

**COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS DE DISEÑO ASD Y LRFD DE UNA
EDIFICACIÓN DE PÓRTICOS DE MADERA CON DIAGONALES EN BOGOTÁ**

**JESICA NATALY DUSSÁN BELTRÁN
LINA MARCELA PIEDRAHITA ESCOBAR
IVANNA ISABELLA ROJAS DURÁN**

**Universidad la Gran Colombia
Facultad de Ingeniería Civil
Programa de Ingeniería Civil
Bogotá
2018**

**COMPARACIÓN DE LOS MÉTODOS DE DISEÑO ASD Y LRFD DE UNA
EDIFICACIÓN DE PÓRTICOS DE MADERA CON DIAGONALES EN BOGOTÁ**

**JESICA NATALY DUSSÁN BELTRÁN
LINA MARCELA PIEDRAHITA ESCOBAR
IVANNA ISABELLA ROJAS DURÁN**

**Trabajo de Grado como requisito parcial para optar al título de Ingeniería
Civil**

**Asesora Disciplinar
Ing. Janeth Patricia Gil Ibañez
Asesora Metodológica
Lic. Laura Milena Cala Cristancho**

**Universidad la Gran Colombia
Facultad de Ingeniería Civil
Programa de Ingeniería Civil
Bogotá
2018**

CONTENIDO

INTRODUCCION	11
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	13
2. JUSTIFICACIÓN	14
3. OBJETIVOS	15
3.1. OBJETIVO GENERAL	15
3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	15
4. ANTECEDENTES	16
4.1. Diseñando con LRFD para madera	16
4.2. Calibración del código basado en la confiabilidad para el diseño de miembros de madera usando diseño por factores de carga y resistencia.....	18
4.3 Caracterización mecánica de la madera estructural de <i>pinus sylvestris</i>	19
4.4 Comparación del diseño de elementos de acero estructural por el método de esfuerzos admisibles (ASD) y el de factores de carga y resistencia (LRFD)	21
4.5. Diseño probabilístico de estructuras de madera.....	22
4.6. Propiedades mecánicas de las fibras de pino del sur individuales.	23
5. MARCO REFERENCIAL	25
5.1. MARCO CONCEPTUAL	25
5.1.1 PROPIEDADES DE LA MADERA	25
5.1.1.1 Propiedades mecánicas	25
5.1.2 TIPOS DE MADERA.....	28
5.1.2.1 Madera Maciza	28
5.1.2.2 Madera Aserrada.....	28
5.1.2.3 Madera Laminada.....	28
5.1.3 MÉTODOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL	29
5.1.3.1 Método de diseño por esfuerzos admisibles (ASD)	29
5.1.3.2 Método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)	30
5.1.4 DISEÑO	32
5.1.4.1 Miembros solicitados a flexión y corte.	32
5.1.4.2 Miembros a compresión	35

5.1.4.3 Miembros a carga axial y flexión.....	36
5.2. MARCO LEGAL	37
6. DISEÑO METODOLÓGICO	39
6.2. ENFOQUE DE INVESTIGACIÓN	39
6.3. TIPO DE INVESTIGACIÓN	39
6.4. OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES.....	40
6.5. FASES.....	41
6.5. INSTRUMENTOS	42
7. RESULTADOS Y ANALISIS.....	43
7.1. Análisis y resultados del pre dimensionamiento	43
7.1.1. Análisis del pre dimensionamiento	43
7.1.2. Evaluación de las solicitudes	45
7.1.2.1. Carga Muerta.....	45
7.1.2.2. Carga Viva.....	47
7.1.2.3. Cargas de Viento.....	47
7.1.2.4. Análisis sísmico	48
7.1.3. Modelo computacional.....	54
7.2. Resultados de diseño por ASD.....	55
7.2.1. Diseño de elementos a flexión.....	55
7.2.1.1. Diseño de viguetas	55
7.2.1.2. Diseño de vigas	58
7.2.2. Diseño de elementos bajo carga axial.....	62
7.2.2.1. Diseño de columnas	62
7.2.2.2. Resumen de secciones bajo carga axial	67
7.3. Resultados de diseño por LRFD.....	68
7.3.1. Diseño de elementos a flexión.....	68
7.3.1.1. Diseño de viguetas	69
7.3.1.2. Diseño de vigas	70
7.3.3. Diseño de elementos bajo carga axial	75
7.3.3.1. Diseño de columnas	75

7.3.3.2. Resumen de secciones bajo carga axial.	80
7.4. Comparación de resultados de las dimensiones de los elementos solicitados a flexión y carga axial por ambas metodologías.	81
7.5. Resultados de masas por ASD.....	83
7.5.1. Masas de viguetas.....	83
7.5.2. Masas de vigas.....	83
7.5.3. Resultado de masa de columnas.....	84
7.5.3.1. Masa de diagonales.....	85
7.6. Resultados de masas por LRFD.....	85
7.6.1. Masas de viguetas.....	85
7.6.2. Masas de vigas.....	86
7.6.3. Resultado de masas de columnas y diagonales.....	86
7.6.3.1. Masa de columnas.....	86
7.6.3.2. Masa de diagonales.....	87
7.7. Comparación de resultados de masas de la estructura por ambas metodologías.	88
7.8. Análisis de resultados.....	88
8. RECOMENDACIONES DE UTILIDAD	89
8.1. Tratamientos superficiales y profundos	89
8.2. Pintura inmunizante para madera.....	89
9. CONCLUSIONES.....	91

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Gráfica de resistencia Vs Duración de carga.....	26
Figura 2. Madera aserrada	28
Figura 3. Madera laminada	29
Figura 4. Flexión simple	33
Figura 5. Vista en planta del piso tipo de la edificación.	44
Figura 6. Alzado de la estructura.	50
Figura 7. Ajuste de los resultados.....	51
Figura 8. Resultados de los cortantes en la base.	51
Figura 9. Cargas y vista 3D de la edificación.	54
Figura 10. Columna restringida en la edificación.	63
Figura 11. Carga axial de compresión aplicada en la columna.....	65
Figura 12. Columna restringida en la edificación.	76
Figura 13. Carga axial de comprensión aplicada en la columna.....	78

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Ajustes de valores de diseño de referencia.	31
Tabla 2. Combinaciones de carga	32
Tabla 3. Operacionalización de variables	40
Tabla 4. Fases.	41
Tabla 5. Propiedades mecánicas de la madera.	43
Tabla 6. Esfuerzos máximos admisibles.	43
Tabla 7. Predimensionamiento	44
Tabla 8. Avalúo de cargas del predimensionamiento	45
Tabla 9. Geometría de escalera.	46
Tabla 10. Avalúo de cargas de escalera.	46
Tabla 11. Avalúo de cargas de cubierta.	46
Tabla 12. Carga Viva.	47
Tabla 13. Coeficientes de diseño.	48
Tabla 14. Irregularidades en planta	49
Tabla 15. Irregularidades en altura	50
Tabla 16. Fuerzas sísmicas	51
Tabla 17. Análisis sísmico de la estructura.	52
Tabla 18. Desplazamientos horizontales absolutos por piso.	52
Tabla 19. Derivas X y Y piso 1.	53
Tabla 20. Derivas X y Y piso 2.	53
Tabla 21. Derivas X y Y piso 3.	53
Tabla 22. Derivas X y Y piso 4.	53
Tabla 23. Derivas X y Y piso 5.	54
Tabla 24. Coeficientes de modificación para la metodología ASD para viguetas.	55
Tabla 25. Chequeo de deflexión.	56
Tabla 26. Momento resistente en sección rectangular.	57
Tabla 27. Esfuerzo cortante paralelo a las fibras.	57
Tabla 28. Coeficientes de modificación para la metodología ASD para vigas.	58
Tabla 29. Chequeo de deflexión en vigas de cubierta.	59
Tabla 30. Chequeo de deflexión en vigas de piso tipo.	59
Tabla 31. Chequeo de deflexión en viga de escalera.	60
Tabla 32. Momento resistente en la sección rectangular en vigas de cubierta.	60
Tabla 33. Momento resistente en la sección rectangular en vigas de piso tipo.	61
Tabla 34. Momento resistente en la sección rectangular en vigas de escalera.	61
Tabla 35. Esfuerzo cortante paralelo a las fibras en vigas.	62
Tabla 36. Coeficientes de modificación para la metodología ASD para columnas.	62
Tabla 37. Longitud efectiva de la columna.	63
Tabla 38. Relación de esbeltez de la sección.	64

Tabla 39. Esfuerzo crítico de la sección.	64
Tabla 40. Factor de corrección CP.	64
Tabla 41. Carga admisible a compresión de la sección.	65
Tabla 42. Carga a compresión actuante en la sección.	66
Tabla 43. Evaluación de la sección.	66
Tabla 44. Aplastamiento de elementos a compresión.	66
Tabla 45. Acortamiento en elementos a compresión.	66
Tabla 46. Cargas combinadas de flexión y compresión.	67
Tabla 47. Resumen de secciones bajo carga axial.	67
Tabla 48. Coeficientes de modificación para la metodología LRFD para viguetas.	68
Tabla 49. Chequeo de deflexiones.	69
Tabla 50. Momento resistente en sección rectangular.	70
Tabla 51. Esfuerzo cortante paralelo a las fibras.	70
Tabla 52. Coeficientes de modificación para la metodología LRFD para vigas.	71
Tabla 53. Chequeo de deflexiones en vigas de cubierta.	72
Tabla 54. Chequeo de deflexiones en vigas de piso tipo.	72
Tabla 55. Chequeo de deflexiones en vigas de escalera.	73
Tabla 56. Momento resistente en sección rectangular en vigas de cubierta.	73
Tabla 57. Momento resistente en sección rectangular en vigas de piso tipo.	74
Tabla 58. Momento resistente en sección rectangular en vigas de escalera.	74
Tabla 59. Esfuerzo cortante paralelo a las fibras en vigas de cubierta.	75
Tabla 60. Coeficientes de modificación para la metodología LRFD para columnas.	75
Tabla 61. Longitud efectiva de la columna.	76
Tabla 62. Relación de esbeltez de la sección.	77
Tabla 63. Esfuerzo crítico de la sección.	77
Tabla 64. Factor de corrección CP.	77
Tabla 65. Carga admisible a compresión de la sección.	78
Tabla 66. Carga actuante a compresión.	79
Tabla 67. Evaluación de la sección.	79
Tabla 68. Aplastamiento de elementos a compresión.	79
Tabla 69. Acortamiento de elementos a compresión.	80
Tabla 70. Cargas combinadas de flexión y compresión.	80
Tabla 71. Resumen de secciones bajo carga axial.	80
Tabla 72. Resultados de elementos solicitados a flexión.	82
Tabla 73. Resultados de elementos a carga axial.	82
Tabla 74. Masa de viguetas.	83
Tabla 75. Masas de vigas.	84
Tabla 76. Masa de columnas de cubierta.	84
Tabla 77. Masa diagonales.	85

Tabla 78. Masa total de elementos solicitados a carga axial.	85
Tabla 79. Masa de viguetas.	85
Tabla 80. Masas de vigas.	86
Tabla 81. Masa de columnas de cubierta	87
Tabla 82. Masa diagonales.	87
Tabla 83. Masa total de elementos solicitados a carga axial	87
Tabla 84. Comparación de masas.	88

LISTA DE ECUACIONES

Ecuación 1. Esfuerzo a flexión.....	33
Ecuación 2. Relación de esbeltez.	34
Ecuación 3. Factor de estabilidad.....	34
Ecuación 4. Esfuerzo cortante a flexión.....	34
Ecuación 5. Factor de estabilidad de columna.	35
Ecuación 6. Carga axial y flexión.....	36
Ecuación 7. Teoría elástica.....	56

INTRODUCCION

El Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) en su título G, da los procedimientos y parámetros de diseño para construcciones en madera; por otra parte, para materiales como acero y concreto la NSR-10 permite que el diseñador, según su criterio y las condiciones del proyecto, elija la metodología bajo la cual va a desarrollar el diseño, es decir Esfuerzos Admisibles (ASD) o Factores de Carga y Resistencia (LRFD). No obstante, esto no sucede con la madera, en este material el diseño se limita a la metodología de Esfuerzos Admisibles (ASD), provocando una desactualización en el título G y un atraso en la industria de la construcción de madera en el país.

La metodología ASD está fundamentada en métodos determinísticos y trabaja en el rango elástico del material, a diferencia de la metodología LRFD, que se basa en métodos probabilísticos y considera la resistencia o condición de falla del material, por tanto, los principios de cada metodología de diseño son sustancialmente diferentes entre sí. Diversos estudios se han realizado en materiales como concreto y acero¹ para estimar la eficiencia de cada método y comparar los resultados de diseño de estos, concluyendo que, para estos otros materiales, la metodología LRFD resulta ser óptima en comparación con la metodología ASD. Sin embargo, este estudio aún no se ha planteado en materiales como la madera.

Con este proyecto de investigación se pretende comparar el diseño estructural por el método de Esfuerzos Admisibles y el método de Factores de Carga y Resistencia de una edificación de pórticos de madera con diagonales, con el fin de conocer cuál de estas metodologías resulta tener mayor factibilidad en términos de masa total de la estructura. El estudio se llevó a cabo para una edificación, planteada en Bogotá, que se encuentra ubicada en una zona de amenaza sísmica intermedia, con pórticos de luces de cinco metros, de cuatro pisos y cubierta, con una altura de entrepiso de tres metros, para un total de 15 metros, que es la altura máxima permitida por la NSR-10. Se realizó la investigación modelando y diseñando la estructura por ambas metodologías, teniendo en cuenta las combinaciones de carga que corresponden a cada una y calculando la masa de estas para obtener el porcentaje de ahorro de material de la estructura diseñada por ASD con respecto a la diseñada por LRFD.

¹ GRANDE, Néstor Francisco. Comparación del diseño de elementos de acero estructural por el método de esfuerzos admisibles (ASD) y el de factores de carga y resistencia (LRFD). Salvador: Universidad de El salvador Facultad de Ingeniería y Arquitectura Escuela de Ingeniería Civil .2009

Con esta investigación se plantea la importancia de actualizar el Reglamento Colombiano de Construcción sismoresistente (NSR-10), con el objetivo que este permita diseñar tanto por la metodología de Esfuerzos Admisibles (ASD) y por la metodología de Factores de Carga y Resistencia (LRFD), en su título G para edificaciones en madera.

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El acero y el concreto son dos materiales con una significativa cantidad de investigaciones, debido a su abundancia, aprovechamiento, gran potencial de uso y optimización, dejando poco espacio para materiales no convencionales como la madera. La poca investigación de este material ha limitado el desarrollo del diseño y construcción, a pesar de cualidades como ser un material renovable, que no tiene peligro de oxidación, aunque se debe proteger de hongos e insectos, también, tiene una óptima relación entre resistencia y peso. La poca investigación ha sido debido a la dificultad para hallar valores estándar de resistencia ya que la variedad de especies y el contenido de humedad son factores que modifican la resistencia, por lo tanto, la madera como material estructural es considerada dispersa y de propiedades variables.

Por consiguiente, en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (en adelante, NSR-10) en su título G establece los requisitos de diseño estructural para edificaciones en madera, bajo el método de Esfuerzos Admisibles (por sus siglas en inglés, ASD), basado en un principio determinístico que compara los esfuerzos actuantes contra los admisibles del material. El método proporciona un factor de seguridad aún mayor en el proceso de diseño, ya que las cargas de servicio son usadas directamente, lo que conlleva a que los diseños presenten mayores secciones en los elementos, consecuentemente aumentando los costos de construcción. En otros países, específicamente en Estados Unidos, se emplea el método de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (por sus siglas en inglés LRFD), que a diferencia de la metodología ASD, se basa en un principio probabilístico y compara la resistencia requerida contra la nominal, y que, aplicado en otros materiales como el acero, se obtiene mayor aprovechamiento de estos, por lo tanto, disminuyen los costos de construcción al reducir las secciones de los elementos.

Para el uso de materiales convencionales de acuerdo con la NSR-10, es posible escoger el método de diseño de acuerdo a las características del proyecto y otros aspectos. Sin embargo, la madera se limita solo a la implementación del método ASD, lo que genera una desactualización en los procesos constructivos en el país. Por lo tanto, se plantea la siguiente pregunta de investigación:

¿Cuál de las metodologías de diseño (ASD Y LRFD) al compararlas resultará más factible en términos de masa total en una edificación de pórticos de madera con diagonales?

2. JUSTIFICACIÓN

En el año 1984 Colombia hizo parte de los miembros de la junta del acuerdo de Cartagena en el proyecto Andino de Desarrollo Tecnológico en el Área de los Recursos Forestales PADT REFORT, con la finalidad de desarrollar el Estudio Integral de la Madera para la Construcción; sin embargo, actualmente ha sido poco el trabajo de investigación enfocado en el diseño de estructuras en madera. Colombia es un país donde según datos del 2013 el “62% del uso de los sistemas constructivos son mampostería confinada, el 15% es mampostería estructural, el 19% son sistemas industrializados, y el 4% de otros sistemas como guadua, madera, bahareque, tierra, entre otros”².

Teniendo en cuenta las diferencias entre el método ASD y LRFD, se ha encontrado que, para otros materiales como el acero, el diseño por este último, es eficiente dado que se lleva el material al estado límite bajo ciertas condiciones de cargas que pueden variar de acuerdo a su análisis; mientras que por ASD se trabaja una metodología con factores de seguridad que en ocasiones puede ser elevado, en condiciones que no son desfavorables. El análisis que se obtiene partiendo de la utilización de la metodología LRFD refleja resultados económicamente factibles en comparación a la metodología ASD, resaltando por qué el método LRFD representa un notable avance sobre el método ASD en otros materiales.

Los antecedentes de diseño LRFD en otros países y aún en Colombia para materiales como acero y concreto han sido eficientes, observando una reducción en cuanto a cantidad de material y economía, comparado con un diseño ASD. La metodología de diseño LRFD para edificaciones en madera es desconocida en Colombia.

El avance de la ingeniería estructural en madera en el país debe partir de la actualización del método de diseño establecido por la normatividad. Con esto se pretende proporcionar un precedente del comportamiento de una estructura bajo distintos métodos de diseño en cuanto a madera y demostrar con cuál de ellos se obtiene un mejor aprovechamiento de la capacidad del material, con la finalidad de minimizar costos en la construcción, al igual que reducir el impacto ambiental que generan la explotación de otros materiales para la construcción como el concreto y el acero.

² CONSTRUDDATA. ¿Cómo se construye en Colombia? Los materiales de construcción: ciclo de vida, aplicaciones e impacto en el país. 05 de julio 2013. Disponible en: http://www.construdata.com/Bc/Otros/Archivos/como_se_construye_en_colombia.asp

3. OBJETIVOS

3.1. OBJETIVO GENERAL

Comparar el diseño estructural por el método de esfuerzos admisibles y el método de factor de carga y resistencia de una edificación de pórticos de madera con diagonales.

3.2. OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Confrontar por medio de una modelación numérica los resultados de diseño de una edificación de pórticos de madera con diagonales, bajo la metodología de diseño de esfuerzo admisible con respecto a los resultados con la metodología de factor de carga y resistencia de acuerdo con el manual National Design Specification for Wood Construction NDS.
- Determinar las diferencias en términos de unidades de masa de las metodologías de diseño.
- Establecer recomendaciones de utilidad para garantizar la durabilidad de la estructura.

4. ANTECEDENTES

4.1. Diseñando con LRFD para madera

El ingeniero Robert J. Taylor en su artículo “Designing with LRFD for wood” describe la diferencia entre los métodos ASD y LRFD en el diseño de estructuras de madera, recalcando las bases bajo las cuales cada uno de estos métodos trabaja

Cuando hablamos acerca de esfuerzos admisibles (ASD) para madera, nos referimos a Especificación Nacional de Diseño® para construcción en madera (ANSI/AF&PA NDS®-1997). La manera en que la seguridad se aborda en los enfoques en ASD y en el LRFD es fundamentalmente diferente. ASD hace uso de una muy real reducción que es aplicada a los datos de prueba reales de esfuerzo del material. Usualmente la controversia es alrededor de la rigurosa derivación de la reducción del ASD porque los métodos usados para desarrollar el método de diseño son un poco ambiguos. ASD también implica la comparación de esfuerzos en la relación requerido/capacidad.

LRFD presenta una estadística racional basada en una medida probabilística de falla y en consecuencia asegura un nivel de seguridad medible. La ecuación de carga factorizada para el diseño de seguridad (con el concreto como excepción) son estandarizadas a través de todos los grupos de materiales. Los valores de resistencia son solo modificados por un factor de resistencia que varía con el material y el modo de uso. En la relación demanda/capacidad, las cargas o momentos son típicamente comparados³

Aunque el diseño de estructuras en madera no es común, si se han desarrollado diferentes normativas en lo referente al diseño y a la construcción de estas, tradicionalmente el diseño estructural se ha realizado bajo el método de esfuerzos admisibles (ASD), esto debido a que la investigación en el tema ha sido limitada. Sin embargo, el diseño mediante el método de factores de carga y resistencia (LRFD), se ha desarrollado recientemente con el propósito de aprovechar al máximo la capacidad estructural de las edificaciones. El principal inconveniente del método de factores de carga y resistencia (LRFD), eran los valores establecidos para el factor de resistencia ϕ , ya que al ser la madera un material de propiedades variables, este factor de resistencia se convertía en incierto, no era sencillo asegurar que el factor establecido brindara el nivel de seguridad requerido. De esta manera el diseño estructural de edificaciones en madera bajo el método LRFD se empieza a desarrollar hasta 1998, cuando el American Society for Testing and Materials (ASTM) hace pública la referencia ASTM D5457-93: Especificación estándar para

³ TAYLOR, Robert. Designing with LRFD for Wood. American Forest & Paper Association/ American Wood Council. p.2

calcular la resistencia de materiales a base de madera y conexiones estructurales para diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). La obtención de los valores apropiados del material para el método LRFD mediante la conversión del método ASD, se realizó bajo dos procedimientos, en el primero se asumió: la relación de carga viva a carga muerta, los factores de conversión para la relación del esfuerzo admisible (f) y el índice de confiabilidad (ϕ). El segundo procedimiento permitió el cálculo de los valores de diseño usando conjuntos de datos de pruebas reales de materiales, Taylor comenta:

Después de examinar varios casos de diseño a través de un rango de relación de cargas, la relación 3:1 viva/muerta fue escogida para conservar aproximadamente el mismo nivel de confiabilidad como se ha demostrado ser aceptable basado en la práctica de diseño histórica y común. Escogiendo un solo punto de calibración, la capacidad de la cubierta para nieve se quedaría igual para el caso LRFD. La capacidad del piso se incrementa, lo cual es conservador ya que son típicamente controlados por deflexión. La capacidad de fuerzas en cubierta se disminuye para cargas de construcción, que es aceptable ya que han sido diseñadas para el límite extremo...⁴

El diseño mediante LRFD introduce una nueva terminología para efecto del tiempo, anteriormente conocida como duración de carga en el método ASD, así: “El efecto de factor de tiempo (λ) es remplazado por el factor de ASD de duración de carga (C_D) en el lado de la capacidad de la relación. El factor λ en LRFD usa una base diferente. Por ejemplo, usando ASD, $C_D = 1.0$ para 10 años, y con LRFD, $\lambda = 1.0$ para 10 minutos. Por prescripción esta nueva base ata el valor de λ a las ecuaciones de combinaciones de carga para LRFD del ASCE 7”⁵

La metodología ha tenido aceptación ante la ASD debido a que en otros materiales ha resultado ser aprovechable en cuanto a capacidad estructural, lo que se traduce en un aprovechamiento monetario. Por lo tanto, la aparentemente, más racional combinación de cargas en LRFD, puede en últimas conducir a un diseño más económico que la metodología ASD.

⁴ Ibíd. p.4

⁵ Ibíd. p.3

4.2. Calibración del código basado en la confiabilidad para el diseño de miembros de madera usando diseño por factores de carga y resistencia

El instituto de ingeniería estructural (SEI, por sus siglas en ingles), en cabeza del ingeniero David V. Rosowsky, presentó resultados seleccionados de un estudio para evaluar el índice de confiabilidad de los miembros de madera diseñados de acuerdo con los procedimientos de LRFD, buscando cambios en los factores de carga y resistencia y en las estadísticas de resistencia para madera. Un objetivo del estudio fue elaborar recomendaciones para el diseño en madera, esto en cuanto a 3 factores tomados en cuenta en dicho estudio: distribución de forma, factores de separación y coeficiente de variación (COV), teniendo en cuenta que al considerar la madera un material variable, se verá reflejado principalmente en estas 3 propiedades

Para el análisis del índice de confiabilidad se usó el método probabilístico de Primer Orden Segundo Momento, con esto se evaluó la confiabilidad del índice β , este índice es prácticamente invisible en el proceso de diseño, ya que de aquí se derivan los factores ya conocidos en LRFD, factor de resistencia (ϕ) y factor de carga (α), este índice es un parámetro para estimar la seguridad de una estructura o de un elemento durante su diseño o servicio. Por tanto, el estado límite de la función $g(x)$ del método de Primer Orden Segundo Momento, se definió como la probabilidad de falla (P_f), tomando las variables (x) del límite, como variables básicas aleatorias como carga, resistencia, cantidades etc. Así el ingeniero Rosowsky define la ecuación de diseño de resistencia teniendo como variables, entre otras, la forma de distribución (D/D_n), los factores de separación (R/R_n) y el coeficiente de variación (X/X_n). El estudio también incluyó el factor de duración de carga o la duración de carga crítica al estar hablando de tipos de fallas debido a sobrecargas en madera estructural, ya que se ha demostrado que la mayoría del daño acumulado se presenta durante el evento de carga simple más largo. El ingeniero Rosowsky comenta: “Una función de estado límite normalizado correspondiente a una ecuación de diseño de resistencia de un miembro sujeto a carga muerta más transitoria (por ejemplo, carga viva, nieve) se puede escribir:”⁶

$$g(x) = A - B \left[\frac{\Pi C_i \phi}{R/R_n} \left(\frac{1}{\gamma D + \mu \gamma X} \right) \left(\frac{D}{D_n} + \mu \frac{X}{X_n} \right) \right] - \ln(\Delta t)$$

⁶ ROSOWSKY, David. Reliability-Based Code Calibration for Design of Wood Members Usign Load and Resistance Factor Design. En: Journal of Structural Engineering ® ASCE. 2005. 10.1061/(ASCE)0733-9445(2005)131:2(338). Pg 341

El estudio se realizó para varios casos de carga y solicitaciones, se analizó la confiabilidad de miembros de madera a flexión (estado límite de momento a flexión y estado límite de cortante) y con casos específicos como cargas debido a viento y nieve, además de evaluar miembros simples y productos de ingeniería en madera (EWPs) (viguetas sección I, vigas). Los resultados de confiabilidad fueron con respecto a la relación de carga nominal (μ) y se presentaron mediante curvas β - μ . Se consideraron las combinaciones de carga usualmente conocidas (D+L; D+S; D+W). Para todos los casos el análisis de confiabilidad resultó más bajo para miembros sencillos que para productos de madera de ingeniería (EWP). Para estado límite de momento a flexión en el caso de carga de D+L el índice β de confiabilidad paso de un rango de 2.8 a 3.1, mientras que para D+S en índice β paso de 3.2 a 3.3, para estado límite de cortante en el caso de carga D+L el índice β paso de 2.8 a 3.3 y para D+S de 3.2 a 3.5. Los resultados concluyentes mostraron que los índices β resultan ser amplios, variando de 1.9 a 3.5, teniendo recomendaciones finales como la necesidad de actualizar los modelos de carga y las estadísticas de estudios de calibración de códigos en curso y futuros. Para modelos de carga de sitios específicos se recomienda el desarrollo de factores de seguridad.

Este artículo aporta al conocimiento no solo de las bases de la metodología de diseño LRFD con respecto a la metodología ASD, también muestra el nivel de seguridad y confianza que resulta de trabajar la metodología LRFD para madera estructural, esperando que esto influya al momento del diseño.

4.3 Caracterización mecánica de la madera estructural de *pinus sylvestris*.

La caracterización de la madera, se ha convertido en una necesidad de estabilidad competitiva dentro del mercado, ya que la inexistencia de datos sobre una determinada madera imposibilita su libre mercado en el ámbito europeo.

Debido a esto la Escuela técnica superior de ingenieros de montes de España realizó una investigación, a cargo de la ingeniera Eva Hermosos Prieto⁷ donde tiene como objetivo, conocer la caracterización mecánica de la madera, la cual consiste en determinar la resistencia que se debe asignar a la madera, dependiendo de la calidad de cada especie, en este caso el pino silvestre.

⁷ HERMOSO PRIETO, Eva. Caracterización mecánica de la madera de *Pinus Sylvestris*. Madrid: Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Montes, 2001.

La normativa española para la caracterización de la madera en su momento tenía cuatro inconvenientes, el primero se basaba sólo en una única dimensión de ensayo 150x50x3000 mm, segundo dejaba fuera la representación de otras zonas de procedencia de madera de esta especie, tercero la caracterización hacía uso de una norma de clasificación visual, la Norma Española UNE 56.544, que posteriormente fue modificada y aprobada por el Comité Europeo de Normalización CEN TC 124 en 1999, y por último consideraba una única forma de evaluación de la calidad la cual era visual, sin tener en consideración las recientes tendencias de clasificación.

Con el fin de llevar a cabo la investigación mencionada anteriormente para el proceso de caracterización mecánica, se recogió distintas muestras con varias procedencias y de diferentes dimensiones, sobre estas muestras se analizaron diferentes métodos de clasificación para la evaluación de la calidad de la madera. Donde las muestras fueron sometidas en un primer paso a una clasificación visual, para determinar su calidad por los criterios establecidos de la norma UNE 56.544, en segundo lugar, se realizó la clasificación mecánica que, a través de una propiedad indicadora establece las distintas clases de calidad para cada una de las especies. Después de este proceso se determinó la calidad resistente por el método de ultrasonidos y como último, se fallaron las piezas hasta la rotura según la Norma Española EN 408 de determinación de las propiedades físico-mecánicas. “Como resultado de la caracterización realizada, se obtuvo que la clase resistente asignada para la madera de pino silvestre de calidad visual ME1, es C27, y para la calidad ME2, es C18”⁸.

Estos valores modifican los considerados hasta el momento, y tienen en cuenta un número mayor de regiones, siendo estos más acordes con otros pinos españoles y son coherentes con las asignaciones realizadas por las distintas normas europeas de clasificación visual para esta misma especie. Los resultados de este trabajo permitieron solicitar al Comité CEN TC 124, la inclusión de esta madera y esta procedencia entre las contempladas en la norma de referencia EN 1912.

⁸ Ibid. P.193

4.4 Comparación del diseño de elementos de acero estructural por el método de esfuerzos admisibles (ASD) y el de factores de carga y resistencia (LRFD)

El American Institute of Steel Construction por sus siglas en inglés (AISC) fue fundado en el año de 1921, esta es una organización de comercio no lucrativo para la industria de la fabricación del acero estructural en los Estados Unidos, que ha sido adoptado por casi todos los países latinoamericanos como especificación para el diseño y control de construcciones de edificios, puentes y temas relacionados al acero estructural. El AISC se ha encargado de realizar distintos manuales con diferentes metodologías de diseño, como el método de esfuerzos admisibles ASD que se utilizaba antes de que se realizara la actualización por medio del método de factor de carga y resistencia LRFD.

La universidad del Salvador Escuela de Ingeniería Civil, realizó una investigación a cargo del estudiante Néstor Francisco Grande⁹, con el fin de establecer la comparación de las dos metodologías propuestas por el AISC, para el diseño de los elementos de acero estructural por el método de esfuerzos admisibles (ASD) y el método de factores de carga y resistencia (LRFD), con el objetivo de establecer que metodología provee diseños más económicos y menos sobre dimensionados.

En la investigación mencionada anteriormente se proponen combinaciones de cargas distintas a las estipuladas en el AISC, debido a que estas varían dependiendo del país, en este caso particular existe el reglamento para la seguridad estructural de las construcciones de El Salvador, donde las combinaciones de carga están basadas en las condiciones particulares de la región, por ejemplo no se toma en cuenta la carga de nieve, hielo o lluvia ya que son remotos los casos donde estos se presentan por ser costero¹⁰.

Para este trabajo se diseñó por ambas metodologías un edificio que cuenta con tres pisos y una cubierta de dos aguas, con uso de oficinas, donde se realizó el diseño de los miembros a tensión, los miembros sometidos a flexión y carga axial.

A través de los resultados obtenidos de este documento se concluyó que el método de diseño por factores de carga y resistencia LRFD además de proporcionar

⁹ GRANDE, Néstor Francisco. Comparación del diseño de elementos de acero estructural por el método de esfuerzos admisibles (ASD) y el de factores de carga y resistencia (LRFD). Salvador: Universidad de El Salvador Facultad de Ingeniería y Arquitectura Escuela de Ingeniería Civil .2009

¹⁰ Ibid. P.15.

ventajas económicas, proporciona una confiabilidad más uniforme para todas las estructuras de acero.

4.5. Diseño probabilístico de estructuras de madera.

Sotelo Dávalos¹¹ en su investigación “Diseño probabilístico de estructuras de madera” explica la importancia que tiene la madera a nivel internacional, por su comercialización, por ser un recurso renovable que suministra beneficios ecológicos, comparado con otros materiales convencionales, y que en países como Estados Unidos su manejo como material estructural es común. Por esta razón, el uso de este debe considerarse en elementos estructurales a nivel internacional. El objetivo del diseño probabilístico es llegar a un diseño aceptable, que tiene en cuenta la incertidumbre de las variables que intervienen, basado en los principios de la teoría de la probabilidad, obteniendo un dimensionamiento de la estructura que previene el riesgo y a su vez busca, que las fallas que se puedan presentar en el comportamiento de la estructura sean tolerables.

El aumento de la investigación utilizando métodos probabilísticos para crear o ajustar normativas de diseño y construcción, ha logrado que el uso del material se aproveche, permitiendo la construcción de estructuras con niveles de confiabilidad y seguridad más altos, por lo que Sotelo argumenta:

Los reglamentos, basados en el criterio de estados límite tienen la ventaja sobre anteriores reglamentos, de que cuentan con bases más sólidas para las ecuaciones de diseño. Por otro lado, las fuentes de incertidumbre que se deben considerar son más aparentes al ser tratadas en forma más explícita que en los reglamentos basados en el método de esfuerzos permisibles¹².

A pesar de la importancia que tiene la madera por las características mencionadas anteriormente, en Colombia la NSR-10 no cuenta con la metodología LRFD; en consecuencia, el uso de este material no representa un avance en el diseño y construcción de edificaciones. Sin embargo, Dávalos Sotelo menciona que en varios países está siendo implementada y usada la metodología LRFD:

¹¹ DÁVALOS, Sotelo Raymundo. Diseño probabilístico de estructuras de madera en Norteamérica. México: Instituto de ecología, A.C, 1996. p.26.

¹² Ibid. p.26.

En últimos 40 años, se han logrado una serie de avances considerables, por ejemplo: la adopción de los métodos de Diseño por estados límite y la duración de carga, la disponibilidad de modelos de carga estocásticos, y los resultados de los programas de evaluación de la resistencia de la madera en tamaño estructural, la preparación de reglamentos para productos de madera de usos estructurales ha avanzado en la misma dirección que el acero y el concreto¹³.

Los avances que se han obtenido en los últimos años en otros países acerca de la normativa de construcción de madera han demostrado como dice Dávalos Sotelo¹⁴ “que los requisitos de servicio de los códigos actuales podrían ser insuficientes para garantizar un comportamiento funcional de las estructuras modernas”

El método de diseño por estados límite o como también se le conoce factor de carga y resistencia, resulta ser un modelo de metodología a seguir debido a que se está implementando en la mayoría de los países que diseñan y construyen con madera. Esto abre la oportunidad para iniciar otras investigaciones usando esta metodología, para que posteriormente pueda ser un marco de referencia y de actualización para la norma y nuevas investigaciones.

4.6. Propiedades mecánicas de las fibras de pino del sur individuales.

Les Groom, Laurence Mott y Stephen Shalert¹⁵ en la investigación “Mechanical properties of individual southern pine fibers” describe un método experimental, que determina las propiedades mecánicas de la madera pino del sur, tal como la rigidez y la resistencia de las fibras, en relación con la ubicación vertical dentro de un árbol, y la variación de la madera juvenil con respecto a la madera madura. El método determina las propiedades de las fibras tomando el material individualmente, sometiéndolo a un aparato de prueba de tracción, para convertir las curvas de elongación en curvas de tensión-deformación.

La prueba de tracción se realiza con un “conjunto de agarre, unido a un probador de materiales en miniatura. El conjunto de agarre genera una rotación de fibra durante la prueba de tracción y permite el reemplazo rápido de

¹³Ibíd.,p.11

¹⁴Ibíd.,p.9

¹⁵ GROOM Les, MOTT Laurence y SHALERT Stephen. Mechanical properties of individual southern pine fibers. Los Angeles: Research Forest Products Technologist, 2000.p.1.

repeticiones. Durante el experimento se usa un microscopio de separación para colocar especímenes en el ensamble de agarre así como la remoción subsecuente al fallar la fibra”¹⁶.

Existen varias investigaciones acerca de desarrollar metodologías para evaluar las propiedades mecánicas de las fibras de madera individuales, Jayne¹⁷ “probó las fibras hasta llegar a la falla en un probador de tracción, con fibras agarradas mecánicamente con pequeñas prensas, determinando las áreas transversales de fibras con falla de tracción por observación visual bajo un microscopio compuesto”.

Para tener una imagen visible de la trayectoria de falla de las fibras, éstas se tiñen con una concentración diluida de naranja, permitiendo que, al someterlas a una fuente de láser, tal como lo es el microscopio laser de barrido confocal, éstas emitan fluorescencia.

El efecto juvenil con respecto a las propiedades mecánicas de la fibra disminuye con la ubicación vertical dentro de un árbol. A la altura del tocón del árbol, la rigidez y la resistencia de la fibra aumentan “en un factor de aproximadamente tres desde el quinto anillo de crecimiento en comparación con los anillos 20 y posteriores”¹⁸. El aumento en las propiedades mecánicas es de “aproximadamente 35% para el anillo 5 frente a los anillos 20 y se encuentra a una altura de árbol de 12.2m”¹⁹.

El método demuestra que el módulo de elasticidad y el esfuerzo de tracción final de las fibras varia “desde 6.55 a 27.5 GPa y 410 a 1422 MPa”²⁰, esta variación se debe a que inicialmente la madera no se tomó individualmente, debido a dichas variaciones, posteriormente, se realizó el ensayo tomando la madera individualmente. Por esta razón, es importante conocer las propiedades mecánicas específicas de la madera a utilizar, éstas varían de acuerdo a las condiciones a las que haya estado expuesto el material, y los resultados pueden variar, a pesar, de estar utilizando la misma especie de madera.

¹⁶ Ibid.,p.6

¹⁷ Ibid.,p.9

¹⁸ Ibid.,p.12

¹⁹ Ibid.,p.12

²⁰ Ibid.,p.4

5. MARCO REFERENCIAL

5.1. MARCO CONCEPTUAL

En la actualidad existe diversidad de especies de madera que tienen variedad en sus propiedades mecánicas. A continuación, se explican las propiedades relevantes del material y la clasificación de acuerdo a su corte, que fueron tomadas del libro Construcción de estructura de madera del autor Eduardo Medina²¹

5.1.1 PROPIEDADES DE LA MADERA

La madera tiene tres propiedades básicas derivadas de su particular estructura:

- Es un material anisotrópico, es decir tiene diferente estructura y resistencia según la dirección que se considere.

En la madera se distinguen tres direcciones principales:

- ✓ Dirección axial
- ✓ Dirección radial
- ✓ Dirección tangencial
- Es higroscópica, es decir absorbe humedad de la atmósfera y la retiene en forma de líquido o de vapor de agua.
- Tiene carácter polar, es decir, tiene afinidad por los productos polares, como el agua, los pegamentos de carácter polar, los barnices, entre otros.

5.1.1.1 Propiedades mecánicas

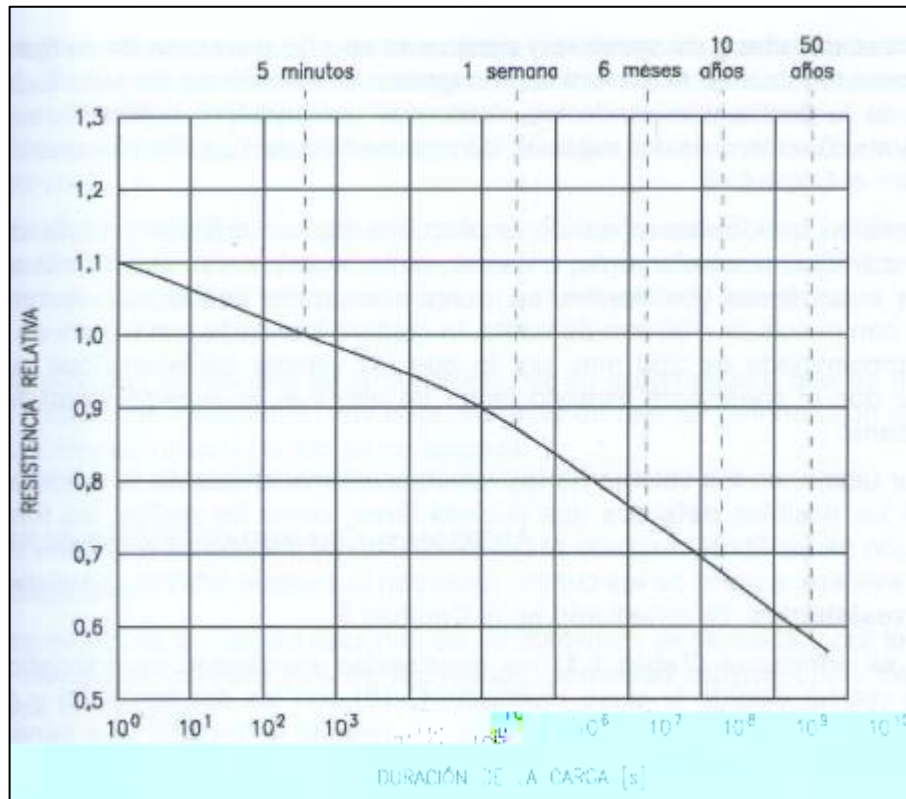
La madera es un material visco-elástico. Es elástico porque se deforma proporcionalmente a la carga aplicada, recuperando su forma inicial al retirar la carga. Pero también es plástico, porque si la carga se mantiene en el tiempo, la deformación se va incrementando poco a poco de forma considerable comparándolo con otros materiales.

Los valores de resistencia mecánica de la madera dependen de la especie, la densidad de la madera, su eficacia, la cantidad de humedad que contiene, e incluso, las dimensiones de la misma. Debido al carácter anisotrópico de la madera, los valores de resistencia varían según el tipo de esfuerzo aplicado y según la dirección del esfuerzo considerada.

²¹ MEDINA, Sánchez Eduardo. Construcción de estructuras de madera. España. 2013. p. 11.

Por otra parte, la madera se deforma progresivamente en el tiempo cuando está sometida a cargas de larga duración. Es decir, la resistencia de la madera disminuye con la duración de la carga y lo hace de forma considerable. Como se muestra en la figura 1.

Figura 1. Gráfica de resistencia Vs Duración de carga



Fuente: Construcción de estructuras de madera. Variación de la resistencia mecánica de la madera en función del tiempo de duración de las cargas.

Por ello en el cálculo de estructuras de madera se tiene en cuenta cual va a ser la duración de las cargas a las que va a estar sometida. Se distinguen las siguientes duraciones de carga:

- Cargas instantáneas: Son las que duran solo unos segundos, como por ejemplo las acciones de sismo.
- Cargas de corta duración: Duran menos de una semana, como las cargas de nieve en localidades de menos de 1000m de altitud, y las acciones de viento.

- Cargas de duración media: Duran más de una semana y menos de seis meses como la sobrecarga de uso, y la de nieve en localidades de más de 1000m de altitud.
- Cargas de larga duración: Duran más de seis meses y menos de diez años, se aplica a las estructuras provisionales y los apeos.
- Cargas permanentes: Duran más de diez años. Se refiere al peso propio de la estructura y de los elementos constructivos.

Para cada clase de servicio y para cada tipo de permanencia de carga la resistencia característica de la madera se corrige con un coeficiente llamado K_{mod} . Y en el cálculo de la flecha diferida de los elementos que trabajan a flexión, la clase de servicio se considera en los cálculos con el coeficiente K_{def} .

- **Densidad**

La densidad de la madera depende de su contenido de humedad, por lo que se habla de densidad anhidra (0%) de humedad, densidad normal (12%) de humedad y otras densidades.

Para un valor de porcentaje de humedad determinado, el valor de la densidad está linealmente relacionado con el valor de resistencia de la madera.

- **Dureza**

La facilidad de penetración de un material en otro se determina, para la madera, mediante el ensayo de Monnin, midiendo la huella que deja un cilindro de acero de 30 mm de diámetro, al que se le aplica una carga de 100kp por cm de anchura de la probeta durante unos segundos. En general, la dureza de la madera está relacionada básicamente con su densidad, pero su valor disminuye al aumentar la humedad de la madera.

- **Dilatación térmica**

La dilatación térmica de la madera es muy pequeña, despreciable si se compara con sus valores de hinchazón y merma por variación de la humedad. Aunque en el sentido radial tiene un valor superior si se compara con el acero y el hormigón.²²

²² Ibíd., p.13.

5.1.2 TIPOS DE MADERA

5.1.2.1 Madera Maciza

La madera maciza, que también se denomina natural o estructural, se comercializa en forma de madera de rollo o rollizo y como madera aserrada en escuadrías de diferentes dimensiones.

5.1.2.2 Madera Aserrada

La madera aserrada estructural son piezas de madera obtenida por aserrado del árbol, generalmente escuadrada, es decir, con caras paralelas entre si y cantos perpendiculares a las mismas, y que ha sido clasificada en calidades por medios visuales o mecánicas. Ver figura 2.

Figura 2. Madera aserrada



Madera aserrada estructural. Tomado de:
<http://www.interempresas.net/Madera/Articulos/105399-Madera-aserrada-para-uso-estructural.html> Consultado (09/10/2017)

5.1.2.3 Madera Laminada

Es un producto derivado de la madera, formado por láminas o listones de madera aserrada encoladas en varias capas superpuestas hasta conseguir el canto de escuadría necesaria.

Las láminas se pueden disponer horizontal o verticalmente. Las horizontales son las más habituales, porque con un ancho determinado se superponen hasta conseguir el canto necesario.

Además, las láminas pueden ser todas de la misma clase resistente (y entonces se denomina madera laminada homogénea) o disponer las láminas extremas más resistentes que las interiores (madera laminada combinada).²³ Ver figura 3.

Figura 3. Madera laminada



Madera laminada. Tomado de <http://construirunacasaecologica.com/casas-de-madera/construir-una-casa-de-madera-laminada> Consultado (09/10/2017)

5.1.3 MÉTODOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1.3.1 Método de diseño por esfuerzos admisibles (ASD)

Este método se basa en diseñar los elementos para que de una serie de cargas combinadas los elementos diseñados trabajen dentro del rango elástico, de manera matemática se puede representar como:

$$Ra \leq Rn/\Omega$$

Dónde:

²³ STALNAKER Judith y HARRIS Ernest. Structural design in Wood. EE.UU. 1999. p.22.

Ra: Es la resistencia requerida determinado por medio del análisis de una serie de combinaciones de carga.

Rn: Es el esfuerzo nominal de los materiales, los cuales son estandarizados y propuestos por los proveedores y/o comprobados en base a diferentes pruebas de materiales.

Ω: Es el factor de seguridad el cual hace que los materiales trabajen dentro de sus estados límites.²⁴

“El diseño en base a este método implica la selección de una sección transversal que cumpla los fundamentos básicos del diseño (economía, seguridad y funcionalidad) y que esta sección seleccionada vaya a estar expuesta a esfuerzos cuyos valores máximos no excedan los estados límites (rango elástico).”²⁵

5.1.3.2 Método de diseño por factores de carga y resistencia (LRFD)

Este método se basa en diseñar los elementos de una estructura para que resistan cargas mayores a las de servicio de manera que se considera la resistencia o la condición de falla. En forma matemática la relación que describe el método es la siguiente:

$$Ru \leq \phi Rn$$

Dónde:

Ru: Es la carga factorizada, la cual es la suma de todas las cargas de servicio que resistirán los miembros. Cada una de estas cargas es multiplicada por su propio factor de carga, los cuales son valores mayores que la unidad (a excepción de la combinación de carga seis donde relacionan la carga muerta con la sísmica o de viento), y estos son propuestos por el AISC en su metodología LRFD.

Rn: Es la resistencia nominal de los materiales, las cuales son estandarizadas por sus proveedores y verificada por pruebas de materiales.

Φ: Es el factor de resistencia dado por las especificaciones para cada estado límite, los cuales son generalmente valores inferiores a la unidad.

De manera general este método trata de que los miembros resistan como cargas máximas aquellas que no hagan alcanzar sus estados límites de falla.

²⁴ MEDINA Sánchez Eduardo. Op.Cit., p. 28.

²⁵ GRANDE, Néstor Francisco. Comparación del diseño de elementos de acero estructural por el método de esfuerzos admisibles (ASD) y el de factores de carga y resistencia (LRFD). Salvador: Universidad de El salvador Facultad de Ingeniería y Arquitectura Escuela de Ingeniería Civil. 2009. p.20.

El objetivo principal de este método es proveer una confiabilidad uniforme a la estructura bajo varias consideraciones de carga.

Por el método de la resistencia última, también llamado solamente método de la resistencia, el diseñador podrá estudiar el comportamiento de la estructura en el instante de falla; por tanto, si este instante se hace lo suficientemente mayor que el de su trabajo para las cargas que soporta normalmente, se podrá tener un diseño con factores de seguridad apropiados.²⁶

En la tabla 1 se muestra los factores de corrección que deben ser incorporados para cada una de las metodologías. Estos factores de corrección fueron adoptados con la finalidad de adecuar los parámetros de diseño con los valores estándar obtenidos en laboratorio.

Tabla 1. Ajustes de valores de diseño de referencia.

	ASD	ASD Y LRFD										LRFD		
	Factor de duracion de carga	FactorContenido de humedad	Factor de temperatura	Coeffiente estabilidad lateral	Factor de tamaño	Factor de cara ancha	Factor de incision	Factor de accion conjunta	Factor de estabilidad columnas	Factor rigidez al pandeo	Factor de soporte	Factor de conversion de formato	Factor de resistencia	Factor de efecto de tiempo
												KF	Φ	
$F'b=Fb \times$	C_D	C_M	C_t	C_L	C_F	C_{fu}	C_i	Cr				2.54	0.85	λ
$F't = Ft \times$	C_D	C_M	C_t		C_F		C_i					2.70	0.80	λ
$F'v = Fv \times$	C_D	C_M	C_t				C_i					2.88	0.75	λ
$F'c = Fc \times$	C_D	C_M	C_t		C_F		C_i		C_P			2.40	0.90	λ
$F'c \perp = Fc \perp$		C_M	C_t				C_i				C_b	1.67	0.90	λ
$E' = E$		C_M	C_t				C_i							
$E_{min}' = E_{min}$		C_M	C_t				C_i			C_T		1.76	0.85	

Fuente: Propia. Basada en datos de la NDS

²⁶ RESTREPO ARBALELLO, Francisco José. Análisis comparativo del diseño de edificaciones mediante el método de los esfuerzos de trabajo (Allowable Stress Desing method), y el método de los estados limites (Limit State Desing method). de acuerdo a lo establecido en el reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña. 2016.p.26.

5.1.4 DISEÑO

Para el diseño de los elementos estructurales por las metodologías ASD y LRFD, se requiere seguir lo establecido en la NDS.²⁷

Para la metodología de esfuerzos admisibles (ASD) y factores de carga y resistencia (LRFD) existen factores que se ajustan a los valores de diseño de referencia tal y como se muestra en la tabla 2.

Tabla 2. Combinaciones de carga

LRFD		ASD	
COMBINACIONES DE CARGA	λ Factor de Tiempo	COMBINACIONES DE CARGA	Cd Factor duracion de carga
1.4D	0.6	D	≤ 0.9
1.2D+1.6L+0.5(Lr, S, R)	0.7 CUANDO L ES PARA ALMACENAMIENTO	D+L	≤ 1.0
	0.8 CUANDO L ES PARA OCUPACION	D+W	≤ 1.6
	1.25 CUANDO L ES PARA IMPACTO	D+L+S	≤ 1.15
1.2D+1.6(Lr, S, R)+0.5(Lr, S, R)	0.8	D+L+W	≤ 1.6
1.2D+1.0W+L+0.5(Lr, S, R)	1.0	D+S+W	≤ 1.6
1.2D+1.0E+L+0.2S	1.0	D+L+S+W	≤ 1.6
0.9D+1.0W	1.0		
0.9D+1.0E	1.0		

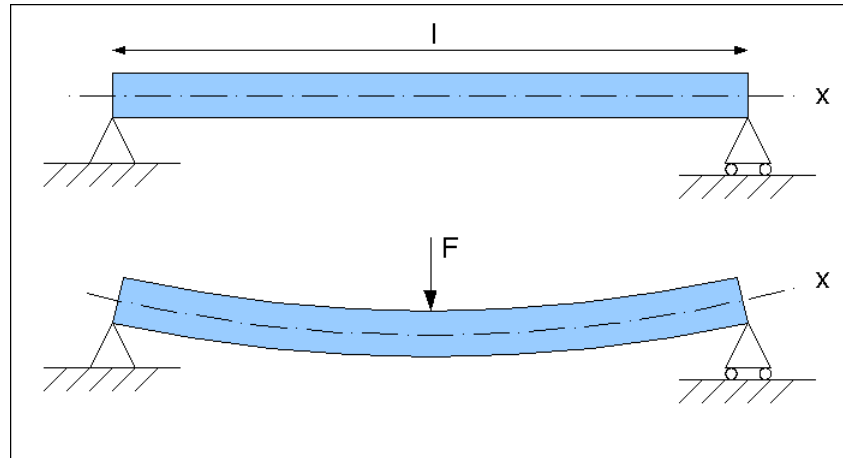
Fuente: Propia. Basada en datos de la NDS

5.1.4.1 Miembros solicitados a flexión y corte.

Son elementos que soportan cargas aplicadas en forma perpendicular a su eje longitudinal. Debido a las cargas aplicadas, estos desarrollan una fuerza cortante interna y un momento flector que en general, varían de un punto a otro a lo largo del eje del elemento. Ver figura 4.

²⁷ American Wood Council. National Design Specification for Wood Construction NDS. P.3.3. 2015.

Figura 4. Flexión simple



Fuente: Tomado de: <http://www.esacademic.com/dic.nsf/eswiki/1136490> Consultado (23/09/2017)

El esfuerzo actuante de flexión, inducido por un momento, es calculado como se muestra en la ecuación 1. El momento actuante de flexión no deberá exceder el momento resistente modificado, $M_u < M_n$.

Ecuación 1. Esfuerzo a flexión

$$fb = \frac{MC}{I} = \frac{M}{S}$$

El factor de estabilidad de viga (CL) se podrá tomar como CL=1.0 cuando:

- El ancho del miembro no exceda su espesor, $d \leq b$
- El miembro este lateralmente soportado en toda su longitud
- El lado a compresión del miembro este soportado en toda su longitud y los apoyos tengan soporte lateral para prevenir rotación

Cuando el ancho del miembro excede su espesor, se debe proveer soporte lateral en los puntos de apoyo para prevenir la rotación. Cuando se adicionan estos soportes laterales en los apoyos, pero no en su longitud, l_u será la longitud no soportada. La longitud efectiva, l_e , se calcula con base a la longitud no soportada y a el caso específico de viga que se esté estudiando.

Una vez determinada la longitud efectiva, l_e , se calcula la relación de esbeltez del miembro a flexión, que no deberá ser mayor a 50, como se muestra en la ecuación 2.

Ecuación 2. Relación de esbeltez.

$$RB = \sqrt{\frac{l_e * d}{b^2}}$$

Cuando el factor de estabilidad de viga no se pueda tomar como $CL=1.0$ se calculará como se muestra en la ecuación 3.

Ecuación 3. Factor de estabilidad

$$CL = \frac{1 + \left(\frac{Fbe}{fb*}\right)}{1,9} - \sqrt{\left[\frac{1 + \left(\frac{Fbe}{fb*}\right)}{1,9}\right]^2 - \frac{Fbe}{fb*}}$$

Donde:

Fb^* = El valor de esfuerzo resistente a flexión modificado por los factores de corrección aplicables

Fbe = El valor de esfuerzo critico a flexión

- **Cortante**

El esfuerzo cortante actuante de una sección a flexión, no deberá exceder el valor de diseño ajustado, y está definido como se muestra en la ecuación 4.

Ecuación 4. Esfuerzo cortante a flexión.

$$fv = \frac{3V}{\gamma_{hd}}$$

- **Deflexión**

Si la deflexión es un factor en el diseño, estas deberán ser calculadas por métodos estándar de ingeniería mecánica considerando deflexiones por flexión, y si aplica, deflexiones por cortante. El manual NDS no provee un límite de deflexión, este parámetro se pone a criterio del diseñador.

5.1.4.2 Miembros a compresión

La compresión ocurre cuando dos fuerzas actúan en la misma dirección y sentido contrario haciendo que el elemento se acorte y se deforme. Cada sección falla bajo diferente magnitud de carga. El esfuerzo bajo el cual falla un elemento en compresión depende del tipo de material, la forma del elemento y la longitud de la sección. Para el diseño de los miembros solicitados a compresión por las metodologías ASD y LRFD, se requiere seguir el procedimiento mencionado en la NDS.²⁸

El esfuerzo de compresión o fuerza paralela al grano no deberá exceder los valores de esfuerzo ajustados de diseño, $f_c \leq f_c^*$.

- Cuando un miembro a compresión esta soportado lateralmente en toda su longitud el factor de estabilidad de columna, $CP=1.0$.
- La longitud efectiva de un miembro a compresión dependerá del coeficiente de longitud efectiva, k_e , y de la longitud no soportada lateralmente, l_u , $l_e=k_e \cdot l_u$
- La relación de esbeltez será calculada como l_e/d , y no deberá ser mayor a 50.

Cuando el miembro a compresión no este soportado lateralmente en toda su longitud, el factor de estabilidad de columna, CP , se calculará como se muestra en la ecuación 5.

Ecuación 5. Factor de estabilidad de columna.

$$CP = \frac{1 + \left(\frac{F_{ce}}{F_c^*}\right)}{2c} - \sqrt{\left[\frac{1 + \left(\frac{F_{ce}}{F_c^*}\right)}{2c}\right]^2 - \frac{F_{ce}}{F_c^*}}$$

²⁸ American Wood Council. National Design Specification for Wood Construction NDS. P.3.6. 2015.

Donde:

F_c^* = El valor de esfuerzo resistente a compresión modificado por los factores de corrección aplicables

F_{ce} = El valor de esfuerzo critico a compresión

C = coeficiente valorizado que depende de la geometría de la sección

5.1.4.3 Miembros a carga axial y flexión

En los elementos estructurales es frecuente que no se presenten casos aislados de solicitaciones de cargas, es decir solicitados solo a flexión o solo a carga axial, es usual que se presenten varias solicitaciones, el caso más frecuente es flexión y carga axial de compresión, que es un comportamiento típico en las columnas de los pórticos, en donde la flexión puede venir dada por momentos debido a la acción misma del pórtico o por casos de excentricidad.

Los miembros sujetos a una combinación de carga axial de compresión y flexión axial o biaxial deberán cumplir lo establecido en la ecuación 6.

Ecuación 6. Carga axial y flexión

$$\frac{f_c^2}{F'_c} + \frac{fb_1}{F'b_1 \left[1 - \frac{f_c}{F_{ce1}} \right]} + \frac{fb_2}{F'b_2 \left[1 - \frac{f_c}{F_{ce2}} - \frac{fb_1^2}{FbE} \right]} < 1$$

5.2. MARCO LEGAL

Para la construcción de estructuras de madera en Colombia se debe tener en cuenta la norma NSR-10²⁹. El título G establece los requisitos de diseño estructural para edificaciones de madera bajo la metodología de esfuerzos admisibles (ASD). Según la norma “Una edificación de madera diseñada y construida de acuerdo los requisitos del título G tendrá un nivel de seguridad comparable a los de edificaciones de otros materiales que cumplan los requerimientos del reglamento”³⁰.

Para lograr el nivel y la seguridad específicamente para madera estructural, existen requisitos generales de calidad, que logran que este material tenga las características adecuadas para su uso. Se hace referencia a madera estructural a los elementos que forman la parte resistente de muros, columnas, entrepisos y cubiertas³¹.

Un proceso importante en la producción de la madera es el aserrado, en el que se obtienen piezas de sección transversal cuadrada o rectangular, que comúnmente son llamadas bloques. Teniendo en cuenta esto se establecen dos categorías de madera aserrada de uso netamente estructural, las cuales son:

- Estructural Selecta (E.S): Que según la norma “es empleada en elementos portantes principales, como columnas, vigas maestras, vigas de amarre, cerchas, arcos, pórticos, viguetas de piso, dinteles, pies derechos de paneles portantes, voladizos, escaleras, cimbras y formaletas”³².
- Estructura Normal (E.N): Según la norma “es empleada únicamente y como segunda alternativa, en elementos portantes secundarios, como correas, cuchillos, contravientos, riostras, separadores, remates, pie-de-amigos, tacos, puntales y elementos temporales”³³.

La madera usada debe poseer un sistema estructural que se ajuste a uno de los cuatro tipos que son de acuerdo a lo establecido en la NSR-10³⁴:

- Sistema de muros de carga
- Sistema combinado
- Sistema de pórtico
- Sistema dual

²⁹ Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. p. G-1, G-156. 2012

³⁰ *Ibíd.*, p. G-1.

³¹ *Ibíd.*, p. G-12.

³² Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Op. Cit., p. G-12.

³³ *Ibíd.*, p. G-12.

³⁴ Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. p. A-54. 2012

Las especificaciones que se requieren para la construcción en madera, los casos en que se puede utilizar, los ensayos que se deben realizar para verificar, sus propiedades mecánicas, las dimensiones mínimas que se pueden utilizar y su manera de emplear, se encuentra en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10.

Sin embargo, los parámetros de diseño que se utilizaron en la presente investigación, fueron los del manual Nacional de diseño y especificaciones para la construcción en madera NDS³⁵, usado en Estados Unidos, que proporciona “los requisitos para el diseño de los productos de madera por los siguientes métodos: diseño de esfuerzos admisibles (ASD) y diseño de factores de carga y resistencia (LRFD)”³⁶; teniendo en cuenta que el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 en su título G, que no presenta ninguna variedad en los parámetros de diseño.

³⁵American Wood council. National Design Specification for Wood Construction NDS. p.1-188. 2015

³⁶American Wood council. National Design Specification for Wood Construction NDS. p.2. 2015

6. DISEÑO METODOLÓGICO

6.2. ENFOQUE DE INVESTIGACIÓN

La presente investigación fue de enfoque cuantitativo debido a que tiene variables numéricas tales como:

- Momento de inercia
- Esfuerzos de diseño
- Factores de Seguridad
- Cargas
- Secciones de los elementos
- Costo total de los elementos estructurales de la edificación

Por lo tanto, esta investigación pretende hacer un comparativo entre la metodología de diseño ASD y LRFD, partiendo de las variables cuantitativas mencionadas anteriormente, para conocer cuál de los métodos es el viable económicamente.

6.3. TIPO DE INVESTIGACIÓN

Esta investigación fue de carácter evaluativa debido a que se va a realizar la comparación de las dos metodologías de diseño, evaluando cual es mejor en términos económicos, partiendo de una modelación numérica.

Así identificar el método más eficiente teniendo en cuenta el factor económico y su factibilidad en la construcción de una edificación de pórticos de madera con diagonales.

6.4. OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES

Se encontraron tres variables en el desarrollo del presente trabajo de investigación, como los factores de seguridad, esfuerzos de diseño y secciones de los elementos, como se observa en la tabla 3.

Tabla 3. Operacionalización de variables

VARIABLE	INDICADOR	DESCRIPCIÓN	MEDICIÓN
Factores de seguridad	La capacidad en exceso que tiene la edificación	Capacidad máxima de un sistema y el valor del requerimiento esperado real a que se verá sometido	Están establecidos en el manual National Design Specification for Wood Construction
Esfuerzos de diseño	El esfuerzo máximo que resiste la sección	Nivel de esfuerzo que puede desarrollarse en un material. Asegura que el miembro que soporta la carga sea seguro.	Están establecidos en el manual National Design Specification for Wood Construction
Secciones de los elementos	Los elementos cumplen con las secciones seleccionadas.	Las dimensiones que tienen los elementos estructurales	Se establecen a criterio del diseñador, siguiendo los parámetros del manual National Design Specification for Wood Construction

Fuente: Propia.

6.5. FASES

En la tabla 4 se definen las distintas actividades llevadas a cabo para cada una de las fases establecidas para la presente investigación.

Tabla 4. Fases.

FASES	ACTIVIDADES
1. Confrontar los resultados de diseño de una edificación de pórticos de madera con diagonales, bajo la metodología de ASD con respecto a los resultados de la metodología de LRFD con el manual NDS.	1. Establecer un pre-dimensionamiento de los elementos estructurales para una edificación en madera, planteada para la ciudad de Bogotá D.C., teniendo en cuenta lo establecido en la NSR-10.
	2. Realizar el avalúo de cargas, considerando los parámetros establecidos en la NSR-10.
	3. Modelar la estructura propuesta por medio de un programa computacional, considerando las combinaciones de carga establecidas para cada método (ASD y LRFD)
	4. Realizar el diseño utilizando las metodologías planteadas, partiendo de los resultados de la modelación.
2. Determinar las diferencias y resultados en términos de unidades de masa de las metodologías de diseño planteadas.	1. Identificar las diferencias en términos de dimensiones de los elementos estructurales para asegurar el porcentaje máximo de aprovechamiento del material.
	2. Establecer cuál de las metodologías aplicadas representa un diseño óptimo.
3. Establecer recomendaciones de utilidad para garantizar la durabilidad de la estructura.	1. Plantear la inmunización de la madera para evitar el deterioro de la misma.

Fuente: Propia.

6.5. INSTRUMENTOS

Para el desarrollo de la investigación, se utilizó el software ETABS. Este es un programa con características especiales de análisis y diseño estructural de edificaciones basado en el método de los elementos finitos.

Los métodos de análisis incluyen una gran variedad de opciones para el análisis estático y dinámico. El modelo integrado puede incluir sistemas de vigas de acero, pórticos resistentes, complejos sistemas de muro de cortante, losas de piso rígido y flexible, techos inclinados, rampas y estructuras de parqueo, sistemas de tijerales, edificaciones múltiples y sistemas de diafragma escalonado.³⁷

En la presente investigación se aplicó el software ETABS para, a partir de las características arquitectónicas, las características del material ya establecido y las características sísmicas del sitio definido (Bogotá D.C), obtener los valores de la estática de la estructura.

³⁷ Computer & structures INC. ETABS®. Software Integrado de Diseño de Edificio. Berkeley, USA. P,4. 2003

7. RESULTADOS Y ANALISIS

Se trabajó con una madera densa estructural americana (*Pino Sureño*) debido a que es la que mejor se comporta en cuanto a sus propiedades mecánicas, y adicional a esto es similar a la madera colombiana Cachajo Comino (*Aniba Penulitis*) En la tabla 5 y 6 se muestran las propiedades mecánicas de la madera y los valores de esfuerzos de diseño para duración de carga normal y condiciones de servicio seco.

Tabla 5. Propiedades mecánicas de la madera.

PROPIEDADES MECANICAS DE LA MADERA	
Fb	Esfuerzo de flexión
Ft	esfuerzo de tensión paralela a la fibra
Fc Compresión 	Esfuerzo de compresión paralelo a la fibra
Fp Compresión ⊥	Esfuerzo de compresión perpendicular a la fibra
Fv Cortante	Esfuerzo cortante paralelo a la fibra
E	Módulo de elasticidad

Tabla 6. Esfuerzos máximos admisibles.

ESFUERZOS MAXIMOS ADMISIBLES MPa						
Fb Flexión	Ft Tensión	Fc Compresión 	Fp Compresión ⊥	Fv Cortante	E Modulo de elasticidad	E' Modulo mínimo
18.2	12.25	14	4.6	1.22	13300	4830

Fuente: Propia, basada en datos de la NDS

7.1. Análisis y resultados del pre dimensionamiento

7.1.1. Análisis del pre dimensionamiento

Se definió un sistema estructural de pórticos de madera con diagonales con una altura total de 15 metros, debido a que es la altura máxima permitida por la NSR-10, planteada para la ciudad de Bogotá, que se encuentra ubicada en una zona de amenaza sísmica intermedia.

Se trabajó un edificio de cuatro pisos y cubierta, con una altura de entrepiso de tres metros, para un total de 15 metros, con pórticos de luces de cinco metros. En la tabla 7 se presentan las dimensiones iniciales consideradas para realizar el diseño, estás de acuerdo a las dimensiones establecidas en el manual NDS.³⁸

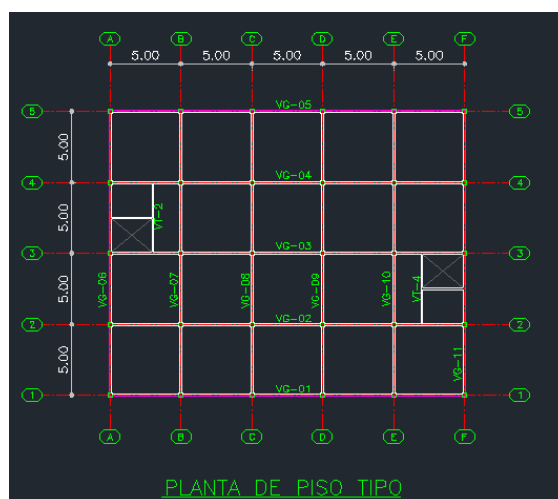
Tabla 7. Predimensionamiento

PREDIMENSIONAMIENTO			
Elemento	Ancho (m)	Alto (m)	Luz (m)
Columna	0.30	0.30	
Viga de cubierta	0.15	0.27	5.00
Viga de piso tipo	0.25	0.45	5.00
Vigueta	0.075	0.30	5.00
Diagonales	0.15	0.15	

Fuente: Propia.

En la figura 5 se presenta la vista en planta del piso tipo de la edificación, teniendo en los ejes numéricos cinco luces de cinco metros cada una y en los ejes literales cuatro luces de cinco metros cada una. Así mismo se observa la ubicación en planta de las escaleras.

Figura 5. Vista en planta del piso tipo de la edificación.



Fuente: Propia.

³⁸ American Wood Council. National Design Specification for Wood Construction NDS. P.3.1. 3.1-13. 2015.

7.1.2. Evaluación de las solicitaciones

7.1.2.1. Carga Muerta

En la tabla 8 se señalan cada uno de los elementos considerados como carga muerta de la edificación tomados a partir de lo establecido en el Título B de la NSR-10, por tanto, la carga muerta total por piso para la edificación planteada fue de 2.74 kN/m².

Tabla 8. Avaluó de cargas del predimensionamiento

AVALUO DE CARGAS							
ELEMENTO	ALTURA	ANCHURA	LARGO	ESPESES	SEPARACION	γ kN/m ³	CM kN/m ²
Instalaciones							0.10
Entablado		1	1	0.015		5.44	0.08
Viguetas	0.3	0.075	1		0.8	5.44	0.15
Particiones móviles							1.00
Fachada en vidrio	3	0.02	5	0.02		26	0.016
Acabados							0.20
Riostras	0.075	0.037	0.7		1.5	5.44	0.04
Muros divisorios							1.00
Sistema suspensión							0.15
WD total kN/m ²							
2.74							

Fuente: Propia.

- En la tabla 9 se observa la geometría calculada para las escaleras. La escalera E-1 se encuentra ubicada entre los ejes literarios A-B y ejes numéricos 3-4, y la escalera E-2 se encuentra ubicada entre los ejes literarios E-F y ejes numéricos 2-3.

Tabla 9. Geometría de escalera

Base (m)	2.5
Profundidad (m)	3.4
Huella (m)	0.28
ContraHuella (m)	0.17
Escalones subiendo	7
Escalones bajando	8
Escalones de descanso	2
Total de escalones	17

Fuente: Propia.

En la tabla 10 se muestra el avalúo de carga de la escalera, con una carga muerta por piso de 0.58 kN/m².

Tabla 10. Avalúo de cargas de escalera.

	kN/m²
Peso peldaños	0.26
Peso vigas	0.27
Peso barandales	0.05
Total carga muerta	0.58

Fuente: Propia.

- La carga muerta calculada para la cubierta fue de 0.75 kN/m². Ver tabla 11.

Tabla 11. Avalúo de cargas de cubierta.

	kN/m²
Peso cielo raso	0.50
Peso teja	0.05
Peso correas	0.20
Total carga muerta	0.75

Fuente: Propia.

7.1.2.2. Carga Viva.

En la tabla 12 se muestran las cargas vivas consideradas en la estructura. Las cargas vivas totales por piso fueron de: 2.00 kN/m^2 que corresponde a la carga viva de oficina, siendo este el uso establecido para la edificación, 3.00 kN/m^2 para escalera y 0.50 kN/m^2 para cubierta. Siendo estos los valores proporcionados en el título B de la NSR-10.

Tabla 12. Carga Viva.

	KN/m^2
Carga viva oficinas	2.00
Carga viva escaleras	3.00
Carga viva cubierta	0.50

Fuente: Propia.

7.1.2.3. Cargas de Viento.

Según los parámetros establecidos en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo resistente, el edificio es:

- Bajo, debido a que la altura media de cubierta no debía exceder los 18m y para la edificación planteada fue de 17.095m.
- Cerrado, debido a que las aberturas eran menos del 80% del área de sus paredes, por tanto, no era abierto y tampoco cumple con las características de una edificación parcialmente cerrada.
- Diafragma simple, debido a que no tiene separaciones estructurales.
- Forma regular, debido a que no tiene geometría irregular en su forma espacial.
- Rígido, debido a que la frecuencia fundamental en la edificación es mayor a 1HZ.

Por tanto, se diseñó bajo el método simplificado, en donde se obtuvo resultados de presiones horizontales de 0.282576 KN/m^2 , debido a esto se tomó la presión mínima horizontal establecida en el reglamento de 0.40 kN/m^2 .

7.1.2.4. Análisis sísmico

- La edificación analizada se planteó en la ciudad de Bogotá D.C., por tanto, se definieron los valores de A_a de 0.15 y A_v de 0.20 según la zona de amenaza sísmica intermedia.
- Se seleccionó un suelo lacustre 200, como se muestra en la tabla 13, para desarrollar el presente trabajo de investigación, debido a que la respuesta de este frente a excitaciones dinámicas es en forma de amplificación de ondas, a causa de su capacidad de amortiguar y deformarse con respecto a la energía que transmite las ondas sísmicas³⁹.

Tabla 13. Coeficientes de diseño

ZONA	Fa	Fv	Tc	TL	Ao
Cerros	1.35	1.3	0.62	3	0.18
Piedemonte A	1.65	2	0.78	3	0.22
Piedemonte B	1.95	1.7	0.56	3	0.26
Piedemonte C	1.8	1.7	0.6	3	0.24
Lacustre 50	1.4	2.9	1.33	4	0.21
Lacustre 100	1.3	3.2	1.58	4	0.2
Lacustre 200	1.2	3.5	1.87	4	0.18
Lacustre 300	1.05	2.9	1.77	5	0.16
Lacustre 500	0.95	2.7	1.82	5	0.14
Lacustre Aluvial 200	1.1	2.8	1.63	4	0.17
Lacustre Aluvial 300	1	2.5	1.6	5	0.15
Aluvial 50	1.35	1.8	0.85	3.5	0.2
Aluvial 100	1.2	2.1	1.12	3.5	0.18
Aluvial 200	1.05	2.1	1.28	3.5	0.16
Aluvial 300	0.95	2.1	1.41	3.5	0.14
Deposito Ladera	1.65	1.7	0.66	3	0.22

Fuente: Decreto N° 523 de 16 diciembre de 2010. Por el cual se adopta la Microzonificación Sísmica de Bogotá D.C.

³⁹ TOVAR BORBON, Daniel. VERGARA DIAZ, Jeisson. Determinación de los modulos dinámicos para un suelo lacustre de Bogotá mediante ensayo triaxial cíclico. Bogotá D.C. Universidad de la Salle, Facultad de Ingeniería, 2016. P.98.

- Teniendo en cuenta que la edificación analizada clasifica en el grupo de uso I, es decir una edificación cubierta por el alcance del Reglamento, sin ser una estructura de ocupación especial, de atención a la comunidad o edificación indispensable. El coeficiente de importancia es de 1.0
- Se trabajó con un sistema estructural de muros de carga de pórticos con diagonales, tanto para el sistema de resistencia sísmica como para el sistema de cargas verticales, para una zona de amenaza sísmica intermedia que permite una altura máxima de 15m.
- Se realizó la verificación de irregularidad torsional e irregularidad torsional extrema, encontrando que no se presentó ninguno de los tipos de irregularidad. Ver tabla 14. Ver figura 7.

Tabla 14. Irregularidades en planta

VERIFICACION DE IRREGULARIDADES EN PLANTA		
TIPO	APLICA	EXISTE IRREGULARIDAD
Irregularidad torsional	Si	No
Irregularidad torsional extrema	Si	No
Retroceso excesivo en las esquinas	No	No
Discontinuidad en el diafragma	No	No
Desplazamiento del plano de acción de elementos verticales	No	No
Sistemas no paralelos	No	No

Fuente: Propia.

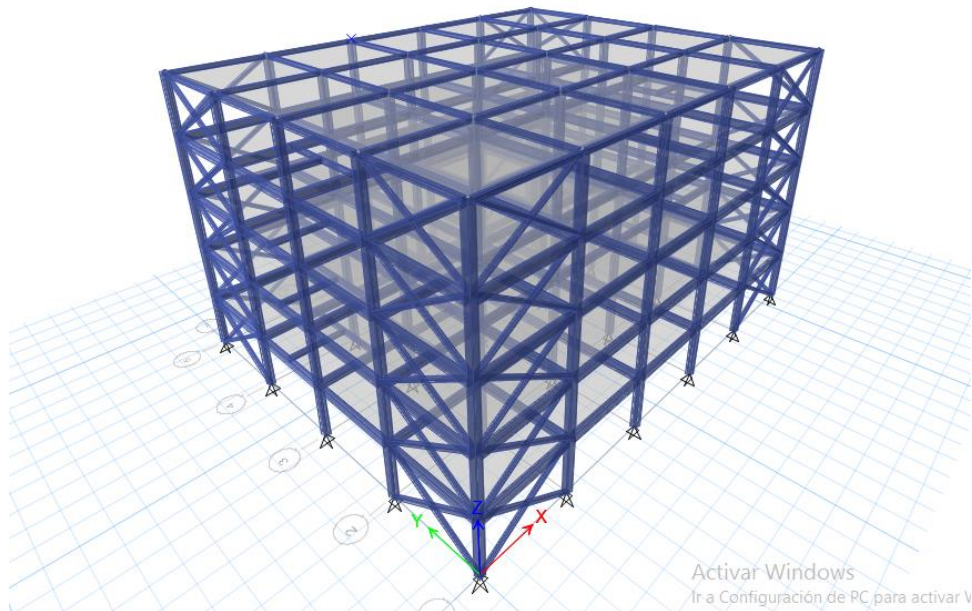
- Se realizó la verificación de irregularidades en altura, encontrando que no se presentó ninguno de los tipos de irregularidad. Como se muestra en la tabla 15. Ver figura 6.

Tabla 15. Irregularidades en altura

VERIFICACION DE IRREGULARIDADES EN ALTURA		
TIPO	APLICA	EXISTE IRREGULARIDAD
Piso flexible	Si	No
Piso flexible	Si	No
Irregularidad en distribución de masas	No	No
Irregularidad geométrica	No	No
Desplazamiento del plano de acción	No	No
Piso débil	No	No
Discontinuidad extrema en la resistencia	No	No

Fuente: Propia

Figura 6. Alzado de la estructura.



- La fuerza sísmica obtenida para cada piso en las direcciones X y Y, es la mostrada en la tabla 16. El cortante basal (C_B), corresponde al dato mostrado en el piso 1, debido a que este es la acumulación progresiva de las fuerzas cortantes de cada piso, el cual se refleja en la base de la estructura.

Tabla 16. Fuerzas sísmicas

PISO	Fsx (kN)	Fsy (kN)
PISO 5	582.08	584.35
PISO 4	1356.91	1354.86
PISO 3	1005.28	1004.12
PISO 2	699.54	699.19
PISO 1	382.97	382.49

Fuente: Propia.

- El valor de cortante dinámico total en la base no puede ser menor al 80% para estructuras regulares, como se muestra en la figura 6. Por tanto, se realizó el ajuste teniendo en cuenta los resultados de cortante basal arrojados por el software ETABS. Ver figura 7.

Figura 7. Ajuste de los resultados.

$$0.80 \frac{V_s}{V_{tj}} \quad \text{para estructuras regulares}$$

$$0.90 \frac{V_s}{V_{tj}} \quad \text{para estructuras irregulares}$$

Fuente: Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Capítulo A.5

Figura 8. Resultados de los cortantes en la base.

STORY1	SPECXDER Max	Bottom	0	2643.6302	
STORY1	SPECYDER Max	Bottom	0	0.0718	2640.2924

Fuente: Modelo computarizado de Etabs.

- Se calculó el peso por piso de la estructura, para realizar el análisis sísmico, como se muestra en la Tabla 17. Adicional a esto se calcularon los factores de corrección del cortante basal en las direcciones Fcx y Fcy. Debido a que los factores de corrección calculados fueron inferiores a la gravedad, se tomó el valor de la gravedad como factor de corrección definitivo.

Tabla 17. Análisis sísmico de la estructura.

PISO	MASA (Kg)	PESO (kN)
PISO 5	46692.440	458.053
PISO 4	155401.090	1524.485
PISO 3	155401.090	1524.485
PISO 2	155401.090	1524.485
PISO 1	155401.090	1524.485
Total	668296.800	6555.992

Fuente: Propia

BRx	2633.06	BRy	2629.40
FCx	9.67	FCy	9.68

Fuente: Propia

- Teniendo en cuenta las cargas de la estructura y su geometría, el software ETABS arrojo el desplazamiento horizontal absoluto de la edificación. Siendo estos de 63.578mm en sentido X, 65.21 en sentido Y y de 4.566 en sentido Z. Ver tabla 18.

Tabla 18. Desplazamientos horizontales absolutos por piso.

	UX(mm)	UY(mm)	UZ(mm)	RX(Rad)	RY(Rad)	RZ(Rad)
Piso 5	63.57	65.21	4.56	0.002026	0.002024	0.000116
Piso 4	54.22	55.52	4.50	0.002594	0.002591	0.000005
Piso 3	48.85	42.78	4.20	0.002957	0.002956	0.000001
Piso 2	27.42	27.98	3.44	0.003046	0.003043	0.000002
Piso 1	12.83	13.06	2.07	0.002748	0.002751	0.000001

Fuente: propia

- El valor máximo de derivas que se puede obtener por piso es del 1.0% de la altura de piso. El valor máximo de derivas obtenido mediante la modelación para la edificación planteada, fue para el piso dos en el eje x, con un valor de

0.486%, lo que indica que la edificación es estable ante un evento sísmico. El valor de derivas en X y Y por piso de la estructura se puede observar en las tablas 19 a 23

Tabla 19. Derivas X y Y piso 1.

Desplazamiento máximo x(m)	0.012
Deriva x piso 1 (%)	0.427
Desplazamiento máximo y(m)	0.013
Deriva y piso 1 (%)	0.435

Fuente: Propia

Tabla 20. Derivas X y Y piso 2.

Desplazamiento máximo x(m)	0.014
Deriva x piso 2 (%)	0.486
Desplazamiento máximo y(m)	0.014
Deriva y piso 2 (%)	0.497

Fuente: Propia

Tabla 21. Derivas X y Y piso 3.

Desplazamiento máximo x(m)	0.014
Deriva x piso 3 (%)	0.481
Desplazamiento máximo y(m)	0.014
Deriva y piso 3 (%)	0.493

Fuente: Propia

Tabla 22. Derivas X y Y piso 4.

Desplazamiento máximo x(m)	0.012
Deriva x piso 4 (%)	0.412
Desplazamiento máximo y(m)	0.012
Deriva y piso 4 (%)	0.424

Fuente: Propia

Tabla 23. Derivas X y Y piso 5.

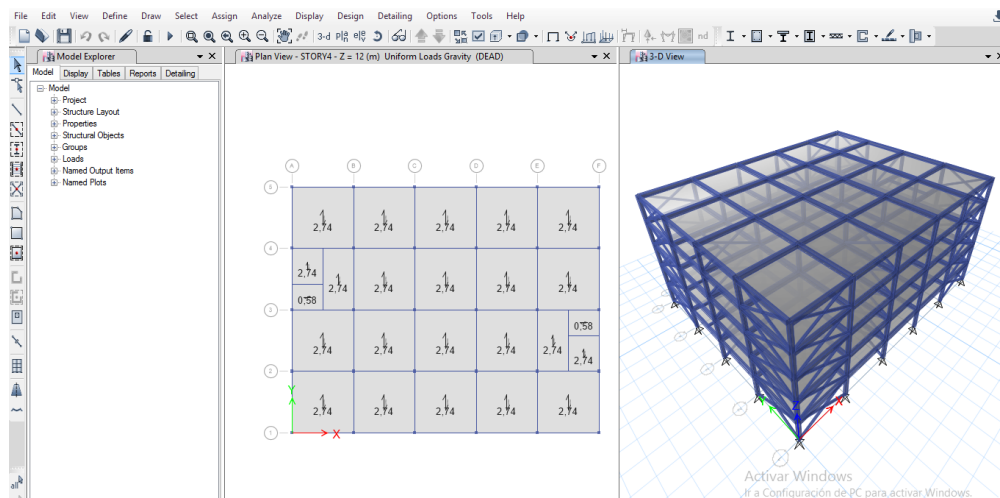
Desplazamiento máximo x(m)	0.009
Deriva x piso 5 (%)	0.311
Desplazamiento máximo y(m)	0.009
Deriva y piso 5 (%)	0.322

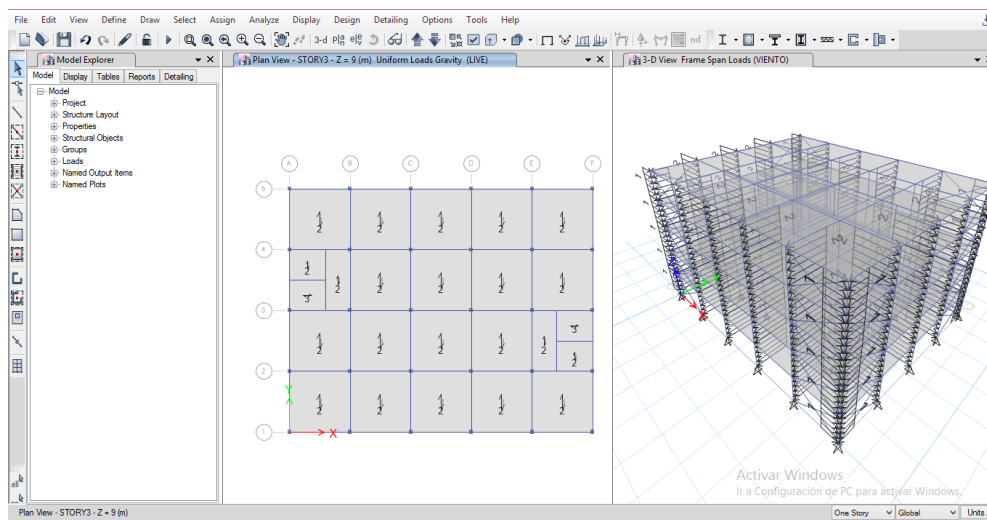
Fuente: Propia

7.1.3. Modelo computacional.

En el modelo se cargaron los diferentes avalúos de carga en el entablado con una carga muerta distribuida de 2.74 kN/m^2 , para escaleras 0.58 kN/m^2 y para cubierta 0.75 kN/m^2 . Del mismo modo, una carga viva de 2.00 kN/m^2 para cada piso, 3.00 kN/m^2 de escalera y 0.50 kN/m^2 de cubierta. Adicionalmente, se cargó 0.40 kN/m^2 debido a carga de viento. Como se muestra en la figura 9.

Figura 9. Cargas y vista 3D de la edificación.





Fuente: Propias.

7.2. Resultados de diseño por ASD

7.2.1. Diseño de elementos a flexión

7.2.1.1. Diseño de viguetas

En la tabla 24 se muestran los coeficientes de modificación correspondientes para la metodología ASD, los cuales alteran los esfuerzos admisibles de diseño.

Tabla 24. Coeficientes de modificación para la metodología ASD para viguetas.

VIGUETAS								
Tipo de	Coeficientes de modificación							σ
σ	CD	CM	Ct	CF	Cfu	Ci	Cr	Modificado
Fb	0.9	0.85	1.0	0.9	1.0	0.80	1.2	11.41
Ft	0.9	1.00	1.0	0.9	-	0.80	-	793
Fv	0.9	0.97	1.0	-	-	0.80	-	0.85
E'Emin	-	0.90	1.0	-	-	0.95	-	4129.65

Fuente: Propia.

A partir de las dimensiones establecidas en el predimensionamiento, se verificó que estas cumplieran los parámetros principales de diseño como lo son deformaciones y resistencia. Para el diseño de elementos a flexión, el manual NDS no dispone un

límite de deflexión, este parámetro se utiliza a criterio del diseñador, en este caso se propuso el límite de deflexión para construcciones en madera establecido en la NSR-10.⁴⁰ Para el siguiente trabajo de investigación se utilizó un límite de $L/300$ para cargas de servicio, este se comparó con las deflexiones admisibles (Δ) en los elementos, calculada con la ecuación de la teoría elástica (ver ecuación 7) para vigas simplemente apoyadas. Como se muestra en la tabla 25.

Ecuación 7. Teoría elástica

$$\Delta = \frac{5WL^4}{384EI}$$

Tabla 25. Chequeo de deflexión.

COMBINACIÓN D+L	
b (mm)	75
h (mm)	300
Aferencia (mm)	800
w (N/mm)	3.67
M (N*mm)	10356187.5
L (m)	4750
E (N/mm²)	13300
I (mm⁴)	168750000
Δ (mm)	13.3
Chequeo de Δ	OK
$L/300$ (mm)	15.8

Fuente: Propia

Después de verificar las deflexiones en las viguetas, se halló el momento actuante en los elementos analizado como vigas simplemente apoyadas, se calculó el esfuerzo admisible modificado a flexión teniendo en cuenta, los factores establecidos en el manual NDS para el diseño de elementos a flexión por la metodología ASD.

Teniendo en cuenta lo mencionado anteriormente, y las dimensiones del elemento, se calculó el momento resistente en la sección rectangular, el cual tiene que ser

⁴⁰ Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. Reglamento colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. p. G-3, G-26. 2012

mayor al momento actuante, $M_u < M_n$. Se obtuvo una capacidad de trabajo en los elementos del 81%, como se muestra en la tabla 26.

Tabla 26. Momento resistente en sección rectangular.

MOMENTO RESISTENTE EN SECCION RECTANGULAR	
Ma (N*mm)	10356187.5
F'b (MPa)	11.34
b (mm)	75
d (mm)	300
M resistente	12763747.8
Mac/Mres	81%

Fuente: Propia

Se halló el esfuerzo cortante actuante paralelo a las fibras (f_v), por ser la condición más crítica, este depende de la fuerza cortante vertical en el elemento y sus dimensiones. Para que cumpla con el parámetro de diseño de cortante para elementos a flexión, este no deberá exceder el esfuerzo admisible modificado, $f_v \leq F'_v$. Como se muestra en la tabla 27.

Tabla 27. Esfuerzo cortante paralelo a las fibras.

ESFUERZO CORTANTE II A LAS FIBRAS	
V (N)	8721
f_v act (MPa)	0.58
F'_v resi (MPa)	0.85

Fuente: Propia.

7.2.1.2. Diseño de vigas

En la tabla 28 se muestran los coeficientes de modificación para las diferentes secciones de vigas, correspondientes para la metodología ASD, los cuales alteran los esfuerzos admisibles de diseño.

Tabla 28. Coeficientes de modificación para la metodología ASD para vigas.

CUBIERTA								
Tipo de σ	Coeficientes de modificación							σ modificado
	CD	CM	Ct	CF	Cfu	Ci	Cr	
Fb	0.9	0.85	1.0	0.90	1.0	0.80	1.15	11.53
Ft	0.9	1.00	1.0	0.90	-	0.80	-	7.97
Fv	0.9	0.97	1.0	-	-	0.80	-	0.84
Emin	-	0.9	1.0	-	-	0.95	-	4129.65

PISO TIPO								
Tipo de σ	Coeficientes de modificación							σ modificado
	CD	CM	Ct	CF	Cfu	Ci	Cr	
Fb	0.9	0.85	1.0	0.67	1.0	0.80	1.15	8.58
Ft	0.9	1.00	1.0	0.67	-	0.80	-	5.93
Fv	0.9	0.97	1.0	-	-	0.80	-	0.84
Emin	-	0.9	1.0	-	-	0.95	-	4129.65

ESCALERAS								
Tipo de σ	Coeficientes de modificación							σ modificado
	CD	CM	Ct	CF	Cfu	Ci	Cr	
Fb	0.9	0.85	1.0	0.90	1.0	0.80	1.15	11.53
Ft	0.9	1.00	1.0	0.90	-	0.80	-	7.97
Fv	0.9	0.97	1.0	-	-	0.80	-	0.84
Emin	-	0.9	1.0	-	-	0.95	-	4129.65

Fuente: Propia.

En las tablas 29 a 31 se muestra el chequeo de deflexión, utilizando la ecuación 7 de la teoría elástica, para las vigas de la cubierta, piso tipo y escalera respectivamente.

Tabla 29. Chequeo de deflexión en vigas de cubierta.

CUBIERTA	
COMBINACIÓN D + Lr	
b (mm)	150
h (mm)	270
M (Nmm)	17866171.10
L (mm)	5000
w (N/mm)	6.25
E (MPa)	13300
I (mm⁴)	246037500
Δ mm	15.54
Chequeo de Δ	OK
L/300 (mm)	16.67

Fuente: Propia.

Tabla 30. Chequeo de deflexión en vigas de piso tipo.

PISO TIPO	
COMBINACIÓN D + L	
b (mm)	250
h (mm)	450
M (Nmm)	67131510.00
L (mm)	5000
w (N/mm)	23.95
E (MPa)	13300
I (mm⁴)	1898437500
Δ mm	7.72
Chequeo de Δ	OK
L/300 (mm)	16.67

Fuente: Propia

Tabla 31. Chequeo de deflexión en viga de escalera.

ESCALERA	
COMBINACIÓN D + L	
b (mm)	150
h (mm)	250
M (Nmm)	6849225.00
L (mm)	3400
w (N/mm)	12.17
E (MPa)	13300
I (mm⁴)	195312500
Δ mm	8.15
Chequeo de Δ	OK
L/300 (mm)	11.33

Fuente: Propia

Después de verificar las deflexiones en las vigas, se obtuvo el momento actuante en los elementos arrojado por el programa Etabs. Posteriormente, se calculó el esfuerzo admisible a flexión, modificado por los factores establecidos en el manual. Teniendo en cuenta lo mencionado anteriormente, y las dimensiones del elemento, se calculó el momento resistente en la sección rectangular, el cual tiene que ser mayor al momento actuante, $M_u < M_n$, obteniendo una capacidad de trabajo en los elementos de cubierta del 85% (ver tabla 32), en piso tipo del 93% (ver tabla 33) y en escalera del 51% (ver tabla 34).

Tabla 32. Momento resistente en la sección rectangular en vigas de cubierta.

MOMENTO RESISTENTE EN SECCION RECTANGULAR	
CUBIERTA	
Ma (Nmm)	17866171
F'b (MPa)	11.5
b (mm)	150
d (mm)	270
Mres (Nmm)	20979384.99
Mact / Mres	85 %

Fuente: Propia

Tabla 33. Momento resistente en la sección rectangular en vigas de piso tipo.

MOMENTO RESISTENTE EN SECCION RECTANGULAR	
PISO TIPO	
Ma (Nmm)	67131510
F'b (MPa)	8.6
b (mm)	250
d (mm)	450
Mres (Nmm)	72202305.02
Mact / Mres	93 %

Fuente: Propia

Tabla 34. Momento resistente en la sección rectangular en vigas de escalera.

MOMENTO RESISTENTE EN SECCION RECTANGULAR	
PISO TIPO	
Ma (Nmm)	6849225
F'b (MPa)	8.5
b (mm)	150
d (mm)	250
Mres (Nmm)	13354320.13
Mact / Mres	51 %

Fuente: Propia

Se calculó el esfuerzo cortante actuante paralelo a las fibras (f_v), en los elementos de cubierta, piso tipo y escalera, que depende de la fuerza cortante vertical en el elemento y sus dimensiones. Para que cumpla con el parámetro de diseño de cortante para elementos a flexión, este no deberá exceder el esfuerzo admisible modificado, $f_v \leq F'_v$, como se muestra en la tabla 35.

Tabla 35. Esfuerzo cortante paralelo a las fibras en vigas.

ESFUERZO CORTANTE II A LAS FIBRAS			
TIPO DE VIGA	V (N)	f_v (MPa)	F_v' (MPa)
Cubierta	15625	0.58	0.85
Piso tipo	59875	0.80	0.85
Escalera	20692	0.83	0.85

Fuente: Propia

7.2.2. Diseño de elementos bajo carga axial.

7.2.2.1. Diseño de columnas

En la tabla 36 se muestran los coeficientes de modificación para las diferentes secciones de columnas, correspondientes para la metodología ASD, los cuales alteran los esfuerzos admisibles de diseño.

Tabla 36. Coeficientes de modificación para la metodología ASD para columnas.

COLUMNAS								
Tipo de σ	Coeficientes de modificación							σ modificado
	CD	CM	Ct	CF	Cfu	Ci	Cr	
Fc II	0.9	0.80	1.0	0.90	-	0.80	-	7.26
Fb	1.6	0.85	1.0	0.90	-	0.80	1.00	8.82
Ft	0.9	1.00	1.0	0.90	-	0.80	-	23.29
Emin	-	0.9	1.0	-	-	0.95	-	4129.65

Se inició por verificar que las secciones de 0.30x0.30 establecidas en el predimensionamiento cumplieran parámetros de resistencia. En la figura 10, se observa la columna C23, de la cual se mostrará a continuación su respectivo diseño, como ejemplo de diseño de elementos bajo carga axial. El cálculo de las dimensiones se realizó para las columnas de primer piso, sin embargo, se decidió conservar las mismas secciones en todos los pisos.

The screenshot displays the SAP2000 software interface. On the left, a 2D frame model is shown with a grid of 6 columns and 6 rows. The columns are labeled A through F, and the rows are labeled BASE, STOR1, STOR2, STOR3, STOR4, and STOR5. A small 3D coordinate system is visible in the bottom left corner. On the right, a 3D wireframe view of the same model is shown, with a blue frame structure and a red coordinate system. The 3D view includes a grid and a wireframe box. At the bottom right, there is a text box that reads: "Activar Windows Ir a Configuración de PC para activar Windows."

Tabla 37. Longitud efectiva de la columna.

Fuente: Propia

63

cuenta el ancho de la sección en la dirección considerada, es decir 0.30 metros en ambas direcciones, y la longitud efectiva en cada dirección, 2.250m en ambas direcciones, como se observa en la tabla 38.

Tabla 38. Relación de esbeltez de la sección.

RELACIÓN DE ESBELTEZ	
Le1,2(mm)	2250
d(mm)	300
λ	7.5

Fuente: Propia

Teniendo en cuenta el módulo de elasticidad mínimo corregido, el esfuerzo critico por pandeo para la sección evaluada fue de 64.1 MPa. Ver tabla 39.

Tabla 39. Esfuerzo crítico de la sección.

ESFUERZO CRITICO	
E'min(MPa)	4389
λ	7.5
FCE(MPa)	64.14

Fuente: Propia

Se calculó el factor de corrección CP para la columna C23 que depende del esfuerzo crítico de esta y del esfuerzo resistente a compresión modificado por todos los factores de corrección menos CP. Ver tabla 40.

Tabla 40. Factor de corrección CP.

Coeficiente de estabilidad de columnas	
FCE(MPa)	64.1
Fc(MPa)	14
Fc*(Mpa)	7.258
C	0.8
Cp	0.976

Fuente: Propia

La carga a compresión paralela al grano de la sección de la columna C23 fue de 637.4 KN, esto teniendo en cuenta esfuerzo resistente a compresión corregido por todos los factores aplicables al caso incluyendo el coeficiente de estabilidad de columnas. Ver tabla 41.

Tabla 41. Carga admisible a compresión de la sección.

Carga admisible	
Fc'(Mpa)	7.08
An(mm2)	90000
Pa(N)	637362.1
Pa(KN)	637.4

Fuente: Propia

Como se observa en la figura 11, la carga actuante a compresión fue de 465.71KN, la carga admisible de la sección fue de 637,4 KN por tanto esta cumple, trabajando a 53.26% de su capacidad. Ver tablas 42 y 43.

Figura 11. Carga axial de compresión aplicada en la columna.

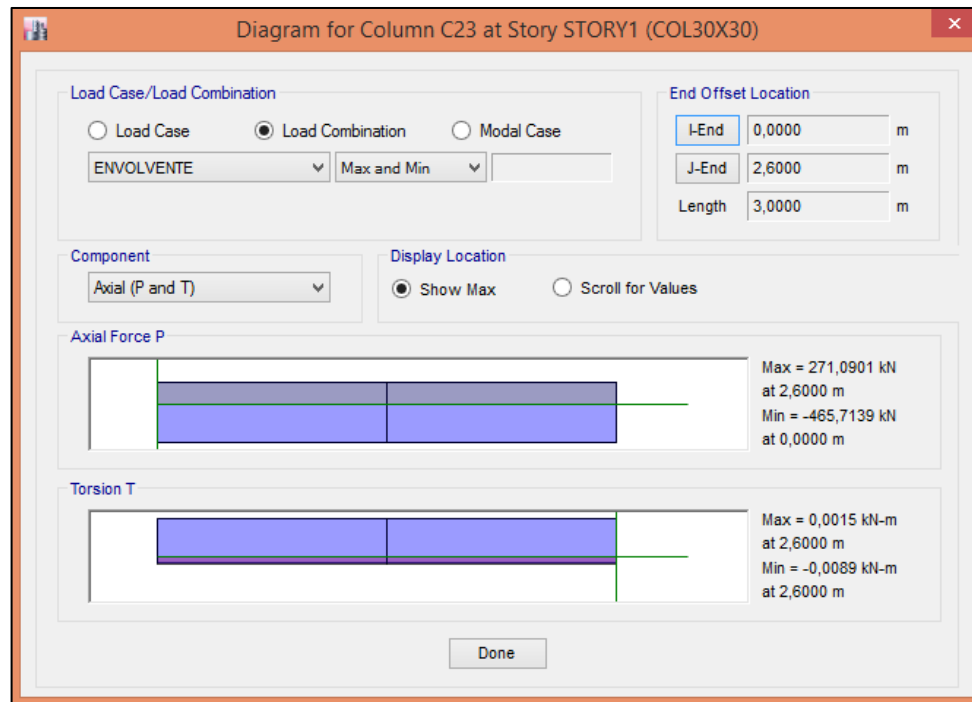


Tabla 42. Carga a compresión actuante en la sección.

CARGA A COMPRESION APLICADA	
P(KN)	465.71
Esfuerzo(Mpa)	5.17
Fuente: Propia	

Tabla 43. Evaluación de la sección.

Padm(KN)	637.93
Pact(KN)	484.18
%	75.90
Fuente: Propia	

Dado que se trabajó con dimensiones comerciales, se mantuvo la sección de 0.30x0.30 para la columna C23 ya que la dimensión que se obtenía no se aproximaba a una sección comercial más baja.

Se evaluó que dicha columna no sufriera aplastamiento debido a la carga de compresión actuante como se observa en la tabla 44. También se evaluó el acortamiento de la sección debido a esta carga, este fue de 1.002mm. Ver tabla 45.

Tabla 44. Aplastamiento de elementos a compresión.

Fc(MPa)	5.17
Fc*(MPa)	10.08
Aplastamiento	No hay aplastamiento.
Fuente: Propia	

Tabla 45. Acortamiento en elementos a compresión.

ACORTAMIENTO	
P(N)	465710
Lu(mm)	2300
An(mm)	90000
E'0.5(Mpa)	11875
Δdc(mm)	1.002
Fuente: Propia	

Ya que se tenía una carga de viento de 1.0KN/m en ambas direcciones en la columna actuando a lo largo de su longitud, se comprobó que esta cumpliera bajo flexión y compresión, como se observa en la tabla 46.

Tabla 46. Cargas combinadas de flexión y compresión

CARGA COMBINADA DE FLEXION Y COMPRESION		
FCE1(MPa)	49.934	Cumple
FCE2(MPa)	49.934	Cumple
Comprobación de sección	0.5246	Cumple

Fuente: Propia

7.2.2.2. Resumen de secciones bajo carga axial

A continuación, en la tabla 47 se muestran cada una de las secciones de columnas, calculadas para la estructura planteada.

Tabla 47. Resumen de secciones bajo carga axial

Columna	Sección		Padm(KN)	Pact(KN)	Pact/Padm	%(compresión)
	b(m)	h(m)				
C23	0.3	0.3	637.96	484.18	0.76	75.90
C47	0.3	0.3	632.47	555.45	0.88	87.82
C52	0.25	0.25	432.08	278.78	0.65	64.52
C57	0.25	0.25	432.08	278.78	0.65	64.52
C62	0.3	0.3	632.47	551.07	0.87	87.13
C67	0.3	0.3	637,96	479.48	0.75	75.16
C71	0.3	0.3	637,47	551.25	0.86	86.47
C39	0.3	0.3	637,47	537.67	0.84	84.34
C70	0.3	0.3	637,47	537.67	0.84	84.34
C69	0.3	0.3	637,47	537.67	0.84	84.34
C68	0.3	0.3	637,47	537.1	0.84	84.25
C72	0.3	0.3	637,47	542.19	0.85	85.05
C73	0.25	0.25	432,08	260.26	0.60	60.23
C74	0.3	0.3	632,47	532.86	0.84	84.25
C75	0.3	0.3	632,47	537.67	0.85	85.01
C76	0.3	0.3	632,47	537.67	0.85	85.01
C77	0.3	0.3	632,47	532.86	0.84	84.25

C78	0.25	0.25	432,08	260.26	0.60	60.23
C83	0.3	0.3	632,47	543.61	0.86	85.95
C82	0.3	0.3	632,47	537.1	0.85	84.92
C81	0.3	0.3	632,47	537.67	0.85	85.01
C80	0.3	0.3	632,47	537.67	0.85	85.01
C79	0.3	0.3	632,47	537.67	0.85	85.01
C84	0.3	0.3	632,57	553.84	0.88	87.55
C85	0.3	0.3	637,96	455.32	0.71	71.37
C86	0.3	0.3	632,47	543.94	0.86	86.00
C87	0.25	0.25	432,08	278.78	0.65	64.52
C88	0.25	0.25	432,08	278.78	0.65	64.52
C89	0.3	0.3	632,47	542.87	0.86	85.83
C90	0.3	0.3	637,96	458.07	0.72	71.80
D274	0.17	0.17	175,55	154.11	0.88	87.79

Fuente: Propia

7.3. Resultados de diseño por LRFD

7.3.1. Diseño de elementos a flexión

En la tabla 48 se muestran los coeficientes de modificación correspondientes para la metodología LRFD, los cuales alteran los esfuerzos admisibles de diseño.

Tabla 48. Coeficientes de modificación para la metodología LRFD para viguetas.

VIGUETAS											σ Modificado
Tipo de σ	Coeficientes de modificación										
	CD	CM	Ct	CF	Cfu	Ci	Cr	KF	ϕ	λ	
Fb	0.9	0.85	1.00	0.90	1.00	0.80	1.20	2.54	0.85	0.80	21.70
Ft	0.9	1.00	1.00	0.90	-	0.80	-	2.70	0.80	0.80	13.72
Fv	0.9	0.97	1.00	-	-	0.80	-	2.88	0.75	0.80	1.47
E'Emin		0.90	1.00	-	-	0.95	-	1.76	0.85	-	6177.96

Fuente: Propia

7.3.1.1. Diseño de viguetas

Para el diseño de elementos a flexión por la metodología de LRFD, se partió de las dimensiones establecidas en el predimensionamiento, disminuyendo estas hasta llevarlas al límite, donde se verificó cumplieran con el parámetro de diseño de deflexión como se muestra en la tabla 49, estipulado por el criterio del diseñador en este caso se propuso el límite de deflexión para construcciones en madera establecido en la NSR-10.

Para el siguiente trabajo de investigación se utilizó un límite de deflexión de $L/300$ para cargas de servicio. Este se comparó con las deflexiones admisibles (Δ) en los elementos, calculada con la fórmula de la teoría elástica como se muestra en la ecuación 7.

Tabla 49. Chequeo de deflexiones.

COMBINACIONES D+L	
b (mm)	75
h (mm)	270
Aferencia (mm)	800
w (kN/m)	5.04
M (KNm)	14533632
L (mm)	4800
E (N/mm²)	13300
I (mm⁴)	123018750
Δ (mm)	15.51
Chequeo Δ	OK
L/300 (mm)	16.0

Fuente: Propia

Después de chequear las deflexiones en las viguetas, se halló el momento actuante en los elementos como vigas simplemente apoyadas, teniendo en cuenta la combinación de carga estipulada por el método de diseño LRFD 1.2D+1.6L, se calculó el esfuerzo admisible modificado a flexión teniendo en cuenta, el factor de resistencia (ϕ) y el factor de tiempo (λ) establecidos en el manual NDS para el diseño de elementos a flexión por la metodología LRFD.

Teniendo en cuenta lo mencionado anteriormente, y las dimensiones del elemento, se calculó el momento resistente en la sección rectangular, el cual tiene que ser mayor al momento actuante $M_u < M_n$, como se muestra en la tabla 50.

Se obtuvo una capacidad de trabajo en los elementos del 73%, debido a que, si las secciones se disminuían más, los elementos no cumplían por deflexión, pero si por resistencia.

Tabla 50. Momento resistente en sección rectangular.

MOMENTO RESISTENTE EN SECCION RECTANGULAR	
Ma (N*mm)	14533632
F'b (MPa)	21.70
b (mm)	75
d (mm)	270
M resistente	19775357.73
Mac/Mres	73%

Fuente: Propia

Se calculó el esfuerzo cortante actuante paralelo a las fibras (f_v), por ser la condición más crítica, este depende de la fuerza cortante vertical en el elemento y sus dimensiones. Para que cumpla con el parámetro de diseño de cortante para elementos a flexión, este no deberá exceder el esfuerzo admisible modificado, $f_v \leq F'_v$. Como se muestra en la tabla 51.

Tabla 51. Esfuerzo cortante paralelo a las fibras.

ESFUERZO CORTANTE II A LAS FIBRAS	
V (N)	8812.8
f_v (MPa)	0.65
F'_v (MPa)	1.64

Fuente: Propia

7.3.1.2. Diseño de vigas

En la tabla 52 se muestran los coeficientes de modificación para las diferentes secciones de vigas, correspondientes para la metodología LRFD, los cuales alteran los esfuerzos admisibles de diseño.

Tabla 52. Coeficientes de modificación para la metodología LRFD para vigas.

CUBIERTA										
Tipo de σ	Coeficientes de modificación									σ modificado
	C_M	C_t	C_F	C_{fu}	C_i	C_r	K_F	ϕ	λ	
Fb	0.85	1.0	0.90	1.0	0.8	1.15	2.54	0.85	0.8	22.12
Ft	1	1.0	0.90	-	0.8	-	2.70	0.80	0.8	15.30
Fv	0.97	1.0	-	-	0.8	-	2.88	0.75	0.8	1.61
Emin	0.9	1.0	-	-	0.95	-	1.76	0.85	-	6177.96

PISO TIPO										
Tipo de σ	Coeficientes de modificación									σ modificado
	C_M	C_t	C_F	C_{fu}	C_i	C_r	K_F	ϕ	λ	
Fb	0.85	1.0	0.68	1.0	0.8	1.15	2.54	0.85	0.8	16.72
Ft	1	1.0	0.68	-	0.8	-	2.70	0.80	0.8	11.56
Fv	0.97	1.0	-	-	0.8	-	2.88	0.75	0.8	1.61
Emin	0.9	1.0	-	-	0.95	-	1.76	0.85	-	6177.96

ESCALERA										
Tipo de σ	Coeficientes de modificación									σ modificado
	C_M	C_t	C_F	C_{fu}	C_i	C_r	K_F	ϕ	λ	
Fb	0.85	1.0	0.90	1.0	0.8	1.15	2.54	0.85	0.8	22.12
Ft	1	1.0	0.90	-	0.8	-	2.70	0.80	0.8	15.30
Fv	0.97	1.0	-	-	0.8	-	2.88	0.75	0.8	1.61
Emin	0.9	1.0	-	-	0.95	-	1.76	0.85	-	6177.96

En las tablas 53 a 55 se muestra el chequeo de deflexión de las vigas para cubierta, piso tipo y escalera.

Tabla 53. Chequeo de deflexiones en vigas de cubierta.

CUBIERTA	
COMBINACIÓN D+Lr	
b (mm)	150
h (mm)	270
M (Nmm)	24078983.6
L (mm)	5000
w (N/mm)	6.25
E (MPa)	13300
I (mm⁴)	246037500
Δ mm	15.54
Chequeo de Δ	OK
L/300 (mm)	16.67

Fuente: Propia

Tabla 54. Chequeo de deflexiones en vigas de piso tipo.

PISO TIPO	
COMBINACIÓN D+L	
b (mm)	200
h (mm)	410
M (Nmm)	90641013.4
L (mm)	5000
w (N/mm)	23.70
E (MPa)	13300
I (mm⁴)	1148683333
Δ mm	12.62
Chequeo de Δ	OK
L/300 (mm)	16.67

Fuente: Propia

Tabla 55. Chequeo de deflexiones en vigas de escalera.

ESCALERA	
COMBINACIÓN D+L	
b (mm)	120
h (mm)	250
M (Nmm)	11689566.4
L (mm)	3400
w (N/mm)	12.17
E (MPa)	13300
I (mm⁴)	156250000
Δ mm	10.19
Chequeo de Δ	OK
L/300 (mm)	11.33

Fuente: Propia

Después de chequear las deflexiones en las vigas, se obtuvo el momento actuante en los elementos arrojado por el programa Etabs. Posteriormente, se calculó el esfuerzo admisible a flexión, modificado por el factor de resistencia (ϕ) y el factor de tiempo (λ) establecidos en el manual NDS para el diseño de elementos a flexión por la metodología LRFD.

Teniendo en cuenta lo mencionado anteriormente, y las dimensiones del elemento, se calculó el momento resistente en la sección rectangular, el cual tiene que ser mayor al momento actuante, $M_u < M_n$, obteniendo una capacidad de trabajo en los elementos de cubierta del 60% (ver tabla 56), en piso tipo del 98% (ver tabla 57) y en escalera del 57% (ver tabla 58).

Tabla 56. Momento resistente en sección rectangular en vigas de cubierta.

MOMENTO RESISTENTE EN SECCION RECTANGULAR	
CUBIERTA	
Ma (Nmm)	24078984
F'b (MPa)	22.1
b (mm)	150
d (mm)	270
Mres (Nmm)	40259574.06
Mact / Mres	60 %

Fuente: Propia

Tabla 57. Momento resistente en sección rectangular en vigas de piso tipo.

MOMENTO RESISTENTE EN SECCION RECTANGULAR	
PISO TIPO	
Ma (Nmm)	90641013
F'b (MPa)	16.6
b (mm)	200
d (mm)	410
Mres (Nmm)	92923226.39
Mact / Mres	98 %

Fuente: Propia

Tabla 58. Momento resistente en sección rectangular en vigas de escalera.

MOMENTO RESISTENTE EN SECCION RECTANGULAR	
ESCALERA	
Ma (Nmm)	11689566
F'b (MPa)	16.5
b (mm)	120
d (mm)	250
Mres (Nmm)	20680395.87
Mact / Mres	57 %

Fuente: Propia

Se calculó el esfuerzo cortante actuante paralelo a las fibras (f_v), en los elementos de cubierta, piso tipo y escalera, que depende de la fuerza cortante vertical en el elemento y sus dimensiones. Para que cumpla con el parámetro de diseño de cortante para elementos a flexión, este no deberá exceder el esfuerzo admisible modificado, $f_v \leq F'_v$, como se muestra en la tabla 59.

Tabla 59. Esfuerzo cortante paralelo a las fibras en vigas de cubierta.

ESFUERZO CORTANTE II A LAS FIBRAS			
TIPO DE VIGA	V (N)	Fv act (MPa)	Fv' resi (MPa)
Cubierta	15625	0.58	1.64
Piso tipo	59250	1.08	1.64
Escalera	20692	1.03	1.64

Fuente: Propia

7.3.3. Diseño de elementos bajo carga axial

7.3.3.1. Diseño de columnas

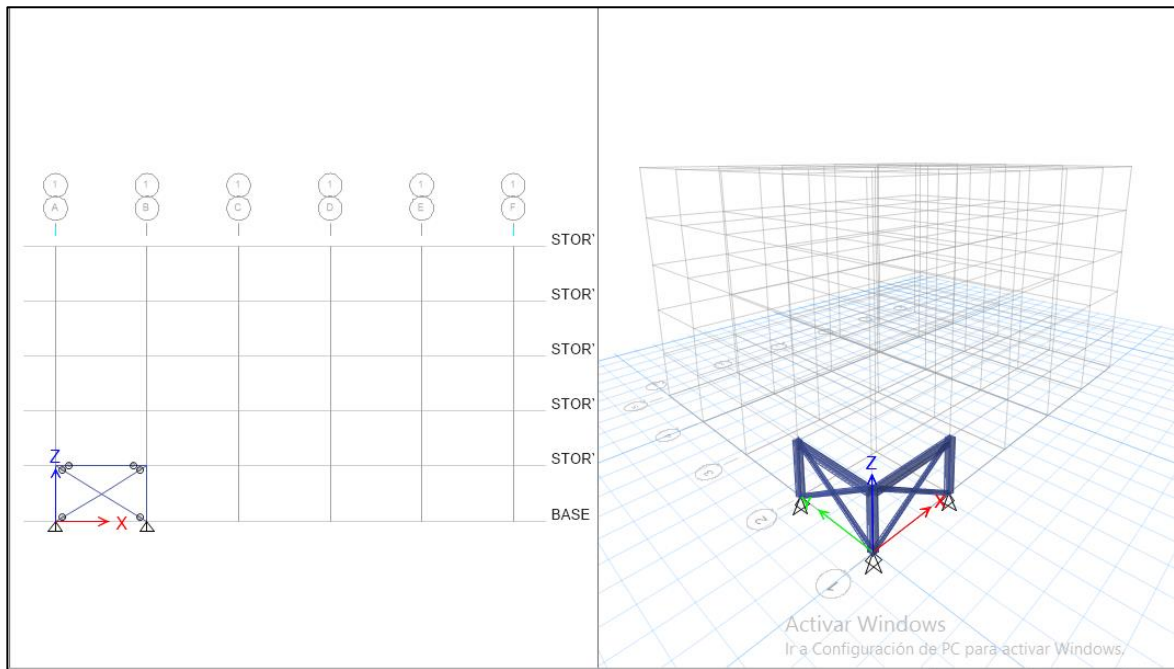
En la tabla 60 se muestran los coeficientes de modificación para las diferentes secciones de vigas, correspondientes para la metodología LRFD, los cuales alteran los esfuerzos admisibles de diseño.

Tabla 60. Coeficientes de modificación para la metodología LRFD para columnas.

COLUMNAS										
Tipo de σ	Coeficientes de modificación									σ modificado
	C _M	C _t	C _F	C _{fu}	C _i	C _r	K _F	ϕ	λ	
Fc II	0.9	1.00	1.0	-	0.80	-	2.4	0.9	1.0	14.3
Fb	0.85	1.00	1.0	-	0.80	1.00	2.54	0.80	1.0	26.71
Ft	1.0	1.00	1.0	-	0.80	-	2.70	0.80	1.0	23.81
Emin	-	0.9	1.0	-	0.95	-	1.76	0.85	-	6177.96

Se inició por verificar que las secciones de establecidas en el predimensionamiento cumplieran parámetros de resistencia de la metodología LRFD. En la figura 12, se observa la columna C23, de la cual se mostrará a continuación su respectivo diseño, como ejemplo de diseño de elementos bajo carga axial. El cálculo de las dimensiones se realizó para las columnas de primer piso, sin embargo, se decidió conservar las mismas secciones en todos los pisos.

Figura 12. Columna restringida en la edificación.



Teniendo en cuenta las dimensiones establecidas mediante el diseño de vigas se calculó la longitud efectiva, esta se estima como la longitud no soportada lateralmente, es decir la altura de entrepiso, descontando la altura de las vigas y de las diagonales, esto multiplicado por el coeficiente de longitud efectiva que depende del apoyo de la columna. Teniendo el entrepiso de 3 metros, las vigas de una altura de 0.41 metros y las diagonales de 0.15 metros, la longitud efectiva fue de 2.290m, la longitud se debía evaluar en cada dirección. Ya que la columna esta arriostrada en ambas direcciones la longitud efectiva será la misma. Ver tabla 61.

Tabla 61. Longitud efectiva de la columna.

LONGITUD EFECTIVA	
Ke	1
Lu(mm)	2290
Le(mm)	2290

Fuente: Propia

La relación de esbeltez no debía ser mayor a 50 para todo tipo de columnas (largas, cortas, intermedias), y se debía evaluar en las dos direcciones, tomando la esbeltez que resultara crítica. Esto teniendo en cuenta el ancho de la sección en la dirección considerada, es decir 0.30 metros en ambas direcciones, y la longitud efectiva en

cada dirección, 2.290 metros en ambas direcciones, como se observa en la tabla 62.

Tabla 62. Relación de esbeltez de la sección.

RELACIÓN DE ESBELTEZ	
Le(mm)	2290
d(mm)	300
λ	7.63

Fuente: Propia

Teniendo en cuenta el módulo de elasticidad mínimo corregido, el esfuerzo crítico por pandeo para la sección evaluada fue de 83.36 MPa. Ver tabla 63

Tabla 63. Esfuerzo crítico de la sección.

ESFUERZO CRITICO	
E'min(MPa)	5909.3
λ	7.63
FCE(MPa)	83.36

Fuente: Propia

Se calculó el factor de corrección CP para la columna C23, que depende del esfuerzo crítico de esta y del esfuerzo resistente a compresión modificado por todos los factores de corrección aplicables menos CP. Ver tabla 64.

Tabla 64. Factor de corrección CP.

COEFICIENTE DE ESTABILIDAD DE COLUMNAS	
FCE (MPa)	83.4
Fc (MPa)	14.3
Fc*(MPa)	17.79
C	0.8
Cp	0.952

Fuente: Propia

La carga a compresión paralela al grano de la sección de la columna C23 fue de 1523.6 KN, esto teniendo en cuenta esfuerzo resistente a compresión corregido por todos los factores aplicables al caso incluyendo el coeficiente de estabilidad de columnas. Ver tabla 65.

Tabla 65. Carga admisible a compresión de la sección.

CARGA ADMISIBLE	
Fc'(MPa)	16.93
An(mm)	90000
Pa(N)	1523588.0
Pa(KN)	1523.6
Fuente: Propia	

Como se observa en la figura 13, la carga actuante a compresión fue de 741.59 KN, la carga admisible de la sección fue 1523.5 KN por tanto esta cumple, trabajando a 48.67% de su capacidad. Ver tablas 66 y 67.

Figura 13. Carga axial de compresión aplicada en la columna.

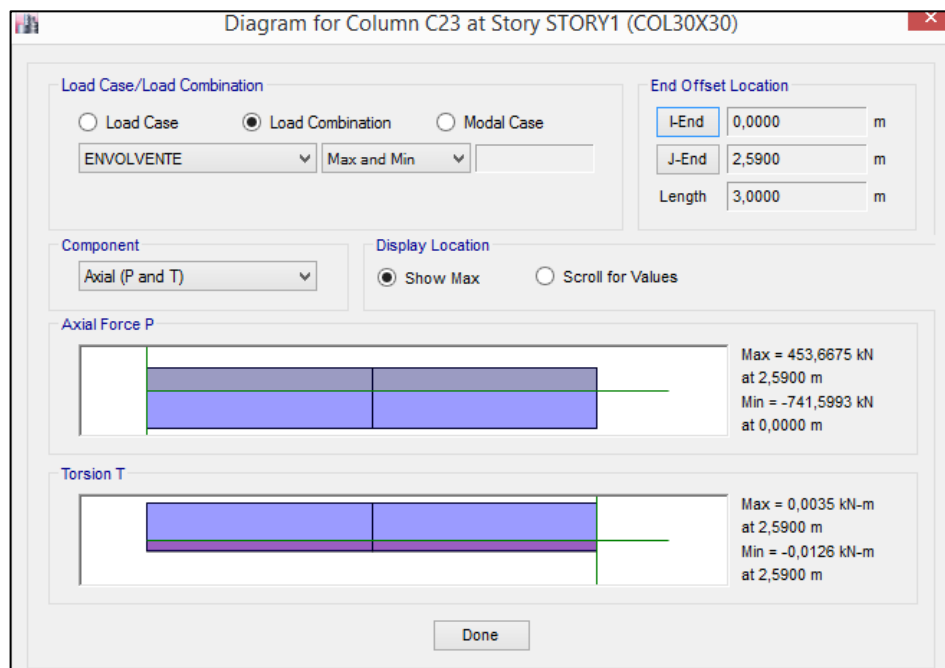


Tabla 66. Carga actuante a compresión

CARGA AXIAL APLICADA	
P(KN)	741.53
Esfuerzo(Mpa)	8.24
Fuente: Propia	

Tabla 67. Evaluación de la sección.

Padm(KN)	1523.59
Pact(KN)	741.53
%	48.670
Fuente: Propia	

Teniendo estos resultados se opta por disminuir la sección con el fin de aprovechar la capacidad de carga de esta, obteniendo dimensiones, para el caso específico de la columna C23, de 0.25x0.25 trabajando a un 67.93% de su capacidad, esto teniendo en cuenta el cambio en la carga axial debido a la disminución de la masa de la columna misma, al modificar la sección. Esto se realizó siguiendo el mismo procedimiento anterior. Se buscó principalmente que las secciones definidas fueran comerciales, por esto, aunque las dimensiones se podían disminuir un poco más, estas no lograban aproximarse a una sección comercial más baja.

Una vez modificada la sección como se mencionó anteriormente se evaluó que esta no sufriera aplastamiento debido a la carga de compresión actuante como se observa en la tabla 68. También se evaluó el acortamiento de la sección debido a esta carga, este fue de 1.589mm. Ver tabla 69.

Tabla 68. Aplastamiento de elementos a compresión.

Aplastamiento de elementos	
Fc(MPa)	8.24
Fc*(MPa)	17.79
No hay aplastamiento	
Fuente: Propia	

Tabla 69. Acortamiento de elementos a compresión.

ACORTAMIENTO	
P(N)	741530
Lu(mm)	2290
An(mm)	90000
E'0.5(Mpa)	11875
$\Delta dc(mm)$	1.589

Fuente: Propia

Se comprobó que la sección cumpliera bajo flexión y compresión, como se observa en la tabla 70.

Tabla 70. Cargas combinadas de flexión y compresión.

CARGA COMBINADA DE FLEXION Y COMPRESION		
FCE1(Mpa)	45.257	Cumple
FCE2(Mpa)	45.257	Cumple
Comprobación de sección	0.3579	Cumple

Fuente: Propia

7.3.3.2. Resumen de secciones bajo carga axial.

A continuación, en la tabla 69 se muestran cada una de las secciones de las columnas, calculadas para la estructura planteada.

Tabla 71. Resumen de secciones bajo carga axial

Columna	Seccion		Padm(KN)	Pact(KN)	Pact/Padm	%(compresion)
	b(m)	h(m)				
C23	0.25	0.25	1029.99	699.68	0.68	67.93
C47	0.25	0.25	1002.03	815.16	0.81	81.35
C52	0.2	0.2	589.52	354.94	0.60	60.21
C57	0.2	0.2	589.52	354.94	0.60	60.21
C62	0.25	0.25	1002.03	816.38	0.81	81.47
C67	0.25	0.25	1029.99	698.03	0.68	67.77
C71	0.25	0.25	1002.03	673.22	0.67	67.19

C39	0.25	0.25	1002.03	700.49	0.70	69.91
C70	0.25	0.25	1002.03	700.59	0.70	69.92
C69	0.25	0.25	1002.03	700.59	0.70	69.92
C68	0.25	0.25	1002.03	700.17	0.70	69.88
C72	0.25	0.25	1002.03	663.18	0.66	66.18
C73	0.2	0.2	589.52	337.13	0.57	57.19
C74	0.25	0.25	1002.03	696.84	0.70	69.54
C75	0.25	0.25	1002.03	700.49	0.70	69.91
C76	0.25	0.25	1002.03	700.49	0.70	69.91
C77	0.25	0.25	1002.03	696.84	0.70	69.54
C78	0.2	0.2	589.52	337.13	0.57	57.19
C83	0.25	0.25	1002.03	663.28	0.66	66.19
C82	0.25	0.25	1002.03	700.17	0.70	69.88
C81	0.25	0.25	1002.03	700.59	0.70	69.92
C80	0.25	0.25	1002.03	700.59	0.70	69.92
C79	0.25	0.25	1002.03	700.49	0.70	69.91
C84	0.25	0.25	1002.03	673.34	0.67	67.20
C85	0.25	0.25	1029.99	698.06	0.68	67.77
C86	0.25	0.25	1002.03	816.08	0.81	81.44
C87	0.2	0.2	589.52	354.94	0.60	60.21
C88	0.2	0.2	589.52	354.94	0.60	60.21
C89	0.25	0.25	1002.03	815.19	0.81	81.35
C90	0.25	0.25	1029.99	701.01	0.68	68.06
D274	0.15	0.15	226.21	220.53	0.97	97.49

Fuente: Propia

7.4. Comparación de resultados de las dimensiones de los elementos solicitados a flexión y carga axial por ambas metodologías.

Partiendo de los resultados de diseño por ambas metodologías estos se confrontaron, obteniendo las secciones y porcentajes de trabajo mostradas en la tabla 72 y 73 para las viguetas, vigas de cubierta, piso tipo, escalera y columnas.

Tabla 72. Resultados de elementos solicitados a flexión.

TIPO DE ELEMENTO	METODOLOGÍA ASD				METODOLOGÍA LRFD			
	b (mm)	h (mm)	Mact (MPa)	Mact/Mres (%)	b (mm)	h (mm)	Mact (MPa)	Mact/Mres (%)
Viguetas	75	300	10356188	81	75	280	14533632	73
Viga cubierta	150	270	17866171	85	150	270	24078984	60
Viga piso tipo	250	450	67131510	93	200	410	90641013	98
Viga escalera	150	250	6849225	51	120	250	11689566	56

Fuente: Propia

Tabla 73. Resultados de elementos a carga axial

Columna	ASD			LRFD		
	b(m)	h(m)	%	b(m)	h(m)	%
C23	0.3	0.3	75.90	0.25	0.25	67.93
C47	0.3	0.3	87.82	0.25	0.25	81.35
C52	0.25	0.25	64.52	0.2	0.2	60.21
C57	0.25	0.25	64.52	0.2	0.2	60.21
C62	0.3	0.3	87.13	0.25	0.25	81.47
C67	0.3	0.3	75.16	0.25	0.25	67.77
C71	0.3	0.3	86.47	0.25	0.25	67.19
C39	0.3	0.3	84.34	0.25	0.25	69.91
C70	0.3	0.3	84.34	0.25	0.25	69.92
C69	0.3	0.3	84.34	0.25	0.25	69.92
C68	0.3	0.3	84.25	0.25	0.25	69.88
C72	0.3	0.3	85.05	0.25	0.25	66.18
C73	0.25	0.25	60.23	0.2	0.2	57.19
C74	0.3	0.3	84.25	0.25	0.25	69.54
C75	0.3	0.3	85.01	0.25	0.25	69.91
C76	0.3	0.3	85.01	0.25	0.25	69.91
C77	0.3	0.3	84.25	0.25	0.25	69.54
C78	0.25	0.25	60.23	0.2	0.2	57.19
C83	0.3	0.3	85.95	0.25	0.25	66.19
C82	0.3	0.3	84.92	0.25	0.25	69.88
C81	0.3	0.3	85.01	0.25	0.25	69.92
C80	0.3	0.3	85.01	0.25	0.25	69.92
C79	0.3	0.3	85.01	0.25	0.25	69.91
C84	0.3	0.3	87.55	0.25	0.25	67.20
C85	0.3	0.3	71.37	0,25	0,25	67.77

C86	0.3	0.3	86.00	0.25	0.25	81.44
C87	0.25	0.25	64.52	0.2	0.2	60.21
C88	0.25	0.25	64.52	0.2	0.2	60.21
C89	0.3	0.3	85.83	0.25	0.25	81.35
C90	0.3	0.3	71.80	0.25	0.25	68.06
D274	0.17	0.17	87.79	0.15	0.15	97.49

Fuente: Propia

7.5. Resultados de masas por ASD.

7.5.1. Masas de viguetas.

Se calculó la masa de las viguetas, teniendo en cuenta dimensiones de 0.075mx0.3m con longitudes de 4.75 metros. Obteniendo una masa total de 23256 Kg como se muestra en la tabla 74.

Tabla 74. Masa de viguetas.

MASA DE VIGUETAS POR PISO					
Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)	ρ (Kg/m ³)	Masa uni (Kg)	MasaxPiso
0.075	0.3	4.75	544	58.14	5814

Masa (Kg) total de viguetas de la edificación	
Masa x piso	5814
Masa total	23256

Fuente: Propia

7.5.2. Masas de vigas.

Se calculó la masa de las vigas de cubierta, piso tipo y escaleras teniendo en cuenta las dimensiones mencionadas anteriormente. La masa total de las vigas fue de 66483.60 Kg, como se muestra en la tabla 75.

Tabla 75. Masas de vigas.

MASA DE VIGAS							
	Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)	ρ (Kg/m ³)	Masa uni (Kg)	Masa x piso	Masa total
Cubierta	0.15	0.27	5.0	544	110.16	5397.84	5397.84
Piso tipo	0.25	0.45	5.0	544	306.00	14994.00	59976.00
Escaleras	0.15	0.25	3.4	544	69.36	277.44	1109.76

**Masa (Kg) Total de vigas
de la edificación**

Masa total 66483.60

Fuente: Propia

7.5.3. Resultado de masa de columnas.

Se calculó la masa de las columnas de cubierta y de piso tipo, teniendo en cuenta que se obtuvieron dimensiones de 0.3x0.3 y de 0.25x0.25 y que la longitud de las columnas es mayor en cubierta, esto debido a que las dimensiones de las vigas son menores. La masa total por piso de las columnas de cubierta fue de 3765.779Kg, La masa total por piso de las columnas de piso tipo fue de 3516.552Kg, como se observa en la tabla 76.

Tabla 76. Masa de columnas de cubierta.

MASA COLUMNAS							
Elemento	Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)	ρ (Kg/m ³)	Masa uni (Kg)	Masa x piso (Kg)	Total
COLUMNAS	0,3	0,3	2,55	544	124,84	2996,35	3516,55
PISO TIPO	0,25	0,25	2,55	544	86,7	520,2	
COLUMNAS	0,3	0,3	2,73	544	133,66	3207,85	3764,77
CUBIERTA	0,25	0,25	2,73	544	92,82	556,92	

Fuente: Propia

7.5.3.1. Masa de diagonales.

Como se observa en la tabla 77, se calculó la masa por piso de las diagonales, teniendo en cuenta el número de diagonales por piso y las dimensiones obtenidas mediante el diseño. La masa total por piso fue de 1466.7Kg.

Tabla 77. Masa diagonales.

MASA DIAGONALES					
Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)	ρ (Kg/m ³)	Masa uni (Kg)	Masa x piso (Kg)
0.17	0.17	2.91	544	45.83	1466.76
Total x piso (Kg)					1466.76

La masa total de los elementos solicitados a carga axial de una edificación de porticos con diagonales diseñados bajo la metodología ASD fue de 25909.48 Kg, como se muestra en la tabla 78.

Tabla 78. Masa total de elementos solicitados a carga axial.

Masa (Kg) total de la edificación	
Masa (Kg)	25909.48
Fuente: Propia	

7.6. Resultados de masas por LRFD.

7.6.1. Masas de viguetas.

Se calculó la masa de las viguetas, teniendo en cuenta dimensiones de 0.075mx0.27m con longitudes de 4.80 metros. Obteniendo una masa total de 21150.72 Kg como se muestra en la tabla 79.

Tabla 79. Masa de viguetas.

MASA DE VIGUETAS POR PISO					
Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)	ρ (Kg/m ³)	Masa uni (Kg)	MasaxPiso
0.075	0.27	4.8	544	52.8768	5287.68

MASA (Kg) TOTAL DE VIGUETAS DE LA EDIFICACION	
MasaxPiso	5287.68
Masa total	21150.72
Fuente: Propia	

7.6.2. Masas de vigas.

Se calculó la masa de las vigas de cubierta, piso tipo y escaleras teniendo en cuenta las dimensiones mencionadas anteriormente. La masa total de las vigas fue de 50001.49 Kg, como se muestra en la tabla 80.

Tabla 80. Masas de vigas.

MASA DE VIGAS							
	Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)	ρ (Kg/m³)	Masa uni (Kg)	Masa x piso	Masa total
Cubierta	0.15	0.27	5.00	544	110.16	5397.84	5397.84
Piso tipo	0.20	0.41	5.00	544	223.04	10928.96	43715.84
Escaleras	0.12	0.25	3.40	544	55.488	221.95	887.81

Masa (Kg) Total de vigas de la edificación	
Masa total	50001.49
Fuente: Propia	

7.6.3. Resultado de masas de columnas y diagonales.

7.6.3.1. Masa de columnas

Se calculó la masa de las columnas de cubierta y de piso tipo, teniendo en cuenta que se obtuvieron dimensiones de 0.25x0.25 y de 0.20x0.20 y que la longitud de las columnas es mayor en cubierta, esto debido a que las dimensiones de las vigas son menores. La masa total por piso de las columnas de cubierta fue de 2584.10Kg y la masa total por piso de las columnas de cubierta fue de 2451.59Kg, como se observa en la tabla 81.

Tabla 81. Masa de columnas de cubierta

MASA COLUMNAS							
Elemento	Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)	p (Kg/m3)	Masa uni (Kg)	Masa x piso (Kg)	Total
COLUMNAS	0.25	0.25	2.59	544	88.06	2113.44	2451.59
PISO TIPO	0.2	0.2	2.59	544	56.35	338.15	
COLUMNAS	0.25	0.25	2.73	544	92.82	2227.68	2584.10
CUBIERTA	0.2	0.2	2.73	544	59.40	356.42	

7.6.3.2. Masa de diagonales

Como se observa en la tabla 82, se calculó la masa por piso de las diagonales, teniendo en cuenta el número de diagonales por piso y las dimensiones obtenidas mediante el diseño. La masa total por piso fue de 1141.94Kg.

Tabla 82. Masa diagonales.

MASA DIAGONALES						
Base (m)	Altura (m)	Longitud (m)	p (Kg/m3)	Masa uni (Kg)	Masa x piso (Kg)	
0.15	0.15	2.91	544	35.68	1141.94	
					Total x piso (Kg)	1141.94

Fuente: Propia

La masa total de los elementos solicitados a carga axial de una edificación de porticos con diagonales diseñados bajo la metodología LRFD fue de 18497.74 Kg, como se muestra en la tabla 83.

Tabla 83. Masa total de elementos solicitados a carga axial

MASA (Kg) TOTAL DE LA EDIFICACIÓN	
Masa (Kg)	18497.74
Fuente: Propia	

7.7. Comparación de resultados de masas de la estructura por ambas metodologías.

En la tabla 84 se muestra la comparación de resultados en cuanto a términos de masas para la metodología de esfuerzos admisibles y factores de resistencia y carga para cada uno de los elementos estructurales, y para la estructura total en general.

Tabla 84. Comparación de masas.

ELEMENTO	MASA TOTAL DE LA EDIFICACION (Kg)	
	ASD	LRFD
Viguetas	23256	21150,72
Vigas	66483,6	50001,49
Columnas	25909,48	18497,74
	115649,08	89649,95

7.8. Análisis de resultados.

- La masa total de viguetas por la metodología ASD fue de 23256 Kg, a diferencia de la metodología LRFD con una masa total de 21151 Kg, a causa de esto se obtuvo un ahorro de material por la metodología LRFD del 9.05%.
- La masa total de vigas por la metodología ASD fue de 66844 Kg, en contraste, por la metodología LRFD fue de 50001 Kg, debido a esto, se obtiene un ahorro de material por la metodología LRFD del 25.20%.
- La masa total de elementos a carga axial (columnas y diagonales) por la metodología ASD fue de 25909 Kg, en comparación, la masa de estos por la metodología LRFD fue de 18497 Kg, en consecuencia, se obtiene que por la metodología LRFD se obtiene un ahorro de material del 28.75%.
- Al comparar una edificación de pórticos de madera con diagonales por las metodologías ASD y LRFD, se obtuvo que la masa total de la estructura por LRFD fue de 89650 Kg Con un porcentaje de ahorro de material de 22.48 % en comparación a los resultados de la masa total de la estructura por ASD que fue de 115649 Kg obteniendo un diseño optimo por la metodología LRFD.

8. RECOMENDACIONES DE UTILIDAD

La madera es un material natural, susceptible de sufrir ataques de parásitos, insectos u hongos que la deterioran y destruyen. Por lo anterior es necesario aplicar tratamientos de preservación que garanticen la durabilidad y buen funcionamiento. Para la inmunización de la madera existen dos tipos de procedimientos, que se clasifican en tratamientos superficiales y profundos.

8.1. Tratamientos superficiales y profundos

Los tratamientos superficiales se caracterizan por no superar los tres milímetros de la capa protectora de la madera, son recomendados en situaciones en donde la madera no este expuesta a humedad o ataque de insectos. Por otra parte, los tratamientos de profundidad penetran el 100% del elemento y son recomendados en situaciones donde la madera está expuesta a condiciones extremas, como altos porcentajes de humedad o aumentos de temperatura y ataques de insectos.

Teniendo en cuenta lo mencionado anteriormente, se recomienda usar un tratamiento de profundidad para la estructura planteada, con el fin de prevenir ataques de insectos, principalmente del *Anobium punctatum* (gorgojo de madera seca), debido a que este se caracteriza por ser un importante destructor de maderas blandas y secas, como lo es la madera seleccionada en la presente investigación, adicional a esto, este se encuentra en todos los climas.

8.2. Pintura inmunizante para madera.

Existen diferentes causas que pueden llegar a reducir la vida útil de la madera, algunas de estas son la fotodegradación, que se presenta por la exposición solar, el daño causado por insectos y altos porcentajes de humedad. A causa de esto, se requiere inmunizar la madera con pinturas especiales.

A continuación, se recomiendan algunos inmunizantes existentes en el mercado que previenen lo mencionado anteriormente.

- Inmunizante Aleman para madera 30L Profilan: Barniz - Lasur para la protección y decoración de la madera usada en interiores y exteriores,

fungicida, hidrófugo, brinda protección contra los rayos Uv⁴¹.

- Merulex I.F.A Sika: Inmunizante insecticida y fungicida contra hongos, termitas y gorgojos⁴².
- Stacon negro inmunizante e impermeabilizante Proquimcol: Pintura impermeabilizante e inmunizante, que prolonga la vida útil de la madera, de rápido secado y listo para usar⁴³.

Se considera conveniente remitirse a las recomendaciones dadas en el título G.11 – Preparación, fabricación, construcción, montaje y mantenimiento del Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10.

⁴¹ Tomado de: <http://www.homecenter.com.co/homecenter-co/product/102501/Inmunizante-Aleman-Para-Madera-30L/102501> Consultado (24/03/2018)

⁴² Tomado de: <http://www.homecenter.com.co/homecenter-co/product/30629/Merulex-I.F.A-20-Kilos/30629> Consultado (24/03/2018)

⁴³ Tomado de: <http://www.homecenter.com.co/homecenter-co/product/104089/INMUNIZANTE-IMPERMEABIL.-PINTURA-MADERA> Consultado (24/03/2018)

9. CONCLUSIONES

- En los elementos solicitados a flexión, (vigas de cubierta y viguetas) se evidenció que la principal restricción en el diseño de ambas metodologías fue la deflexión, por esta razón, las dimensiones de los elementos no pudieron reducirse aún más, ocasionando, que el porcentaje de trabajo no fuera óptimo y las dimensiones de las vigas de cubierta fueran las misma por ambas metodologías.
- En el diseño de columnas se encontró que para todos los elementos hubo una constante de disminución en la sección, de la metodología ASD a la metodología LRFD, correspondiente a 5cm.
- Se comprobó que a pesar de que en la metodología LRFD las cargas son mayores a las cargas usadas en la metodología ASD, los factores mediante los cuales se modifican los esfuerzos resistentes de cada una, aseguran un mejor aprovechamiento y menores secciones para la metodología LRFD.