	Y	0.7190	1.0785	5	22
Aulas	BRBs	X	6.1400	9.2100	65	93
Aulas	BRBs	Y	0.5130	0.7695	100	100
Aulas	BRBs*	X	0.7190	1.0785	29	84
Aulas	BRBs*	Y	0.6460	0.9690	72	97

*Nota.* \*Dispositivos BRBs dispuestos en configuración chevron

Finalmente, con el objetivo de verificar el correcto funcionamiento de los dispositivos BRBs y TADAS, se revisó la disipación de energía a través de la histéresis con el sismo 1 de la Tabla 25. Las histéresis de los dispositivos se presentan en la Figura 63, para referenciar cada elemento mostrado, ver Figura 55 y Figura 56.

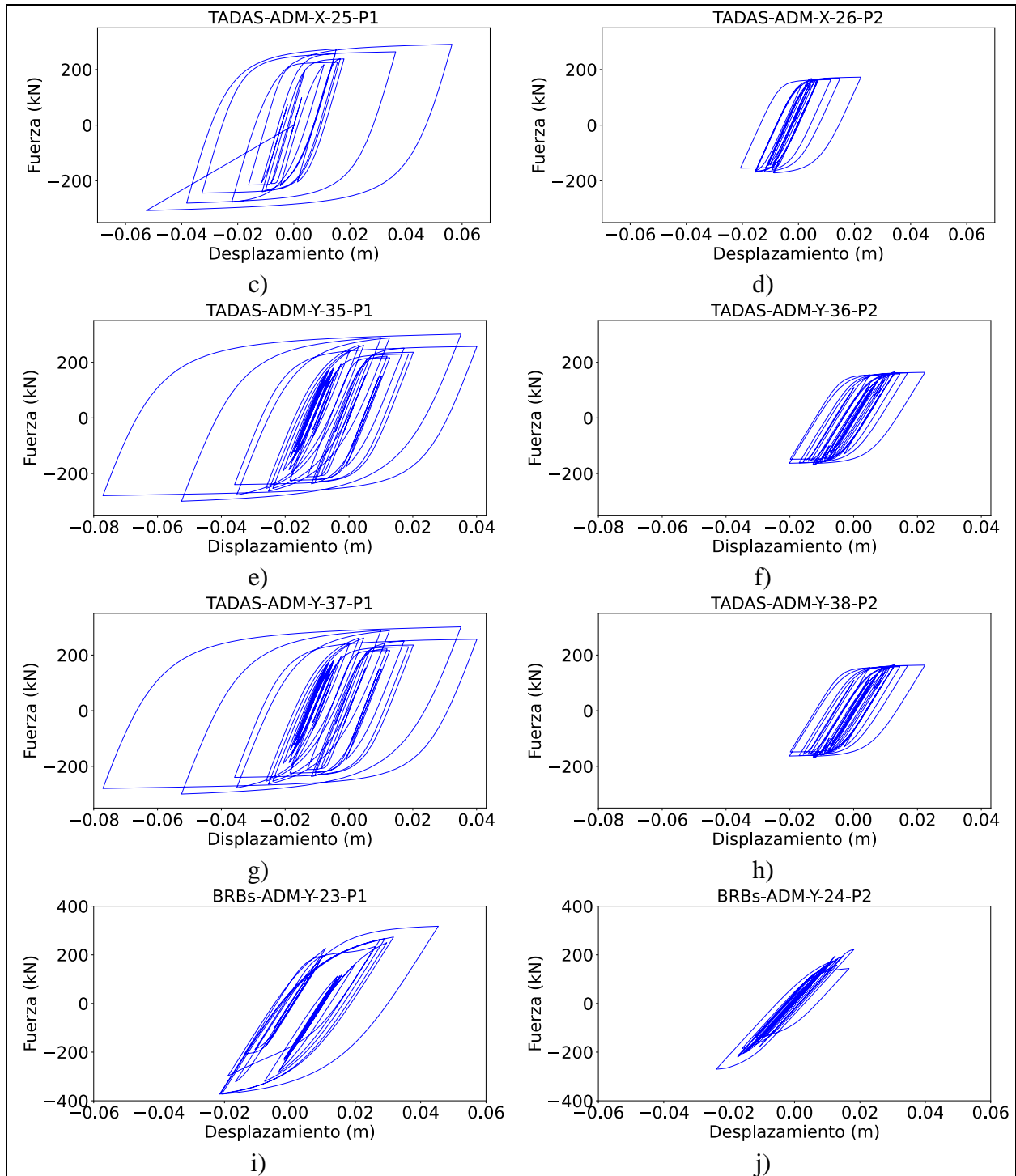
**Figura 63**

*Histéresis de dispositivos TADAS y BRBs edificio Administrativos (ADM) y Aulas*



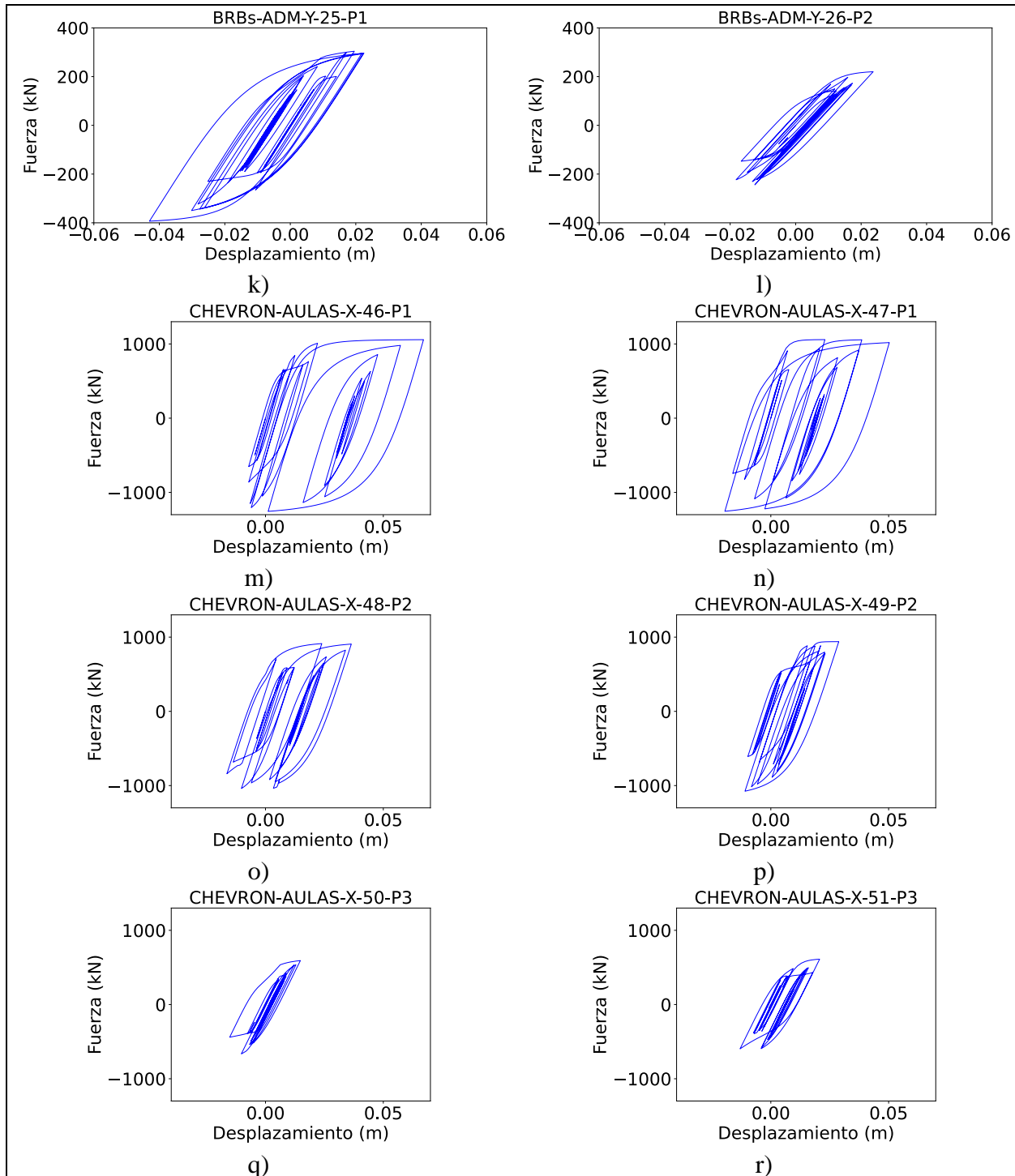
**Figura 63 (continuación)**

*Histéresis de dispositivos TADAS y BRBs edificio Administrativos (ADM) y Aulas (cont.)*



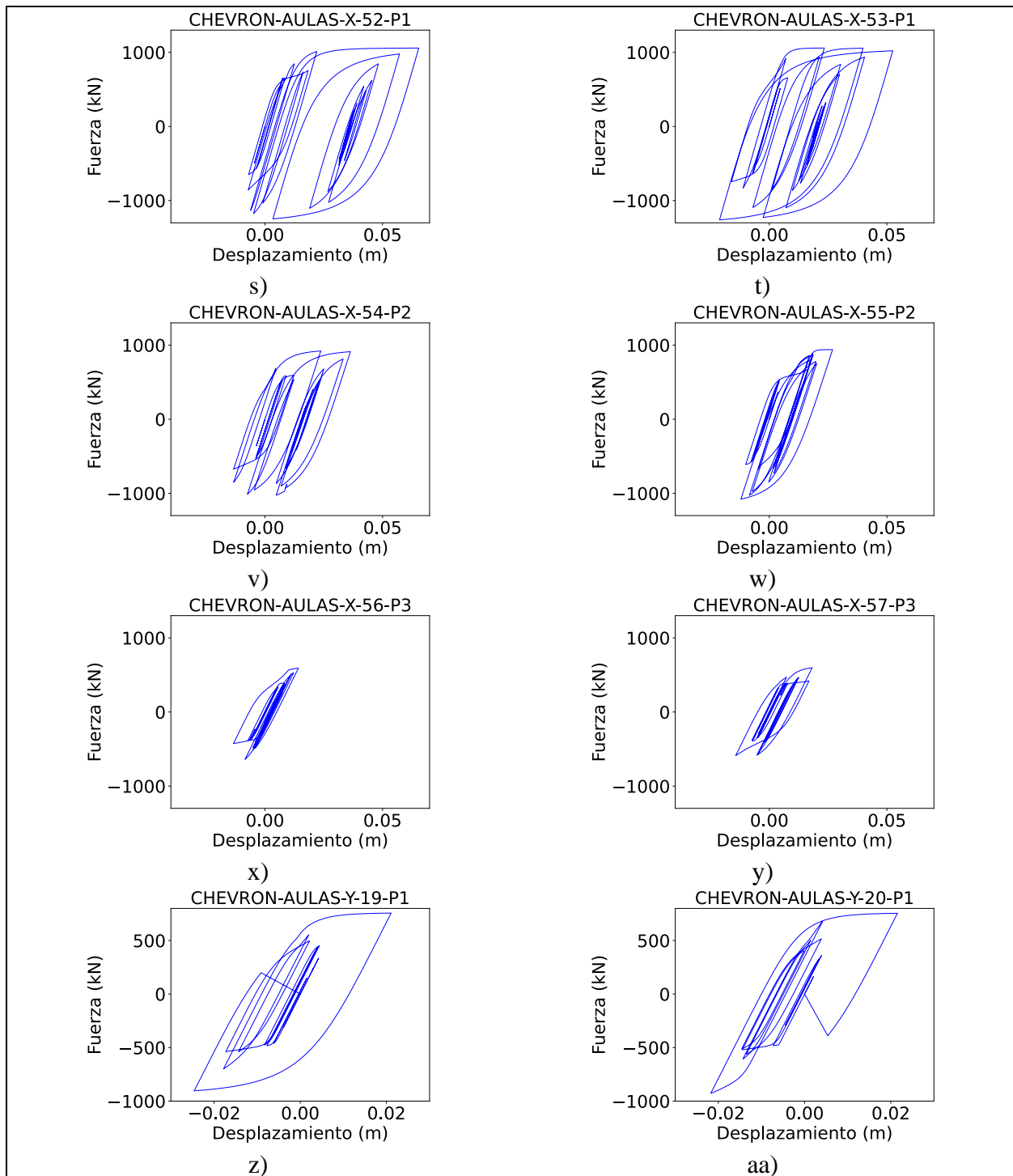
**Figura 63 (continuación)**

*Histéresis de dispositivos TADAS y BRBs edificio Administrativos (ADM) y Aulas (cont.)*



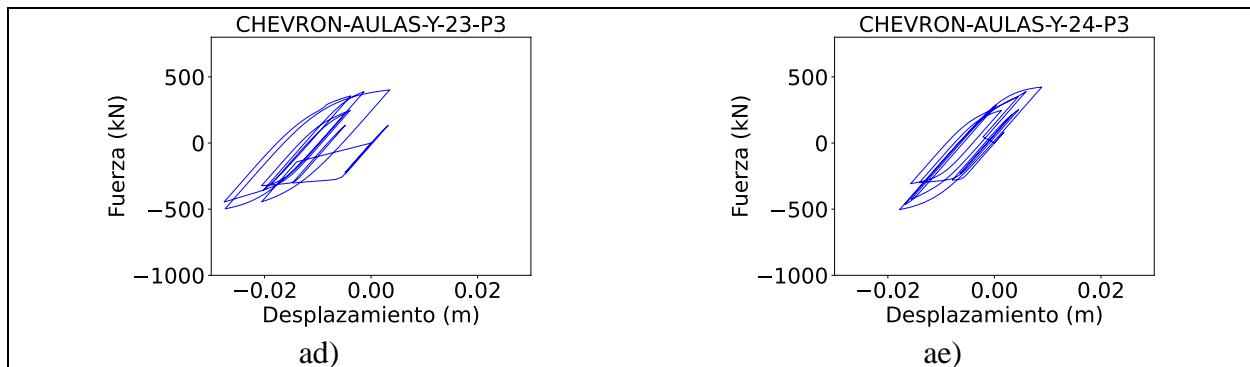
**Figura 63 (continuación)**

*Histéresis de dispositivos TADAS y BRBs edificio Administrativos (ADM) y Aulas (cont.)*



**Figura 63 (continuación)**

*Histéresis de dispositivos TADAS y BRBs edificio Administrativos (ADM) y Aulas (cont.)*

**2.10 Análisis de resultados**

En este apartado se presentan y discuten los resultados obtenidos a partir de los modelos estructurales desarrollados en ETABS y OpenSeesPy, tanto para el estado original de los edificios como para las diferentes estrategias de reforzamiento propuestas. La comparación se centrará en cuatro aspectos principales: (i) las derivas de los modelos; (ii) los índices de sobrefuerzo de los elementos estructurales; (iii) la capacidad resistente y la sobrerresistencia estructural derivadas de los análisis pushover; y (iv) el desempeño sísmico expresado en términos de probabilidades de colapso a partir de curvas de fragilidad. Estos resultados permitirán verificar los objetivos de la investigación, orientados a caracterizar el comportamiento sísmico del edificio de la Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas y a evaluar la eficacia de las técnicas de reforzamiento propuestas.

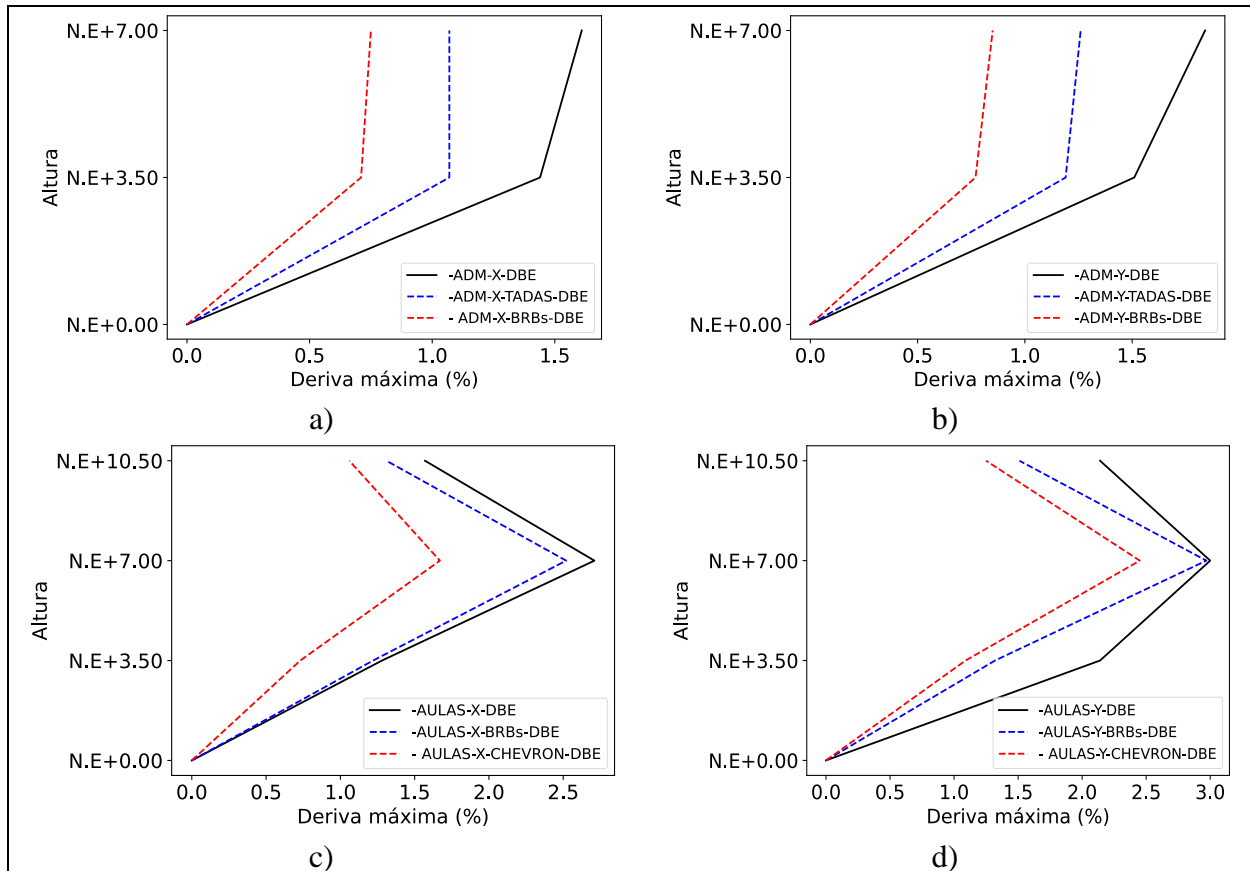
**2.10.1 Derivas máximas**

Las derivas máximas constituyeron el parámetro principal para evaluar el desempeño de los edificios frente a las exigencias de servicio y seguridad establecidas en la normativa. En este trabajo, se estimaron a partir de los modelos lineales desarrollados en ETABS, considerando tanto la condición original como las configuraciones de reforzamiento implementadas en los dos

edificios analizados. Estos resultados permitieron contrastar la eficacia de las técnicas de reforzamiento en la reducción de deformaciones laterales y verificar su cumplimiento frente a los límites normativos de referencia.

**Figura 64**

*Representación de derivas máximas para edificios sin reforzamiento y con reforzamiento*



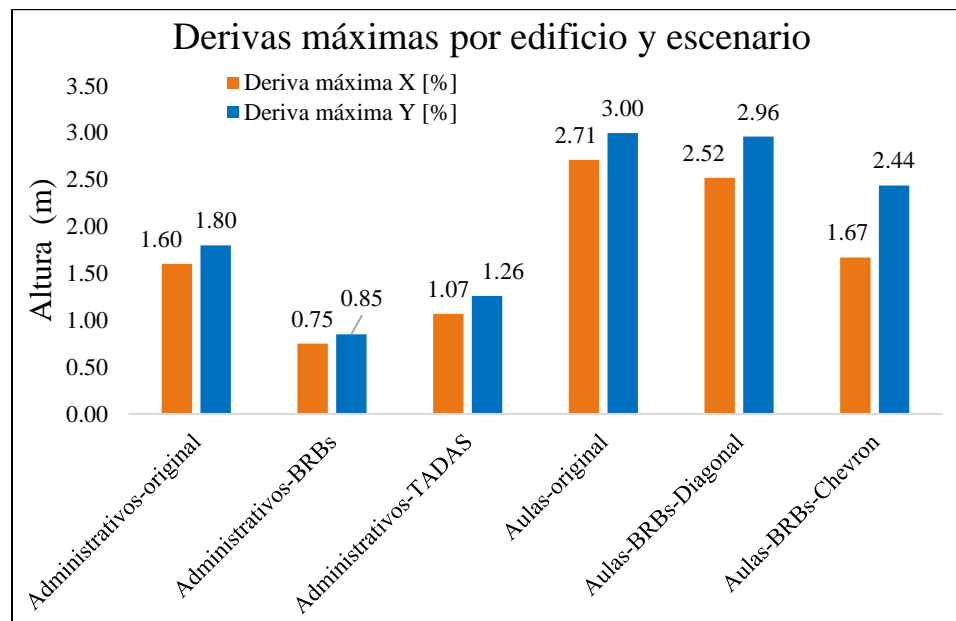
**Tabla 43**

*Derivas máximas para edificios sin reforzamiento y con reforzamiento*

Modelo	Deriva máxima X [%]	Deriva máxima Y [%]
Administrativos-original	1.60	1.80
Administrativos-BRBs	0.75	0.85
Administrativos-TADAS	1.07	1.26
Aulas-original	2.71	3.00
Aulas-BRBs-Diagonal	2.52	2.96
Aulas-BRBs-Chevron	1.67	2.44

**Figura 65**

*Comparación de derivas máximas para edificios sin reforzamiento y con reforzamiento*



De acuerdo con la NSR-10 ((AIS), Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010), la deriva máxima en edificaciones para el sismo de diseño debe ser inferior al 1% para garantizar la seguridad de los ocupantes. Los resultados obtenidos muestran que solo el edificio Administrativos reforzado con BRBs cumplió plenamente con este límite, al reducir sus derivas máximas a valores de 0.75% en X y 0.85% en Y, lo que representa una disminución aproximada del 53% en ambas direcciones con respecto a la condición original.

En contraste, el reforzamiento del mismo edificio con TADAS también generó reducciones importantes (cerca del 33% en X y del 30% en Y frente al original), aunque sin alcanzar el umbral normativo del 1%. Esto sugiere que, si bien los TADAS contribuyen de forma significativa a disminuir las deformaciones laterales, su eficacia es menor comparada con los BRBs.

Para el edificio Aulas la situación resultó más crítica, debido a que en condición original presentó derivas máximas de 2.71% en X y 3.00% en Y, valores que exceden ampliamente el umbral normativo. La implementación de BRBs en configuración diagonal redujo las derivas a

2.52% en X y 2.96% en Y, lo que representa una disminución relativa de aproximadamente 7.0% en X y 1.3% en Y respecto al caso original; aunque estas reducciones son medibles, los valores resultantes siguen siendo notablemente superiores al límite normativo y, por tanto, insuficientes desde la perspectiva de seguridad. En cambio, los BRBs en configuración chevron produjeron reducciones más sustantivas con respecto a la configuración diagonal, con derivas de 1.67% en X y 2.44% en Y, equivalentes a disminuciones relativas de aproximadamente 38.4% en X y 18.7% en Y frente al original; pese a esta mejora, las componentes en ambas direcciones siguen siendo superiores al 1%, sugiriendo que las dos estrategias de reforzamiento no son suficientes desde el punto de vista normativo.

En términos de derivas, los resultados demuestran que los BRBs en el edificio Administrativos constituyen la estrategia más efectiva, logrando cumplir con los requisitos normativos. En los demás casos, si bien se evidencian reducciones, los valores alcanzados permanecen por encima del límite del 1%, lo que indica la necesidad de reforzamientos adicionales o combinados para garantizar un nivel de seguridad adecuado, especialmente en el edificio de Aulas.

### **2.10.2 Revisión de índices**

La revisión de los índices de sobreesfuerzo se realizó sobre los elementos estructurales principales (vigas y columnas), con el fin de evaluar su desempeño frente a las demandas sísmicas. En el caso de las columnas, se verificaron los índices PMM, mientras que para las vigas se revisaron los índices de demanda-capacidad (DCR, por sus siglas en inglés, Demand-Capacity Ratio), comparando el acero de refuerzo existente con el requerido en cada modelo estructural, tanto para la condición original como para los escenarios con reforzamientos. A continuación, se

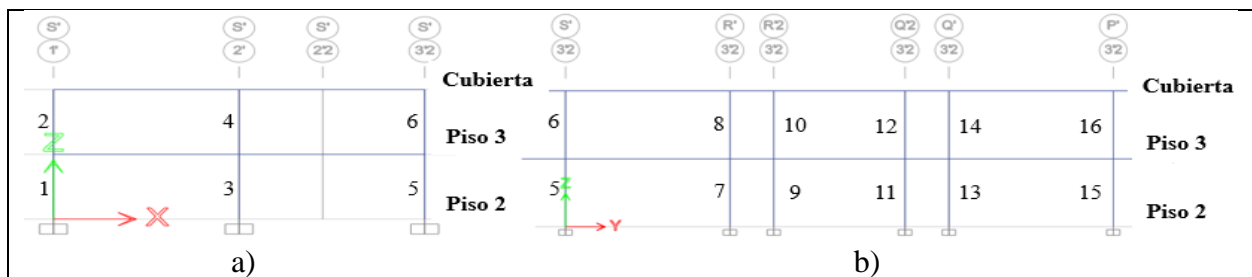
presentan los índices para el edificio Administrativos y para el edificio Aulas por separado con el fin de facilitar su comprensión.

**Edificio Administrativos**

Con el propósito de facilitar la lectura e interpretación de los resultados, en la Figura 66 y Figura 67, se presentan los pórticos de referencia analizados en las direcciones X e Y, correspondientes a los ejes S' y 3'-2, respectivamente. Para este apartado, los elementos se etiquetaron con una nomenclatura específica que permite una mejor comprensión del análisis (ver Figura 66 y Figura 67). La nomenclatura original de las vigas y columnas se encuentra documentada en el Apéndice A.

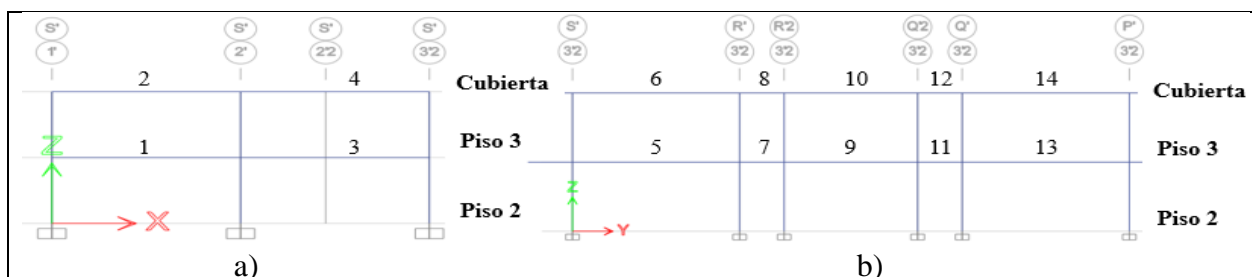
**Figura 66**

*Enumeración de columnas del edificio Administrativos para revisión de PMM. a) Dirección X; b) Dirección Y*



**Figura 67**

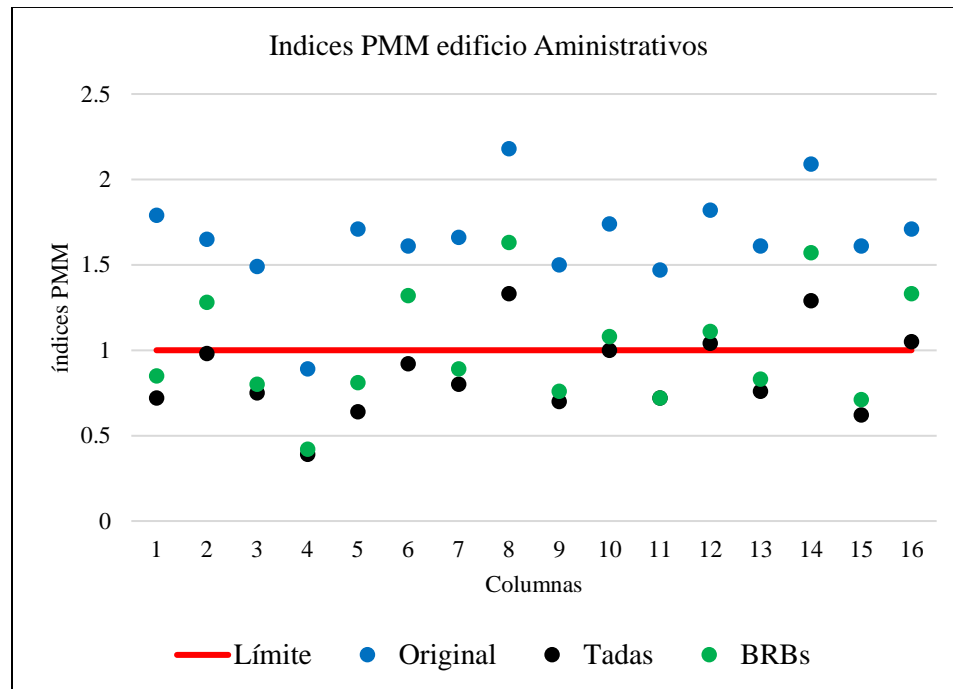
*Enumeración de vigas del edificio Administrativos para revisión de DCR. a) Dirección X; b) Dirección Y*



En las columnas, los índices PMM fueron obtenidos directamente del software ETABS, el cual realiza este cálculo de manera automática. En la Figura 68 se presentan los resultados correspondientes al modelo original y a los modelos con reforzamiento mediante BRBs y TADAS.

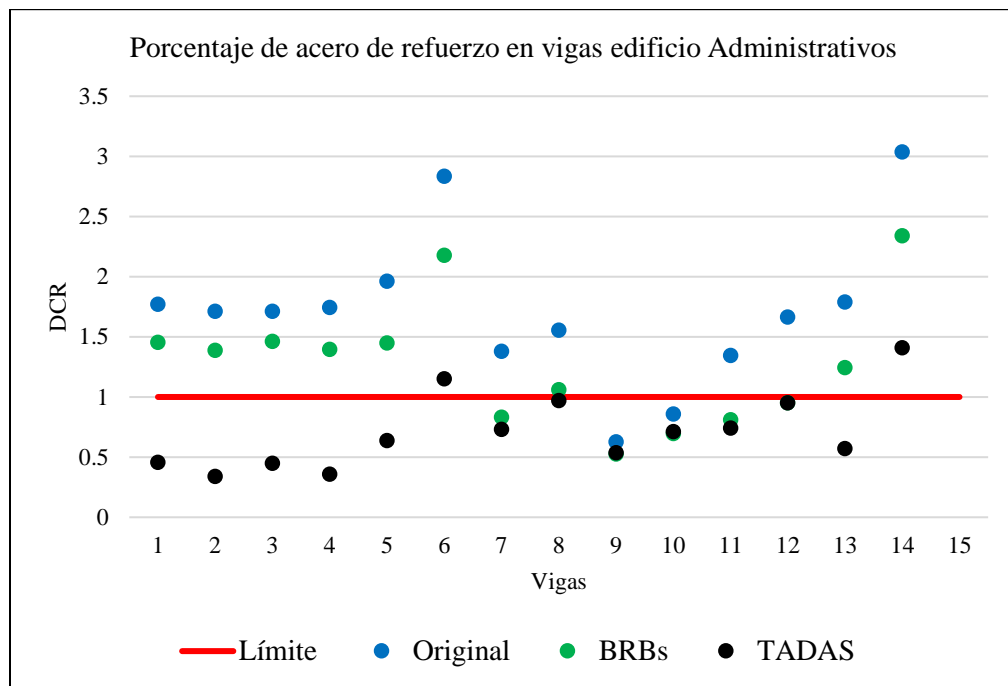
**Figura 68**

*Índices PMM, edificio Administrativos*



De acuerdo con la normativa NSR-10 ((AIS), Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010), los valores del índice PMM deberían ser menores a 1.0, lo que indica que la capacidad del elemento es suficiente frente a la demanda. Sin embargo, en el modelo original, representado por los puntos azules en la Figura 68, la mayoría de columnas superan este límite, cumpliendo apenas un 6% de los elementos con el requisito. Al incorporar BRBs, el porcentaje de cumplimiento se incrementa al 56%, mientras que con TADAS alcanza un 69%, evidenciando mejoras significativas en la seguridad estructural, especialmente en este último caso.

Por su parte, en las vigas, se analizaron los índices DCR para evaluar la suficiencia del acero de refuerzo existente frente a las demandas de diseño.

**Figura 69***DCR en vigas, edificio Administrativos*

En el modelo original, el comportamiento fue igualmente desfavorable, ya que la mayoría de elementos superan el límite de 1.0, con solo un 14% de cumplimiento. Con el uso de BRBs, este porcentaje aumentó al 36%, mientras que con la estrategia de TADAS se logró un notable 86% de cumplimiento, lo que refuerza la conclusión obtenida en las columnas: la estrategia TADAS resultó más efectiva en este edificio, tanto en la reducción de la sobredemanda en columnas como en la optimización del acero requerido en vigas.

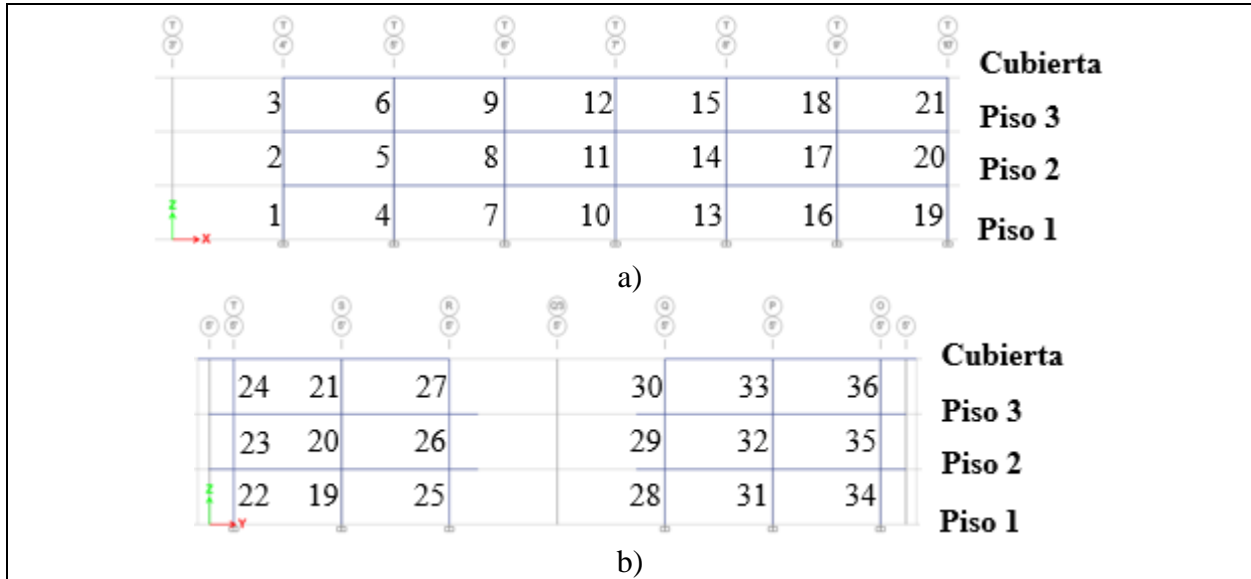
### Edificio Aulas

De manera análoga al caso anterior, en la Figura 70 y Figura 71 se presentan los pórticos de referencia del edificio de Aulas, correspondientes a las direcciones X e Y. Para este apartado se empleó una enumeración propia de las vigas y columnas (ver Figura 70 y Figura 71), con el fin de facilitar la interpretación de los resultados de los índices estructurales. La nomenclatura original de los elementos se encuentra detallada en el Apéndice A.

**Figura 70**

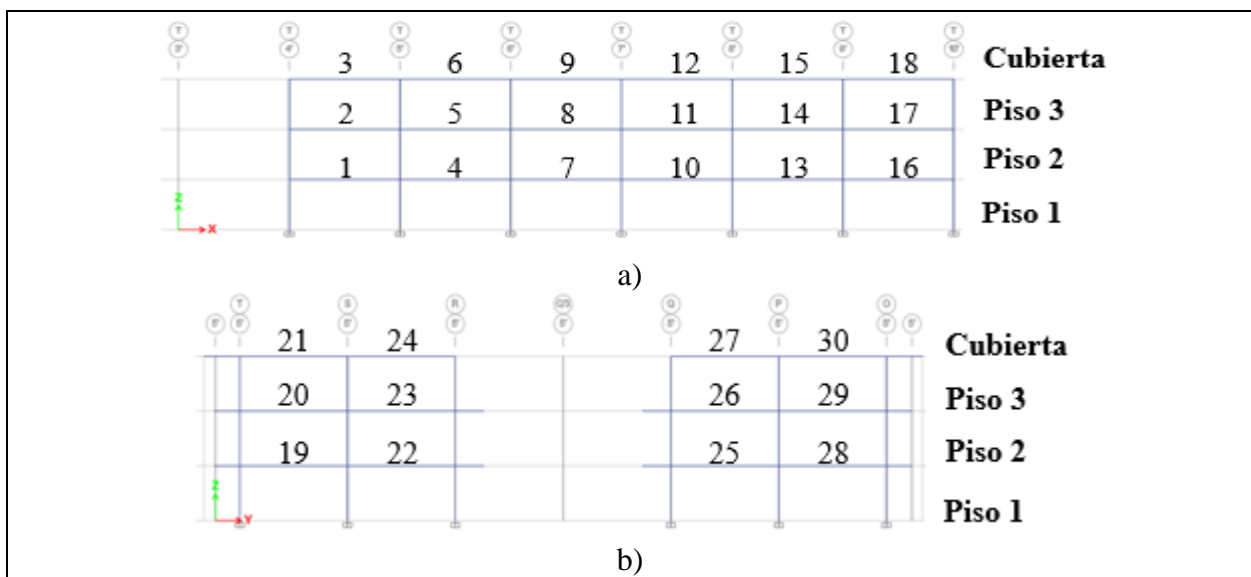
*Enumeración de columnas del edificio Aulas para revisión de PMM. a) Dirección X; b) Dirección Y*

Y



**Figura 71**

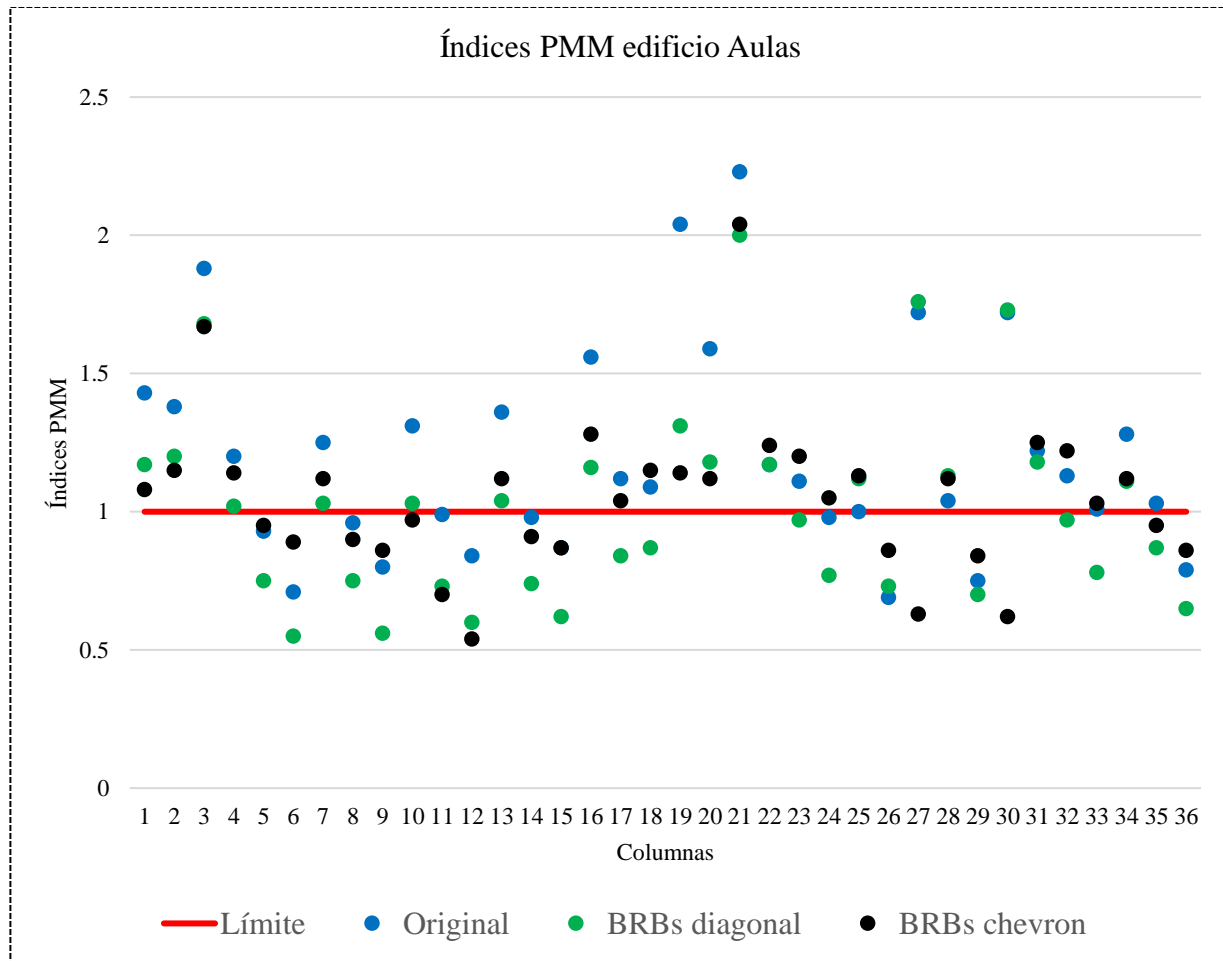
*Enumeración de vigas del edificio Aulas para revisión de DCR. a) Dirección X; b) Dirección Y*



En cuanto a las columnas, la Figura 72 muestra los resultados de los índices PMM obtenidos en ETABS para el modelo original y los modelos reforzados con BRBs en disposición diagonal y chevron.

**Figura 72**

*Índices PMM, edificio Aulas*

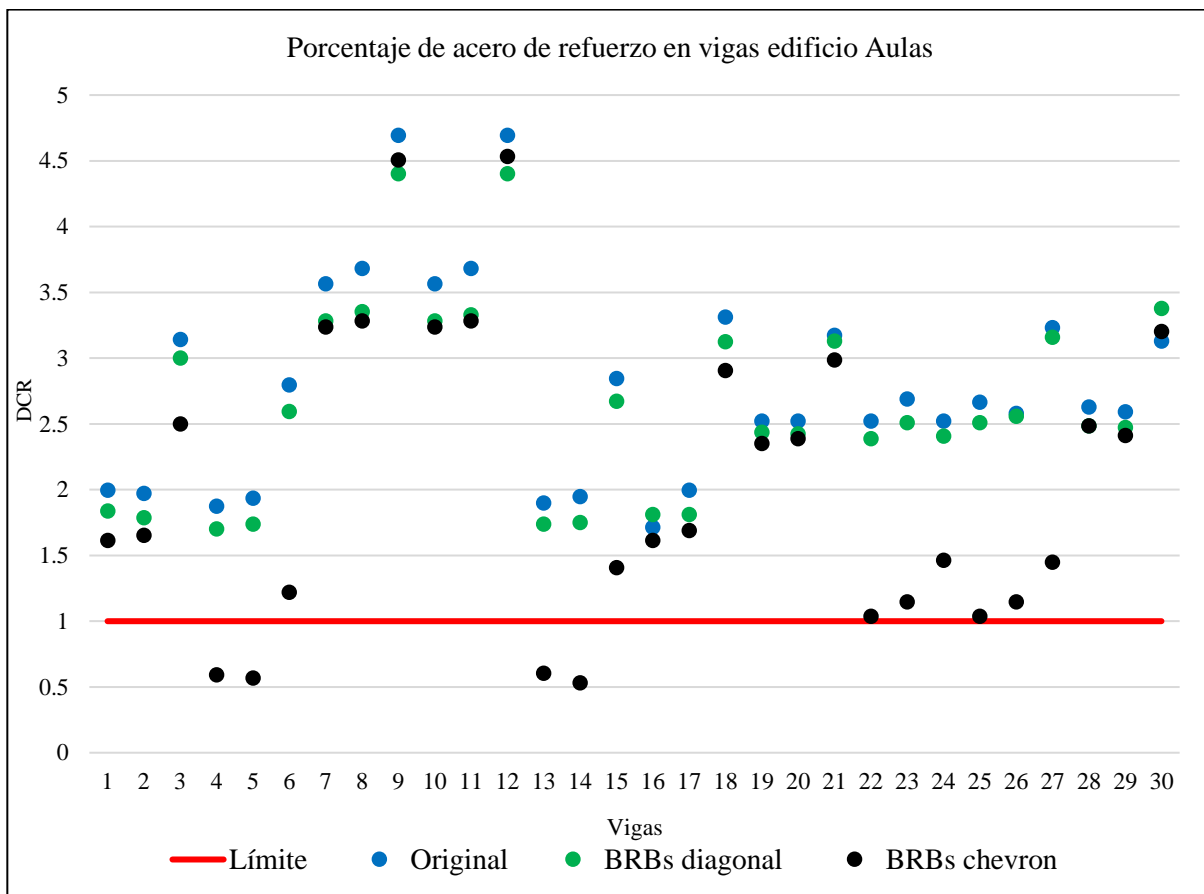


El límite normativo establece que los valores de PMM deben ser inferiores a 1.0. En el modelo original, solo el 33% de las columnas cumplen con este requisito, lo cual refleja una situación crítica de sobreesfuerzo. Con la incorporación de BRBs en configuración diagonal, el porcentaje de cumplimiento mejora al 50%, mientras que con BRBs en configuración chevron se

alcanza un 42%. Si bien se observa una tendencia a la reducción de las demandas, los valores siguen indicando un desempeño insuficiente, pues más de la mitad de los elementos no logran satisfacer la condición normativa. En el caso de las vigas, se revisaron los índices DCR, cuyos resultados se presentan en la Figura 73.

**Figura 73**

*DCR en vigas, edificio Aulas*



Los resultados mostraron un panorama aún más restrictivo. En el modelo original, ninguna viga cumple con el criterio  $DCR < 1.0$  (0% de cumplimiento). Con la estrategia de BRBs en configuración diagonal, el resultado se mantiene igualmente en 0%, evidenciando que esta disposición no aporta mejoras significativas en este aspecto. En cambio, con la configuración

chevron, el cumplimiento aumenta al 13%, lo que representa un avance, aunque claramente insuficiente frente a las demandas normativas y al comportamiento observado en el edificio Administrativo.

En síntesis, el análisis de los índices de sobreesfuerzo evidencia un contraste marcado entre ambos edificios. En el caso del Administrativos, las estrategias de reforzamiento mostraron mejoras sustanciales, siendo los TADAS los que ofrecieron un desempeño más eficiente tanto en columnas como en vigas, alcanzando niveles de cumplimiento cercanos a lo normativo. Por el contrario, en el edificio de Aulas, aun cuando la disposición chevron de los BRBs generó ligeras mejoras respecto al modelo original, los porcentajes de cumplimiento continuaron siendo muy bajos, especialmente en las vigas, donde prácticamente no se alcanzaron niveles aceptables. Esto refleja que, mientras en el edificio Administrativos las intervenciones propuestas logran avances significativos, en el de Aulas se requiere de estrategias de reforzamiento adicionales o más robustas para garantizar un comportamiento estructural adecuado frente a la acción sísmica.

### **2.10.3 Análisis pushover**

La información correspondiente a los análisis pushover, se presenta para el edificio administrativos y para el de aulas de forma separada.

#### **Edificio Administrativos**

Los análisis pushover realizados permitieron caracterizar la capacidad lateral y la sobrerresistencia del edificio Administrativos en condición original y con la incorporación de los dispositivos de reforzamiento BRBs y TADAS.

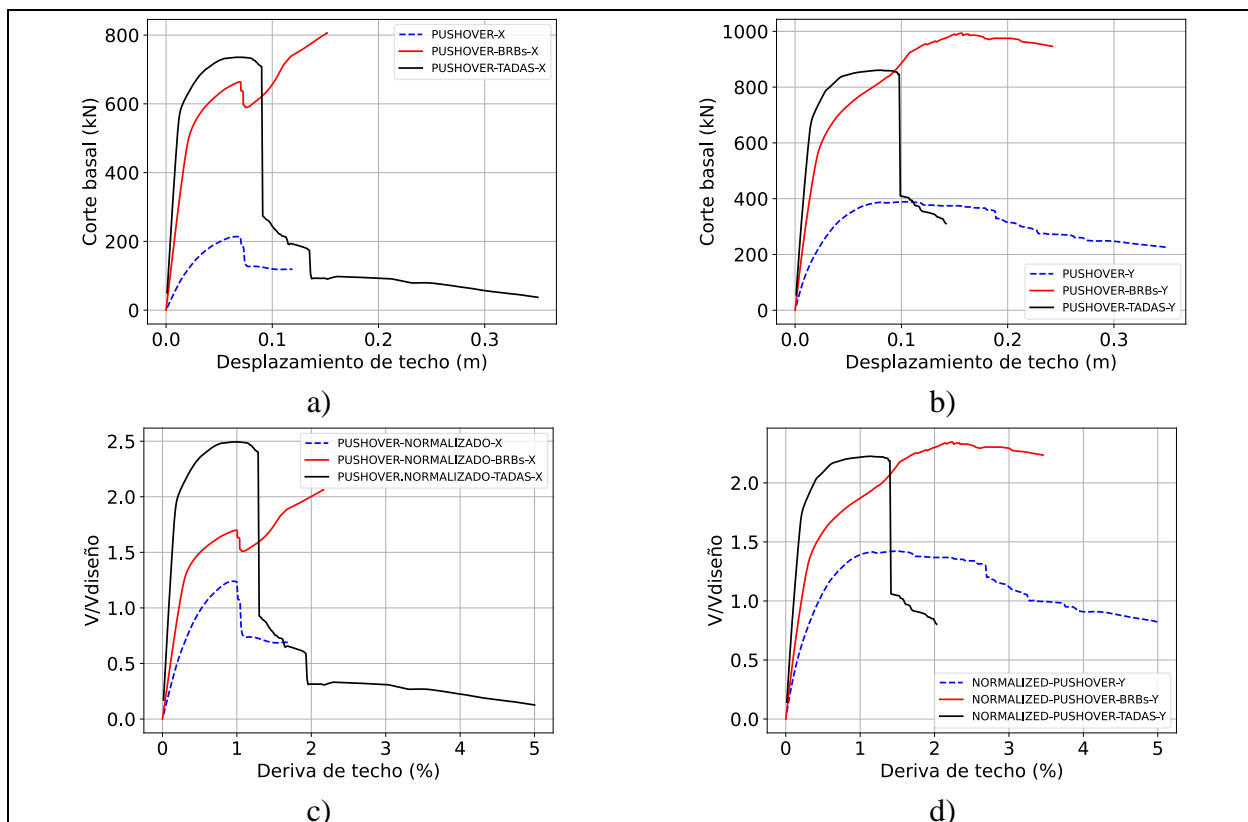
En la Figura 74, se presentan tanto las curvas pushover (cortante basal frente a desplazamiento) como sus versiones normalizadas (cortante basal sobre cortante de diseño frente

a deriva de techo). Estos resultados constituyen un insumo fundamental para la evaluación comparativa del desempeño estructural antes y después del reforzamiento.

En la dirección X, las curvas muestran que la capacidad inicial del edificio es limitada, con una sobrerresistencia de 1.23. La inclusión de BRBs eleva este valor a 2.06, lo que representa un incremento del 67.5 % respecto al modelo original, mientras que con TADAS se alcanza un valor de 2.49, correspondiente a un aumento del 102.4 %. Esto evidencia que los TADAS resultan más efectivos para incrementar la capacidad lateral en esta dirección. Además, se observa un desplazamiento último mayor en el caso de TADAS, lo cual refleja una mejora sustancial en la ductilidad de la estructura.

#### Figura 74

*Curvas pushover edificio Administrativos. a) Pushover dirección X; b) Pushover dirección Y; c) Pushover normalizado dirección X; d) Pushover normalizado dirección Y*



En la dirección Y, el modelo original alcanzó una sobrerresistencia de 1.42, que se incrementó hasta 2.34 con BRBs (64.8 % de mejora), mientras que con TADAS se obtuvo un valor de 2.22 (56.3 % de incremento). En este caso, los BRBs no solo aportan mayor resistencia, sino también una mayor capacidad de disipación de energía, como se aprecia en el área bajo la curva, que resulta superior al de los TADAS. Esto indica que, en la dirección Y, los BRBs logran un comportamiento global más dúctil y eficiente. En la Tabla 44 y en la Figura 75 se presentan los resultados de la sobrerresistencia calculada para cada uno de los modelos.

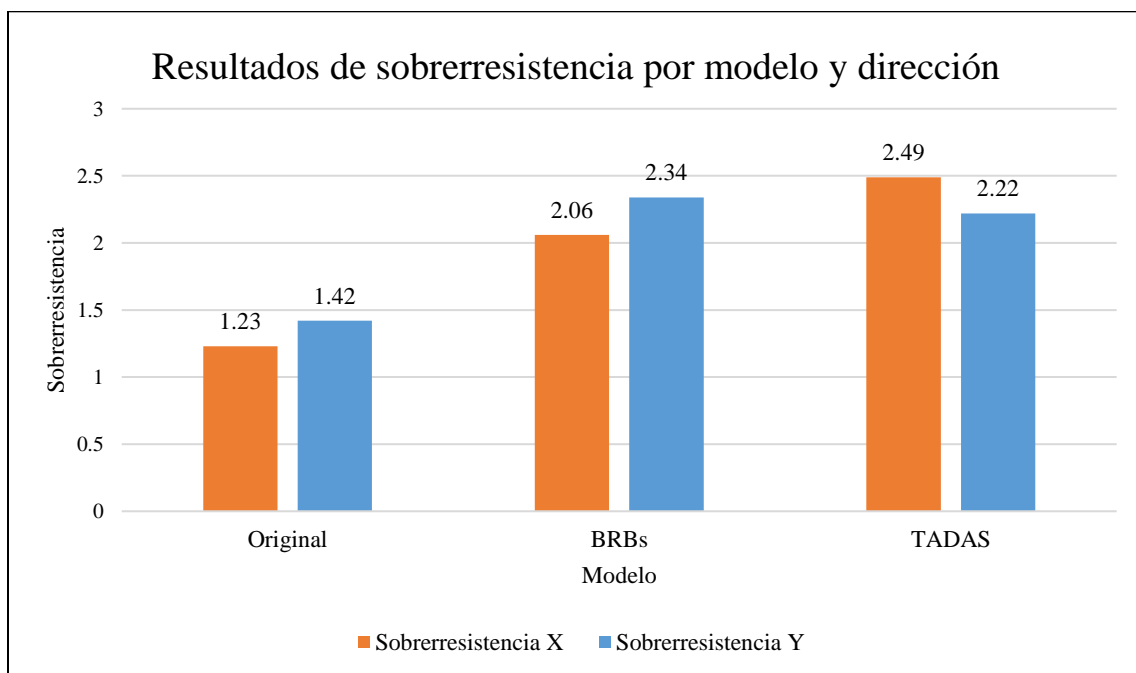
**Tabla 44**

*Resultados de sobrerresistencia por modelo y dirección, edificio Administrativos*

Modelo	Sobrerresistencia X	Sobrerresistencia Y
Original	1.23	1.42
BRBs	2.06	2.34
TADAS	2.49	2.22

**Figura 75**

*Representación de resultados de sobrerresistencia por modelo y dirección edificio Administrativos*



La comparación entre curvas normalizadas confirma que los dispositivos de disipación modifican significativamente la capacidad de sobrerresistencia y la ductilidad disponible. Los BRBs proporcionan un aumento notable en la capacidad resistente y en la ductilidad en la dirección Y, mientras que los TADAS logran un balance entre resistencia y ductilidad en la dirección X. En ambos casos, el reforzamiento permite superar con amplitud la capacidad del modelo original, evidenciando que la estructura reforzada alcanza niveles de sobrerresistencia más acordes con los objetivos de desempeño sísmico establecidos.

En síntesis, los análisis pushover en el edificio Administrativos demuestran que:

- En la dirección X, los dispositivos TADAS resultan más influyentes al prácticamente duplicar la sobrerresistencia y aumentar la ductilidad.
- En la dirección Y, los BRBs alcanzan mayor eficiencia tanto en términos de capacidad resistente como en ductilidad global.
- Ambos sistemas de reforzamiento aportan mejoras sustanciales en comparación con la condición original, confirmando su eficacia como estrategias de rehabilitación sísmica para el edificio, desde el punto de vista de los análisis pushover.

### **Edificio Aulas**

Los análisis pushover realizados permitieron evaluar la capacidad lateral y la sobrerresistencia del edificio Aulas en condición original y con la incorporación de los dispositivos de reforzamiento BRBs en configuración diagonal y en configuración tipo chevron.

En la dirección X, el modelo sin reforzamiento presentó un factor de sobrerresistencia de 2.26. Con la incorporación de los dispositivos BRB en configuración diagonal, dicho factor se redujo a 2.05, mientras que con la disposición en chevron alcanzó un valor de 2.22, prácticamente equivalente al del modelo original. Las curvas pushover muestran que la disposición diagonal

desplaza parte de la respuesta hacia mayores desplazamientos últimos, lo que implica un incremento relativo en la ductilidad; sin embargo, este beneficio se obtiene a expensas de una ligera reducción en la capacidad resistente máxima. En contraste, la configuración Chevron conserva una capacidad máxima similar a la del modelo sin reforzamiento y exhibe una degradación post pico más controlada. La reducción del factor de sobrerresistencia en la dirección X obedece a la significativa demanda de corte que absorben los elementos de soporte de los BRBs, lo cual incrementa la curva pushover de manera notable; no obstante, dado que la sobrerresistencia depende del cortante basal, el valor final resulta inferior.

En la dirección Y, la condición original mostró una sobrerresistencia baja de 0.74. La incorporación de BRBs en configuración diagonal elevó este factor a 1.05, aproximadamente un 42%, mientras que la configuración chevron alcanzó 1.50 de sobrerresistencia, constituyendo aproximadamente 103% de la sobrerresistencia inicial. Ambas disposiciones mejoran notablemente la capacidad en Y, siendo la disposición chevron la más efectiva tanto en aumento del cortante máximo como en la extensión de la rama post pico y el área bajo la curva, lo que se interpreta como mayor capacidad de disipación de energía.

En la Tabla 45 y en la Figura 77 se presentan los resultados de la sobrerresistencia calculada para cada uno de los modelos.

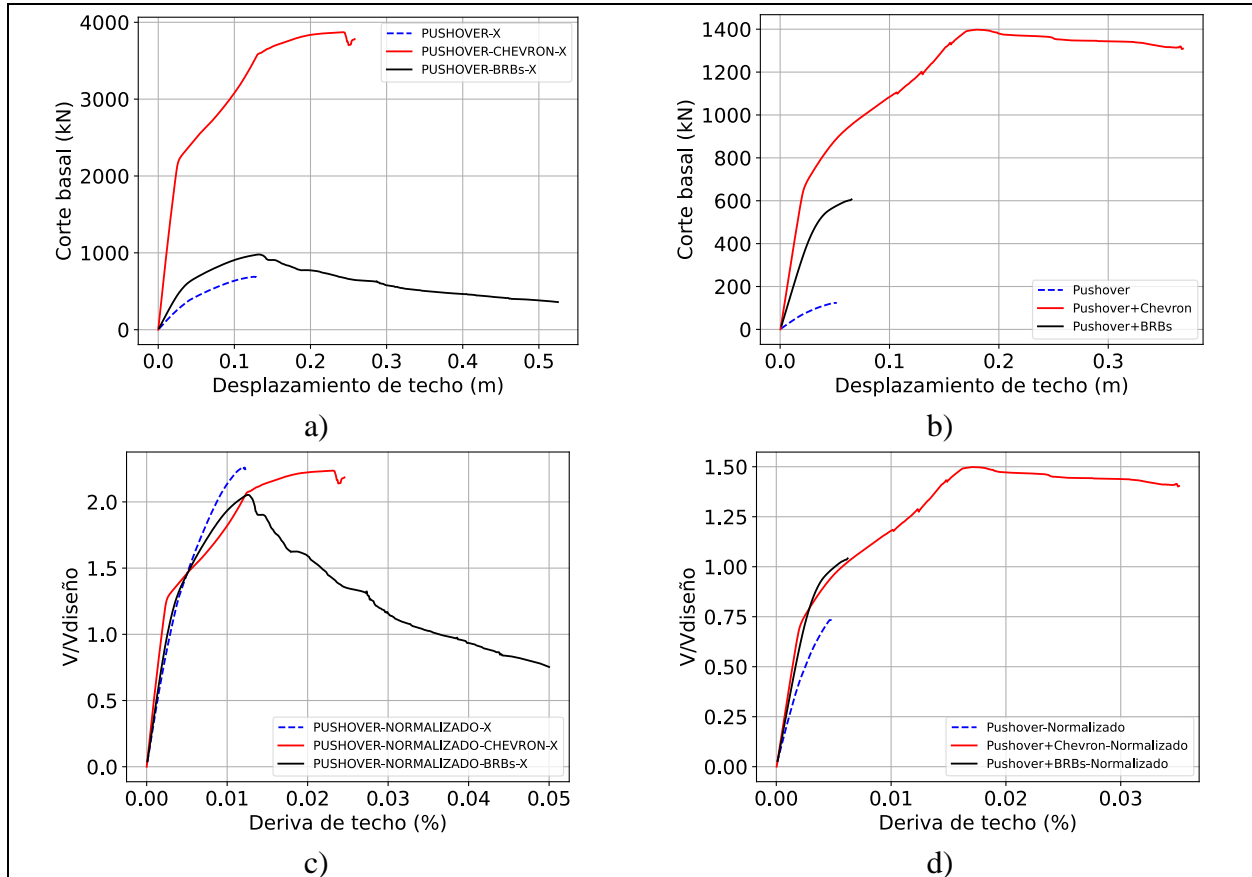
**Tabla 45**

*Resultados de sobrerresistencia por modelo y dirección edificio Aulas*

Modelo	Sobrerresistencia	Sobrerresistencia
	X	Y
Original	2.26	0.74
BRBs-Diagonal	2.05	1.05
BRBs-Chevron	2.22	1.50

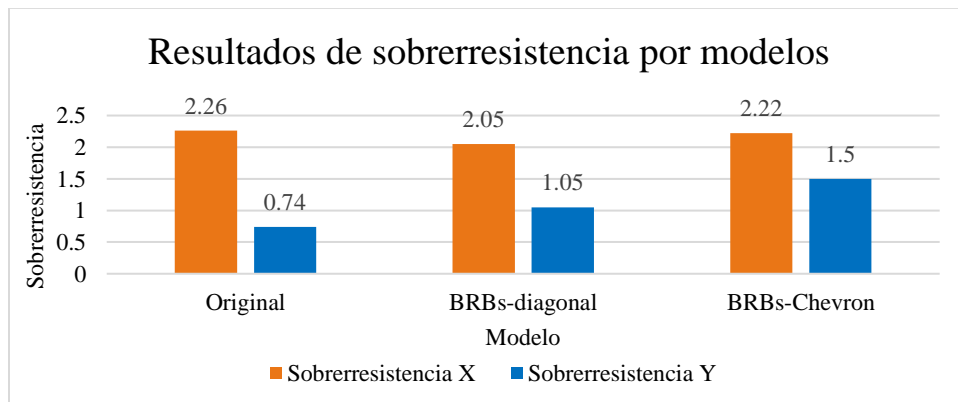
**Figura 76**

Curvas pushover edificio Aulas. a) Pushover dirección X; b) Pushover dirección Y; c) Pushover normalizado dirección X; d) Pushover normalizado dirección Y



**Figura 77**

Representación de resultados de sobrerresistencia por modelo y dirección edificio Aulas



En síntesis, los análisis pushover realizados a los modelos del edificio Aulas demuestran que:

- En X, ninguno de los dos tipos de reforzamiento mejora la sobrerresistencia con respecto al valor original de la edificación.
- En Y, ambos refuerzos mejoran la capacidad de la edificación, siendo más efectiva la estrategia de reforzamiento con la configuración chevron.
- Globalmente, las intervenciones evaluadas corrigen en buena medida la debilidad en Y, pero no proporcionan una mejora simultánea y contundente en ambas direcciones. Persisten vulnerabilidades residuales en la dirección X que deben considerarse al definir la estrategia final de intervención.

#### **2.10.4 Análisis dinámicos**

Los análisis dinámicos constituyen la etapa decisoria en la evaluación del desempeño sísmico de las estructuras, debido a que permiten cuantificar la probabilidad de colapso bajo diferentes niveles de amenaza. A través de esta métrica, es posible establecer de manera objetiva si las estrategias de reforzamiento propuestas representan soluciones eficaces frente a los estados límite más exigentes.

En la Tabla 46 se resumen las probabilidades de colapso obtenidas para los edificios Administrativos y Aulas, considerando tanto la condición original como las alternativas de reforzamiento mediante BRBs y TADAS (en el primer caso) y BRBs en configuraciones diagonal y chevron (en el segundo). Se incluyen los resultados para los niveles de desempeño asociados al sismo de diseño (DBE) y al sismo máximo creíble (MCE), discriminados en ambas direcciones de análisis.

**Tabla 46**

*Probabilidades de colapso para los edificios Administrativos y Aulas bajo DBE y MCE en ambas direcciones, en condición original y con reforzamientos*

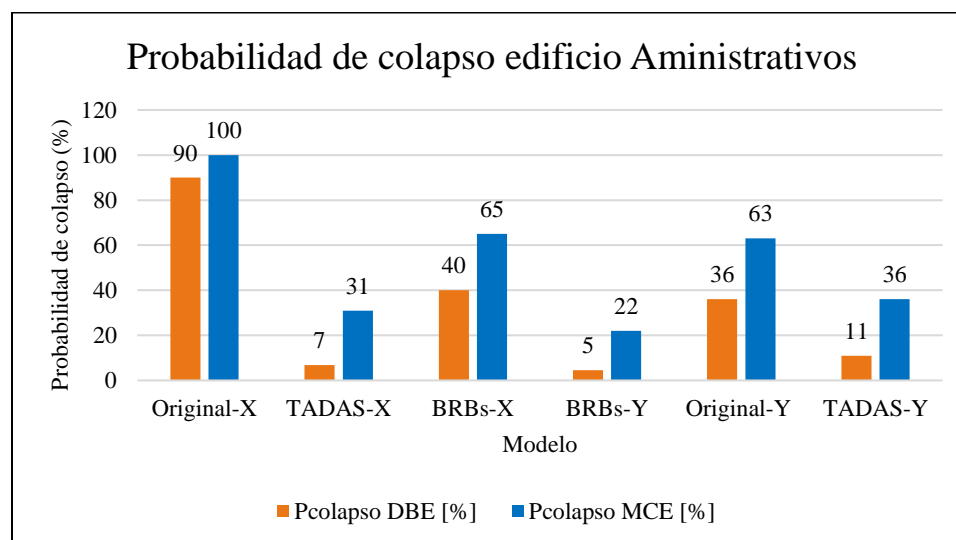
Edificio	Dispositivo	Dirección	Pcolapso DBE [%]	Pcolapso MCE [%]
Administrativos	Original	X	90	100
Administrativos	Original	Y	36	63
Administrativos	TADAS	X	7	31
Administrativos	TADAS	Y	11	36
Administrativos	BRBs	X	40	65
Administrativos	BRBs	Y	5	22
Aulas	Original	X	95	100
Aulas	Original	Y	100	100
Aulas	BRBs	X	65	93
Aulas	BRBs	Y	100	100
Aulas	BRBs*	X	29	84
Aulas	BRBs*	Y	72	97

*Nota.* \*Dispositivos BRBs dispuestos en configuración chevron

Para facilitar la comparación, en la Figura 78 y Figura 79 se representan gráficamente estos resultados.

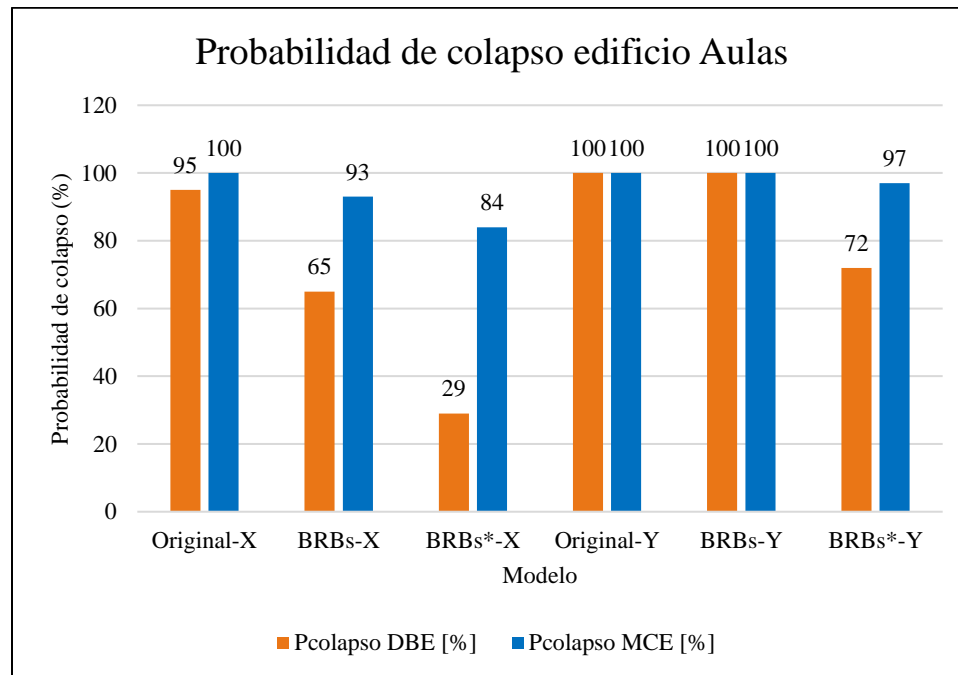
**Figura 78**

*Probabilidades de colapso por modelo y dirección edificio Administrativos condición original y con reforzamientos*



**Figura 79**

*Probabilidades de colapso por modelo y dirección edificio Aulas condición original y con reforzamientos*



De las figuras mostradas, se desprenden varias observaciones relevantes:

### **Edificio Administrativos**

- En la condición original, el colapso resulta altamente probable, con valores de 90 % para el DBE en X y 63 % para el MCE en Y. Estos porcentajes reflejan una vulnerabilidad crítica, incluso frente a demandas de diseño.
- El reforzamiento con BRBs reduce de manera significativa las probabilidades en el DBE (X: 40 %, Y: 5%), aunque bajo MCE los valores aún se mantienen elevados, particularmente en dirección X (65 %).
- La alternativa con TADAS ofrece el mejor desempeño global, con reducciones sustanciales tanto en DBE (X: 6.8 %, Y: 11 %) como en MCE (X: 31 %, Y: 36 %), confirmando su eficacia como estrategia de reforzamiento para este edificio.

**Edificio Aulas**

- En estado original, las probabilidades de colapso son críticas, alcanzando valores superiores al 95 % en todas las combinaciones de dirección y nivel de amenaza.
- Con BRBs en configuración diagonal, se logró una reducción parcial en dirección X (DBE: 65 %, MCE: 93 %), pero la vulnerabilidad en dirección Y permanece prácticamente inalterada (100 % en ambos niveles).
- La disposición chevron muestra un mejor desempeño, con reducciones notables en DBE (X: 29 %, Y: 72 %) y en MCE (X: 84 %, Y: 97 %). Sin embargo, las probabilidades siguen siendo muy altas, lo que indica que esta intervención mejora la respuesta, pero no elimina el riesgo de colapso.

Finalmente, en el edificio Administrativos se concluye que el reforzamiento con TADAS constituye la alternativa más eficiente, al alcanzar las menores probabilidades de colapso en todos los escenarios analizados. En contraste, en el edificio Aulas, si bien la configuración chevron de los BRBs evidencia un desempeño superior frente a la disposición diagonal, las probabilidades de colapso se mantienen en niveles elevados, lo que indica que este sistema por sí solo no garantiza un nivel de seguridad satisfactorio. En términos generales, los hallazgos resaltan la importancia de considerar no solo la disminución de la probabilidad de colapso, sino también la robustez del sistema estructural frente a distintas direcciones de análisis, como criterio fundamental para la selección de la estrategia de reforzamiento más adecuada.

### 3 Conclusiones

El presente estudio permitió evaluar de manera integral el desempeño sísmico de los edificios educativos de la Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas de la Universidad Industrial de Santander, considerando tanto su estado original como diferentes estrategias de reforzamiento estructural. Los resultados obtenidos permiten establecer las siguientes conclusiones:

- 1. Derivas de entrepiso:** En los modelos originales de los dos edificios analizados, las derivas superaron ampliamente el límite del 1% establecido en la NSR-10, alcanzando valores máximos de hasta 3.0% en el edificio Aulas, lo cual refleja un desempeño inadecuado ante el sismo de diseño. Con la incorporación de estrategias de reforzamiento, el edificio Administrativos presentó reducciones significativas: con BRBs, las derivas se redujeron a 0.75% y 0.85% en las direcciones X y Y, mientras que con TADAS se ubicaron en 1.07% y 1.26% respectivamente. Estos valores demuestran que ambas estrategias representan alternativas viables. En el edificio Aulas, los BRBs en configuración diagonal lograron llevar las derivas al 2.52% y 2.90% en las direcciones X e Y respectivamente, mientras que los BRBs en configuración chevron disminuyeron las derivas a 1.67% en la dirección X y 2.44% en la dirección Y, valores que siguen siendo inaceptables frente a la normativa y que ponen en evidencia la limitada efectividad de las estrategias en este caso.
- 2. Análisis pushover:** En el edificio Administrativos, el modelo original mostró una sobrerresistencia de 1.23 y 1.42 en las direcciones X e Y respectivamente. Con BRBs, estos valores aumentaron a 2.06 y 2.34, mientras que con TADAS alcanzaron 2.49 y 2.22, confirmando mejoras sustanciales en la capacidad lateral. Aunque los BRBs ofrecen un mejor control de derivas, la estrategia con TADAS resulta más favorable en términos de resistencia global. En el edificio Aulas, el modelo original evidenció condiciones

deficientes, especialmente en la dirección Y, con sobrerresistencia de apenas 0.74. El reforzamiento con BRBs en configuración diagonal y chevron mejoró la respuesta en Y hasta 1.05 y 1.50 respectivamente; sin embargo, en la dirección X, los valores disminuyeron a 2.05 (diagonal) y 2.22 (chevron), lo que representa un retroceso frente al modelo original (2.26). Aunque se logró incrementar la ductilidad al prolongar los desplazamientos de la curva pushover, las estrategias no garantizan un desempeño adecuado.

- 3. Probabilidades de colapso:** Los análisis dinámicos no lineales (IDA) mostraron reducciones notables en la vulnerabilidad del edificio Administrativos tras el reforzamiento. En su condición original, la probabilidad de colapso evaluada con el sismo de diseño (DBE, 475 años) fue de 90% y 36% en las direcciones X y Y, respectivamente. Por su parte, bajo el sismo máximo creíble (MCE), estas probabilidades fueron de 100% y 63% respectivamente. Con BRBs, los valores se redujeron a 40% y 4.5% (DBE) y 65% y 22% (MCE); mientras que con TADAS alcanzaron reducciones aún mayores: 6.8% y 11% (DBE) y 31% y 36% (MCE), confirmando la superioridad de esta estrategia. En el edificio Aulas, la vulnerabilidad inicial fue extrema, con 95% en dirección X y 100% en dirección Y, evaluados con el DBE y 100% en ambas direcciones para el MCE. El uso de BRBs en configuración diagonal apenas redujo los valores a 65% y 93% (DBE/MCE) en la dirección X, mientras que, en la dirección Y, se mantuvo en 100%. Con BRBs en chevron, las reducciones fueron más significativas, con 29% y 72% en X e Y respectivamente y en el DBE, 84% en X y 97% en Y para el MCE, aunque aún insuficientes para garantizar un comportamiento estructural seguro.

**4. Implicaciones estructurales:** Los resultados evidencian que, en edificaciones de uso educativo situadas en zonas de alta amenaza sísmica como Bucaramanga, la implementación de dispositivos de disipación de energía es una alternativa eficaz de mitigación del riesgo. No obstante, la efectividad depende de la adecuada selección y disposición de los dispositivos. En este estudio, los TADAS demostraron ser la estrategia más eficiente en el edificio Administrativos, mientras que los BRBs presentaron limitaciones considerables en el edificio Aulas.

**5. Limitaciones y recomendaciones:** El estudio se desarrolló considerando ciertas limitaciones. No fue posible realizar ensayos destructivos para conocer el estado real del concreto, por lo cual se trabajó con la resistencia consignada en los planos estructurales y con apoyo en ensayos indirectos mediante esclerometría. En investigaciones futuras se recomienda complementar este tipo de análisis con caracterización experimental detallada de los materiales. Asimismo, no se consideró el reforzamiento de los elementos que soportan los dispositivos de disipación, aspecto que debe evaluarse para garantizar una implementación adecuada. Finalmente, se sugiere explorar técnicas adicionales de reforzamiento estructural, distintas a las estudiadas en este trabajo, con el fin de lograr un mejor desempeño sísmico en estructuras educativas de características similares.

En el futuro, se deben cuantificar las compensaciones económicas de estas estrategias, ampliar el análisis a edificios más altos e irregulares en los que los modos superiores son significativos, evaluar alternativas híbridas e investigar el impacto en los componentes no estructurales que rigen la funcionabilidad. Asimismo, la validación experimental a gran escala de los reforzamientos con TADAS en marcos de concreto reforzado resultaría valiosa para el desarrollo de guías de diseño y para ampliar su aplicación práctica.

Adicionalmente, se recomienda emplear sensores en los edificios para monitorear el periodo de la estructura frente a vibraciones ambientales y así tener un orden comparativo con los resultados de los modelos planteados.

- 6. Proyección académica:** como resultado de esta investigación, se elaboró un artículo titulado “Comparative Seismic Performance of TADAS and BRBs in Retrofitting Non-Ductile RC Frames: insights from a public attention building in Colombia”, el cual fue enviado a una revista científica internacional para su proceso de revisión. Este hecho evidencia la relevancia y potencial de difusión académica del presente trabajo.

**Referencias bibliográficas**

- Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación (INCONTEC). (1995). *Método de ensayo para medir el número de rebote del concreto*. Bogotá, D.C.: INCONTEC.
- (AIS), A. C. (1998). Reglamento de Construcciones Sismo Resistentes, NSR-98. Bogotá, Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica.
- (AIS), A. C. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. BOGOTÁ, COLOMBIA: Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial.
- Abduljaleel, Z. A., Taha, B. O., & Yaseen, A. A. (2020). Seismic Vulnerability Assessment of Reinforced Concrete Building Structures in Erbil City, Capital City of Kurdistan Region of Iraq . *Eurasian Journal of Science & Engineering*, 6(2), 72–96. doi:Doi: 10.23918/eajse.v6i1p161
- Abesiriwardena, T., Wijesundara, K., & Nascimbene, R. (2023). Seismic Risk Assessment of Typical Reinforced Concrete Frame School Buildings in Sri Lanka. *buildings*, 13,2662. Obtenido de <https://doi.org/10.3390/buildings13102662>
- Agency, F. E. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency. Obtenido de <https://www.nehrp.gov/pdf/fema356.pdf>
- American Society of Civil Engineers. (2017). *ASCE/SEI 41-17: Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers. doi:<https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- Anaconda. (s.f.). Anaconda navigator [Software]. Recuperado el 11 de Enero de 2025, de <https://www.anaconda.com/products/navigator>

- Arroyo, O., Feliciano, D., Novoa, D., & Valcárcel, J. (2024). opseestools: A Python library to streamline OpenSeesPy workflows. *SoftwareX*, 27(2), 101832. doi:<https://doi.org/10.1016/j.softx.2024.101832>
- ASTM International. (2018). *ASTM International-Standard test method for rebound number of hardened concrete*. Obtenido de [https://doi.org/10.1520/C0805\\_C0805M-18](https://doi.org/10.1520/C0805_C0805M-18)
- Bakalis, K. &. (2018). Seismic fragility functions via nonlinear response history analysis. *Journal of Structural Engineering*, 144(10), 04018181. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)ST.1943-541X.0002141](https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002141)
- Caballero-Castro, L. F., Cano-Castaño, H. A., Molina-Herrera, M., Villalba-Morales, J. D., & Arroyo, O. (2024). Evaluating the response modification factor (R) for reinforced concrete and steel structures equipped with TADAS devices designed for high seismic hazard in Colombia. *Structures*, 65, 106748. doi:<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2024.106748>
- Caballero-Castro, L. F., Feliciano, D., Montes, C., Molina, M., Arroyo, O., & Villalba-Morales, J. D. (2025). Seismic loss assessment of medium-rise reinforced concrete frames in Colombia equipped with TADAS dampers. *Structures*, 75, 108732. doi:<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2025.108732>
- Chopra, A. K. (1999). *Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley. Obtenido de [https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/9902\\_a.\\_chopra\\_r.\\_goel.pdf](https://peer.berkeley.edu/sites/default/files/9902_a._chopra_r._goel.pdf)
- Coleman, J., & Spacone, E. (2001). Localization issues in force-based frame elements. *Journal of Structural Engineering*, 127(11), 1257–1265. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:11(1257)

- Computers and Structures, Inc. (2023). ETABS (Versión 21.2.0): Structural and Earthquake Engineering Software [Software]. California, Estados Unidos: Computers and Structures, Inc. Obtenido de <https://www.csiamerica.com/products/etabs>
- Council, A. T. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. Redwood City, CA: Applied Technology Council. Obtenido de <https://www.tanbakoochi.com/File/www.tanbakoochi.com-ATC40.pdf>
- Council, A. T. (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency. Obtenido de <https://mitigation.eeri.org/wp-content/uploads/fema-440.pdf>
- Dhakal, R. P. (Septiembre de 2002). Modeling for postyield buckling of reinforcement. *Journal of Structural Engineering*, 128(9), 1139–1147. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2002\)128:9\(1139\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:9(1139))
- Du, K., Bai, W., Bai, J., Yan, D., Gong, M., & Sun, J. (2021). Comparative Seismic Performance Assessment of Reinforced Concrete Frame Structures with and without Structural Enhancements Using the FEMA P-58 Methodology . *ASCE-ASME Journal of Risk and Uncertainty in Engineering Systems, Part A: Civil Engineering*, 7(4), 04021047. doi:<https://doi.org/10.1061/AJRUA6.0001173>
- Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2009). *Quantification of Building Seismic Performance Factors (FEMA P-695)*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency. Obtenido de [https://nehrpsearch.nist.gov/static/files/FEMA/fema\\_p695.pdf](https://nehrpsearch.nist.gov/static/files/FEMA/fema_p695.pdf)
- Federal Emergency Management Agency. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356)*. Washington, D.C.: FEMA.

- Federal Emergency Management Agency. (2012). *Seismic performance assessment of buildings, Volume 1: Methodology*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency (FEMA). Obtenido de [https://www.usrc.org/wp-content/uploads/FEMA\\_P-58-1-SE\\_Volume1\\_Methodology.pdf](https://www.usrc.org/wp-content/uploads/FEMA_P-58-1-SE_Volume1_Methodology.pdf)
- Federal Emergency Management Agency. (2020). *Hazus earthquake model technical manual (Hazus 4.2 SP3)*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency.
- Guerrero, F., Ortiz, A. R., & Carrillo, J. (2023). Bayesian Uncertainty Assessment for Modulus of Elasticity of Concrete and Mechanical Properties of Steel Reinforcing Bar. En H. Y. Noh, M. Whelan, & P. S. Harvey, *Dynamics of Civil Structures, Volume 2* (págs. 101-109). Cham: Springer International Publishing. Obtenido de [https://doi.org/10.1007/978-3-031-05449-5\\_11](https://doi.org/10.1007/978-3-031-05449-5_11)
- Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*, 97(7), 1964–1990.
- López Cumplido, L. I., & Parra Avila, D. S. (2022). *Reforzamiento estructural de una edificación existente en Colombia mediante un sistema Diagrid*. Universidad Industrial de Santander, Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas, Escuela de Ingeniería Civil. Bucaramanga: Universidad Industrial de Santander.
- Mander, J. B., Priestley, M. J., & Park, R. (1988). Theoretical stress–strain model for confined concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826. doi:[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
- Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). *OpenSees Command-Language Manual: version 1.7.3*. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Berkeley, CA. Obtenido de

<https://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/usermanual/OpenSeesCommandLanguageManual.pdf>

Menegotto, M., & Pinto, P. E. (1973). Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and nonelastic behavior of elements under combined normal force and bending. *IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads*, (págs. 112–123). Zurich, Switzerland.

Miner, M. A. (1945). Cumulative damage in fatigue. *Journal of Applied Mechanics*, 12(3), A159-A164. Obtenido de <https://asmedigitalcollection.asme.org/appliedmechanics/article/12/3/A159/1132119/Cumulative-Damage-in-Fatigue>

Ministerio de Obras Públicas. (7 de Junio de 1984). DECRETO-LEY 1400 DE 7 DE JUNIO DE 1984. Bogotá, Colombia: Ministerio de Obras Públicas. Recuperado el 12 de Diciembre de 2024

Mora, A., Villalba, J., & Maldonado, J. (2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín*, 5(9), 59-74.

Oh, S., Kurama, Y. C., Mohle, J., & Saxey, B. W. (2021). Seismic design and analysis of precast concrete buckling-restrained braced frames. *PCI Journal*, 66(5), 54-83. doi:<https://doi.org/10.15554/pcij66.5-03>

OpenSees. (s.f.). *OpenSees*. Obtenido de OpenSees: [https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Steel4\\_Material](https://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Steel4_Material)

OpenSeesPy. (s.f.). *The OpenSeesPy Library*. Obtenido de The OpenSeesPy Library:  
<https://openseespydoc.readthedocs.io/en/latest/>

Parra García, J. A. (2024). *Comparación del desempeño de edificaciones en concreto reforzado diseñadas con dos diferentes especificaciones de demanda sísmica*. Universidad Nacional de Colombia, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil y Agrícola. Bogotá D.C., Colombia: Universidad Nacional de Colombia.

Planeación Universidad Industrial de Santander, U. (s.f.). *Planeación Universidad Industrial de Santander*. Recuperado el 6 de Diciembre de 2024, de Planeación Universidad Industrial de Santander: <https://uis.edu.co/uis-planeacion-fisica-es/>

Servicio Geológico Colombiano, C. (s.f.). *Servicio Geológico Colombiano*. Recuperado el 6 de Diciembre de 2024, de <https://www.sgc.gov.co/>

Sharafi, S. Q., & Saito, T. (2024). Seismic Damage Probability Assessment of Existing Reinforced Concrete School Buildings in Afghanistan. *Buildings*, 14,1054. doi:<https://doi.org/10.3390/>

Vamvatsikos, D. &. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 491–514.

Villar-Salinas, S., Guzmán, A., & Carrillo, J. (2021). Performance evaluation of structures with reinforced concrete columns retrofitted with steel jacketing. *Journal of Building Engineering*, 35, 101510. doi:<https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.101510>

Zaboli, B. (2024). *Buckling-Restrained Brace (BRB) Modelling Using ETABS Without the Built-in BRB Sections: Linear Elastic Analysis – Equivalent Static or Modal Response Spectrum Methods*. Autor.

Zsarnóczyay, Á. (2013). *Experimental and numerical investigation of buckling restrained braced frames for Eurocode conform design procedure development (Order No. 30776674)*.

Budapest University of Technology and Economics. Budapest, Hungary: ProQuest One Academic. Obtenido de <https://www.proquest.com/dissertations-theses/experimental-numerical-investigation-buckling/docview/2917302700/se-2>

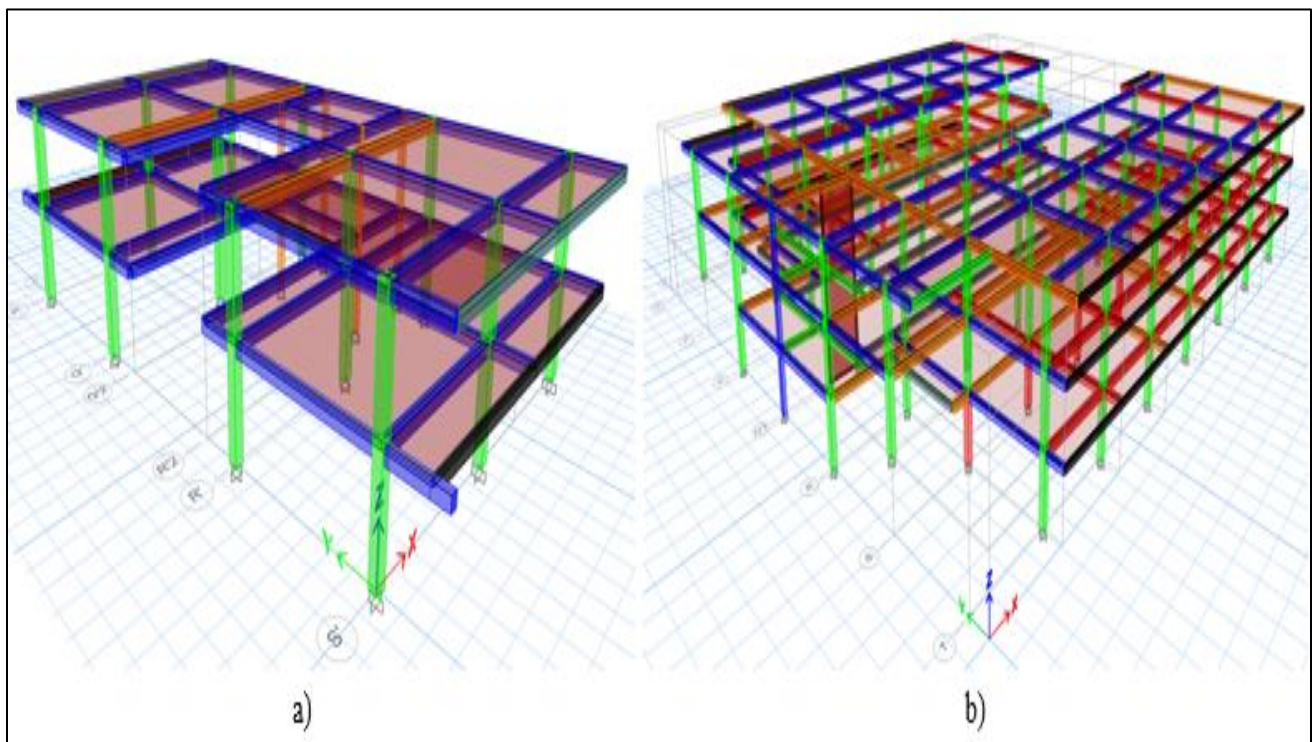
## Apéndice A

### Modelado y análisis lineal

En este apéndice se recopila la información correspondiente al modelado y análisis lineal de los edificios Administrativo y de Aulas. Se incluyen los modelos tridimensionales desarrollados en ETABS, así como las plantas y alzados estructurales de referencia. Además, se describe la caracterización de los elementos estructurales a partir de las secciones y el acero de refuerzo extraído de los planos existentes, junto con el cálculo del espesor equivalente de la losa. También se presenta la definición del espectro de aceleraciones de diseño y los resultados asociados al desempeño estructural, tales como derivas, índices de interacción carga axial–momento flector (PMM) y porcentajes de acero de refuerzo, diferenciados para cada uno de los edificios.

#### Figura A1

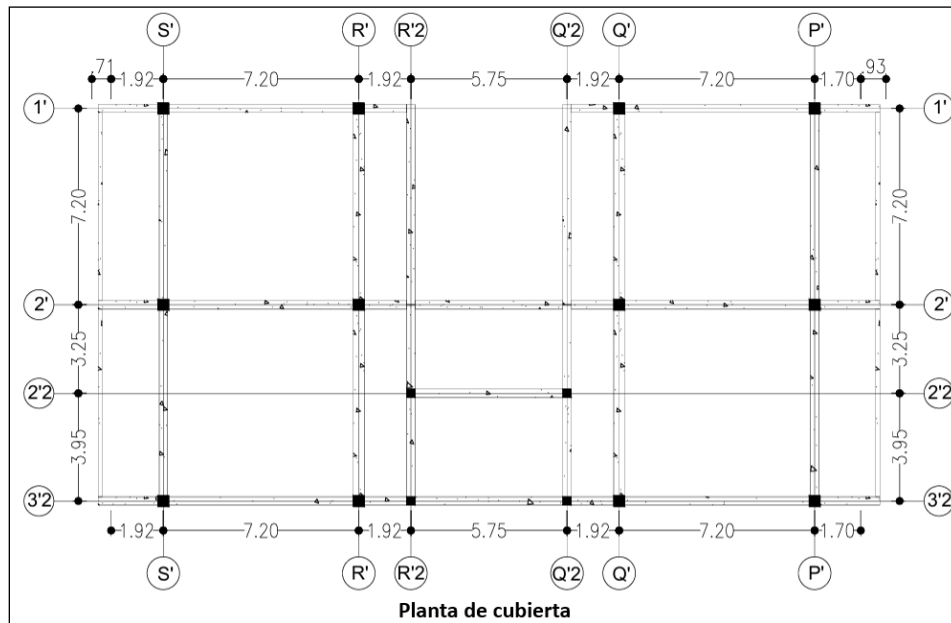
*Representación de Modelos 3D lineales de edificios. a) Administrativos; b) Aulas*



**Bloque Administrativos**

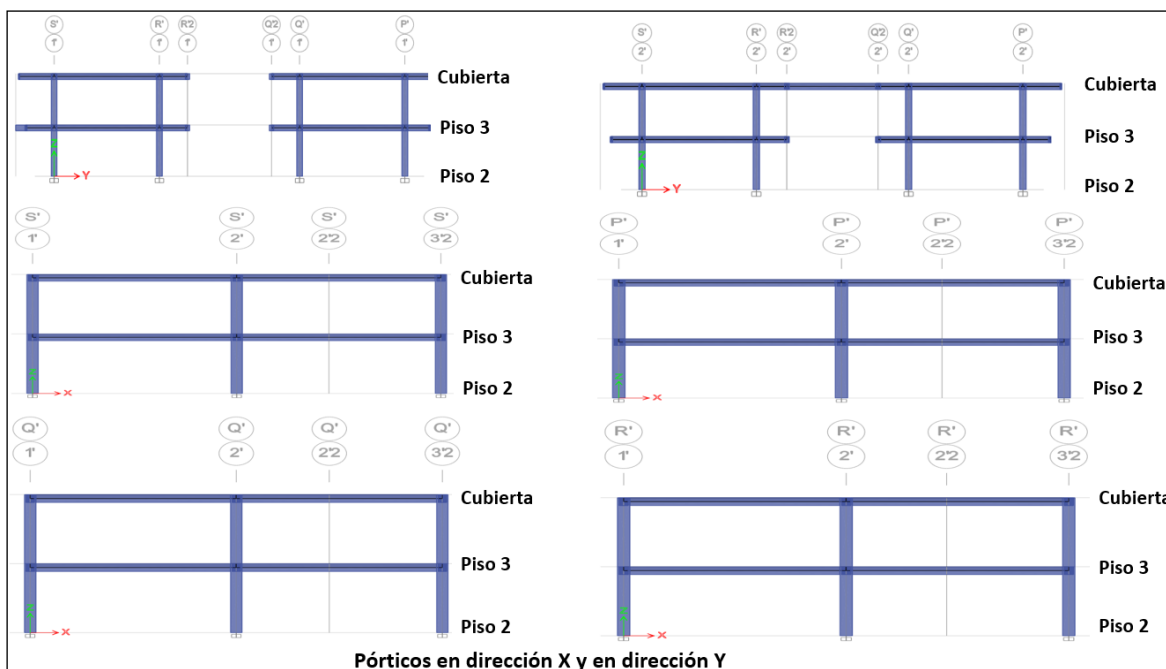
**Figura A2**

*Distribución en planta edificio Administrativos, planta de Cubierta*



**Figura A3**

*Distribución en altura edificio Administrativos, planta de Cubierta*



**Tabla A1***Secciones transversales, materiales y barras de refuerzo de columnas, edificio Administrativos*

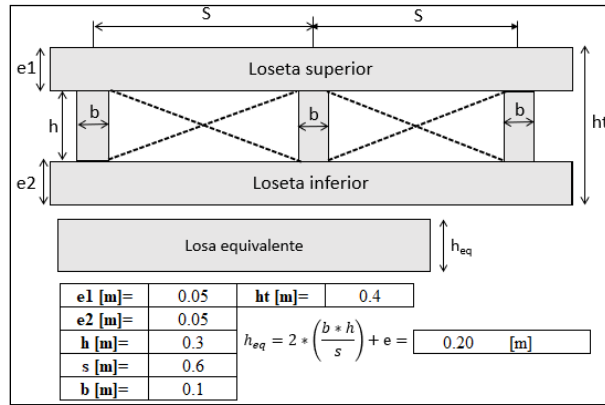
Name	Material		Section		# Long. Bars		Tran. Rebar
	Concrete	Rebar	t3 [mm]	t2 [mm]	3-axis	2-axis	Type
C-T-III-P3-P2	21 MPa	A615Gr60	400	400	3	3	Ties
C-T-IV-CUB-P3	21 MPa	A615Gr60	300	300	2	3	Ties
C-T-IV-P3-P2	21 MPa	A615Gr60	300	300	2	3	Ties
C-T-V-P3-P2	21 MPa	A615Gr60	400	400	3	3	Ties
C-T-I-CUB-P3	21 MPa	A615Gr60	400	400	3	3	Ties
C-T-II-CUB-P3	21 MPa	A615Gr60	400	400	3	3	Ties
Name	Cover	Long. Rebar Area	Corner Bar Area mm <sup>2</sup>	Tran. Rebar Area mm <sup>2</sup>	Tran. Rebar	# Tran. Bars	
	mm					2-axis	3-axis
C-T-III-P3-P2	50	242	242	71	150	3	3
C-T-IV-CUB-P3	50	199	199	71	150	2	2
C-T-IV-P3-P2	50	199	199	71	150	2	2
C-T-V-P3-P2	50	361	361	71	150	3	3
C-T-I-CUB-P3	50	200	200	71	150	3	3
C-T-II-CUB-P3	50	242	242	71	150	3	3

**Tabla A2***Secciones transversales, materiales y barras de refuerzo de vigas, edificio Administrativos*

Sección transversal, material y acero de refuerzo de vigas edificio Administrativos								
Name	Material		Section		# bottom	area bottom mm <sup>2</sup>	# top	area top mm <sup>2</sup>
	Concrete	Rebar	t3 [mm]	t2 [mm]				
VG-1-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	199	4	164
VG-10-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	129	2	199
VG-11-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	3	129	2	242
VG-12-40X40	21 MPa	A615Gr60	400	400	2	284	3	284
VG-13-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	3	129	4	361
VG-14-40X40	21 MPa	A615Gr60	400	400	2	284	3	284
VG-15-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	3	129	4	361
VG-16-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	199	2	129
VG-17-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	3	129	4	147
VG-2-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	3	129	4	263
VG-3-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	199	4	164
VG-4-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	3	129	4	263
VG-5-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	3	129	4	361
VG-6-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	3	129	4	361
VG-7-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	199	4	182
VG-8-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	199	4	199
VG-9-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	3	129	4	336
VGT-1-100X400	21 MPa	A615Gr60	400	100	1	199	1	129
VGT-2-0.15X0.40	21 MPa	A615Gr60	400	150	1	199	1	129

**Figura A4**

*Cálculo de losa de espesor equivalente*



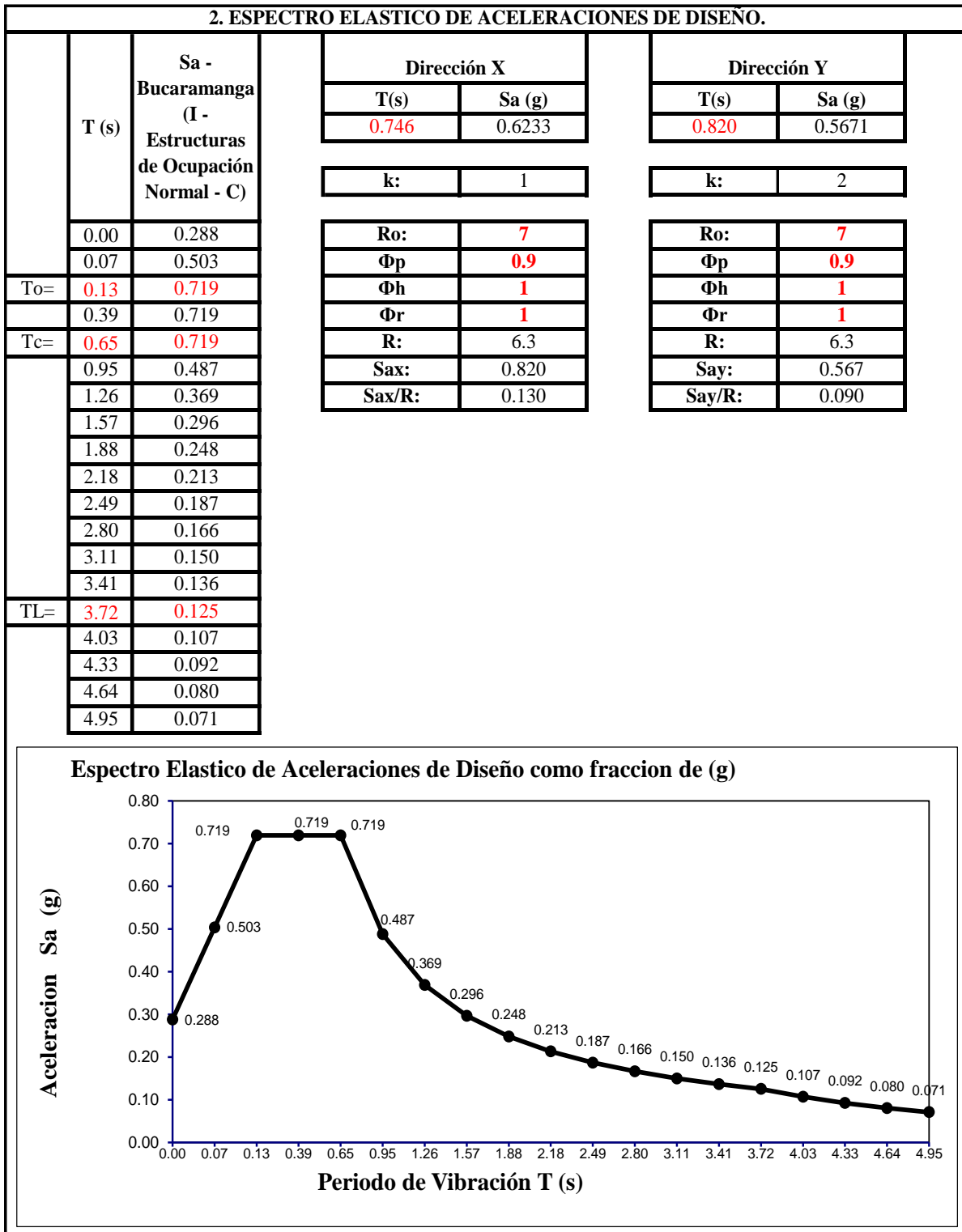
**Figura A5**

*Definición de espectro elástico de aceleraciones de diseño, edificio Administrativos*

I. PARAMETROS PARA ESPECTRO ELASTICO DE ACELERACIONES DE DISEÑO.		
NSR-10	DISCUSIÓN/DESCRIPCIÓN	CÁLCULOS
A.2.6.1	Coefficiente de amortiguamiento	5%
NO APLICA	Definir parámetros de Aa y Av por:	Ciudad
Fig. A.2.3.1	Valores de Aa, Av y nivel de amenaza sísmica según la región.	5
NO APLICA	CUIDAD DEL PROYECTO	Bucaramanga
A.2.5.1.	GRUPOS DE USO	I - Estructuras de Ocupación Normal
Tabla A.2.4.1.	Clasificación del perfil de suelo	C
Apéndice A-4	Región de ubicación	5
	Nivel de amenaza sísmica	Alta
Apéndice A-4.	Coefficiente de Aceleración horizontal Pico Efectiva, para diseño (Aa)	0.25
Apéndice A-4.	Coefficiente de Velocidad horizontal Pico Efectiva, para diseño (Av)	0.25
Tabla A.2.4.3.	Coefficiente De sitio para zonas de periodos cortos del espectro (Fa)	1.15
Tabla A.2.4.4.	Coef. De sitio para zonas de periodos intermedios del espectro (Fv)	1.55
Tabla A.2.5.1.	Coefficiente de importancia (I)	1.00
(A.2.6-6).	Ec. Periodo inicial	To=0.1*(Av*Fv)/(Aa*Fa): 0.13
(A.2.6-2).	Ec. Periodo corto	Tc=0.48*(Av*Fv)/(Aa*Fa): 0.65
(A.2.6-2).	Ec. Periodo largo	TL=2.40*Fv: 3.72
(A.2.6-7).	Pseudoaceleración para T<To	Sa=2.5*Aa*Fa*I*(0.4+0.6*T/To)
Fig.A.2.6-1.	Pseudoaceleración para To<T<Tc	Sa=2.5*Aa*Fa*I
(A.2.6-1).	Pseudoaceleración para Tc<T<TL	Sa=1.2*Av*Fv*I/T
(A.2.6-5).	Pseudoaceleración para T>TL	Sa=1.2*Av*Fv*TL*I/T^2

Figura A5 (continuación)

Definición de espectro elástico de aceleraciones de diseño, edificio Administrativos (cont.)

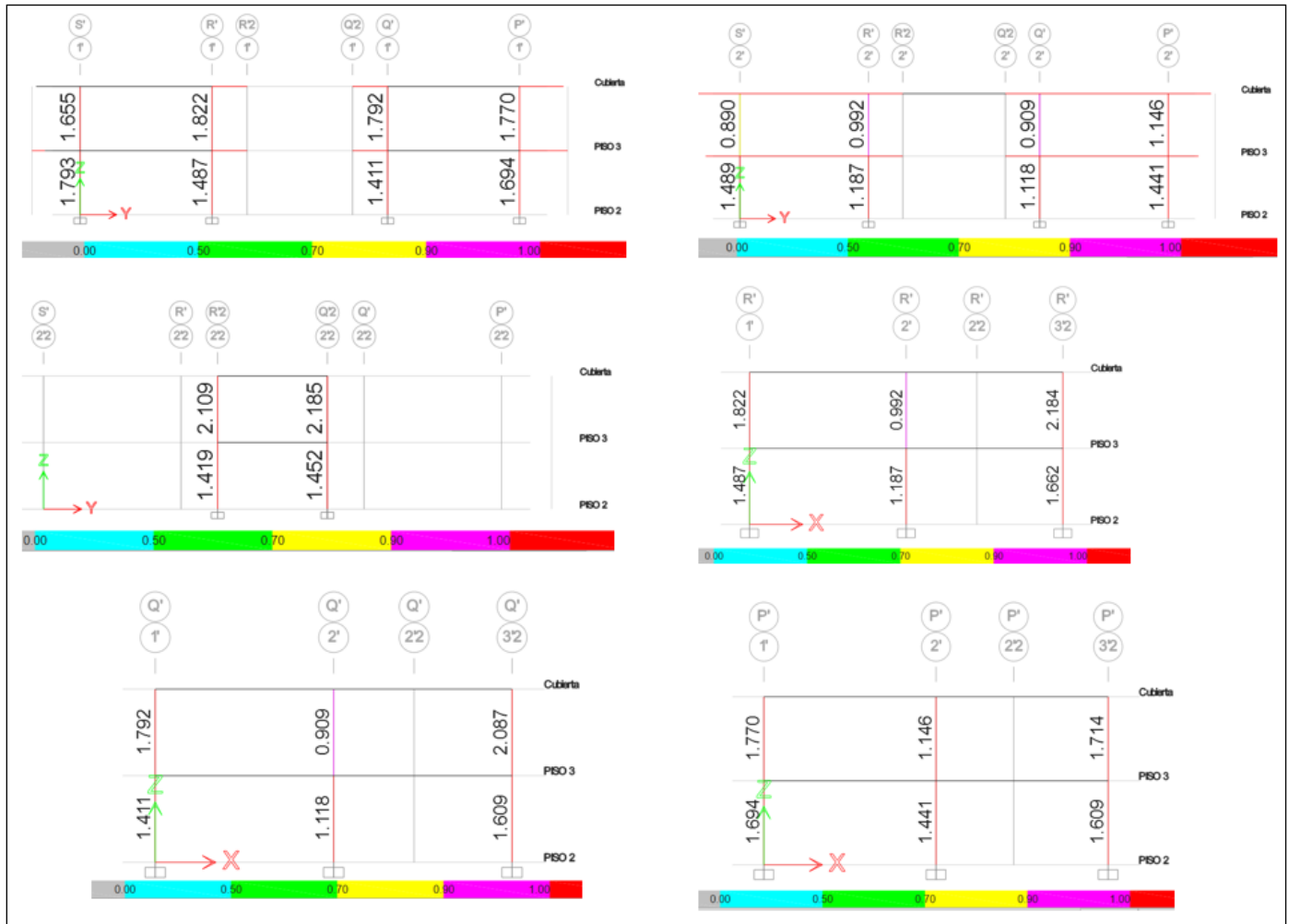


**Tabla A3***Derivas, edificio Administrativos*

TABLE: Joint Drifts-Administrativos									
Story	Label	Output Case	Drift [%]		Story	Label	Output Case	Drift [%]	
			X	Y				X	Y
Cubierta	1	SDY	1.35	1.84	Piso 3	10	SDX	1.42	0.13
Cubierta	9	SDY	1.35	1.84	Piso 3	5	SDX	1.41	0.13
Cubierta	5	SDY	0.56	1.84	Piso 3	1	SDX	1.40	0.13
Cubierta	10	SDY	0.55	1.84	Cubierta	2	SDX	1.61	0.12
Cubierta	2	SDY	1.35	1.54	Cubierta	7	SDX	1.61	0.12
Cubierta	7	SDY	1.35	1.54	Cubierta	6	SDX	1.60	0.12
Cubierta	6	SDY	0.56	1.54	Cubierta	12	SDX	1.60	0.12
Cubierta	12	SDY	0.55	1.54	Cubierta	15	SDX	1.60	0.12
Cubierta	15	SDY	0.35	1.54	Cubierta	13	SDX	1.60	0.12
Cubierta	13	SDY	0.34	1.54	Cubierta	3	SDX	1.61	0.12
Piso 3	9	SDY	1.14	1.51	Cubierta	8	SDX	1.61	0.12
Piso 3	1	SDY	1.12	1.51	Cubierta	4	SDX	1.60	0.12
Piso 3	10	SDY	0.47	1.51	Cubierta	11	SDX	1.60	0.12
Piso 3	5	SDY	0.46	1.51	Cubierta	16	SDX	1.60	0.11
Cubierta	3	SDY	1.35	1.49	Cubierta	14	SDX	1.60	0.11
Cubierta	8	SDY	1.35	1.49	Piso 3	7	SDX	1.44	0.11
Cubierta	4	SDY	0.56	1.49	Piso 3	12	SDX	1.42	0.11
Cubierta	11	SDY	0.55	1.49	Piso 3	13	SDX	1.42	0.11
Cubierta	16	SDY	0.35	1.46	Piso 3	15	SDX	1.41	0.11
Cubierta	14	SDY	0.34	1.46	Piso 3	6	SDX	1.41	0.11
Piso 3	7	SDY	1.14	1.38	Piso 3	2	SDX	1.40	0.11
Piso 3	2	SDY	1.12	1.38	Piso 3	14	SDX	1.42	0.10
Piso 3	12	SDY	0.47	1.38	Piso 3	16	SDX	1.41	0.10
Piso 3	6	SDY	0.46	1.38	Piso 3	8	SDX	1.44	0.10
Piso 3	13	SDY	0.30	1.38	Piso 3	11	SDX	1.42	0.10
Piso 3	15	SDY	0.29	1.38	Piso 3	4	SDX	1.41	0.10
Piso 3	14	SDY	0.30	1.29	Piso 3	3	SDX	1.40	0.10
Piso 3	16	SDY	0.29	1.29	Piso 3	4	SDY	0.46	1.28
Piso 3	8	SDY	1.14	1.28	Cubierta	1	SDX	1.61	0.16
Piso 3	3	SDY	1.12	1.28	Cubierta	9	SDX	1.61	0.16
Piso 3	11	SDY	0.47	1.28	Cubierta	5	SDX	1.60	0.16
Piso 3	9	SDX	1.44	0.13	Cubierta	10	SDX	1.60	0.16

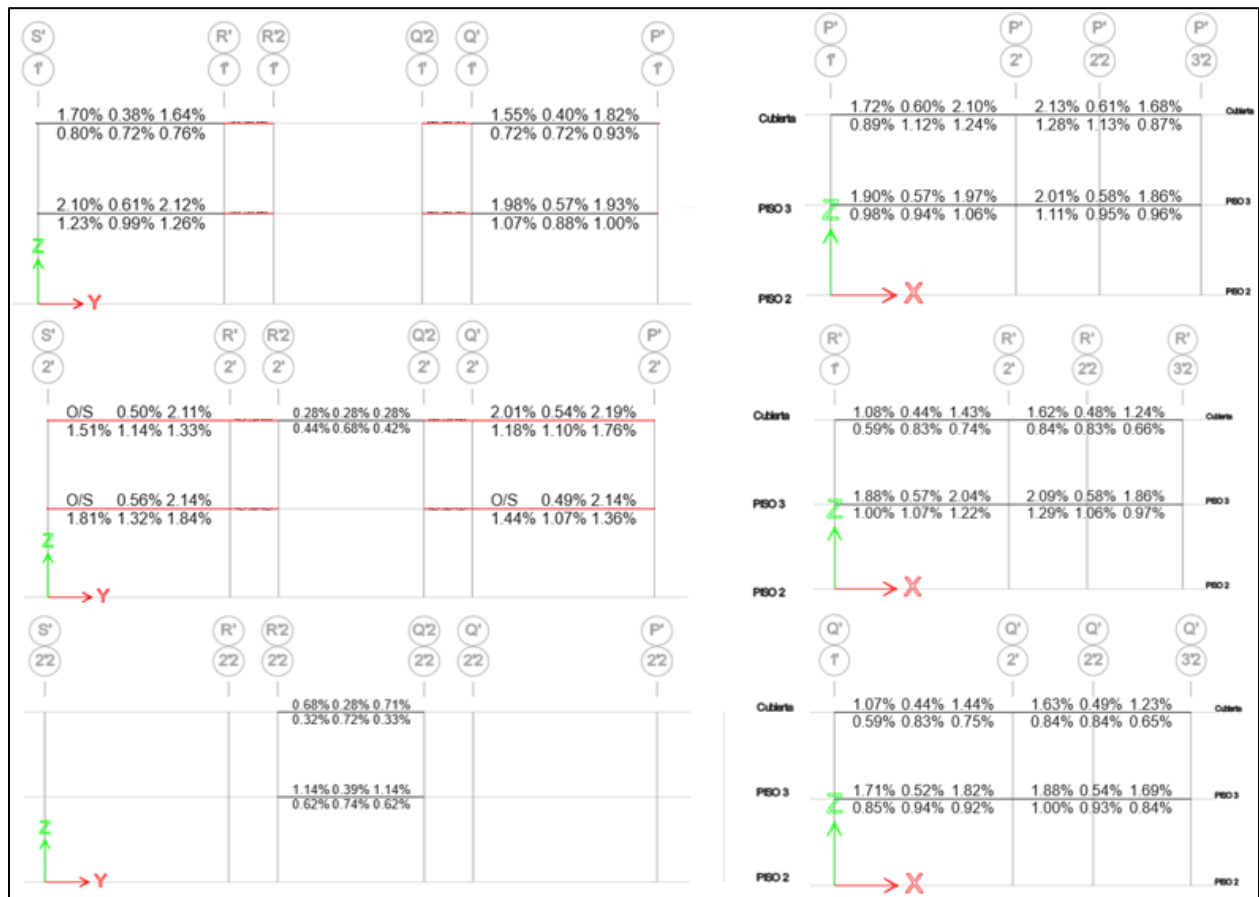
**Figura A6**

*Indices en columnas, carga axial y momentos flectores (P-M-M). Edificio Administrativos*



**Figura A7**

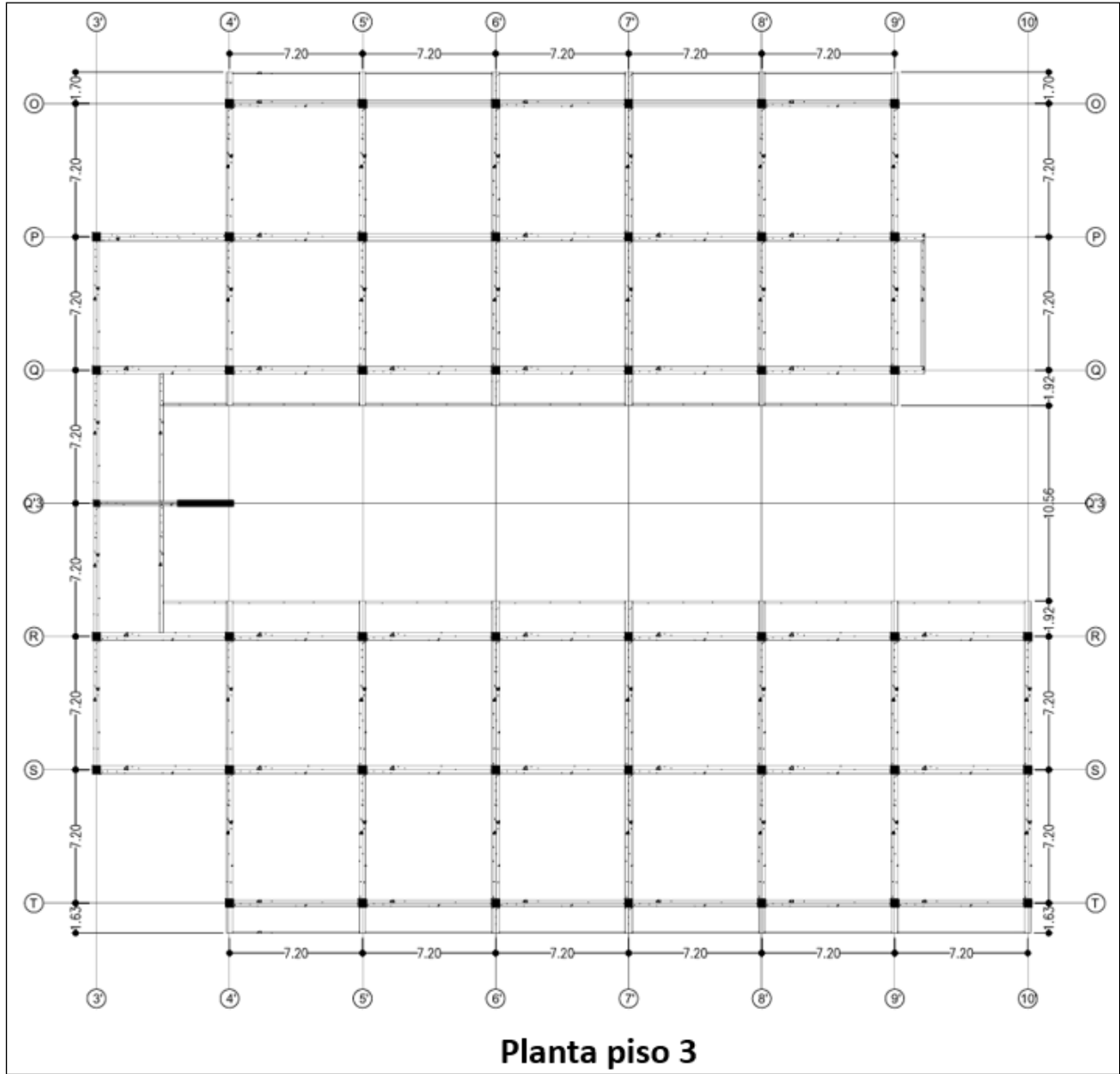
*Porcentaje de acero de refuerzo requerido en Vigas. Edificio Administrativos*



**Bloque Aulas**

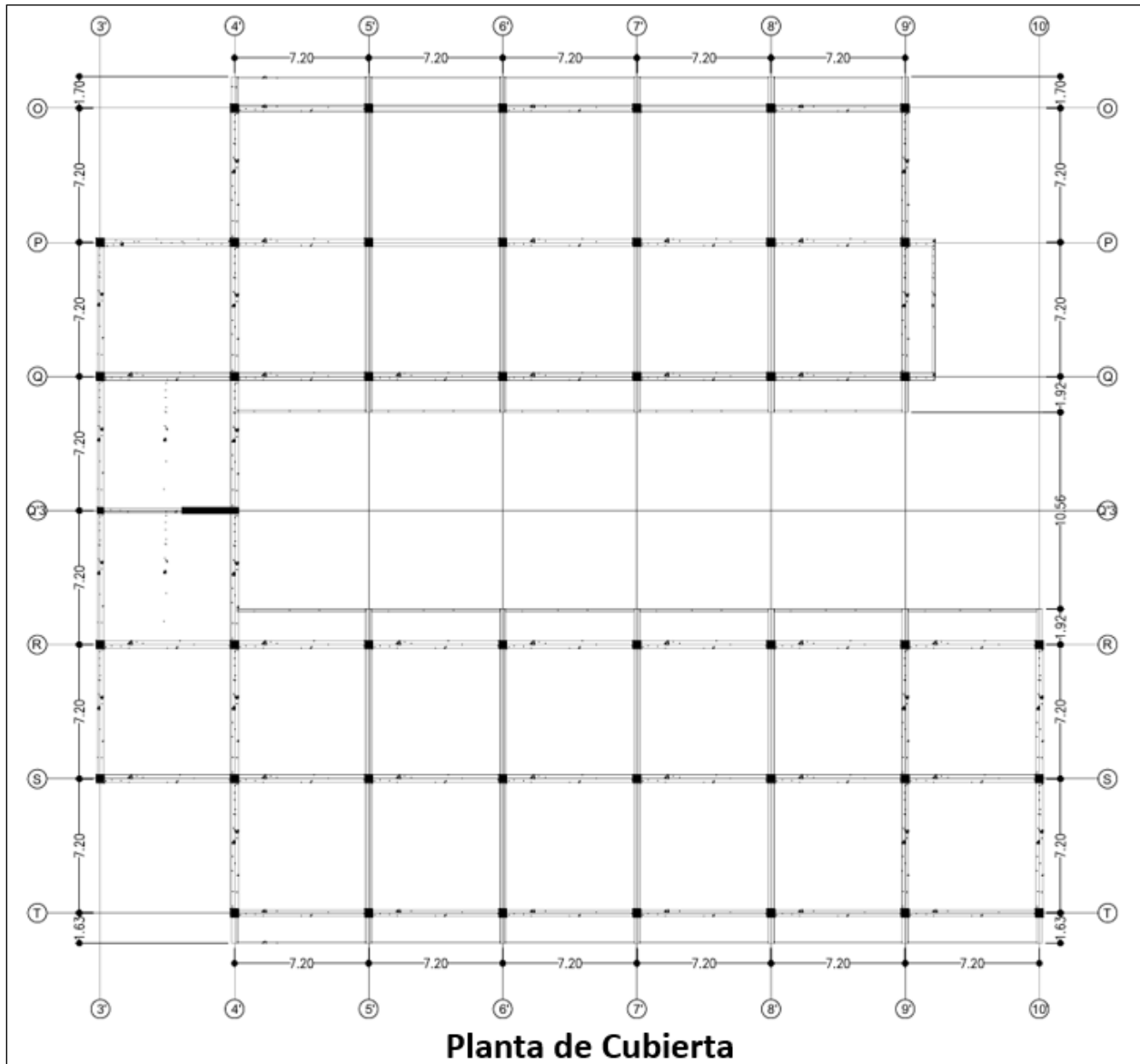
**Figura A8**

*Distribución en planta edificio Aulas, planta de Piso 3*



**Figura A9**

*Distribución en planta edificio Aulas, planta de Cubierta*



**Figura A10**

*Distribución en altura edificio Aulas*

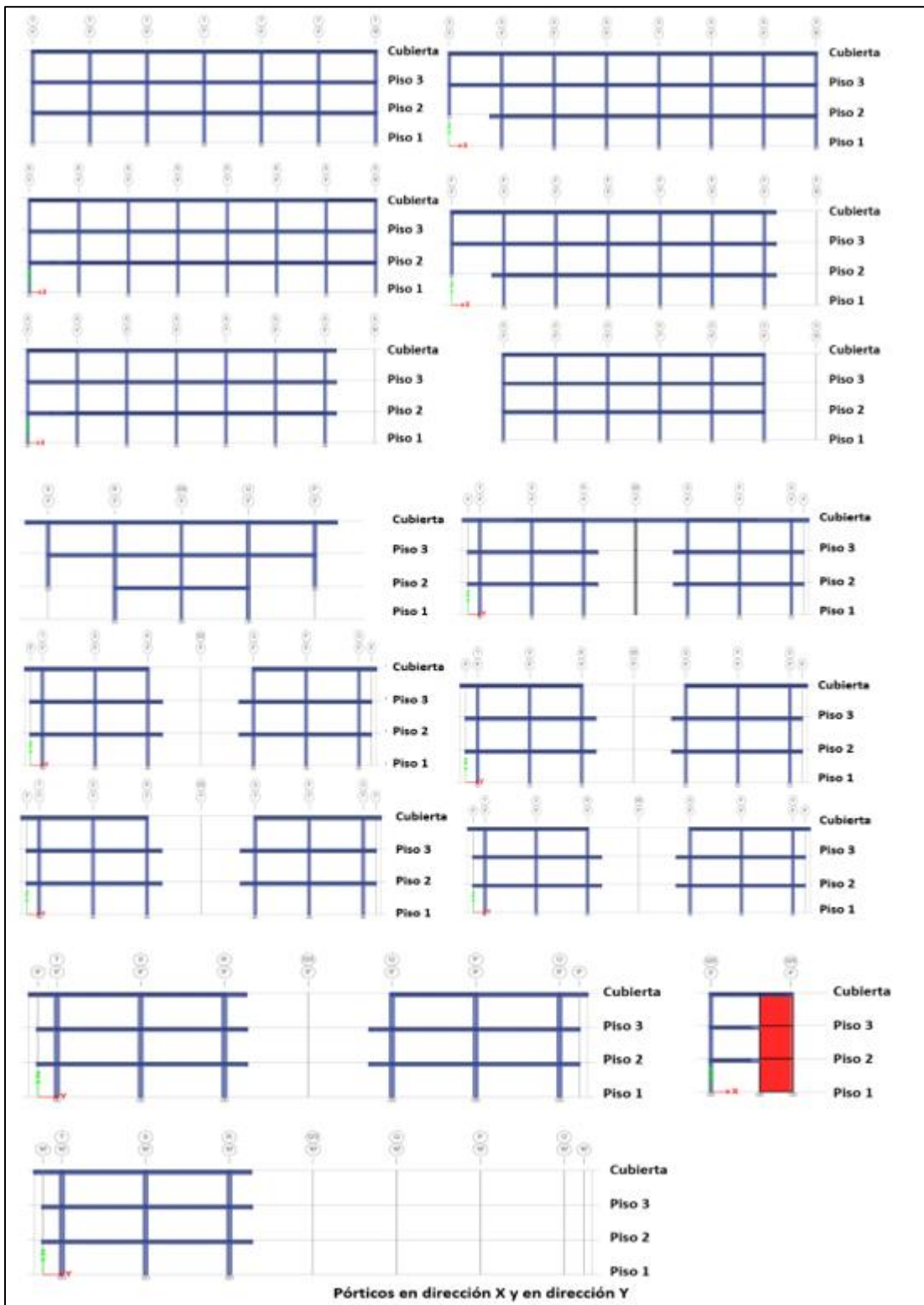


Tabla A4

Secciones transversales, materiales y barras de refuerzo de columnas, edificio Aulas

Sección transversal, material y acero de refuerzo de columnas edificio Aulas							
Name	Material		Section		# Long. Bars		Tran. Rebar
	Concrete	Rebar	t3 [mm]	t2 [mm]	3-axis	2-axis	Type
C-T-I-CUB-P3	21 MPa	A615Gr60	400	400	3	3	Ties
C-T-I-P2-P1	21 MPa	A615Gr60	400	400	3	3	Ties
C-T-I-P2-P1 (28MPa)	28 MPa	A615Gr60	400	400	3	3	Ties
C-T-I-P3-P2	21 MPa	A615Gr60	400	400	3	3	Ties
C-T-II-CUB-P3	21 MPa	A615Gr60	400	400	3	3	Ties
C-T-II-P2-P1	21 MPa	A615Gr60	400	400	4	3	Ties
C-T-II-P3-P2	21 MPa	A615Gr60	400	400	3	3	Ties
C-T-III-CUB-P3	21 MPa	A615Gr60	400	400	3	3	Ties
C-T-III-P2-P1 (28MPa)	28 MPa	A615Gr60	400	400	3	3	Ties
C-T-III-P3-P2	21 MPa	A615Gr60	400	400	3	3	Ties
C-T-IV-CUB-P3	21 MPa	A615Gr60	300	300	2	3	Ties
C-T-IV-P2-P1 (28MPa)	28 MPa	A615Gr60	400	400	3	3	Ties
C-T-IV-P3-P2	21 MPa	A615Gr60	400	400	2	3	Ties
C-T-VI-P2-P1	21 MPa	A615Gr60	400	400	3	3	Ties
C-T-VII-P2-P1	21 MPa	A615Gr60	400	400	3	3	Ties
MURO-COLUMNA(e=30cm)	21 MPa	A615Gr60	3000	300	2	20	Ties
Name	Cover	Long.	Corner Bar	Tran. Rebar	Tran.	# Tran. Bars	
	mm	Rebar Area	Area mm <sup>2</sup>	Area mm <sup>2</sup>	Rebar	2-axis	3-axis
C-T-I-CUB-P3	50	199	199	71	150	3	3
C-T-I-P2-P1	50	242	242	71	150	3	3
C-T-I-P2-P1 (28MPa)	50	242	242	71	150	3	3
C-T-I-P3-P2	50	199	199	71	150	3	3
C-T-II-CUB-P3	50	242	242	71	150	3	3
C-T-II-P2-P1	50	420	420	71	150	3	3
C-T-II-P3-P2	50	366	366	71	150	3	3
C-T-III-CUB-P3	50	221	221	71	150	3	3
C-T-III-P2-P1 (28MPa)	50	336	336	71	150	3	3
C-T-III-P3-P2	50	242	242	71	150	3	3
C-T-IV-CUB-P3	50	199	199	71	150	3	3
C-T-IV-P2-P1 (28MPa)	50	362	362	71	150	3	3
C-T-IV-P3-P2	50	199	199	71	150	3	3
C-T-VI-P2-P1	50	263	263	71	150	3	3
C-T-VII-P2-P1	50	387	387	71	150	3	3
MURO-COLUMNA(e=30cm)	40	351	351	71	150	2	2

**Tabla A5***Secciones transversales, materiales y barras de refuerzo de vigas, edificio Aulas*

Sección transversal, material y acero de refuerzo de vigas edificio Aulas								
Name	Material		Section		# bottom	area bottom	# top	area top
	Concrete	Rebar	t3 [mm]	t2 [mm]		mm <sup>2</sup>		mm <sup>2</sup>
VG-1-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	129	3	256
VG-10-40X40	21 MPa	A615Gr60	400	400	4	129	4	284
VG-11-40X40	21 MPa	A615Gr60	400	400	4	129	3	284
VG-12-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	129	3	256
VG-13-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	129	3	199
VG-14-40X40	21 MPa	A615Gr60	400	400	6	284	4	449
VG-15-40X40	21 MPa	A615Gr60	400	400	3	110	4	336
VG-16-40X40	21 MPa	A615Gr60	400	400	4	129	4	199
VG-17-40X40	21 MPa	A615Gr60	400	400	2	164	2	129
VG-18-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	4	199	2	199
VG-19-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	129	3	256
VG-2-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	129	3	176
VG-20-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	129	3	199
VG-21-40X40	21 MPa	A615Gr60	400	400	4	129	4	449
VG-22-40X40	21 MPa	A615Gr60	400	400	5	129	4	199
VG-23-40X40	21 MPa	A615Gr60	400	400	3	129	4	199
VG-24-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	129	4	207
VG-25-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	129	3	256
VG-26-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	199	2	242
VG-27-40X40	21 MPa	A615Gr60	400	400	4	129	5	346
VG-28-40X40	21 MPa	A615Gr60	400	400	3	129	4	336
VG-29-40X40	21 MPa	A615Gr60	400	400	3	129	3	284
VG-3-35X40	21 MPa	A615Gr60	400	350	4	115	4	284
VG-30-40X40	21 MPa	A615Gr60	400	400	4	129	4	284
VG-31-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	129	3	256
VG-32-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	129	3	176
VG-33-35X40	21 MPa	A615Gr60	400	350	4	115	4	284
VG-34-35X40	21 MPa	A615Gr60	400	350	4	115	3	199
VG-35-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	129	4	245
VG-36-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	129	5	222
VG-37-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	3	129	4	284
VG-38-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	4	129	3	284
VG-39-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	4	284	4	245

**Tabla A5 (continuación)***Secciones transversales, materiales y barras de refuerzo de vigas, edificio Aulas (cont.)*

Sección transversal, material y acero de refuerzo de vigas edificio Aulas								
Name	Material		Section		# bottom	area bottom	# top	area top
	Concrete	Rebar	t3 [mm]	t2 [mm]		mm <sup>2</sup>		mm <sup>2</sup>
VG-4-35X40	21 MPa	A615Gr60	400	350	4	115	3	199
VG-40-40X40	21 MPa	A615Gr60	400	400	2	129	4	242
VG-41-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	3	129	4	284
VG-42-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	3	129	4	336
VG-43-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	129	4	207
VG-44-35X40	21 MPa	A615Gr60	400	350	3	129	3	387
VG-45-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	129	4	207
VG-46-40X40	21 MPa	A615Gr60	400	400	3	129	4	199
VG-47-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	129	4	207
VG-48-35X40	21 MPa	A615Gr60	400	350	4	129	4	361
VG-49-35X40	21 MPa	A615Gr60	400	350	4	129	4	199
VG-5-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	129	4	207
VG-50-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	3	256	2	387
VG-51-35X40	21 MPa	A615Gr60	400	350	4	115	4	263
VG-52-35X40	21 MPa	A615Gr60	400	350	4	115	4	231
VG-53-40X40	21 MPa	A615Gr60	400	400	2	284	4	164
VG-54-35X40	21 MPa	A615Gr60	400	350	3	129	3	387
VG-55-20X40	21 MPa	A615Gr60	400	200	3	353	5	171
VG-6-30X40	21 MPa	A615Gr60	400	300	2	199	2	242
VG-7-40X40	21 MPa	A615Gr60	400	400	4	129	5	346
VG-8-40X40	21 MPa	A615Gr60	400	400	3	129	4	336
VG-9-40X40	21 MPa	A615Gr60	400	400	3	129	3	284
VGT-1-10X40	21 MPa	A615Gr60	400	100	1	129	1	129
VGT-10-15X40	21 MPa	A615Gr60	400	150	2	129	3	129
VGT-11-15X40	21 MPa	A615Gr60	400	150	1	129	1	71
VGT-12-15X40	21 MPa	A615Gr60	400	150	3	129	3	71
VGT-2-10X40	21 MPa	A615Gr60	400	100	1	129	1	199
VGT-3-10X40	21 MPa	A615Gr60	400	100	1	129	1	71
VGT-4-20X40	21 MPa	A615Gr60	400	200	2	129	2	129
VGT-5-10X40	21 MPa	A615Gr60	400	100	1	129	1	71
VGT-6-10X40	21 MPa	A615Gr60	400	100	1	129	1	71
VGT-7-10X40	21 MPa	A615Gr60	400	100	1	129	1	129
VGT-8-10X40	21 MPa	A615Gr60	400	100	1	129	1	129
VGT-9-15X40	21 MPa	A615Gr60	400	150	2	129	3	129

**Figura A11**

*Definición de espectro elástico de aceleraciones de diseño, edificio Aulas*

1. PARÁMETROS PARA ESPECTRO ELASTICO DE ACELERACIONES DE DISEÑO.		
NSR-10	DISCUSIÓN/DESCRIPCIÓN	CALCULOS
A.2.6.1	Coefficiente de amortiguamiento	<b>5%</b>
NO APLICA	Definir parámetros de <b>Aa</b> y <b>Av</b> por:	<b>Ciudad</b>
Fig. A.2.3.1	Valores de <b>Aa</b> , <b>Av</b> y nivel de <b>amenaza sísmica</b> según la región.	<b>5</b>
NO APLICA	CIUDAD DEL PROYECTO	<b>Bucaramanga</b>
A.2.5.1.	GRUPOS DE USO	<b>I - Estructuras de Ocupación Normal</b>
Tabla A.2.4.1.	Clasificación del perfil de suelo	<b>C</b>
Apéndice A-4	Región de ubicación	5
	Nivel de amenaza sísmica	Alta
Apéndice A-4.	Coefficiente de Aceleración horizontal Pico Efectiva, para diseño ( <b>Aa</b> )	0.25
Apéndice A-4.	Coefficiente de Velocidad horizontal Pico Efectiva, para diseño ( <b>Av</b> )	0.25
Tabla A.2.4.3.	Coefficiente De sitio para zonas de periodos cortos del espectro ( <b>Fa</b> )	1.15
Tabla A.2.4.4.	Coef. De sitio para zonas de periodos intermedios del espectro ( <b>Fv</b> )	1.55
Tabla A.2.5.1.	Coefficiente de importancia (I)	1.00
(A.2.6-6).	Ec. Periodo inicial	$T_0=0.1*(Av*Fv)/(Aa*Fa)$ : 0.13
(A.2.6-2).	Ec. Periodo corto	$T_c=0.48*(Av*Fv)/(Aa*Fa)$ : 0.65
(A.2.6-2).	Ec. Periodo largo	$T_L=2.40*Fv$ : 3.72
(A.2.6-7).	Pseudoaceleración para $T < T_0$	$S_a=2.5*Aa*Fa*I*(0.4+0.6*T/T_0)$
Fig.A.2.6-1.	Pseudoaceleración para $T_0 < T < T_c$	$S_a=2.5*Aa*Fa*I$
(A.2.6-1).	Pseudoaceleración para $T_c < T < T_L$	$S_a=1.2*Av*Fv*I/T$
(A.2.6-5).	Pseudoaceleración para $T > T_L$	$S_a=1.2*Av*Fv*TL*I/T^2$

Figura A11 (continuación)

Definición de espectro elástico de aceleraciones de diseño, edificio Aulas (cont.)

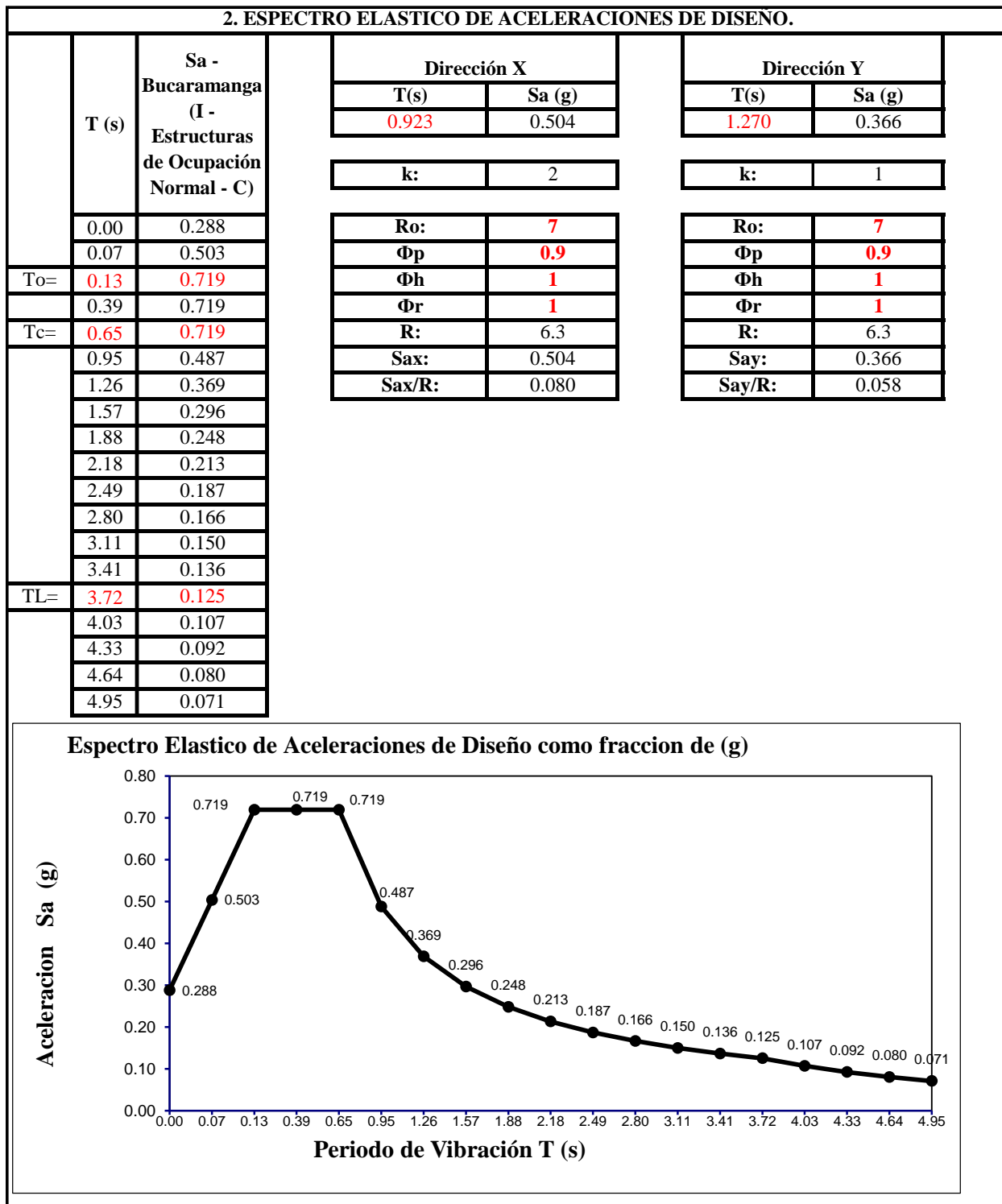


Tabla A6

*Derivas, edificio Aulas*

TABLE: Joint Drifts-Aulas									
Story	Label	Output Case	Drift [%]		Story	Label	Output Case	Drift [%]	
			X	Y				X	Y
CUBIERTA	1	SDX	1.39	0.11	CUBIERTA	22	SDY	0.23	2.14
CUBIERTA	1	SDY	0.68	1.54	CUBIERTA	23	SDX	1.38	0.18
CUBIERTA	2	SDX	1.37	0.11	CUBIERTA	23	SDY	0.23	1.54
CUBIERTA	2	SDY	0.45	1.54	CUBIERTA	24	SDX	1.46	0.17
CUBIERTA	3	SDX	1.36	0.11	CUBIERTA	24	SDY	0.02	1.53
CUBIERTA	3	SDY	0.23	1.54	CUBIERTA	25	SDX	1.46	0.29
CUBIERTA	4	SDX	1.39	0.16	CUBIERTA	25	SDY	0.25	1.54
CUBIERTA	4	SDY	0.68	1.58	CUBIERTA	26	SDX	1.45	0.15
CUBIERTA	5	SDX	1.37	0.16	CUBIERTA	26	SDY	0.25	1.54
CUBIERTA	5	SDY	0.45	1.58	CUBIERTA	27	SDX	1.50	0.15
CUBIERTA	6	SDX	1.36	0.16	CUBIERTA	27	SDY	0.47	1.54
CUBIERTA	6	SDY	0.23	1.58	CUBIERTA	28	SDX	1.57	0.15
CUBIERTA	7	SDX	1.39	0.24	CUBIERTA	28	SDY	0.70	1.54
CUBIERTA	7	SDY	0.68	1.64	CUBIERTA	29	SDX	1.45	0.14
CUBIERTA	8	SDX	1.37	0.24	CUBIERTA	29	SDY	0.25	1.58
CUBIERTA	8	SDY	0.45	1.64	CUBIERTA	30	SDX	1.50	0.14
CUBIERTA	9	SDX	1.36	0.24	CUBIERTA	30	SDY	0.47	1.58
CUBIERTA	9	SDY	0.23	1.64	CUBIERTA	31	SDX	1.57	0.14
CUBIERTA	10	SDX	1.39	0.33	CUBIERTA	31	SDY	0.70	1.58
CUBIERTA	10	SDY	0.68	1.74	CUBIERTA	32	SDX	1.45	0.27
CUBIERTA	11	SDX	1.37	0.33	CUBIERTA	32	SDY	0.25	1.65
CUBIERTA	11	SDY	0.45	1.74	CUBIERTA	33	SDX	1.50	0.27
CUBIERTA	12	SDX	1.36	0.33	CUBIERTA	33	SDY	0.47	1.65
CUBIERTA	12	SDY	0.23	1.74	CUBIERTA	34	SDX	1.57	0.27
CUBIERTA	13	SDX	1.39	0.43	CUBIERTA	34	SDY	0.70	1.65
CUBIERTA	13	SDY	0.68	1.85	CUBIERTA	35	SDX	1.45	0.41
CUBIERTA	14	SDX	1.37	0.43	CUBIERTA	35	SDY	0.25	1.74
CUBIERTA	14	SDY	0.45	1.85	CUBIERTA	36	SDX	1.50	0.41
CUBIERTA	15	SDX	1.36	0.43	CUBIERTA	36	SDY	0.47	1.74
CUBIERTA	15	SDY	0.23	1.85	CUBIERTA	37	SDX	1.57	0.41
CUBIERTA	16	SDX	1.39	0.53	CUBIERTA	37	SDY	0.70	1.74
CUBIERTA	16	SDY	0.68	1.99	CUBIERTA	38	SDX	1.45	0.57
CUBIERTA	18	SDX	1.37	0.53	CUBIERTA	38	SDY	0.25	1.86
CUBIERTA	18	SDY	0.45	1.99	CUBIERTA	39	SDX	1.50	0.57
CUBIERTA	19	SDX	1.36	0.53	CUBIERTA	39	SDY	0.47	1.86
CUBIERTA	19	SDY	0.23	1.99	CUBIERTA	40	SDX	1.57	0.57
CUBIERTA	20	SDX	1.39	0.64	CUBIERTA	40	SDY	0.70	1.86
CUBIERTA	20	SDY	0.68	2.14	CUBIERTA	41	SDX	1.45	0.72
CUBIERTA	21	SDX	1.37	0.64	CUBIERTA	41	SDY	0.25	2.00
CUBIERTA	21	SDY	0.45	2.14	CUBIERTA	42	SDX	1.50	0.72
CUBIERTA	22	SDX	1.36	0.64	CUBIERTA	42	SDY	0.47	2.00

Tabla A6 (continuación)

*Derivas, edificio Aulas (cont.)*

TABLE: Joint Drifts-Aulas (Continuación)									
Story	Label	Output Case	Drift [%]		Story	Label	Output Case	Drift [%]	
			X	Y				X	Y
CUBIERTA	43	SDX	1.57	0.72	PISO 3	16	SDY	0.92	2.75
CUBIERTA	43	SDY	0.70	2.00	PISO 3	18	SDX	1.48	1.17
CUBIERTA	46	SDX	1.51	0.29	PISO 3	18	SDY	0.60	2.75
CUBIERTA	46	SDY	0.48	1.55	PISO 3	19	SDX	1.41	1.17
CUBIERTA	47	SDX	1.37	0.17	PISO 3	19	SDY	0.28	2.75
CUBIERTA	47	SDY	0.46	1.55	PISO 3	20	SDX	1.57	1.36
CUBIERTA	45	SDX	1.55	0.11	PISO 3	20	SDY	0.92	3.00
CUBIERTA	45	SDY	0.02	1.48	PISO 3	21	SDX	1.48	1.36
CUBIERTA	50	SDX	1.53	0.14	PISO 3	21	SDY	0.60	3.00
CUBIERTA	50	SDY	0.02	1.55	PISO 3	22	SDX	1.41	1.36
PISO 3	1	SDX	1.57	0.27	PISO 3	22	SDY	0.28	3.00
PISO 3	1	SDY	0.92	1.83	PISO 3	23	SDX	1.41	0.18
PISO 3	2	SDX	1.48	0.27	PISO 3	23	SDY	0.29	1.76
PISO 3	2	SDY	0.60	1.83	PISO 3	24	SDX	1.41	0.19
PISO 3	3	SDX	1.41	0.27	PISO 3	24	SDY	0.02	1.77
PISO 3	3	SDY	0.28	1.83	PISO 3	25	SDX	1.49	0.24
PISO 3	4	SDX	1.57	0.43	PISO 3	25	SDY	0.31	1.75
PISO 3	4	SDY	0.92	1.95	PISO 3	26	SDX	1.49	0.21
PISO 3	5	SDX	1.48	0.43	PISO 3	26	SDY	0.30	1.84
PISO 3	5	SDY	0.60	1.95	PISO 3	27	SDX	1.66	0.21
PISO 3	6	SDX	1.41	0.43	PISO 3	27	SDY	0.61	1.84
PISO 3	6	SDY	0.28	1.95	PISO 3	28	SDX	1.86	0.21
PISO 3	7	SDX	1.57	0.61	PISO 3	28	SDY	0.92	1.84
PISO 3	7	SDY	0.92	2.11	PISO 3	29	SDX	1.49	0.46
PISO 3	8	SDX	1.48	0.61	PISO 3	29	SDY	0.30	1.96
PISO 3	8	SDY	0.60	2.11	PISO 3	30	SDX	1.66	0.46
PISO 3	9	SDX	1.41	0.61	PISO 3	30	SDY	0.61	1.96
PISO 3	9	SDY	0.28	2.11	PISO 3	31	SDX	1.86	0.46
PISO 3	10	SDX	1.57	0.80	PISO 3	31	SDY	0.92	1.96
PISO 3	10	SDY	0.92	2.30	PISO 3	32	SDX	1.49	0.76
PISO 3	11	SDX	1.48	0.80	PISO 3	32	SDY	0.30	2.11
PISO 3	11	SDY	0.60	2.30	PISO 3	33	SDX	1.66	0.76
PISO 3	12	SDX	1.41	0.80	PISO 3	33	SDY	0.61	2.11
PISO 3	12	SDY	0.28	2.30	PISO 3	34	SDX	1.86	0.76
PISO 3	13	SDX	1.57	0.98	PISO 3	34	SDY	0.92	2.11
PISO 3	13	SDY	0.92	2.51	PISO 3	35	SDX	1.49	1.05
PISO 3	14	SDX	1.48	0.98	PISO 3	35	SDY	0.30	2.30
PISO 3	14	SDY	0.60	2.51	PISO 3	36	SDX	1.66	1.05
PISO 3	15	SDX	1.41	0.98	PISO 3	36	SDY	0.61	2.30
PISO 3	15	SDY	0.28	2.51	PISO 3	37	SDX	1.86	1.05
PISO 3	16	SDX	1.57	1.17	PISO 3	37	SDY	0.92	2.30

**Tabla A6 (continuación)***Derivas, edificio Aulas (cont.)*

TABLE: Joint Drifts-Aulas (Continuación)									
Story	Label	Output Case	Drift [%]		Story	Label	Output Case	Drift [%]	
			X	Y				X	Y
PISO 3	38	SDX	1.49	1.35	PISO 2	5	SDY	0.45	1.35
PISO 3	38	SDY	0.30	2.51	PISO 2	6	SDX	0.89	0.34
PISO 3	39	SDX	1.66	1.35	PISO 2	6	SDY	0.23	1.35
PISO 3	39	SDY	0.61	2.51	PISO 2	7	SDX	1.04	0.51
PISO 3	40	SDX	1.86	1.35	PISO 2	7	SDY	0.67	1.47
PISO 3	40	SDY	0.92	2.51	PISO 2	8	SDX	0.95	0.51
PISO 3	41	SDX	1.49	1.65	PISO 2	8	SDY	0.45	1.47
PISO 3	41	SDY	0.30	2.75	PISO 2	9	SDX	0.89	0.51
PISO 3	42	SDX	1.66	1.65	PISO 2	9	SDY	0.23	1.47
PISO 3	42	SDY	0.61	2.75	PISO 2	10	SDX	1.04	0.68
PISO 3	43	SDX	1.86	1.65	PISO 2	10	SDY	0.67	1.62
PISO 3	43	SDY	0.92	2.75	PISO 2	11	SDX	0.95	0.68
PISO 3	46	SDX	2.71	0.41	PISO 2	11	SDY	0.45	1.62
PISO 3	46	SDY	1.06	2.93	PISO 2	12	SDX	0.89	0.68
PISO 3	47	SDX	2.41	0.28	PISO 2	12	SDY	0.23	1.62
PISO 3	47	SDY	1.04	2.94	PISO 2	13	SDX	1.04	0.85
PISO 3	45	SDX	1.38	0.15	PISO 2	13	SDY	0.67	1.78
PISO 3	45	SDY	0.02	2	PISO 2	14	SDX	0.95	0.85
PISO 3	50	SDX	1.38	0.16	PISO 2	14	SDY	0.45	1.78
PISO 3	50	SDY	0.02	1.85	PISO 2	15	SDX	0.89	0.85
PISO 3	76	SDX	1.59	0.27	PISO 2	15	SDY	0.23	1.78
PISO 3	76	SDY	0.99	1.83	PISO 2	16	SDX	1.04	1.03
PISO 3	82	SDX	1.59	1.36	PISO 2	16	SDY	0.67	1.96
PISO 3	82	SDY	0.99	3	PISO 2	18	SDX	0.95	1.03
PISO 3	94	SDX	1.39	1.36	PISO 2	18	SDY	0.45	1.96
PISO 3	94	SDY	0.2	3	PISO 2	19	SDX	0.89	1.03
PISO 3	95	SDX	1.39	0.27	PISO 2	19	SDY	0.23	1.96
PISO 3	95	SDY	0.2	1.83	PISO 2	20	SDX	1.04	1.2
PISO 3	110	SDX	1.91	0.21	PISO 2	20	SDY	0.67	2.14
PISO 3	110	SDY	0.99	1.84	PISO 2	21	SDX	0.95	1.2
PISO 3	115	SDX	1.91	1.65	PISO 2	21	SDY	0.45	2.14
PISO 3	115	SDY	0.99	2.75	PISO 2	22	SDX	0.89	1.2
PISO 2	1	SDX	1.04	0.19	PISO 2	22	SDY	0.23	2.14
PISO 2	1	SDY	0.67	1.25	PISO 2	23	SDX	0.87	0.12
PISO 2	2	SDX	0.95	0.19	PISO 2	23	SDY	0.22	1.22
PISO 2	2	SDY	0.45	1.25	PISO 2	24	SDX	0.75	0.14
PISO 2	3	SDX	0.89	0.19	PISO 2	24	SDY	0.01	1.22
PISO 2	3	SDY	0.23	1.25	PISO 2	25	SDX	0.9	0.18
PISO 2	4	SDX	1.04	0.34	PISO 2	25	SDY	0.23	1.21
PISO 2	4	SDY	0.67	1.35	PISO 2	26	SDX	0.92	0.13
PISO 2	5	SDX	0.95	0.34	PISO 2	26	SDY	0.24	1.26

**Tabla A6 (continuación)***Derivas, edificio Aulas (cont.)*

<b>TABLE: Joint Drifts-Aulas (Continuación)</b>									
Story	Label	Output Case	Drift [%]		Story	Label	Output Case	Drift [%]	
			X	Y				X	Y
PISO 2	27	SDX	1.08	0.13	PISO 2	36	SDY	0.46	1.65
PISO 2	27	SDY	0.46	1.26	PISO 2	37	SDX	1.28	0.94
PISO 2	28	SDX	1.28	0.13	PISO 2	37	SDY	0.69	1.65
PISO 2	28	SDY	0.69	1.26	PISO 2	38	SDX	0.92	1.22
PISO 2	29	SDX	0.92	0.38	PISO 2	38	SDY	0.24	1.82
PISO 2	29	SDY	0.24	1.36	PISO 2	39	SDX	1.08	1.22
PISO 2	30	SDX	1.08	0.38	PISO 2	39	SDY	0.46	1.82
PISO 2	30	SDY	0.46	1.36	PISO 2	40	SDX	1.28	1.22
PISO 2	31	SDX	1.28	0.38	PISO 2	40	SDY	0.69	1.82
PISO 2	31	SDY	0.69	1.36	PISO 2	41	SDX	0.92	1.5
PISO 2	32	SDX	0.92	0.66	PISO 2	41	SDY	0.24	2.01
PISO 2	32	SDY	0.24	1.5	PISO 2	42	SDX	1.08	1.5
PISO 2	33	SDX	1.08	0.66	PISO 2	42	SDY	0.46	2.01
PISO 2	33	SDY	0.46	1.5	PISO 2	43	SDX	1.28	1.5
PISO 2	34	SDX	1.28	0.66	PISO 2	43	SDY	0.69	2.01
PISO 2	34	SDY	0.69	1.5	PISO 2	45	SDX	0.67	0.09
PISO 2	35	SDX	0.92	0.94	PISO 2	45	SDY	0.01	1.1
PISO 2	35	SDY	0.24	1.65	PISO 2	50	SDX	0.68	0.11
PISO 2	36	SDX	1.08	0.94	PISO 2	50	SDY	0.01	1.15

**Figura A12**

*Índices en columnas, carga axial y momentos flectores (P-M-M). Edificio Aulas*

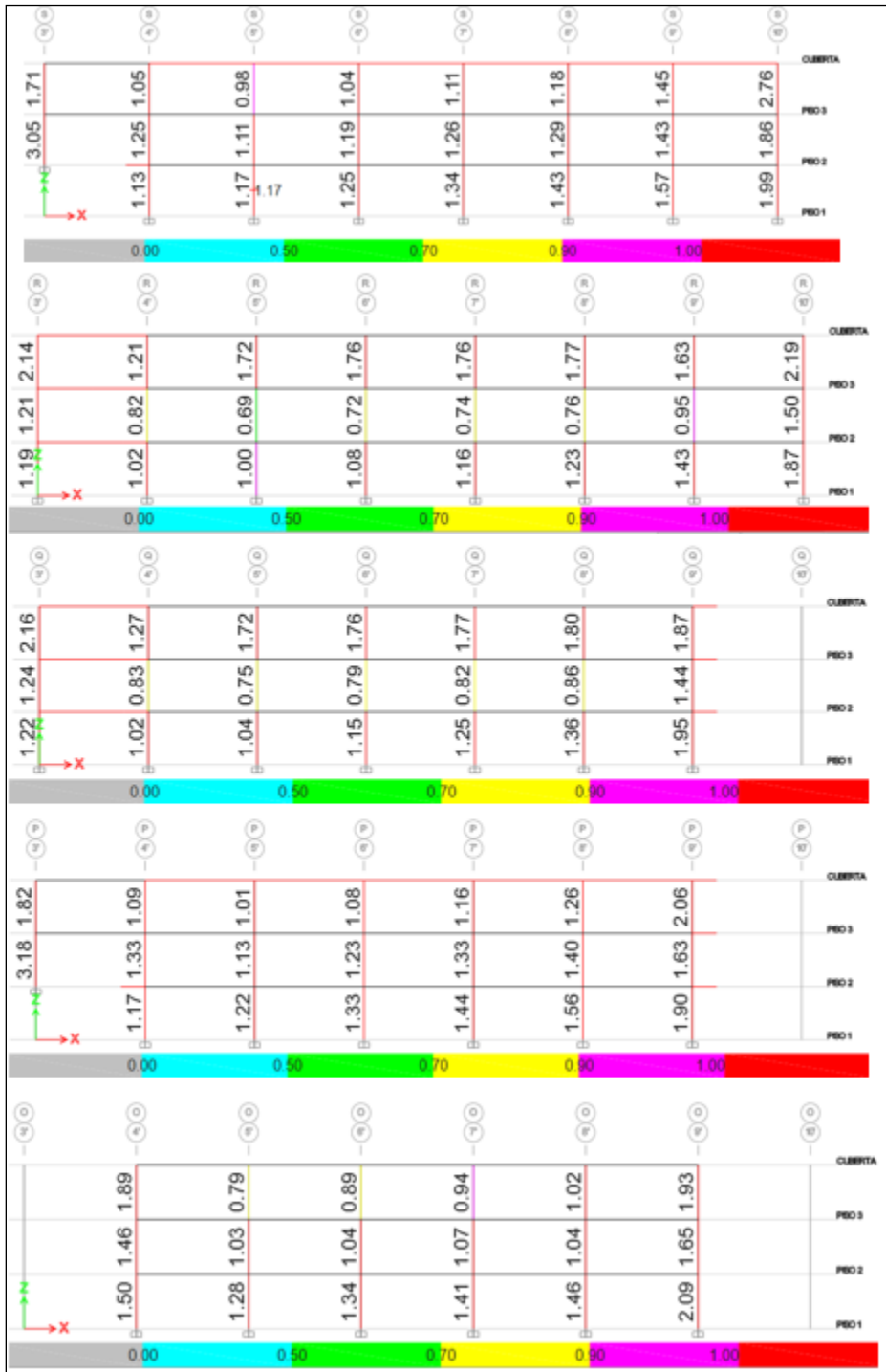


Figura A12 (continuación)

Índices en columnas, carga axial y momentos flectores (P-M-M). Edificio Aulas (cont.)



**Figura A12 (continuación)**

*Índices en columnas, carga axial y momentos flectores (P-M-M). Edificio Aulas (cont.)*

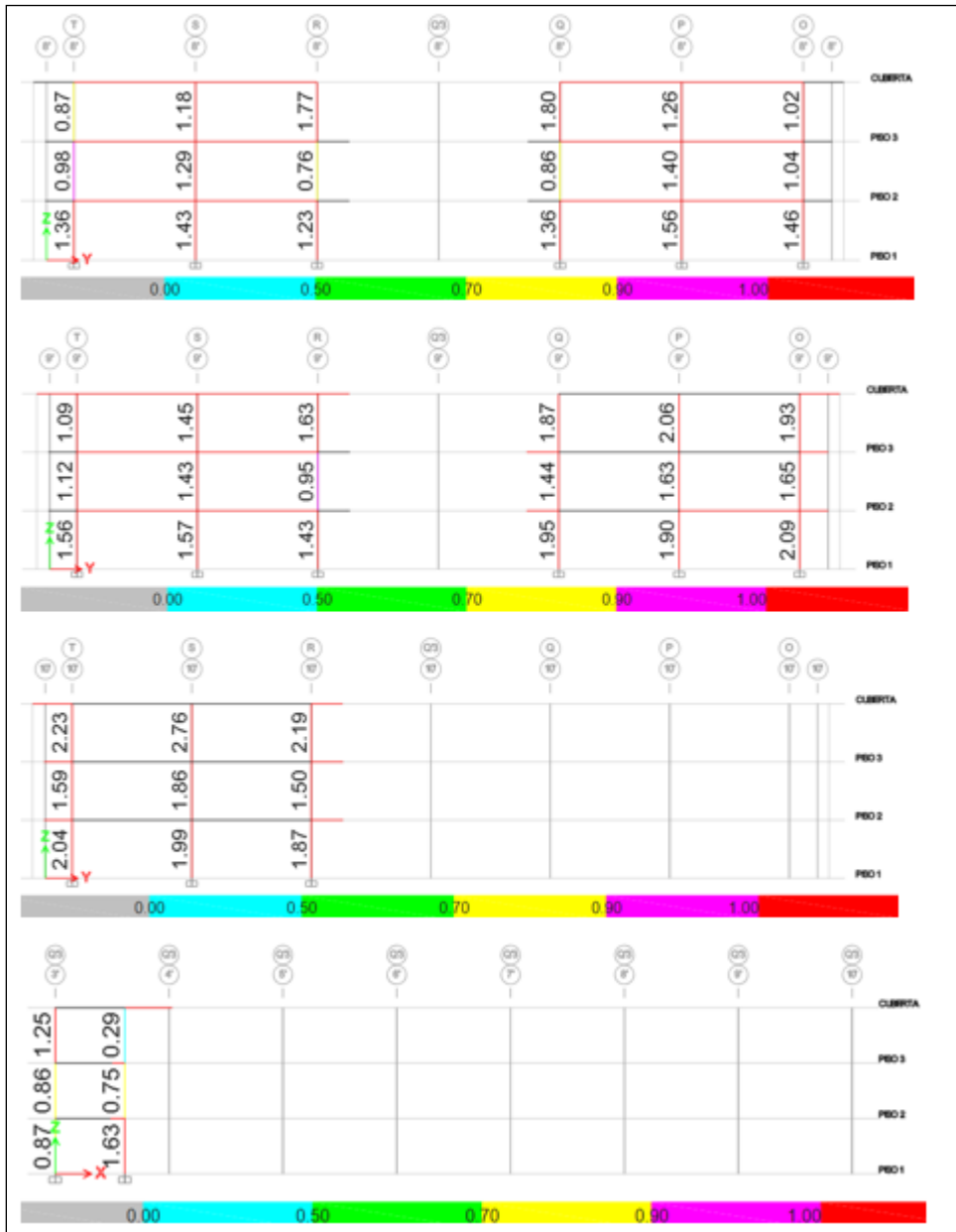


Figura A13

Porcentaje de acero de refuerzo requerido en Vigas. Edificio Aulas



Figura A13 (continuación)

Porcentaje de acero de refuerzo requerido en Vigas. Edificio Aulas (cont.)

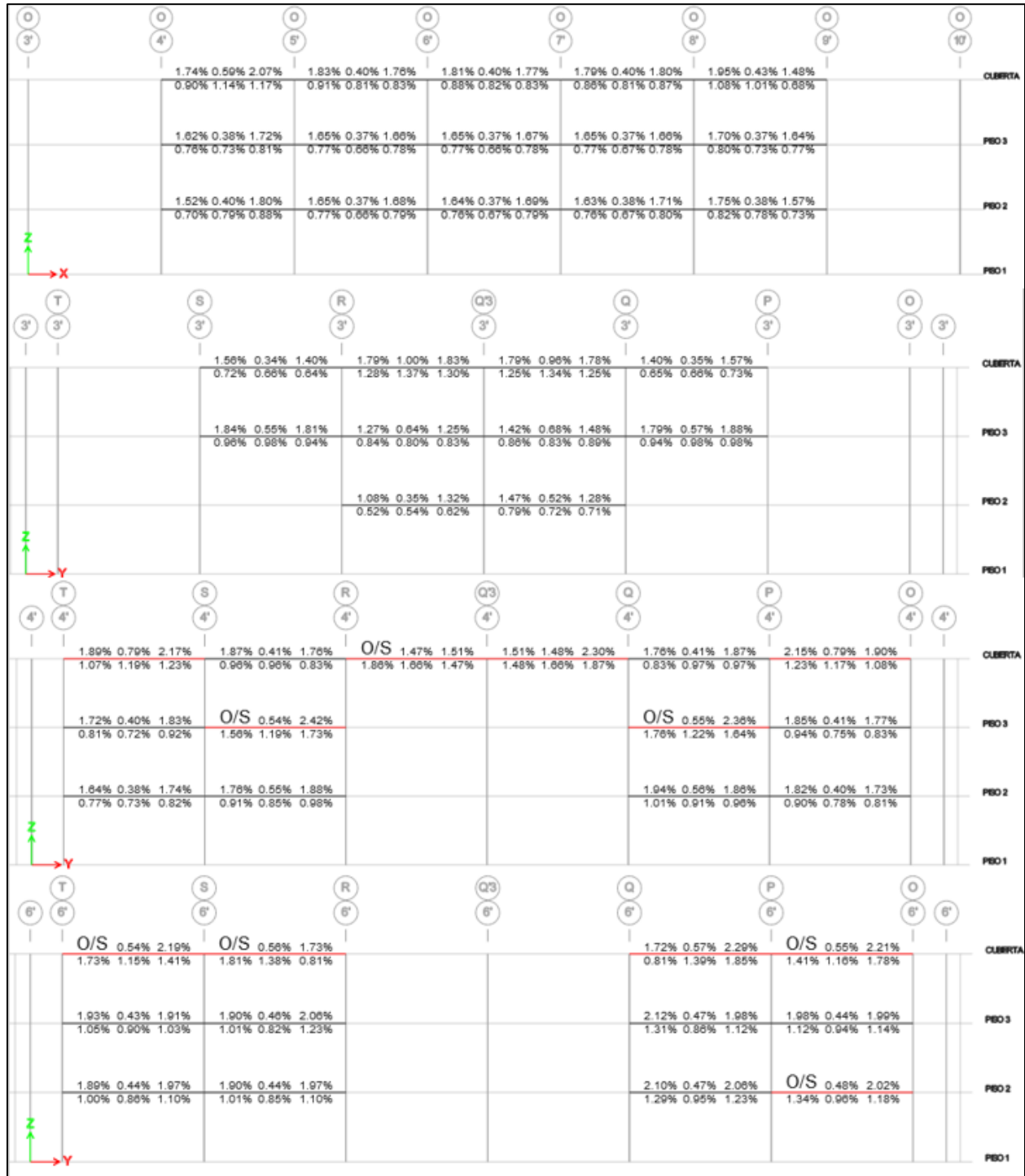
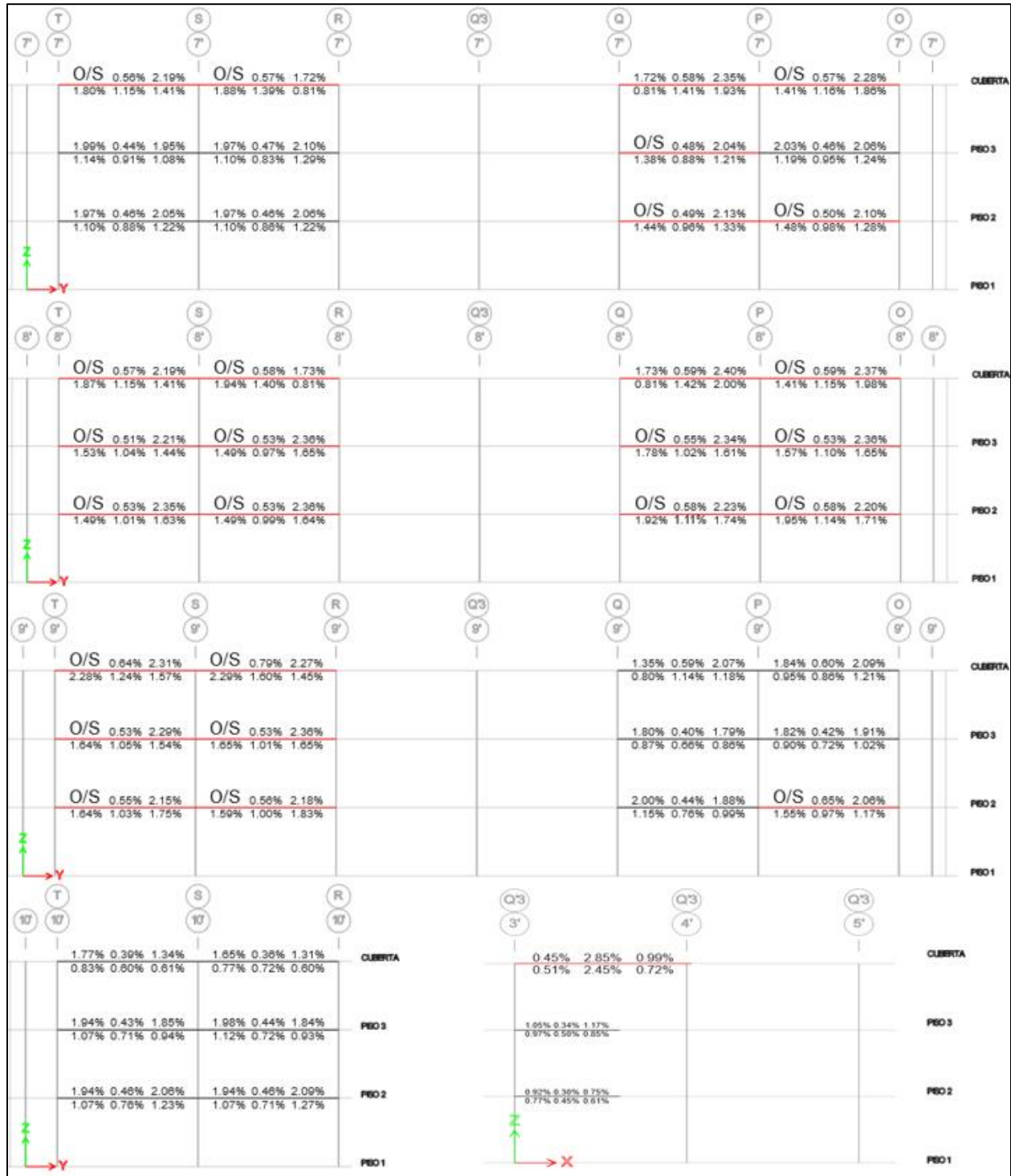


Figura A13 (continuación)

Porcentaje de acero de refuerzo requerido en Vigas. Edificio Aulas (cont.)



## Apéndice B

### **Cálculo de cargas distribuidas-Edificio Administrativos (archivo complementario en Excel)**

En este apéndice se presenta el procedimiento seguido para la determinación de las cargas distribuidas lineales que fueron aplicadas a los pórticos analizados en los modelos no lineales desarrollados en OpenSeesPy del edificio Administrativos. A partir de las cargas gravitacionales asignadas en ETABS a las losas y a los diferentes elementos estructurales, se definieron las áreas aferentes correspondientes a cada viga del pórtico en estudio. Con base en dichas áreas, se calcularon las cargas equivalentes como distribuciones uniformes lineales, con el fin de representar de manera simplificada y consistente la acción de las cargas en los modelos inelásticos empleados para la evaluación del desempeño sísmico.

*Los apéndices están adjuntos y puede visualizarlos en la base de datos de la biblioteca UIS.*

## Apéndice C

### **Cálculo de cargas distribuidas-Edificio Aulas (archivo complementario en Excel)**

En este apéndice se presenta el procedimiento seguido para la determinación de las cargas distribuidas lineales que fueron aplicadas a los pórticos analizados en los modelos no lineales desarrollados en OpenSeesPy del edificio Aulas. A partir de las cargas gravitacionales asignadas en ETABS a las losas y a los diferentes elementos estructurales, se definieron las áreas aferentes correspondientes a cada viga del pórtico en estudio. Con base en dichas áreas, se calcularon las cargas equivalentes como distribuciones uniformes lineales, con el fin de representar de manera simplificada y consistente la acción de las cargas en los modelos inelásticos empleados para la evaluación del desempeño sísmico.

*Los apéndices están adjuntos y puede visualizarlos en la base de datos de la biblioteca UIS*

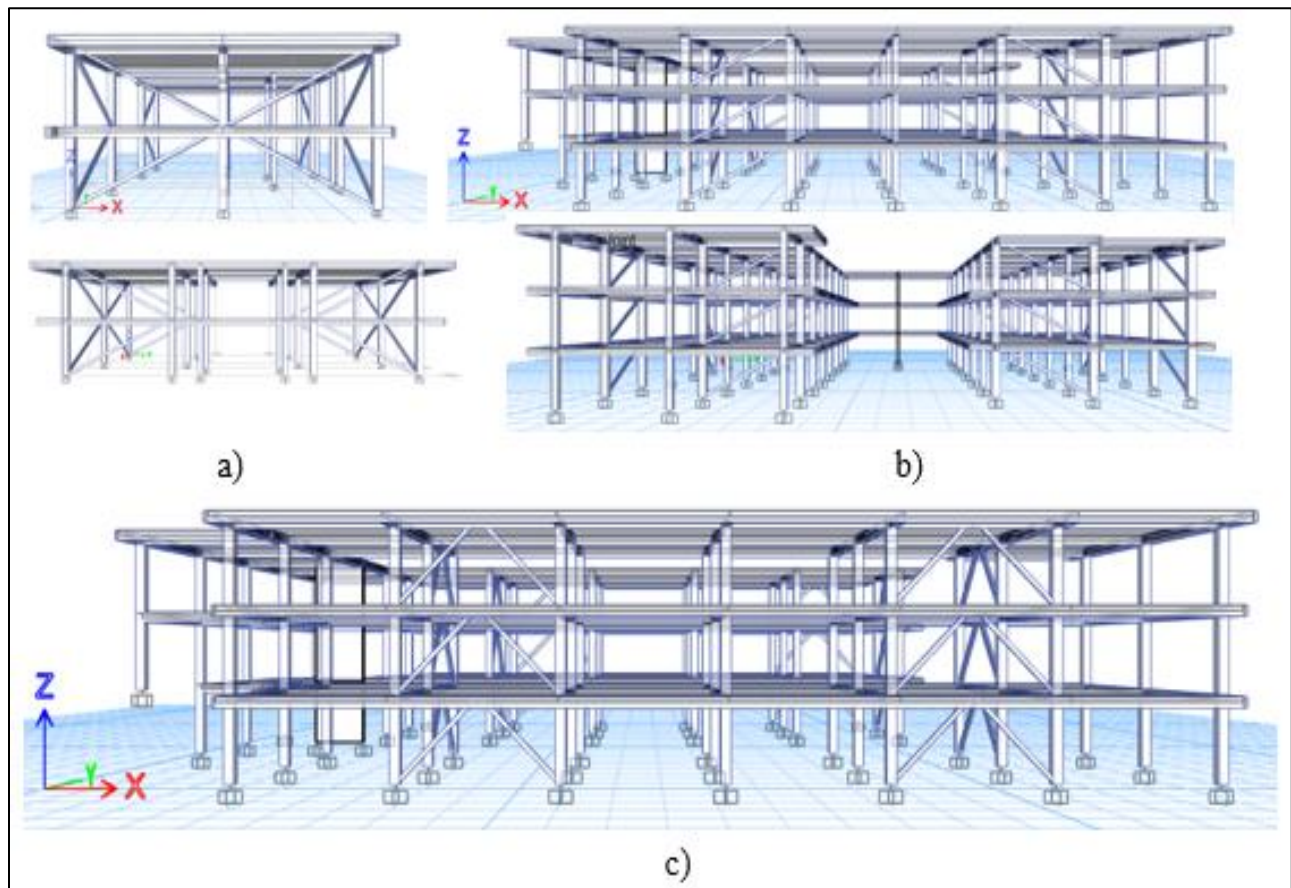
## Apéndice D

### Modelado y análisis lineales de edificios reforzados con BRBs

En este apéndice se presentan los modelos tridimensionales desarrollados en ETABS para los edificios Administrativo y Aulas reforzados con dispositivos BRBs, tanto en configuración diagonal como en configuración chevron, según corresponda. Asimismo, se incluyen las derivas obtenidas y los parámetros de diseño asociados, tales como los índices de interacción carga axial–momento flector (PMM) en las columnas y los porcentajes de acero de refuerzo en las vigas.

#### Figura D1

*Representación de Modelos 3D lineales reforzados de edificios. a) Administrativos; b) Aulas en configuración diagonal; c) Aulas en configuración chevron*

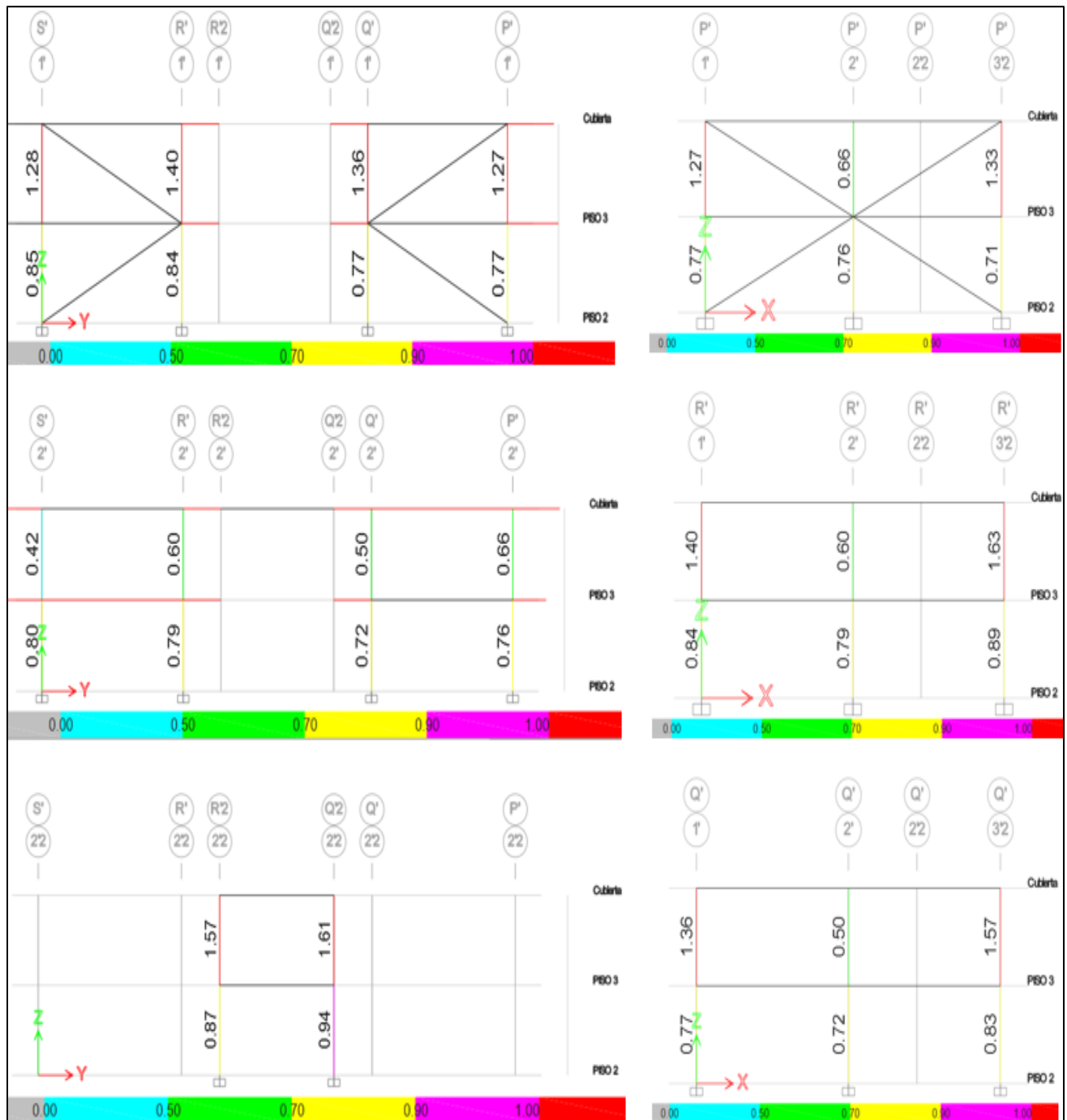


**Bloque Administrativos****Tabla D1***Derivas, edificio Administrativos reforzado con BRBs*

<b>TABLE: Joint Drifts-Administrativos-BRBs</b>									
Story	Label	Output Case	Drift [%]		Story	Label	Output Case	Drift [%]	
			X	Y				X	Y
Cubierta	1	SDY	0.13	0.85	Cubierta	1	SDX	0.71	0.02
Cubierta	2	SDY	0.13	0.72	Cubierta	2	SDX	0.71	0.02
Cubierta	3	SDY	0.13	0.79	Cubierta	3	SDX	0.71	0.01
Cubierta	4	SDY	0.06	0.79	Cubierta	4	SDX	0.72	0.01
Cubierta	5	SDY	0.06	0.85	Cubierta	5	SDX	0.72	0.02
Cubierta	6	SDY	0.06	0.72	Cubierta	6	SDX	0.72	0.02
Cubierta	7	SDY	0.13	0.72	Cubierta	7	SDX	0.75	0.02
Cubierta	8	SDY	0.13	0.79	Cubierta	8	SDX	0.75	0.01
Cubierta	9	SDY	0.13	0.85	Cubierta	9	SDX	0.75	0.02
Cubierta	10	SDY	0.05	0.85	Cubierta	10	SDX	0.74	0.02
Cubierta	11	SDY	0.05	0.79	Cubierta	11	SDX	0.74	0.01
Cubierta	12	SDY	0.05	0.72	Cubierta	12	SDX	0.74	0.02
Cubierta	13	SDY	0.03	0.72	Cubierta	13	SDX	0.74	0.02
Cubierta	14	SDY	0.03	0.76	Cubierta	14	SDX	0.74	0.02
Cubierta	15	SDY	0.04	0.72	Cubierta	15	SDX	0.72	0.02
Cubierta	16	SDY	0.04	0.76	Cubierta	16	SDX	0.72	0.02
PISO 3	1	SDY	0.11	0.77	PISO 3	1	SDX	0.65	0.02
PISO 3	2	SDY	0.11	0.67	PISO 3	2	SDX	0.65	0.03
PISO 3	3	SDY	0.11	0.72	PISO 3	3	SDX	0.65	0.01
PISO 3	4	SDY	0.04	0.72	PISO 3	4	SDX	0.67	0.01
PISO 3	5	SDY	0.04	0.77	PISO 3	5	SDX	0.67	0.02
PISO 3	6	SDY	0.04	0.67	PISO 3	6	SDX	0.67	0.03
PISO 3	7	SDY	0.11	0.67	PISO 3	7	SDX	0.71	0.03
PISO 3	8	SDY	0.11	0.72	PISO 3	8	SDX	0.71	0.01
PISO 3	9	SDY	0.11	0.77	PISO 3	9	SDX	0.71	0.02
PISO 3	10	SDY	0.04	0.77	PISO 3	10	SDX	0.69	0.02
PISO 3	11	SDY	0.04	0.72	PISO 3	11	SDX	0.69	0.01
PISO 3	12	SDY	0.04	0.67	PISO 3	12	SDX	0.69	0.03
PISO 3	13	SDY	0.03	0.67	PISO 3	13	SDX	0.68	0.03
PISO 3	14	SDY	0.03	0.70	PISO 3	14	SDX	0.68	0.02
PISO 3	15	SDY	0.03	0.67	PISO 3	15	SDX	0.67	0.03
PISO 3	16	SDY	0.03	0.70	PISO 3	16	SDX	0.67	0.02

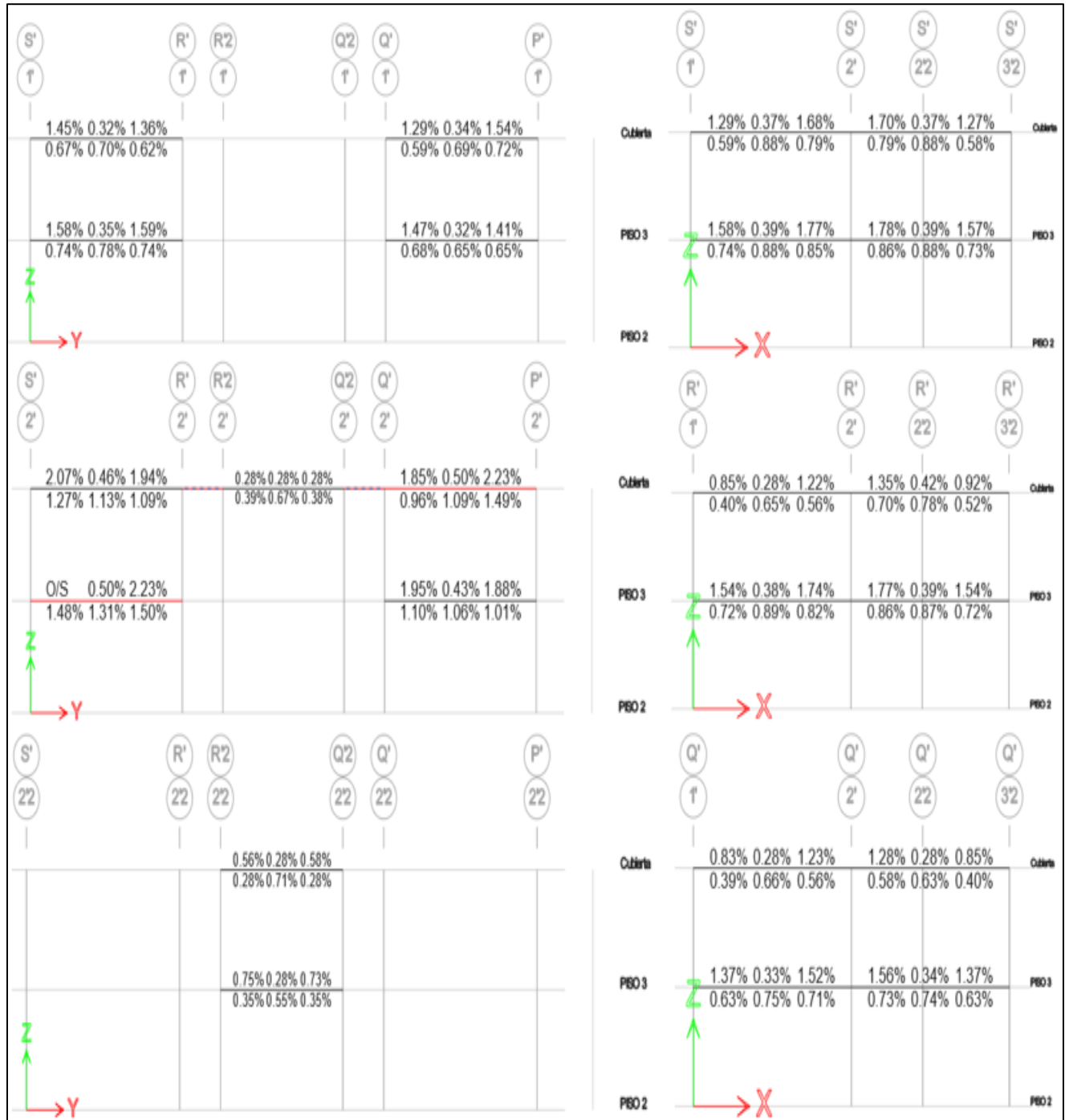
**Figura D2**

*Índices en columnas, carga axial y momentos flectores (P-M-M). Edificio Administrativos + BRBs*



**Figura D3**

*Porcentaje de acero de refuerzo requerido en Vigas. Edificio Administrativos + BRBs*



**Bloque Aulas****Tabla D2***Derivas, edificio Aulas reforzado con BRBs en configuración diagonal*

TABLE: Joint Drifts-Aulas en configuración diagonal									
Story	Label	Output Case	Drift [%]		Story	Label	Output Case	Drift [%]	
			X	Y				X	Y
CUBIERTA	1	SDX	1.02	0.14	CUBIERTA	22	SDY	0.08	1.20
CUBIERTA	1	SDY	0.21	1.39	CUBIERTA	23	SDX	1.06	0.21
CUBIERTA	2	SDX	1.03	0.14	CUBIERTA	23	SDY	0.08	1.43
CUBIERTA	2	SDY	0.14	1.39	CUBIERTA	24	SDX	1.16	0.22
CUBIERTA	3	SDX	1.04	0.14	CUBIERTA	24	SDY	0.07	1.44
CUBIERTA	3	SDY	0.08	1.39	CUBIERTA	25	SDX	1.14	0.25
CUBIERTA	4	SDX	1.02	0.09	CUBIERTA	25	SDY	0.09	1.48
CUBIERTA	4	SDY	0.21	1.35	CUBIERTA	26	SDX	1.13	0.15
CUBIERTA	5	SDX	1.03	0.09	CUBIERTA	26	SDY	0.09	1.39
CUBIERTA	5	SDY	0.14	1.35	CUBIERTA	27	SDX	1.20	0.15
CUBIERTA	6	SDX	1.04	0.09	CUBIERTA	27	SDY	0.17	1.39
CUBIERTA	6	SDY	0.08	1.35	CUBIERTA	28	SDX	1.29	0.15
CUBIERTA	7	SDX	1.02	0.11	CUBIERTA	28	SDY	0.26	1.39
CUBIERTA	7	SDY	0.21	1.31	CUBIERTA	29	SDX	1.13	0.11
CUBIERTA	8	SDX	1.03	0.11	CUBIERTA	29	SDY	0.09	1.30
CUBIERTA	8	SDY	0.14	1.31	CUBIERTA	30	SDX	1.20	0.11
CUBIERTA	9	SDX	1.04	0.11	CUBIERTA	30	SDY	0.17	1.30
CUBIERTA	9	SDY	0.08	1.31	CUBIERTA	31	SDX	1.29	0.11
CUBIERTA	10	SDX	1.02	0.17	CUBIERTA	31	SDY	0.26	1.30
CUBIERTA	10	SDY	0.21	1.28	CUBIERTA	32	SDX	1.13	0.19
CUBIERTA	11	SDX	1.03	0.17	CUBIERTA	32	SDY	0.09	1.23
CUBIERTA	11	SDY	0.14	1.28	CUBIERTA	33	SDX	1.20	0.19
CUBIERTA	12	SDX	1.04	0.17	CUBIERTA	33	SDY	0.17	1.23
CUBIERTA	12	SDY	0.08	1.28	CUBIERTA	34	SDX	1.29	0.19
CUBIERTA	13	SDX	1.02	0.25	CUBIERTA	34	SDY	0.26	1.23
CUBIERTA	13	SDY	0.21	1.25	CUBIERTA	35	SDX	1.13	0.31
CUBIERTA	14	SDX	1.03	0.25	CUBIERTA	35	SDY	0.09	1.15
CUBIERTA	14	SDY	0.14	1.25	CUBIERTA	36	SDX	1.20	0.31
CUBIERTA	15	SDX	1.04	0.25	CUBIERTA	36	SDY	0.17	1.15
CUBIERTA	15	SDY	0.08	1.25	CUBIERTA	37	SDX	1.29	0.31
CUBIERTA	16	SDX	1.02	0.33	CUBIERTA	37	SDY	0.26	1.15
CUBIERTA	16	SDY	0.21	1.22	CUBIERTA	38	SDX	1.13	0.43
CUBIERTA	18	SDX	1.03	0.33	CUBIERTA	38	SDY	0.09	1.08
CUBIERTA	18	SDY	0.14	1.22	CUBIERTA	39	SDX	1.20	0.43
CUBIERTA	19	SDX	1.04	0.33	CUBIERTA	39	SDY	0.17	1.08
CUBIERTA	19	SDY	0.08	1.22	CUBIERTA	40	SDX	1.29	0.43
CUBIERTA	20	SDX	1.02	0.41	CUBIERTA	40	SDY	0.26	1.08
CUBIERTA	20	SDY	0.21	1.20	CUBIERTA	41	SDX	1.13	0.56
CUBIERTA	21	SDX	1.03	0.41	CUBIERTA	41	SDY	0.09	1.01
CUBIERTA	21	SDY	0.14	1.20	CUBIERTA	42	SDX	1.20	0.56
CUBIERTA	22	SDX	1.04	0.41	CUBIERTA	42	SDY	0.17	1.01

**Tabla D2 (continuación)***Derivas, edificio Aulas reforzado con BRBs en configuración diagonal (cont.)*

TABLE: Joint Drifts-Aulas en configuración diagonal (continuación)									
Story	Label	Output Case	Drift [%]		Story	Label	Output Case	Drift [%]	
			X	Y				X	Y
CUBIERTA	43	SDX	1.29	0.56	PISO 3	18	SDY	0.17	1.60
CUBIERTA	43	SDY	0.26	1.01	PISO 3	19	SDX	1.18	0.51
CUBIERTA	46	SDX	1.20	0.26	PISO 3	19	SDY	0.11	1.60
CUBIERTA	46	SDY	0.17	1.48	PISO 3	20	SDX	1.22	0.61
CUBIERTA	47	SDX	1.02	0.21	PISO 3	20	SDY	0.25	1.61
CUBIERTA	47	SDY	0.14	1.44	PISO 3	21	SDX	1.19	0.61
CUBIERTA	50	SDX	1.22	0.18	PISO 3	21	SDY	0.17	1.61
CUBIERTA	50	SDY	0.08	1.44	PISO 3	22	SDX	1.18	0.61
PISO 3	1	SDX	1.22	0.19	PISO 3	22	SDY	0.11	1.61
PISO 3	1	SDY	0.25	1.61	PISO 3	23	SDX	1.18	0.25
PISO 3	2	SDX	1.19	0.19	PISO 3	23	SDY	0.11	1.62
PISO 3	2	SDY	0.17	1.61	PISO 3	24	SDX	1.21	0.25
PISO 3	3	SDX	1.18	0.19	PISO 3	24	SDY	0.08	1.63
PISO 3	3	SDY	0.11	1.61	PISO 3	25	SDX	1.30	0.25
PISO 3	4	SDX	1.22	0.19	PISO 3	25	SDY	0.12	1.64
PISO 3	4	SDY	0.25	1.60	PISO 3	26	SDX	1.29	0.16
PISO 3	5	SDX	1.19	0.19	PISO 3	26	SDY	0.12	1.57
PISO 3	5	SDY	0.17	1.60	PISO 3	27	SDX	1.43	0.16
PISO 3	6	SDX	1.18	0.19	PISO 3	27	SDY	0.20	1.57
PISO 3	6	SDY	0.11	1.60	PISO 3	28	SDX	1.58	0.16
PISO 3	7	SDX	1.22	0.24	PISO 3	28	SDY	0.29	1.57
PISO 3	7	SDY	0.25	1.59	PISO 3	29	SDX	1.29	0.22
PISO 3	8	SDX	1.19	0.24	PISO 3	29	SDY	0.12	1.50
PISO 3	8	SDY	0.17	1.59	PISO 3	30	SDX	1.43	0.22
PISO 3	9	SDX	1.18	0.24	PISO 3	30	SDY	0.20	1.50
PISO 3	9	SDY	0.11	1.59	PISO 3	31	SDX	1.58	0.22
PISO 3	10	SDX	1.22	0.32	PISO 3	31	SDY	0.29	1.50
PISO 3	10	SDY	0.25	1.59	PISO 3	32	SDX	1.29	0.38
PISO 3	11	SDX	1.19	0.32	PISO 3	32	SDY	0.12	1.43
PISO 3	11	SDY	0.17	1.59	PISO 3	33	SDX	1.43	0.38
PISO 3	12	SDX	1.18	0.32	PISO 3	33	SDY	0.20	1.43
PISO 3	12	SDY	0.11	1.59	PISO 3	34	SDX	1.58	0.38
PISO 3	13	SDX	1.22	0.41	PISO 3	34	SDY	0.29	1.43
PISO 3	13	SDY	0.25	1.59	PISO 3	35	SDX	1.29	0.55
PISO 3	14	SDX	1.19	0.41	PISO 3	35	SDY	0.12	1.37
PISO 3	14	SDY	0.17	1.59	PISO 3	36	SDX	1.43	0.55
PISO 3	15	SDX	1.18	0.41	PISO 3	36	SDY	0.20	1.37
PISO 3	15	SDY	0.11	1.59	PISO 3	37	SDX	1.58	0.55
PISO 3	16	SDX	1.22	0.51	PISO 3	37	SDY	0.29	1.37
PISO 3	16	SDY	0.25	1.60	PISO 3	38	SDX	1.29	0.73
PISO 3	18	SDX	1.19	0.51	PISO 3	38	SDY	0.12	1.31

**Tabla D2 (continuación)***Derivas, edificio Aulas reforzado con BRBs en configuración diagonal (cont.)*

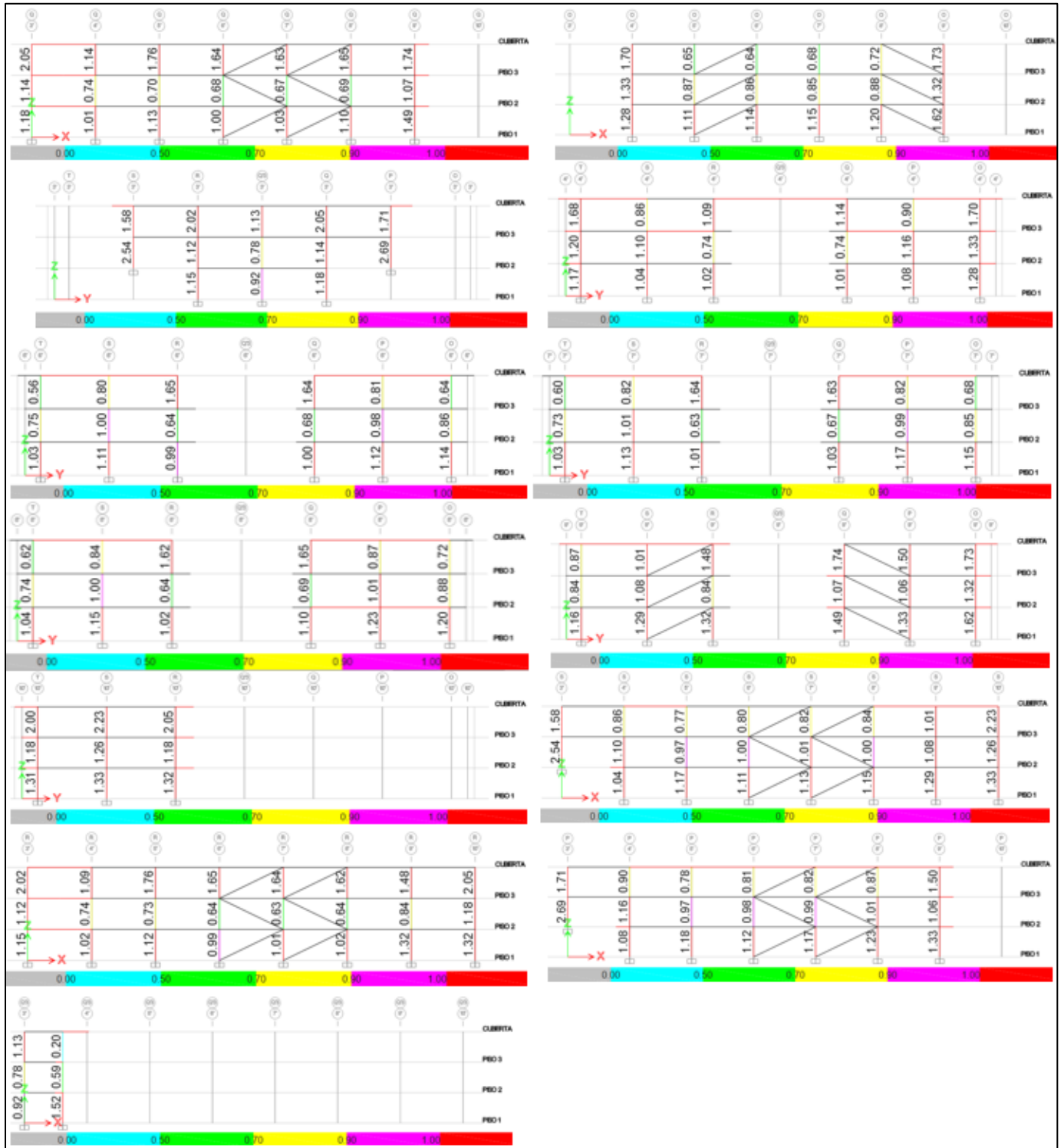
TABLE: Joint Drifts-Aulas en configuración diagonal (Continuación)									
Story	Label	Output Case	Drift [%]		Story	Label	Output Case	Drift [%]	
			X	Y				X	Y
PISO 3	39	SDX	1.43	0.73	PISO 2	7	SDY	0.2	1.23
PISO 3	39	SDY	0.20	1.31	PISO 2	8	SDX	0.87	0.23
PISO 3	40	SDX	1.58	0.73	PISO 2	8	SDY	0.14	1.23
PISO 3	40	SDY	0.29	1.31	PISO 2	9	SDX	0.84	0.23
PISO 3	41	SDX	1.29	0.92	PISO 2	9	SDY	0.09	1.23
PISO 3	41	SDY	0.12	1.26	PISO 2	10	SDX	0.89	0.3
PISO 3	42	SDX	1.43	0.92	PISO 2	10	SDY	0.2	1.24
PISO 3	42	SDY	0.20	1.26	PISO 2	11	SDX	0.87	0.3
PISO 3	43	SDX	1.58	0.92	PISO 2	11	SDY	0.14	1.24
PISO 3	43	SDY	0.29	1.26	PISO 2	12	SDX	0.84	0.3
PISO 3	46	SDX	2.50	0.47	PISO 2	12	SDY	0.09	1.24
PISO 3	46	SDY	0.36	2.83	PISO 2	13	SDX	0.89	0.38
PISO 3	47	SDX	2.05	0.42	PISO 2	13	SDY	0.2	1.26
PISO 3	47	SDY	0.31	2.81	PISO 2	14	SDX	0.87	0.38
PISO 3	50	SDX	1.19	0.19	PISO 2	14	SDY	0.14	1.26
PISO 3	50	SDY	0.08	1.63	PISO 2	15	SDX	0.84	0.38
PISO 3	76	SDX	1.23	0.19	PISO 2	15	SDY	0.09	1.26
PISO 3	76	SDY	0.27	1.61	PISO 2	16	SDX	0.89	0.47
PISO 3	82	SDX	1.23	0.61	PISO 2	16	SDY	0.2	1.29
PISO 3	82	SDY	0.27	1.61	PISO 2	18	SDX	0.87	0.47
PISO 3	94	SDX	1.17	0.61	PISO 2	18	SDY	0.14	1.29
PISO 3	94	SDY	0.09	1.61	PISO 2	19	SDX	0.84	0.47
PISO 3	95	SDX	1.17	0.19	PISO 2	19	SDY	0.09	1.29
PISO 3	95	SDY	0.09	1.61	PISO 2	20	SDX	0.89	0.56
PISO 3	110	SDX	1.62	0.16	PISO 2	20	SDY	0.2	1.31
PISO 3	110	SDY	0.32	1.57	PISO 2	21	SDX	0.87	0.56
PISO 3	115	SDX	1.62	0.92	PISO 2	21	SDY	0.14	1.31
PISO 3	115	SDY	0.32	1.26	PISO 2	22	SDX	0.84	0.56
PISO 2	1	SDX	0.89	0.16	PISO 2	22	SDY	0.09	1.31
PISO 2	1	SDY	0.2	1.21	PISO 2	23	SDX	0.82	0.18
PISO 2	2	SDX	0.87	0.16	PISO 2	23	SDY	0.09	1.21
PISO 2	2	SDY	0.14	1.21	PISO 2	24	SDX	0.74	0.2
PISO 2	3	SDX	0.84	0.16	PISO 2	24	SDY	0.05	1.21
PISO 2	3	SDY	0.09	1.21	PISO 2	25	SDX	0.92	0.23
PISO 2	4	SDX	0.89	0.17	PISO 2	25	SDY	0.1	1.21
PISO 2	4	SDY	0.2	1.22	PISO 2	26	SDX	0.94	0.12
PISO 2	5	SDX	0.87	0.17	PISO 2	26	SDY	0.1	1.18
PISO 2	5	SDY	0.14	1.22	PISO 2	27	SDX	1.07	0.12
PISO 2	6	SDX	0.84	0.17	PISO 2	27	SDY	0.16	1.18
PISO 2	6	SDY	0.09	1.22	PISO 2	28	SDX	1.21	0.12
PISO 2	7	SDX	0.89	0.23	PISO 2	28	SDY	0.23	1.18

**Tabla D2 (continuación)***Derivas, edificio Aulas reforzado con BRBs en configuración diagonal (cont.)*

<b>TABLE: Joint Drifts-Aulas en configuración diagonal (Continuación)</b>									
Story	Label	Output Case	Drift [%]		Story	Label	Output Case	Drift [%]	
			X	Y				X	Y
PISO 2	29	SDX	0.94	0.21	PISO 2	37	SDX	1.21	0.53
PISO 2	29	SDY	0.1	1.15	PISO 2	37	SDY	0.23	1.08
PISO 2	30	SDX	1.07	0.21	PISO 2	38	SDX	0.94	0.69
PISO 2	30	SDY	0.16	1.15	PISO 2	38	SDY	0.1	1.06
PISO 2	31	SDX	1.21	0.21	PISO 2	39	SDX	1.07	0.69
PISO 2	31	SDY	0.23	1.15	PISO 2	39	SDY	0.16	1.06
PISO 2	32	SDX	0.94	0.36	PISO 2	40	SDX	1.21	0.69
PISO 2	32	SDY	0.1	1.11	PISO 2	40	SDY	0.23	1.06
PISO 2	33	SDX	1.07	0.36	PISO 2	41	SDX	0.94	0.86
PISO 2	33	SDY	0.16	1.11	PISO 2	41	SDY	0.1	1.03
PISO 2	34	SDX	1.21	0.36	PISO 2	42	SDX	1.07	0.86
PISO 2	34	SDY	0.23	1.11	PISO 2	42	SDY	0.16	1.03
PISO 2	35	SDX	0.94	0.53	PISO 2	43	SDX	1.21	0.86
PISO 2	35	SDY	0.1	1.08	PISO 2	43	SDY	0.23	1.03
PISO 2	36	SDX	1.07	0.53	PISO 2	50	SDX	0.69	0.14
PISO 2	36	SDY	0.16	1.08	PISO 2	50	SDY	0.04	1.14

**Figura D4**

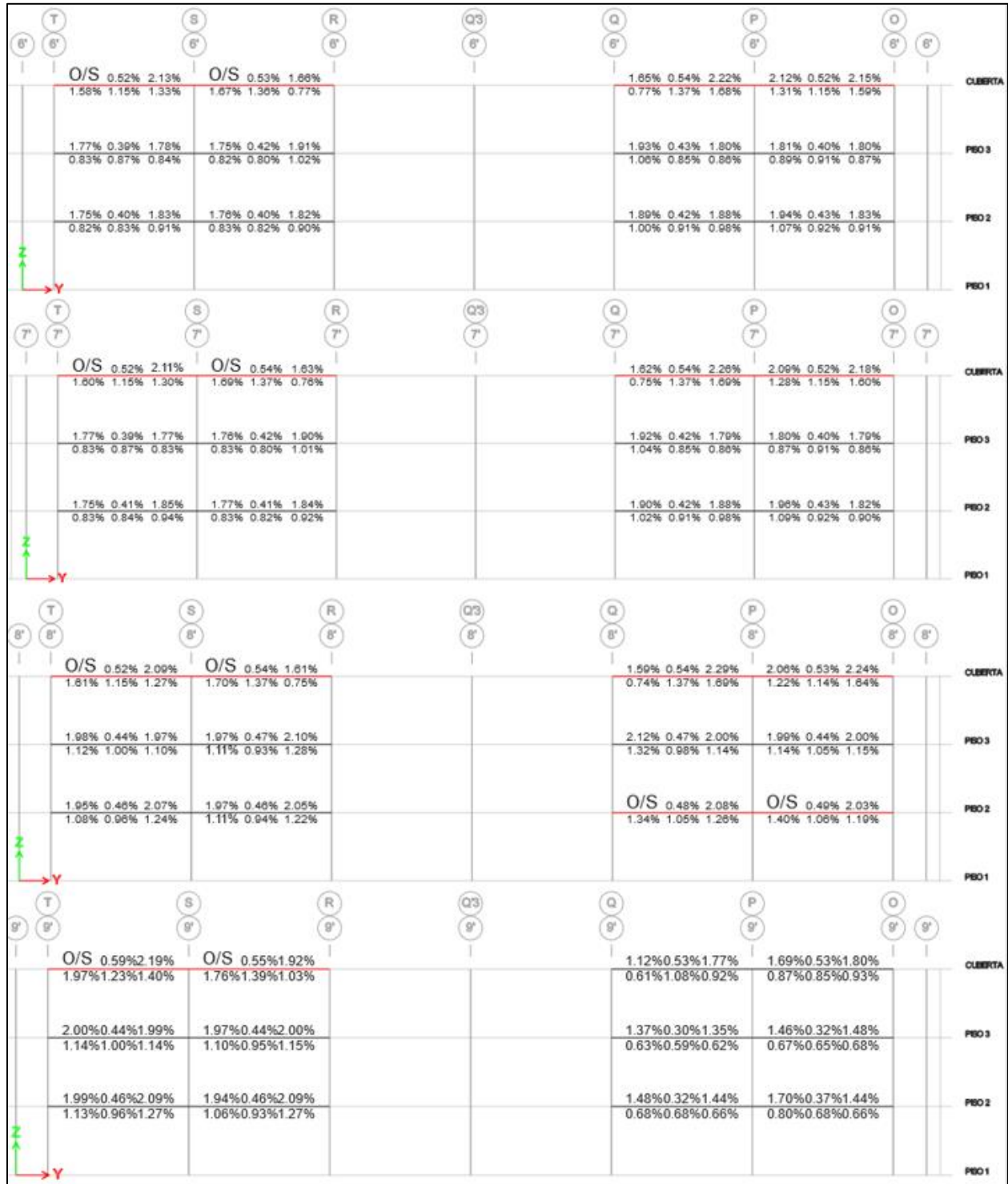
*Índices en columnas, carga axial y momentos flectores (P-M-M). Edificio Aulas + BRBs en configuración diagonal*





**Figura D5 (continuación)**

*Porcentaje de acero de refuerzo requerido en Vigas. Edificio Aulas + BRBs en configuración diagonal (cont.)*





**Tabla D3***Derivas, edificio Aulas reforzado con BRBs en configuración chevron*

TABLE: Joint Drifts-Aulas en configuración Chevron									
Story	Label	Output Case	Drift [%]		Story	Label	Output Case	Drift [%]	
			X	Y				X	Y
CUBIERTA	1	SDX	0.91	0.16	CUBIERTA	22	SDX	0.91	0.41
CUBIERTA	1	SDY	0.18	1.16	CUBIERTA	22	SDY	0.12	1.00
CUBIERTA	2	SDX	0.90	0.16	CUBIERTA	23	SDX	0.93	0.23
CUBIERTA	2	SDY	0.15	1.16	CUBIERTA	23	SDY	0.12	1.19
CUBIERTA	3	SDX	0.91	0.16	CUBIERTA	24	SDX	0.99	0.22
CUBIERTA	3	SDY	0.12	1.16	CUBIERTA	24	SDY	0.10	1.20
CUBIERTA	4	SDX	0.91	0.11	CUBIERTA	25	SDX	0.89	0.24
CUBIERTA	4	SDY	0.18	1.13	CUBIERTA	25	SDY	0.06	1.24
CUBIERTA	5	SDX	0.90	0.11	CUBIERTA	26	SDX	0.87	0.16
CUBIERTA	5	SDY	0.15	1.13	CUBIERTA	26	SDY	0.06	1.15
CUBIERTA	6	SDX	0.91	0.11	CUBIERTA	27	SDX	0.80	0.16
CUBIERTA	6	SDY	0.12	1.13	CUBIERTA	27	SDY	0.10	1.15
CUBIERTA	7	SDX	0.91	0.12	CUBIERTA	28	SDX	0.73	0.16
CUBIERTA	7	SDY	0.18	1.10	CUBIERTA	28	SDY	0.18	1.15
CUBIERTA	8	SDX	0.90	0.12	CUBIERTA	29	SDX	0.87	0.15
CUBIERTA	8	SDY	0.15	1.10	CUBIERTA	29	SDY	0.06	1.07
CUBIERTA	9	SDX	0.91	0.12	CUBIERTA	30	SDX	0.80	0.15
CUBIERTA	9	SDY	0.12	1.10	CUBIERTA	30	SDY	0.10	1.07
CUBIERTA	10	SDX	0.91	0.18	CUBIERTA	31	SDX	0.73	0.15
CUBIERTA	10	SDY	0.18	1.08	CUBIERTA	31	SDY	0.18	1.07
CUBIERTA	11	SDX	0.90	0.18	CUBIERTA	32	SDX	0.87	0.22
CUBIERTA	11	SDY	0.15	1.08	CUBIERTA	32	SDY	0.06	0.99
CUBIERTA	12	SDX	0.91	0.18	CUBIERTA	33	SDX	0.80	0.22
CUBIERTA	12	SDY	0.12	1.08	CUBIERTA	33	SDY	0.10	0.99
CUBIERTA	13	SDX	0.91	0.25	CUBIERTA	34	SDX	0.73	0.22
CUBIERTA	13	SDY	0.18	1.05	CUBIERTA	34	SDY	0.18	0.99
CUBIERTA	14	SDX	0.90	0.25	CUBIERTA	35	SDX	0.87	0.32
CUBIERTA	14	SDY	0.15	1.05	CUBIERTA	35	SDY	0.06	0.91
CUBIERTA	15	SDX	0.91	0.25	CUBIERTA	36	SDX	0.80	0.32
CUBIERTA	15	SDY	0.12	1.05	CUBIERTA	36	SDY	0.10	0.91
CUBIERTA	16	SDX	0.91	0.33	CUBIERTA	37	SDX	0.73	0.32
CUBIERTA	16	SDY	0.18	1.02	CUBIERTA	37	SDY	0.18	0.91
CUBIERTA	18	SDX	0.90	0.33	CUBIERTA	38	SDX	0.87	0.42
CUBIERTA	18	SDY	0.15	1.02	CUBIERTA	38	SDY	0.06	0.84
CUBIERTA	19	SDX	0.91	0.33	CUBIERTA	39	SDX	0.80	0.42
CUBIERTA	19	SDY	0.12	1.02	CUBIERTA	39	SDY	0.10	0.84
CUBIERTA	20	SDX	0.91	0.41	CUBIERTA	40	SDX	0.73	0.42
CUBIERTA	20	SDY	0.18	1.00	CUBIERTA	40	SDY	0.18	0.84
CUBIERTA	21	SDX	0.90	0.41	CUBIERTA	41	SDX	0.87	0.53
CUBIERTA	21	SDY	0.15	1.00	CUBIERTA	41	SDY	0.06	0.77
CUBIERTA	22	SDX	1.04	0.41	CUBIERTA	42	SDX	0.80	0.53

**Tabla D3 (continuación)***Derivas, edificio Aulas reforzado con BRBs en configuración chevron (cont.)*

TABLE: Joint Drifts-Aulas en configuración Chevron									
Story	Label	Output Case	Drift [%]		Story	Label	Output Case	Drift [%]	
			X	Y				X	Y
CUBIERTA	42	SDY	0.10	0.77	PISO 3	8	SDX	0.94	0.17
CUBIERTA	43	SDX	0.73	0.53	PISO 3	8	SDY	0.15	1.29
CUBIERTA	43	SDY	0.18	0.77	PISO 3	9	SDX	0.95	0.17
CUBIERTA	46	SDX	0.79	0.24	PISO 3	9	SDY	0.13	1.29
CUBIERTA	46	SDY	0.10	1.25	PISO 3	10	SDX	0.94	0.25
CUBIERTA	47	SDX	0.89	0.23	PISO 3	10	SDY	0.17	1.27
CUBIERTA	47	SDY	0.15	1.19	PISO 3	11	SDX	0.94	0.25
CUBIERTA	45	SDX	1.06	0.14	PISO 3	11	SDY	0.15	1.27
CUBIERTA	45	SDY	0.11	1.08	PISO 3	12	SDX	0.95	0.25
CUBIERTA	50	SDX	1.05	0.18	PISO 3	12	SDY	0.13	1.27
CUBIERTA	50	SDY	0.11	1.15	PISO 3	13	SDX	0.94	0.35
CUBIERTA	67	SDX	0.91	0.16	PISO 3	13	SDY	0.17	1.25
CUBIERTA	67	SDY	0.18	1.10	PISO 3	14	SDX	0.94	0.35
CUBIERTA	69	SDX	0.91	0.38	PISO 3	14	SDY	0.15	1.25
CUBIERTA	69	SDY	0.18	1.02	PISO 3	15	SDX	0.95	0.35
CUBIERTA	70	SDX	0.73	0.26	PISO 3	15	SDY	0.13	1.25
CUBIERTA	70	SDY	0.18	0.96	PISO 3	16	SDX	0.94	0.44
CUBIERTA	108	SDX	0.73	0.58	PISO 3	16	SDY	0.17	1.24
CUBIERTA	108	SDY	0.18	0.74	PISO 3	18	SDX	0.94	0.44
CUBIERTA	109	SDX	0.92	0.11	PISO 3	18	SDY	0.15	1.24
CUBIERTA	109	SDY	0.12	1.13	PISO 3	19	SDX	0.95	0.44
CUBIERTA	123	SDX	0.92	0.33	PISO 3	19	SDY	0.13	1.24
CUBIERTA	123	SDY	0.12	1.02	PISO 3	20	SDX	0.94	0.54
CUBIERTA	124	SDX	0.77	0.15	PISO 3	20	SDY	0.17	1.22
CUBIERTA	124	SDY	0.13	1.07	PISO 3	21	SDX	0.94	0.54
CUBIERTA	127	SDX	0.77	0.53	PISO 3	21	SDY	0.15	1.22
CUBIERTA	127	SDY	0.13	0.77	PISO 3	22	SDX	0.95	0.54
PISO 3	1	SDX	0.94	0.16	PISO 3	22	SDY	0.13	1.22
PISO 3	1	SDY	0.17	1.33	PISO 3	23	SDX	0.95	0.23
PISO 3	2	SDX	0.94	0.16	PISO 3	23	SDY	0.13	1.35
PISO 3	2	SDY	0.15	1.33	PISO 3	24	SDX	0.98	0.23
PISO 3	3	SDX	0.95	0.16	PISO 3	24	SDY	0.10	1.36
PISO 3	3	SDY	0.13	1.33	PISO 3	25	SDX	0.87	0.23
PISO 3	4	SDX	0.94	0.13	PISO 3	25	SDY	0.06	1.37
PISO 3	4	SDY	0.17	1.31	PISO 3	26	SDX	0.87	0.19
PISO 3	5	SDX	0.94	0.13	PISO 3	26	SDY	0.06	1.28
PISO 3	5	SDY	0.15	1.31	PISO 3	27	SDX	0.79	0.19
PISO 3	6	SDX	0.95	0.13	PISO 3	27	SDY	0.10	1.28
PISO 3	6	SDY	0.13	1.31	PISO 3	28	SDX	0.73	0.19
PISO 3	7	SDX	0.94	0.17	PISO 3	28	SDY	0.18	1.28
PISO 3	7	SDY	0.17	1.29	PISO 3	29	SDX	0.87	0.22

**Tabla D3 (continuación)***Derivas, edificio Aulas reforzado con BRBs en configuración chevron (cont.)*

TABLE: Joint Drifts-Aulas en configuración Chevron									
Story	Label	Output Case	Drift [%]		Story	Label	Output Case	Drift [%]	
			X	Y				X	Y
PISO 3	29	SDY	0.06	1.20	PISO 3	94	SDX	0.95	0.54
PISO 3	30	SDX	0.79	0.22	PISO 3	94	SDY	0.12	1.22
PISO 3	30	SDY	0.10	1.20	PISO 3	95	SDX	0.95	0.16
PISO 3	31	SDX	0.73	0.22	PISO 3	95	SDY	0.12	1.33
PISO 3	31	SDY	0.18	1.20	PISO 3	110	SDX	0.72	0.19
PISO 3	32	SDX	0.87	0.31	PISO 3	110	SDY	0.2	1.28
PISO 3	32	SDY	0.06	1.12	PISO 3	115	SDX	0.72	0.63
PISO 3	33	SDX	0.79	0.31	PISO 3	115	SDY	0.2	0.89
PISO 3	33	SDY	0.10	1.12	PISO 3	67	SDX	0.94	0.17
PISO 3	34	SDX	0.73	0.31	PISO 3	67	SDY	0.17	1.3
PISO 3	34	SDY	0.18	1.12	PISO 3	69	SDX	0.94	0.44
PISO 3	35	SDX	0.87	0.41	PISO 3	69	SDY	0.17	1.24
PISO 3	35	SDY	0.06	1.04	PISO 3	70	SDX	0.73	0.3
PISO 3	36	SDX	0.79	0.41	PISO 3	70	SDY	0.18	1.13
PISO 3	36	SDY	0.1	1.04	PISO 3	108	SDX	0.73	0.62
PISO 3	37	SDX	0.73	0.41	PISO 3	108	SDY	0.18	0.9
PISO 3	37	SDY	0.18	1.04	PISO 3	109	SDX	0.95	0.13
PISO 3	38	SDX	0.87	0.52	PISO 3	109	SDY	0.13	1.31
PISO 3	38	SDY	0.06	0.96	PISO 3	123	SDX	0.95	0.44
PISO 3	39	SDX	0.79	0.52	PISO 3	123	SDY	0.13	1.24
PISO 3	39	SDY	0.1	0.96	PISO 3	124	SDX	0.8	0.22
PISO 3	40	SDX	0.73	0.52	PISO 3	124	SDY	0.09	1.2
PISO 3	40	SDY	0.18	0.96	PISO 3	127	SDX	0.8	0.63
PISO 3	41	SDX	0.87	0.63	PISO 3	127	SDY	0.09	0.89
PISO 3	41	SDY	0.06	0.89	PISO 2	1	SDX	0.73	0.12
PISO 3	42	SDX	0.79	0.63	PISO 2	1	SDY	0.13	1.07
PISO 3	42	SDY	0.1	0.89	PISO 2	2	SDX	0.73	0.12
PISO 3	43	SDX	0.73	0.63	PISO 2	2	SDY	0.12	1.07
PISO 3	43	SDY	0.18	0.89	PISO 2	3	SDX	0.73	0.12
PISO 3	46	SDX	1.39	0.4	PISO 2	3	SDY	0.1	1.07
PISO 3	46	SDY	0.17	2.45	PISO 2	4	SDX	0.73	0.09
PISO 3	47	SDX	1.67	0.41	PISO 2	4	SDY	0.13	1.06
PISO 3	47	SDY	0.26	2.42	PISO 2	5	SDX	0.73	0.09
PISO 3	45	SDX	0.98	0.19	PISO 2	5	SDY	0.12	1.06
PISO 3	45	SDY	0.1	1.51	PISO 2	6	SDX	0.73	0.09
PISO 3	50	SDX	0.98	0.2	PISO 2	6	SDY	0.1	1.06
PISO 3	50	SDY	0.1	1.43	PISO 2	7	SDX	0.73	0.13
PISO 3	76	SDX	0.94	0.16	PISO 2	7	SDY	0.13	1.05
PISO 3	76	SDY	0.18	1.33	PISO 2	8	SDX	0.73	0.13
PISO 3	82	SDX	0.94	0.54	PISO 2	8	SDY	0.12	1.05
PISO 3	82	SDY	0.18	1.22	PISO 2	9	SDX	0.73	0.13

Tabla D3 (continuación)

*Derivas, edificio Aulas reforzado con BRBs en configuración chevron (cont.)*

TABLE: Joint Drifts-Aulas en configuración Chevron									
Story	Label	Output Case	Drift [%]		Story	Label	Output Case	Drift [%]	
			X	Y				X	Y
PISO 2	9	SDY	0.10	1.05	PISO 2	31	SDX	0.55	0.18
PISO 2	10	SDX	0.73	0.21	PISO 2	31	SDY	0.15	0.98
PISO 2	10	SDY	0.13	1.04	PISO 2	32	SDX	0.65	0.24
PISO 2	11	SDX	0.73	0.21	PISO 2	32	SDY	0.05	0.92
PISO 2	11	SDY	0.12	1.04	PISO 2	33	SDX	0.6	0.24
PISO 2	12	SDX	0.73	0.21	PISO 2	33	SDY	0.08	0.92
PISO 2	12	SDY	0.10	1.04	PISO 2	34	SDX	0.55	0.24
PISO 2	13	SDX	0.73	0.29	PISO 2	34	SDY	0.15	0.92
PISO 2	13	SDY	0.13	1.03	PISO 2	35	SDX	0.65	0.33
PISO 2	14	SDX	0.73	0.29	PISO 2	35	SDY	0.05	0.86
PISO 2	14	SDY	0.12	1.03	PISO 2	36	SDX	0.6	0.33
PISO 2	15	SDX	0.73	0.29	PISO 2	36	SDY	0.08	0.86
PISO 2	15	SDY	0.1	1.03	PISO 2	37	SDX	0.55	0.33
PISO 2	16	SDX	0.73	0.38	PISO 2	37	SDY	0.15	0.86
PISO 2	16	SDY	0.13	1.02	PISO 2	38	SDX	0.65	0.42
PISO 2	18	SDX	0.73	0.38	PISO 2	38	SDY	0.05	0.81
PISO 2	18	SDY	0.12	1.02	PISO 2	39	SDX	0.6	0.42
PISO 2	19	SDX	0.73	0.38	PISO 2	39	SDY	0.08	0.81
PISO 2	19	SDY	0.1	1.02	PISO 2	40	SDX	0.55	0.42
PISO 2	20	SDX	0.73	0.46	PISO 2	40	SDY	0.15	0.81
PISO 2	20	SDY	0.13	1.01	PISO 2	41	SDX	0.65	0.52
PISO 2	21	SDX	0.73	0.46	PISO 2	41	SDY	0.05	0.75
PISO 2	21	SDY	0.12	1.01	PISO 2	42	SDX	0.6	0.52
PISO 2	22	SDX	0.73	0.46	PISO 2	42	SDY	0.08	0.75
PISO 2	22	SDY	0.1	1.01	PISO 2	43	SDX	0.55	0.52
PISO 2	23	SDX	0.72	0.2	PISO 2	43	SDY	0.15	0.75
PISO 2	23	SDY	0.1	1.09	PISO 2	45	SDX	0.49	0.12
PISO 2	24	SDX	0.57	0.18	PISO 2	45	SDY	0.05	0.91
PISO 2	24	SDY	0.06	1.09	PISO 2	50	SDX	0.5	0.14
PISO 2	25	SDX	0.64	0.18	PISO 2	50	SDY	0.05	0.98
PISO 2	25	SDY	0.05	1.09	PISO 2	67	SDX	0.73	0.1
PISO 2	26	SDX	0.65	0.15	PISO 2	67	SDY	0.13	1.06
PISO 2	26	SDY	0.05	1.04	PISO 2	69	SDX	0.73	0.33
PISO 2	27	SDX	0.6	0.15	PISO 2	69	SDY	0.13	1.03
PISO 2	27	SDY	0.08	1.04	PISO 2	70	SDX	0.55	0.21
PISO 2	28	SDX	0.55	0.15	PISO 2	70	SDY	0.15	0.95
PISO 2	28	SDY	0.15	1.04	PISO 2	108	SDX	0.55	0.47
PISO 2	29	SDX	0.65	0.18	PISO 2	108	SDY	0.15	0.78
PISO 2	29	SDY	0.05	0.98	PISO 2	109	SDX	0.73	0.09
PISO 2	30	SDX	0.6	0.18	PISO 2	109	SDY	0.11	1.06
PISO 2	30	SDY	0.08	0.98	PISO 2	123	SDX	0.73	0.38

**Tabla D3 (continuación)***Derivas, edificio Aulas reforzado con BRBs en configuración chevron (cont.)*

TABLE: Joint Drifts-Aulas en configuración Chevron									
Story	Label	Output Case	Drift [%]		Story	Label	Output Case	Drift [%]	
			X	Y				X	Y
PISO 2	31	SDX	0.55	0.18	PISO 2	42	SDY	0.08	0.75
PISO 2	31	SDY	0.15	0.98	PISO 2	43	SDX	0.55	0.52
PISO 2	32	SDX	0.65	0.24	PISO 2	43	SDY	0.15	0.75
PISO 2	32	SDY	0.05	0.92	PISO 2	45	SDX	0.49	0.12
PISO 2	33	SDX	0.60	0.24	PISO 2	45	SDY	0.05	0.91
PISO 2	33	SDY	0.08	0.92	PISO 2	50	SDX	0.5	0.14
PISO 2	34	SDX	0.55	0.24	PISO 2	50	SDY	0.05	0.98
PISO 2	34	SDY	0.15	0.92	PISO 2	67	SDX	0.73	0.1
PISO 2	35	SDX	0.65	0.33	PISO 2	67	SDY	0.13	1.06
PISO 2	35	SDY	0.05	0.86	PISO 2	69	SDX	0.73	0.33
PISO 2	36	SDX	0.60	0.33	PISO 2	69	SDY	0.13	1.03
PISO 2	36	SDY	0.08	0.86	PISO 2	70	SDX	0.55	0.21
PISO 2	37	SDX	0.55	0.33	PISO 2	70	SDY	0.15	0.95
PISO 2	37	SDY	0.15	0.86	PISO 2	108	SDX	0.55	0.47
PISO 2	38	SDX	0.65	0.42	PISO 2	108	SDY	0.15	0.78
PISO 2	38	SDY	0.05	0.81	PISO 2	109	SDX	0.73	0.09
PISO 2	39	SDX	0.6	0.42	PISO 2	109	SDY	0.11	1.06
PISO 2	39	SDY	0.08	0.81	PISO 2	123	SDX	0.73	0.38
PISO 2	40	SDX	0.55	0.42	PISO 2	123	SDY	0.11	1.02
PISO 2	40	SDY	0.15	0.81	PISO 2	124	SDX	0.62	0.18
PISO 2	41	SDX	0.65	0.52	PISO 2	124	SDY	0.06	0.98
PISO 2	41	SDY	0.05	0.75	PISO 2	127	SDX	0.62	0.52
PISO 2	42	SDX	0.6	0.52	PISO 2	127	SDY	0.06	0.75

**Figura D6**

*Índices en columnas, carga axial y momentos flectores (P-M-M). Edificio Aulas + BRBs en configuración chevron*

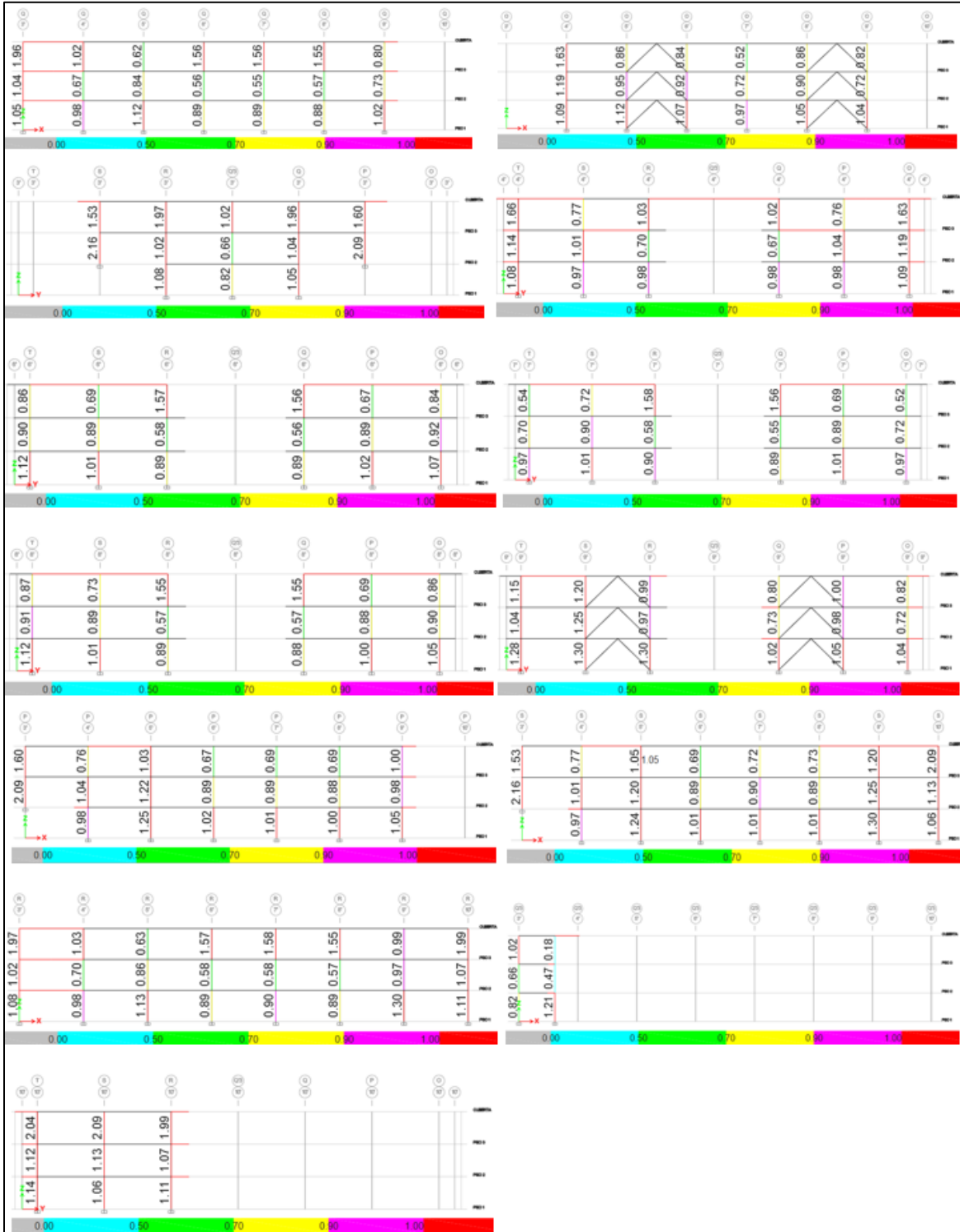
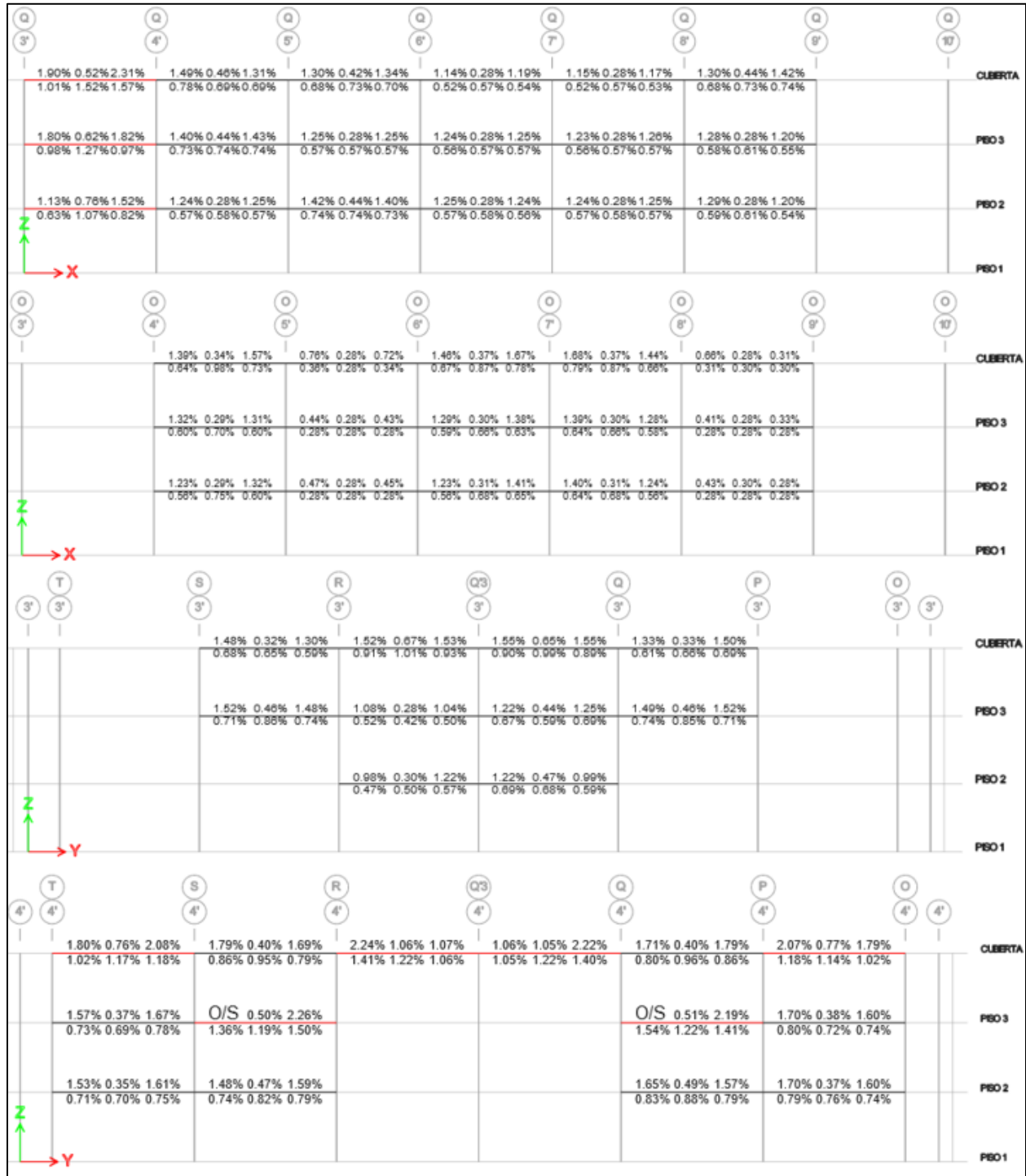


Figura D7

Porcentaje de acero de refuerzo requerido en Vigas. Edificio Aulas + BRBs en configuración chevron



**Figura D7 (continuación)**

*Porcentaje de acero de refuerzo requerido en Vigas. Edificio Aulas + BRBs en configuración chevron (cont.)*

	T 8'	S 8'	R 8'	Q3 8'	Q 8'	P 8'	O 8'	
	O/S 0.50% 2.08%		O/S 0.52% 1.63%		1.62% 0.52% 2.20%		2.07% 0.50% 2.25%	
	1.49%	1.15% 1.26%	1.60%	1.35% 0.76%	0.76%	1.35% 1.59%	1.24%	1.16% 1.49%
	1.68%	0.37% 1.69%	1.68%	0.40% 1.83%	1.85%	0.41% 1.71%	1.72%	0.38% 1.71%
	0.79%	0.87% 0.79%	0.78%	0.80% 0.91%	0.94%	0.84% 0.80%	0.81%	0.91% 0.80%
	1.67%	0.38% 1.72%	1.69%	0.38% 1.71%	1.78%	0.40% 1.80%	1.83%	0.40% 1.74%
	0.78%	0.81% 0.81%	0.79%	0.81% 0.80%	0.85%	0.90% 0.87%	0.91%	0.91% 0.82%
	Z		Y					
	PISO 3		PISO 2		PISO 1		CUBIERTA	
	O/S 0.51% 2.08%		O/S 0.52% 1.60%		1.59% 0.52% 2.22%		2.06% 0.50% 2.14%	
	1.51%	1.14% 1.26%	1.61%	1.35% 0.75%	0.74%	1.36% 1.59%	1.23%	1.15% 1.50%
	1.69%	0.37% 1.69%	1.68%	0.40% 1.82%	1.83%	0.40% 1.70%	1.71%	0.38% 1.70%
	0.79%	0.87% 0.79%	0.79%	0.80% 0.90%	0.91%	0.84% 0.80%	0.80%	0.91% 0.80%
	1.67%	0.38% 1.73%	1.69%	0.38% 1.71%	1.77%	0.39% 1.79%	1.83%	0.40% 1.73%
	0.78%	0.81% 0.81%	0.79%	0.81% 0.80%	0.83%	0.91% 0.85%	0.91%	0.91% 0.81%
	Z		Y					
	PISO 3		PISO 2		PISO 1		CUBIERTA	
	O/S 0.51% 2.06%		O/S 0.52% 1.60%		1.56% 0.52% 2.25%		2.20% 0.69% 2.21%	
	1.52%	1.15% 1.23%	1.61%	1.35% 0.74%	0.73%	1.36% 1.58%	1.36%	1.32% 1.71%
	1.90%	0.42% 1.89%	1.88%	0.45% 2.01%	2.02%	0.45% 1.90%	1.90%	0.42% 1.91%
	1.01%	1.00% 0.99%	0.98%	0.93% 1.16%	1.18%	0.98% 1.01%	1.01%	1.05% 1.03%
	1.87%	0.43% 1.93%	1.89%	0.42% 1.92%	1.98%	0.44% 1.98%	2.03%	0.45% 1.93%
	0.96%	0.93% 1.06%	0.99%	0.93% 1.03%	1.12%	1.04% 1.12%	1.19%	1.05% 1.05%
	Z		Y					
	PISO 3		PISO 2		PISO 1		CUBIERTA	
	O/S 0.59% 1.93%		1.13% 0.28% 0.74%		0.32% 0.36% 0.75%		1.30% 0.35% 1.61%	
	2.00%	1.31% 1.05%	0.52%	0.38% 0.35%	0.55%	0.51% 0.45%	0.59%	0.73% 0.75%
	1.95%	0.43% 1.82%	0.75%	0.28% 0.83%	0.52%	0.28% 0.47%	1.30%	0.31% 1.40%
	1.07%	1.02% 0.90%	0.35%	0.28% 0.39%	0.28%	0.28% 0.28%	0.59%	0.65% 0.64%
	1.95%	0.43% 1.81%	0.76%	0.28% 0.94%	0.49%	0.28% 0.46%	1.42%	0.31% 1.37%
	1.08%	0.97% 0.89%	0.36%	0.28% 0.43%	0.28%	0.28% 0.28%	0.65%	0.67% 0.63%
	Z		Y					
	PISO 3		PISO 2		PISO 1		CUBIERTA	



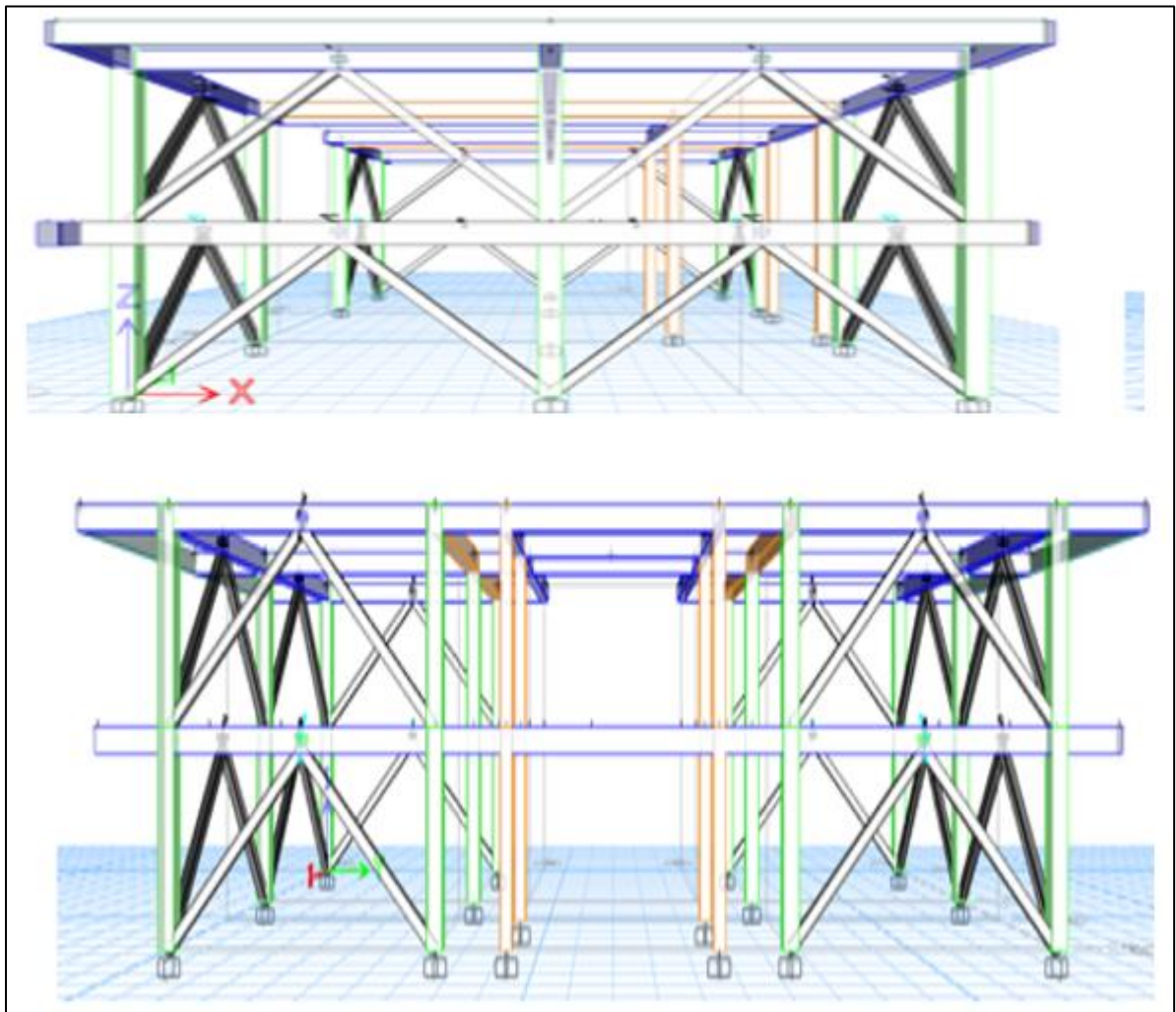
## Apéndice E

### Modelado y análisis lineales de edificio Administrativos reforzados con TADAS

En este apéndice, se presentan los modelos 3D realizados en ETABS para los edificios Administrativos reforzados con dispositivos TADAS. Asimismo, se muestran las derivas obtenidas, los índices PMM de las columnas y los porcentajes de acero de refuerzo en las vigas.

#### Figura E1

*Representación de Modelo 3D lineal reforzado con TADAS de edificio Administrativos*



**Tabla E1***Derivas, edificio Administrativos reforzado con TADAS*

<b>TABLE: Joint Drifts-Administrativos-TADAS</b>									
Story	Label	Output Case	Drift [%]		Story	Label	Output Case	Drift [%]	
			X	Y				X	Y
Cubierta	1	SDX	0.99	0.05	Cubierta	1	SDY	0.35	1.26
Cubierta	2	SDX	0.99	0.05	Cubierta	2	SDY	0.35	0.95
Cubierta	3	SDX	0.99	0.03	Cubierta	3	SDY	0.35	1.10
Cubierta	4	SDX	1.01	0.03	Cubierta	4	SDY	0.15	1.10
Cubierta	5	SDX	1.01	0.05	Cubierta	5	SDY	0.15	1.26
Cubierta	6	SDX	1.01	0.05	Cubierta	6	SDY	0.15	0.95
Cubierta	7	SDX	1.07	0.05	Cubierta	7	SDY	0.33	0.95
Cubierta	8	SDX	1.07	0.03	Cubierta	8	SDY	0.33	1.10
Cubierta	9	SDX	1.07	0.05	Cubierta	9	SDY	0.33	1.26
Cubierta	10	SDX	1.05	0.05	Cubierta	10	SDY	0.13	1.26
Cubierta	11	SDX	1.05	0.03	Cubierta	11	SDY	0.13	1.10
Cubierta	12	SDX	1.05	0.05	Cubierta	12	SDY	0.13	0.95
Cubierta	13	SDX	1.04	0.05	Cubierta	13	SDY	0.08	0.95
Cubierta	14	SDX	1.04	0.04	Cubierta	14	SDY	0.08	1.03
Cubierta	15	SDX	1.02	0.05	Cubierta	15	SDY	0.10	0.95
Cubierta	16	SDX	1.02	0.04	Cubierta	16	SDY	0.10	1.03
PISO 3	1	SDX	0.96	0.05	PISO 3	1	SDY	0.32	1.19
PISO 3	2	SDX	0.96	0.06	PISO 3	2	SDY	0.32	0.93
PISO 3	3	SDX	0.96	0.03	PISO 3	3	SDY	0.32	1.05
PISO 3	4	SDX	0.99	0.03	PISO 3	4	SDY	0.13	1.05
PISO 3	5	SDX	0.99	0.05	PISO 3	5	SDY	0.13	1.19
PISO 3	6	SDX	0.99	0.06	PISO 3	6	SDY	0.13	0.93
PISO 3	7	SDX	1.07	0.06	PISO 3	7	SDY	0.31	0.93
PISO 3	8	SDX	1.07	0.03	PISO 3	8	SDY	0.31	1.05
PISO 3	9	SDX	1.07	0.05	PISO 3	9	SDY	0.31	1.19
PISO 3	10	SDX	1.04	0.05	PISO 3	10	SDY	0.13	1.19
PISO 3	11	SDX	1.04	0.03	PISO 3	11	SDY	0.13	1.05
PISO 3	12	SDX	1.04	0.06	PISO 3	12	SDY	0.13	0.93
PISO 3	13	SDX	1.03	0.06	PISO 3	13	SDY	0.08	0.93
PISO 3	14	SDX	1.03	0.04	PISO 3	14	SDY	0.08	0.99
PISO 3	15	SDX	1.00	0.06	PISO 3	15	SDY	0.09	0.93
PISO 3	16	SDX	1.00	0.04	PISO 3	16	SDY	0.09	0.99

**Figura E2**

Índices en columnas, carga axial y momentos flectores (P-M-M). Edificio Administrativos + TADAS

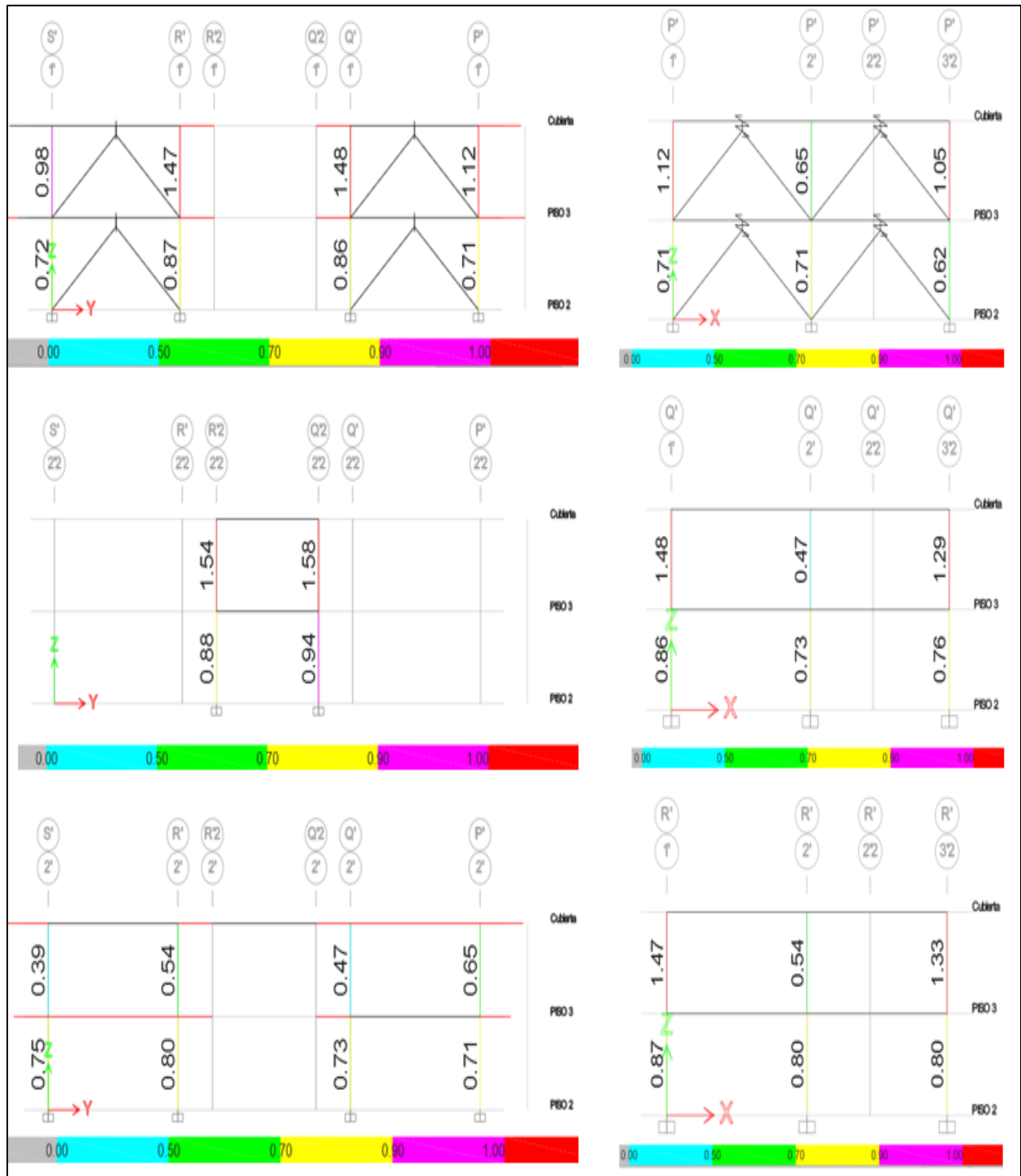


Figura E3

Porcentaje de acero de refuerzo requerido en Vigas. Edificio Administrativos + TADAS

