

# **Evaluación del impacto de cambios en parámetros de diseño en edificios de muros estructurales de concreto reforzado: Perspectiva estructural y económica.**

Presentada por:

Jovanny Tuberquia Londoño

Tesis para obtener el grado en:

Ingeniería Civil

Directores de Tesis:

Ricardo León Bonett Díaz

Doctor en Ingeniería Sísmica y Dinámica Estructural

Marselo Marulanda López

Ingeniero Civil

UNIVERSIDAD DE MEDELLÍN

FACULTAD DE INGENIERÍAS

INGENIERÍA CIVIL

Medellín-Colombia, enero de 2025

## **AGRADECIMIENTOS**

Soy un convencido de que para alcanzar un gran logro es indispensable contar con un gran equipo y en este sentido reconozco con gusto que la culminación de este trabajo no hubiese sido posible sin las personas e instituciones que me apoyaron.

En primer lugar, agradezco al profesor Ricardo León Bonett Díaz, quien fue la persona que se encargó de encaminarme en esta senda de la investigación y que me brindó valiosos consejos además de guiarme en todo el proceso. Sin duda alguna es uno de los grandes referentes en la vida profesional que comienza.

También mi más sincero agradecimiento al ingeniero Marselo Marulanda Lopez que me ayudo enormemente en darle rigurosidad técnica a este trabajo, y en el proceso siempre estuvo dispuesto a atender mis dudas.

A EstructMed Ingeniería Especializada, empresa con un capital humano excelente que me abrió las puertas desde el inicio del trabajo, gracias por su apoyo.

A Exacad S.A.S en cabeza de los ingenieros John Alejandro Silva y Juan Manuel Bedoya, quienes de manera desinteresada me permitieron adquirir su software de diseño y me brindaron asesoría en el manejo de este, Exacad CL fue una herramienta de gran utilidad para el diseño de los muros y cuantificación de materiales de construcción.

A mi alma mater la Universidad de Medellín de la cual me siento profundamente orgulloso en la que me formé en un ambiente exigente orientado siempre a la excelencia.

A mis padres y hermanos quienes son el apoyo fundamental para afrontar todos los retos que se me presentan, a ellos infinitas gracias.

## RESUMEN

El sistema de muros de concreto reforzado es ampliamente usado en la construcción de edificaciones para uso residencial en Colombia y a pesar de que en el país la actual norma sismorresistente vigente NSR10 establece criterios para su diseño y construcción, existen aún algunas limitaciones que permiten que se generen configuraciones estructurales que pueden inducir ciertas limitaciones a nivel del desempeño sísmico. Durante los últimos 10 años, se han realizado programas experimentales y numéricos que han permitido identificar la necesidad de incorporar en la nueva versión del código de diseño sismo resistente en Colombia requerimientos mínimos tanto para el espesor como algunos cambios en cuanto a la geometría y el detallado de refuerzo de los elementos de borde de los muros de concreto reforzado. En este trabajo se evalúa el desempeño sísmico de dos edificios de 10 y 11 pisos localizados en zonas de amenaza sísmica intermedia y alta, diseñados bajo la actual NSR-10. Posterior a ello se realiza un rediseño de ambos edificios con base en nuevos requerimientos y se evalúa tanto el desempeño sísmico como el impacto en los costos fijos de ambos proyectos asociados al volumen de concreto y la cantidad de kilogramos de acero por metro cuadrado. Los resultados obtenidos permiten concluir que es necesario incorporar cambios en la definición de un espesor mínimo para los muros y mejorar los requerimientos para los elementos de borde, de tal forma que se garantice el cumplimiento de los objetivos de diseño.

## **ABSTRACT**

The reinforced concrete wall technology is extensively utilized in the construction of residential structures in Colombia. Although the existing earthquake-resistant standard, NSR-10, delineates criteria for design and construction, it nevertheless possesses restrictions that permit structural combinations potentially compromising seismic performance. In the past decade, experimental and numerical studies have revealed the necessity to include minimum specifications for the thickness, geometric alterations, and reinforcement detailing of the edge elements of reinforced concrete walls in the revised version of Colombia's seismic design code. This study assesses the seismic performance of two buildings, one with 10 stories and the other with 11 stories, situated in regions of intermediate and high seismic risk, designed according to the current NSR-10 standards. A redesign of both buildings is conducted according to revised specifications, and the seismic performance together with the influence on the fixed costs of the projects, related to the volume of concrete and the quantity of steel per square meter, is assessed. The results indicate the necessity of revising the minimum thickness specifications for walls and enhancing the criteria for edge elements to ensure adherence to design objectives.

## **PALABRAS CLAVE**

Muros estructurales, Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente (NSR10), esbeltez, rigidez, desempeño sísmico, densidad de muros, relación de aspecto, índice de muros, nivel de carga axial, diseño sismorresistente, tenor, concreto, acero, propiedades constitutivas, fluencia, desempeño, ductilidad, elemento de borde, muros protagónicos, curva de capacidad, curvatura, momento flector, cortante basal, fragilidad, colapso, edificios.

# ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 1. *Planta típica de un edificio en muros estructurales*
- Figura 2. *Placa de entrepiso típica en un edificio de muros de concreto reforzado*
- Figura 3. *Cimentación en vigas y losa de fundación de un edificio en muros estructurales*
- Figura 4. *Procedimiento de diseño título A-NSR10*
- Figura 5. *Muro pandeado en el primer piso de un edificio de 15 plantas tras el terremoto de Chile de 2010, tomado de (Parra & Moehle, 2017)*
- Figura 6. *Fallo estructural del muro por flexión o cizallamiento, Christchurch Latimer square tomado de (Canterbury Earthquakes Royal Commission, 2012)*
- Figura 7. *Capacidad de deriva de muros con refuerzo vertical G500E bajo normativas internacionales, Adaptada de (Lu & Henry, 2018).*
- Figura 8. *Curva esfuerzo-deformación del acero*
- Figura 9. *Curva esfuerzo-deformación del concreto de 35 MPa*
- Figura 10. *Curva esfuerzo-deformación del concreto de 21 MPa*
- Figura 11. *Diagrama del método N2*
- Figura 12. *Vista en planta y 3D del caso uno de estudio.*
- Figura 13. *Espectro elástico de diseño.*
- Figura 14. *Cumplimiento de deriva de entrepiso del modelo original en el caso uno de estudio.*
- Figura 15. *Vista en planta de los muros del diseño original por espesor para el caso de estudio uno.*
- Figura 16. *Muros protagónicos en dirección x del caso uno de estudio.*
- Figura 17. *Muros protagónicos en dirección y del caso uno de estudio.*
- Figura 18. *Vista en planta de los muros protagónicos del caso uno de estudio.*
- Figura 19. *Clasificación general de los muros del diseño original por su relación de aspecto para el caso uno de estudio.*
- Figura 20. *Clasificación de los muros protagónicos del diseño original por su relación de aspecto para el caso uno de estudio.*
- Figura 21. *Clasificación ALR diseño original con a) carga gravitacional 1.2CM+1.0CV y b) carga sísmica 1.2CM+1.0CV+1E para el caso uno de estudio.*
- Figura 22. *Incremento ALR en los muros protagónicos del diseño original debido a cargas sísmicas para el caso uno de estudio.*
- Figura 23. *Esbeltez de muros protagónicos del diseño original comparada con el límite propuesto por ACI 318-19 para el caso uno de estudio.*
- Figura 24. *Índice de Calificación Estructural del diseño original para el caso uno de estudio según la plataforma del CEER.*
- Figura 25. *Momento-curvatura y curva de capacidad del muro compuesto uno del diseño original en dirección X – Muro 1 - M18-1 + M16 + M23 para el caso uno de estudio.*
- Figura 26. *Momento-curvatura y curva de capacidad del muro compuesto uno, del diseño original en dirección Y - Muro 1 - M18-1 + M16 + M23 para el caso uno de estudio.*
- Figura 27. *Curva de capacidad por muro protagónico y ensamblada del diseño original en dirección x para el caso uno de estudio.*
- Figura 28. *Curva de capacidad por muro protagónico y ensamblada del diseño original en dirección Y para el caso uno de estudio.*
- Figura 29. *Método N2 aplicado al diseño original en dirección x para el caso uno de estudio.*
- Figura 30. *Estado de los materiales para el punto de desempeño del modelo original en dirección x para el caso de estudio uno.*
- Figura 31. *Método N2 aplicado al diseño original en dirección y para el caso uno de estudio.*

Figura 32. Estado de los materiales para el punto de desempeño del modelo original en dirección y para el caso uno de estudio.

Figura 33. Cumplimiento de deriva de entrepiso del modelo rediseñado para el caso uno de estudio.

Figura 34. Configuración de los muros en planta del rediseño para el caso uno de estudio.

Figura 35. Clasificación ALR rediseño con a) carga gravitacional 1.2CM+1.0CV y b) carga sísmica 1.2CM+1.0CV+1E para el caso uno de estudio.

Figura 36. Incremento ALR en el rediseño debido a cargas sísmicas de los muros protagónicos para el caso uno de estudio.

Figura 37. Esbeltez de muros protagónicos del rediseño comparada con el límite propuesto por ACI 318-19 para el caso uno de estudio.

Figura 38. Índice de Calificación Estructural del rediseño para el caso uno de estudio según la plataforma del CEER.

Figura 39. Momento-curvatura y curva de capacidad del muro compuesto uno del rediseño en dirección x para el caso uno de estudio.

Figura 40. Momento-curvatura y curva de capacidad del muro compuesto uno, del rediseño en dirección y para el caso uno de estudio.

Figura 41. Curva de capacidad por muro protagónico y ensamblada del rediseño en dirección x para el caso uno de estudio.

Figura 42. Curva de capacidad por muro protagónico y ensamblada del rediseño en dirección y para el caso uno de estudio.

Figura 43. Método N2 del rediseño en dirección x para el caso uno de estudio.

Figura 44. Deformación unitaria de los materiales para el sismo de diseño del rediseño en dirección x para el caso uno de estudio.

Figura 45. Método N2 aplicado al rediseño en dirección y para el caso uno de estudio.

Figura 46. Deformación unitaria de los materiales para el sismo de diseño del rediseño en dirección y, en el caso de estudio uno.

Figura 47. Comparación entre los diseños en dirección x en el caso uno de estudio.

Figura 48. Comparación de la deformación a tracción en el acero de muros protagónicos para el punto de desempeño en dirección x, en el caso uno de estudio.

Figura 49. Comparación del estado del concreto de muros protagónicos para el punto de desempeño en dirección x, en el caso uno de estudio.

Figura 50. Comparación entre la capacidad de los diseños en dirección y, en el caso uno de estudio.

Figura 51. Comparación del estado del acero de muros protagónicos para el punto de desempeño en dirección y, en el caso uno de estudio.

Figura 52. Comparación del estado del concreto de muros protagónicos para el punto de desempeño en dirección y, en el caso uno de estudio.

Figura 53. Comparación de cantidades de obra entre los diseños del caso uno de estudio.

Figura 54. Vista en planta y 3D del segundo caso de estudio.

Figura 55. Espectro elástico de diseño del segundo caso de estudio

Figura 56. Cumplimiento de deriva de entrepiso del modelo original en el caso dos de estudio.

Figura 57. Vista en planta de los muros del diseño original por espesor para el caso de estudio dos.

Figura 58. Muros protagónicos en dirección x del caso dos de estudio.

Figura 59. Muros protagónicos en dirección y del caso dos de estudio.

Figura 60. Vista en planta de los muros protagónicos del caso uno de estudio.

Figura 61. Clasificación general de los muros del diseño original por su relación de aspecto para el caso dos de estudio.

Figura 62. Clasificación de los muros protagónicos del diseño original por su relación de aspecto para el caso dos de estudio.

Figura 63. Clasificación ALR diseño original con a) carga gravitacional 1.2CM+1.0CV y b) carga sísmica 1.2CM+1.0CV+1E para el caso dos de estudio.

Figura 64. Incremento ALR en los muros protagónicos del diseño original debido a cargas sísmicas para el caso uno de estudio.

Figura 65. Esbeltez de muros protagónicos del diseño original comparada con el límite propuesto por ACI 318-19 para el caso uno de estudio.

Figura 66. Índice de Calificación Estructural del diseño original para el caso dos de estudio según la plataforma del CEER.

Figura 67. Momento-curvatura y curva de capacidad del muro compuesto uno del diseño original en dirección X – Muro 1 - M10-1A + M03-1A + M01-1A para el caso dos de estudio.

Figura 68. Momento-curvatura y curva de capacidad del muro compuesto uno, del diseño original en dirección Y - Muro 1 . M10-1A + M03-1A + M01-1A para el caso dos de estudio.

Figura 69. Curva de capacidad por muro protagónico y ensamblada del diseño original en dirección x para el caso dos de estudio.

Figura 70. Curva de capacidad por muro protagónico y ensamblada del diseño original en dirección Y para el caso dos de estudio.

Figura 71. Método N2 aplicado al diseño original en dirección x para el caso uno de estudio.

Figura 72. Estado de los materiales para el punto de desempeño del modelo original en dirección x para el caso de estudio dos .

Figura 73. Método N2 aplicado al diseño original en dirección y para el caso dos de estudio.

Figura 74. Estado de los materiales para el punto de desempeño del modelo original en dirección y para el caso uno de estudio.

Figura 75. Configuración de los muros en planta del rediseño inicial para el caso dos de estudio.

Figura 76. Comparación entre curvas de capacidad del diseño y rediseño inicial del caso dos de estudio en dirección x.

Figura 77. Comparación entre curvas de capacidad del diseño y rediseño inicial del caso dos de estudio en dirección y.

Figura 78. Cumplimiento de deriva de entrepiso del modelo rediseñado para el caso dos de estudio.

Figura 79. Configuración de los muros en planta del rediseño definitivo para el caso dos de estudio.

Figura 80. Configuración de la tipología uno de los muros para a) Diseño original, b) Rediseño basado en esfuerzos, c) Rediseño basado en esfuerzos y deformaciones.

Figura 81. Configuración de la tipología dos de los muros para a) Diseño original, b) Rediseño basado en esfuerzos, c) Rediseño basado en esfuerzos y deformaciones.

Figura 82. Configuración de la tipología tres de los muros para a) Diseño original, b) Rediseño basado en esfuerzos, c) Rediseño basado en esfuerzos y deformaciones.

Figura 83. Clasificación ALR rediseño con a) carga gravitacional 1.2CM+1.0CV y b) carga sísmica 1.2CM+1.0CV+1E para el caso dos de estudio.

Figura 84. Incremento ALR en el rediseño definitivo debido a cargas sísmicas de los muros protagónicos para el caso dos de estudio.

Figura 85. Esbeltez de muros protagónicos del rediseño comparada con el límite propuesto por ACI 318-19 para el caso uno de estudio.

Figura 86. Cálculo de ICE para el rediseño definitivo del caso dos de estudio con la herramienta creada por la Red Colombiana en Ingeniería Sísmica, CEER.

Figura 87. Momento-curvatura y curva de capacidad del muro compuesto uno del rediseño en dirección x para el caso dos de estudio.

Figura 88. Momento-curvatura y curva de capacidad del muro compuesto uno, del rediseño en dirección y para el caso dos de estudio.

Figura 89. Curva de capacidad por muro protagónico y ensamblada del rediseño definitivo en dirección x para el caso dos de estudio.

- Figura 90. Curva de capacidad por muro protagónico y ensamblada del rediseño definitivo en dirección y para el caso dos de estudio.*
- Figura 91. Método N2 del rediseño definitivo en dirección x para el caso dos de estudio.*
- Figura 92. Deformación unitaria de los materiales para el sismo de diseño del rediseño definitivo en dirección x para el caso dos de estudio.*
- Figura 93. Método N2 aplicado al rediseño definitivo en dirección y para el caso dos de estudio.*
- Figura 94. Deformación unitaria de los materiales para el sismo de diseño del rediseño definitivo en dirección y, en el caso dos de estudio.*
- Figura 95. Comparación entre los diseños en dirección x para el caso dos de estudio.*
- Figura 96. Comparación de la deformación unitaria del concreto de los muros protagónicos para el punto de desempeño en dirección x, en el caso dos de estudio.*
- Figura 97. Comparación del estado del acero de muros protagónicos para el punto de desempeño en dirección x, en el caso dos de estudio.*
- Figura 98. Comparación entre la capacidad de los diseños en dirección y, en el caso dos de estudio.*
- Figura 99. Comparación del estado del concreto de muros protagónicos para el punto de desempeño en dirección y, en el caso dos de estudio.*
- Figura 100. Comparación del estado del concreto de muros protagónicos para el punto de desempeño en dirección y, en el caso dos de estudio.*
- Figura 101. Comparación de cantidades de obra entre los diseños del caso dos de estudio.*

# ÍNDICE DE TABLAS

- Tabla 1.** Requisitos mínimos de cuantía, número de capas y espaciamiento del refuerzo – NSR-10
- Tabla 2.** Requisitos mínimos para cortante – NSR-10
- Tabla 3.** Requisitos mínimos para elemento de borde – NSR-10
- Tabla 4.** Requisito mínimo de deriva NSR-10
- Tabla 5.** Coeficientes y condiciones en altura por capacidad de disipación de energía para muros de concreto reforzado NSR-10.
- Tabla 6.** Nuevos requisitos mínimos de diseño para el sistema de muros de concreto reforzado
- Tabla 7.** Parámetros para el espectro elástico de diseño en el caso uno de estudio.
- Tabla 8.** Cargas usadas en el modelo ETABS del caso uno de estudio.
- Tabla 9.** Combinaciones de carga según el título B.2.3 de la NSR-10.
- Tabla 10.** Coeficientes de disipación de energía e irregularidad NSR10 del caso uno.
- Tabla 11.** Ajuste del cortante basal del modelo original en el caso uno de estudio.
- Tabla 12.** Variación de la resistencia a compresión del concreto en altura del caso uno de estudio.
- Tabla 13.** Geometría de los muros compuestos del diseño original para el caso de estudio uno.
- Tabla 14.** Muros compuestos para la aplicación del método N2 en el caso uno de estudio.
- Tabla 15.** Resultados del desempeño del modelo original en dirección x para el caso uno de estudio.
- Tabla 16.** Resultados del desempeño del modelo original en dirección y
- Tabla 17.** Ajuste del cortante basal del modelo rediseñado en el caso uno de estudio.
- Tabla 18.** Variación del espesor de los muros en altura del rediseño para el caso uno de estudio.
- Tabla 19.** Geometría de los muros compuestos del rediseño para el caso uno de estudio.
- Tabla 20.** Resultados del desempeño del rediseño en dirección X para el caso uno de estudio.
- Tabla 21.** Resultados del desempeño del rediseño en dirección y para el caso uno de estudio.
- Tabla 22.** Variación del precio del concreto por resistencia para el caso uno de estudio.
- Tabla 23.** Variación del precio del acero para el caso uno de estudio.
- Tabla 24.** Parámetros para el espectro elástico de diseño del segundo caso de estudio.
- Tabla 25.** Cargas usadas en el modelo ETABS del caso dos de estudio.
- Tabla 26.** Coeficientes de disipación de energía e irregularidad NSR10 del caso dos de estudio.
- Tabla 27.** Ajuste del cortante basal del modelo original para el segundo caso de estudio.
- Tabla 28.** Geometría de los muros compuestos del diseño original para el caso de estudio uno.
- Tabla 29.** Muros compuestos para la aplicación del método N2 en el caso dos de estudio.
- Tabla 30.** Resultados del desempeño del modelo original en dirección x para el caso uno de estudio.
- Tabla 31.** Resultados del desempeño del modelo original en dirección y
- Tabla 32.** Variación del espesor de los muros en altura del rediseño inicial para el caso dos de estudio.
- Tabla 33.** Ajuste del cortante basal del modelo rediseñado definitivo en el caso dos de estudio.
- Tabla 34.** Variación del espesor de los muros en altura del rediseño definitivo para el caso dos de estudio.
- Tabla 35.** Geometría de los muros compuestos del rediseño definitivo para el caso dos de estudio.
- Tabla 36.** Resultados del desempeño del rediseño en dirección X para el caso uno de estudio.
- Tabla 37.** Resultados del desempeño del rediseño en dirección y para el caso uno de estudio.
- Tabla 38.** Variación del precio del concreto para el caso dos de estudio.
- Tabla 39.** Variación del precio del acero para el caso dos de estudio.

## VARIABLES

Variable	Descripción
$\rho_t$	Cuantía de acero transversal
$\rho_l$	Cuantía de acero longitudinal
$V_u$	Cortante última
$A_{cv}$	Área de la sección transversal del muro
$t_w$	Espesor del muro
$L_w$	Longitud del muro
$H_w$	Altura del muro
$H_s$	Altura de entrepiso
db	Diámetro de la barra de acero
$S_x$	Espaciamiento vertical del acero en x
$S_y$	Espaciamiento vertical del acero en y
c	Profundidad del eje neutro
r	Recubrimiento del acero
$\lambda$	Es el coeficiente de modificación para la resistencia del concreto
$\Phi$	Factor de reducción de capacidad
$f'c$	Resistencia a la compresión del concreto
$f_{yt}$	Resistencia a la fluencia del acero
$b_c$	Distancia perpendicular entre ramas
DES	Disipación especial de energía
DMO	Disipación moderada de energía
d	Distancia entre eje extremo a compresión y eje neutro
AR	Relación de aspecto
DM	Densidad de muros
IM	Índice de muros
ALR	Relación de carga axial
RDR	Deriva de techo
$m_{cm}$	Masa del edificio asociada al peso propio de los elementos estructurales más la sobrepuesta por particiones, acabados, mobiliario entre otros.
$\Phi_{x-y}$	Desplazamiento del nodo de referencia en cada piso debido al modo fundamental en la dirección de análisis
$\Gamma$	Factor de participación modal
$\Delta S1GDL$	Desplazamiento del sistema de un grado de libertad

$\Delta$ SMGDL	Desplazamiento del sistema de múltiples grados de libertad
VS1GDL	Fuerza cortante del sistema de un grado de libertad
VSMGDL	Fuerza cortante del sistema de múltiples grados de libertad
$W_e$	Peso de la estructura debido a la carga muerta más la sobrepuesta
$S_a$	Aceleración espectral
$S_d$	Desplazamiento espectral
$T_c$	Período característico o de esquina, en segundos, correspondiente a la transición entre la zona de aceleración constante del espectro de diseño, para períodos cortos, y la parte descendiente del mismo (NSR10)
$A_v$	Coefficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva (NSR10)
$F_v$	Coefficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio (NSR10)
$F_a$	coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva (NSR10)
$\mu$	Ductilidad
$S_{de}$	Desplazamiento elástico espectral
$S_{ae}$	Aceleración elástica espectral
$T^*$	Es el periodo elástico de la estructura equivalente de 1 GDL
$S_{dy}$	Desplazamiento de fluencia de la curva bilineal, la cual se obtiene como la unión entre la recta tangente al punto de primera fluencia y una recta con pendiente nula, de manera que el área bajo la unión de dichas rectas sea aproximadamente igual al área bajo la curva de capacidad (criterio propuesto de falla: perdida 20% rigidez)
$S_{ay}$	Aceleración de fluencia de la curva bilineal

I	Coeficiente de importancia de la estructura dada su ocupación (NSR10)
$S_{au}$	Desplazamiento último de la curva de capacidad bilineal del sistema de un grado de libertad

## RESUMEN EJECUTIVO

El presente documento hace parte del trabajo de grado del estudiante Jovanny Tuberquia Londoño para optar al título de Ingeniero Civil de la Universidad de Medellín, en este se hace el análisis riguroso de dos casos de estudio correspondiente a edificaciones de muros de concreto reforzado en aras de conocer como varían los costos de materiales de los diseños estructurales y su desempeño ante la ocurrencia del sismo de diseño descrito en la vigente reglamento colombiano de construcción sismorresistente (NSR10) basado en metodologías de diseños tradicionales y en la implementación de nuevos criterios, lo anterior en función de proporcionar diseños eficientes de este sistema estructural.

El documento está dividido en 8 capítulos los cuales se describen a continuación:

- Capítulo 1: Corresponde a la introducción donde se habla de la motivación de este trabajo y una explicación general de los procedimientos usados y de los resultados a que se llega.
- Capítulo 2: Estudia el procedimiento y normativa vigente para criterios mínimos de diseño que deben seguir los diseños de las edificaciones de muros en concreto reforzado en Colombia.
- Capítulo 3: El cual abarca la descripción del problema, en él se estudia como algunos autores han abordado temas relacionados con la configuración de muros de concreto reforzado, en este se hace especial énfasis en entender cuáles son las principales limitaciones que el diseño actual presenta y cuáles son las características críticas que se deben investigar.
- Capítulo 4: Una vez se hace la recopilación de la información anterior además apoyado de la opinión de expertos en el diseño estructural

tanto desde un punto de vista investigativo como de consultoría se procede a establecer los puntos claves sobre los cuales se espera plantear unos nuevos criterios para el diseño estructural de este sistema.

- Capítulo 5: Obedece a la explicación detallada del procedimiento a seguir para evaluar el desempeño de todos los diseños estructurales que se estudiaran, además plantea los indicadores a tener en cuenta para obtener una calificación global de las estructuras.
- Capítulo 6. Corresponde al estudio del primer caso de estudio tanto de aspectos generales como la descripción del proyecto, como el detalle de las consideraciones tanto para el diseño original como para el rediseño, en él se muestra progresivamente la implementación de los nuevos requisitos de diseño y las comparaciones de manera que se puedan validar las hipótesis de diseño
- Capítulo 7: En él se incluye el segundo caso de estudio, además de las consideraciones que se tienen para el caso uno de estudio, en este se hace un análisis de cómo los elementos de borde afectan al comportamiento de la estructura, motivado principalmente ya que un primer rediseño arrojó resultados bastante desfavorables en términos de capacidad de desplazamiento plástico y por ende surgió la necesidad de plantear uno nuevo con requisitos más estrictos frente al tema, al igual que el capítulo anterior también se hace un análisis de los resultados asociados a la variación de cantidades de obra, tenores y variación global de los costos.
- Capítulo 8: Corresponde a las conclusiones, en él se muestran las deducciones que se obtuvieron de haber estudiado a detalle las implicaciones de unos nuevos requisitos en el diseño de los muros de concreto reforzado, además se indican a manera de recomendación algunas premisas de diseño importantes a seguir estudiando con el fin de implementar un diseño estructural de este sistema estructural realmente eficiente en el cual se permita optimizar los materiales

usados en su construcción pero también en mayor medida en aras de garantizar que se cumpla la filosofía de diseño de la NSR 10 de protección del patrimonio y sobre todo la vida de las personas que usan la edificación.

## Contenido

1. Introducción .....	1
2. Diseño de edificaciones de muros de concreto reforzado en Colombia .....	2
3. Antecedentes del efecto del espesor y el detallado de refuerzo de los muros estructurales de concreto reforzado. ....	10
4. Definición de nuevos requerimientos mínimos para el sistema de muros de concreto reforzado. ....	15
5. Evaluación del desempeño sísmico.....	17
5.1 Evaluación conceptual - Macro parámetros .....	17
5.1.1 Relación de aspecto – Aspect Ratio (AR).....	18
5.1.2 Densidad de muros, DM .....	18
5.1.3 Índice de muros, IM .....	18
5.1.4 Nivel de carga axial - Axial Load Ratio (ALR).....	19
5.1.5 Deriva de techo – “Roof Drift Ratio” (RDR).....	19
5.1.6 Esbeltez.....	20
5.2 Evaluación cuantitativa del desempeño sísmico - Método N2 .....	20
6. Caso de estudio No. 1-Edificio de 11 pisos-DES .....	28
6.1 Descripción del edificio.....	28
6.2 Consideraciones de análisis y diseño .....	29
6.3 Definición de los muros protagónicos.....	32
6.4 Evaluación cualitativa – Semáforo SER – Macro parámetros.....	36
6.4.1 Relación de aspecto .....	37
6.4.2 Relación de carga axial .....	38
6.4.3 Esbeltez.....	40
6.4.4 Densidad de muros.....	40
6.4.5 Índice de muros .....	40
6.4.6 Índice de calificación estructural (ICE).....	40
6.5 Evaluación cuantitativa-Método N2.....	42
6.6 Rediseño sísmico.....	49
6.6.1 Análisis y consideraciones de diseño .....	50
6.6.2 Cambios sobre el diseño original.....	51
6.6.3 Evaluación cualitativa – Semáforo SER – Macro parámetros .....	54
6.6.4 Evaluación cuantitativa-Método N2 .....	59

6.7	Análisis comparativo .....	65
6.7.1	Impacto sobre el desempeño sísmico .....	65
6.7.2	Impacto sobre el costo de construcción.....	71
7.	Casos de estudio No. 2-Edificio de 9 pisos-DMO .....	73
7.1	Descripción del edificio.....	73
7.2	Consideraciones de análisis y diseño .....	75
7.3	Definición de los muros protagónicos.....	77
7.4	Evaluación cualitativa – Semáforo SER – Macro parámetros.....	80
7.4.1	Relación de aspecto .....	80
7.4.2	Relación de carga axial .....	81
7.4.3	Esbeltez.....	83
7.4.4	Densidad de muros.....	83
7.4.5	Índice de muros .....	83
7.4.6	Índice de calificación estructural (ICE).....	83
7.5	Evaluación cuantitativa-Método N2.....	85
7.6	Rediseño sísmico .....	91
7.6.1	Análisis y consideraciones de diseño .....	95
7.6.2	Cambios sobre el diseño original.....	97
7.6.3	Evaluación cualitativa – Semáforo SER – Macro parámetros .....	100
7.6.4	Evaluación cuantitativa-Método N2 .....	105
7.7	Análisis comparativo .....	110
7.7.1	Impacto sobre el desempeño sísmico .....	111
7.7.2	Impacto sobre el costo de construcción.....	117
8.	Conclusiones .....	119
	Bibliografía.....	122

# 1. Introducción

El sistema de muros estructurales de concreto reforzado ha sido ampliamente usado en la construcción de edificaciones en el territorio colombiano. Las bondades de este sistema tales como la rapidez constructiva y optimización de espacios arquitectónicos han encajado a la perfección en la realidad del país donde aspectos socioeconómicos como el conflicto armado han motivado la migración de comunidades campesinas a las grandes ciudades, lo cual ha generado un incremento considerable en la demanda de vivienda de interés social o bajo costo (Trochez et al., 2020). En la actualidad, para suplir este déficit de vivienda, se ha utilizado de forma masiva el sistema de muros de concreto reforzado.

Sin embargo, desde el punto de vista estructural en el caso colombiano este sistema no ha sido puesto a prueba frente a la ocurrencia de sismos asociados a periodos de retorno de 475 años o 2500 años, los cuales corresponden al sismo de diseño y el sismo máximo probable. Esto es particularmente relevante ya que en el actual reglamento colombiano de construcciones sismorresistentes NSR10 no se presentan límites claros en términos del espesor mínimo, permitiendo configuraciones de muros de espesores reducidos menores o iguales a 150 mm que para alturas entre piso (hs) de 2.40 m suponen una relación de esbeltez por encima de los límites establecidos en normativas internacionales tales como el ACI-318-19 ( $h_s/t_w < 16$ ) o el Euro código que actualmente limita el espesor al mayor de dos condiciones: 150 mm o el espesor que permita una esbeltez no mayor a 20 (Comité Europeo de Normalización, 2004).

Adicionalmente, la ausencia de especificaciones claras y precisas sobre el espesor mínimo de los elementos de borde en la actual NSR-10, ha permitido que se diseñen y construyan muros con elementos de borde confinados con espesores de 120 mm y 150 mm, lo cual genera un núcleo de concreto que es casi del mismo espesor que el recubrimiento.

Finalmente, el factor de capacidad de disipación de energía que actualmente está indicado en la NSR-10 corresponde a un sistema estructural de muros de concreto

reforzado que muestran un comportamiento dúctil. No obstante, investigaciones lideradas por la Red Colombiana de Investigación en Ingeniería Sísmica, CEER y otras instituciones a nivel nacional tales como la Universidad del norte, la Universidad EIA, han puesto en evidencia que este sistema de muros delgados tiene una menor capacidad de disipación de energía y, por lo tanto, cuando se utilicen muros delgados, deberían reducirse los factores de capacidad de disipación de energía. Blandón et al. (2018)&Ocampo et al. (2024)

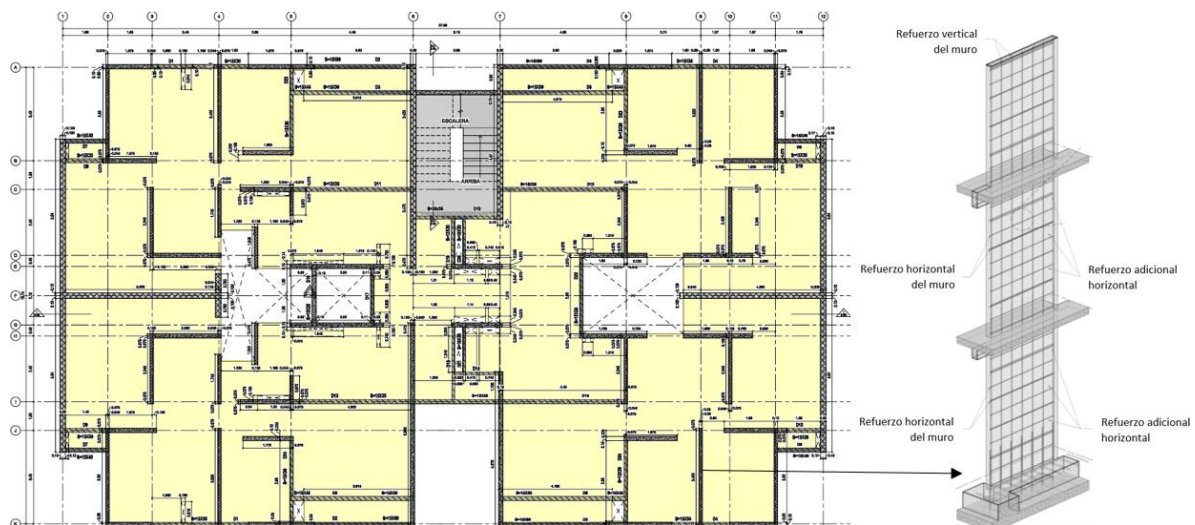
Teniendo en cuenta todo lo anterior este estudio está enfocado en evaluar el impacto sobre el desempeño sísmico y el costo directo de edificios de muros de concreto reforzado con la incorporación de nuevos requerimientos mínimos tanto para el espesor del alma de los muros como de los elementos de borde y nuevos valores para el factor R. Para ello, se tomaron dos casos de estudio correspondientes a un edificio de 10 pisos localizado en la ciudad de Medellín, que corresponde a una zona de amenaza sísmica intermedia y un edificio de 11 pisos en la ciudad de Cali en una zona de amenaza sísmica alta. Para cada uno de ellos se realiza el diseño estructural de los muros estructurales primero siguiendo el diseño tradicional bajo los criterios de la NSR10 y posteriormente bajo los nuevos criterios propuestos. Luego se evalúa el desempeño sísmico para el sismo de diseño ( $T_r=475$  años) y finalmente se realiza un análisis comparativo en términos de desempeño sísmico y de los costos directos de los dos edificios. Los resultados permiten evaluar el impacto de los nuevos requerimientos y constituyen un punto de partida para la discusión de los nuevos requerimientos mínimos de la actualización de la NSR-10.

## **2. Diseño de edificaciones de muros de concreto reforzado en Colombia**

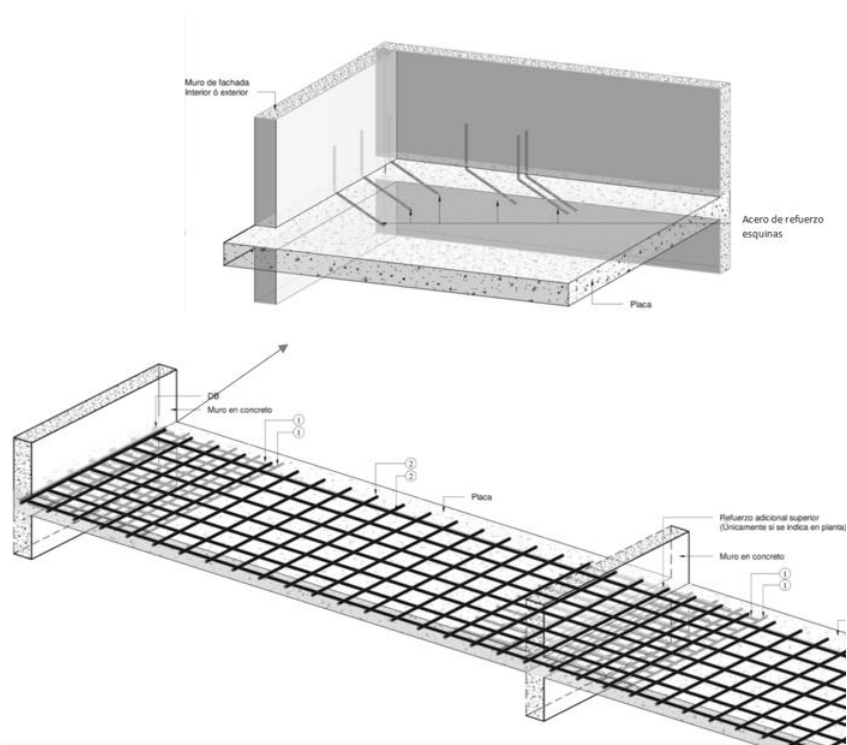
Una edificación construida con el sistema estructural de muros de concreto reforzado está conformado por dos tipos de elementos fundamentales: muros de concreto reforzado y losas entre piso que pueden ser macizas o aligeradas. Los muros estructurales desempeñan la función fundamental de resistir cargas

verticales gravitacionales, horizontales y combinadas producto de excitaciones dinámicas. Las losas por su parte se encargan de transmitir dichas solicitaciones a los elementos de resistencia sísmica, en adición a ello otros elementos comunes en este tipo de estructuras son las vigas dintel que se responsabilizan de transmitir cargas gravitacionales a los muros estructurales además de reforzar zonas de discontinuidad en los muros resultado de puertas y ventanas. Este sistema también tiene algunos elementos no estructurales tales como acabados, fachadas y mobiliario que si bien no aportan a la resistencia sísmica del edificio deber ser considerados en el diseño estructural en cuanto al cálculo de las cargas gravitacionales y dinámicas. Así mismo, los elementos no estructurales deben ser diseñados para garantizar un adecuado desempeño y evitar el colapso funcional de la estructura promoviendo de esta forma la integridad estructural. En cuanto al tipo de fundación de este sistema estructural, para edificios intermedios y altos es común encontrar cimentaciones tales como pilas o pilotes y para edificios bajos o proyectos localizados en terrenos con una buena capacidad portante y estabilidad, suelen emplearse cimentaciones superficiales tales como vigas y losas de fundación.

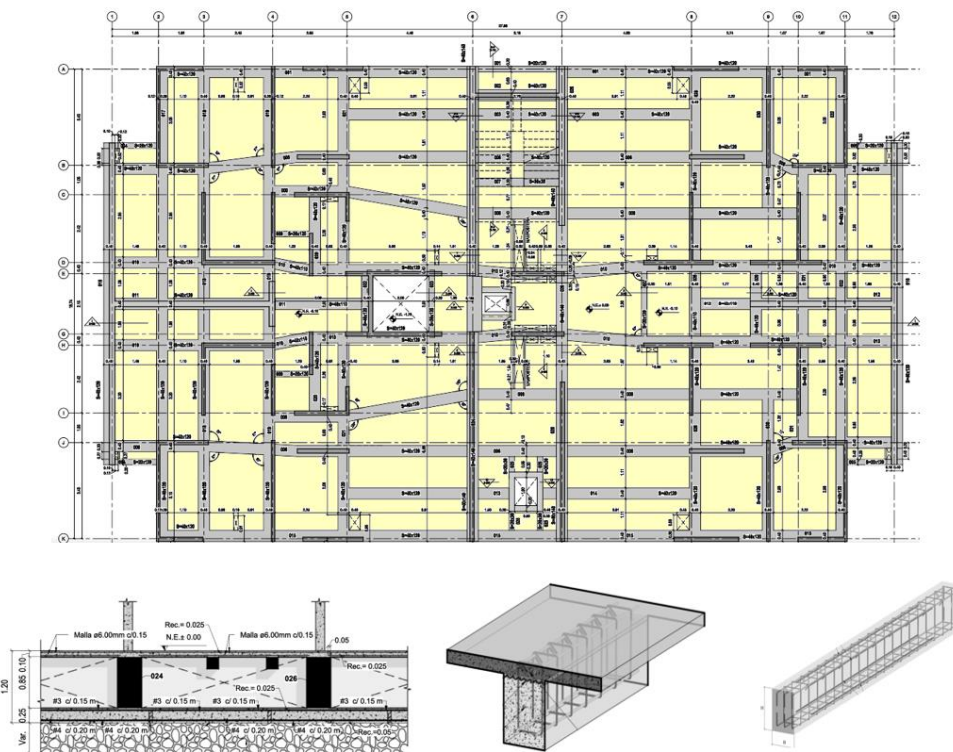
En la Figura 1, Figura 2 y Figura 3 se muestra una planta típica de un edificio de muros estructurales, la losa entre piso y la cimentación.



**Figura 1.** Planta típica de un edificio en muros estructurales

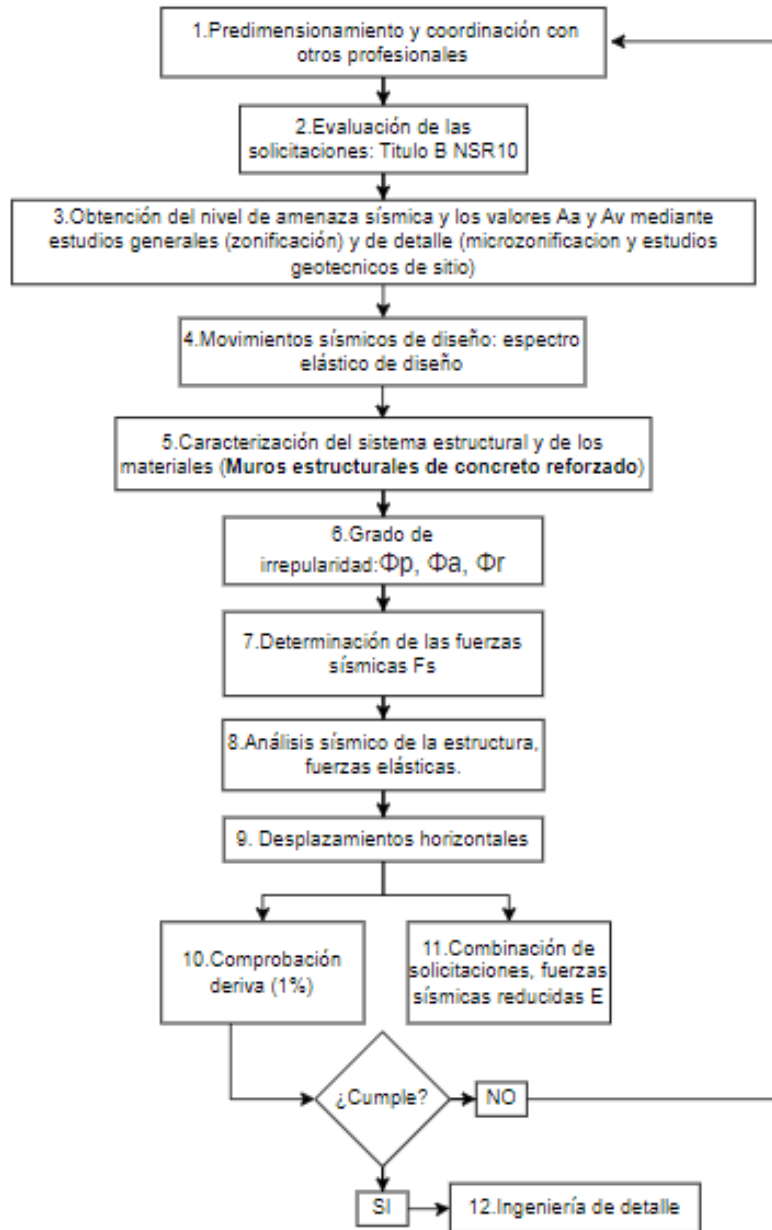


**Figura 2.** Placa de entrepiso típica en un edificio de muros de concreto reforzado



**Figura 3.** Cimentación en vigas y losa de fundación de un edificio en muros estructurales

El procedimiento de diseño estructural para edificaciones nuevas del reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10 está fundamentado en métodos matemáticos sísmicos basados en fuerzas (FBD), concretamente la fuerza horizontal equivalente y análisis modal espectral (Titulo A.4 y A.5 NSR 10, respectivamente) los cuales se basan en relaciones de rigidez y ductilidad que permiten determinar unas fuerzas internas en los elementos estructurales dado un cierto nivel de excitación dinámica representado por el espectro elástico de diseño (Titulo A.2.6 NSR10), dichas fuerzas se reducen dependiendo de los niveles de disipación de energía esperados según la zona de amenaza sísmica donde se ubique el proyecto y el sistema estructural establecido. En términos generales, el proceso de diseño estructural en Colombia, que abarca desde la concepción inicial del proyecto hasta la creación del modelo que simule de manera aproximada el comportamiento real de la estructura, sigue el procedimiento que se ilustra en la Figura 4.



**Figura 4.** Procedimiento de diseño título A-NSR10

Los requisitos mínimos exigidos por la NSR10 en términos de distribución del refuerzo cortante, elementos de borde, deriva y capacidad de disipación de energía correspondientes al diseño de edificaciones en muros de concreto reforzado se presentan de la Tabla 1 a la Tabla 5.

**Tabla 1.** Requisitos mínimos de cuantía, número de capas y espaciamiento del refuerzo – NSR-10

NSR10	Parámetro	Criterio
C.21.9	Cuantía mínima transversal $\rho_t$ y longitudinal $\rho_l$ .DES	$\geq$ 0.0025, excepto que $V_u$ no exceda $0.083 * A_{cv} * \lambda * \sqrt{f'c}$ en tal caso aplique C.14.3. $\lambda$ para concreto normal es 1
C.14.3	Cuantía mínima de refuerzo vertical $\rho_l$	$\geq$ 0.0012 si $db \leq 16\text{mm}$ o malla electrosoldada
C.14.3	Cuantía mínima de refuerzo vertical $\rho_l$	$\geq$ 0.0015 si $db > 16\text{mm}$
C.14.3	Cuantía mínima de refuerzo horizontal $\rho_t$	$\geq$ 0.0020 si $db \leq 16\text{mm}$ o malla electrosoldada
C.14.3	Cuantía mínima de refuerzo horizontal $\rho_t$	$\geq$ 0.0025 si $db > 16\text{mm}$
C.14.3	Mínimo 2 capas de refuerzo	si $tw \geq 250\text{mm}$ , sino una capa
C.21.9	Mínimo 2 capas de refuerzo	si $V_u \geq 0.17 * A_{cv} * \lambda * \sqrt{f'c}$ , sino una capa
C.14.3	Espaciamiento del refuerzo $S_x$ y $S_y$ horizontal	$\leq$ min (3tw, 450 mm); tw es el espesor del muro

**Tabla 2.** Requisitos mínimos para cortante – NSR-10

NSR10	Parámetro	Criterio
C.11.9.3	Cortante máxima $V_u$ (Solicitud)	$\leq$ $\Phi V_n$ (resistencia a cortante reducida) obtenida de sumar la resistencia a cortante del concreto $V_c$ y la resistencia a cortante del acero $V_s$ , $V_c = 0.17 * \lambda * \sqrt{f'c} * t_w * d$ ; $V_s = A_v * f_y * \frac{d}{s}$
C.11.9.3.4	$\Phi$	$=$ 0.75 ó 0.6 para considerar efectos sísmicos
C.11.9.3	Capacidad a cortante máxima $V_n$	$\leq$ $0.83 * \sqrt{f'c} * t_w * d$
C.21.9.4.1	Capacidad a cortante máxima $V_n$	$\leq$ $A_{cv}(\alpha_c * \lambda * \sqrt{f'c} + \rho_t * f_y)$ Donde $\alpha_c = 0.25$ para $\frac{h_w}{l_w} \leq 1.5$ ; $\alpha_c = 0.17$ para $\frac{h_w}{l_w} \leq 2.0$ y varía linealmente entre 0.25 y 0.17 para $\frac{h_w}{l_w}$ entre 1.5 y 2.0 (Ed bajos)
C.7	Recubrimiento del refuerzo r	$\geq$ 20mm

**Tabla 3.** Requisitos mínimos para elemento de borde – NSR-10

<b>NSR10</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Criterio</b>
<b>C.21.9.6.2</b>	Requiere elemento de borde si c (profundidad del eje neutro)	$\geq \frac{lw}{600 * \left(\frac{\delta_u}{h_w}\right)}$ Donde el cociente $\frac{\delta_w}{h_w}$ , no debe tomarse menor a 0.007 para DES ó 0.0035 para DMO
<b>C.21.9.6.3 y C21.4.4.2</b>	Requiere elemento de borde si el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema	$\geq 0.2*f'c$ (DES) ó $0.3*f'c$ (DMO)
<b>C.21.9.6.3 y C21.4.4.2</b>	El elemento de borde se puede suspender cuando el esfuerzo de compresión máximo de la fibra extrema en sistemas	$\leq 0.15*f'c$ (DES) ó $0.22*f'c$ (DMO)
<b>C.21.9.6.4</b>	El elemento de borde debe extenderse una distancia	$\geq \text{Max}(c-0.11l_w, \frac{c}{2})$
<b>C.21.6.4.2</b>	El espaciamiento de los ganchos suplementarios Hx	$\leq 350$ mm
<b>C.21.6.4.3</b>	Separación vertical máxima de los estribos	$\leq \text{Min} [(longitud EB, tw)/3, 6db \text{ Longitudinal menor, } S_o = 100 + \frac{[(350-h_x)]}{3}, \text{ So debe estar entre } 100 \text{ mm y } 150 \text{ mm.}]$
<b>C.21.8</b>	La cantidad de acero transversal mínima Ash para cada dirección	$\geq 0.09 \frac{S*b_c*f'c}{f_{yt}}$ (DES) o $0.06 \frac{S*b_c*f'c}{f_{yt}}$ (DMO)

**Tabla 4.** Requisito mínimo de deriva NSR-10

<b>NSR10</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Criterio</b>
<b>A.6.4.1</b>	Deriva límite para estructuras de concreto reforzado, metálicas, de madera y mampostería	$\leq 1\%$

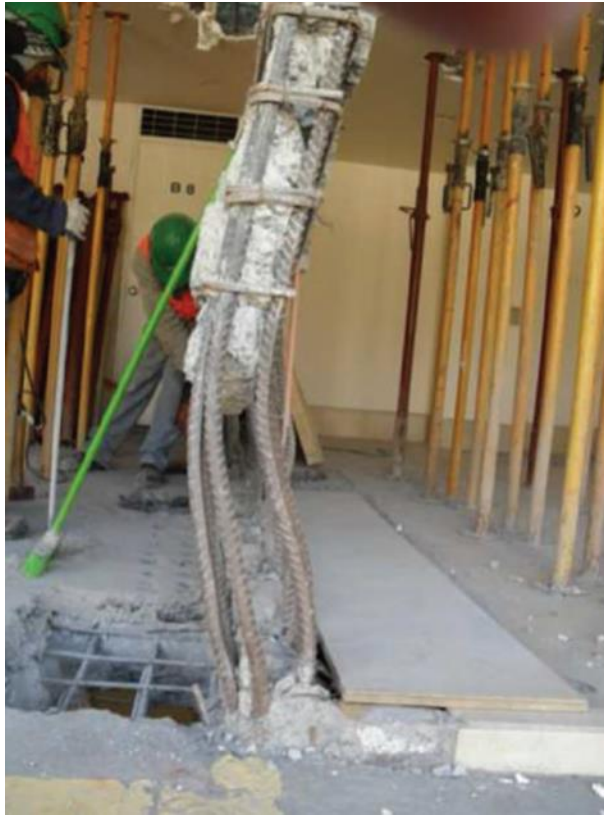
**Tabla 5.** Coeficientes y condiciones en altura por capacidad de disipación de energía para muros de concreto reforzado NSR-10.

<b>Muros de concreto</b>	<b>Coeficiente de disipación de energía, <math>R_o</math></b>	<b>Coeficiente de sobrerresistencia <math>\Omega_o</math></b>	<b>Zona de amenaza sísmica Alta</b>	<b>Zona de amenaza sísmica Intermedia</b>	<b>Zona de amenaza sísmica Moderada</b>
<b>Capacidad especial de disipación de energía, DES</b>	5	2.5	Permitido hasta 50 m de altura	Permitido sin límite de altura	Permitido sin límite de altura
<b>Capacidad moderada de disipación de energía, DMO</b>	4	2.5	No permitido	Permitido hasta 50 m de altura	Permitido sin límite de altura
<b>Capacidad mínima de disipación de energía, DMI</b>	2.5	2.5	No permitido	No permitido	Permitido hasta 50 m de altura

### **3. Antecedentes del efecto del espesor y el detallado de refuerzo de los muros estructurales de concreto reforzado.**

El terremoto del 27 de febrero de 2010 en Chile (Maule) de magnitud 8.8 Mw, se produjo como resultado de una falla de empuje poco profunda ( $22.9 \text{ km} \pm 9.2$ ), generada en un límite entre la placa de Nazca y la placa Sudamericana. A causa de este, al menos 523 personas murieron, 24 desaparecieron, alrededor de 12.000 resultaron heridas, 800.000 personas fueron desplazadas y al menos 370.000 casas, 4.013 escuelas, 79 hospitales y 4.200 embarcaciones resultaron dañadas o destruidas por el terremoto y el tsunami en la zona de Valparaíso-Concepción-Temuco. Además, al menos 1,8 millones de personas resultaron afectadas en Araucanía, Región Metropolitana y Valparaíso. Las pérdidas económicas totales en Chile se estimaron en 30.000 millones de dólares estadounidenses (U.S. Geological Survey, 2010).

En un análisis preliminar de los daños Saragoni, (2011) resalta que en general las estructuras altas respondieron bien gracias a que siguieron la normativa chilena Nch 433 Of.96 la cual es muy similar a la norma de Estados Unidos, sin embargo enfatiza en que los muros dañados por corte corresponden a espesores de 15, 17 y 20 cm aunque algunos de 25 cm sufrieron los mismos daños, concluye que la mayoría de estas fallas fueron causadas por la falta de confinamiento en los bordes de los muros, parámetro requerido por el código del American Concrete Institute (ACI) y derogado por el Anexo B de la disposición B.2.2 de la norma chilena, esta fue eliminada en la modificación de 2009 pero no estaba vigente al momento del terremoto. En adición a ello para Parra & Moehle, (2017) las observaciones de algunas estructuras dañadas durante el sismo indicaron pandeo inelástico fuera del plano tal como se muestra en la Figura 5.



**Figura 5.** Muro pandeado en el primer piso de un edificio de 15 plantas tras el terremoto de Chile de 2010, tomado de (Parra & Moehle, 2017)

El 3 de septiembre de 2010 (UTC 16:35, hora local 04:35 del 4 de septiembre), el terremoto de Darfield de magnitud 7,1 se produjo en las llanuras septentrionales de Canterbury, entre 40 y 80 km al oeste de la ciudad de Christchurch. Ese terremoto no causó pérdidas de vidas, pero menos de 6 meses después (el 21 de febrero de 2011 a las 23:51 UTC, hora local 12:51 del 22 de febrero) se produjo un terremoto más pequeño (Mw 6,3) inmediatamente debajo de la ciudad. A pesar de los altos estándares de los códigos de construcción de Nueva Zelanda, la fuerte vibración del suelo provocó el derrumbe de edificios que generó cerca de 182 muertes (Elliott et al., 2012). El estudio posterior sobre un edificio diseñado en 1967 de 8 plantas con cuatro muros similares de aproximadamente 4 m de largo y 230 mm de espesor con un ala unilateral de 750 mm, detallo que todos ellos experimentaron evidentes

fallas por aplastamiento a nivel del sótano, debido a una combinación de factores como concentración de esfuerzos especialmente en las aletas y una amplia separación entre el refuerzo transversal. Como estos muros fueron diseñados con anterioridad a 1970, estaban ligeramente reforzados casi sin ganchos ni en la sección de compresión crítica, el hormigón de dicha zona se agrietó inicialmente, con los subsiguientes ciclos de carga sísmica se produjo pandeo y fractura del refuerzo longitudinal (Canterbury Earthquakes Royal Commision, 2012) tal como se observa en la Figura 6.



**Figura 6.** Fallo estructural del muro por flexión o cizallamiento, Christchurch Latimer square tomado de (Canterbury Earthquakes Royal Commision, 2012)

Los terremotos registrados en Chile (2010) y Nueva Zelanda (2011), así como algunas evidencias observadas en ensayos de laboratorio, han demostrado que la práctica constructiva de edificaciones con muros relativamente delgados y esbeltos de concreto reforzado, podría resultar en daños significativos, mayores a los esperados bajo niveles de desempeños adecuados para sismos de diseño. Aunque en Colombia el nivel de amenaza sísmica en las principales ciudades es menor al de Chile y Nueva Zelanda, en la práctica constructiva se tiende a utilizar muros de

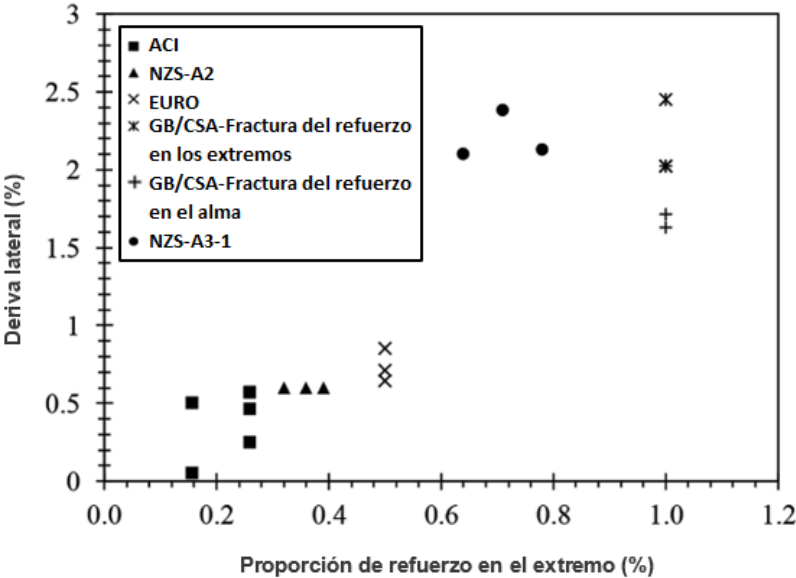
un espesor significativamente menor que las construcciones en dichos países, en algunos casos, con la intención de optimizar los costos de construcción (Arteta et al., 2018) y en otros, debido a la ausencia de una definición clara y precisa de un espesor mínimo por parte del reglamento de Construcciones Sismo Resistente, NSR-10 en Colombia.

Blandón & Bonett (2020) después de evaluar el comportamiento experimental de edificios de muros reforzados rectangulares delgados (espesor  $\leq 100$  mm) con características que son representativas de una tipología de edificios bajos (menores a 8 pisos) utilizados en algunos países de Latinoamérica en zonas de amenaza sísmica intermedia hallaron que a medida que aumenta la carga axial, la longitud del muro y la esbeltez fuera del plano del muro, la capacidad de deriva puede reducirse hasta alcanzar valores tan bajos como el 0,7%. El análisis de la base de datos y los muros ensayados en el marco del estudio muestran también que los muros de longitud corta, que superan el límite de esbeltez fuera del plano ( $H_w/T_w$ ) recomendado por el ACI de 16, pueden alcanzar límites de deriva superiores al 1,5%; Sin embargo, éstos no controlan el comportamiento sísmico del edificio

Por su parte Almeida et al. (2014) reportaron los resultados de una campaña experimental sobre muros delgados de concreto reforzado. Los resultados obtenidos permitieron concluir que el muro ensayado experimentó una inestabilidad lateral y falló de manera frágil para una deriva menor al 1%, lo cual representa un desempeño sísmico inaceptable de acuerdo con los requerimientos mínimos establecidos en la NSR-10.

Respecto a las cuantías de acero Lu & Henry (2018) revisaron requisitos verticales mínimos en muros de concreto reforzado de normativas a nivel mundial como el ACI 318-14, NZS 3101:2006 ,Euro código 8 entre otros, llegando a la conclusión que concentrar acero en los extremos del muro garantiza que se formen grietas bien distribuidas en toda la altura del muro, lo que resulta en mayor capacidad de deformación antes de la fractura del refuerzo, Sin embargo, advierten que concentrar demasiado refuerzo en los extremos puede dejar la región central vulnerable a la formación de grietas anchas causando fractura prematura del

refuerzo en dicha región. En la Figura 7 se muestra un resultado hallado en dicho estudio donde se evaluó la capacidad de deriva de prototipos de muros con refuerzo vertical G500E, en ella se detalla que para los correspondientes a los diseñados bajo los criterios del código Estadunidense ACI, Neozelandés NZS-A2 y Euro código, la deriva fue menor a 1%. Por su parte para los prototipos que siguieron una combinación entre la normativa del código chino y canadiense GB/CSA además del neozelandés NZS-A3-1 los cuales tenían una mayor relación de refuerzo vertical en la región de los extremos, la capacidad de deriva fue significativamente mayor, alcanzando valores de 1.63% a 2.45%. Esto muestra que, al incrementar la relación de refuerzo vertical en los extremos del muro, se mejora la capacidad de deriva del muro. En la misma Figura 7 es evidente que dicha tendencia de mejora es muy considerable cuando la relación de refuerzo entre los bordes y el alma es baja por ejemplo la deriva aumento de 0.05% a 2.1% cuando la relación en los extremos aumento de 0.15% a 0.64% Sin embargo, cuando la relación de refuerzo se hizo más alta, el incremento en la capacidad de deriva fue menos pronunciado. Esto se debe a que ya se habían formado un número óptimo de fisuras secundarias, lo que limita la capacidad de seguir aumentando la deriva.



**Figura 7.** Capacidad de deriva de muros con refuerzo vertical G500E bajo normativas internacionales, Adaptada de (Lu & Henry, 2018).

#### 4. Definición de nuevos requerimientos mínimos para el sistema de muros de concreto reforzado.

Considerando lo expuesto por los autores mencionados y opiniones de expertos en el área del diseño estructural, se propone evaluar en este trabajo, el impacto sobre el desempeño sísmico y el costo directo de los edificios de la implementación de los requerimientos mínimos que se muestran en la Tabla 6. Para ello, se han rediseñado dos edificios, uno en una zona de amenaza sísmica intermedia y otro en una zona de amenaza sísmica alta.

**Tabla 6.** Nuevos requisitos mínimos de diseño para el sistema de muros de concreto reforzado

Parámetro	DMO	DES
<b>Carga axial</b>	La carga axial en muros que hagan parte del sistema de resistencia sísmica y tengan un espesor igual o inferior a 150 mm, no podrán superar $0.15f'cAg$ para la combinación de carga $1.2CM+CV$ , ni $0.20f'cAg$ para la combinación $1.2CM+1.0CV+1.0E$ .	La carga axial en muros que hagan parte del sistema de resistencia sísmica y tengan un espesor igual o inferior a 150 mm, no podrán superar $0.10f'cAg$ para la combinación de carga $1.2CM+CV$ , ni $0.15f'cAg$ para la combinación $1.2CM+1.0CV+1.0E$ .
<b>Espesor de los muros</b>	El espesor mínimo depende del número de pisos o la altura total. En este caso, para un edificio de 9 pisos que tiene una altura total de 21.6 m, se propone un espesor mínimo de 120 mm y se puede reducir en altura, pero nunca menos de 100 mm. Sin embargo, para muros que requieran elemento	El espesor mínimo depende del número de pisos o la altura total. En este caso, para un edificio de 9 pisos que tiene una altura total de 28.3 m, se propone un espesor mínimo de 200 mm y se puede reducir en altura, pero nunca menos de 100 mm. Sin embargo, para muros que requieran

	de borde el espesor no podrá ser menor a 250 mm.	elemento de borde el espesor no podrá ser menor a 300 mm.
<b>Cuantías de refuerzo en el alma</b>	Las cuantías de refuerzo distribuido en el alma $\rho_l$ y $\rho_t$ para muros estructurales con capacidad moderada de disipación de energía DMO y DES que sean parte de sistemas de resistencia sísmicas no deben ser menores que 0.0025, excepto que si $V_u$ no excede $0.083\lambda\sqrt{f'c}A_{cv}$ se pueden reducir a 0.0020.	
<b>Elementos de Borde</b>	Los muros que demanden elemento de borde especial en sistemas de muros de concreto reforzado con capacidad de disipación de energía especial requieren un espesor mínimo de 250 mm.	Los muros que demanden elemento de borde especial en sistemas de muros de concreto reforzado con capacidad de disipación de energía especial requieren un espesor mínimo de 300 mm.
<b>Factor de capacidad de disipación de energía, R</b>	El coeficiente de ductilidad de disipación de energía $R_0$ se asumirá de 4.0 en sistemas de muros de concreto reforzado con capacidad de disipación de energía especial.	El coeficiente de ductilidad de disipación de energía $R_0$ se asumirá de 4.5 en sistemas de muros de concreto reforzado con capacidad de disipación de energía especial.

## **5. Evaluación del desempeño sísmico**

Para evaluar el impacto de los nuevos requerimientos mínimos propuestos para el diseño de muros de concreto reforzado en Colombia, en este trabajo se evalúa el desempeño sísmico a partir de dos metodologías: la primera de ellas, utiliza macro parámetros que son calculados a partir de la geometría del edificio y de información proveniente del análisis elástico convencional que realizan las empresas de consultoría de diseño estructural. A partir del cálculo de estos macro parámetros se evalúa de forma conceptual el desempeño sísmico esperado de un edificio. El segundo método corresponde a un procedimiento numérico a partir del cual se calcula el espectro de capacidad y el espectro de demanda, para luego determinar el punto de desempeño sísmico por medio del método N2 propuesto por Fajfar & Fischinger (1988) e incluido en el Eurocódigo (Comité Europeo de Normalización, 2004).

### **5.1 Evaluación conceptual - Macro parámetros**

Para evaluar conceptualmente la configuración estructural de un edificio, se han desarrollado varios métodos tales como el Perfil Bio Sísmico desarrollado por Guendelman et al. (1997). Este procedimiento ha sido ampliamente utilizado por los ingenieros de diseño estructural en Chile para evaluar las fortalezas y debilidades del sistema de resistencia sísmica de los edificios. El perfil Bio Sísmico se basa en el cálculo de 13 parámetros a partir de los cuales se califica el sistema estructural.

En Colombia, la red Colombiana de Investigación en Ingeniería Sísmica CEER, desarrolló una plataforma de acceso gratuita denominada SER (Semáforo para la Evaluación Rápida de Edificios), la cual permite evaluar la configuración estructural de edificios de muros de concreto reforzado en función de 5 parámetros y el cálculo de un índice de calificación estructural. El resultado de esta evaluación permite clasificar el edificio en tres categorías: verde para edificios con una buena configuración, amarillo para edificios que requieren de ajustes y un estudio más

detallado y finalmente rojo, para aquellos edificios que muestran una inadecuada configuración estructural y limitaciones evidentes en cuanto al desempeño sísmico. A continuación, se describen los principales parámetros que utilizan los dos métodos referenciados en este trabajo.

### **5.1.1 Relación de aspecto – Aspect Ratio (AR)**

La relación de aspecto corresponde al cociente entre la altura total del muro y su longitud, esta se muestra en la ecuación ( 1).

$$Ar = \frac{H_w}{L_w} \quad ( 1)$$

Este macro parámetro permite clasificar los muros en 3 categorías: la primera es un Ar menor a 4 equivalente a un muro largo del cual se prevé una alta resistencia a cortante y baja ductilidad, por su parte un Ar entre 4 y 10 clasifica como muro intermedio, por último, un Ar mayor a 10 equivale a un muro corto del cual se espera un comportamiento dúctil y baja resistencia al cortante.

### **5.1.2 Densidad de muros, DM**

Definida por la razón entre el área transversal de muros en una dirección de análisis del diafragma y su área en planta o en otras palabras el porcentaje del área en planta que ocupan los muros en cada dirección tal como se muestra en la ecuación ( 2)

$$DM = \frac{\sum l_w * t_w}{A_p} \quad ( 2)$$

### **5.1.3 Índice de muros, IM**

Definida por la razón entre el área transversal de muros de la base en una dirección de análisis del diafragma y el área total construida, si el edificio consta de pisos típicos entonces el cálculo se simplifica como se muestra en la ecuación ( 3)

$$IM = \frac{\sum l_w * t_w}{A_t} = \frac{\rho}{\# \text{pisos}} \quad ( 3)$$

#### 5.1.4 Nivel de carga axial - Axial Load Ratio (ALR)

El nivel de carga axial es la relación entre la carga axial actuante en el muro (N) y su resistencia máxima a la compresión tal como se muestra en la ecuación ( 4), donde A es el área de la sección transversal del muro donde actúa la carga axial y f'c es la resistencia a la compresión del concreto.

$$ALR = \frac{N}{A * f'c} \quad ( 4)$$

Este macro parámetro permite clasificar el nivel de sollicitación a flexo compresión del muro en cuatro categorías: la primera es un ALR menor o igual al 10% equivalente a un nivel bajo; un ALR mayor a 10% y menor igual al 20% equivalente a un nivel intermedio; un ALR mayor a 20% y menor o igual al 35% equivalente a un nivel alto; por último, un ALR mayor a 35% implica un nivel muy alto que requiere rediseño de la sección.

#### 5.1.5 Deriva de techo – “Roof Drift Ratio” (RDR)

La deriva máxima de techo tal como se muestra en la ecuación ( 5), donde se define como el cociente entre el desplazamiento máximo superior de la estructura en una dirección de análisis  $\Delta_{x-y}$  y la altura total  $Ht$ .

$$RDR = \frac{\Delta_{x-y}}{Ht} \quad (5)$$

### 5.1.6 Esbeltez

Se define como la relación entre la altura de entrepiso de eje de losa a eje de losa ( $H_s$ ) entre el espesor del muro ( $t_w$ ), a medida que esta relación aumenta, la probabilidad de que el muro experimente fallas por pandeo también aumenta. A nivel global normativas como la estadounidense ACI 318-19 limita este parámetro a 16 mientras el euro código a un máximo permisible entre el menor de 20 o el correspondiente a un espesor del muro de 150 mm. Por su parte el código chileno establece que los muros especiales de esbeltez menor a 16 deben diseñarse considerando los problemas de inestabilidad que pudiesen afectar su comportamiento, además exige que cuando se requiera elemento especial de borde el muro contará con 300 mm de espesor como mínimo (Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile, 2011) Sin embargo en el caso colombiano el actual reglamento de construcción sismorresistente NSR 10 no establece valores límites claros respecto a este parámetro con lo cual existen muros construidos entre 80mm y 150 mm que según, investigaciones lideradas por la Red Colombiana de Investigación en Ingeniería Sísmica, CEER ponen en alerta estos sistemas ya que de acuerdo a (Parra & Moehle, 2017) la probabilidad de que se presente inestabilidad lateral a lo largo de la altura de la zona de compresión de muros aumenta con el incremento de la relación  $h_u/t_w$ . Su cálculo se logra mediante la ecuación ( 6).

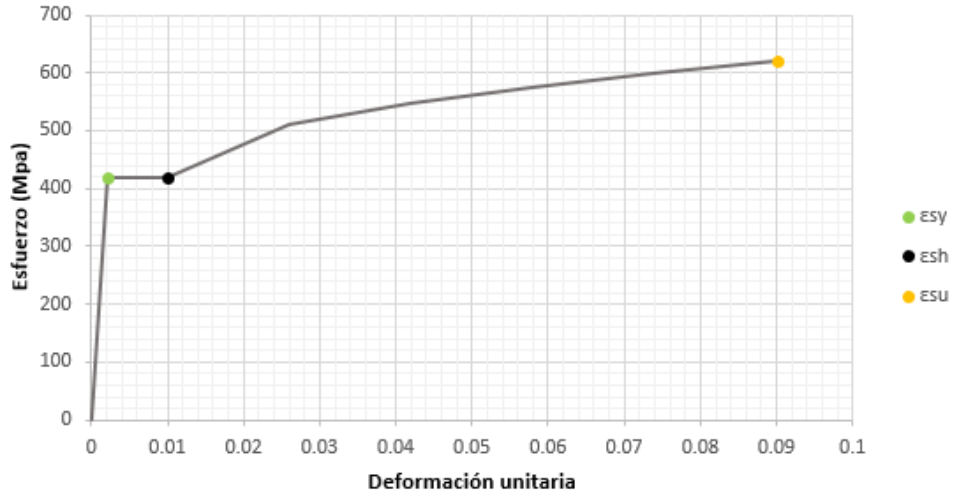
$$\text{Esbeltez} = \frac{H_s}{t_w} \quad (6)$$

## 5.2 Evaluación cuantitativa del desempeño sísmico - Método N2

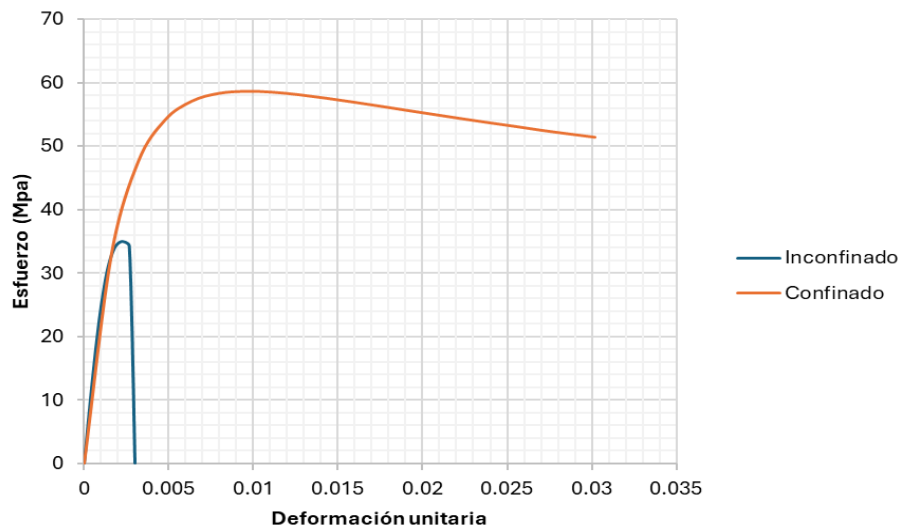
El método N2 combina el análisis estático no lineal con el espectro de diseño en formato A-D (aceleración-desplazamiento) para un periodo de retorno determinado,

con el fin de hallar tanto la demanda de desplazamiento sobre la estructura como la ductilidad necesaria para alcanzarlo, usando factores de reducción del espectro elástico de diseño con lo cual se espera un comportamiento inelástico (Fajfar & Fischinger, 1988)

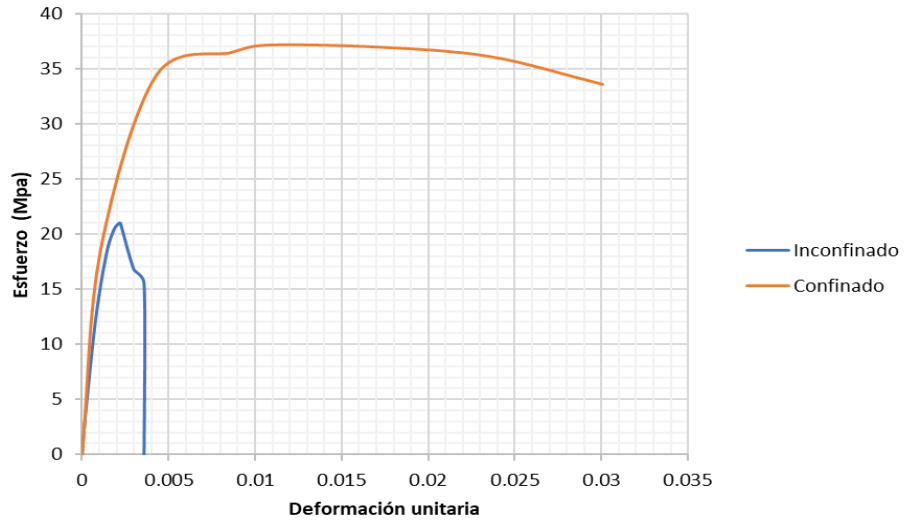
El primer paso del método corresponde al cálculo de la curva de capacidad de la edificación. En este trabajo, se utiliza un método aproximado desarrollado por (Lawson et al., 1988) para calcular la curva de capacidad de cada muro a partir del diagrama momento-curvatura de la sección crítica en la base y suponiendo que el elemento se comporta en voladizo. Para obtener la curva de capacidad, se identifican tres puntos clave del comportamiento sísmico de este sistema estructural: el agrietamiento del concreto a tracción, la primera fluencia del acero del muro con mayor aporte a la rigidez lateral y finalmente el colapso, definido en este caso, como el instante en que se presenta una pérdida de resistencia del 20%. Para este trabajo se usó el módulo "Section Designer" del software de diseño estructural SAP200v24 para obtener los diagramas momento-curvatura. en el cual se utilizó un modelo cinemático que describe la curva esfuerzo deformación del acero convencional grado 60 con un esfuerzo de fluencia de 420 MPa y una resistencia máxima de 620 MPa (Figura 8), por su parte para el modelo del concreto se usó el modelo propuesto por (Mander et al., 1988) para concreto confinado e inconfinado (Figura 9 y Figura 10).



**Figura 8.** Curva esfuerzo-deformación del acero



**Figura 9.** Curva esfuerzo-deformación del concreto de 35 MPa



**Figura 10.** Curva esfuerzo-deformación del concreto de 21 MPa

El procedimiento paso a paso para evaluar el desempeño de edificaciones de muros en concreto reforzado usando el método N2 se explica en la Figura 11.

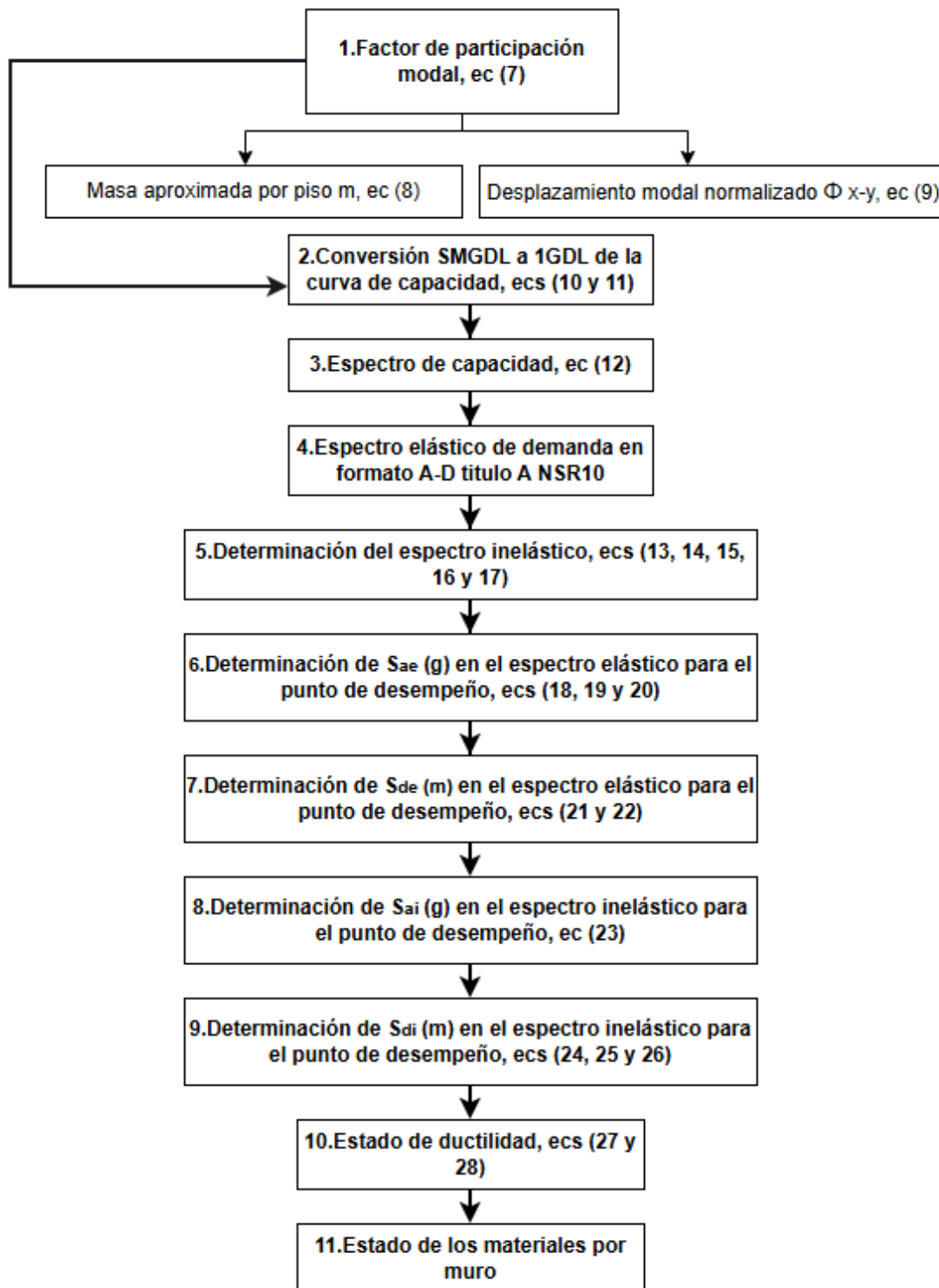


Figura 11. Diagrama del método N2

A continuación, se presentan cada una de las ecuaciones que se mencionan en la Figura 11.

- **Factor de participación modal**

$$m = \frac{m_{cm}}{\# \text{pisos}} \quad (7)$$

$$\Phi_{x-y} = \frac{\Phi_{x-y} \text{ Piso superior}}{\Phi_{x-y} \text{ piso } i} \quad (8)$$

$$\Gamma = \frac{\sum m * \Phi_{x-y}}{\sum m * \Phi_{x-y}^2} \quad (9)$$

- **Conversión SMGDL a 1GDL de la curva de capacidad**

$$\Delta_{S1GDL} = \frac{\Delta_{SMGDL}}{\Gamma} \quad (10)$$

$$V_{S1GDL} = \frac{V_{SMGDL}}{\Gamma} \quad (11)$$

- **Espectro de capacidad**

$$S_a(g) = \frac{\Delta_{S1GDL}}{W_e} \quad (12)$$

- **Determinación del espectro inelástico**

$$T_c = \frac{0.48 * A_v * F_v}{A_a * F_a} \quad (13)$$

$$R_{\mu} = (\mu - 1) * \frac{T}{T_c} + 1 \quad \text{si } T < T_c \quad (14)$$

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{si } T \geq T_c \quad (15)$$

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_{\mu}} \quad (16)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_{\mu}} * S_{de} \quad (17)$$

- **Determinación de la aceleración elástica espectral Sae para el punto de desempeño**

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{S_{dy}}{9.81 * S_{ay}}} \quad (18)$$

$$S_{ae}(g) = 2.5 * A_a * F_a * I \quad \text{si } T^* < T_c \quad (19)$$

$$S_{ae}(g) = \sqrt{\frac{9.81 * S_{ay}}{S_{dy}} \left( \frac{1.2 * A_v * F_v * I}{2\pi} \right)} \quad \text{si } T^* \geq T_c \quad (20)$$

- **Determinación del desplazamiento elástico espectral Sde para el punto de desempeño**

$$S_{de}(m) = \frac{2.5 * A_a * F_a * I * S_{dy}}{S_{ay}} \quad \text{si } T^* < T_c \quad (21)$$

$$S_{de}(m) = \sqrt{\frac{9.81 * S_{dy}}{S_{ay}} \left( \frac{1.2 * A_v * F_v * I}{2\pi} \right)} \quad \text{si } T^* \geq T_c \quad (22)$$

- **Determinación de la aceleración inelástica espectral  $s_{ai}$  para el punto de desempeño**

$$S_{ai} = S_{ay} \quad (23)$$

- **Determinación del desplazamiento inelástico espectral  $S_{di}$  para el punto de desempeño**

$$R_{\mu} = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} \quad (24)$$

$$S_{di} = \frac{S_{de}}{R_{\mu}} \left(1 + (R_{\mu} - 1) \frac{T_c}{T^*}\right) \text{ si } T^* < T_c \quad (25)$$

$$S_{di} = S_{de} \text{ si } T^* \geq T_c \quad (26)$$

- **Estado de ductilidad**

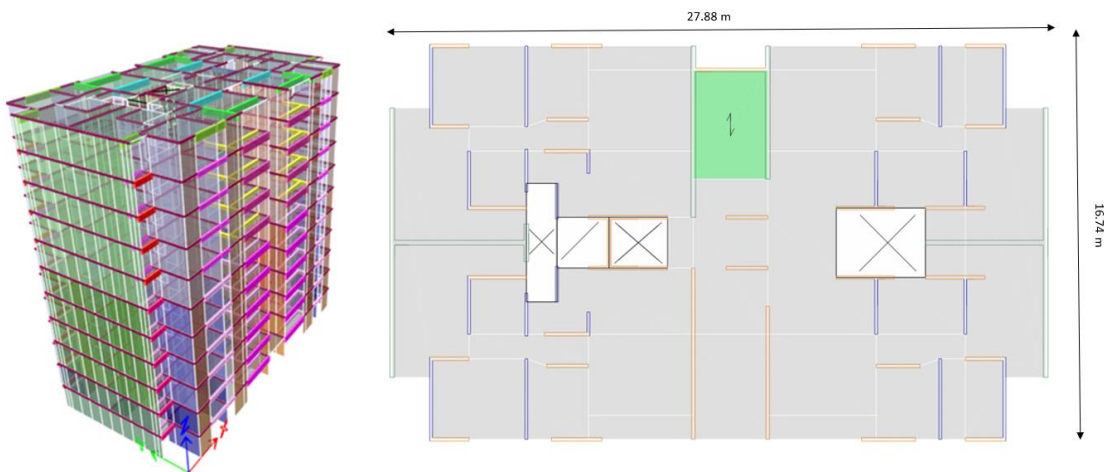
$$\mu_{demanda} = \frac{S_{di}}{S_{de}} * R_{\mu} \quad (27)$$

$$\mu_{capacidad} = \frac{S_{du}}{S_{dy}} \quad (28)$$

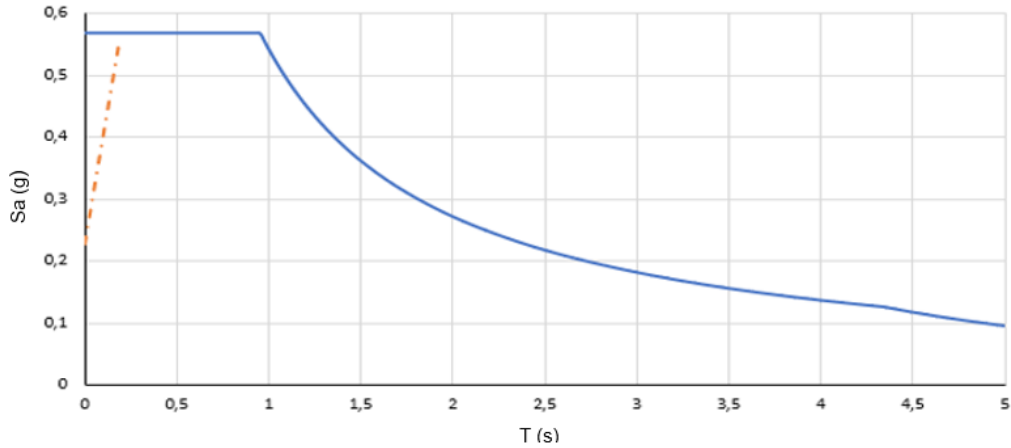
## 6. Caso de estudio No. 1-Edificio de 11 pisos-DES

### 6.1 Descripción del edificio

Corresponde a un edificio de uso residencial de 11 pisos de 28.25 metros de altura ubicado en la ciudad de Cali-Valle del Cauca. La planta típica del edificio tiene una longitud de 27.88 m y un ancho de 16.74 m, lo que descontando los vacíos correspondientes a escaleras y tragaluces representa un área promedio en planta de 404 m<sup>2</sup>. La distribución en planta corresponde a cuatro unidades por piso, con un total de 44 apartamentos. Se tienen dos tipos de apartamentos, con áreas que varían entre 92.26 m<sup>2</sup> y 95.47 m<sup>2</sup>. En la Figura 12, se muestra una planta típica y el modelo 3D del edificio, el sistema de losa entre piso corresponde a losa maciza. El proyecto cuenta con estudio geotécnico de sitio con base al cual se obtienen el perfil de suelo y coeficientes  $A_a$  y  $A_v$ . Los demás parámetros para construir el espectro elástico de diseño que se muestra en la Figura 13 se indican en la Tabla 7.



**Figura 12.** Vista en planta y 3D del caso uno de estudio.



**Figura 13.** Espectro elástico de diseño.

**Tabla 7.** Parámetros para el espectro elástico de diseño en el caso uno de estudio.

Aa	0.25	Fa	0.91	Tc (s)	0.95
Av	0.25	Fv	1.81	TL (s)	4.34
Tipo de suelo	4E abanico de Pance	I	1.00	Ta (s)	0.60

## 6.2 Consideraciones de análisis y diseño

De acuerdo con los lineamientos establecidos en el Título B de la NSR-10 y las condiciones específicas del proyecto, se determinaron las cargas y sus combinaciones que se implementaron en el modelo estructural desarrollado en el software de diseño estructural ETABS, las cuales se encuentran detalladas en la Tabla 8 y la Tabla 9.

**Tabla 8.** Cargas usadas en el modelo ETABS del caso uno de estudio.

CARGAS VIVAS PISO TÍPICO	
Descripción	Carga (kN/m <sup>2</sup> )
Vivienda	1.77
Balcones	4.91
Escaleras y corredores	3.0
CARGAS MUERTAS PISO TÍPICO	
Descripción	Carga (kN/m <sup>2</sup> )
Losa	2.35
Acabados	1.08

Muros no estructurales	0.79
otros	0.50
Carga muerta	4.72

**Tabla 9.** Combinaciones de carga según el título B.2.3 de la NSR-10.

#	Combinación
1	1.4CM
2	1.2CM+1.6CV
3	1.2CM+1.0CV
4	1.2CM+1.0(OrtX)+1.0CV
5	1.2CM+1.0(OrtY)+1.0CV
6	0.9CM+1.0(OrtX)
7	0.9CM+1.0(OrtY)
CM: Carga muerta=1.0 Impuesta+1.0 Peso propio	
Ort X = 1.0/R Sismo X + 0.3/R Sismo Y = 0.25 Sismo X + 0.075 Sismo Y	
Ort Y = 1.0/R Sismo Y + 0.3/R Sismo X = 0.25 Sismo Y + 0.075 Sismo X	

A partir del análisis de la geometría del edificio tanto en planta como en altura, se clasifica como regular. Los parámetros de diseño se muestran en la Tabla 10.

**Tabla 10.** Coeficientes de disipación de energía e irregularidad NSR10 del caso uno.

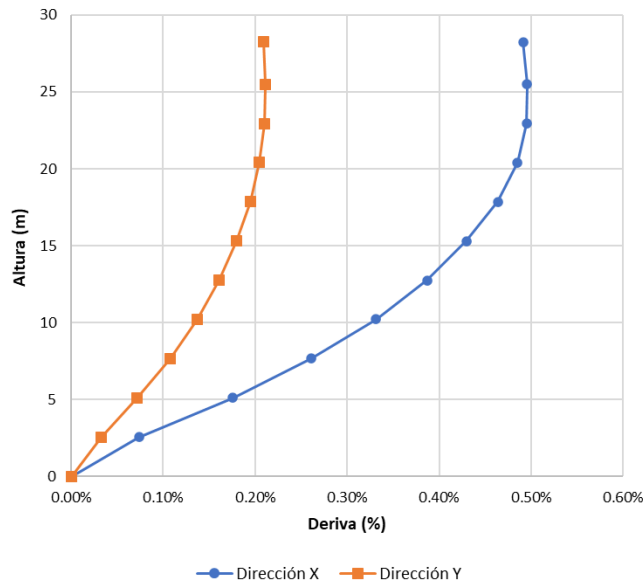
Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico $R_0$	5.0 (NSR-10. Tabla A.3-1)
Configuración en planta $\Phi_p$	1.0 (NSR-10. A.3.3.3)
Configuración en altura $\Phi_a$	1.0 (NSR-10. A.3.3.5.1)
Ausencia de redundancia $\Phi_r$	1.0 (NSR-10. A.3.3.8.2)
Reducción del valor de R	5.0 (NSR-10. A.3.3.3)

Según el título A.5.4.5 de la NSR10 si la estructura es regular, el cortante dinámico en la base no puede ser menor que el 80% del cortante calculado por fuerza horizontal equivalente ( $V_s$ ), por su parte si la estructura es irregular, el cortante dinámico en la base no puede ser menor que el 90 % del cortante calculado por fuerza horizontal equivalente ( $V_s$ ). En este caso, el cortante dinámico se debe realizar un ajuste al 80% del cortante obtenido por el Método de la Fuerza Horizontal Equivalente tal como se muestra en la Tabla 11.

**Tabla 11.** Ajuste del cortante basal del modelo original en el caso uno de estudio.

Variable	Dirección x	Dirección y
Ta(s)	0.60	
CuTa(s)	0.73	
Tmodal(s)	0.64	0.40
Sa(g)	0.57	0.57
Masa (kg)	4043807	
Vs FHE (kN)	22562	
Irregular	No	
80%Vs FHE (kN)	18050	
Vs dinámico (kN)	15098	15023
Ajuste	1.20	1.20

Posterior al ajuste del cortante basal se calculan las derivas máximas de entrepiso, para la dirección X esta es de 0.5% por su parte en dirección Y es de 0.25% verificando el cumplimiento de deriva  $\leq 1\%$  definido por la NSR 10 para estructuras de concreto reforzado (Tabla 4), la variación de la deriva en altura se puede observar en la Figura 14. Los valores obtenidos de deriva muestran que este edificio es bastante rígido generando demandas de deriva bajas.



**Figura 14.** Cumplimiento de deriva de entrepiso del modelo original en el caso uno de estudio.

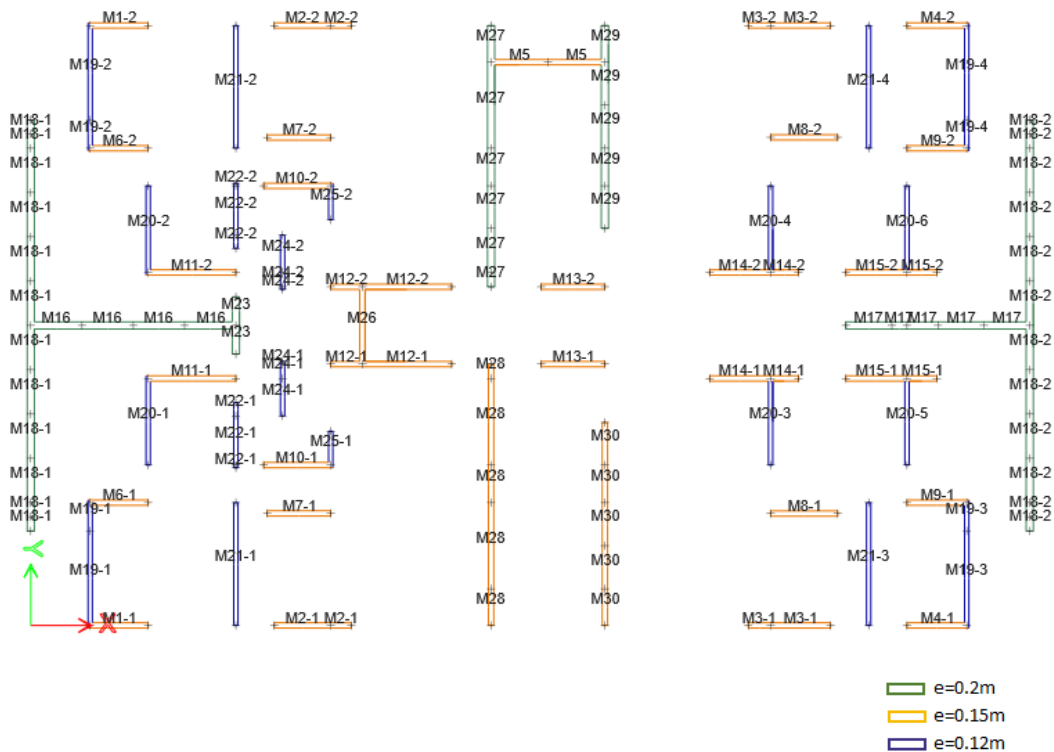
La variación de resistencias a la compresión del concreto  $f'_c$  en altura para la estructura modelada se muestran en la Tabla 12 .

**Tabla 12.** Variación de la resistencia a compresión del concreto en altura del caso uno de estudio.

<b>Nivel</b>	<b><math>f'_c</math> (MPa)</b>
Base a piso 3	35
Piso 3 a piso 7	28
Piso 7 a cubierta	21

### **6.3 Definición de los muros protagónicos**

Una vez verificado que el modelo estructural cumpliera como mínimo todos los requisitos de diseño de la NSR10 indicados en el capítulo 2 se identificó que la estructura cuenta con 59 muros divididos en 30 tipologías tal y como se observa en la Figura 15. Allí se pueden identificar muros de diferentes espesores, los de 20 cm representados en contorno azul, los de 15 cm en contorno naranja y 12 cm en contorno verde.



**Figura 15.** Vista en planta de los muros del diseño original por espesor para el caso de estudio uno.

Como se puede apreciar en la Figura 15, este edificio tiene muros con secciones transversales rectangulares compuestas, en L, T, H y C, tal y como se resume en la Tabla 13.

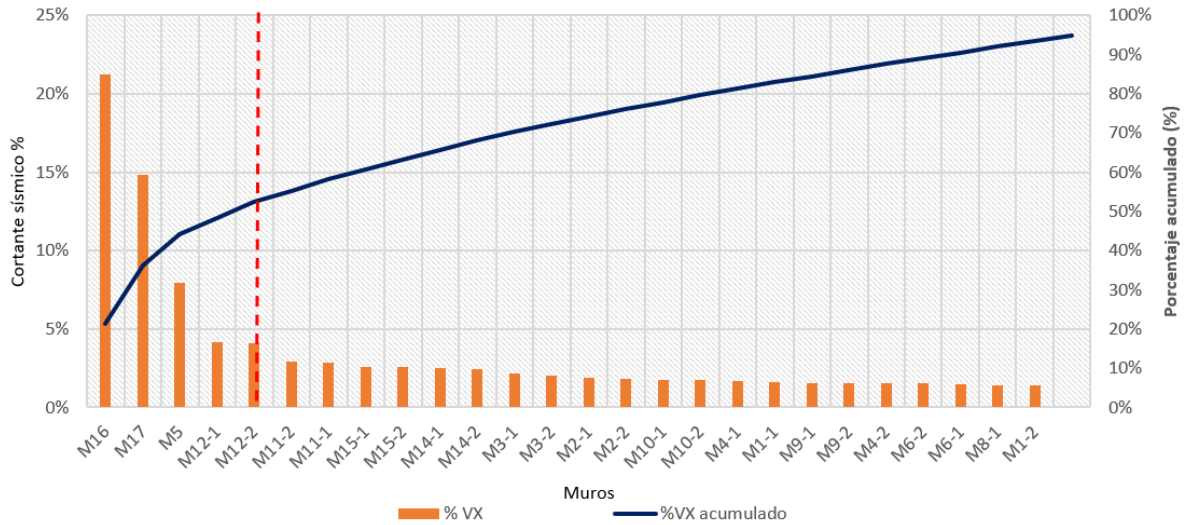
**Tabla 13.** Geometría de los muros compuestos del diseño original para el caso de estudio uno.

Muro	Forma	Espesor alma (m)	Espesor aletas (m)	Existencia elemento de borde	Espesor del Elemento de borde
M1+M19+M6	C	0.12	0.15	NO	
M2	I	0.15		NO	
M3	I	0.15		NO	
M4+M19+M9	C	0.12	0.15	NO	
M5+M27+M29	H	0.15	0.12	DIR Y	0.20
M7	I	0.15		NO	
M8	I	0.15		NO	
M10+M25	L	0.15	0.12	NO	
M11+M20	L	0.12	0.15	NO	
M12+M26	H	0.15	0.15	NO	

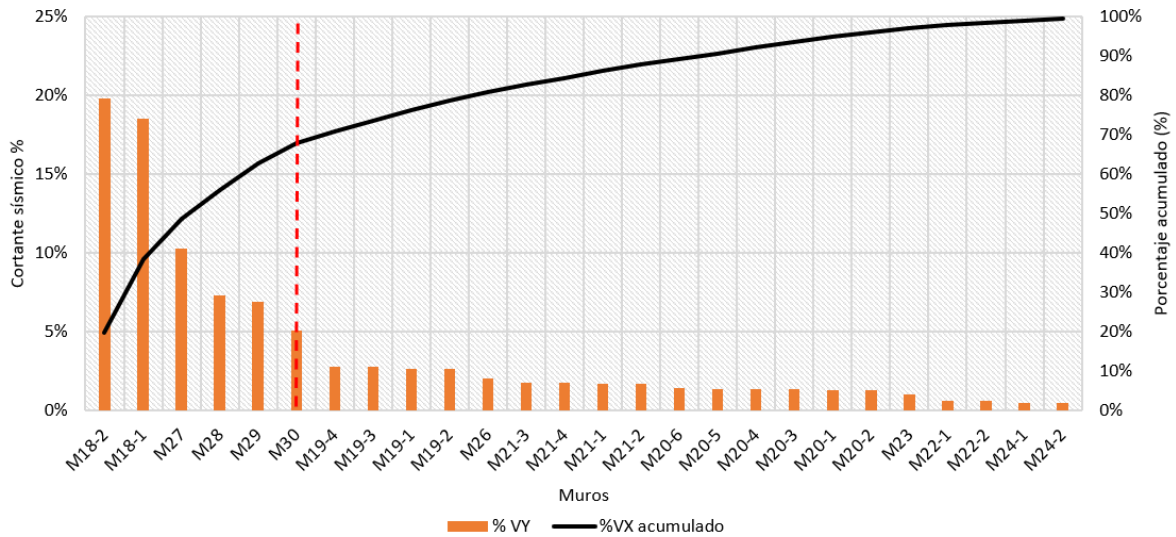
M13	I	0.15		NO	
M14+M20	L	0.12	0.15	NO	
M15+M20	L	0.12	0.15	NO	
M17+M18	T	0.20	0.20	DIR X	0.20
M16+M18+M23	H	0.20	0.20	DIR X e Y	0.20
M21	I	0.12		NO	
M22	I	0.12		NO	
M24	I	0.12		NO	
M28	I	0.15		NO	
M30	I	0.15		NO	

Para construir la curva de capacidad del edificio, solo se consideran los muros protagónicos, los cuales corresponden a aquellos elementos que presentan una mayor contribución en términos de resistencia lateral y rigidez del edificio. El comportamiento de estos muros representa de manera aproximada el comportamiento a nivel global de toda la estructura. Para identificar estos muros, se construye una gráfica que relaciona el cortante basal de cada muro y el cortante total acumulado. En la Figura 16 y Figura 17 se muestra esta distribución, en la cual se puede identificar un punto a partir del cual se presenta un cambio en la tendencia, este punto se utiliza para identificar los muros que son considerados como protagónicos. El porcentaje de cortante sísmico acumulado asociado a estos muros

varía y no se puede tomar como fijo. No obstante, se recomienda tomar como mínimo el 50% del cortante sísmico basal.

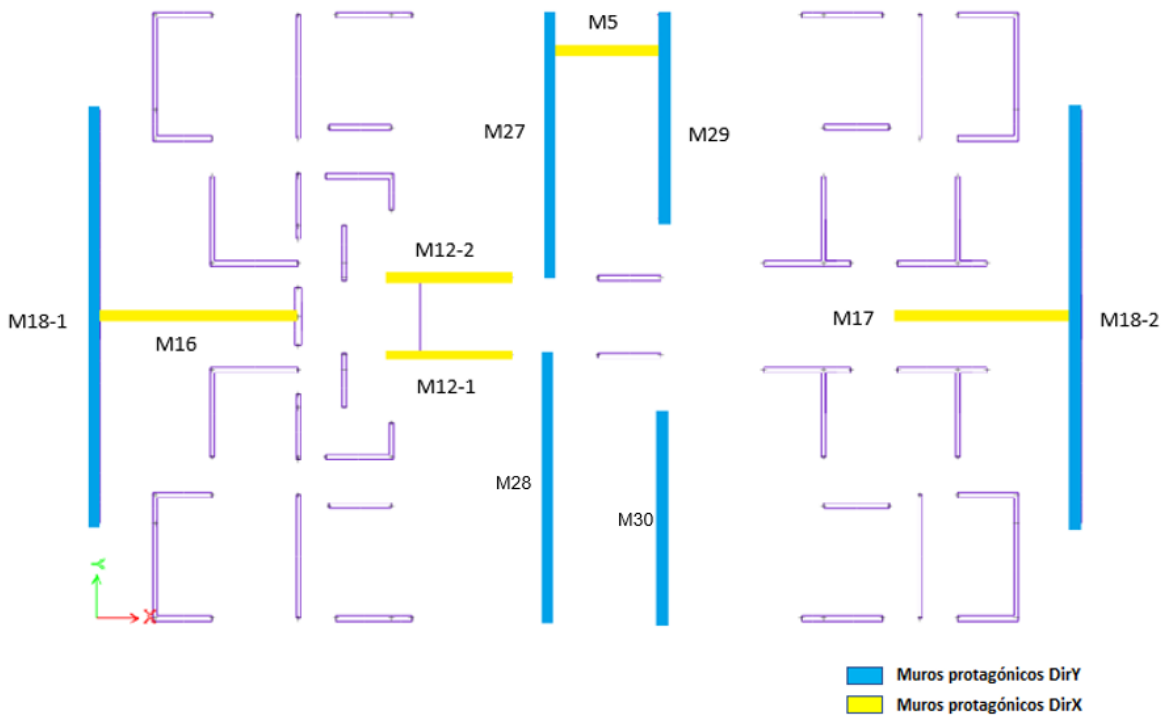


**Figura 16.** Muros protagonistas en dirección x del caso uno de estudio.



**Figura 17.** Muros protagonistas en dirección y del caso uno de estudio.

En la Figura 18 se muestran los muros protagónicos en ambas direcciones. Los de color azul corresponden a la dirección Y mientras que los de color amarillo los muros en dirección X.



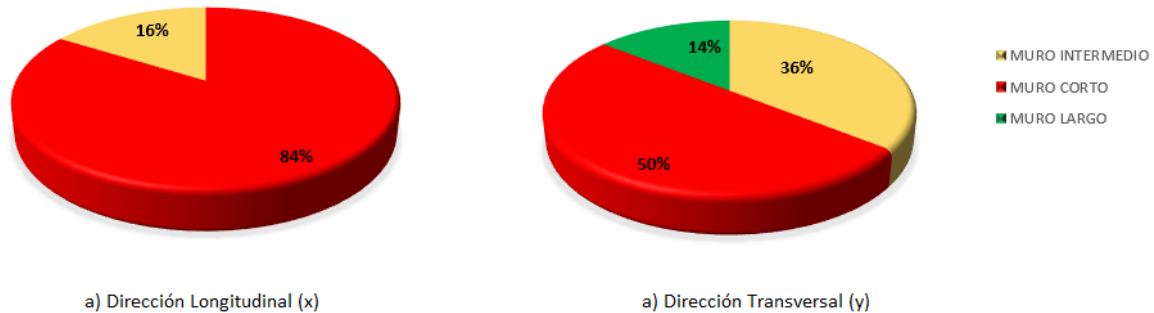
**Figura 18.** Vista en planta de los muros protagónicos del caso uno de estudio.

#### 6.4 Evaluación cualitativa – Semáforo SER – Macro parámetros

A partir del cálculo de los macro parámetros se implementó la herramienta del Semáforo desarrollado por la Red Colombiana de Investigación en Ingeniería Sísmica CEER para evaluar el desempeño sísmico. La evaluación se realizó directamente desde la página web del CEER ([www.ceer.co](http://www.ceer.co)). A continuación, se presentan, primero los resultados del cálculo manual de cada uno de los macro parámetros que requiere el semáforo SER y al final se muestra la calificación global y recomendaciones que la herramienta hace de la estructura en cada dirección.

### 6.4.1 Relación de aspecto

En la Figura 19 y Figura 20 se muestra la distribución de los muros de acuerdo con la clasificación de su relación de aspecto para los muros de todo el edificio y los muros protagónicos, respectivamente.



**Figura 19.** Clasificación general de los muros del diseño original por su relación de aspecto para el caso uno de estudio.



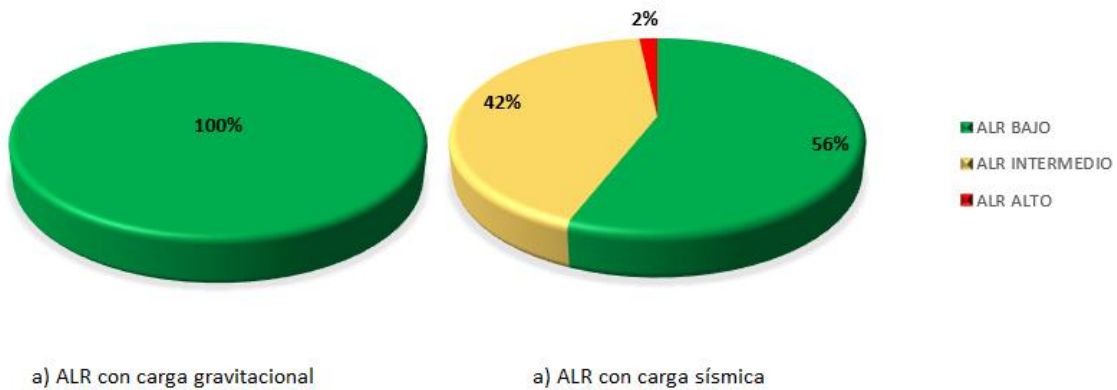
**Figura 20.** Clasificación de los muros protagónicos del diseño original por su relación de aspecto para el caso uno de estudio.

De las tres categorías en que se clasifica este parámetro (Titulo 5.1.1), destaca de manera significativa que el 84% de todos los muros en dirección X corresponden a un Ar mayor a 10, lo que indica que son muros cortos tal como se observa la Figura 19. Para Priestley et al. (2007), los muros con un Ar mayor a 9.0 no alcanzan a salir del rango elástico de comportamiento por lo que deberían diseñarse sin considerar el factor de reducción R. Sin embargo, el estudio de la relación de aspecto

concentrado sobre los muros protagónicos, los cuales en conjunto soportan más del 50% de la cortante basal, demuestra una distribución más equilibrada, tal como se muestra en la Figura 20 en la cual el 100% son muros con  $A_r$  entre 4 y 10 de los que se espera mejor capacidad a cortante y ductilidad. Por otro lado, en dirección Y (Figura 19 y Figura 20) es claro que mientras la primera está compuesta mayoritariamente por muros cortos (50%), los muros intermedios representan un 36 % y los muros largos son minoría (14%), para la segunda grafica que corresponde a los muros protagónicos esta distribución esta principalmente dada por muros largos (67%) y muros intermedios (33%). Este cambio sugiere que en general abundan los muros cortos probablemente por temas de distribución de espacios, sin embargo, a nivel de importancia en el comportamiento sísmico de la estructura esta tendencia cambia a muros largos de los que se espera buena capacidad de rotación inelástica que es consistente con el nivel de demanda que puede generarse en una zona de amenaza sísmica alta (Arteta et al., 2018). Sin embargo, la inexistencia de muros cortos y bajo porcentaje de intermedios en esta dirección indica que una vez se alcance la capacidad a cortante máxima la estructura experimentará una rápida pérdida de rigidez y por tanto menor ductilidad comparada con la dirección X.

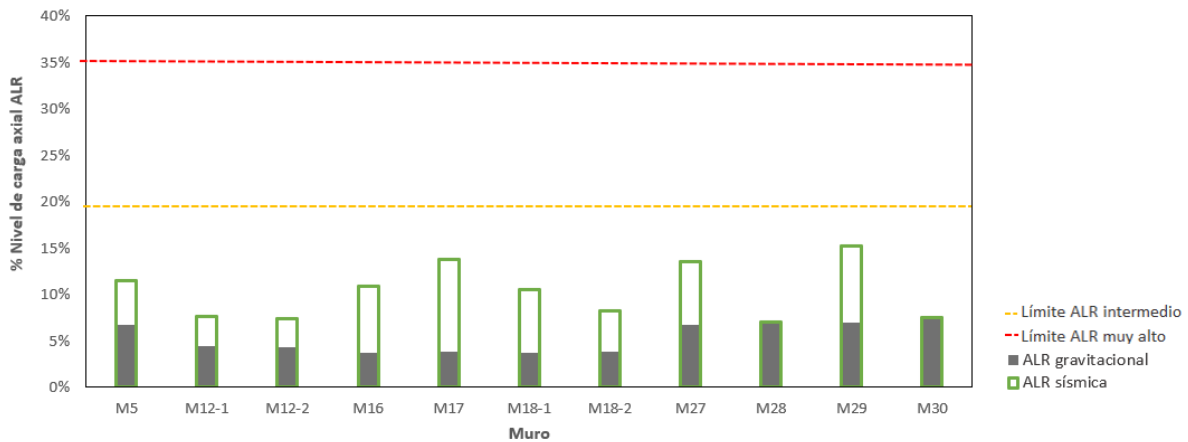
#### **6.4.2 Relación de carga axial**

En la Figura 21 se muestra la distribución de carga axial en todos los muros protagónicos para dos combinaciones, una de ellas solo con carga gravitacional y la segunda considerando los efectos sísmicos.



**Figura 21.** Clasificación ALR diseño original con a) carga gravitacional 1.2CM+1.0CV y b) carga sísmica 1.2CM+1.0CV+1E para el caso uno de estudio.

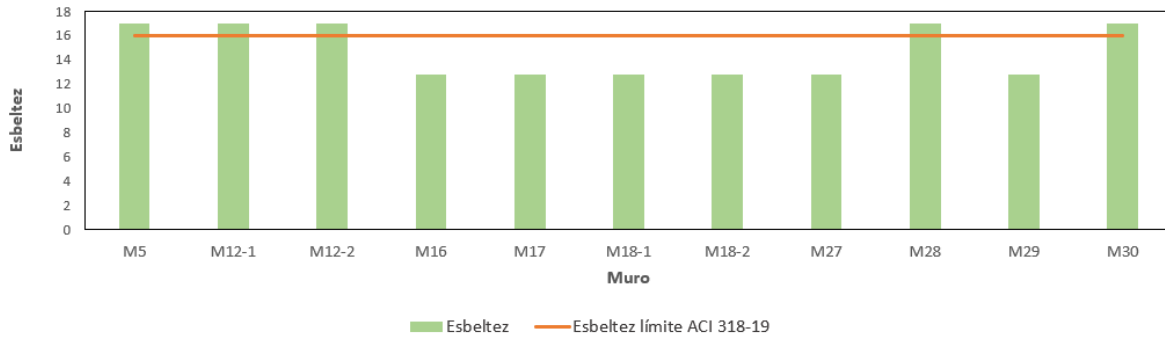
La variación de la relación de carga axial por el efecto del sismo en cada uno de los muros protagónicos se muestra en la Figura 22. En esta se observa que mientras para la combinación gravitacional todos los muros tienen una relación de carga axial baja ( $<10\% f'c \cdot A$ ), para la combinación que considera la carga sísmica, el 50% de estos muros sobrepasan este límite pasando a una relación de carga axial intermedia. Sin embargo, en ningún caso se supera el límite establecido del 20% de  $f'c \cdot A$ . En otras palabras, aun cuando se consideran las cargas sísmicas y por ende algunos muros experimentan incremento en el nivel de solicitud de carga axial, esta sigue estando dentro de los límites de capacidad de la estructura.



**Figura 22.** Incremento ALR en los muros protagónicos del diseño original debido a cargas sísmicas para el caso uno de estudio.

### 6.4.3 Esbeltez

En la caracterización de este parámetro para los muros protagónicos se evidencia que cuatro de estos sobrepasan el límite establecido por el American Concrete Institute ACI de 16 alcanzando un valor de 17 tal como se muestra en la Figura 23.



**Figura 23.** Esbeltez de muros protagónicos del diseño original comparada con el límite propuesto por ACI 318-19 para el caso uno de estudio.

### 6.4.4 Densidad de muros

Para este diseño propuesto se obtuvo en la base una densidad de muros de 2.82% en dirección X y 3.92% en dirección Y.

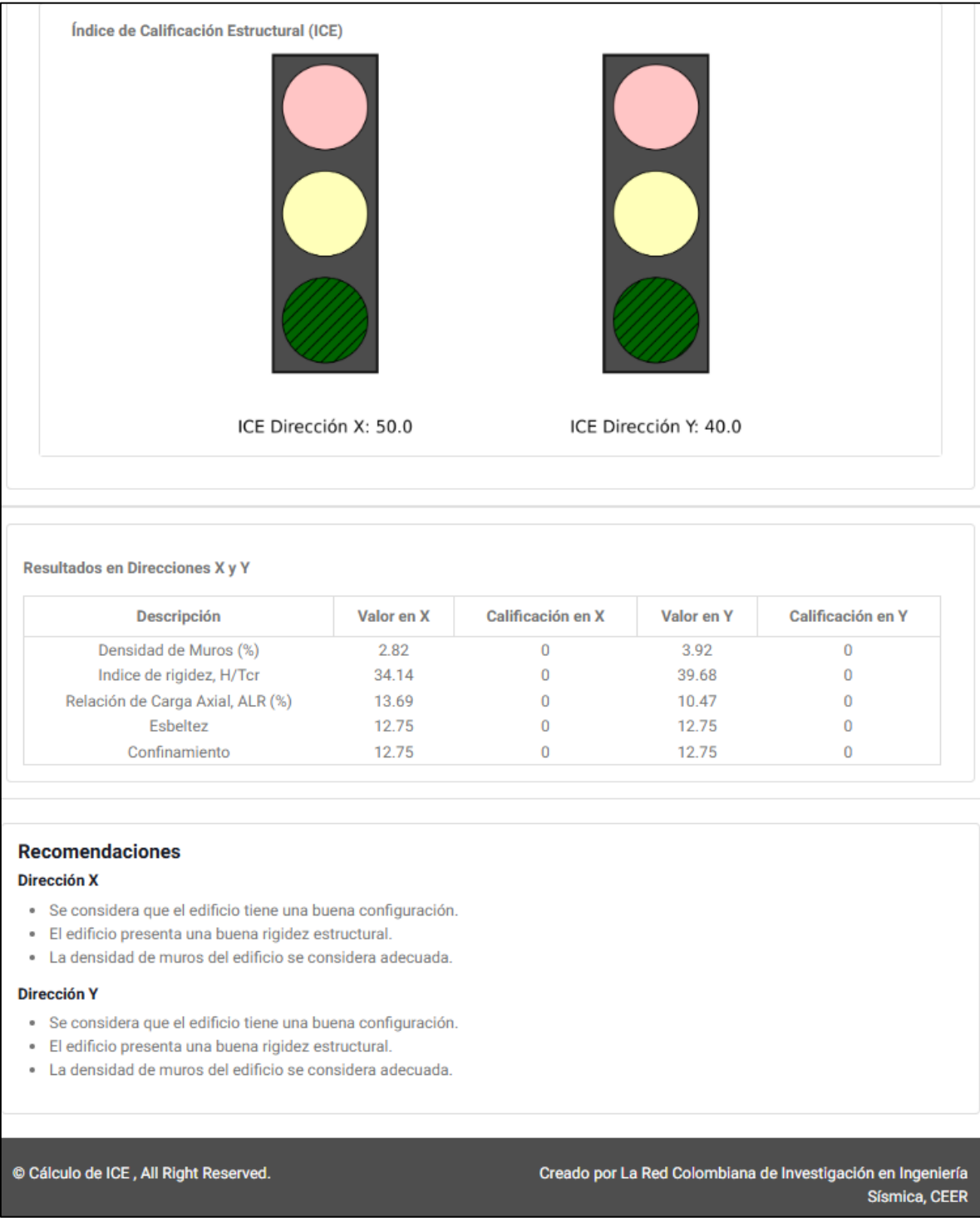
### 6.4.5 Índice de muros

Considerando 10 pisos típicos de área  $404 m^2$ , el índice de muros en dirección X es de 0.30%, por su parte para la dirección Y este parámetro es de 0.40%.

### 6.4.6 Índice de calificación estructural (ICE)

Después de ingresar la información de todos los muros de la estructura en la plataforma del CEER, ésta indica que en ambas direcciones el edificio tiene una buena configuración y rigidez lateral, además que la densidad de muros se

considera adecuada. En la Figura 24 se muestra el semáforo que entrega la herramienta, en este caso en color verde.



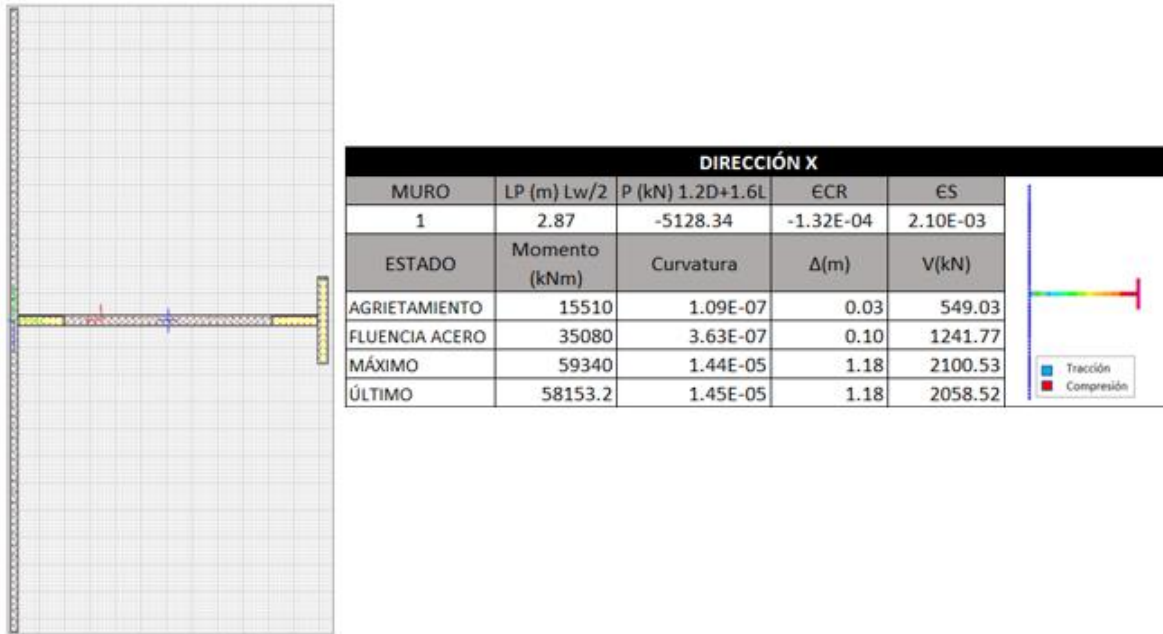
**Figura 24.** Índice de Calificación Estructural del diseño original para el caso uno de estudio según la plataforma del CEER.

## 6.5 Evaluación cuantitativa-Método N2

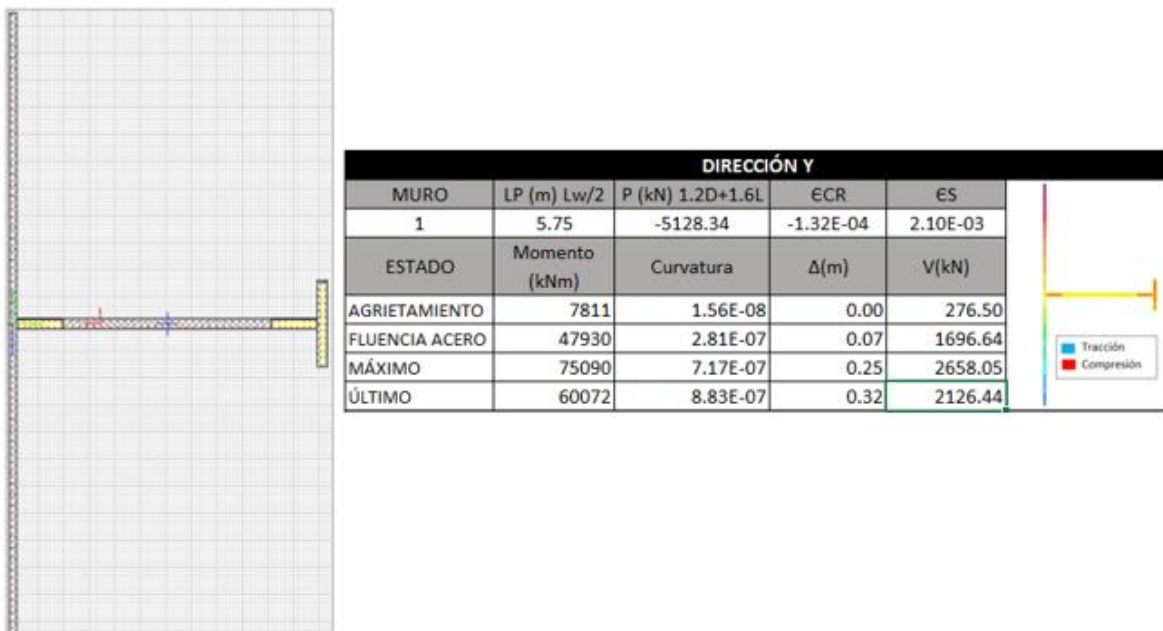
La segunda metodología que se utilizó corresponde a una evaluación cuantitativa por medio del Método N2 propuesto por Fajfar & Fischinger (1988) el cual permite evaluar el comportamiento de los muros protagónicos ante la ocurrencia del sismo de diseño. Para esto se procede a calcular el diagrama momento-curvatura de cada uno de los muros protagónicos en el Section Designer del software de diseño SAP2000, posterior a ello se aplica el procedimiento que se indicó en la Figura 11. A manera de ejemplo a continuación se mostrará los resultados de esto para el muro acoplado uno: M18-1 + M16 + M23 en la dirección X y Y tal y como se muestra en la Figura 25 y Figura 26, respectivamente. Se aclara que para esta evaluación los muros protagónicos se analizan como secciones compuestas tal como se ve muestra en la Tabla 14.

**Tabla 14.** Muros compuestos para la aplicación del método N2 en el caso uno de estudio.

<b>Muro compuesto</b>	<b>Muro rectangular</b>	<b>Dirección de análisis</b>
<b>1</b>	M18-1	X e Y
	M16	
	M23	
<b>2</b>	M17	X e Y
	M18-2	
<b>3</b>	M27	X e Y
	M5	
	M29	
<b>4</b>	M12-1	X
	M26	
	M12-2	
<b>5</b>	M28	Y
<b>6</b>	M30	Y



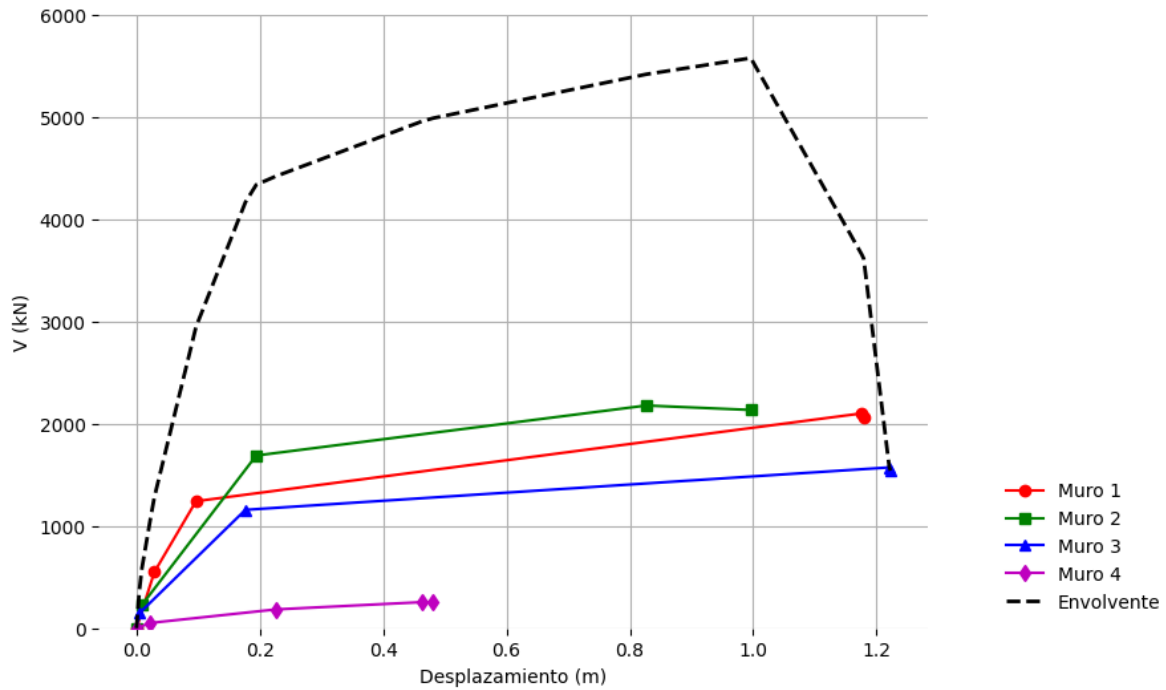
**Figura 25.** Momento-curvatura y curva de capacidad del muro compuesto uno del diseño original en dirección X – Muro 1 - **M18-1 + M16 + M23** para el caso uno de estudio.



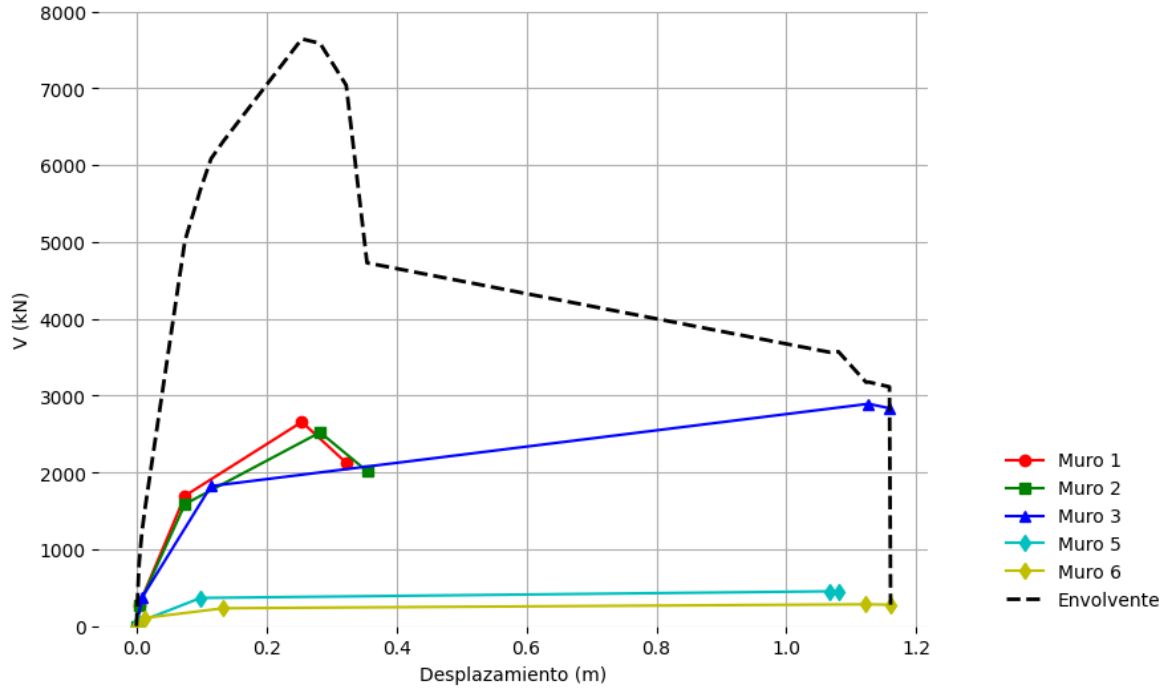
**Figura 26.** Momento-curvatura y curva de capacidad del muro compuesto uno, del diseño original en dirección Y - Muro 1 - **M18-1 + M16 + M23** para el caso uno de estudio.

Una vez obtenidos los diagramas momento-curvatura para todos los muros compuestos protagónicos en cada dirección de interés (X e Y), estos se acoplan

para obtener la curva de capacidad aproximada para toda la estructura en las dos direcciones (ver Figura 27 y Figura 28). En este caso, la curva denominada Envolvente corresponde al acople de las curvas de capacidad de los muros protagónicos.

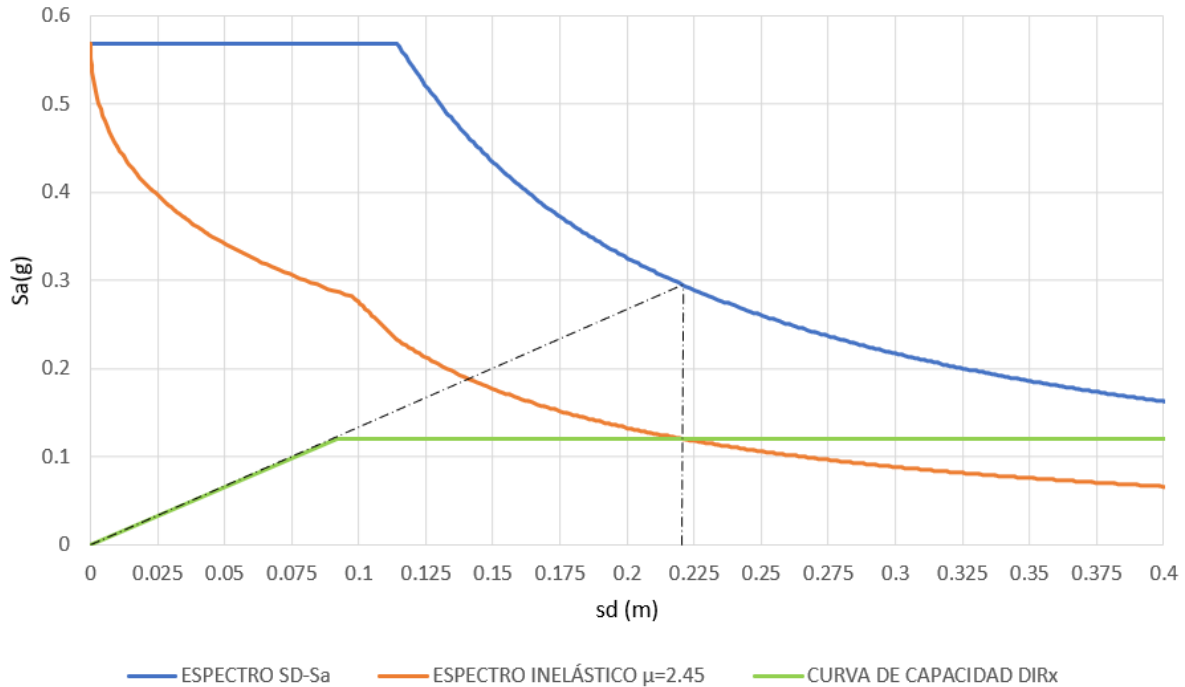


**Figura 27.** Curva de capacidad por muro protagónico y ensamblada del diseño original en dirección x para el caso uno de estudio.



**Figura 28.** Curva de capacidad por muro protagónico y ensamblada del diseño original en dirección Y para el caso uno de estudio.

Posterior a ello se aplica el procedimiento descrito en la Figura 11 para evaluar el desempeño de los muros protagónicos en dirección X obteniendo los resultados que se observan en la Figura 29. En la Tabla 15 se muestran los resultados asociados al punto de desempeño sísmico.

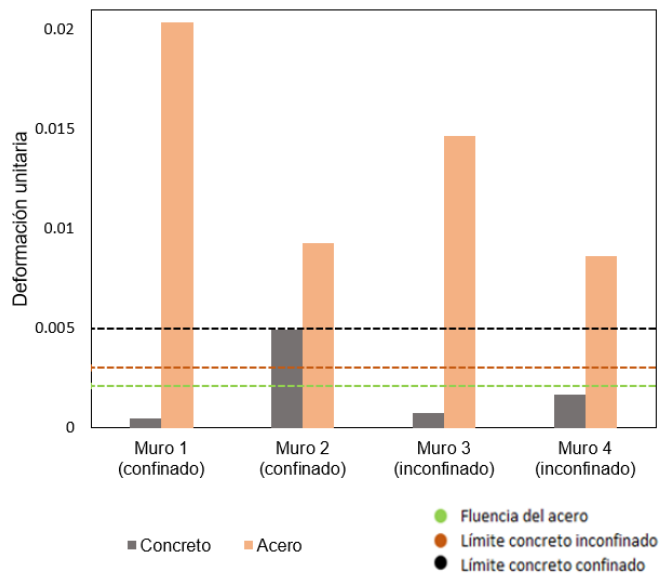


**Figura 29.** Método N2 aplicado al diseño original en dirección x para el caso uno de estudio.

**Tabla 15.** Resultados del desempeño del modelo original en dirección x para el caso uno de estudio.

<b>Sd desempeño S1GDL (m)</b>	<b>Sd desempeño MGDL (mm)</b>	<b>Sae</b>	<b>Say</b>	<b>R<sub>u</sub></b>	<b>μ demandada</b>	<b>μ capacidad</b>
<b>0.22</b>	<b>327.71</b>	<b>0.57</b>	<b>0.12</b>	<b>4.8</b>	<b>2.5</b>	<b>8.0</b>

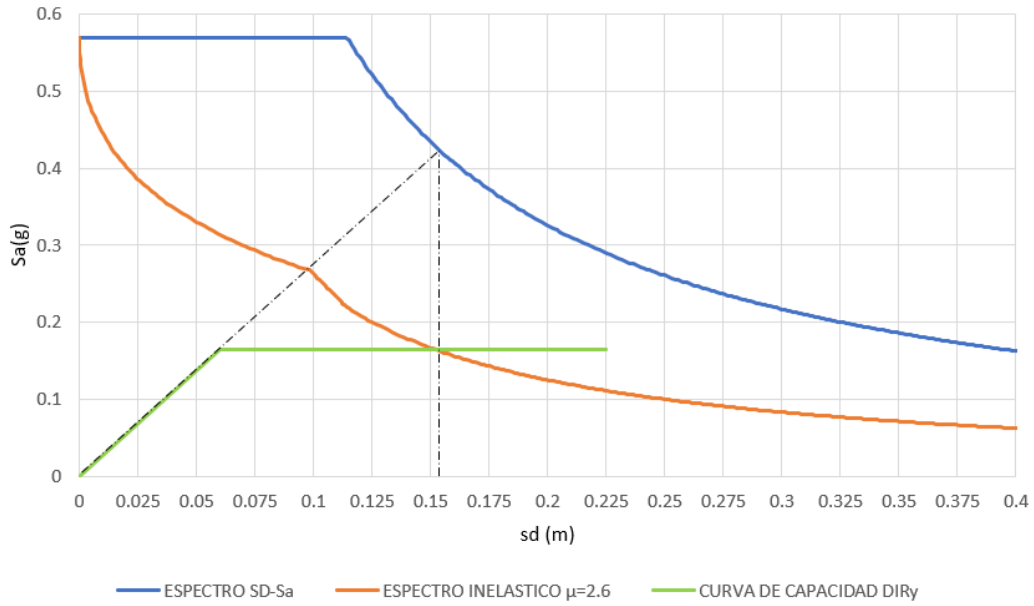
Una vez se identificó el desplazamiento para el punto de desempeño, se determina la deformación unitaria del acero y concreto correspondiente a cada muro protagonista en el diagrama momento curvatura en el Section Designer de SAP2000 (Ver la Figura 30 ).



**Figura 30.** Estado de los materiales para el punto de desempeño del modelo original en dirección x para el caso de estudio uno.

Tal como se observa en la Figura 30, en ningún caso para el punto de desempeño los muros sobrepasan los límites definidos para el concreto confinado o inconfinado según sea el caso, aunque para el muro 2 esta deformación está muy cercana a 0.005 lo cual se evidenciará en la formación de fisuras considerables. El acero de refuerzo de los muros 2 y 4 aún ya fluyeron, esto demuestra una ductilidad considerable y por ende un buen detallado y concepción sísmica. Por su parte los aceros correspondientes al muro 1 y 3 experimentan más deformación que los lleva a la zona de endurecimiento lo cual, aunque no significa colapso es indicador de que dichos muros sufrirán daños significativos ante la ocurrencia de sismos asociados a un periodo de retorno de 475 años.

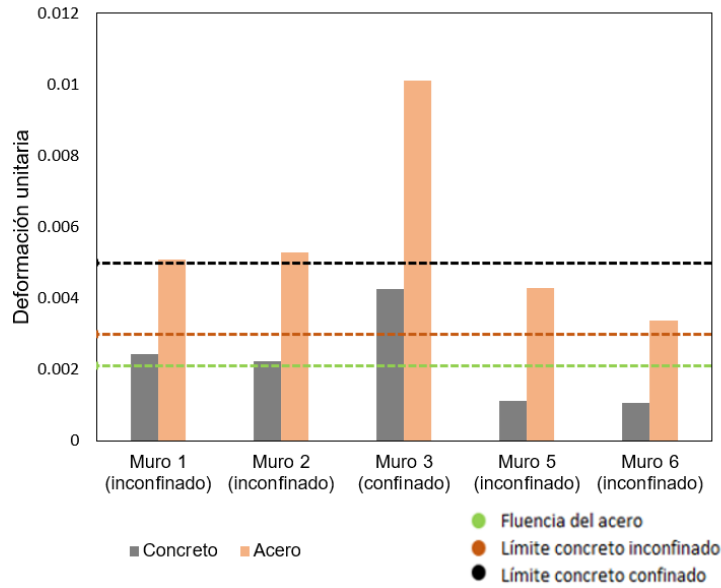
Respecto a la dirección Y, aplicando el mismo procedimiento para los muros protagónicos correspondientes de la Tabla 14, se obtiene el punto de desempeño (ver Figura 31 y Tabla 16).



**Figura 31.** Método N2 aplicado al diseño original en dirección y para el caso uno de estudio.

**Tabla 16.** Resultados del desempeño del modelo original en dirección y

$S_d$ desempeño S1GDL (m)	$S_d$ desempeño MGDL (mm)	Sae	Say	$R_u$	$\mu$ demandada	$\mu$ capacidad
0.15	229.39	0.57	0.16	3.46	2.60	3.74



**Figura 32.** Estado de los materiales para el punto de desempeño del modelo original en dirección y para el caso uno de estudio.

Tal como se observa en la Figura 32, respecto al comportamiento de los materiales para el punto de desempeño se observa que el concreto no sobrepasa los límites definidos tanto para confinado e inconfinado según sea el caso, no obstante comparado con la dirección X que se muestra en la Figura 30 se evidencia que en general el concreto presenta mayor deformación unitaria que como ya se dijo se evidenciara en forma de fisuras en los muros. Respecto al acero se evidencia que a excepción del muro 3, que se encuentra en la zona de endurecimiento, los demás están en la plataforma de fluencia.

## 6.6 Rediseño sísmico

Siguiendo los criterios de cambios en el diseño explicados de manera detallada en el capítulo 4 se rediseña el caso de estudio mediante los softwares Exacad CL y ETABS, cabe resaltar que los demás parámetros como Aa, Av, cargas diferentes a peso propio, combinaciones de carga, entre otras no se modificaron.

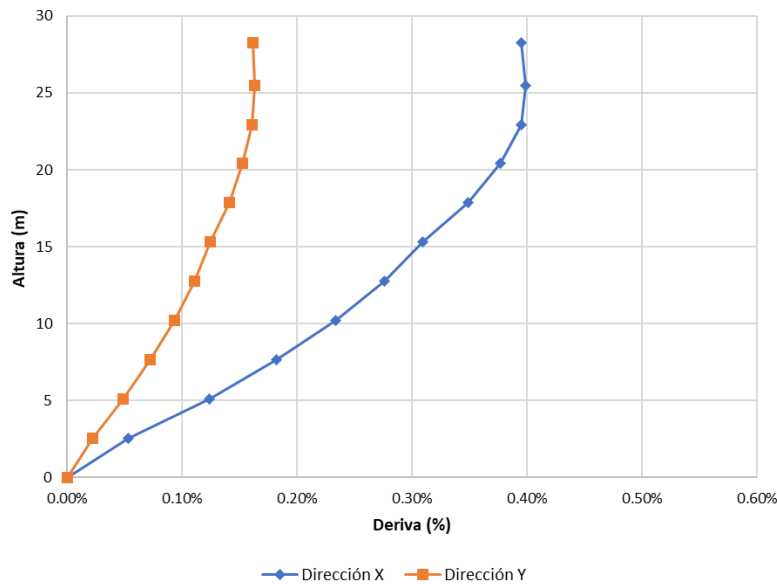
### 6.6.1 Análisis y consideraciones de diseño

Una vez aplicados los cambios propuestos en el rediseño se determinó que no hubo cambio en las características de irregularidad del edificio por tanto el ajuste de cortante basal se mantuvo en el 80% del obtenido por fuerza horizontal equivalente (Ver la Tabla 17)

**Tabla 17.** Ajuste del cortante basal del modelo rediseñado en el caso uno de estudio.

<b>Variable</b>	<b>Dirección x</b>	<b>Dirección y</b>
<b>Ta(s)</b>	0.6	
<b>CuTa(s)</b>	0.725	
<b>Tmodal(s)</b>	0.518	0.326
<b>Sa(g)</b>	0.569	0.569
<b>Masa (kg)</b>	4382375.331	
<b>Vs FHE (kN)</b>	24451.189	
<b>Irregular</b>	No	
<b>80%Vs FHE (kN)</b>	19560.951	
<b>Vs dinámico (kN)</b>	15348.040	15262.621
<b>Ajuste</b>	1.274	1.282

Posterior al ajuste del cortante basal se verifica el cumplimiento de deriva  $\leq 1\%$  definido por la NSR 10 tal como se describe en la Tabla 4, esto mediante el modelo del edificio en ETABS al cual no se le modificó la variación de resistencia a la compresión del concreto en altura, conservando la configuración de este parámetro que se indica en la Tabla 12 los resultados se muestran en la Figura 33. En esta se observa que para la dirección X la deriva máxima de entrepiso es de 0.4%, por su parte en dirección Y la deriva máxima de entrepiso es de 0.16 %. Lo cual indica que en ambas direcciones respecto al diseño original se presenta menos desplazamiento esto representado por una reducción del 0.1% de deriva de entrepiso aproximadamente.

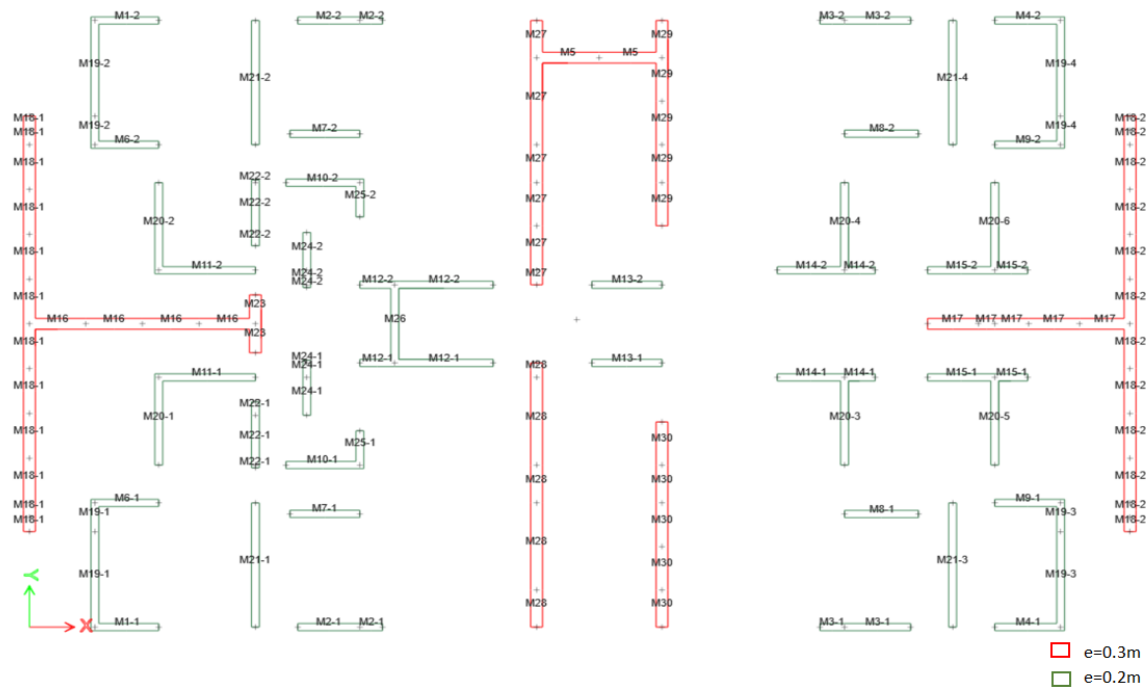


**Figura 33.** Cumplimiento de deriva de entrecapado del modelo rediseñado para el caso uno de estudio.

### 6.6.2 Cambios sobre el diseño original

Los cambios propuestos en el rediseño (sección 4 ) implican cambio en el espesor de los muros en altura, así como variación en los elementos de borde requeridos. Estos obedecen a criterios propios que se evaluaron en un proceso iterativo del modelo Etabs. En los casos donde se requiera elemento de borde por el criterio de esfuerzo ( $\sigma > 0.2f'c$ ) en la base, estos muros necesariamente tendrán un espesor de 0.3m (DES). Una vez aplicados los nuevos espesores se reduce el espesor del muro progresivamente en altura cada 10 cm como máximo de manera que se eviten grandes cambios y por consiguiente, previniendo irregularidades en altura por pérdida de rigidez o discontinuidad de elementos verticales, en dicho proceso se evalúa si se puede suspender el elemento de borde especial aplicando el criterio de esfuerzos establecido en la NSR10 ( $\sigma < 0.15f'c$ ). Adicionalmente, se garantizó que ninguno de los muros que no requirieron elemento de borde en la base exigieran elementos de borde en los pisos superiores. Los principales cambios evidenciados son que a los muros 16, 17 y 23 que requieren elemento de borde se les aumento

el espesor de 0.2 a 0.3 m en la base, este cambio de espesor también se aplicó en los muros protagónicos lo cual coincidió en que todos los muros que hacen parte de las configuraciones de muros compuestos protagónicos iniciaran con 0.3 m de espesor en la base. En Figura 34 se muestra la configuración de muros en la base, en ella en color rojo se representan los muros de 30 cm de espesor y en verde, los muros de 20 cm. En la Tabla 18 se muestran la variación del espesor de los muros en altura.



**Figura 34.** Configuración de los muros en planta del rediseño para el caso uno de estudio.

**Tabla 18.** Variación del espesor de los muros en altura del rediseño para el caso uno de estudio.

Muro	Espesor (m)	# Piso	Espesor (m)	# Piso	Espesor (m)	# Piso
M5	0.3	2 a 7	0.20	8 a 9	0.15	10 a cubierta
M16	0.3	2 a 7	0.20	8 a 9	0.15	10 a cubierta
M17	0.3	2 a 7	0.20	8 a 9	0.15	10 a cubierta
M18	0.3	2 a 7	0.20	8 a 9	0.15	10 a cubierta
M23	0.3	3 a 7	0.20	8 a 9	0.15	10 a cubierta
M27	0.3	2 a 7	0.20	8 a 9	0.15	10 a cubierta
M28	0.3	2 a 7	0.20	8 a 9	0.15	10 a cubierta
M29	0.3	2 a 7	0.20	8 a 9	0.15	10 a cubierta
M30	0.3	2 a 7	0.20	8 a 9	0.15	10 a cubierta

M1	0.2	2 a 4	0.15	5 a 7	0.12	8 a cubierta
M2	0.2	2 a 4	0.15	5 a 7	0.12	8 a cubierta
M3	0.2	2 a 4	0.15	5 a 7	0.12	8 a cubierta
M4	0.2	2 a 4	0.15	5 a 7	0.12	8 a cubierta
M6	0.2	2 a 4	0.15	5 a 7	0.12	8 a cubierta
M7	0.2	2 a 4	0.15	5 a 7	0.12	8 a cubierta
M8	0.2	2 a 4	0.15	5 a 7	0.12	8 a cubierta
M9	0.2	2 a 4	0.15	5 a 7	0.12	8 a cubierta
M10	0.2	2 a 4	0.15	5 a 7	0.12	8 a cubierta
M11	0.2	2 a 4	0.15	5 a 7	0.12	8 a cubierta
M12	0.2	2 a 4	0.15	5 a 7	0.12	8 a cubierta
M13	0.2	2 a 4	0.15	5 a 7	0.12	8 a cubierta
M14	0.2	2 a 4	0.15	5 a 7	0.12	8 a cubierta
M15	0.2	2 a 4	0.15	5 a 7	0.12	8 a cubierta
M19	0.2	2 a 4	0.15	5 a 7	0.12	8 a cubierta
M20	0.2	2 a 4	0.15	5 a 7	0.12	8 a cubierta
M21	0.2	2 a 4	0.15	5 a 7	0.12	8 a cubierta
M22	0.2	2 a 4	0.15	5 a 7	0.12	8 a cubierta
M24	0.2	2 a 4	0.15	5 a 7	0.12	8 a cubierta
M25	0.2	2 a 4	0.15	5 a 7	0.12	8 a cubierta
M26	0.2	2 a 4	0.15	5 a 7	0.12	8 a cubierta

La configuración en la base de los elementos de borde y propiedades geométricas resultantes de los muros compuestos se muestran en la Tabla 19, además de los cambios evidentes de espesor que se discutieron anteriormente uno de las modificaciones más llamativas se da sobre el muro compuesto integrado por los muros 5, 27 y 29, el cual paso de ser un muro confinado en dirección Y, a no requerir elemento de borde por el criterio de esfuerzos ( $\sigma < 0.2f'c$ ) y por ende quedar inconfinado.

**Tabla 19.** Geometría de los muros compuestos del rediseño para el caso uno de estudio.

Muro	Forma	Espesor alma (m)	Espesor aletas (m)	Existencia del elemento de borde	Espesor del Elemento de borde
M1+M19+M6	C	0.20	0.20	NO	
M2	I	0.20		NO	
M3	I	0.2		NO	
M4+M19+M9	C	0.2	0.20	NO	
M5+M27+M29	H	0.3	0.30	NO	
M7	I	0.2		NO	
M8	I	0.2		NO	

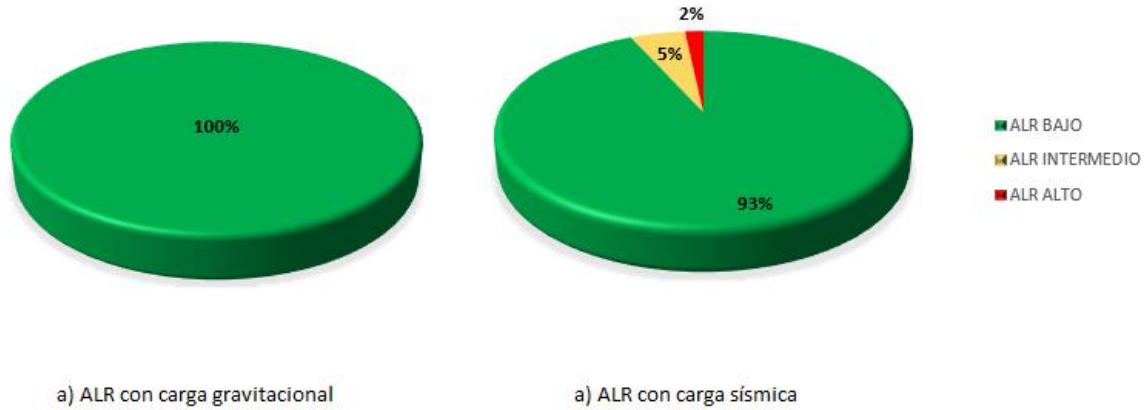
<b>M10+M25</b>	L	0.2	0.20	NO	
<b>M11+M20</b>	L	0.2	0.20	NO	
<b>M12+M26</b>	H	0.2	0.20	NO	
<b>M13</b>	I	0.2		NO	
<b>M14+M20</b>	L	0.2	0.20	NO	
<b>M15+M20</b>	L	0.2	0.20	NO	
<b>M17+M18</b>	T	0.3	0.30	DIR X	0.30
<b>M16+M18+M23</b>	H	0.3	0.30	DIR X e Y	0.30
<b>M21</b>	I	0.2		NO	
<b>M22</b>	I	0.2		NO	
<b>M24</b>	I	0.2		NO	
<b>M28</b>	I	0.3		NO	
<b>M30</b>	I	0.3		NO	

### 6.6.3 Evaluación cualitativa – Semáforo SER – Macro parámetros

El análisis del desempeño del edificio rediseñado se fundamenta en la evaluación de los muros protagónicos identificados en el diseño original ya que mediante la verificación en el software ETABS, se confirma que estos muros siguen siendo responsables de soportar más del 50% del cortante basal total, en concordancia con el comportamiento observado en la Figura 16 y en la Figura 17. En cuanto al macro parámetro de Relación de aspecto – Aspect Ratio (AR) no se detectan cambios, ya que depende de la longitud de cada muro y altura del edificio, variables que permanecen inalteradas, por lo tanto, este parámetro no será considerado en el análisis comparativo entre el diseño original y el rediseño.

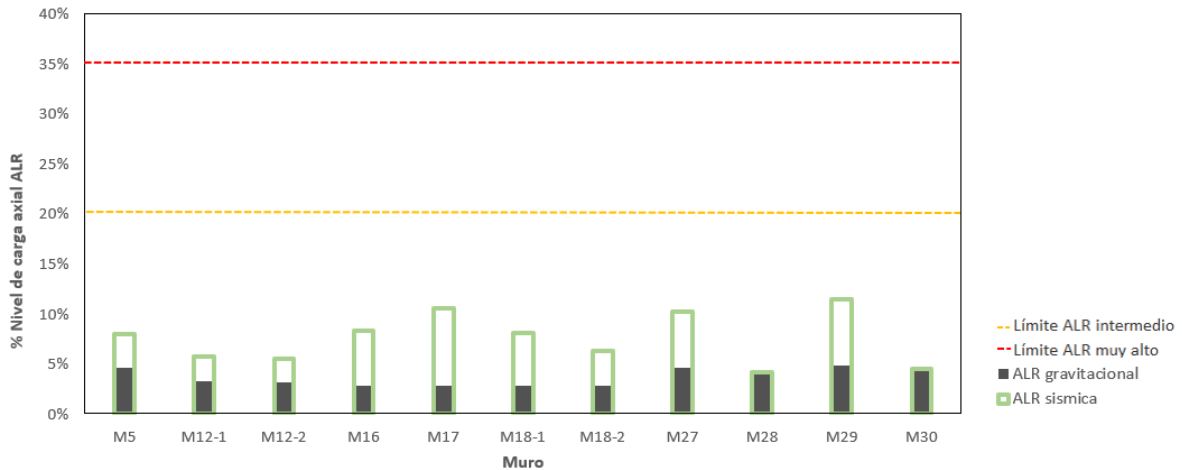
#### Relación de carga axial

En la Figura 35 se muestra la distribución de todos los muros de acuerdo con la clasificación de su relación de carga axial que se explicó en el capítulo 5.1.4 primero considerando solo carga gravitacional y luego sumando el aporte de la carga sísmica.



**Figura 35.** Clasificación ALR rediseño con a) carga gravitacional 1.2CM+1.0CV y b) carga sísmica 1.2CM+1.0CV+1E para el caso uno de estudio.

Respecto al diseño original se evidencia una disminución de la sollicitación en los muros, esto es claro ya que mientras para el diseño original (Figura 21) se observa que para la combinación 1.2CM+1.0CV+1E el 42% tenían una relación ALR intermedia ( $10\% f'c \cdot Lw \cdot tw < ALR < 20\% f'c \cdot Lw \cdot tw$ ), en el rediseño estos bajaron a un porcentaje de 5%. Respecto al valor de 2% de muros con ALR alto que permaneció invariable tanto para el diseño original como para el rediseño, esto corresponde al muro 23, el cual en la modelación se consideró acoplado al muro M18-1 y al muro M16 lo cual provocó que una considerable carga sísmica se concentrara en dicho elemento, para mejorar esto se recomienda separar este muro con una junta fría en la interface con el muro M16.

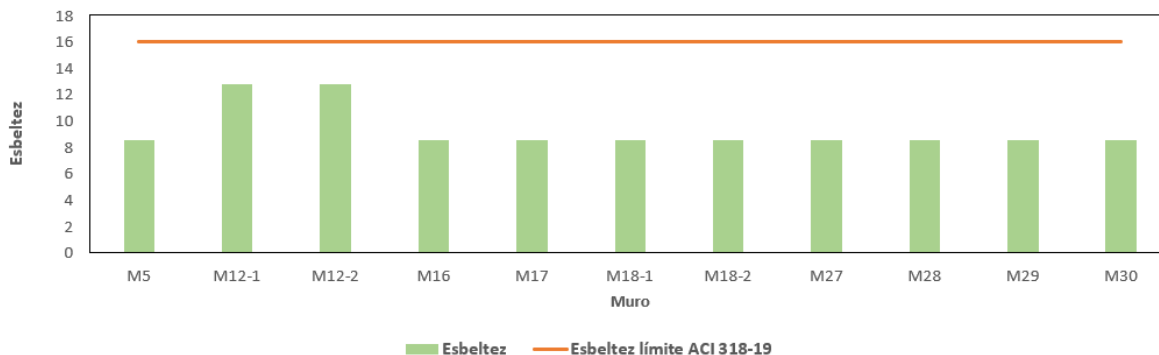


**Figura 36.** Incremento ALR en el rediseño debido a cargas sísmicas de los muros protagónicos para el caso uno de estudio.

De la Figura 36 es claro que la consideración de carga sísmica hace que aumente la sollicitación en la mayoría de los muros protagónicos sin embargo ninguno de ellos sobrepasa el límite definido para ALR intermedio con lo cual se sabe que el modelo del edificio tiene todos sus muros con sollicitaciones relativamente bajas e intermedias.

## Esbeltez

Si bien es cierto la esbeltez de los muros protagónicos del diseño original no sobrepasa exageradamente el límite de 16 establecido por el ACI tal como se observa en la Figura 23, con los cambios propuestos aplicados para el rediseño se observa que se logra mejorar el parámetro de manera que ningún muro supero el límite definido por reglamentos como el mencionado ACI 318-19 o Eurocodigo (ver Figura 37).



**Figura 37.** Esbeltez de muros protagónicos del rediseño comparada con el límite propuesto por ACI 318-19 para el caso uno de estudio.

## Densidad de muros

Para este diseño propuesto se obtuvo en la base una densidad de muros de 3.93% en dirección X, por su parte para la dirección Y una densidad de 6.36 % teniendo en cuenta un área en planta aproximada de 404  $M^2$ , esto significa que respecto al diseño original la densidad de muros en dirección X aumento un 39% mientras

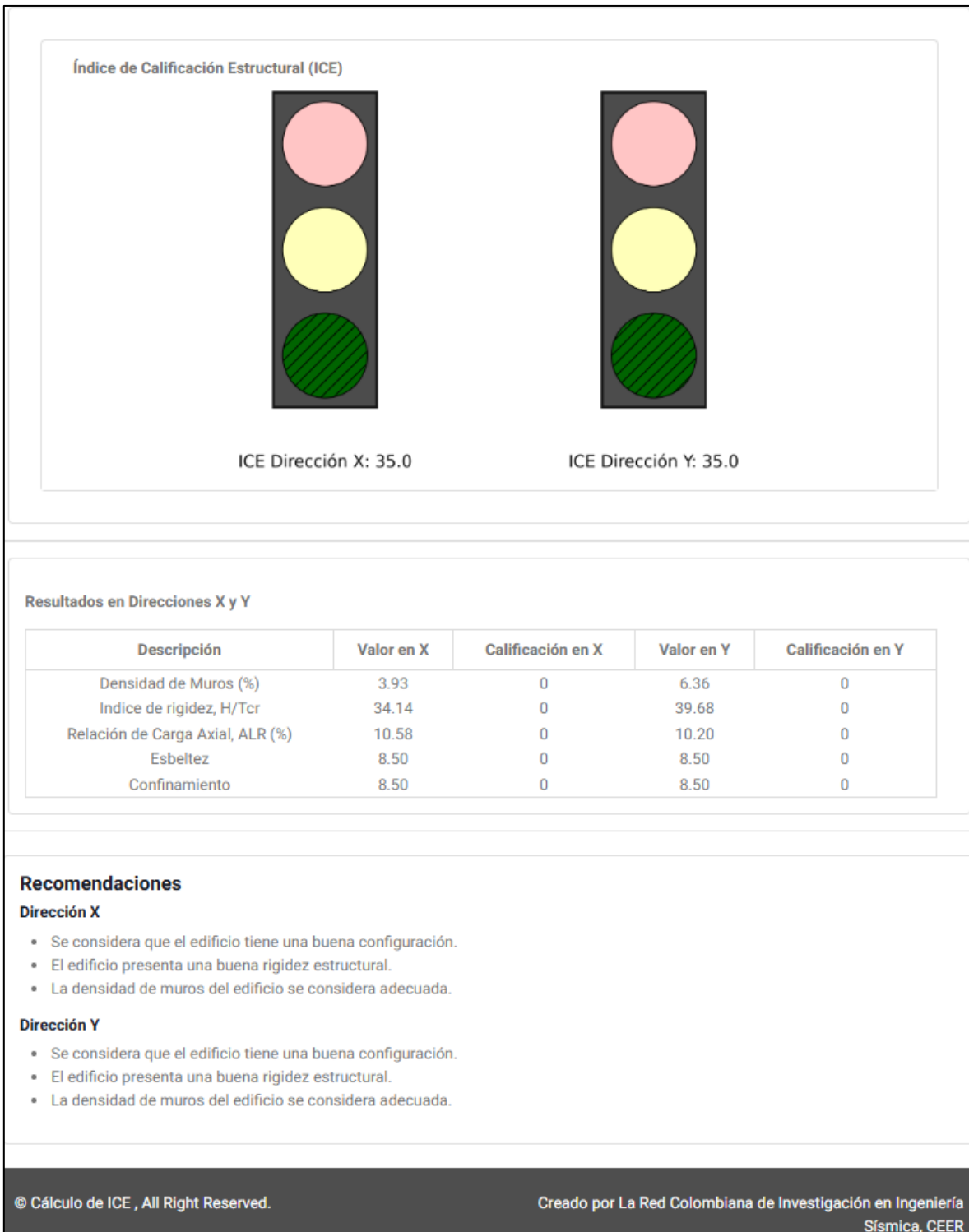
respecto a la dirección Y el aumento es de 62%, esto es relevante ya que para Sozen (1989) después de estudiar el comportamiento de una base de datos de muros de concreto reforzado frente a la ocurrencia de eventos sísmicos, concluye que la explicación probable asociada al buen comportamiento de algunos edificios frente a un sismo de magnitud 7.8 fue en parte a que su índice de área era mayor al 3% en cada dirección. Por su parte, Junemann et al. (2015) reportan que el índice de área de muros promedio (estimado con los valores de todos los pisos) de los edificios dañados durante el terremoto de Maule, Chile (2010) es 2.9%. Con base a lo anterior se podría decir que al incrementar el índice de muros del rediseño comparado con el diseño original del caso de estudio se mejora su comportamiento frente a la ocurrencia del sismo de diseño.

### **Índice de muros**

Considerando 10 pisos típicos de área  $404 m^2$ , el índice de muros en dirección X es de 0.4%, por su parte para la dirección Y este parámetro es de 0.64%. El incremento de este índice respecto al diseño original es coherente con el aumento de la densidad producto del incremento de espesor de los muros.

### **Índice de calificación estructural**

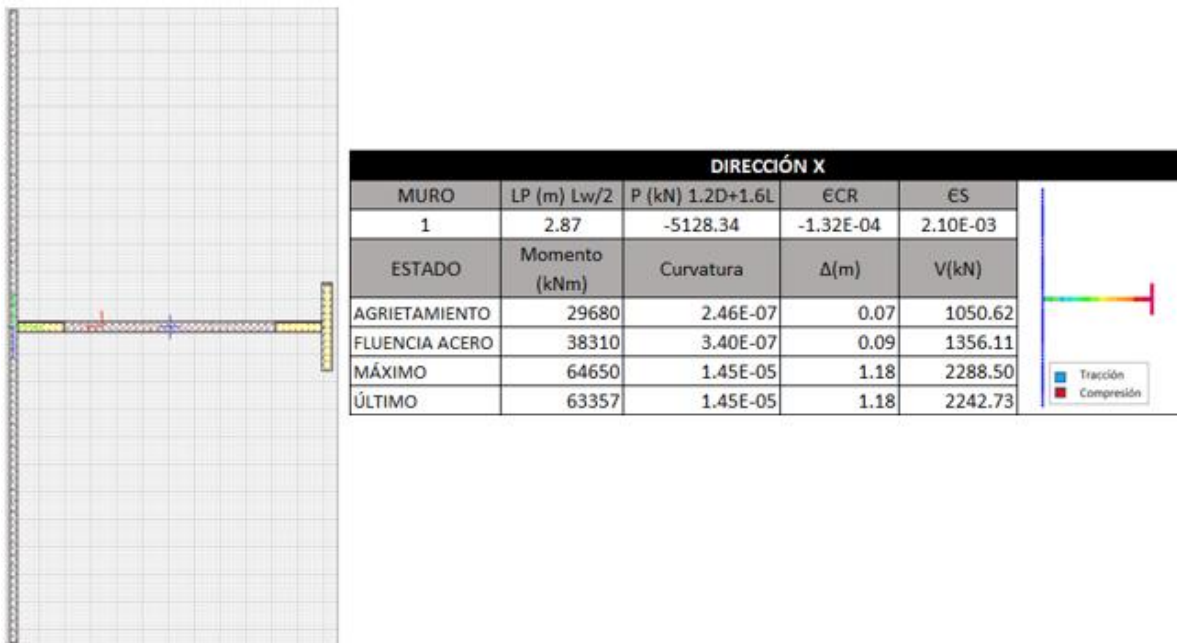
La plataforma indica que este rediseño mejoro el índice de calificación estructural, el resultado global indica que el edificio presenta una buena configuración y rigidez lateral, además que la densidad de muros del edificio se considera adecuada en ambas direcciones, tal como se muestra en la Figura 38. Nuevamente el color en este caso es verde.



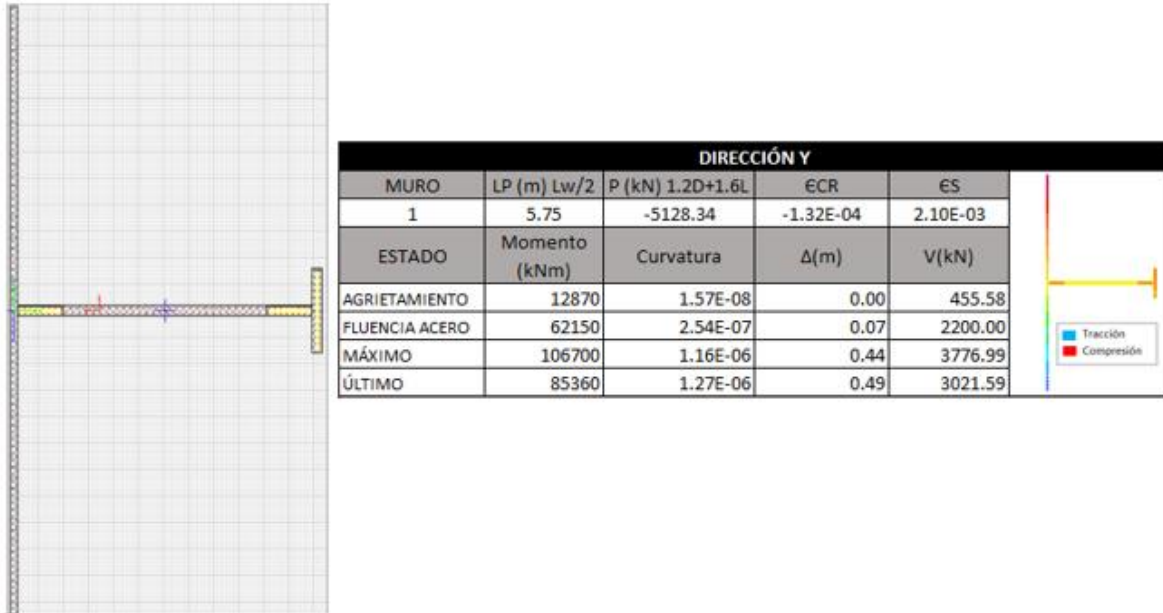
**Figura 38.** Índice de Calificación Estructural del rediseño para el caso uno de estudio según la plataforma del CEER.

### 6.6.4 Evaluación cuantitativa-Método N2

Empleando el mismo procedimiento y herramientas del diseño original se aplica la Evaluación cuantitativa del desempeño sísmico - Método N2 para los muros protagónicos compuestos descritos en la Tabla 14. De igual forma a manera de ejemplo a continuación se mostrará la aplicación de esto para el muro acoplado uno: M18-1 + M16 + M23 (ver Figura 39 y Figura 40).

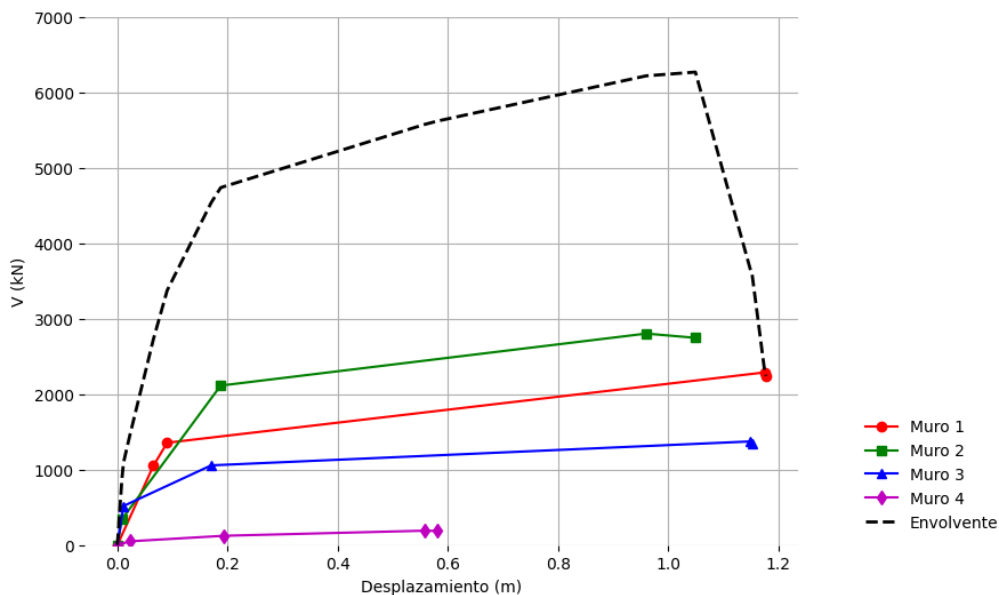


**Figura 39.** Momento-curvatura y curva de capacidad del muro compuesto uno del rediseño en dirección x para el caso uno de estudio.

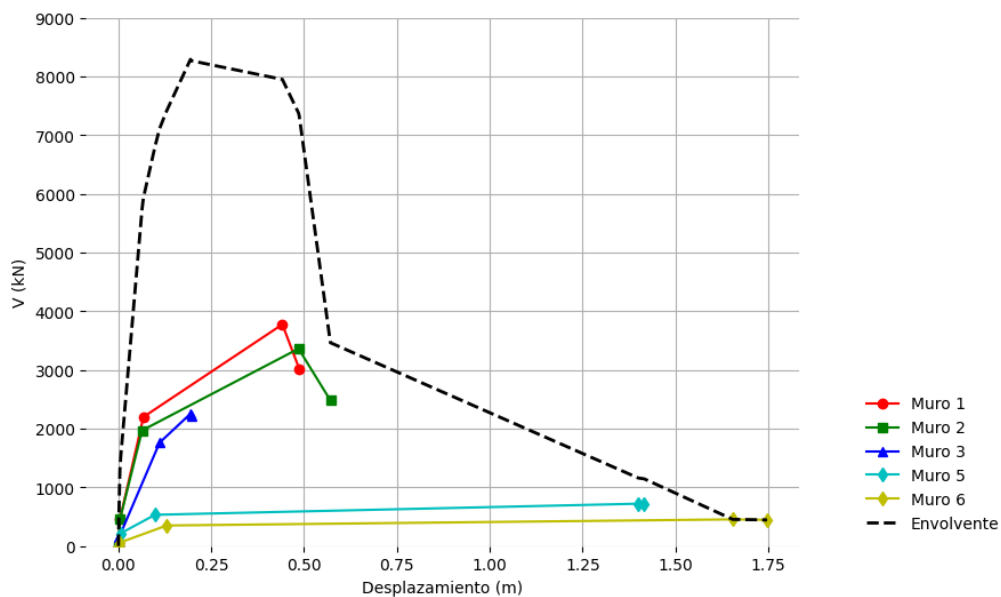


**Figura 40.** Momento-curvatura y curva de capacidad del muro compuesto uno, del rediseño en dirección y para el caso uno de estudio.

Una vez obtenidos los diagramas momento-curvatura para todos los muros compuestos protagónicos en cada dirección de interés (X e Y), estos se acoplan de manera que se obtiene la curva de capacidad aproximada para toda la estructura en dirección X e Y, respectivamente (ver Figura 41 y Figura 42)

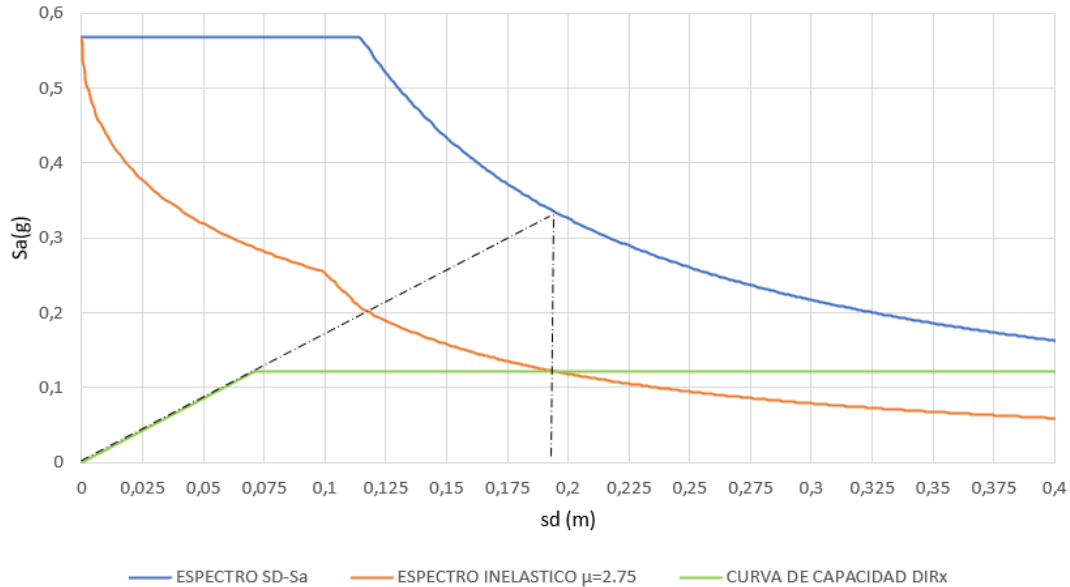


**Figura 41.** Curva de capacidad por muro protagónico y ensamblada del rediseño en dirección x para el caso uno de estudio.



**Figura 42.** Curva de capacidad por muro protagónico y ensamblada del rediseño en dirección X y para el caso uno de estudio.

Posterior a ello se aplica la Evaluación cuantitativa del desempeño sísmico - Método N2 para evaluar el desempeño de los muros protagónicos en dirección X siguiendo el procedimiento que se explicó a detalle en la Figura 11 (ver Figura 43). Los resultados del punto de desempeño sísmico se muestran en la Tabla 20.

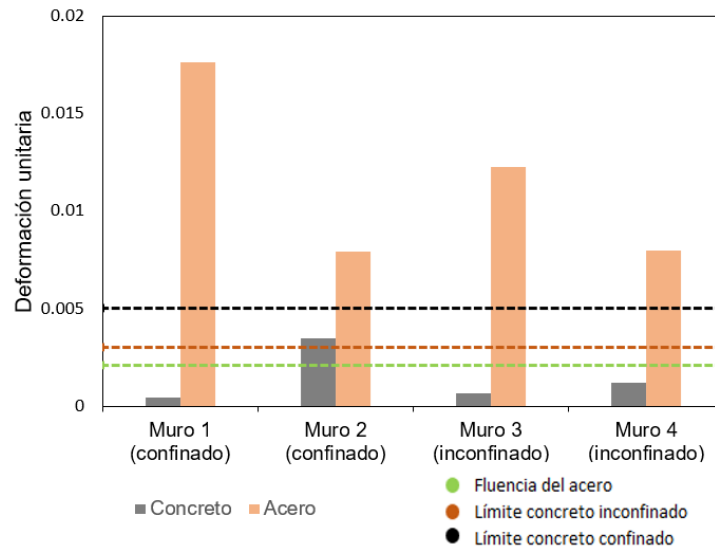


**Figura 43.** Método N2 del rediseño en dirección x para el caso uno de estudio.

**Tabla 20.** Resultados del desempeño del rediseño en dirección X para el caso uno de estudio.

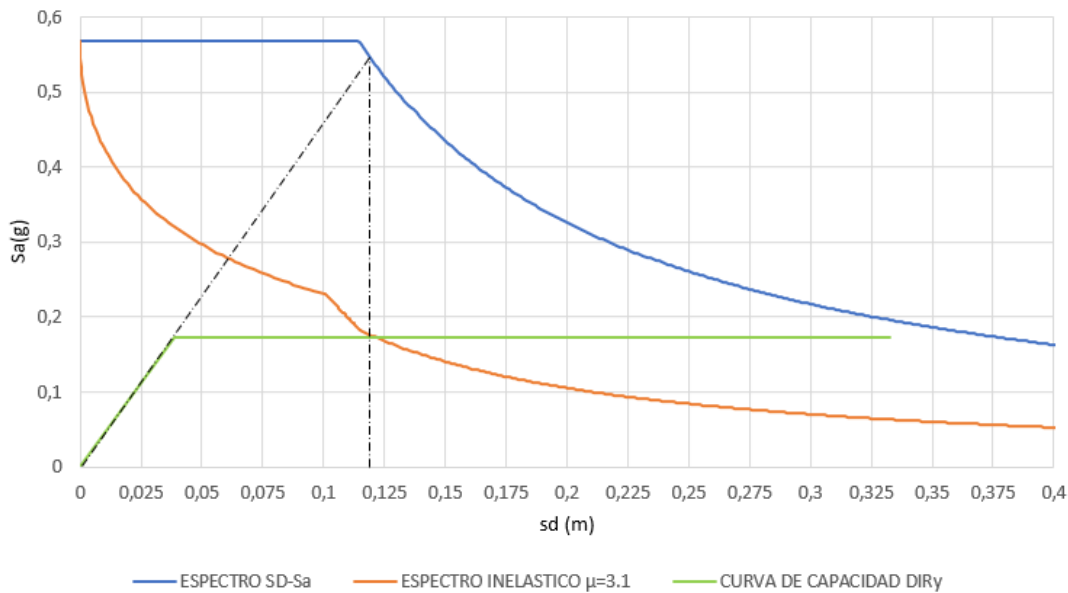
<b>Sd desempeño S1GDL (m)</b>	<b>Sd desempeño MGDL (mm)</b>	<b>Sae</b>	<b>Say</b>	<b>Ry</b>	<b>μ demandada</b>	<b>μ capacidad</b>
<b>0.19</b>	<b>285.41</b>	<b>0.57</b>	<b>0.12</b>	<b>4.67</b>	<b>2.75</b>	<b>10.38</b>

Tal como se muestra en la Figura 44 respecto a la deformación unitaria del concreto y acero para el punto de desempeño se observa que para el primero ninguno se acerca a la deformación unitaria de 0.003 para concreto confinado y 0.005 para concreto confinado. Por su parte el acero de los muros compuestos 1 y 2 se encuentra en la zona de endurecimiento y los demás en la plataforma de fluencia, el análisis posterior de esto comparado con el diseño original se muestra en el capítulo 6.7.



**Figura 44.** Deformación unitaria de los materiales para el sismo de diseño del rediseño en dirección x para el caso uno de estudio.

Respecto a la dirección Y, aplicando el mismo procedimiento que se muestra en la Figura 11 en los muros protagónicos correspondientes se obtiene el punto de desempeño (ver Figura 45). Los resultados del punto de desempeño se muestran en la Tabla 21y en la Figura 46.



**Figura 45.** Método N2 aplicado al rediseño en dirección y para el caso uno de estudio.

Tabla 21. Resultados del desempeño del rediseño en dirección y para el caso uno de estudio.

Sd desempeño S1GDL (m)	Sd desempeño MGDL (mm)	Sae	Say	R <sub>y</sub>	μ demandada	μ capacidad
0.12	181.35	0.57	0.17	3.30	3.10	8.62

Tal como se muestra en la Figura 46 respecto a la deformación unitaria del concreto y acero para el punto de desempeño se observa que para el primero ninguno se acerca a la deformación unitaria de 0.003 para concreto inconfinado y 0.005 para concreto confinado. Por su parte el acero se encuentra en la plataforma de fluencia, el análisis posterior de esto comparado con el diseño original se muestra en el título 6.7

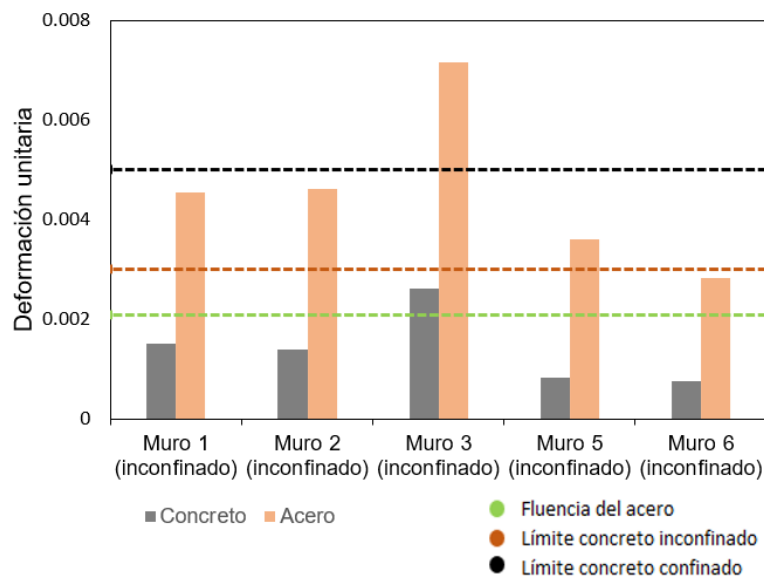


Figura 46. Deformación unitaria de los materiales para el sismo de diseño del rediseño en dirección y, en el caso de estudio uno.

## **6.7 Análisis comparativo**

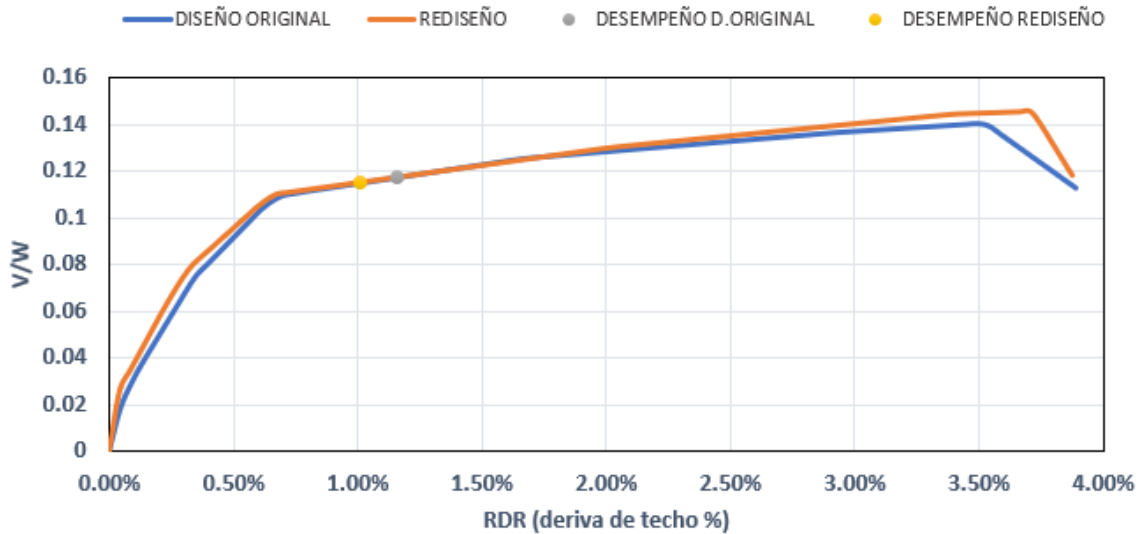
El análisis comparativo del impacto de los cambios en los requerimientos a nivel de diseño definidos en el capítulo 4 se realizó en dos etapas: En primer lugar, se analizaron los cambios a nivel del desempeño sísmico y, en segundo lugar, la variación en los costos directos asociados a los materiales de construcción de los muros. Los resultados y conclusiones que salen de este análisis comparativo, no deben ser generalizados debido a que solo se analizaron dos edificios. Sin embargo, pueden ser un referente para un proyecto más amplio donde se estudien edificios de muros de concreto reforzado bajos, intermedios y altos, con un amplio espectro de configuraciones estructurales y localizados en zonas de amenaza sísmica baja, intermedia y alta.

### **6.7.1 Impacto sobre el desempeño sísmico**

El desempeño sísmico de ambos diseños del caso de estudio se evaluó con base en la variación de capacidad a cortante y desplazamiento del rediseño en relación con el diseño original, además de la verificación del cambio en la demanda de los materiales para el punto de desempeño frente a la ocurrencia de sismos asociados al descrito por el espectro de diseño de la NSR10.

En cuanto a la capacidad de la estructura a nivel global normalizada con respecto a las cargas permanentes, la variación es mínima tal y como se muestra en la Figura 47 para la dirección X. Solo se aprecia un leve aumento tanto en la rigidez inicial como en la deriva asociada a la resistencia máxima. Por su parte la demanda de deriva de techo para el punto de desempeño del rediseño se reduce en un 12.9% respecto a la deriva de techo solicitada para el punto de desempeño del diseño original, lo cual es coherente con la disminución de los periodos modales descritos en la Tabla 11 y la Tabla 17, en las cuales se muestra que para la dirección X el periodo del modo fundamental del diseño original fue de 0.64 segundos mientras

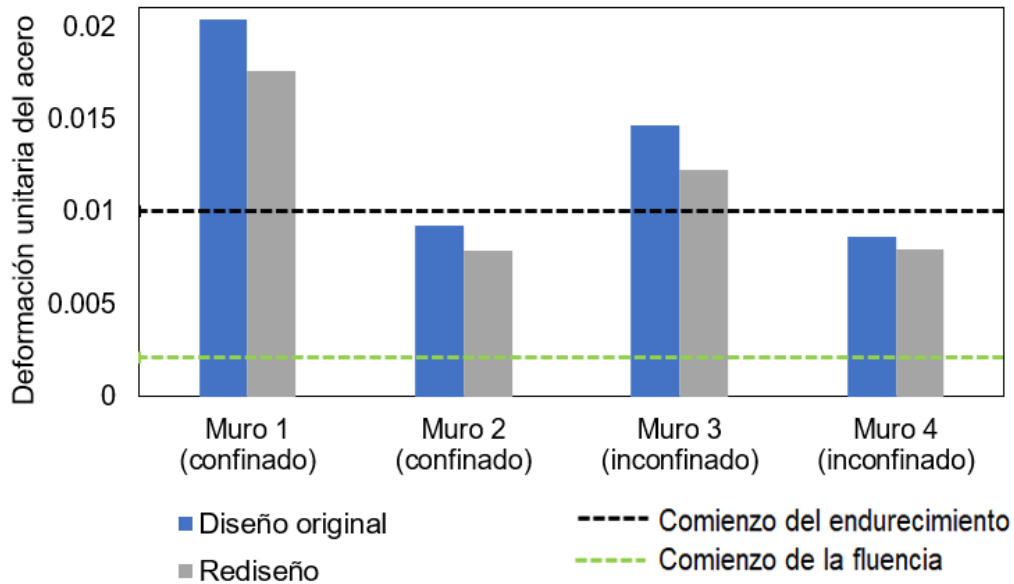
para el periodo del rediseño fue de 0.57 segundos, lo que evidencia un aumento de la rigidez lateral.



**Figura 47.** Comparación entre los diseños en dirección x en el caso uno de estudio.

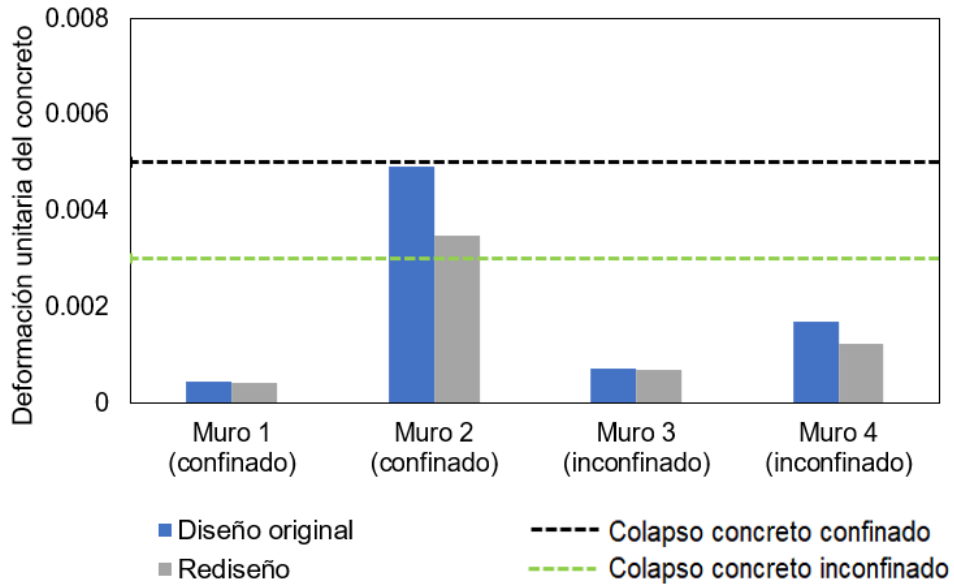
Respecto a la demanda de deformaciones unitarias tanto en el concreto como en el acero, la comparación entre el diseño original y el rediseño permite observar que en todos los muros las deformaciones unitarias disminuyen tanto para el acero como para el concreto (Figura 48 y Figura 49 respectivamente), debido en parte por la reducción de la demanda de desplazamiento lateral.

Respecto a la deformación unitaria que se observa en la Figura 48, es claro que el rediseño logró disminuirla para todos los muros sin embargo para los muros 1 y 3 no ha logrado evitar que se produzca el endurecimiento del acero.



**Figura 48.** Comparación de la deformación a tracción en el acero de muros protagónicos para el punto de desempeño en dirección x, en el caso uno de estudio.

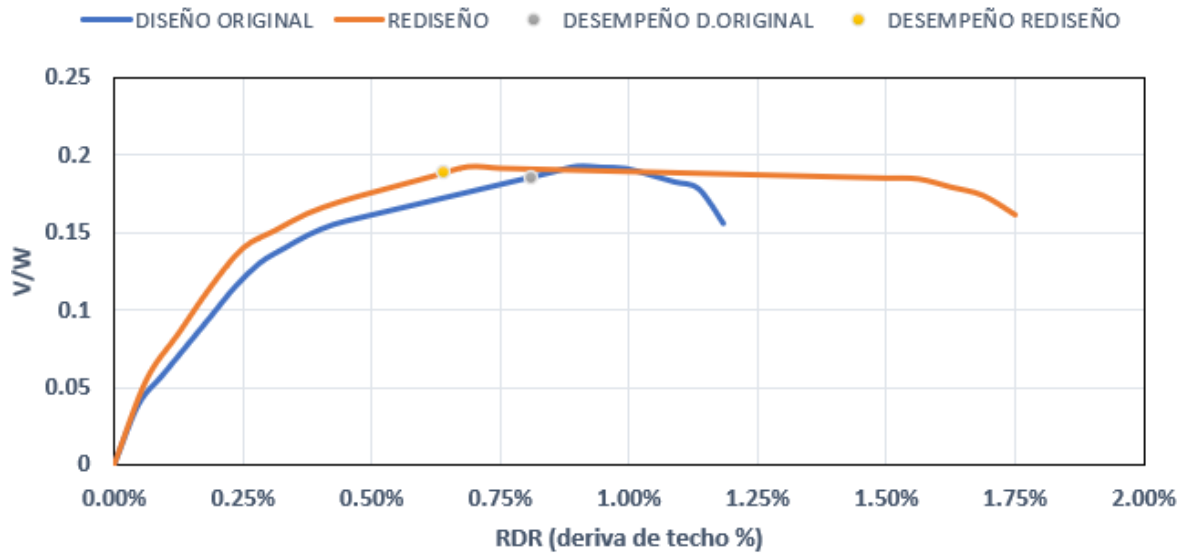
En un análisis más detallado el caso más significativo de reducción de la deformación unitaria del concreto se presentó en el muro 2, pasando de una deformación de 0.0049 a un valor de 0.0035, lo cual representa una reducción del 29%, tal como se observa en la Figura 49. Es importante aclarar que los valores identificados como colapso concreto confinado e inconfinado presentes en todas las figuras de este informe son solo valores de referencia, en el caso del concreto confinado es un valor bastante conservador ya que su objetivo es dar una idea del comienzo de deformaciones unitarias considerables, aunque no signifiquen colapso inmediato.



**Figura 49.** Comparación del estado del concreto de muros protagónicos para el punto de desempeño en dirección x, en el caso uno de estudio.

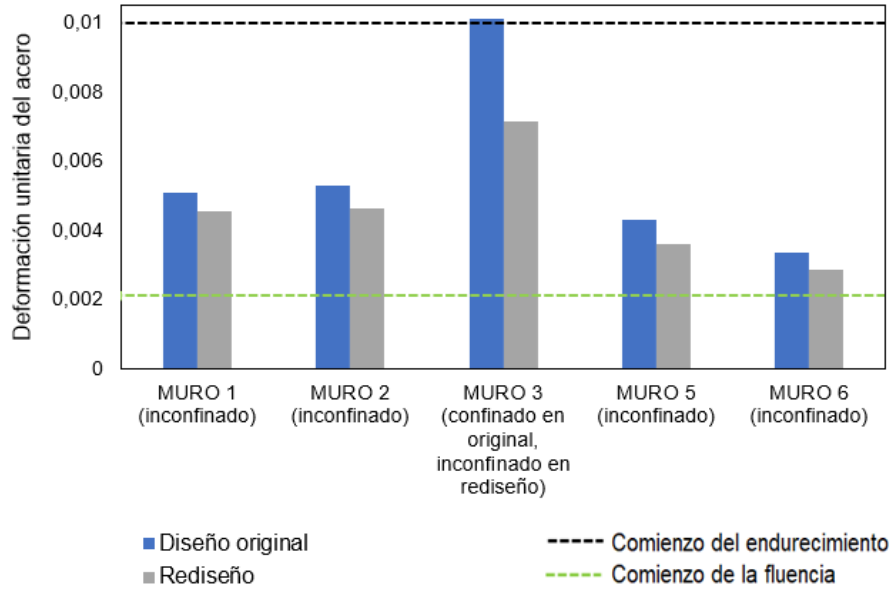
\*

Respecto a la dirección Y, se evidencia un incremento tanto en la resistencia ante cargas laterales de la estructura (8%) como en la ductilidad (57%), Experiencias recientes como la de Turquía o Siria con el sismo de Kahramanmaraş en 2023, demuestra la necesidad de diseñar estructuras para periodos de retorno mucho mayores, como por ejemplo el sismo máximo considerado con un periodo de retorno de 2500 años. En este sentido, la mejora que significa el rediseño respecto al diseño original para esta dirección le permite a la estructura soportar sismos de mayor intensidad al descrito por el espectro de diseño de la NSR 10 alargando el rango de precolapso, entendido como el punto donde la estructura alcanza la cortante máxima hasta donde el punto donde la pérdida de rigidez indica el colapso de esta, tal como se observa en la Figura 50.



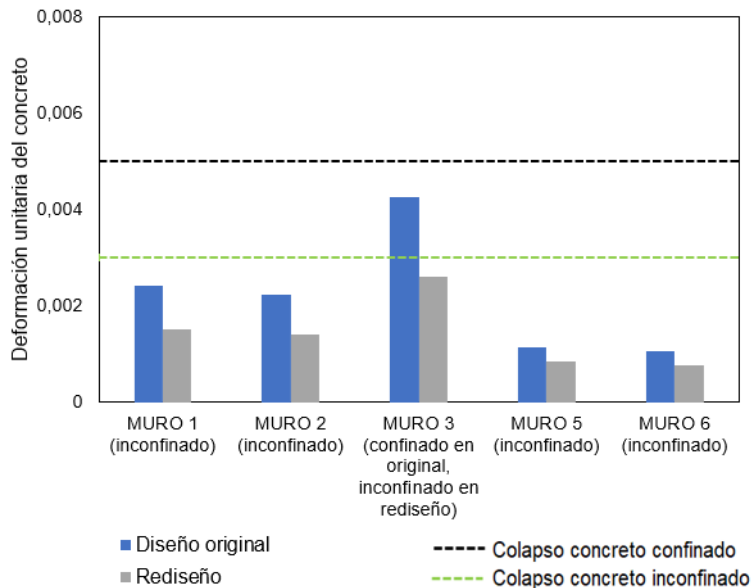
**Figura 50.** Comparación entre la capacidad de los diseños en dirección y, en el caso uno de estudio.

Respecto a la deformación unitaria del acero, todos los muros fluyen tal y como se puede apreciar en la Figura 51, sin embargo, el muro 3 que corresponde al que absorbe el mayor nivel de deformación, logra una reducción en la deformación del acero de 29%, pasando de la zona de endurecimiento a la plataforma de fluencia. Esto se asocia a un buen detallado de acero y un buen comportamiento sísmico en el cual la estructura tiene una considerable reserva de capacidad altamente útil ante la ocurrencia de sismos posteriores tal como es común con las réplicas.



**Figura 51.** Comparación del estado del acero de muros protagónicos para el punto de desempeño en dirección y, en el caso uno de estudio.

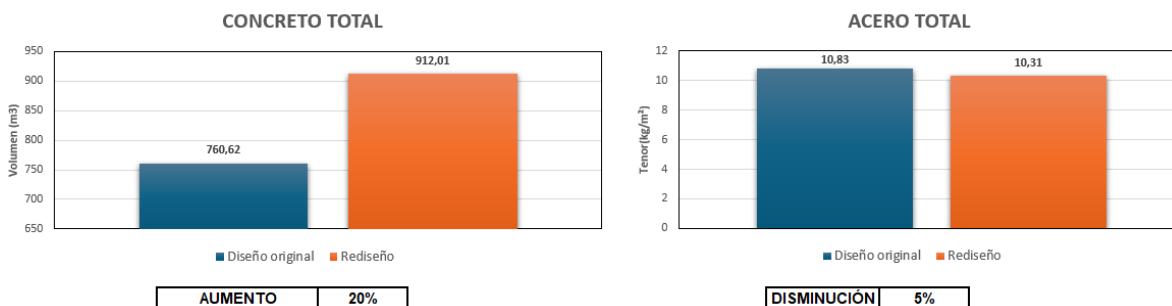
Respecto al concreto todos los muros experimentaron disminución en el nivel de deformación unitaria entre el 26% y 38% tal como se muestra en la Figura 52. La mayor reducción se presentó en el Muro 3 en el que se evidenció una reducción que eliminó el requerimiento de elemento de borde especial.



**Figura 52.** Comparación del estado del concreto de muros protagónicos para el punto de desempeño en dirección y, en el caso uno de estudio.

## 6.7.2 Impacto sobre el costo de construcción

Para evaluar el impacto en el costo de construcción, se calcularon las cantidades de obra de concreto y acero del diseño original y el rediseño. En la Figura 53 se muestra la comparación entre ambos diseños.



**Figura 53.** Comparación de cantidades de obra entre los diseños del caso uno de estudio.

El volumen de concreto que se muestra en la Figura 53 se divide por resistencias tal y como se muestra en la Tabla 22. El tenor de concreto para el diseño original corresponde a 0.17 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup> mientras para el rediseño es de 0.21 m<sup>3</sup>/m<sup>2</sup>, El incremento de volumen del rediseño obedece al aumento de espesor de los muros con el fin de cumplir los objetivos de diseño tales como que los muros que requiriesen elemento de borde tuvieran un espesor de 0.3 m, asegurando una correcta dimensión de confinamiento. Sin embargo, no tuvo en cuenta la longitud del muro y su orientación, tal es el caso del muro M17 de 5.14 m en dirección X, en el cual aumentar el espesor de 0.2 m a 0.3m significó un incremento de volumen del concreto del 23% lo cual no se refleja en una mejora de la capacidad en dicha dirección, por el contrario esta modificación provocó que el aumentar el área de aplicación de carga, el esfuerzo disminuyera y por tanto el requisito de elemento de borde ya no fuese necesario ( $\sigma < 0.2f'c$ ), esto significó a su vez quitar el confinamiento y por ende perder más del 50% de capacidad de deformación que si bien a nivel global (suma de todos los muros) no significó pérdida de capacidad, tampoco implicó mejora y por ende es un incremento no eficiente en la cantidad de concreto.

**Tabla 22.** Variación del precio del concreto por resistencia para el caso uno de estudio.

Resistencia (MPa)	Precio unitario (\$/m <sup>3</sup> )	Diseño original		Rediseño		Aumento
		Volumen m <sup>3</sup>	Precio \$	Volumen m <sup>3</sup>	Precio \$	
35	552121	138.30	76.358.334	212.03	117.067.320	53%
28	528308.91	276.59	146.125.407	383.41	202.557.863	39%
21	284709.96	345.74	98.435.210	316.57	90.130.063	8.4%

\*Los precios unitarios considerados en este trabajo son solo de referencia y obtenidos de un generador virtual de precios disponible en:

[http://www.colombia.generadordeprecios.info/espacios\\_urbanos/Cimentaciones/Concretos\\_\\_aceros\\_y\\_encofrados/Aceros/Acero\\_para\\_concreto.html](http://www.colombia.generadordeprecios.info/espacios_urbanos/Cimentaciones/Concretos__aceros_y_encofrados/Aceros/Acero_para_concreto.html)

Por su parte el costo de acero corrugado grado 60 considerado tanto para el diseño original como para el rediseño se muestra en la Tabla 23 , allí es evidente que en general las cantidades de este material disminuyeron motivadas principalmente por la condición de no requerir elemento de borde o bien disminuir la longitud horizontal requerida de este, en temas de tenores el diseño original corresponde a 10.8 kg/m<sup>2</sup> mientras para el rediseño es de 10.3 kg/m<sup>2</sup>.

**Tabla 23.** Variación del precio del acero para el caso uno de estudio.

Descripción	Precio unitario (\$/kg)	Cantidad de acero original (kg)	Cantidad de acero rediseño (kg)	Precio total original \$	Precio total rediseño \$	Disminución
Acero grado 60	4200	48127.52	45804.100	202.135.584	192.377.220	5%

Con base en los resultados que se muestran en la Tabla 22, el costo asociado al volumen del concreto presentó un incremento de \$ 88.836.294 que corresponde a un incremento del 28% del precio original. Por su parte el acero disminuyó en \$ 9.758.364 que representa una reducción del precio original de 5% aproximadamente. Considerando las variaciones en los costos del concreto y el

acero, el rediseño estructural representó un incremento total de la estructura de \$ 79.077.930 (sin incluir fundaciones ni mano de obra), que corresponde aproximadamente a un 15% del precio original. Este incremento dividido entre los 44 apartamentos del proyecto significa que, con las consideraciones mencionadas para el rediseño, cada uno de ellos deberá incrementar el precio en \$ 1.797.226. Este incremento para la dirección X no implica una mejora considerable desde el punto de vista de desempeño ante la ocurrencia de sismos asociados al espectro de diseño (periodo de retorno de 475 años), sin embargo, para la dirección Y, el incremento puede verse como una inversión importante para mejorar el comportamiento sísmico del edificio, debido a que incrementa la capacidad de deformación inelástica.

## **7. Casos de estudio No. 2-Edificio de 9 pisos-DMO**

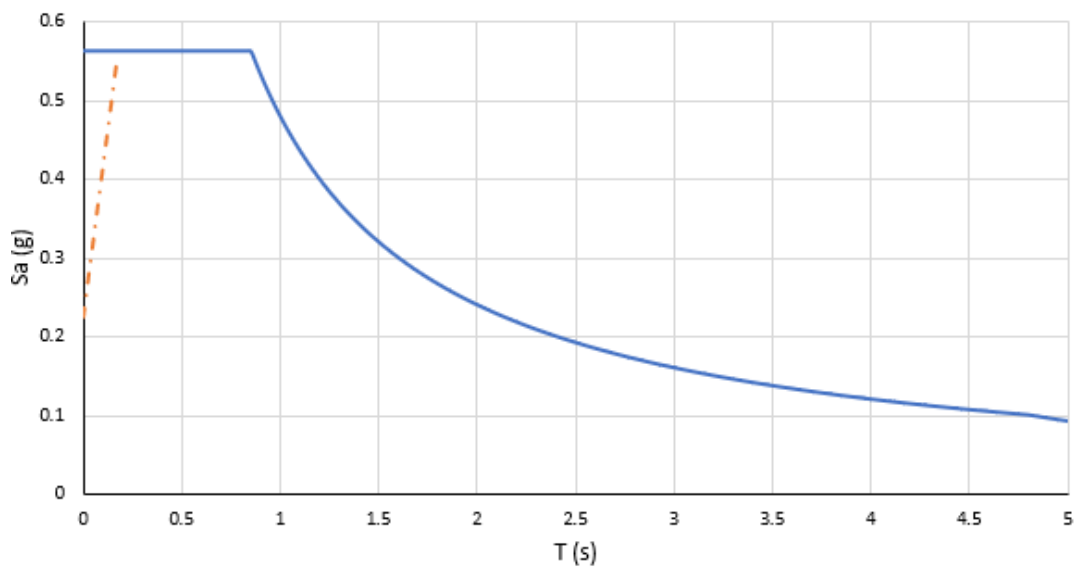
### **7.1 Descripción del edificio**

El segundo caso de estudio corresponde a un edificio de uso residencial de 21.6 metros de altura ubicado en municipio de Rionegro-Antioquia, el cual pertenece a una zona de amenaza sísmica intermedia. La planta típica del edificio tiene una longitud de 35.80 m y un ancho de 12.40 m, lo que descontando los vacíos correspondientes a escaleras y tragaluces representa un área promedio en planta de 424 m<sup>2</sup>. La distribución en planta corresponde a ocho unidades por piso, con un total de 72 apartamentos. Se tienen dos tipos de apartamentos, con áreas privadas que varían entre 45.5 m<sup>2</sup> y 45.9 m<sup>2</sup>. En la Figura 54 se muestra una planta típica y el modelo 3D del edificio, el sistema de losa entre piso corresponde a losa maciza. El proyecto cuenta con estudio geotécnico de sitio con base al cual se obtienen el perfil de suelo y coeficientes Aa y Av. Los demás parámetros para construir el

espectro elástico de diseño que se muestra en la Figura 55 se indican en la Tabla 24.



**Figura 54.** Vista en planta y 3D del segundo caso de estudio.



**Figura 55.** Espectro elástico de diseño del segundo caso de estudio

**Tabla 24.** Parámetros para el espectro elástico de diseño del segundo caso de estudio.

Aa	0.15	Fa	1.5	Tc (s)	0.853
Av	0.20	Fv	2	TL (s)	4.8
Tipo de suelo	D	I	1.0	Ta (s)	0.49

## 7.2 Consideraciones de análisis y diseño

De acuerdo con los lineamientos establecidos en el Título B de la NSR-10 y las condiciones específicas del proyecto, se determinaron las cargas que se implementaron en el modelo estructural (Tabla 25) desarrollado en el software de diseño estructural ETABS, respecto a las combinaciones de carga consideradas se tomaron las mismas que para el caso 1, las cuales se muestran en la Tabla 9.

**Tabla 25.** Cargas usadas en el modelo ETABS del caso dos de estudio.

CARGAS VIVAS PISO TÍPICO	
Descripción	Carga (kN/m <sup>2</sup> )
Vivienda (VIS)	1.8
Escaleras y corredores	3.0
CARGAS MUERTAS PISO TÍPICO	
Descripción	Carga (kN/m <sup>2</sup> )
Losa	2.35
Acabados	1.4
Muros no estructurales	0.8
otros	0.8

A partir del análisis de la geometría del edificio tanto en planta como en altura, se clasifica como regular. Los parámetros de diseño se muestran en la Tabla 26

**Tabla 26.** Coeficientes de disipación de energía e irregularidad NSR10 del caso dos de estudio.

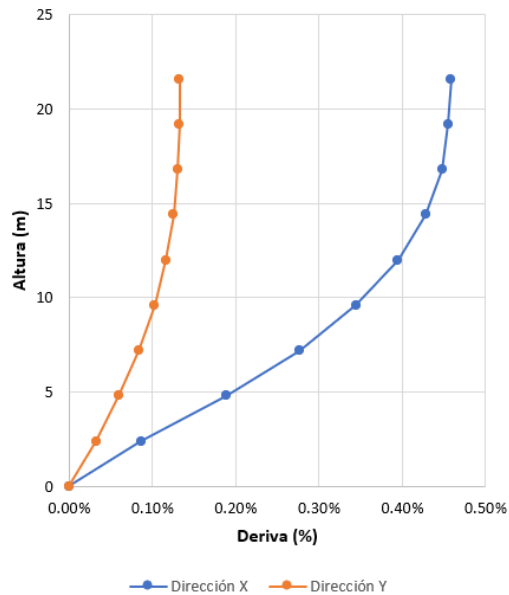
Coeficiente de capacidad de disipación de energía básico $R_0$	4.0 (NSR-10. Tabla A.3-1)
Configuración en planta $\Phi_p$	1.0 (NSR-10. A.3.3.3)
Configuración en altura $\Phi_a$	1.0 (NSR-10. A.3.3.5.1)
Ausencia de redundancia $\Phi_r$	1.0 (NSR-10. A.3.3.8.2)
Reducción del valor de R	4.0 (NSR-10. A.3.3.3)

En este caso, el cortante dinámico se debe realizar un ajuste al 80% del cortante obtenido por el Método de la Fuerza Horizontal Equivalente tal como se muestra en la Tabla 27.

**Tabla 27.** Ajuste del cortante basal del modelo original para el segundo caso de estudio.

Variable	Dirección x	Dirección y
Ta(s)	0.491	
CuTa(s)	0.624	
Tmodal(s)	0.548	0.291
Sa(g)	0.563	0.563
Masa (kg)	3415586.871	
Vs FHE (kN)	18847.635	
Irregular	No	
80%Vs FHE (kN)	15078.111	
Vs dinámico (kN)	12710.997	12973.516
Ajuste	1.186	1.162

Posterior al ajuste del cortante basal se calculan las derivas máximas de entrepiso, para la dirección X ésta es de 0.46% por su parte en dirección Y es de 0.13% verificando el cumplimiento de deriva  $\leq 1\%$  definido por la NSR 10 para estructura de concreto reforzado (Tabla 4), la variación de la deriva en altura se puede observar en la Figura 56.

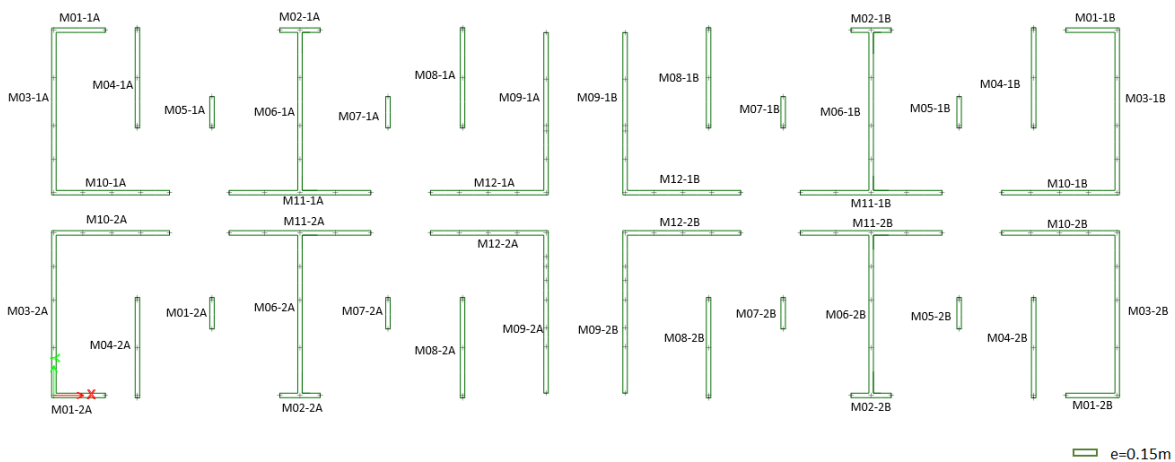


**Figura 56.** Cumplimiento de deriva de entrepiso del modelo original en el caso dos de estudio.

Este caso de estudio fue diseñado con una resistencia a la compresión del concreto de 21 MPa para todos los pisos.

### 7.3 Definición de los muros protagónicos

Una vez verificado que el modelo estructural cumpliera como mínimo todos los requisitos de diseño de la NSR10 indicados en el capítulo 2 Se identificó que la estructura cuenta con 48 muros divididos en 12 tipologías tal y como se observa en la Figura 57. Allí se pueden identificar que todos ellos cuentan con un espesor de 0.15m



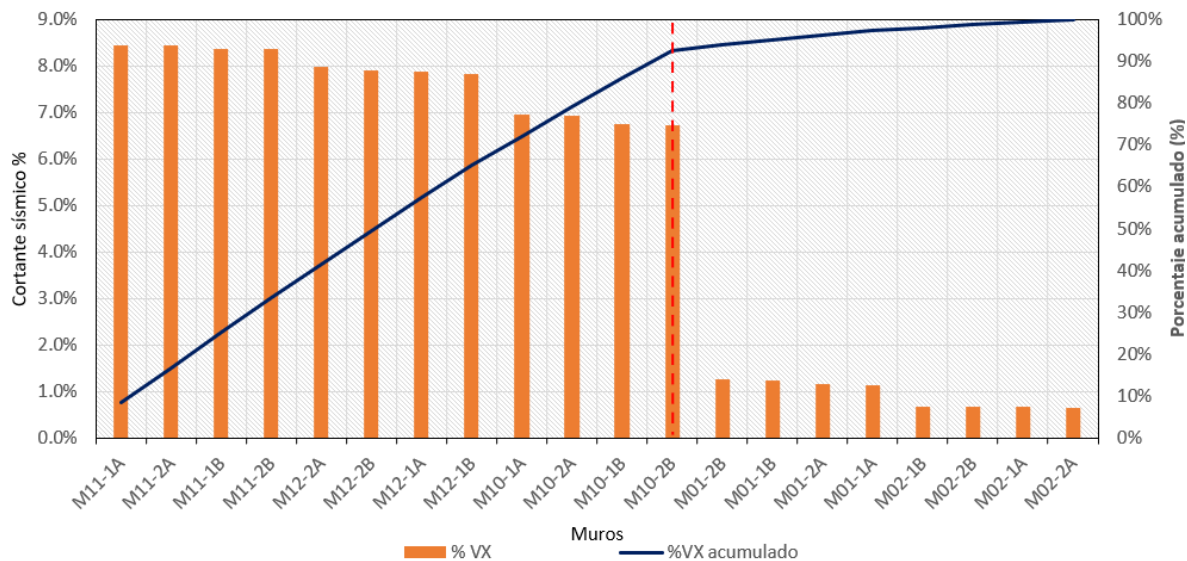
**Figura 57.** Vista en planta de los muros del diseño original por espesor para el caso de estudio dos.

Como se puede apreciar en la Figura 57, este edificio tiene muros con secciones transversales rectangulares compuestas, en L, T, H y C. esto se resume en la Tabla 28.

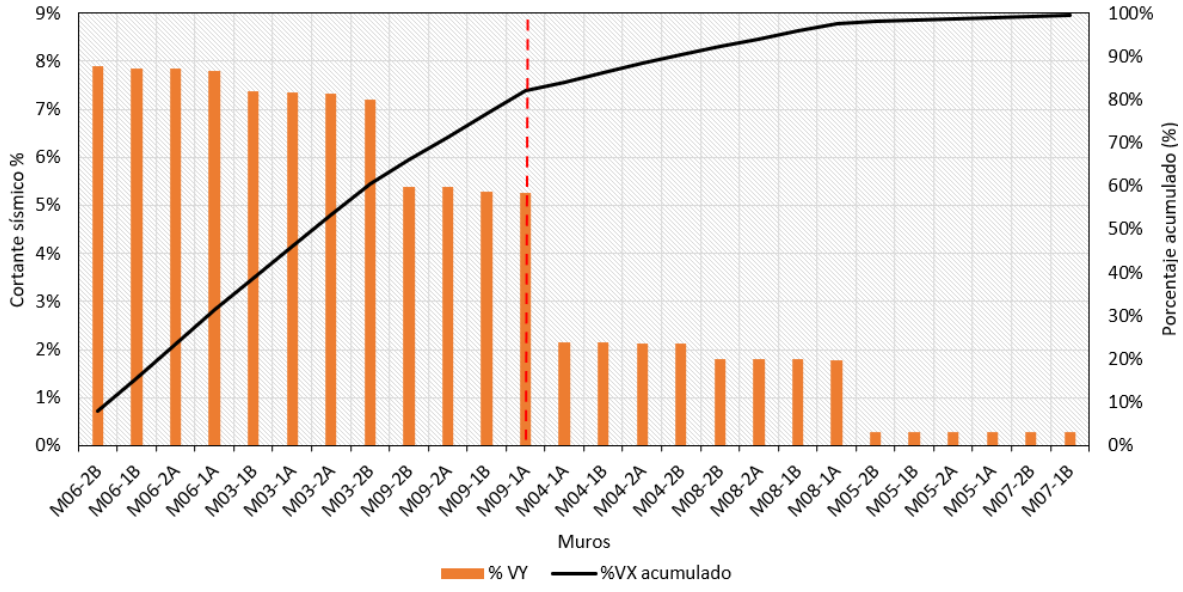
**Tabla 28.** Geometría de los muros compuestos del diseño original para el caso de estudio uno.

Muro	Forma	Espesor alma (m)	Espesor aletas (m)	Existencia elemento de borde	Espesor del Elemento de borde
M01+M03+M10	C	0.15	0.15	DIR X e Y	0.15
M04	I	0.15		DIR X e Y	0.15
M05	I	0.15		DIR X e Y	0.15
M06+M11+M02	H	0.15	0.15	DIR X e Y	0.15
M07	I	0.15		DIR X e Y	0.15
M08	I	0.15		DIR X e Y	0.15
M09+M12	L	0.15	0.15	DIR X e Y	0.15

Siguiendo el mismo procedimiento del caso uno, se identifican los muros protagónicos. En este segundo caso de estudio se observa que los muros que corresponden a las tipologías 10, 11 y 12 tienen una responsabilidad de cortante para la dirección X de entre el 6% y 9% que debido a la cantidad de muros por tipología hace que el cambio de pendiente de la gráfica no se dé sino hasta el 92% de cortante acumulado. Por su parte para la dirección Y las tipologías de muros 03, 06 y 09 son responsables de un cortante basal que va desde el 5% hasta el 8% y que debido a la cantidad de muros por tipología hacen que el cambio de pendiente no se dé sino hasta el 82%. Todo lo anterior se muestra en la Figura 58 y Figura 59.

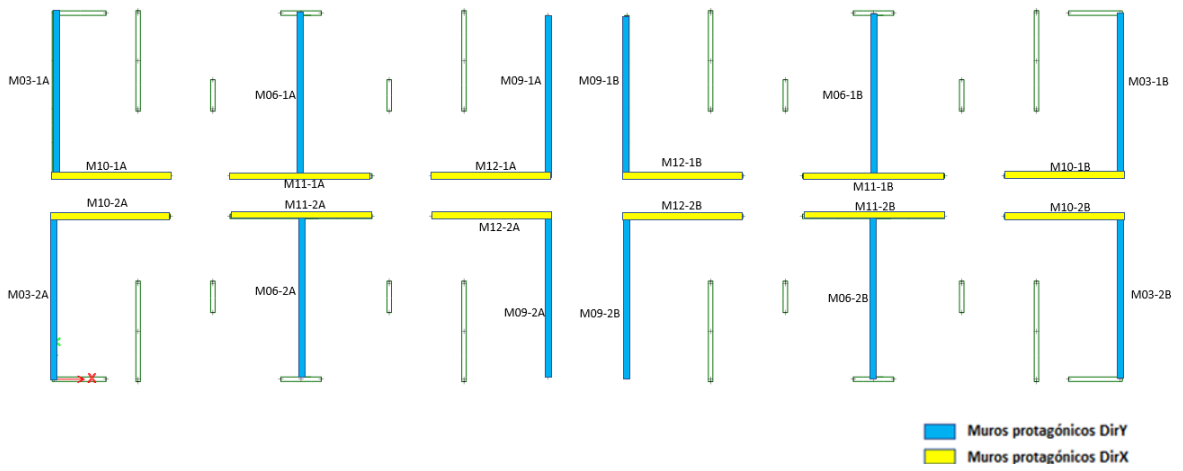


**Figura 58.** Muros protagónicos en dirección x del caso dos de estudio.



**Figura 59.** Muros protagónicos en dirección y del caso dos de estudio.

En la Figura 60 se muestran los muros protagónicos en ambas direcciones. Los de color azul corresponden a la dirección Y mientras que los de color amarillo los muros en dirección X.



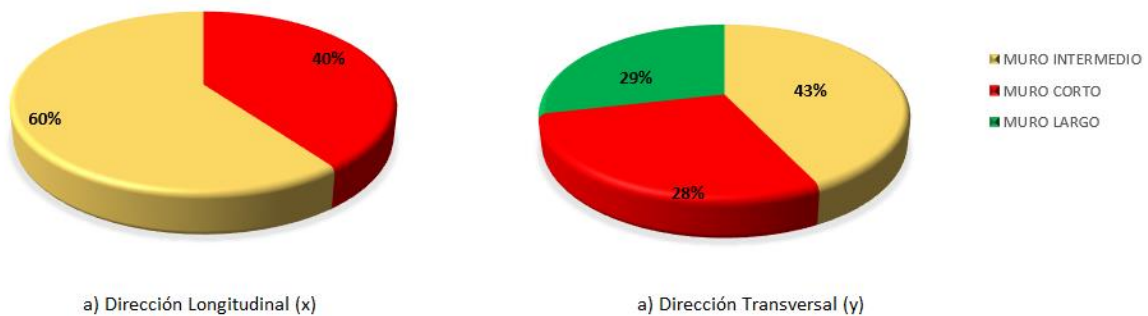
**Figura 60.** Vista en planta de los muros protagónicos del caso uno de estudio.

## 7.4 Evaluación cualitativa – Semáforo SER – Macro parámetros

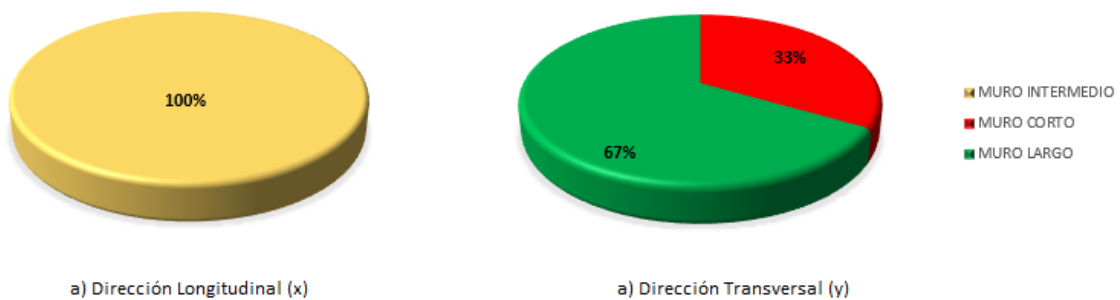
Siguiendo el procedimiento que se aplicó en el caso uno de estudio tal como se indicó en la sección 5.1 se evalúan los macro parámetros del segundo caso de estudio obteniendo los siguientes resultados:

### 7.4.1 Relación de aspecto

En la Figura 59 se muestra la distribución de los muros de acuerdo con la clasificación de su relación de aspecto para los muros de todo el edificio y los muros protagónicos, respectivamente.



**Figura 61.** Clasificación general de los muros del diseño original por su relación de aspecto para el caso dos de estudio.

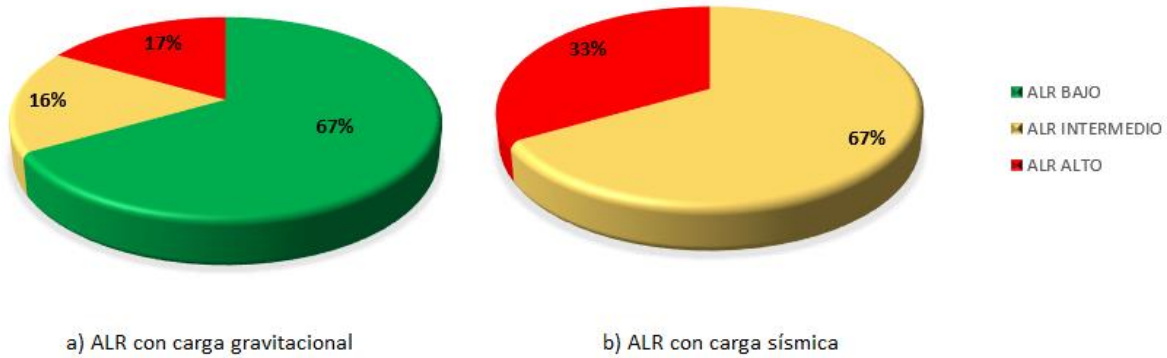


**Figura 62.** Clasificación de los muros protagónicos del diseño original por su relación de aspecto para el caso dos de estudio.

De las tres categorías en que se clasifica este parámetro (Titulo 5.1.1), destaca de manera significativa que el 60% de todos los muros en dirección X corresponden a un  $A_r$  entre 4 y 10. El 40% restante equivale a muros con un  $A_r$  mayor a 10 (Figura 61) lo que indica que son muros cortos sin embargo al concentrar el estudio sobre los muros protagónicos se obtiene que ninguno de estos muros cortos es protagónico (Figura 62) con lo cual basado solo en este macro parámetro se puede decir que en dirección X se espera una buena ductilidad. Por otro lado, en dirección Y (Figura 61 y Figura 62) es claro que mientras la primera presenta una distribución balanceada con un 29% de muros largos, 43% de muros intermedios y un 28% de muros cortos que a primera vista refleja una buena distribución de la relación de aspecto de los muros, sin embargo, el estudio de los muros protagónicos revela una distribución desbalanceada donde el 67% son muros largos y el 33% cortos, de manera que no existen muros intermedios que sirvan de interface entre la alta capacidad a cortante de los muros largos y la ductilidad de los cortos, por tanto se espera que una vez se alcance la capacidad máxima a cortante del edificio en esta dirección la estructura experimente una acelerada pérdida de rigidez.

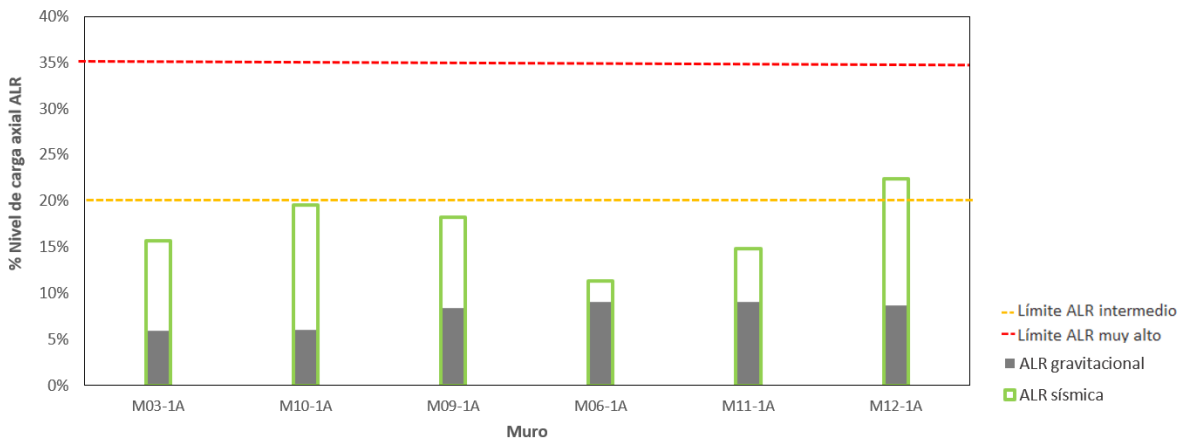
#### **7.4.2 Relación de carga axial**

En la Figura 63 se muestra la distribución de carga axial en todos los muros protagónicos para dos combinaciones, una de ellas solo con carga gravitacional y la segunda considerando los efectos sísmicos.



**Figura 63.** Clasificación ALR diseño original con a) carga gravitacional 1.2CM+1.0CV y b) carga sísmica 1.2CM+1.0CV+1E para el caso dos de estudio.

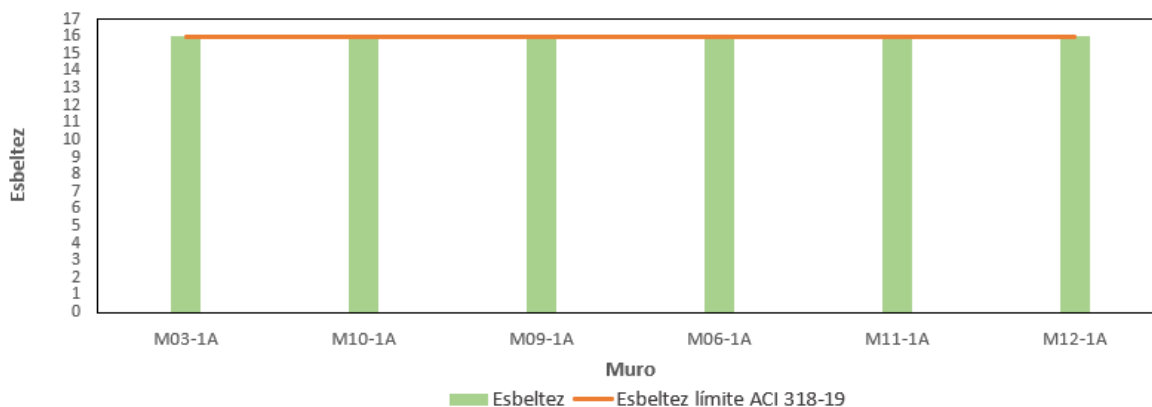
Como era de esperarse tal y como ocurrió en el caso de estudio uno la consideración de una carga sísmica hace que se incremente la demanda de los muros respecto a si solo se usaran cargas gravitacionales estáticas. Para este caso particular se pasa de tener un 67 % con una relación de carga axial baja sin la consideración de carga sísmica a que al considerarla el 67% de todos los muros tengan una relación intermedia y el 33% restante inclusive aumenten este macro parámetro sobre los límites considerados de nivel de carga axial intermedio ( $>20\% f'c \cdot A$ ). No obstante respecto el estudio detallado de los muros protagónicos es claro que solo una tipología (12) supero levemente dicho límite, entonces se puede decir que la distribución en planta de los muros logra que los niveles de carga axial de los muros protagónicos estén en el rango intermedio.



**Figura 64.** Incremento ALR en los muros protagónicos del diseño original debido a cargas sísmicas para el caso uno de estudio.

### 7.4.3 Esbeltez

En la caracterización de este parámetro para los muros protagónicos se evidencia que todos los muros llegan al límite establecido por el American Concrete Institute ACI de 16 tal como se muestra en la Figura 65.



**Figura 65.** Esbeltez de muros protagónicos del diseño original comparada con el límite propuesto por ACI 318-19 para el caso uno de estudio.

### 7.4.4 Densidad de muros

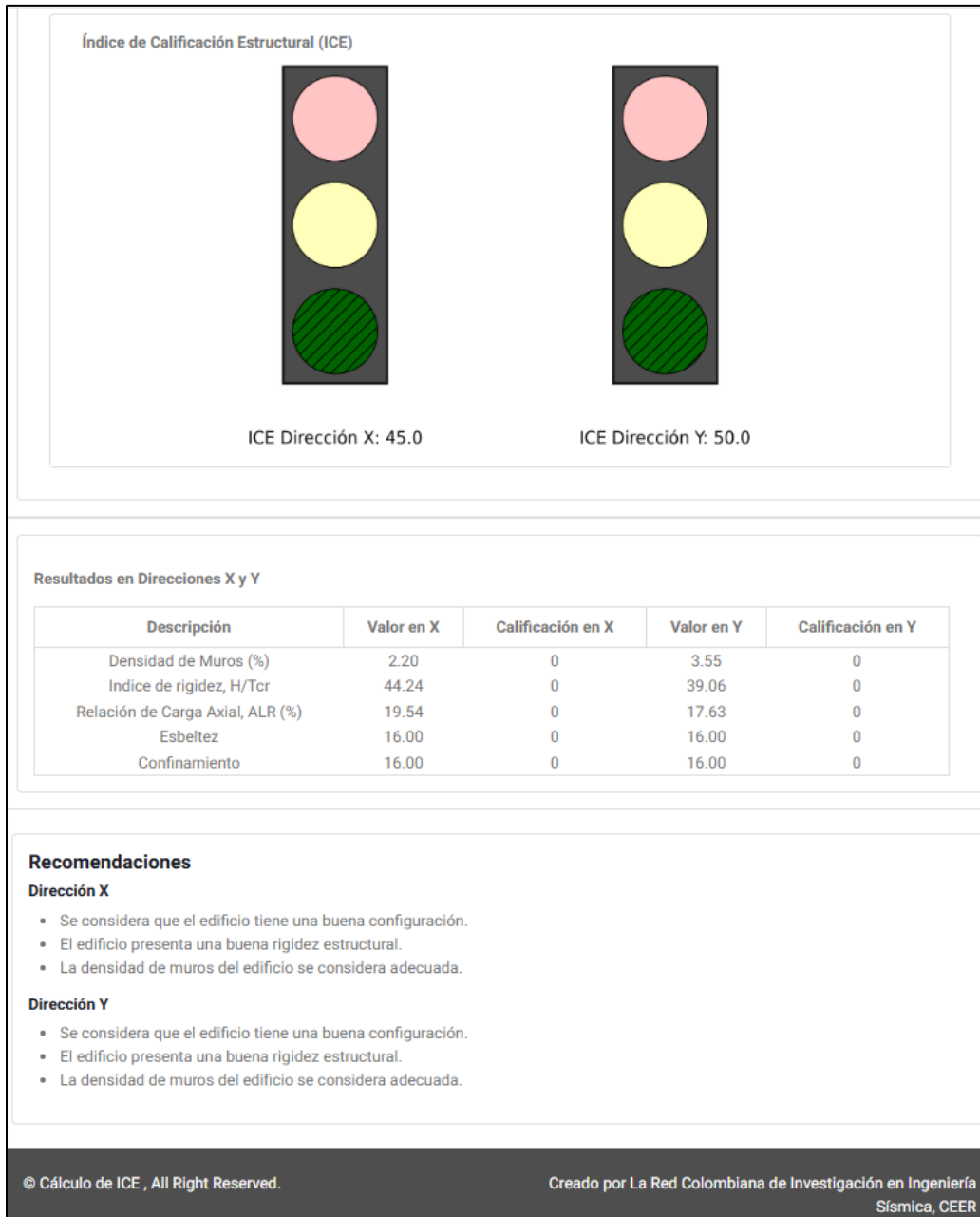
Para este diseño propuesto se obtuvo en la base una densidad de muros de 2.2% en dirección X y 3.55% en dirección Y.

### 7.4.5 Índice de muros

Considerando los primeros 6 pisos con un área de 418 m<sup>2</sup>, los dos siguientes con 424 m<sup>2</sup> y el último nivel de 430m<sup>2</sup>, el índice de muros en dirección X arroja un valor de 0.25%, por su parte para la dirección Y un valor de 0.4%.

### 7.4.6 Índice de calificación estructural (ICE)

Respecto a la calificación global que el semáforo del CEER, los resultados arrojados por la plataforma se muestran en la Figura 66, el cual en términos generales indica una buena distribución de los muros, respecto a carga y geometría.



**Figura 66.** Índice de Calificación Estructural del diseño original para el caso dos de estudio según la plataforma del CEER.

## 7.5 Evaluación cuantitativa-Método N2

Como ya se indicó en el caso uno de estudio para esta evaluación se aplicará el Método N2 propuesto por Fajfar & Fischinger (1988) el cual permite evaluar el comportamiento de los muros protagónicos ante la ocurrencia del sismo de diseño. Para esto se procede a calcular el diagrama momento-curvatura de cada uno de los muros protagónicos en el Section Designer del software de diseño SAP2000, posterior a ello se aplica el procedimiento que se indicó en la Figura 11. A manera de ejemplo a continuación se mostrará los resultados de esto para el muro acoplado uno: M10-1A + M03-1A + M01-1A en dirección X e Y tal y como se muestra en la Figura 67 y la Figura 68, respectivamente. Se aclara que para esta evaluación los muros protagónicos se analizan como secciones compuestas tal como se ve muestra en la Tabla 29.

**Tabla 29.** Muros compuestos para la aplicación del método N2 en el caso dos de estudio.

Muro compuesto	Muro rectangular	Dirección de análisis
1	M10-1A	X e Y
	M03-1A	
	M01-1A	
2	M11-1A	X e Y
	M06-1A	
	M02-1A	
3	M12-1A	X e Y
	M09-1A	
4	M10-1B	X e Y
	M03-1B	
	M01-1B	
6	M12-1B	X e Y
	M09-1B	
7	M10-2A	X e Y
	M03-2A	
	M01-2A	

8	M11-2A	X e Y
	M06-2A	
	M02-2A	
9	M12-2A	X e Y
	M09-2A	
10	M12-2B	X e Y
	M03-2B	
	M01-2B	
12	M11-2B	X e Y
	M09-2B	

Debido a la simetría y orientación de los muros en planta se considerará que el muro compuesto 2 se repite dos veces al igual que el 8, los demás una vez.



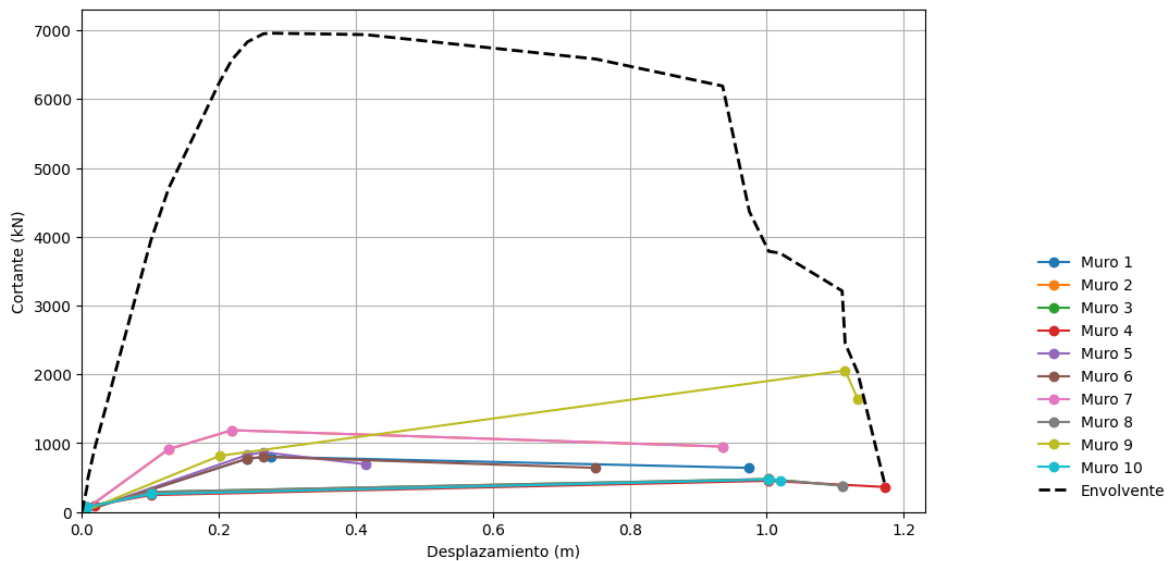
**Figura 67.** Momento-curvatura y curva de capacidad del muro compuesto uno del diseño original en dirección X – Muro 1 - M10-1A + M03-1A + M01-1A para el caso dos de estudio.



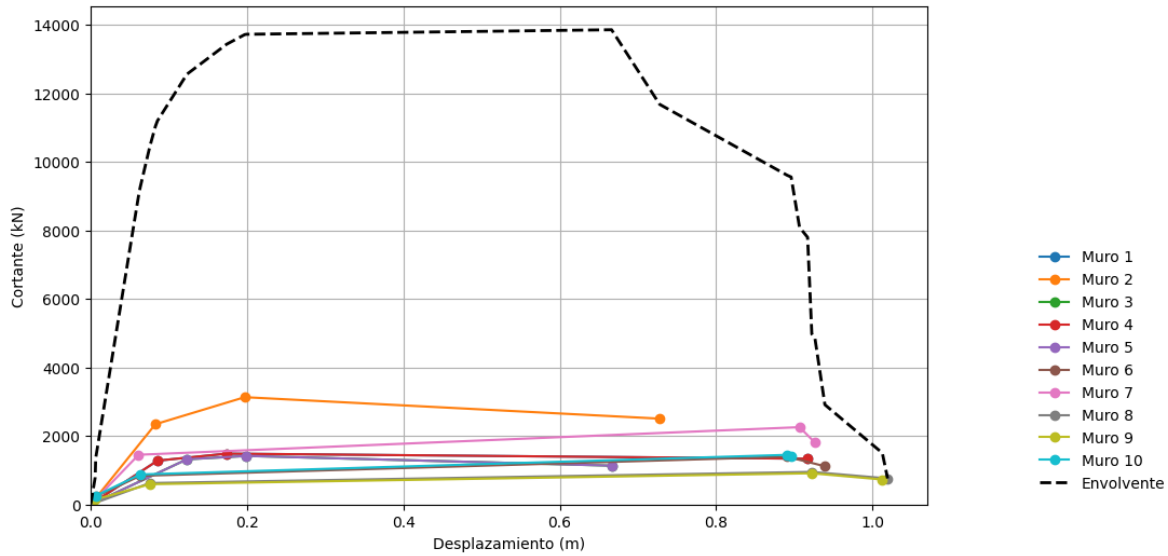
DIRECCIÓN Y				
MURO	LP (m) Lw/2	P (KN) 1.2D+1.6L	ECR	ES
1	2.8	-2434.6	-1.32E-04	2.10E-03
ESTADO	Momento kNm	Curvatura	$\Delta$ (m)	V(kN)
AGRIETAMIENTO	72.68	4.06E-08	0.001	3.360
FLUENCIA ACERO	27630	5.49E-07	0.009	1279.170
MÁXIMO	32070	2.11E-06	0.170	1484.720
ÚLTIMO	28863	1.53E-05	0.920	1336.250

**Figura 68.** Momento-curvatura y curva de capacidad del muro compuesto uno, del diseño original en dirección Y - Muro 1 . **M10-1A + M03-1A + M01-1A** para el caso dos de estudio.

Una vez obtenidos los diagramas momento-curvatura para todos los muros compuestos protagónicos en cada dirección de interés (X e Y), estos se acoplan para obtener la curva de capacidad aproximada para toda la estructura en las dos direcciones (ver Figura 69 y Figura 70). En este caso, la curva denominada Envoltente corresponde al acople de las curvas de capacidad de los muros protagónicos.

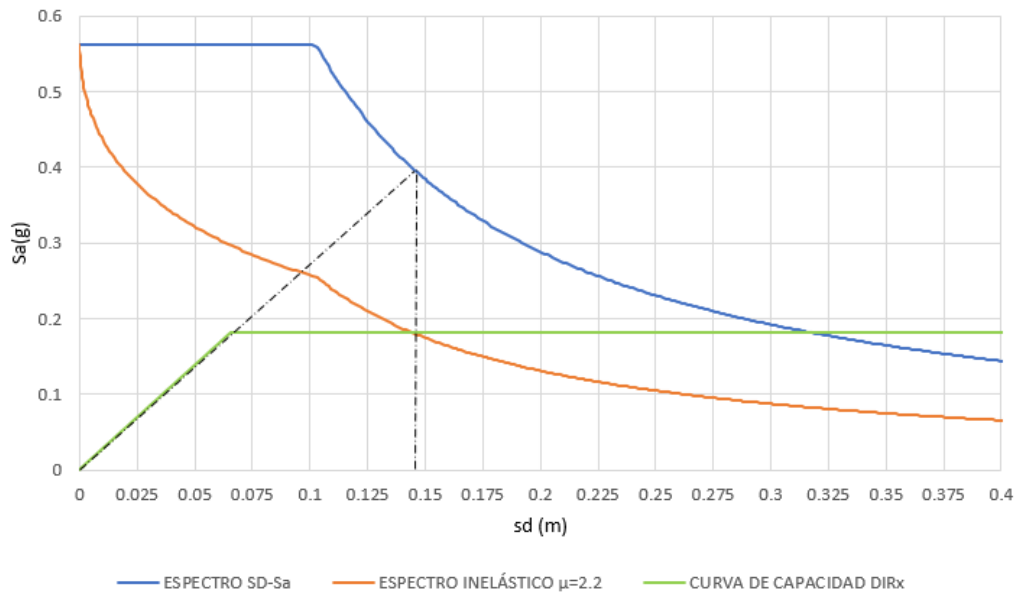


**Figura 69.** Curva de capacidad por muro protagónico y ensamblada del diseño original en dirección x para el caso dos de estudio.



**Figura 70.** Curva de capacidad por muro protagónico y ensamblada del diseño original en dirección Y para el caso dos de estudio.

Posterior a ello se aplica el procedimiento descrito en la Figura 11 para evaluar el desempeño de los muros protagónicos en dirección X obteniendo los resultados que se observan en la Figura 71. En la Tabla 30 se muestran los resultados asociados al punto de desempeño sísmico.

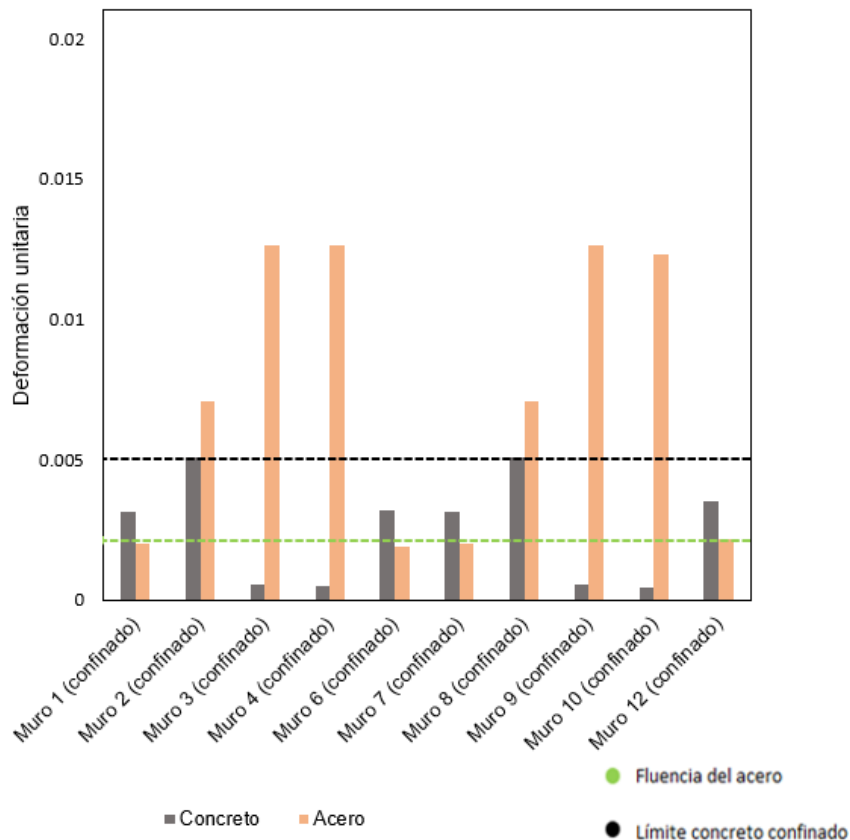


**Figura 71.** Método N2 aplicado al diseño original en dirección x para el caso uno de estudio.

**Tabla 30.** Resultados del desempeño del modelo original en dirección x para el caso uno de estudio.

Sd desempeño S1GDL (m)	Sd desempeño MGDL (mm)	Sae	Say	Ru	$\mu$ demandada	$\mu$ capacidad
0.146	212.82	0.56	0.18	4.8	3.1	9.8

Una vez se identificó el desplazamiento para el punto de desempeño, se determina la deformación unitaria del acero y concreto correspondiente a cada muro protagonista en el diagrama momento curvatura en el Section Designer de SAP2000 (ver Figura 72).

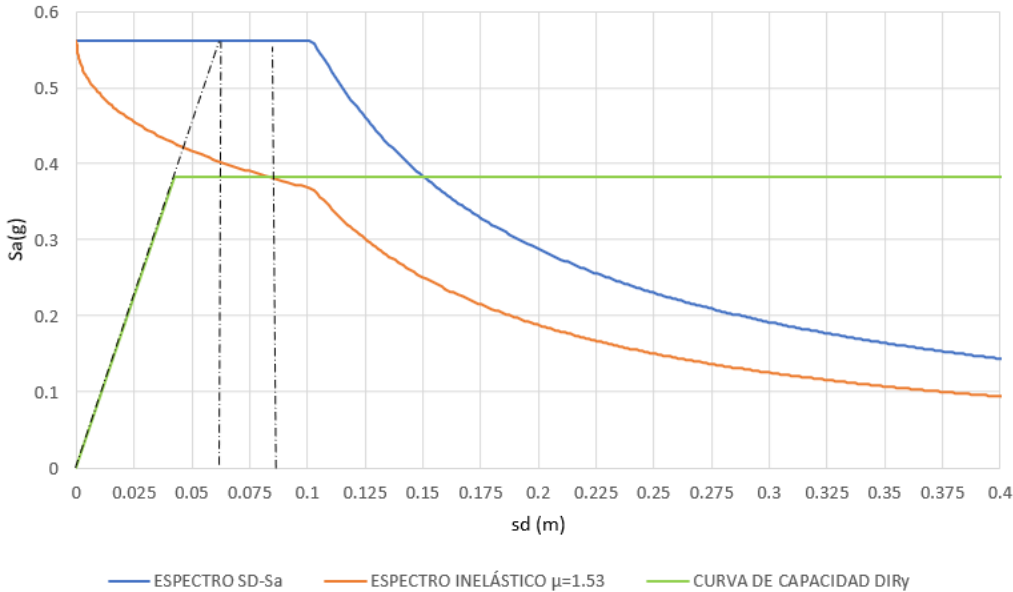


**Figura 72.** Estado de los materiales para el punto de desempeño del modelo original en dirección x para el caso de estudio dos .

Tal como se observa en la Figura 72 en ningún caso para el punto de desempeño los muros sobrepasan los límites definidos para el concreto confinado sin embargo llama la atención los muros 2 y 8 que para el punto de desempeño experimentan

deformaciones unitarias cercanas a 0.005 lo cual sugiere que ante la ocurrencia del sismo de diseño estos sufrirán fisuras considerables. Respecto al acero se puede observar que en general se supera el límite para que comiencen la fluencia no obstante los muros 3, 4,9 y 10 superan la plataforma de fluencia sin acercarse al límite de ruptura definido en 0.09, al asociar el comportamiento de ambos materiales se intuye que ante la ocurrencia de un sismo de mayor intensidad es posible que muros como el 2 y 8 experimenten fallos abruptos por compresión.

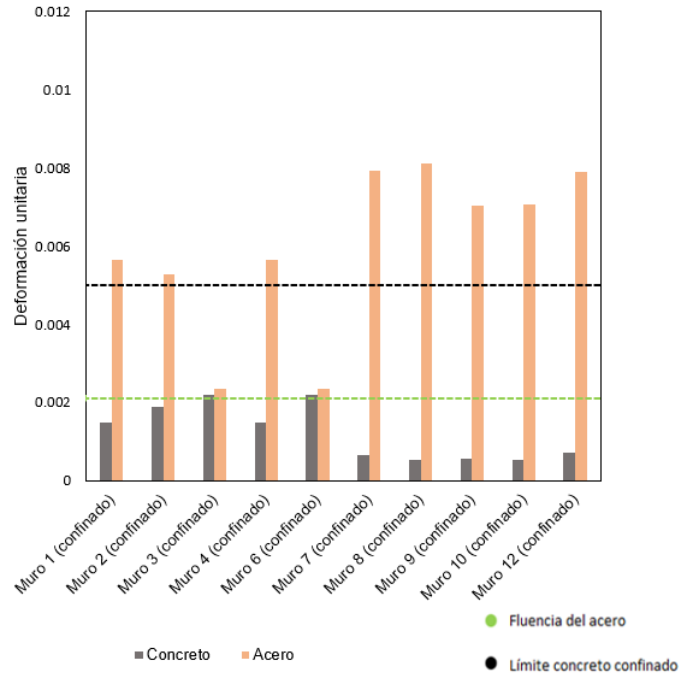
Respecto a la dirección Y, aplicando el mismo procedimiento se obtiene el punto de desempeño (ver Figura 73). En la Tabla 31 se muestran los resultados para el punto de desempeño sísmico.



**Figura 73.** Método N2 aplicado al diseño original en dirección y para el caso dos de estudio.

**Tabla 31.** Resultados del desempeño del modelo original en dirección y

Sd desempeño S1GDL (m)	Sd desempeño MGDL (mm)	Sae	Say	Ry	μ demandada	μ capacidad
0.08	122.39	0.56	0.38	1.47	1.53	11.72



**Figura 74.** Estado de los materiales para el punto de desempeño del modelo original en dirección y para el caso uno de estudio.

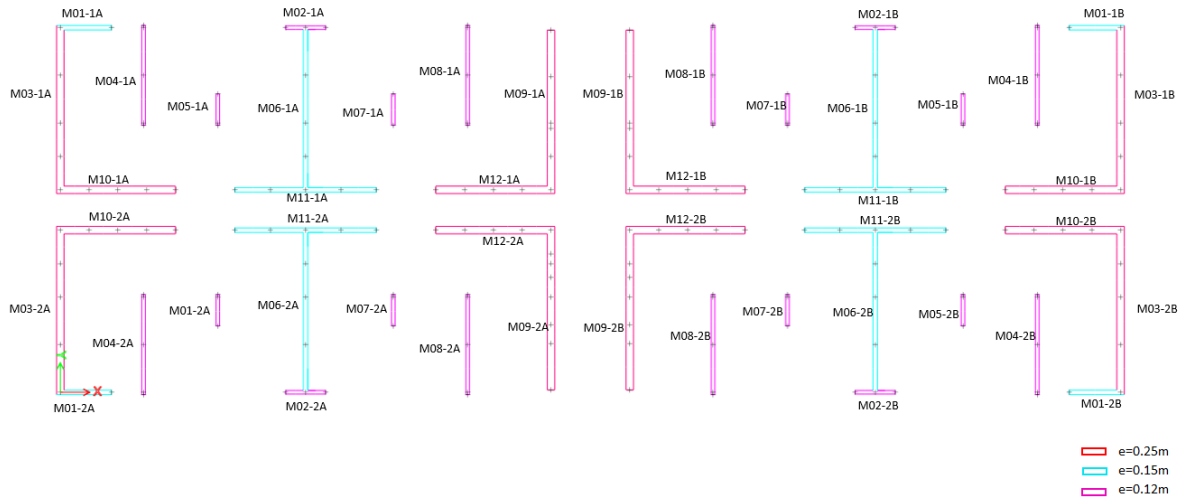
Tal como se observa en la Figura 74, respecto al comportamiento de los materiales para el punto de desempeño se observa que el concreto no sobrepasa los límites definidos de deformación unitaria. Por su parte el acero logra fluencia sin pasar la plataforma de fluencia lo cual refleja un buen detallado de acero.

## 7.6 Rediseño sísmico

La vigente norma sismorresistente en Colombia NSR10 establece dos criterios para determinar los elementos de borde confinados: el primero de ellos es el correspondiente a esfuerzos y el segundo a deformaciones unitarias tal, sin embargo no establece en qué casos se prioriza uno de los dos o bien si se deben aplicar de manera simultánea. Para este caso en particular, donde se están incrementando el espesor de los muros, es muy probable que disminuyan los esfuerzos de compresión en los muros, posiblemente a valores menores a  $0.3f'_c$  (DMO) y por lo tanto para estos casos, no sería necesario incluir elementos de borde confinados (criterio de esfuerzos NSR10). Sin embargo, diferentes autores han

llegado a la conclusión de que existe una relación directa entre ausencia de elementos de borde confinados, y una deficiencia en la ductilidad de este, tal es el caso del estudio reportado por Kuang & Yuen (2015) en el cual después de examinar la ductilidad de muros de concreto reforzado indican que un buen detallado del refuerzo y confinamiento de éstos significan una elevada capacidad de disipación de energía asociada a la alta ductilidad de la curvatura con lo cual se previenen fallas frágiles. El uso de elementos de borde confinados ayuda a desarrollar una mayor ductilidad y en términos generales un mejor comportamiento sísmico, esto es coherente con el modelo constitutivo usado en este trabajo (Mander) que se evidencia en la Figura 10, en el cual es claro que el concreto confinado puede alcanzar deformaciones unitarias mayores sin llegar al colapso cuando existe confinamiento. Teniendo en cuenta todo lo anterior surge la necesidad de evaluar en primera medida un rediseño del caso de estudio solo basado en el criterio de esfuerzos de la NSR-10 y a partir de los resultados asociados a la curva de capacidad tomar la decisión de si es suficiente o si por el contrario es necesario aplicar en simultaneo el criterio de deformaciones también llamado profundidad del eje neutro. Como la finalidad es conocer la implicación del desconfinamiento probable de los muros, producto del incremento de espesor propuestos en la Tabla 6, para este primer rediseño se pasará directamente a la evaluación de los resultados asociados a la curva de capacidad acoplada tanto en dirección X como Y, siguiendo el mismo procedimiento descrito en el capítulo 6 para el primer caso de estudio.

En la Figura 75 se muestra la configuración de los espesores de los muros en planta del rediseño propuesto, allí los muros en contorno rojo son los correspondientes a un espesor de 25 cm, contorno azul espesor de 15 cm y en lila los de 12 cm. En la Tabla 32 se observa la variación del espesor en altura.



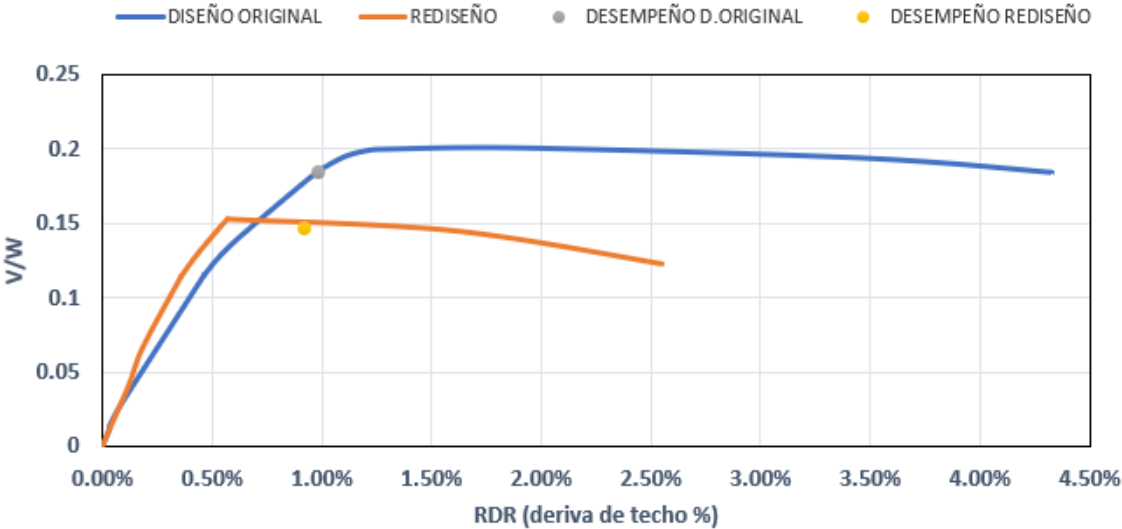
**Figura 75.** Configuración de los muros en planta del rediseño inicial para el caso dos de estudio.

**Tabla 32.** Variación del espesor de los muros en altura del rediseño inicial para el caso dos de estudio.

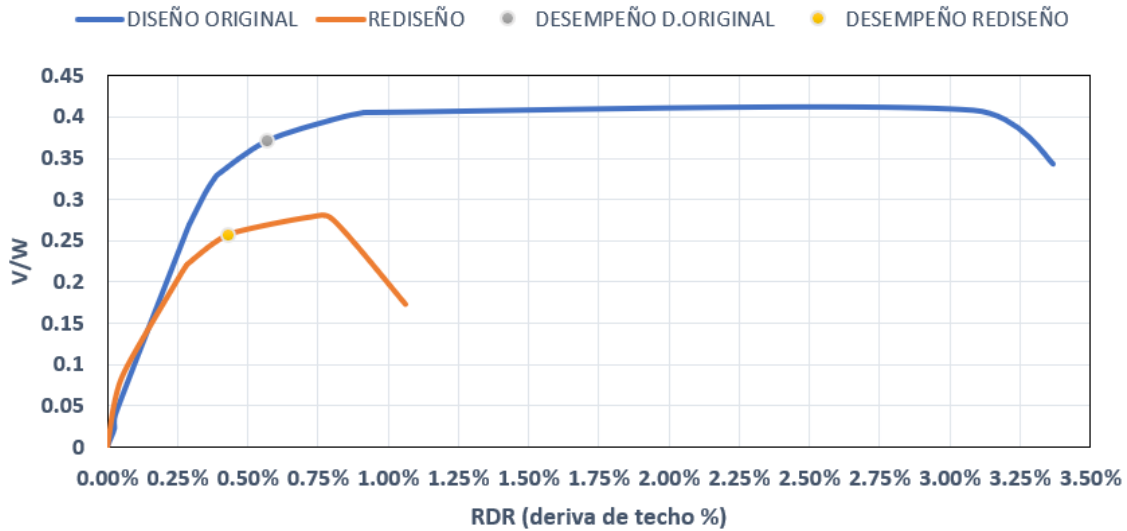
Muro	Espesor (m)	# Piso	Espesor (m)	# Piso	Espesor (m)	# Piso	Espesor (m)	# Piso
<b>M03</b>	0.25	1 a 4	0.20	5	0.15	6 a 7	0.12	8 a 9
<b>M09</b>	0.25	1 a 4	0.20	5	0.15	6 a 7	0.12	8 a 9
<b>M12</b>	0.25	1 a 4	0.20	5	0.15	6 a 7	0.12	8 a 9
<b>M10</b>	0.25	1 a 4	0.20	5	0.15	6 a 7	0.12	8 a 9
<b>M11</b>	0.15	1 a 7	0.12	8 a 9				
<b>M06</b>	0.15	1 a 7	0.12	8 a 9				
<b>M01</b>	0.15	1 a 7	0.12	8 a 9				
<b>M02</b>	0.12	1 a 9						
<b>M04</b>	0.12	1 a 9						
<b>M05</b>	0.12	1 a 9						
<b>M07</b>	0.12	1 a 9						
<b>M08</b>	0.12	1 a 9						

El principal cambio que experimentaron los muros en esta propuesta está relacionado con pasar de muros con elementos de borde confinados a no confinados. En la dirección longitudinal, el 60% de los muros pasaron de tener elemento de borde especial en el diseño original a una condición de relajación de

esfuerzos que eliminó la necesidad de incluir elemento de borde confinado por el criterio de esfuerzos. En la dirección, el cambio es mucho más complejo ya que el 100% de los muros pasaron de tener elementos de borde confinados en el diseño original a no requerirlo por el criterio de esfuerzos para este rediseño. Al momento de evaluar la capacidad asociada con el acoplamiento de las curvas de todos los muros se evidencia una evidente pérdida de ductilidad tal y como se advirtió al inicio de este capítulo. Los resultados comparativos en cada dirección (X e Y) se muestran en la Figura 76 y Figura 77, respectivamente.



**Figura 76.** Comparación entre curvas de capacidad del diseño y rediseño inicial del caso dos de estudio en dirección x.



**Figura 77.** Comparación entre curvas de capacidad del diseño y rediseño inicial del caso dos de estudio en dirección y.

De lo anterior, es claro que el rediseño generó una disminución de la capacidad de deformación plástica en ambas direcciones mostrando un comportamiento frágil del edificio, lo cual desde el punto de vista normativo es inaceptable. Con base en este resultado, se plantea la necesidad de rediseñar nuevamente la estructura añadiendo la condición de que se debe verificar tanto la condición de esfuerzos como la basada en deformaciones. En este trabajo, se realizó un primer chequeo con base en los esfuerzos y posteriormente para los muros que no exigieron ser confinados en los extremos, se verificó nuevamente, pero con base en las deformaciones unitarias. El cumplimiento de alguno de estos dos criterios supone en este caso, la disposición de confinamiento. En el supuesto de que ambos requisitos indiquen la necesidad de incluir elemento de borde especial, se usará el que aporte un mayor nivel de confinamiento. A continuación, se presentan los resultados obtenidos para este caso de estudio.

### 7.6.1 Análisis y consideraciones de diseño

Una vez aplicados los cambios propuestos en el rediseño se determinó que no hubo cambio en las características de irregularidad del edificio por tanto el ajuste de cortante basal se mantuvo en el 80% del obtenido por fuerza horizontal equivalente (ver Tabla 33)

Tabla 33. Ajuste del cortante basal del modelo rediseñado definitivo en el caso dos de estudio.

Variable	Dirección x	Dirección y
Ta(s)	0.491	
CuTa(s)	0.233	
Tmodal(s)	0.433	0.237
Sa(g)	0.563	0.563
Masa (kg)	35444.75	
Vs FHE (kN)	19937.67	
Irregular	No	
80%Vs FHE (kN)	15950.14	
Vs dinámico (kN)	12526.17	12661.20
Ajuste	1.27	1.26

Posterior al ajuste del cortante basal se verifica el cumplimiento de deriva  $\leq 1\%$  definido por la NSR 10 tal como se describe en la Tabla 4, esto mediante el modelo del edificio en ETABS al cual no se le modificó la resistencia a la compresión del concreto en altura de 21 MPa.

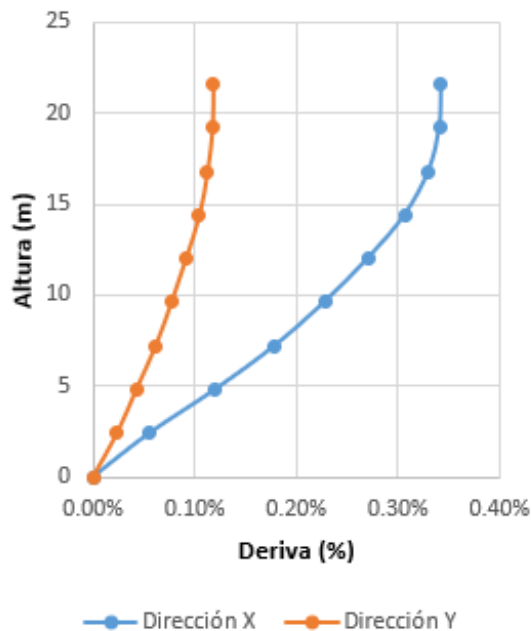


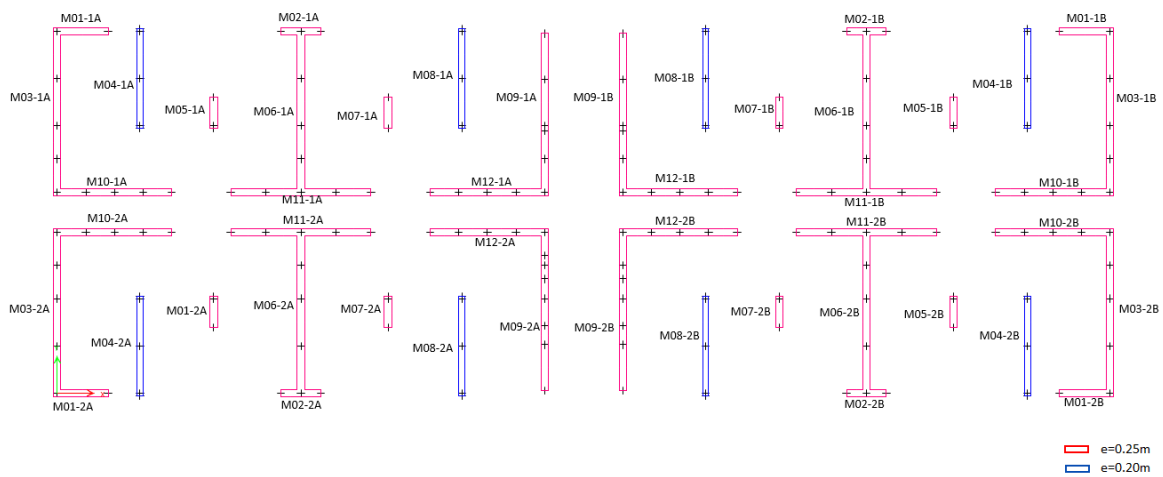
Figura 78. Cumplimiento de deriva de entrepiso del modelo rediseñado para el caso dos de estudio.

En la Figura 78 se observa que para la dirección X la deriva máxima de entrepiso es de 0.34%, por su parte en dirección Y, la deriva máxima de entrepiso es igual a

0.12 %, lo cual indica que en ambas direcciones respecto al diseño original se ganó rigidez y por ende se presenta menores niveles de desplazamiento lateral.

### 7.6.2 Cambios sobre el diseño original

Siguiendo el procedimiento descrito en la sección 6.6.2, con la consideración adicional de obtención de elemento de borde explicado anteriormente, se procede a la obtención de una nueva configuración geométrica y de diseño para este caso de estudio. En Figura 79 se muestra la distribución de muros en la base, en ella en color rojo se representan los muros de 25 cm de espesor y en azul los muros de 20 cm. En la Tabla 34 se muestran la variación del espesor en altura.



**Figura 79.** Configuración de los muros en planta del rediseño definitivo para el caso dos de estudio.

**Tabla 34.** Variación del espesor de los muros en altura del rediseño definitivo para el caso dos de estudio.

Muro	Espesor (m)	# Piso	Espesor (m)	# Piso	Espesor (m)	# Piso	Espesor (m)	# Piso
M03	0.25	1 a 4	0.20	5	0.15	6 a 7	0.12	8 a 9
M09	0.25	1 a 4	0.20	5	0.15	6 a 7	0.12	8 a 9
M12	0.25	1 a 4	0.20	5	0.15	6 a 7	0.12	8 a 9
M10	0.25	1 a 4	0.20	5	0.15	6 a 7	0.12	8 a 9
M01	0.25	1 a 4	0.20	5	0.15	6 a 7	0.12	8 a 9

<b>M11</b>	0.25	1 a 2	0.20	3	0.15	4	0.12	5 a 9
<b>M06</b>	0.25	1 a 2	0.20	3	0.15	4	0.12	5 a 9
<b>M02</b>	0.25	1 a 2	0.20	3	0.15	4	0.12	5 a 9
<b>M05</b>	0.25	1 a 2	0.20	3	0.15	4	0.12	5 a 9
<b>M07</b>	0.25	1 a 2	0.20	3	0.15	4	0.12	5 a 9
<b>M04</b>	0.20	1 a 2	0.15	3	0.12	4 a 9		
<b>M08</b>	0.20	1 a 2	0.15	3	0.12	4 a 9		

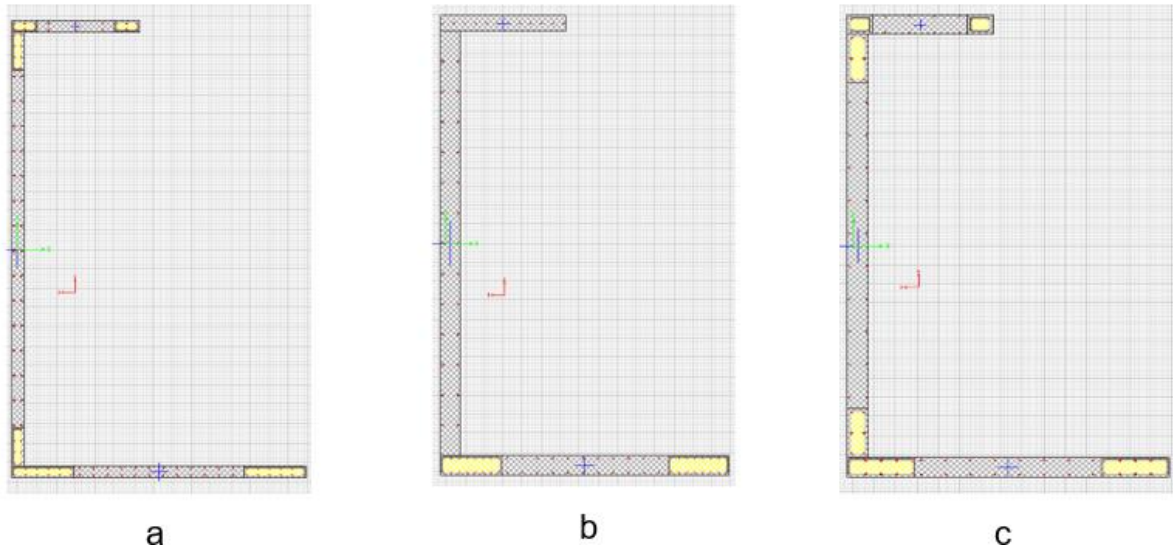
La configuración en la base de los elementos de borde y las propiedades geométricas resultantes de los muros compuestos se muestran en la Tabla 35.

**Tabla 35.** Geometría de los muros compuestos del rediseño definitivo para el caso dos de estudio.

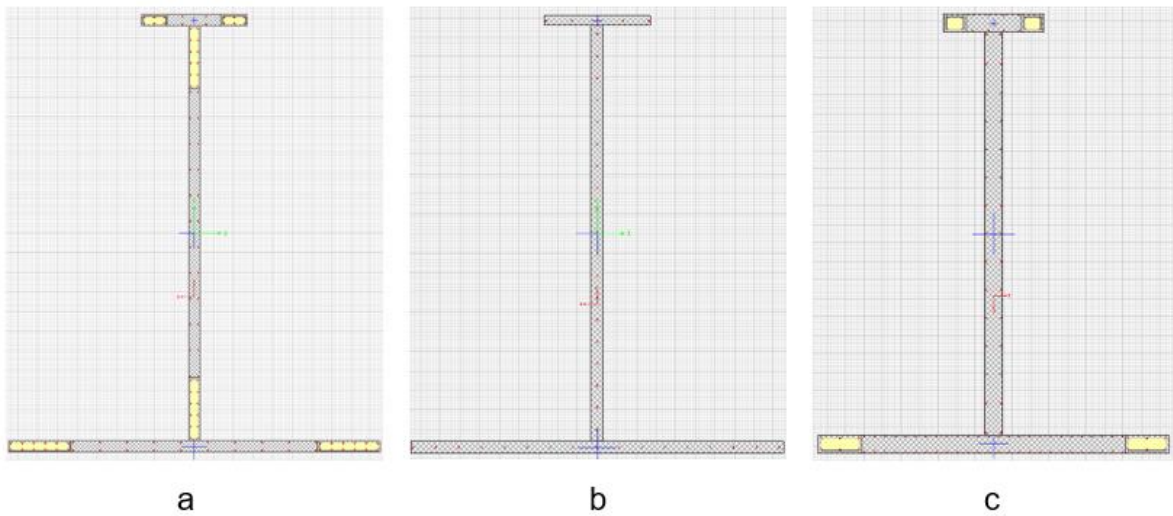
<b>Muro</b>	<b>Forma</b>	<b>Espesor alma (m)</b>	<b>Espesor aletas (m)</b>	<b>Existencia elemento de borde</b>	<b>Espesor del Elemento de borde</b>
M01+M03+M10	C	0.25	0.25	DIR X e Y	0.25
M04	I	0.2		NO	
M05	I	0.25		DIR Y	0.25
M06+M11+M02	H	0.25	0.25	DIR X e Y	0.25
M07	I	0.25		DIR Y	0.25
M08	I	0.20		NO	
M09+M12	L	0.25	0.25	DIR X	0.25

Los resultados que se muestran en la tabla anterior indican una notable mejora en el confinamiento de los muros respecto al rediseño planteado inicialmente, en dirección X se pasa de tener confinado el 30% de los muros a un 100%, por otro lado, en dirección Y el cambio es aún más favorable pasando de un 100% con ausencia de elementos de borde a un 70 % de muros confinados.

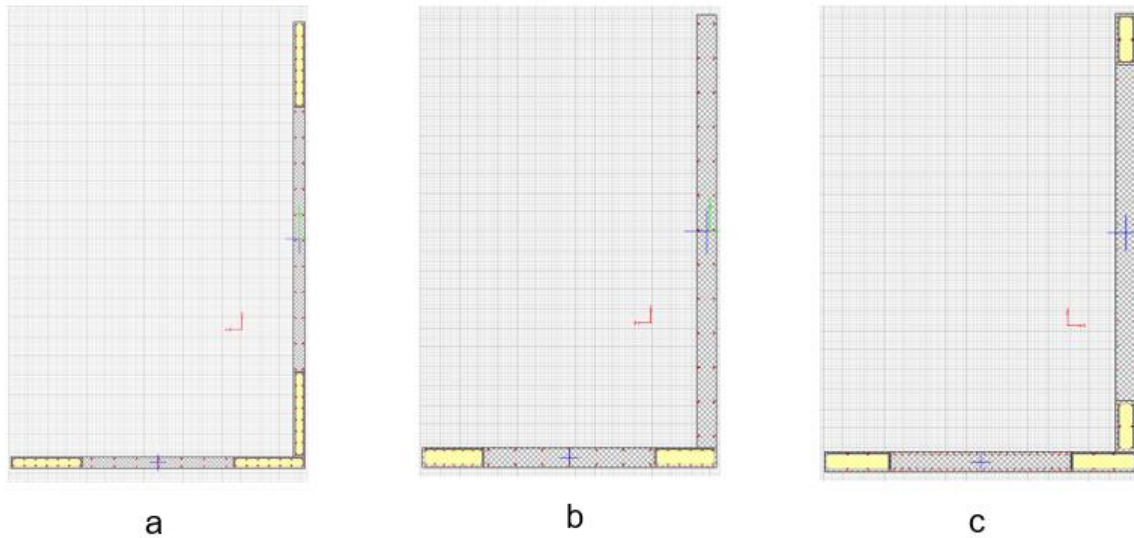
La variación de la configuración geométrica desde el diseño original hasta los dos rediseños propuestos para las tres tipologías de muros que gobiernan el comportamiento de la estructura se muestra en la Figura 80, Figura 81 y Figura 82



**Figura 80.** Configuración de la tipología uno de los muros para a) Diseño original, b) Rediseño basado en esfuerzos, c) Rediseño basado en esfuerzos y deformaciones.



**Figura 81.** Configuración de la tipología dos de los muros para a) Diseño original, b) Rediseño basado en esfuerzos, c) Rediseño basado en esfuerzos y deformaciones.



**Figura 82.** Configuración de la tipología tres de los muros para a) Diseño original, b) Rediseño basado en esfuerzos, c) Rediseño basado en esfuerzos y deformaciones.

### 7.6.3 Evaluación cualitativa – Semáforo SER – Macro parámetros

El análisis del desempeño del edificio rediseñado se fundamenta en la evaluación de los muros protagonistas identificados en el diseño original ya que mediante la verificación en el software ETABS, se confirma que estos muros siguen siendo responsables de soportar más del 50% del cortante basal total, en concordancia con el comportamiento observado en la Figura 58 y Figura 59. En cuanto al macro parámetro de Relación de aspecto – Aspect Ratio (AR) no se detectan cambios, ya que depende de la longitud de cada muro y altura del edificio, variables que permanecen inalteradas, por lo tanto, este parámetro no será considerado en el análisis comparativo entre el diseño original y el rediseño.

#### Relación de carga axial

En la Figura 83 se muestra la distribución de todos los muros de acuerdo con la clasificación de su relación de carga axial que se explicó en el capítulo 5.1.4 primero considerando solo carga gravitacional y luego sumando el aporte de la carga sísmica.

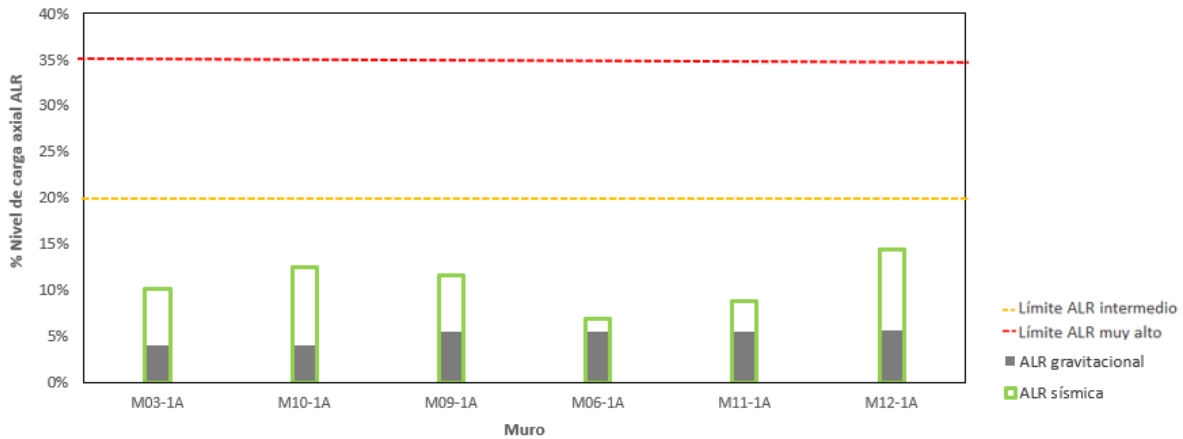


**Figura 83.** Clasificación ALR rediseño con a) carga gravitacional  $1.2CM+1.0CV$  y b) carga sísmica  $1.2CM+1.0CV+1E$  para el caso dos de estudio.

Respecto al diseño original se evidencia una notable disminución de la sollicitación en los muros, esto es claro ya que mientras para el diseño original de todos los muros (Figura 63) se observa que para la combinación  $1.2CM+1.0CV+1E$  el 33% tenían una relación ALR alta ( $20\% f'c \cdot Lw \cdot tw < ALR < 35\% f'c \cdot Lw \cdot tw$ ), en el rediseño definitivo ninguno sobrepasa una sollicitación de  $20\% f'c$ .

Respecto a los muros protagónicos que se muestran en la Figura 84 es claro que la consideración de carga sísmica hace que aumente la sollicitación en la mayoría de los muros sin embargo ninguno de ellos sobrepasa el límite definido para ALR intermedio con lo cual se sabe que el modelo del edificio tiene todos sus muros protagónicos con sollicitaciones bajas e intermedias. Si se compara esto con los datos arrojados para el diseño original se observa que el cambio más drástico se da

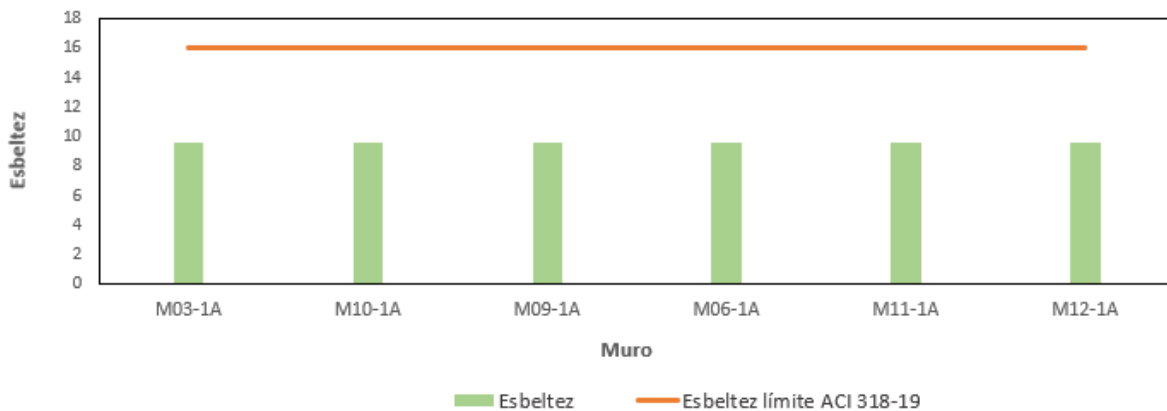
en el muro 12 que experimenta una disminución de la relación de carga axial de 36% aproximadamente.



**Figura 84.** Incremento ALR en el rediseño definitivo debido a cargas sísmicas de los muros protagónicos para el caso dos de estudio.

## Esbeltez

Si bien es cierto la esbeltez de los muros protagónicos del diseño original no sobrepasa el límite de 16 establecido por el American Concrete Institute ACI tal como se observa en la Figura 65, con los cambios propuestos aplicados para el rediseño definitivo se observa que se logra mejorar el parámetro de manera que el 100% de ellos disminuyen la relación hasta un valor de 9.6%, tal como se detalla en la Figura 85.



**Figura 85.** Esbeltez de muros protagonistas del rediseño comparada con el límite propuesto por ACI 318-19 para el caso uno de estudio.

### Densidad de muros

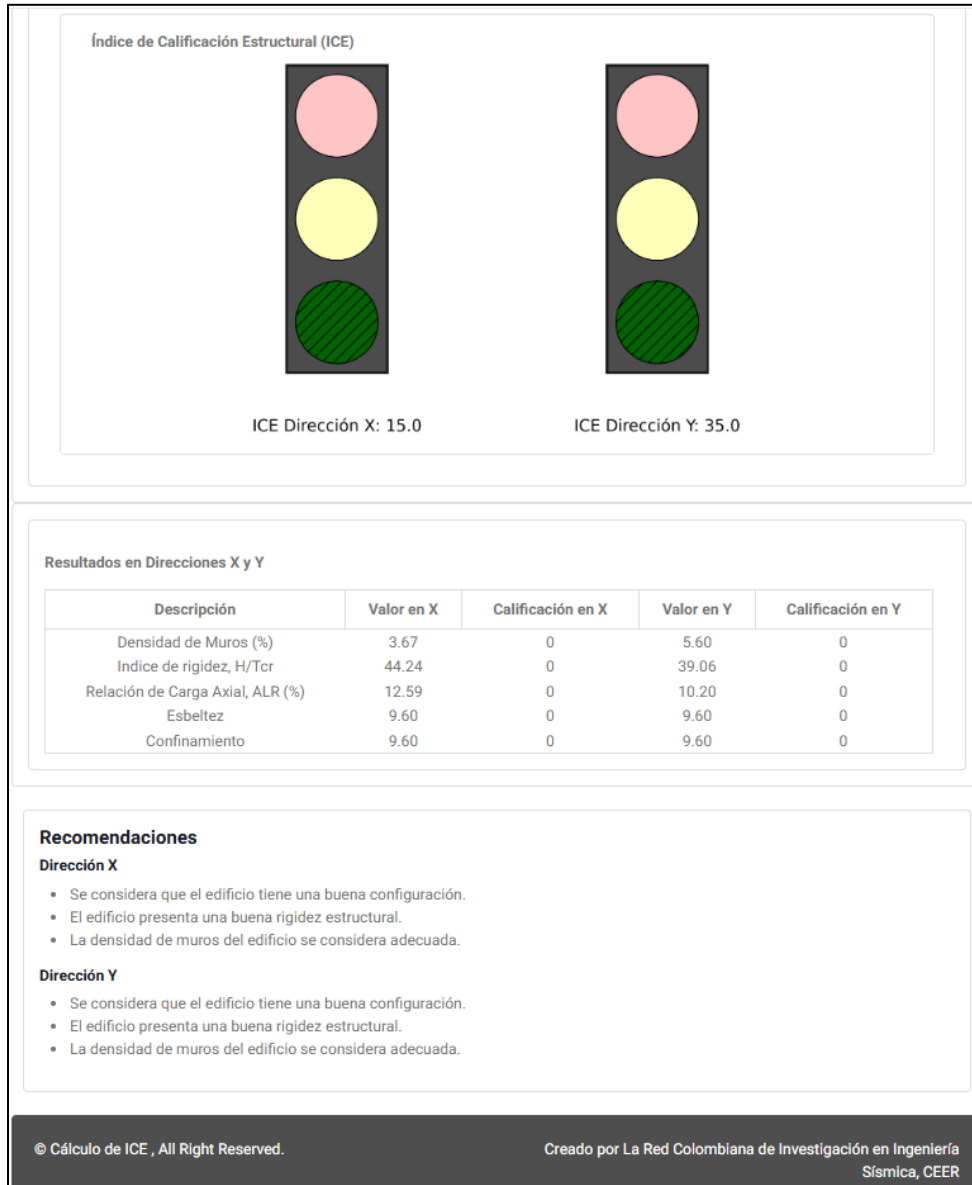
Para este diseño propuesto se obtuvo en la base una densidad de muros de 3.67% en dirección X, por su parte para la dirección Y una densidad de 5.6% teniendo en cuenta un área en planta aproximada de 424  $M^2$ , esto significa que respecto al diseño original la densidad de muros en dirección X aumento un 67% mientras respecto a la dirección Y el aumento es cercano al 6%.

### Índice de muros

Considerando los primeros 6 pisos con un área de 418  $m^2$ , los dos siguientes con 424  $m^2$  y el ultimo nivel de 430 $m^2$ , el índice de muros en dirección X arroja un valor de 0.41% que respecto al índice del diseño original representa un aumento del 64% por su parte para la dirección Y un valor de 0.63% que significa un aumento del 36%. El incremento de este índice respecto al diseño original es coherente con el aumento de espesor de los muros, sin embargo, sobreestima el valor real ya que solo considera la configuración de espesor en los muros en planta, No obstante gracias a la herramienta para la calificación estructural de edificios de muros estructurales propuesta por la red colombiana de ingeniería sísmica CEER, se procede a calcular un valor más confiable para la calificación global de este rediseño propuesto, este resultado se muestra a continuación.

## Índice de calificación estructural

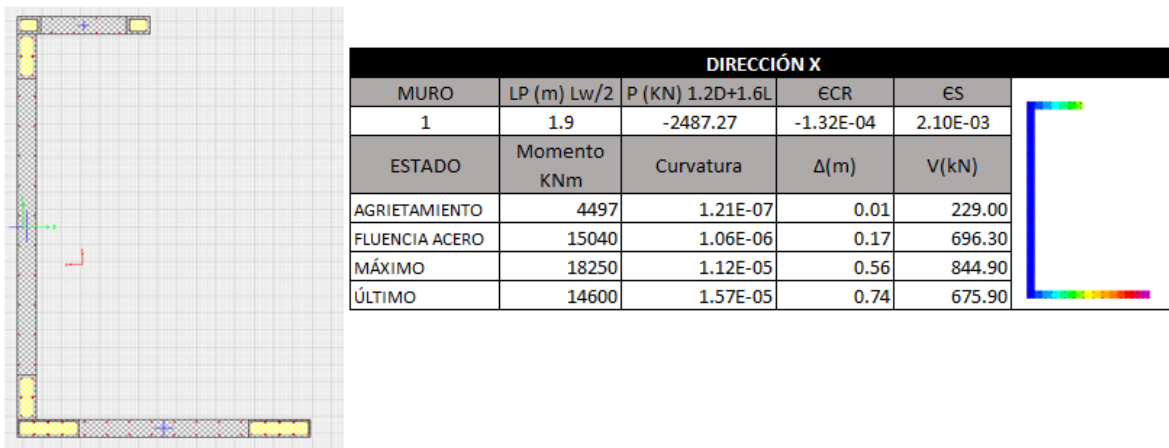
Tanto en dirección X como Y el resultado arroja que el edificio tiene una buena configuración además de buena rigidez estructural y una densidad de muros adecuada lo cual en el semáforo se muestra de color verde tal y como se observa en la Figura 86.



**Figura 86.** Cálculo de ICE para el rediseño definitivo del caso dos de estudio con la herramienta creada por la Red Colombiana en Ingeniería Sísmica, CEER.

### 7.6.4 Evaluación cuantitativa-Método N2

Empleando el mismo procedimiento y herramientas del diseño original se aplica la Evaluación cuantitativa del desempeño sísmico - Método N2 para los muros protagónicos compuestos descritos en la Tabla 35. De igual forma a manera de ejemplo a continuación se mostrará la aplicación de esto para el muro acoplado uno: M10 + M3 + M01 (ver Figura 87 y Figura 88).

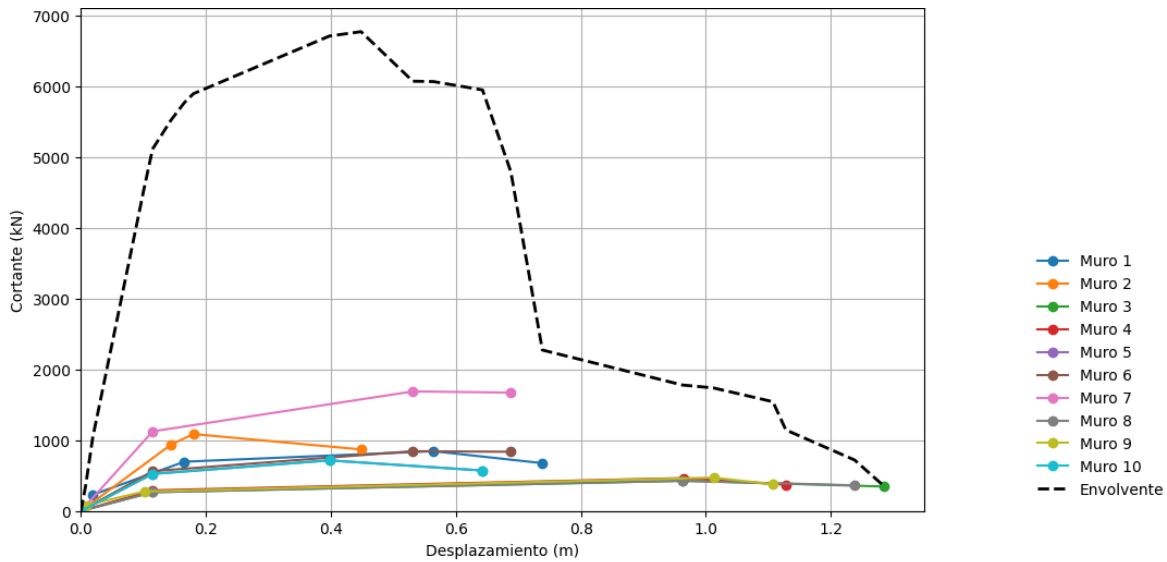


**Figura 87.** Momento-curvatura y curva de capacidad del muro compuesto uno del rediseño en dirección x para el caso dos de estudio.

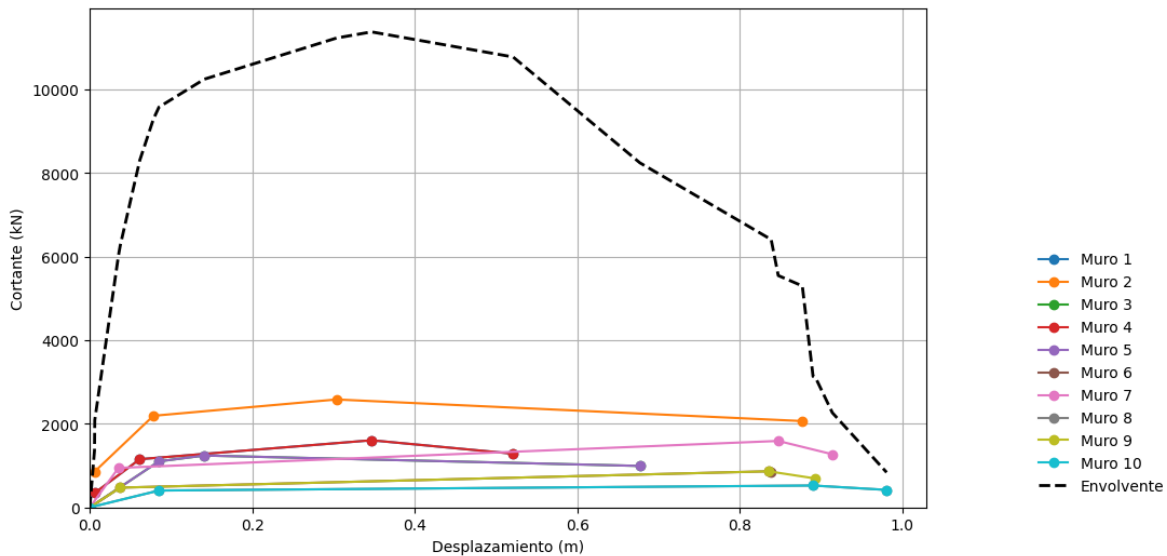


**Figura 88.** Momento-curvatura y curva de capacidad del muro compuesto uno, del rediseño en dirección y para el caso dos de estudio.

Una vez obtenidos los diagramas momento-curvatura para todos los muros compuestos protagónicos en cada dirección de interés (X e Y), estos se acoplan de manera que se obtiene la curva de capacidad aproximada para toda la estructura en dirección X e Y, respectivamente (Figura 89 y Figura 90)

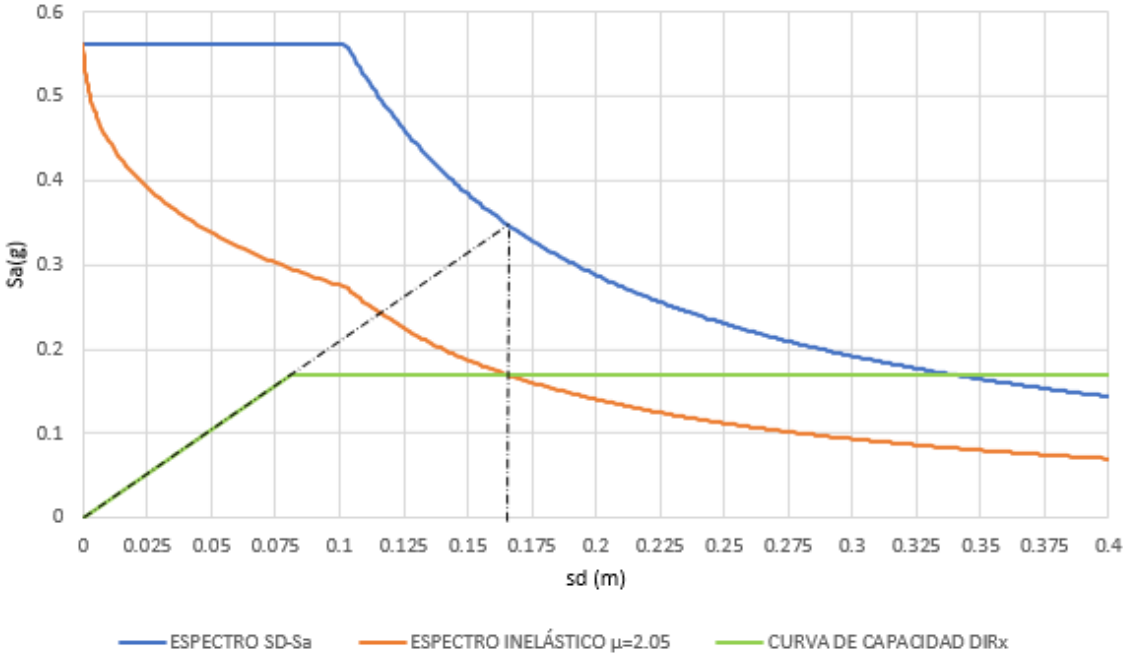


**Figura 89.** Curva de capacidad por muro protagónico y ensamblada del rediseño definitivo en dirección x para el caso dos de estudio.



**Figura 90.** Curva de capacidad por muro protagónico y ensamblada del rediseño definitivo en dirección y para el caso dos de estudio.

Posterior a ello se aplica la Evaluación cuantitativa del desempeño sísmico - Método N2 para evaluar el desempeño de los muros protagónicos en dirección X siguiendo el procedimiento que se explicó a detalle en la Figura 11. Los resultados del punto de desempeño sísmico se muestran en la Tabla 36 y en la Figura 92.

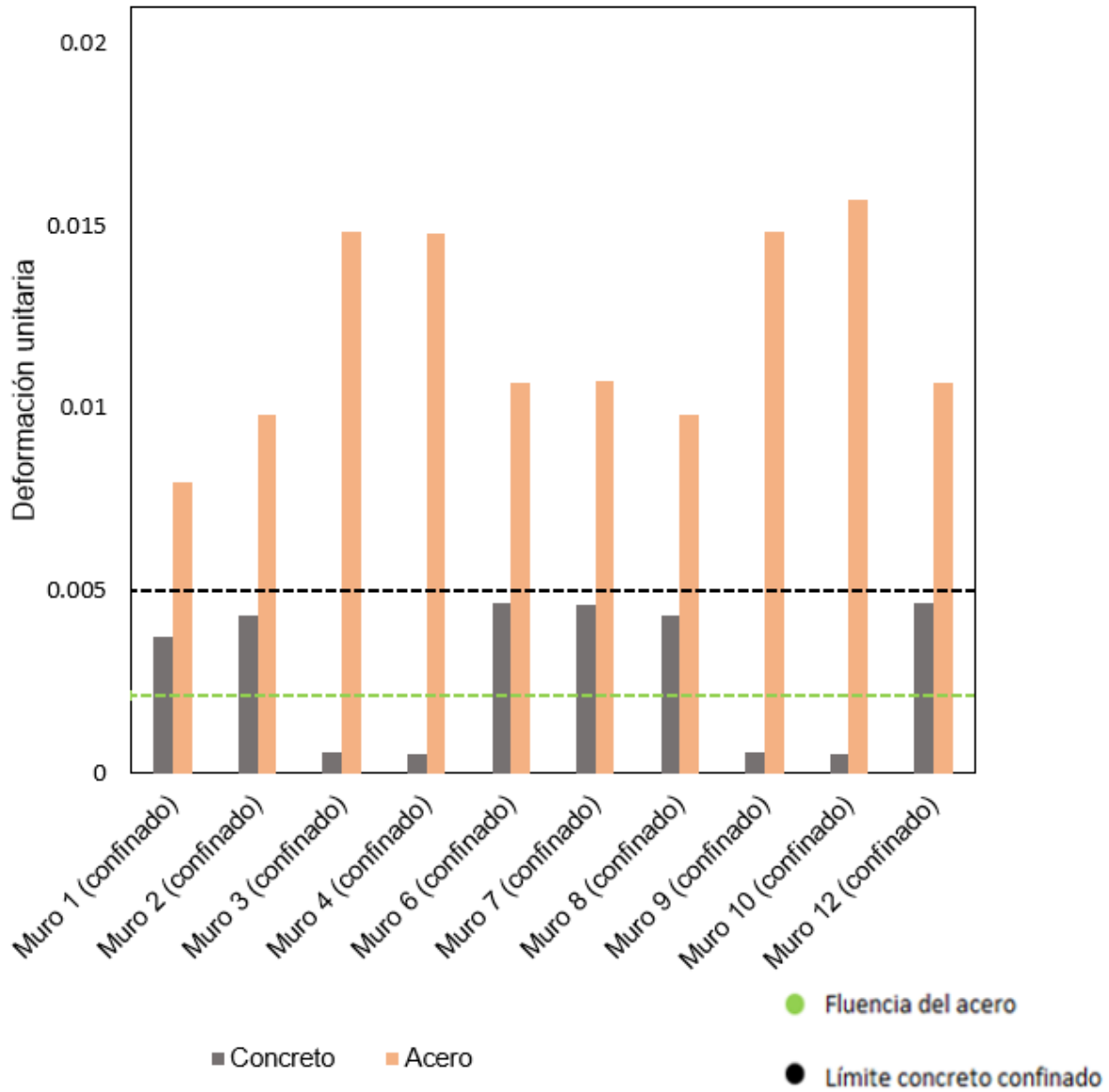


**Figura 91.** Método N2 del rediseño definitivo en dirección x para el caso dos de estudio.

**Tabla 36.** Resultados del desempeño del rediseño en dirección X para el caso uno de estudio.

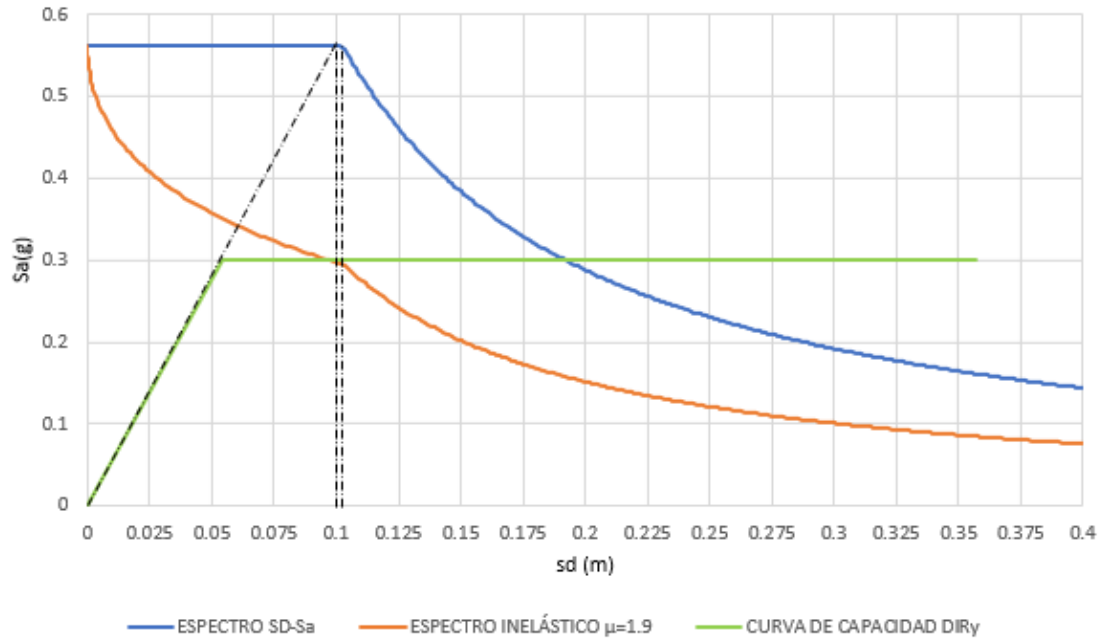
<b>Sd desempeño S1GDL (m)</b>	<b>Sd desempeño MGDL (mm)</b>	<b>Sae</b>	<b>Say</b>	<b>R<sub>q</sub></b>	<b>μ demandada</b>	<b>μ capacidad</b>
<b>0.17</b>	<b>245.98</b>	<b>0.56</b>	<b>0.17</b>	<b>3.31</b>	<b>2.05</b>	<b>5.41</b>

Tal como se muestra en la Figura 92 respecto a la deformación unitaria del concreto para el punto de desempeño se observa que en ningún caso el concreto alcanza una deformación unitaria igual o mayor a 0.005 pero que al mismo tiempo el acero de todos los muros logra fluencia lo cual es muestra de un buen detallado de acero que permite a la estructura un buen comportamiento sísmico de la estructura ante la ocurrencia del sismo de diseño.



**Figura 92.** Deformación unitaria de los materiales para el sismo de diseño del rediseño definitivo en dirección x para el caso dos de estudio.

Respecto a la dirección Y, los resultados del punto de desempeño se muestran en la Tabla 37 y en la Figura 94.

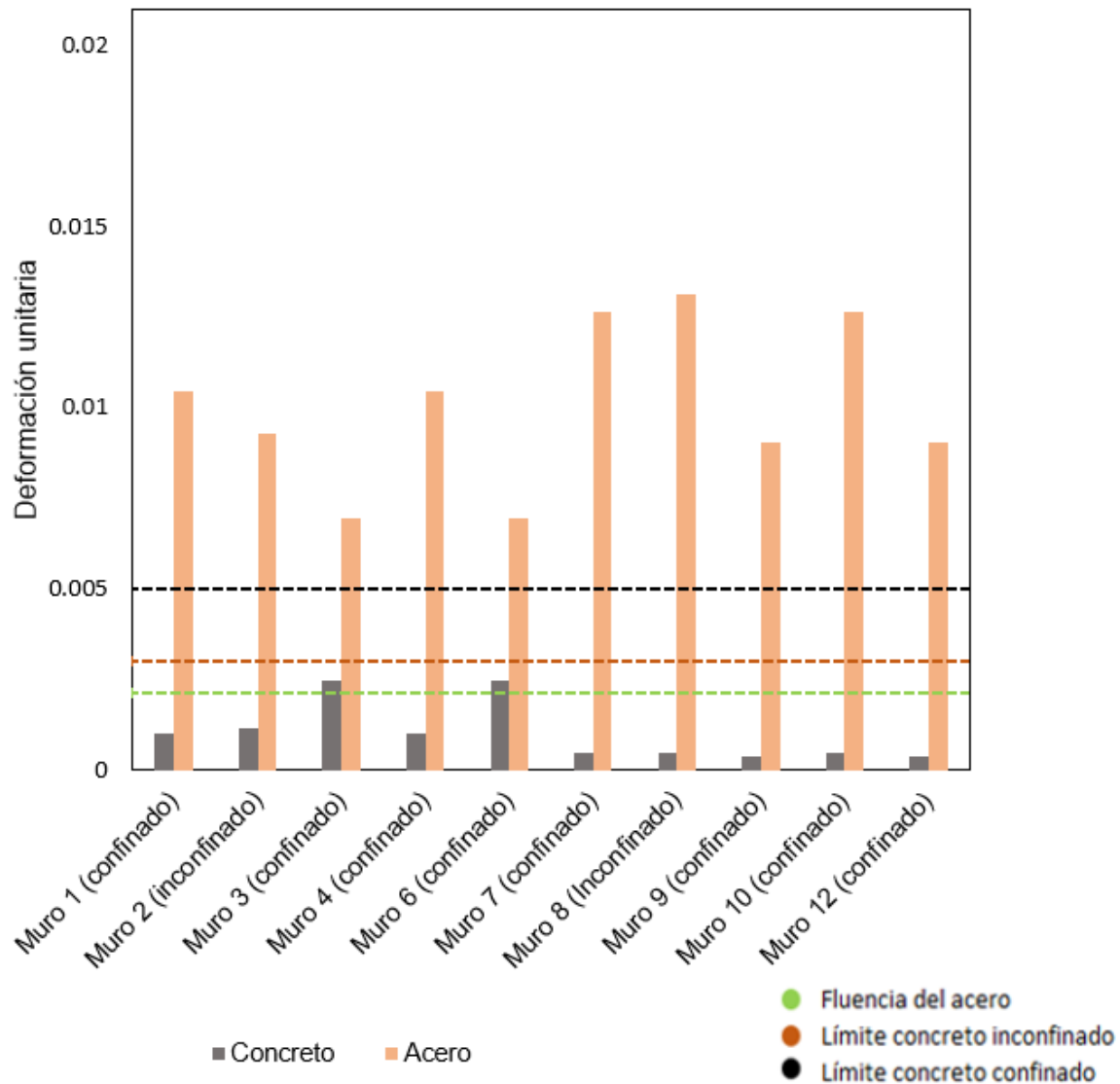


**Figura 93.** Método N2 aplicado al rediseño definitivo en dirección y para el caso dos de estudio.

**Tabla 37.** Resultados del desempeño del rediseño en dirección y para el caso uno de estudio.

<b>Sd desempeño S1GDL (m)</b>	<b>Sd desempeño MGDL (mm)</b>	<b>Sae</b>	<b>Say</b>	<b>R<sub>y</sub></b>	<b>μ demandada</b>	<b>μ capacidad</b>
<b>0.10</b>	146.34	0.56	0.30	1.88	1.9	6.5

Tal como se muestra en la Figura 94 respecto a la deformación unitaria del concreto para el punto de desempeño se observa que ningún muro compuesto sobrepasa o iguala los límites de referencia definidos en  $3E-3$  para concreto confinado y  $5E-3$  para concreto confinado, valores que si bien sobre todo para el concreto confinado son conservadores sirven para dar una idea de la magnitud de la deformación unitaria experimentada por el concreto de cada muro. Respecto al acero se observa que en todos los muros protagónicos se alcanza fluencia, pero no se sobrepasa el límite que indica endurecimiento, lo anterior demuestra un buen detallado de los muros que ante a excitaciones de mayor intensidad evitarían una falla abrupta gobernada por la compresión del concreto.



**Figura 94.** Deformación unitaria de los materiales para el sismo de diseño del rediseño definitivo en dirección y, en el caso dos de estudio.

## 7.7 Análisis comparativo

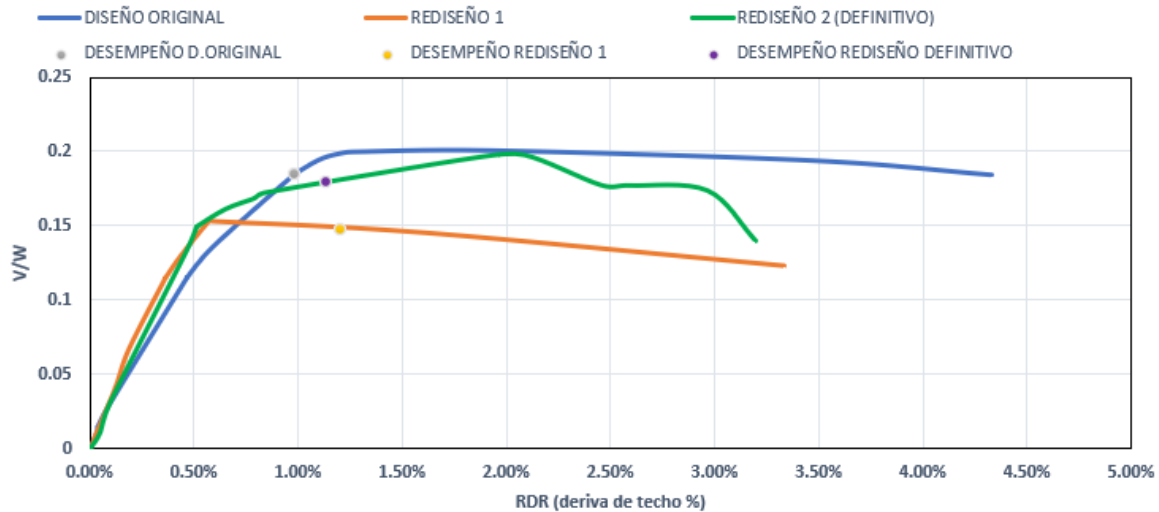
Al igual que en el primer caso de estudio el análisis comparativo del impacto de los cambios en los requerimientos a nivel de diseño para el caso dos se realizó en dos etapas: En primer lugar, se analizaron los cambios a nivel del desempeño sísmico y, en segundo lugar, la variación en los costos directos asociados a los materiales

de construcción de los muros. Nuevamente se advierte que los resultados y conclusiones producto de este análisis comparativo, no deben ser generalizados ni deben considerarse como concluyentes para sistemas de muros estructurales DMO, debido a que solo se analizó un caso de estudio y se requieren analizar un número más amplio de casos de estudio.

### **7.7.1 Impacto sobre el desempeño sísmico**

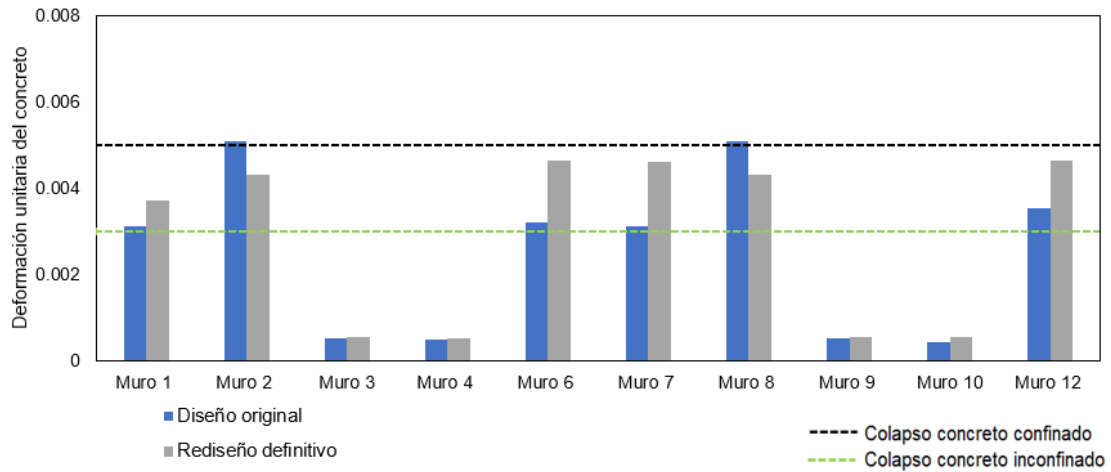
En cuanto a la capacidad de la estructura a nivel global se evidencia una notable mejora del rediseño definitivo (esfuerzos + deformaciones) respecto al primer rediseño (solo basado en esfuerzos), lo cual es coherente debido al aumento de las zonas de confinamiento. El rediseño definitivo alcanza una deriva superior al 2%, y una vez alcanza la capacidad a cortante máxima normalizada experimenta una pérdida progresiva de resistencia lo cual desde el punto de vista estructural refleja un buen desempeño. Por último, es importante destacar que para el punto de desempeño el rediseño definitivo logra conservar una buena reserva de resistencia demostrando que es competente ante la ocurrencia de eventos sísmicos asociados a este y aún si ocurren un evento de mayor intensidad. Por otro lado, si se compara el rediseño definitivo con el diseño original, a primera vista pareciera que tiene un mejor comportamiento el diseño original, sin embargo, no hay que perder de vista que esta curva de capacidad se obtuvo de un modelo en el cual se asume desde el punto de vista teórico, que muros de 150 mm pueden ser confinados y que experimentan un incremento en su resistencia y en su capacidad de deformación. Lo anterior ha sido ampliamente debatido y cuestionado tal y como se evidenció en el capítulo 3. En este caso, para futuros trabajos de investigación, resulta conveniente limitar la capacidad de deformación de muros de concreto reforzados con espesores reducidos para evitar obtener resultados poco realistas. Lograr confinamientos competentes en espesores menores a 15 cm es poco probable, si por ejemplo se considera un recubrimiento de 2.5 cm para los muros del diseño original se tiene un núcleo efectivo confinado de menos de 10 cm lo que es realmente deficiente ante cargas dinámicas cíclicas, por tanto la curva de capacidad que se obtuvo del modelo de Mander en el análisis simplificado de SAP2000 en el

mejor de los casos es optimista ya que no considera el efecto de un confinamiento deficiente, por su parte el rediseño definitivo logra un confinamiento efectivo de 20 cm con lo cual aún con el análisis simplificado usado en el programa de diseño se puede decir que se acerca más a la realidad. El análisis comparativo del diseño original y los dos rediseños se muestra en la Figura 95.



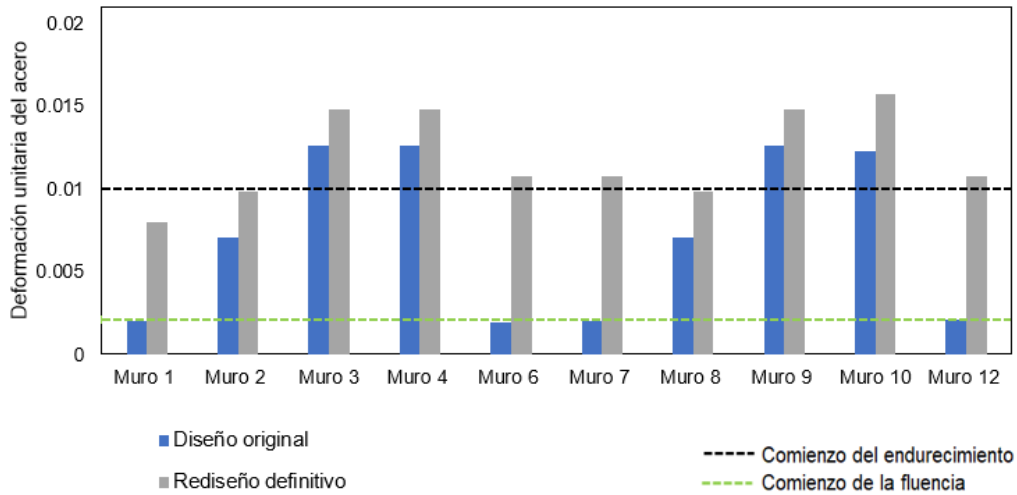
**Figura 95.** Comparación entre los diseños en dirección x para el caso dos de estudio.

Respecto a la comparación entre el estado de los materiales para el punto de desempeño del diseño original y rediseño definitivo es claro que en general este último logra una distribución más uniforme de las deformaciones unitarias, además para las tipologías 2 y 8 se logra disminuirla hasta valores cercanos a  $4.5E-3$  lo cual para el confinamiento efectivo considerado de 20 cm es un resultado que indica una mejora respecto al diseño original tal y como se muestra en la Figura 95.



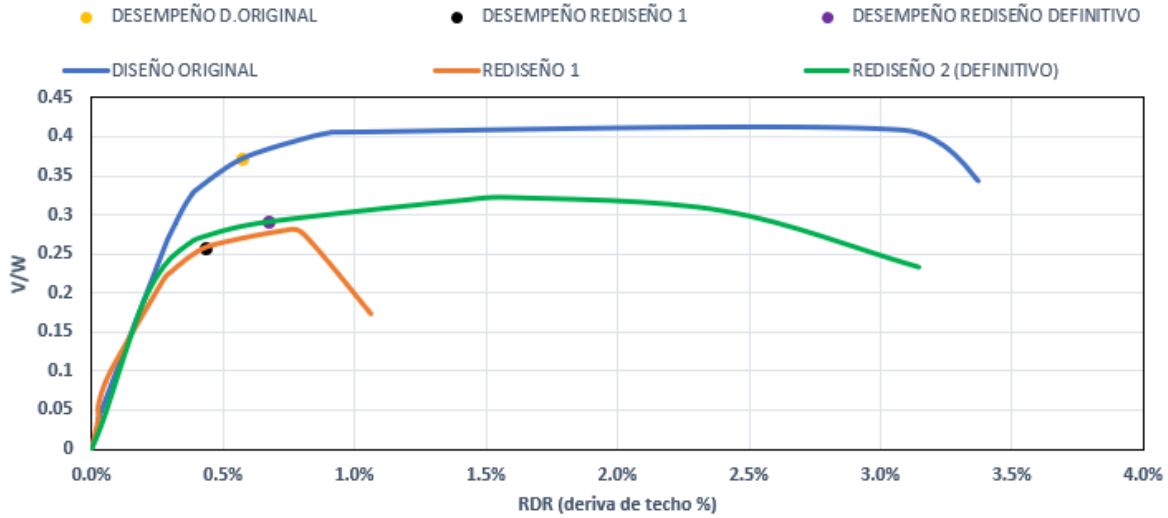
**Figura 96.** Comparación de la deformación unitaria del concreto de los muros protagónicos para el punto de desempeño en dirección x, en el caso dos de estudio.

Por otro lado, respecto al refuerzo de los muros en todos los casos el rediseño definitivo muestra mayores deformaciones unitarias comparado con el diseño original, esto es producto de menores demandas de cuantías de acero en los pisos inferiores aun así inclusive las deformaciones más altas correspondientes a los muros 10 y 4 no se acercan al límite para ruptura del acero definido en 0.09 con lo cual se puede decir que se logra aprovechar mejor las propiedades del acero en el rediseño definitivo respecto al diseño original.



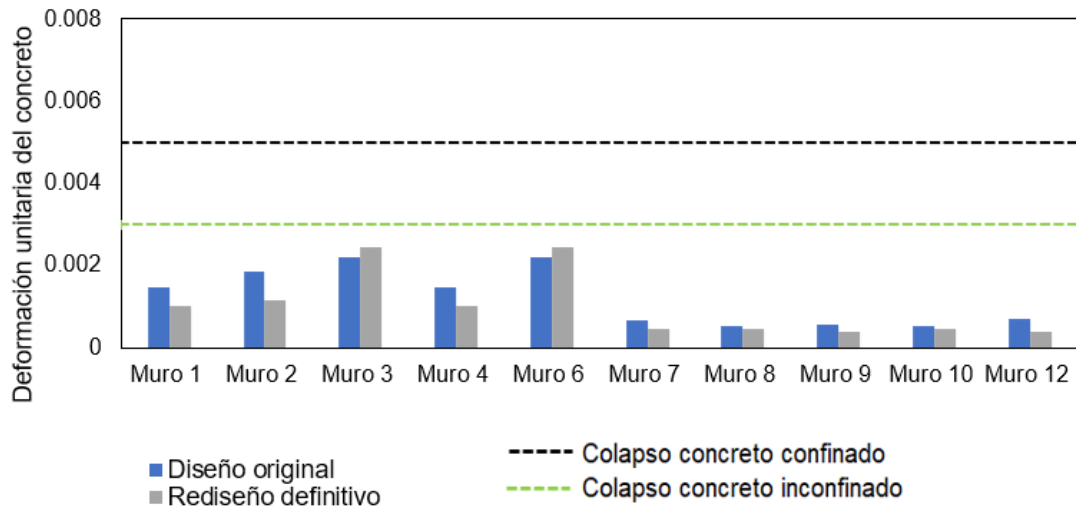
**Figura 97.** Comparación del estado del acero de muros protagónicos para el punto de desempeño en dirección x, en el caso dos de estudio.

Respecto a la dirección Y, la mejora de ductilidad del rediseño definitivo respecto al rediseño propuesto inicialmente es mucho más evidente, producto de aumentar el confinamiento, también es claro que se sigue el comportamiento de la dirección X donde el diseño original presenta una mejor capacidad sin embargo tal y como se explicó en dicho caso es importante aclarar que dicha curva presenta una ductilidad aparente producto de no considerar la deficiencia de confinamiento en espesores bajos con lo cual se exhorta a futuras investigaciones en la creación de modelos constitutivos que permitan considerar dicho efecto en programas como el SAP2000 de manera que se encuentren resultados más cercanos a la realidad, En la Figura 98 se muestran los resultados de capacidad para los diseños considerados.



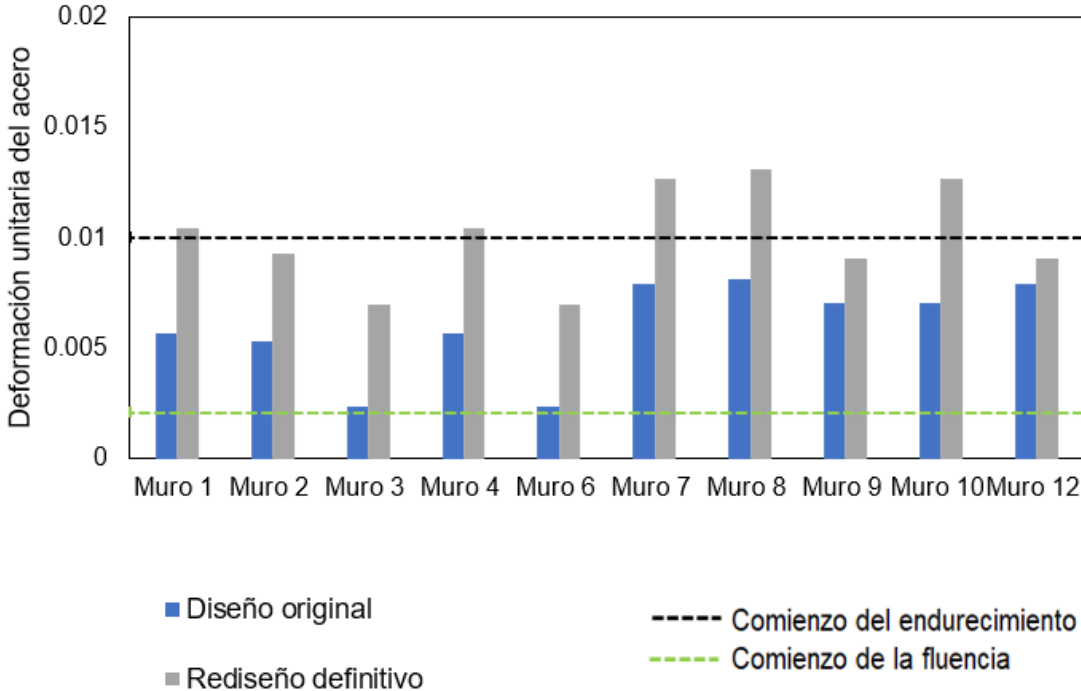
**Figura 98.** Comparación entre la capacidad de los diseños en dirección y, en el caso dos de estudio.

La deformación unitaria del concreto de los muros no experimentó cambios considerables, tanto para el diseño original como rediseño definitivo los muros experimentan deformaciones inferiores al límite de referencia de  $5E-3$  para concreto confinado e inferiores  $3E-3$  para el caso inconfinado.



**Figura 99.** Comparación del estado del concreto de muros protagónicos para el punto de desempeño en dirección y, en el caso dos de estudio.

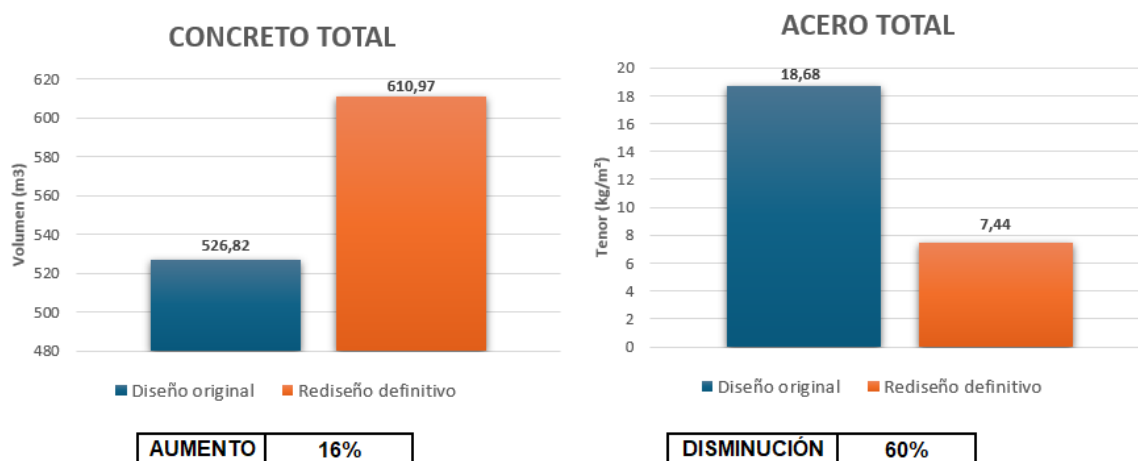
Respecto a las deformaciones del refuerzo estas experimentan un incremento del diseño definitivo comparado con el diseño original, sin embargo, contrario a significar una desventaja refleja un mejor aprovechamiento de dicho material, por ejemplo para la tipología 6 el diseño original presenta una deformación unitaria del orden de  $2.5E-3$  lo cual apenas sobrepasa el límite de fluencia sin embargo el rediseño definitivo logra aprovechar mejor la plataforma de fluencia sin acercarse al límite de ruptura definido en  $9E-2$ , al presentar un valor de  $6.95E-3$ . Respecto a las tipologías 7,8 y 10 que experimentan mayores deformaciones unitarias en el rediseño definitivo estas no sobrepasan considerablemente el límite de endurecimiento y aún siguen conservando una reserva de capacidad de aproximadamente 85% antes de alcanzar la ruptura definida en  $9E-2$  con lo cual se demuestra que el rediseño definitivo a pesar de disminuir la cantidad de acero usado sigue conservando factores de seguridad apropiados para la protección del patrimonio y vida de las personas que ocupen el edificio propio de un buen diseño que sigue la filosofía de de la NSR10. Esto se puede observar en la Figura 100.



**Figura 100.** Comparación del estado del concreto de muros protagónicos para el punto de desempeño en dirección y, en el caso dos de estudio.

### 7.7.2 Impacto sobre el costo de construcción

Para evaluar el impacto en el costo de construcción, se calcularon las cantidades de obra de concreto y acero del diseño original y el rediseño. En la Figura 101 se muestra la comparación entre ambos diseños.



**Figura 101.** Comparación de cantidades de obra entre los diseños del caso dos de estudio.

En términos de variación del concreto, se tiene que para el diseño original el valor fue de  $0.14 \text{ m}^3/\text{m}^2$  mientras que para el rediseño definitivo se obtuvo un valor de  $0.16 \text{ m}^3/\text{m}^2$ . El incremento en volumen de concreto del rediseño comparado con el diseño original fue de  $84.15 \text{ m}^3$  equivalente a un 16%, el cual obedece al aumento de espesor de los muros con el fin de cumplir los objetivos de diseño tales como que los muros que requiriesen elemento de borde tuvieran un espesor de 0.25 m, asegurando una correcta dimensión de confinamiento. En temas de precios unitarios y totales dicha variación se detalla en la Tabla 38.

**Tabla 38.** Variación del precio del concreto para el caso dos de estudio.

Resistencia (Mpa)	Precio unitario (\$/m <sup>3</sup> )	Diseño original		Rediseño		Aumento
		Volumen m <sup>3</sup>	Precio \$	Volumen m <sup>3</sup>	Precio \$	
21	284709.96	526.824	149.992.040	610.974	173.950.383	16%

Respecto a las cantidades de acero se obtuvo una considerable disminución del 60% con el rediseño comparado con el diseño original representada por un tenor de acero en el diseño original de 16.6 kg/m<sup>2</sup> a uno de 7.5 kg/m<sup>2</sup> en el rediseño definitivo. La principal razón de ello es que el incremento del área transversal produjo una disminución de demandas de cuantía por flexo compresión y cortante sobre todo en los niveles inferiores, esto es claro cuando se entiende que la mayoría de los elementos de borde surgen por la aplicación del criterio de profundidad del eje neutro y no por esfuerzos la Tabla 39 resume esta variación de precios

**Tabla 39.** Variación del precio del acero para el caso dos de estudio.

Descripción	Precio unitario (\$/kg)	Cantidad de acero original (kg)	Cantidad de acero rediseño (kg)	Precio total original \$	Precio total rediseño \$	Disminución
Acero grado 60	4200	71729.81	28575.760	301.265.202	120.018.192	60%

A nivel global comparando el rediseño definitivo con el diseño original del proyecto se tiene que el concreto incrementa el costo en \$ 23.958.343 mientras que el acero lo disminuye en \$ 181.247.010, esto se traduce en que el rediseño logra disminuir el costo de la construcción (solo considerando materiales concreto y acero) en \$ 157.288.667, lo cual dividido entre las 72 unidades residenciales del proyecto significa que cada una de ellas bajará el precio en \$ 2.184.564, esto considerando que se trata en un proyecto VIS aumenta la posibilidad de adquisición de vivienda por personas de bajos recursos sin descuidar la seguridad y protección de la vida

ante la ocurrencia de movimientos sísmicos asociados al espectro de diseño con periodo de retorno de 475 años.

## 8. Conclusiones

En este trabajo se evaluó el impacto de los cambios a nivel de espesor y detallado de refuerzo en el desempeño sísmico y el costo de construcción de edificios de muros de concreto reforzado diseñados bajo los requerimientos del actual Reglamento de Construcciones Sismo Resistente, NSR-10. Para ello, se analizaron dos casos de estudio, el primero de ellos es un edificio de 11 pisos localizado en la ciudad de Cali que corresponde a una zona de amenaza sísmica alta y el segundo caso de estudio es un edificio de 9 pisos localizado en el municipio de Rionegro del valle de aburra, que corresponde a una zona de amenaza sísmica intermedia. Los resultados se analizan desde dos puntos de vista, el primero es el desempeño sísmico aplicando el método estático no lineal N2 con la consideración de ocurrencia del sismo de diseño que corresponde a un evento con periodo de retorno de 475 años y el segundo la variación de costos directos asociados al cambio de volúmenes de concreto y kilogramos de acero usando valores de precios unitarios válidos para el año 2024.

El primer enfoque asociado al primer caso de estudio permite concluir que la configuración estructural y geométrica de los muros en dirección X para el diseño original es óptima, esto es coherente con los resultados de macro parámetros en los cuales se encontró que el 100% de los muros protagónicos cumplían un AR entre cuatro y diez, clasificados como muros intermedios de los cuales tal y como se esperaba se obtuvo una buena capacidad a cortante junto a ductilidades que oscilan entre 2 y 10 que consecuentemente también significaron densidades de muros mayores a 2% (2.82%). Al aplicar las consideraciones en el rediseño el resultado global, no se observa una mejora considerablemente a nivel de desempeño, lo que quiere decir que los cambios en espesores y detallado de refuerzo no eran realmente necesarios y podrían perfectamente haberse omitido. Por su parte en

dirección Y, si se logra una mejora significativa en la respuesta sísmica del edificio permitiendo aumentar la capacidad de deformación inelástica del edificio. Lo anterior es consistente con la evaluación de macro parámetros que señala que en el diseño original la relación de aspecto AR esta menos balanceada, mostrando que el 67% de muros corresponden a muros largos y el 33% a muros intermedios, lo cual explica en parte que la curva de capacidad global de la estructura alcance a absorber rápidamente alto cortante pero una vez en el máximo experimente pérdida de rigidez acelerada. Los cambios sugeridos en esta dirección del edificio permitieron mejorar considerablemente el desempeño sísmico con un incremento total en los costos directos asociados a la variación de materiales de construcción considerados correspondientes a acero y concreto del 15% aproximadamente. Estos resultados permiten concluir que a pesar de que en la dirección X no se observa mejora, a nivel global, es significativo el aporte del incremento del desempeño sísmico, esto es bastante considerable ya que hasta el momento la predicción exacta de la dirección de ocurrencia de un sismo es incierta y por tanto es necesario que la edificación tenga capacidad no solo en dirección tangencial sino también longitudinal.

Con relación al segundo caso de estudio se puede decir que un parámetro determinante en el comportamiento de las estructuras de muros de concreto reforzado es la presencia del elemento de borde especial, esto mejora la capacidad a cortante y ductilidad de la estructura, no considerarlo puede significar perder más del 50% la capacidad de deformación en el rango plástico de cada muro. Además, es importante decir que no necesariamente incrementar el espesor de los muros significa mejora en el comportamiento sismorresistente del edificio por lo contrario algunas veces hacerlo implica que ya no se requiera elemento de borde por el criterio de esfuerzos de la NSR 10 y, por ende, puede generarse una pérdida de ductilidad de la estructura. Esta situación se presentó para la dirección Y en la primera propuesta para el rediseño en la que si bien se mejoraron macro parámetros tales como la densidad de muros o la relación de carga axial, también se redujo la capacidad de deformación lateral llegando incluso a un valor menor del 1%. Lo

anterior, implicó un nuevo rediseño aplicando ambos criterios para el confinamiento de los elementos de borde, es decir, por esfuerzos y deformaciones.

Por último, a nivel global se concluye que el estudio de la variación de parámetros como el espesor de los muros en altura, requisitos de elementos de borde y cuantías de acero es fundamental para lograr un mejor desempeño sísmico del sistema estructural de muros de concreto reforzado. Los resultados en este trabajo si bien es cierto no pretenden dar juicios concluyentes de los cambios que se deben implementar para los sistemas estructurales con nivel de disipación DES o DMO, si permiten decir que es imperativo crear metodologías y/o claridad en las normas acerca de la implementación de este sistema estructural en el país ya que como se evidenció en los dos casos de estudio que acá se trataron, cambios en el diseño de un mismo proyecto puede significar elevar considerablemente los costos y/o desmejorar considerablemente el comportamiento de la estructura.

## Bibliografía

- Almeida, J. P., Rosso, A., Beyer, K., & Sritharan, S. (2014). *NEW EXPERIMENTAL FINDINGS ON THE STABILITY OF THIN REINFORCED CONCRETE WALLS*.
- Arteta, C., Blandón, C., Bonett, R., Carrillo, J., De, E., Daza, R., Sánchez, J., Quintero, S., Araujo, G., Arciniegas, A., Hurtado, T., & Díaz, C. (2018). *Estudio del Comportamiento Sísmico de Edificios de Muros Delgados de Concreto Reforzado*.
- Blandon, C. A., Arteta, C. A., Bonett, R. L., Carrillo, J., Beyer, K., & Almeida, J. P. (2018). Response of thin lightly-reinforced concrete walls under cyclic loading. *Engineering Structures*, 176, 175–187. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.08.089>
- Blandón, C., & Bonett, R. (2020). Thin slender concrete rectangular walls in moderate seismic regions with a single reinforcement layer. *Journal of Building Engineering*, 28. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2019.101035>
- Canterbury Earthquakes Royal Commission. (2012). *VOLUME 2 THE PERFORMANCE OF CHRISTCHURCH CBD BUILDINGS*. <https://canterbury.royalcommission.govt.nz/Final-Report-Volume-Two-Contents>
- Comité Europeo de Normalización. (2004). *Eurocódigo 8 : Cálculo de estructuras de hormigón* (2nd ed.).
- Elliott, J. R., Nissen, E. K., England, P. C., Jackson, J. A., Lamb, S., Li, Z., Oehlers, M., & Parsons, B. (2012). Slip in the 2010–2011 Canterbury earthquakes, New Zealand. *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, 117(B3). <https://doi.org/10.1029/2011JB008868>
- Fajfar, P., & Fischinger, M. (1988). *N2-A Method for Nonlinear Seismic Analysis of Regular Buildings*.
- Guendelman, T., Guendelman, M., & Lindenberg, J. (1997). *PERFIL BÍO-SÍSMICO DE EDIFICIOS*.
- Kuang, J. S., & Yuen, Y. P. (2015). Ductility design of reinforced concrete shear walls with the consideration of axial compression ratio. *HKIE Transactions Hong Kong Institution of Engineers*, 22(3), 123–133. <https://doi.org/10.1080/1023697X.2015.1071027>
- Lawson, R. S., VANCE, V., & KRAWINKLER, H. (1988). *Nonlinear Static Push-Over Analysis—Why, When, and How?*

- Lu, Y., & Henry, R. S. (2018). Comparison of minimum vertical reinforcement requirements for reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal*, 115(3), 673–687. <https://doi.org/10.14359/51701146>
- 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))
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile. (2011). *Decreto 60: Aprueba Reglamento que Fija los Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado y Deroga Decreto No 118, de 2010.*
- Ocampo, J., Vidales, F., Feliciano, D., Arroyo, O., Carrillo, J., Arteta, C., & Bonett, R. (n.d.). *EFFECT OF STRUCTURAL CONFIGURATION ON THE SEISMIC FRAGILITY OF RC SHEAR WALL BUILDINGS.*
- Parra, P. F., & Moehle, J. P. (2017). Stability of Slender Wall Boundaries Subjected to Earthquake Loading. *ACI STRUCTURAL JOURNAL*, 1627–1636.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures.* IUSS Press.
- Saragoni, R. (2011). El mega terremoto del Maule de 2010: una lección de buena ingeniería, pero con sorpresas y nuevos desafíos. *Anales de La Universidad de Chile*, 0(1). <https://doi.org/10.5354/0365-7779.2011.12247>
- Trochez, J., Feria, J. J., Jove, & Fernando. (2020). Effect of armed conflict in Colombia on house price index in the last 30 years. *Revista Espacios*, 41. <https://www.revistaespacios.com>
- U.S. Geological Survey. (2010). *M 8.8 - 36 km WNW of Quirihue, Chile.* [https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/official201002270634115\\_30\\_30/executive](https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage/official201002270634115_30_30/executive)