



Sede Heredia

Facultad de Ingenierías y Tics

Escuela de Ingeniería Civil

Plan (2010-01 /2100-24)

Proyecto de investigación

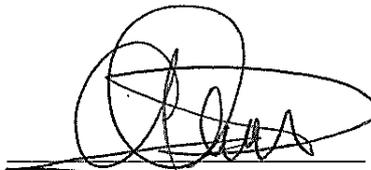
Análisis del efecto de las cargas de viento en el diseño de marcos de concreto y acero

Fernando Fung Schmitz

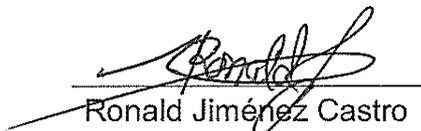
03-abril-2023

TRIBUNAL EXAMINADOR

Este proyecto titulado: Análisis del efecto de las cargas de viento en el diseño de marcos de concreto y acero, por el (la) estudiante: Fernando Fung Schmitz, fue aprobado por el Tribunal Examinador de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Latina, Sede Heredia, como requisito para optar por el grado de Licenciatura en Ingeniería Civil:



Gerardo Chacón Rojas
Tutor



Ronald Jiménez Castro
Lector



Luis Alejandro Carvajal Soto
Representante de la Escuela

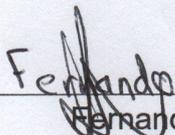
DECLARACIÓN JURADA

Yo, Fernando Fung Schmitz estudiante de la Universidad Latina de Costa Rica, declaro bajo la fe de juramento y consciente de las responsabilidades penales de este acto, que soy Autor Intelectual del Proyecto de Graduación titulado:

Análisis del efecto de las cargas de viento en el diseño de marcos de concreto y acero.

Por lo que libero a la Universidad de cualquier responsabilidad en caso de que mi declaración sea falsa.

Firmo en San José, Costa Rica, martes, 7 de noviembre de 2023



Fernando Fung Schmitz

Licencia De Distribución No Exclusiva (carta de la persona autora para uso didáctico)

Universidad Latina de Costa Rica

Yo (Nosotros): Fernando Fung Schmitz

De la Carrera / Programa: Ingeniería Civil
Licenciatura

Modalidad de TFG: Proyecto de Graduacion

Titulado: Análisis del efecto de las cargas de viento en el diseño de marcos de concreto y acero

Al firmar y enviar esta licencia, usted, el autor (es) y/o propietario (en adelante el "**AUTOR**"), declara lo siguiente: **PRIMERO:** Ser titular de todos los derechos patrimoniales de autor, o contar con todas las autorizaciones pertinentes de los titulares de los derechos patrimoniales de autor, en su caso, necesarias para la cesión del trabajo original del presente TFG (en adelante la "**OBRA**"). **SEGUNDO:** El **AUTOR** autoriza y cede a favor de la **UNIVERSIDAD U LATINA S.R.L.** con cédula jurídica número 3-102-177510 (en adelante la "**UNIVERSIDAD**"), quien adquiere la totalidad de los derechos patrimoniales de la **OBRA** necesarios para usar y reusar, publicar y republicar y modificar o alterar la **OBRA** con el propósito de divulgar de manera digital, de forma perpetua en la comunidad universitaria. **TERCERO:** El **AUTOR** acepta que la cesión se realiza a título gratuito, por lo que la **UNIVERSIDAD** no deberá abonar al autor retribución económica y/o patrimonial de ninguna especie. **CUARTO:** El **AUTOR** garantiza la originalidad de la **OBRA**, así como el hecho de que goza de la libre disponibilidad de los derechos que cede. En caso de impugnación de los derechos autorales o reclamaciones instadas por terceros relacionadas con el contenido o la autoría de la **OBRA**, la responsabilidad que pudiera derivarse será exclusivamente de cargo del **AUTOR** y este garantiza mantener indemne a la **UNIVERSIDAD** ante cualquier reclamo de algún tercero. **QUINTO:** El **AUTOR** se compromete a guardar confidencialidad sobre los alcances de la presente cesión, incluyendo todos aquellos temas que sean de orden meramente institucional o de organización interna de la **UNIVERSIDAD**. **SEXTO:** La presente autorización y cesión se registrará por las leyes de la República de Costa Rica. Todas las controversias, diferencias, disputas o reclamos que pudieran derivarse de la presente cesión y la materia a la que este se refiere, su ejecución, incumplimiento, liquidación, interpretación o validez, se resolverán por medio de los Tribunales de Justicia de la República de Costa Rica, a cuyas normas se someten el **AUTOR** y la **UNIVERSIDAD**, en forma voluntaria e incondicional. **SÉPTIMO:** El **AUTOR** acepta que la **UNIVERSIDAD**, no se hace responsable del uso, reproducciones, venta y distribuciones de todo tipo de fotografías, audios, imágenes, grabaciones, o cualquier otro tipo de

presentación relacionado con la **OBRA**, y el **AUTOR**, está consciente de que no recibirá ningún tipo de compensación económica por parte de la **UNIVERSIDAD**, por lo que el **AUTOR** haya realizado antes de la firma de la presente autorización y cesión. **OCTAVO:** El **AUTOR** concede a **UNIVERSIDAD.**, el derecho no exclusivo de reproducción, traducción y/o distribuir su envío (incluyendo el resumen) en todo el mundo en formato impreso y electrónico y en cualquier medio, incluyendo, pero no limitado a audio o video. El **AUTOR** acepta que **UNIVERSIDAD.** puede, sin cambiar el contenido, traducir la **OBRA** a cualquier lenguaje, medio o formato con fines de conservación. **NOVENO:** El **AUTOR** acepta que **UNIVERSIDAD** puede conservar más de una copia de este envío de la **OBRA** por fines de seguridad, respaldo y preservación. El **AUTOR** declara que el envío de la **OBRA** es su trabajo original y que tiene el derecho a otorgar los derechos contenidos en esta licencia. **DÉCIMO:** El **AUTOR** manifiesta que la **OBRA** y/o trabajo original no infringe derechos de autor de cualquier persona. Si el envío de la **OBRA** contiene material del que no posee los derechos de autor, el **AUTOR** declara que ha obtenido el permiso irrestricto del propietario de los derechos de autor para otorgar a **UNIVERSIDAD** los derechos requeridos por esta licencia, y que dicho material de propiedad de terceros está claramente identificado y reconocido dentro del texto o contenido de la presentación. Asimismo, el **AUTOR** autoriza a que en caso de que no sea posible, en algunos casos la **UNIVERSIDAD** utiliza la **OBRA** sin incluir algunos o todos los derechos morales de autor de esta. **SI AL ENVÍO DE LA OBRA SE BASA EN UN TRABAJO QUE HA SIDO PATROCINADO O APOYADO POR UNA AGENCIA U ORGANIZACIÓN QUE NO SEA UNIVERSIDAD U LATINA, S.R.L., EL AUTOR DECLARA QUE HA CUMPLIDO CUALQUIER DERECHO DE REVISIÓN U OTRAS OBLIGACIONES REQUERIDAS POR DICHO CONTRATO O ACUERDO.** La presente autorización se extiende el día 7 de noviembre de 2023 a las 11:30

Firma del estudiante(s):

Fernando

Carta de aprobación del filólogo

Cartago, 28 de setiembre de 2023

Los suscritos, Elena Redondo Camacho, mayor, casada, filóloga, incorporada a la Asociación Costarricense de Filólogos con el número de carné 0247, portadora de la cédula de identidad número 3-0447-0799 y, Daniel González Monge, mayor, casado, filólogo, incorporado a la Asociación Costarricense de Filólogos con el número de carné 0245, portador de la cédula de identidad número 1-1345-0416, ambos vecinos de Quebradilla de Cartago, revisamos el trabajo final de graduación que se titula: *Análisis del efecto de las cargas de viento en el diseño de marcos de concreto y acero*, sustentado por Fernando Fung Schmitz.

Hacemos constar que se corrigieron aspectos de ortografía, redacción, estilo y otros vicios del lenguaje que se pudieron trasladar al texto. A pesar de esto, la originalidad y la validez del contenido son responsabilidad directa de la persona autora.

Esperamos que la participación de Filólogos Bórea Costa Rica satisfaga los requerimientos de la Universidad Latina de Costa Rica.

X

Elena Redondo Camacho
Filóloga - Carné ACFIL n.º 0247

X

Daniel González Monge
Filólogo - Carné ACFIL n.º 0245

Resumen

En este trabajo de investigación se analizan los efectos que ocasionan las cargas de viento en el diseño de marcos de concretos y acero sismorresistentes. Esto ya que a finales de marzo de 2023 se publicó el documento de los *Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificios en Costa Rica* y como todo nuevo lineamiento se tiene que hacer un análisis que estipule los posibles cambios que puede generar su uso. Junto con esto, en el país hay gran incentivo para construir edificaciones de mayor altura, las cuales tienen afectaciones por viento mayores que aquellas de menor altura, por lo que tener un conjunto de lineamientos contra el viento que sean adecuados es lo ideal para la seguridad y conformidad de los edificios y de las personas que los habitan.

Para efectuar el propósito de esta investigación se hizo un análisis estático y estructural, mediante el uso del programa SAP2000, para analizar dos estructuras tipo marcos (una de concreto y una de acero); las dos establecidas en la zona IV del mapa de zonificación sísmica al igual que el de la zonificación eólica. El análisis estructural se hizo dos veces en ambas estructuras, primero se aplicaron las cargas de sismo junto con sus combinaciones y después se aplicaron por separado las cargas de viento junto con sus combinaciones. Tras esto se diseñaron los elementos estructurales (vigas y columnas) usando los momentos y cortantes últimos de las combinaciones de resistencia de sismo y viento respectivamente. Para finalizar, con el diseño finalizado se calcularon las cantidades de materiales para los elementos con los cuales se calcularon dos indicadores, uno para kg de acero por metro cúbico de concreto (estructura de concreto) y kg de acero por m² de área (estructura de acero).

En cuanto a los resultados, se encuentra que las deflexiones, razones de deriva y cortante por piso demuestran que en las dos estructuras la carga que rige es la de sismo. Esto es soportado por los valores que se obtienen para ambos indicadores, los cuales demostraron que los elementos diseñados por sismo requieren de una mayor cantidad de acero que aquellos diseñados por viento.

Abstract

In this research work the investigator will be analyzing the effects of the wind loads on the design of seismic-resistant concrete and steel frames. This is because at the end of March 2023 the document *Technical Guidelines for the Calculation and Application of Wind Forces in the Design and Construction of Buildings in Costa Rica* was published and as any new *guideline*, an analysis has to be made to estimate any possible changes that could be generated by its use; along with this, in the country there is a great incentive right now to build taller buildings, which have greater wind effects than those of lower height; therefore, having a set of guidelines against wind that are adequate would be ideal for the safety and compliance of the buildings and the people who live in them.

To conduct the purpose of this research, a static and structural analysis was made, using the SAP2000 program, for the analysis two frame structures (one concrete and one steel); both were established in the zone IV of the seismic zoning map as well as the wind zoning map. The analysis of the structure was performed twice in both structures, first the seismic loads were applied together with their respective combinations and then in another analysis the wind loads were applied with their respective combination. After this, the design of the structural elements (beams and columns) was done using the bending moment and shear force of the earthquake and wind resistant combination, respectively. Finally, with the design finalized, the quantities of material for the elements can be calculated with which two indicators obtained, one for kg of steel per cubic meter of concrete (concrete structures) and the other one for kg of steel per square meter of area (steel structures).

The final results show that the deflection, drift ration and total shear per floor shows that in both structures in both structures the load that governs the analysis and design was the seismic load, this result can be further supported by the values obtained from both indicator, which showed that the elements designed for the seismic load required a greater amount of steel in comparison to those designed for the wind loads.

Índice

Capítulo I. Introducción.....	20
Antecedentes.....	20
Antecedentes nacionales.....	20
Antecedentes internacionales.....	21
Planteamiento del problema.....	22
Hipótesis.....	22
Objetivos.....	23
Objetivo general.....	23
Objetivos específicos.....	23
Justificación.....	23
Alcances y limitaciones.....	24
Alcances.....	24
Limitaciones.....	24
Impacto.....	25
Capítulo II. Fundamentación teórica.....	26
Análisis estructural.....	26
Análisis sísmico.....	28
Zonificación.....	28
Sitio de cimentación.....	29
Aceleración pico efectiva.....	29
Coeficiente sísmico.....	30
Carga sísmica.....	30
Combinaciones de cargas últimas de diseño.....	30
Método estático.....	31
Desplazamiento y derivas.....	31
Recálculo de periodo del primer modo de vibración.....	33
Análisis de viento.....	33
Categorías de diseño por viento.....	33
Nivel de demanda.....	34
Velocidades básicas del viento.....	35

	10
Presión básica del viento.	35
Presión de viento.....	35
Coeficientes.	36
De exposición.....	36
De recurrencia.	40
Topográfico.	41
De direccionalidad.	44
Acciones del viento.....	45
Presión externa y presión interna.	45
Dirección de las presiones de viento.....	45
Convención de signos.	45
Presión neta para diseño.....	46
Parapetos.	49
Combinaciones de carga y factores de participación.....	52
Consideraciones de servicio y de seguridad.....	53
Cantidad de materiales	54
Concreto armado	55
Componentes de concreto reforzado.....	56
Acero de refuerzo.	56
Acero longitudinal.....	57
Acero transversal.....	57
Alambre negro.....	58
Formaleta.	58
Vigas.	58
Columnas.	60
Losas de entrepiso.....	61
Acero estructural	63
Diseño en concreto	64
Vigas.....	64
Momento nominal.....	64
Área de acero.	65

	11
Diseño a cortante.....	65
Columnas.....	66
Diagrama de interacción.....	66
Diseño a cortante.....	68
Diseño en acero.....	70
Vigas.....	70
Columnas.....	71
Marcos IMF.....	75
Capítulo III. Metodología.....	77
Procedimiento de la investigación.....	77
Paradigma.....	78
Enfoque metodológico.....	78
Métodos de investigación.....	79
Categorías de análisis de investigación.....	80
Fuentes de información.....	81
Personas consultadas para obtener información.....	81
Fuentes de información.....	81
Población y muestra.....	81
Técnicas e instrumentos para la recolección de datos.....	82
Técnicas e instrumentos para el procesamiento y análisis de datos.....	82
Capítulo IV. Análisis de resultados.....	83
Geometría y dimensionamiento.....	83
Cálculo de cargas sísmicas.....	85
Cargas de viento.....	88
Presión de viento.....	88
Coeficientes.....	89
Presión de diseño.....	90
Revisión de derivas.....	91
Estructura de concreto.....	93
Estructura de acero.....	97
Cortante por piso.....	101

Diseño de concreto.....	108
Diseño de acero.....	111
Cantidades de materiales.....	114
Capítulo V. Conclusiones.....	118
Capítulo VI. Recomendaciones.....	119
Capítulo VII. Referencias bibliográficas.....	120
Capítulo VIII. Anexos.....	122

Índice de figuras

Figura 1 Etapas de un proyecto de ingeniería estructural típico	27
Figura 2 Mapa de zonificación para análisis sísmico	29
Figura 3 Definición de h	38
Figura 4 Rugosidad del terreno para el caso especial de D	38
Figura 5 Sectores de rugosidad	39
Figura 6 Coeficiente de exposición de viento según la altura y la categoría de exposición	40
Figura 7 Coeficientes para factor topográfico, C_t	43
Figura 8 Convención de signos para las presiones de viento.....	46
Figura 9 Coeficiente de presión externa para muros y techo	50
Figura 10 Casos de carga de diseño	51
Figura 11 Tabla para el cálculo de materiales de encofrado en columnas	61
Figura 12 Datos para cálculo de encofrado en losas de entrepiso	62
Figura 13 Datos para cálculo de encofrado en losas de entrepiso, continuación	62
Figura 14 Ejemplo de diagrama de interacción para columnas de concreto.....	67
Figura 15 Razón de esbeltez para sismo, λ_{hd} y λ_{md} , para elementos de acero en compresión ...	72
Figura 16 Razón de esbeltez para sismo, λ_{hd} y λ_{md} , para elementos de acero en compresión, continuación	73
Figura 17 Factor K para columnas de acero	74
Figura 18 Diagrama de flujo para procedimiento del TFG.....	78
Figura 19 Vista en planta para esquema de oficinas	84
Figura 20 Vista en elevación de plano esquemático-eje y	85
Figura 22 Patrón de carga manual para viento en SAP2000	92

Figura 23 Patrón de carga manual para viento-continuación.....	92
Figura 24 Patrón de carga ASCE7 para viento en SAP2000.....	93
Figura 25 Patrón de carga ASCE7 para viento en SAP2000.....	93
Figura 25 Detallado de sección transversal de columnas-diseño por sismo.....	111
Figura 27 Mapa de zonificación eólica de Costa Rica.....	122
Figura 28 Tabla de dimensiones y masas nominales para varillas de acero.....	123

Índice de tablas

Tabla 1 Aceleración pico efectiva.....	30
Tabla 2 Factores α para cálculos de derivas y desplazamientos	32
Tabla 3 Clasificación de las edificaciones según ocupación e importancia	34
Tabla 4 Periodo de retorno según demanda.....	34
Tabla 5 Parámetros de exposición del sitio.....	37
Tabla 6 Coeficiente de recurrencia	40
Tabla 7 Parámetros para la aceleración sobre sierra, cerro y escarpes	42
Tabla 8 Coeficiente de direccionalidad.....	44
Tabla 9 Variables para la estimación de G para edificaciones flexibles.....	49
Tabla 10 Coeficiente de presiones mínimas	52
Tabla 11 Periodos de retorno para el cálculo de derivas y desplazamientos laterales.....	54
Tabla 12 Límite superior de la razón de deriva	54
Tabla 13 Estimación de materiales para el concreto.....	55
Tabla 14 Estimación de materiales de concreto para $f^c = 280 \text{ kg/cm}^2$	56
Tabla 15 Propiedades de varilla de acero.....	56
Tabla 16 Cantidad de materiales	58
Tabla 17 Encofrado para vigas de concreto reforzado (voladizo)	58
Tabla 18 Encofrado para vigas de concreto reforzado (voladas), continuación	59
Tabla 19 Formato de cantidad para formaleta en vigas	60
Tabla 20 Formato de cantidad para formaleta en columnas	61
Tabla 21 Cantidad de madera para formaleta (losa entrepiso).....	63
Tabla 22 Criterios para la capacidad de cortante acero	66

Tabla 23 Estados límites para capacidad a tensión en vigas de acero	70
Tabla 24 Variables independiente, dependientes y herramientas para cada objetivo específico ..	80
Tabla 25 Personas consultadas para obtener la información requerida	81
Tabla 26 Datos iniciales para carga sísmica	85
Tabla 27 Desglase de cargas en la estructura.....	86
Tabla 28 Valores de las fuerzas sísmicas.....	87
Tabla 29 Límite superior de la razón de deriva inelástica para sismo	88
Tabla 30 Valores de $C_e(z)$ para cara de barlovento	89
Tabla 31 Valor de C_p para cada dirección de viento.....	90
Tabla 32 Valores de presión externa para todos los edificios.....	91
Tabla 33 Edificio de concreto diseño regido por sismo.....	108
Tabla 34 Edificio de concreto-diseño regido por viento.....	108
Tabla 35 Demandas y capacidades de cortante en vigas	109
Tabla 36 Demanda y capacidad de momento en vigas	109
Tabla 37 Valores de demanda vs. capacidad para columnas de acero	112
Tabla 38 Valores de demanda vs. capacidad en tensión para vigas de acero	112
Tabla 39 Valores de demanda vs. capacidad en un momento y cortante para viga de acero	112
Tabla 40 Relación de interacción para columnas de acero	113
Tabla 41 Indicadores de varillas de acero para estructura de concreto.....	114
Tabla 42 Indicadores de acero para estructura de concreto-viento.....	115
Tabla 43 Diferencia de peso y kg/m^2 para varilla de acero entre diseño por sismo y diseño por viento.....	116
Tabla 44 Indicadores para estructuras de acero	117

Tabla 45 Indicadores para estructura de acero por nivel, continuación.....	117
--	-----

Índice de gráficos

Gráfico 1 Altura (desplazamiento elástico-x) para estructuras de concreto	94
Gráfico 2 Altura(desplazamiento elástico-x) para estructura de concreto-viento.....	94
Gráfico 3 Altura (razón de deriva-x) para estructura de concreto	95
Gráfico 4 Altura (razón de deriva-x) para estructura de concreto-viento	95
Gráfico 5 Altura (desplazamiento elástico-y) para estructuras de concreto	96
Gráfico 6 Altura(desplazamiento-y) para estructura de concreto-viento.....	96
Gráfico 7 Altura (razón de deriva-y) para cada nivel de la estructura de concreto	97
Gráfico 8 Altura (razón de deriva-y) para estructura de concreto-viento	97
Gráfico 9 Altura (desplazamiento elástico-x) para estructuras de acero	98
Gráfico 10 Altura (desplazamiento elástico-x) para estructura de acero-viento.....	98
Gráfico 11 Altura (razón de deriva-x) para estructura de acero	99
Gráfico 12 Altura (razón de deriva-x) para estructura de acero-viento	99
Gráfico 13 Altura (desplazamiento elástico-y) para estructura de acero	100
Gráfico 14 Altura (desplazamiento elástico-y) para estructura de acero-viento.....	100
Gráfico 15 Altura (razón de deriva-y) para estructura de acero-sismo.....	101
Gráfico 16 Altura (razón de deriva-y) para estructura de acero-viento	101
Gráfico 17 Altura (cortante por piso-x) para estructura de concreto	102
Gráfico 18 Cortante por piso en el sentido x para estructura de concreto	102
Gráfico 19 Altura (cortante por piso-y) para estructuras de concreto.....	103
Gráfico 20 Cortante por piso en el sentido y de la estructura de concreto	103
Gráfico 21 Altura (cortante por piso-x) para estructura de acero	104
Gráfico 22 Cortante por piso en el sentido x de la estructura de acero.....	104

Gráfico 23 Altura (cortante por piso-y) para estructuras de acero	105
Gráfico 24 Cortante por piso en el sentido y de la estructura de acero.....	105
Gráfico 25 Comparativa de cortante por piso en x entre la estructura de acero y la de concreto	106
Gráfico 26 Comparativa de cortante por piso en y entre la estructura de acero y la de concreto	106
Gráfico 27 Comparativa de cortante por piso en x entre la estructura de acero y la de concreto	107
Gráfico 28 Comparativa de cortante por piso en y entre la estructura de acero y la de concreto	107
Gráfico 29 Diagrama de interacción para columnas de concreto-sismo.....	110
Gráfico 30 Diagrama de interacción de columnas de concreto-viento	110
Gráfico 31 Relación de interacción para columnas de acero-sismo	113
Gráfico 32 Relación de interacción de columnas de acero-viento.....	114
Gráfico 33 Kg/m ³ para varillas longitudinales de los elementos	116
Gráfico 34 Kg/m ³ para varilla de acero transversal de los elementos.....	116
Gráfico 35 Momento último en función de la longitud abrasado	122

Capítulo I. Introducción

Antecedentes

Antecedentes nacionales

En Costa Rica, los análisis estructurales son regidos por las fuerzas sísmicas. No obstante, después de los sucesos de los huracanes Otto (2016) y Nate (2017) se han presentado estudios como el de Forero Garfia (2022) titulado *Evaluación del impacto económico de los lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica en el diseño de naves industriales de acero*.

El autor se enfoca en el diseño de las estructuras, pero durante su proyecto demuestra un análisis estructural por viento mediante las metodologías del ASCE-7, el *Reglamento de construcción* y los *Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de la fuerza de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica*. Una de las conclusiones listadas a las cuales llega Forero Garfia (2022) es que el Reglamento de construcción tiene sustancialmente menor eficacia en comparación con el lineamiento, pues el primero entre su metodología omite hacer una revisión de derivas de viento.

Otra autora que enfocó su estudio en la cuestión del viento en Costa Rica fue Vázquez Vargas (2018) con su tesis de grado titulada *Análisis estructural de fachadas de vidrio templado con sistema de anclaje spider, ante cargas de viento en Costa Rica*. En el problema la autora explica que el diseño de fachadas de vidrio con accesorios *spider* no está soportado por normas o reglamentos de construcción, por lo que la forma en la que usualmente se hace es a través de métodos empíricos. Además, Vázquez Vargas (2018) estipula que el vidrio se ve cómo un elemento arquitectónico en lugar de uno estructural, algo que de acuerdo con ella otros países lo consideran como elemento estructural.

La tesis da una explicación en el marco teórico sobre la historia, las propiedades físicas, químicas y mecánicas del vidrio para usar como base para la creación de un método de análisis estructural. En cuanto al comportamiento estructural, Vázquez Vargas (2018) usa el método de muros cortinas para el análisis estructural, pues este: “Es un análisis convencional lineal estático” (p. 43).

La autora concluye que el vidrio y los elementos *spider* tienen que analizarse por métodos de análisis determinísticos que permitan determinar la resistencia por medio de: “Métodos de diseño basados en mecánica de fractura” (Vázquez Vargas, 2018, p. 111) esto, ya que las cargas de viento son las más críticas recibidas por el vidrio y el anclaje.

Antecedentes internacionales

En cuanto al ámbito internacional, los estudios del viento en los análisis estructurales son más conocidos, lo cual se debe a que en otras partes del mundo se estudiaron tales fenómenos de antemano. Este es el caso del estudio de Martín Rodríguez (2012) nombrado *Evaluación de la vulnerabilidad estructural de torres autosoportadas de telecomunicaciones bajo cargas de viento y sismo*. En su análisis emplea las cargas de sismo y viento en sus cálculos para afirmar que las estructuras autosoportadas son vulnerables a las fuerzas de viento. En su primera conclusión, Martín Rodríguez (2012) afirma su hipótesis de que la vulnerabilidad estructural de las torres autosoportadas es influenciada por las acciones de las cargas de viento.

En España, Esteban Apaza (2020) realizó la tesis titulada *Estudio de la influencia de las demandas de viento en un edificio de altura ubicado en zona de alta sismicidad y de la efectividad de los medios para optimizar su diseño*. En su investigación el autor denota que para edificios de gran altura la estructura tiene una vulnerabilidad a la acción del viento, ya que este perdura por periodos largos. Por este motivo, presenta el uso de dispositivos como los amortiguadores de masa sintonizada AMS para disipar las fuerzas constantes para: “Controlar vibraciones inducidas por viento y evaluar la influencia frente sismos” (Esteban Apaza, 2020, p. 3).

Esteban Apaza (2020) concluye que, aunque las derivas por las influencias del viento no superaban aquellas creadas por las cargas de sismos, el nivel de conformidad humana que generaría los movimientos bajo acciones cíclicas estaría clasificado por la norma española como *muy molesta*. Al mismo tiempo, en las conclusiones comparte que para la correcta funcionalidad del AMS (que amortigüe o reduzca), la estructura y el dispositivo tienen que estar sintonizados en cuanto a la frecuencia natural; de lo contrario, la respuesta del AMS es revertida a una de amplificación de respuesta.

Planteamiento del problema

Cualquier normativa que se publique por primera vez solo puede tener un respaldo teórico y no tanto práctico. Esto, pues durante la primera edición su uso en el diseño de edificaciones e infraestructuras es mínimo, lo que resulta preocupante en cuanto a cuáles cambios se tienen que hacer con respecto a los conceptos de diseño de estructuras para la estabilidad de estas. Asimismo, en el país (en especial en zonas de alta densidad poblacional) se puede apreciar un incremento de empresas, bancos o personas a construir edificios altos para distintos usos, lo que genera preocupación ante los efectos de las cargas de viento, seguido por la creación de los nuevos lineamientos técnicos de viento.

Estos nuevos lineamientos técnicos son un conjunto de nuevas normativas para el país. Por lo tanto, sus efectos en las estructuras no están claros; aún si su respaldo teoricopráctico se basa en las normativas del ASCE/SEI 7-10 y el Eurocódigo 1, porque los datos de estas normativas se basan en los estados climatológicos, topográficos y geográficos de sus respectivos lugares de origen. Además, al comparar los lineamientos con el CSCR 2010 REV14 se puede visualizar que las nuevas normativas no toman en cuenta los casos extremos como cuando un huracán toca tierra en el país. Con base en lo estipulado se pueden generar las siguientes preguntas que sirvan para guiar este trabajo de investigación:

- ¿Cuáles implicaciones para las estructuras y los indicadores (kg/m^3 y kg/m^2) de una edificación traerá aplicar los lineamientos técnicos de viento?
- ¿Cuáles cambios (estructurales o constructivos) supondrá el uso de los lineamientos técnicos del CFIA en el futuro de todo ingeniero estructural o constructor?

Hipótesis

El investigador de este proyecto considera que los marcos de las estructuras que tengan aplicadas las cargas de viento sufren derivas mayores al 2 % (que son el dato máximo de la razón de deriva propuesto por el CSCR-1, revisión, 2014). Igualmente, se espera ver incrementos en cuanto a las cantidades para el concreto reforzado y acero estructural (estos se obtienen a partir de los kilogramos de concreto y la tonelada de acero).

Objetivos

Objetivo general

Analizar los efectos de las cargas de viento en marcos de concreto y aceros sismorresistentes.

Objetivos específicos

1. Comparar las deflexiones totales, las razones de derivas y el cortante por piso, obtenidas con el diseño sísmico mediante el método sísmico contra los resultados del diseño de viento.
2. Verificar la diferencia entre las cantidades de materiales, utilizando los indicadores de cantidades kg/m^2 y kg de acero por metro cúbico de concreto.
3. Analizar los resultados para que se evalúe si posibles alternativas constructivas disminuirían la cantidad de material.
4. Determinar si los resultados de los nuevos lineamientos de viento generarán diferencias respecto a los resultados que se derivan del diseño por sismo.
5. Evaluar los resultados de carga última de marcos de acero con los nuevos requisitos para marco IMF del CSCR.

Justificación

Un tema implícito para todo ingeniero es que los lineamientos de los códigos de cualquier país afectan la forma en la que se construyen obras de infraestructuras o edificios; estas afectaciones pueden ser factores físicos o económicos. Profesionalmente, esto se entiende como que las estructuras cambien y esto puede representar un beneficio a las personas en cuanto a la seguridad de la estructura (ya que tiene mayor capacidad de soportar las cargas por las cuales se evalúan los elementos en los análisis estructurales) o pueden ser un problema que genere incrementos en el peso de la estructura que suponga un incremento elevado en los costos.

Estos cambios son la razón por la que se hace este estudio, ya que al saber las implicaciones se determina cómo es que en el futuro los profesionales responsables diseñarán y ejecutarán las obras de edificaciones. Esto en especial con el uso de elementos secundarios de las estructuras.

Como ejemplo de lo anterior se encuentra que las dimensiones de las vigas y columnas de un edificio de concreto tienen que ser mayores que aquellas que se usaban después de tener que implementar los lineamientos técnicos, debido a que las cargas de viento incrementaron las demandas de la edificación tras hacer el análisis estructural y los desplazamientos. Esto puede generar problemas en cuanto al costo de la construcción del edificio, ya que los valores de volumen de concreto y los kilogramos por metro cúbico de acero por unidad de concreto incrementarían.

Otro motivo por el cual la ejecución de este proyecto es necesaria es que analizar los efectos de cualquier norma que se establezca en edificios *ficticios* permite establecer referencias en cuanto a qué se hace erróneo y cómo se pueden mejorar las descripciones y prácticas. Esto se puede ver hasta en el CSCR-2010 REV14 que es un código relativamente nuevo, cuya primera publicación fue en 1974, de acuerdo con la Revista CFIA (s. f.) y el Código Sísmico de Costa Rica (2018) y que los ingenieros en los años 60 y 70 lo referían como el *libro azul*. En esa época el *libro azul* no era algo que tuviese *peso* en cuanto a los procedimientos sobre cómo se tiene que analizar una estructura para que esta pueda resistir las cargas sísmicas.

Alcances y limitaciones

Alcances

- Se calculan las deflexiones y razones de derivas mediante el análisis estático.
- Se evalúa en la zona IV para análisis sísmico y el análisis de viento.
- Se calcula la diferencia de las cantidades de materiales en kg/m^3 , para acero de refuerzo y en tonelada/m^2 para acero estructural.
- Las vigas de concreto tienen dimensiones de $0.6 \times 0.25 \times 6$ m en una dirección y $0.6 \times 0.2 \times 5$ m en la otra, las columnas son de $0.6 \times 0.6 \times 3.1$ m.
- El periodo se calcula mediante el método de Rayleigh del código sísmico.

Limitaciones

- La verificación del periodo fundamental se hace con el análisis modal.
- Los resultados del análisis estático se verifican con el análisis dinámico.

- Las dimensiones de las vigas y columnas se mantendrán respectivamente a través de la altura del edificio para evitar hacer varios diseños.
- En caso de haber propuestas de sistemas constructivos, no se analizan, sino se dejará como opinión de posibles contramedidas ante el viento.
- No se harán cálculos de costos por cantidades de materiales.

Impacto

Esta investigación genera datos comparativos de análisis y de diseño, tanto para sismo como para viento. Estos valores se pueden usar para facilitar la toma de decisiones en cuanto a si los lineamientos técnicos son un beneficio o una adversidad a los diseños de edificaciones mediante los métodos convencionales usados actualmente. En caso de ser un beneficio se pueden generar sistemas constructivos que mejoren las estructuras, de igual forma, se pueden producir diseños que permitan aprovechar las fuerzas de viento en las estructuras del país. De lo contrario, si es una adversidad se tienen que llevar a cabo más investigaciones que determinen qué es lo que se necesita ajustar en los lineamientos para que puedan cumplir con las condiciones topográficas o climatológicas del país.

Asimismo, esta investigación puede mejorar los artículos de los lineamientos técnicos actuales si se ve que hay discrepancia en los resultados o falta de más artículos. Por último, si los resultados revelan pocos cambios de los métodos convencionales se pueden unificar los lineamientos con el CSCR 2010 REV14.

Capítulo II. Fundamentación teórica

Análisis estructural

De acuerdo con Kassimali (2015): “El análisis estructural es la predicción del desempeño de una estructura ante las cargas prescritas y/o efectos externos, tales como movimientos en los apoyos y cambios de temperatura” (p. 3). Se trata de una forma conceptualizada descrita por el autor para explicar que los análisis que se efectúan en una estructura se llevan a cabo para obtener resultados que expliquen cómo es que las fuerzas externas o propias de las estructuras afectan el movimiento y diseño de la estructura.

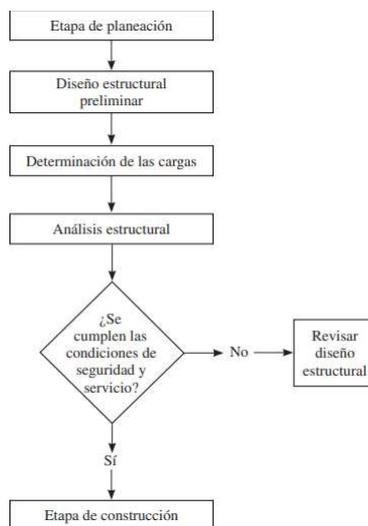
Este análisis estructural es uno de los componentes principales para el correcto diseño de una estructura, ya que le permite saber al ingeniero responsable cuáles son las fuerzas/reacciones internas que genera la estructura cuando se somete a fuerzas externas. Por ende, este proceso es iterativo por naturaleza, pues se tiene que hacer una revisión con las condiciones de seguridad y servicio de la estructura para evitar problemas de corte o deflexiones exageradas que causarían desestabilización o el colapso de esta.

La función de un análisis estructural en cualquier proyecto de ingeniería estructural no puede ser resumido en simples cálculos, sino que se tiene que visualizar en un diagrama como la figura expuesta a continuación:

En el diagrama de flujo de la Figura 1 se ve que existen diferentes etapas que permiten definir características del redimensionamiento de la estructura, las cuales se pueden considerar como importantes. Por ejemplo, el tipo de concreto por usar, las dimensiones de las columnas y vigas, las cargas que se pondrán en la estructura, las conexiones de la estructura al suelo, etc.

Figura 1

Etapas de un proyecto de ingeniería estructural típico



Nota. Gráfico de procedimiento para el análisis estructural de un edificio. De Análisis Estructural: Introducción de análisis estructural, por A. Kassimali, 2015.

Las etapas expuestas en la Figura 1 se definen individualmente, en concordancia con la forma en la que Kassimali (2015) lo establece:

1. Etapa de planeamiento: Esta etapa de diseño conforma la sección en donde el ingeniero a cargo define constantes como los requisitos fundamentales de la estructura, las dimensiones de los elementos estructurales, rigidez del marco que se utiliza y el tipo de material con el que se construirá la estructura (acero, concreto reforzado, mampostería, etc.).

A esto se le pueden incluir contemplaciones de factores no estructurales, de impacto ambiental, entre otros. El resultado proporcionado al final de la etapa habitualmente conforma un sistema estructural que acata los requisitos de funcionalidad y es lo más económico posible. Como consecuencia de todas estas estipulaciones que se tienen que lograr, la etapa de planeamiento se considera como la más crucial de todo el proyecto, por lo que se debe tener experiencia profesional al igual que el conocimiento de las prácticas de construcción.

2. Diseño estructural preliminar: En esta etapa se determinan las dimensiones de los elementos estructurales estipulados en la fase anterior mediante un análisis aproximado.
3. Determinación de las cargas: Aquí se establecen todas las cargas que se espera que actúen en la estructura.

4. Análisis estructural: En esta sección se utilizan los valores determinados de las cargas para generar un análisis estructural que provea datos de los esfuerzos resultantes en los elementos, al igual que las deflexiones en distintos puntos de la estructura.
5. Revisión por servicio y seguridad: Con los datos del análisis estructural se hace una revisión en la que se determina si la estructura cumple con los requerimientos de los códigos de diseño. En caso de ser así se realiza la ejecución de la obra mediante los planos que se diseñaron, junto con sus especificaciones de construcción.
6. Revisión de diseño estructural: Cuando la estructura no pasa la revisión anterior se tienen que redimensionar los elementos y volver a hacer las fases 3-5 del diagrama anterior hasta encontrar elementos que cumplan los requisitos.

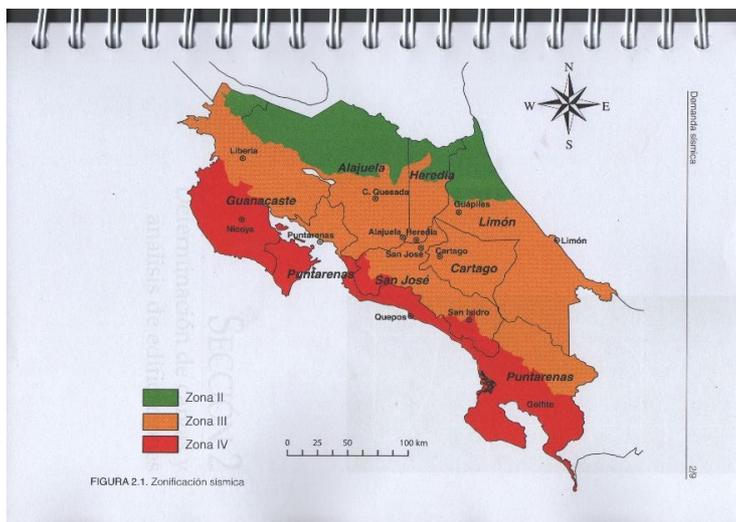
Análisis sísmico

Los análisis sísmicos sirven para demostrar que las dimensiones de los elementos de la estructura al igual que la configuración de este sean capaces de resistir los efectos sísmicos que dependen de la zona sísmica en la que se planea construir. Para elaborar este proyecto de investigación se usa el método estático proporcionado en el Código Sísmico de Costa Rica 2010, revisión 2014 (CSCR-14).

Zonificación. Dentro del Código Sísmico de Costa Rica en la sección 1 se encuentra un mapa del país, el cual está segregado en tres zonas sísmicas (zona I, zona II, zona III). En la Figura 2 se demuestra esta segregación.

Figura 2

Mapa de zonificación para análisis sísmico



Nota. Zonas sísmicas designadas por riesgo mediante los colores verde, naranja y rojo. De Código Sísmico de Costa Rica: Capítulo 2 Demanda sísmica, por CFIA, 2014.

Sitio de cimentación. Estos son los lugares en donde se empalman las estructuras. Por lo tanto, el Código Sísmico establece diferentes tipos de acuerdo con su composición:

Sitio tipo S₁: Un perfil de roca o suelo rígido o denso con propiedades semejantes a la roca.

Sitio tipo S₂: Un perfil de suelo con condiciones predominantes de medianamente denso a denso o de medianamente rígido a rígido.

Sitio tipo S₃: Un perfil de suelo con 6 a 12 m de arcilla de consistencia de suave a medianamente rígida o con más de 6 m de suelos no cohesivos de poca a media densidad.

Sitio tipo S₄: Un perfil de suelo que contenga un estrato de más de 12 m de arcilla suave (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2014, pp. 2-6).

Aceleración pico efectiva. Los valores siguientes son datos establecidos de la aceleración pico efectiva, a_{ef} , con base en la zonificación sísmica y tipo de sitio que se eligió. Estos parámetros son indicadores para movimientos sísmicos que ocurren en un periodo de retorno de 475 años.

Tabla 1
Aceleración pico efectiva

Tipo de sitio	Zona I	Zona II	Zona III
S ₁	0.2	0.3	0.4
S ₂	0.24	0.33	0.4
S ₃	0.28	0.36	0.44
S ₄	0.34	0.36	0.36

Nota. Zona sísmica, tipo de suelo y valores de aceleraciones pico efectivas. De Código Sísmico de Costa Rica: Capítulo 2, por CFIA, 2014.

Coefficiente sísmico. Para ambas direcciones ortogonales (x o y) de las sollicitaciones horizontales del sismo, el coeficiente sísmico C , se obtiene de la siguiente fórmula.

$$C = \frac{a_{ef}^{IFED}}{SR} \quad (1)$$

Carga sísmica. La carga sísmica, CS , se obtiene al encontrar el peso por nivel, W_i , calculado mediante la suma entre la carga permanente del nivel más una fracción de la carga temporal. Esta fracción se obtiene de las siguientes opciones.

- Equipos o instalaciones fijas a la estructura: 1.00.
- Cargas en bodegas: 0.25.
- Cargas en edificios: 0.15.
- Cargas en azoteas, marquesinas y techos: 0.00.

Combinaciones de cargas últimas de diseño. Cada elemento, componente o unión de la estructura y esta como unidad, debe tener capacidad para resistir las siguientes combinaciones de carga.

$$CU = 1.4 * CP \quad (2)$$

$$CU = 1.2 * CP + 1.6 * CT + 1.6 * CE \quad (3)$$

$$CU = 1.05 * CP + f_1 * f_R * CT \pm CS + CE \quad (4)$$

$$CU = 0.95 * CP \pm CS + CE \quad (5)$$

Método estático. El uso de este método de análisis sísmico establece de forma determinista cargas resumidas dentro del primer modo de oscilación de la estructura. Este método cuantifica los efectos del sismo sobre la edificación mediante el análisis elástico-lineal del sistema estructural solicitado por un conjunto de fuerzas estáticas horizontales aplicados en cada uno de sus niveles. El valor de estas fuerzas es el resultado de suponer un primer modo de oscilación cuyos componentes en cada entrepiso son proporcionales a su altura y un cortante en la base igual al producto del coeficiente sísmico por el peso total de la edificación (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2014).

Este método se caracteriza por evaluar cargas sísmicas constantes, que están en función del tiempo, en solamente un modo de oscilación; motivo por el cual se encuentran limitaciones estipuladas en la explicación del código del Capítulo 7, las cuales son:

- Edificios de hasta 5 pisos de alto.
- Las edificaciones deben ser regulares en planta y altura como lo establece el inciso 4.3.1 y 4.3.2 del CSCR-14.
- Altura máxima permisible sobre el nivel de la calle o acceso superior a 20 m.

$$F_i = V * \frac{W_i * h_i}{\sum_{k=1}^N W_k * h_k} \quad (6)$$

Donde:

F_i = fuerza sísmica aplicada en el nivel i .

V = cortante en la base = $C * W$

H_i = altura del nivel I sobre el nivel de base.

C = coeficiente sísmico.

$W = \sum_{i=1}^N W_i$, peso total de la edificación para efectos sísmicos.

Desplazamiento y derivas. Los requerimientos para cumplir las condiciones de servicio y seguridad de una estructura, de acuerdo con el Código Sísmico de Costa Rica (2014), implican

realizar cálculos para determinar si el desplazamiento y la deriva cumplen con los máximos establecidos por dicho código. Por lo tanto, se requiere encontrar los desplazamientos y derivas por nivel con las siguientes ecuaciones obtenidas del CSCR-14. Los desplazamientos se calculan de la siguiente manera:

$$\delta_i = \alpha \mu SR \delta_i^e \quad (7)$$

Donde:

$$\delta_i = \text{desplazamiento inelástico absoluto horizontal del nivel } I$$

α =factor de desplazamiento inelástico dado en la Tabla 7.1. Para edificaciones de un piso, $\alpha = 1$.

SR = factor de sobrerresistencia definido en el art. 3.3 y en el Capítulo 5 del CSCR-14.

$\delta_i^e = \text{desplazamiento elástico absoluto horizontal del nivel } I \text{ y el nivel adyacente inferior.}$

Por otro lado, las derivas requieren usar la ecuación siguiente:

$$\Delta_i = \mu SR \Delta_i^e \quad (8)$$

Donde:

$\Delta_i = \text{deriva inelástica o desplazamiento inelástico relativo horizontal entre el nivel } i \text{ y el nivel adyacente inferior.}$

$\Delta_i^e = \text{deriva elástica entre el nivel } i \text{ y el nivel adyacente inferior.}$

Tabla 2
Factores α para cálculos de derivas y desplazamientos

Tipo de estructura	Factor α
Tipo marco	0.7
Tipo dual	0.7
Tipo muro	0.7

Tipo voladizo	1.0
Tipo otros	1.0

Nota. Factor α que varía de dependiendo del tipo de estructura. De Código Sísmico de Costa Rica: Capítulo 7 Método de análisis y desplazamiento límite, por CFIA, 2014.

Recálculo de periodo del primer modo de vibración. Tras hacer los cálculos de derivas elásticas, inelásticas y razones de derivas, se realiza un recálculo del periodo de la estructura. Esto se debe a que la primera vez que se calculan las derivas se tomó el periodo como una estimación, por lo que este no es el periodo real de la estructura. Este procedimiento se efectúa con la siguiente ecuación:

$$T = 2 * \pi * \sqrt{\frac{1}{g} * \frac{\sum(W_i * (\delta_i^e)^2)}{\sum(F_i * \delta_i^e)}} \quad (9)$$

En donde:

δ_i^e =desplazamiento elástico en el nivel I debido a las fuerzas sísmicas horizontales.

g =aceleración de la gravedad, en las unidades correspondientes.

El Código Sísmico estipula que el nuevo coeficiente obtenido del recálculo del periodo tiene que compararse con el coeficiente anterior para determinar si las fuerzas tienen que aumentar o reducirse en proporción con la cantidad que incrementó o disminuyó.

Análisis de viento

Los análisis de viento se llevan a cabo con los nuevos lineamientos proporcionados por el Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos: *Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica*. La creación del lineamiento referenciado fue producida por una comisión del CFIA que Forero Garfia (2022) describe como: “Comisión permanente de estudio y revisión del Código Sísmico de Costa Rica (CPCSCR), creada en 1974 en el Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos de Costa Rica (CFIA), mediante el Comité de Viento” (p. 40).

Categorías de diseño por viento. Estas clasificaciones se basan en lo que se establece en el Código Sísmico de Costa Rica 2010, revisión 2014, para la ocupación e importancia de un

edificio. De esta forma, todas las edificaciones deben clasificarse según la relevancia de su ocupación o función conforme a las categorías propuestas en la Tabla 3.

Tabla 3

Clasificación de las edificaciones según ocupación e importancia

Clasificación de edificaciones según importancia de acuerdo con el CSCR vigente	Categoría de diseño por viento
A	I Esencial
B y C	II Especial
D	III Normal
E	IV Miscelánea

Nota. De Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica: Capítulo 2. Objetivos de desempeño, 2023, por CFIA, Ing. Guillermo Carazo.

Nivel de demanda. El lineamiento precisa cuatro niveles de demanda por viento y cada uno está caracterizado de forma cualitativa por la intensidad de la ráfaga de viento que se espera. Al mismo tiempo, cada nivel se asocia con un periodo de retorno específico, el cual se señala en la Tabla 4.

Tabla 4

Periodo de retorno según demanda

Nivel de demanda según intensidad de ráfaga	Periodo de retorno (T_R) en años	Recurrencia	Probabilidad de excedencia (PE) en 50 años ($N=50$)
Baja	10 – 50	Frecuente	99.5 % a 63.5 %
Media	300	Ocasional	15.4 %
Alta	700	Rara	6.9 %
Muy alta	1700	Muy Rara	2.9 %

Nota. De Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica: Capítulo 2. Objetivos de desempeño, por CFIA, 2023, Ing. Guillermo Carazo.

Los periodos de retorno en cada nivel de demanda se relacionan con la probabilidad de excedencia (PE) y la vida útil esperada (N) mediante la Ecuación 10.

$$T_R = \frac{1}{1 - (1 - PE)^{\frac{1}{N}}} \quad (10)$$

El nivel de demanda de intensidad baja está asociado con las condiciones de servicio, que están consideradas en el inciso 2.1.2.9 del presente trabajo de investigación. Los otros niveles de demanda (media, alta y muy alta) se asocian usualmente con las condiciones de resistencia última de los elementos, componentes y uniones estructurales.

Velocidades básicas del viento. La obtención de la velocidad básica del Viento se realiza con la Figura 25 de este documento, junto con la Tabla 3-1: *Zonificación de la intensidad de los vientos según la provincia, cantones y distritos* (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2021). La tabla y la figura se definieron con base en un trabajo hecho por la Comisión Permanente de Estudio y Revisión del Código Sísmico de Costa Rica junto con el Instituto Costarricense de Electricidad (ICE) y el Instituto Meteorológico Nacional (IMN). Estos tres grupos también definieron la velocidad básica del viento como:

La velocidad básica del viento, V_b , se define como la velocidad de ráfagas de 3 segundos medida a la altura de 10 metros sobre el terreno en un sitio con categoría de exposición III para un periodo de retorno de 50 años (probabilidad de excedencia de 63,5% en una vida útil de 50 años). Se considera que el viento procede de cualquier dirección horizontal (Colegio Federado de Ingenieros y de Arquitectos, 2023, p. 9).

El lineamiento también estipula una limitación de que las ráfagas de viento por tornados no se consideran en los estudios y desarrollo del mapa (que se aprecia en los anexos).

Presión básica del viento. En el momento en el que el viento impacta a la estructura esta genera una presión en ella. No obstante, esta presión no es la misma para todas las estructuras, por lo que la presión básica del viento se usa como referencia y se calcula con la siguiente ecuación:

$$q_b = 0.005V_b^2 \left[\frac{kg}{m^2} \right] \quad (11)$$

Presión de viento. Aquí se evalúa la presión básica del viento en cuanto a la altura z sobre el terreno.

$$q(z) = q_b C_e(z) C_r C_t C_d \left[\frac{kg}{m^2} \right] \quad (12)$$

Donde:

Q(z): Presión de viento a la altura z.

Q_b: Presión básica de viento, determinada con la Ecuación 6.

C_e(z): Coeficiente de exposición a la altura z.

C_r: Coeficiente de recurrencia.

C_t: Coeficiente topográfico.

C_d: Coeficiente de direccionalidad.

Coeficientes. Los coeficientes se usan para determinar la presión de viento requerida en una estructura, sin embargo, cada coeficiente tiene sus características y los valores de cada uno difieren cuando se tienen diferentes características en las estructuras. De forma explicativa, estos se definen de la siguiente manera:

De exposición. Este coeficiente trata con el perfil vertical de la presión de viento ante la estructura y se calcula con la siguiente ecuación:

$$C_e(z) = 2.01 \left(\frac{z}{z_{ge}} \right)^{\frac{2}{\alpha_e}} \geq 2.01 \left(\frac{z_{min,e}}{z_{ge}} \right)^{\frac{2}{\alpha_e}} \quad (13)$$

Donde:

Z: altura a partir de la superficie del terreno que evalúa la presión de viento (m).

Z_{ge}: altura de la capa límite (m).

A_e: parámetro de rugosidad.

z_{min,e}: altura de presión mínima (m).

Los parámetros α , Z_{ge} y z_{min,e} se obtienen de la Tabla 5 sacada del inciso 3.3.1.1 de los lineamientos técnicos de viento (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2023):

Tabla 5
Parámetros de exposición del sitio

Categoría de exposición	A_e	Z_{ge}	$z_{min,e}$	Longitud de exposición L_{exp}	Rugosidad predominante en sectores “viento arriba” (barlovento)
A	5.0	457	16.00	Max (800 m, 10 h)	A
B	7.0	366	8.00	Max (800 m, 20 h)	B ⁽ⁱ⁾
C	9.5	274	4.00	-	C ⁽ⁱⁱ⁾
D	11.5	213	2.00	Max (1500 m, 20 h)	D ⁽ⁱⁱⁱ⁾

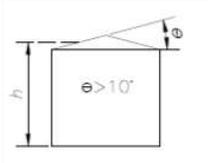
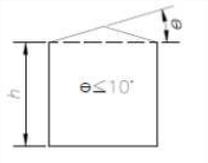
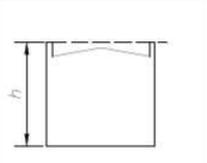
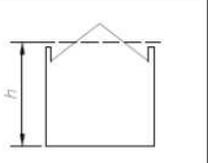
Nota. Valores para el cálculo del coeficiente de exposición de acuerdo con la categoría de exposición del sitio. De Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica: Capítulo 3. Demanda por viento, por CFIA, 2023, Ing. Guillermo Carazo.

Notas:

- Si $8.0 \text{ m} \geq h$, entonces $L_{exp} = 450 \text{ m}$.
- Se aplica cuando predomina rugosidad C o cuando no se emplea ninguna de las categorías de exposición.
- Se aplica también cuando la rugosidad predominante B o C y el sitio se encuentra a una distancia menor que 200 m o 20 h de una condición de rugosidad D. Esto se puede ver con más detalle en la Figura 5.

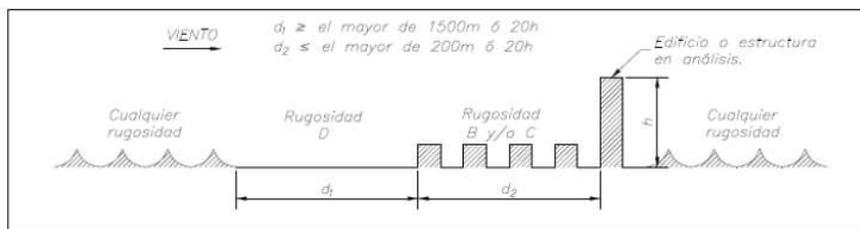
El valor de h se relaciona con la altura, desde el terreno hasta la altura promedio del techo si este tiene una pendiente mayor que 10 grados. De lo contrario, se tiene que medir hasta la parte inferior del techo o cuando se termine en un parapeto se mide hasta la altura máxima del parapeto o la altura promedio del techo. Esto se puede apreciar en la Figura 4.

Figura 3
Definición de h

			
Ángulo de techo mayor a 10° .	Ángulo de techo menor o igual a 10° .	Parapeto mas alto que altura promedio de techo.	Parapeto mas bajo que altura promedio de techo.

Nota. Valor de h con respecto al ángulo del techo o altura de parapeto. De Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica: Capítulo 3. Demanda por viento, por CFIA, 2023, Ing. Guillermo Carazo.

Figura 4
Rugosidad del terreno para el caso especial de D



Nota. Representación de las clasificaciones de rugosidad. De Lineamientos Técnicos para el Cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el Diseño y Construcción de Edificaciones en Costa Rica: Capítulo 3. Demanda por viento, por CFIA, 2023, Ing. Guillermo Carazo.

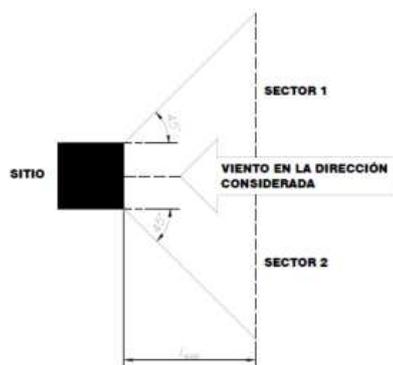
Las rugosidades indicadas en la Tabla 3 se pueden clasificar de la siguiente manera.

- Rugosidad tipo A: Centros urbanos de gran tamaño, donde al menos el 50 % de las edificaciones tienen una altura mayor que 21 m.
- Rugosidad tipo B: Área urbanas y suburbanas, bosques u otros terrenos con obstrucciones del tamaño de una casa de habitación unifamiliar o mayores cercanas entre sí.
- Rugosidad tipo C: Áreas abiertas con obstrucciones dispersas, generalmente con alturas menores que 8 m; incluye terrenos planos abiertos, sabanas o pastizales.
- Rugosidad tipo D: Áreas planas y libres de obstáculos o superficies de cuerpo de agua.

La dirección del viento en cuanto a la exposición del sitio debe ser determinada para dos sectores que estén a 45 grados extendiéndose a cada lado de la edificación a una distancia de L_{exp} que se opone al viento con la dirección considerada. Esta explicación se muestra en la Figura 6

expuesta a continuación. A la vez, la rugosidad que se considere para el sitio es del sector que resulte en las mayores cargas de viento para el diseño.

Figura 5
Sectores de rugosidad

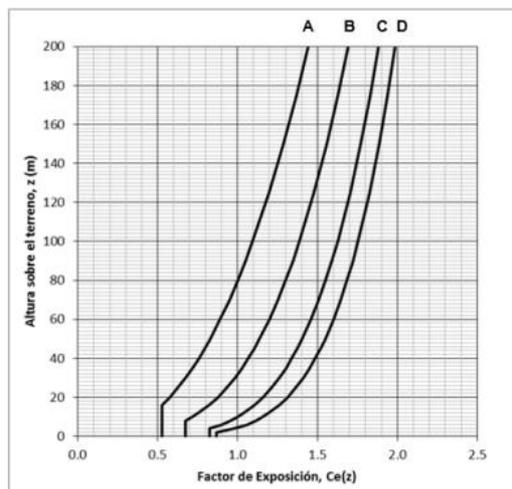


Nota. Proyección del efecto del viento en una cara de la estructura a una distancia L_{exp} . De Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica: Capítulo 3. Demanda por viento, por CFIA, 2023, Ing. Guillermo Carazo.

Los datos expuestos en la Figura 6 para los valores del coeficiente de exposición, $C_e(z)$ están ratificados hasta una máxima de 200 m sobre el terreno. En los casos en que la altura de la edificación sea mayor que los 200 m se debe requerir al profesional responsable de utilizar métodos especiales que determinen las presiones de viento sobre los edificios. La forma en la que la Figura 6 expone los datos es mostrar una gráfica de la altura con respecto al coeficiente de exposición, $z(C_e(z))$, para cada una de las categorías de exposición explicadas en la Tabla 5.

Figura 6

Coeficiente de exposición de viento según la altura y la categoría de exposición



Nota. Gráfico de altura sobre el terreno con respecto al factor de exposición. De Lineamientos Técnicos para el Cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el Diseño y Construcción de Edificaciones en Costa Rica: Capítulo 3. Demanda por viento, por CFIA, 2023, Ing. Guillermo Carazo.

De recurrencia. Este coeficiente trata del aumento o disminución que experimenta la velocidad del viento cuando el periodo de retorno de este es diferente al de 50 años que se estipula en los lineamientos técnicos de viento. Por esta razón, el coeficiente se determina con la Tabla 6:

Tabla 6

Coeficiente de recurrencia

Zona eólica	Condición	C_r
II, III, IV, V	Resistencia o servicio	$C_r = [0.36 + 0.10 \ln(12T_R)]^2$
I	Servicio	$C_r = [0.36 + 0.10 \ln(12T_R)]^2$
	Resistencia	$C_r = 3$

Nota. Ecuaciones del coeficiente de recurrencia para estado de resistencia y servicio con respecto a la zona eólica. De Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica: Capítulo 3. Demanda por viento, por CFIA, 2023, Ing. Guillermo Carazo.

Donde T_R es el periodo de retorno de diseño en años según la Tabla 4.

El valor de $C_r = 3$ es el recomendado (valor máximo recomendado de la Tabla 3-3 para los periodos de retorno considerados) sugerido para la zona I toma en consideración la posibilidad de ocurrencia de un huracán de baja intensidad. El coeficiente de recurrencia variará con respecto al

periodo de retorno que se esté considerando, como se muestra en la Figura 0-6 de los lineamientos técnicos de viento.

Topográfico. En los momentos en los que la velocidad del viento cambie por la existencia de cambios repentinos de la topografía en donde se construye el edificio y ubicada en cualquier categoría de exposición (ya sea por cerros, sierras y escarpes), tiene que incluirse en el diseño cuando las edificaciones y topografía acaten las siguientes condiciones, proporcionadas por los lineamientos de viento de Costa Rica del 2021:

- a. El cerro, sierra o escarpe está aislado y libre de obstrucciones hacia barlovento por otras características topográficas similares por una distancia de 100 veces la altura del cerro, sierra o escarpe ($100H$) o 3,2 km, el menor de los dos valores. Esta distancia se mide horizontalmente desde el punto en donde la altura H del cerro, sierra o escarpe se determina.
- b. El cerro, sierra o escarpe sobresale por encima de la altura de cualquier accidente geográfico hacia barlovento dentro de un radio de 3,2 km por un factor de 2 o más.
- c. La edificación está ubicada como muestra la Figura 7 en la mitad superior del cerro, sierra o cerca de la cresta de un escarpe.
- d. $H/L_h \geq 0,2$.
- e. H es mayor o igual a 4,5 m para exposiciones C y D y 18 m para exposiciones A y B.

Los valores de H y L_h se definen en la Figura 7 de este documento.

Cuando el profesional responsable se cerciore que tanto la topografía como la edificación cumplan con las condiciones establecidas, se calcula el factor C_t , que se incluye en el cálculo de las cargas de diseño, con la siguiente ecuación:

$$C_t(z) = (1 + C_1 C_2 C_3)^2 \quad (14)$$

Donde: C_1 , C_2 , C_3 son datos que se obtienen de la Figura 7 o pueden determinarse según las siguientes ecuaciones, a excepción del factor C_1 que tiene que obtenerse de la Tabla 7:

$$C_2 = \left(1 - \frac{|x|}{\mu l_h}\right) \quad (15)$$

$$C_3 = e^{\frac{-\gamma z}{L_h}} \quad (16)$$

Donde μ , γ , x se definen en la Figura 7.

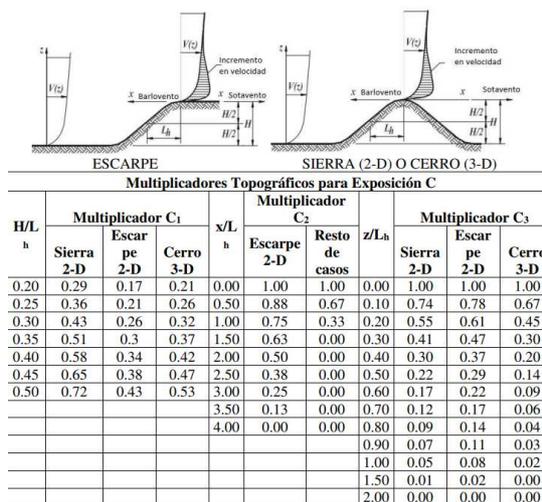
Tabla 7

Parámetros para la aceleración sobre sierra, cerro y escarpes

Topografía	C1/(H/Lh)			Γ	M	
	Exposición				Barlovento	Sotavento
	B	C	D			
Sierra (2-D)	1.30	1.45	1.55	3	1.5	1.5
Escarpe (3-D)	0.75	0.85	0.95	2.5	1.5	4
Cerro (3-D)	0.95	1.05	1.15	4	1.5	1.5

Nota. Tipo de topografía, factor de atenuación horizontal y vertical. De Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica: Capítulo 3. Demanda por viento, por CFIA, 2023, Ing. Guillermo Carazo.

En el suceso en el que el edificio no se acomode con lo descrito en la Figura 7 entonces $C_f=1$.

Figura 7Coeficientes para factor topográfico, C_t 

Nota. De Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica: Capítulo 3. Demanda por viento, por CFIA, 2023, Ing. Guillermo Carazo.

Observaciones:

- Para valores de H/L_h , x/L_h diferentes a los mostrados, se permite interpolar linealmente.
- Para $H/L_h > 0.5$, utilizar $H/L_h = 0,5$ para evaluar C_1 y sustituir $2H$ por L_h para evaluar C_2 y C_3 .
- Los multiplicadores se basan en la presunción de que el viento se dirige hacia el cerro o escarpe en la dirección de la pendiente máxima.
- Simbología:

H: Altura del cerro o escarpe relativo al terreno hacia barlovento, en metros.

L_h : Distancia de la cima hacia barlovento hasta donde la diferencia de altura del terreno es la mitad de la altura del cerro o escarpe en metros.

C_1 : Factor para tomar en cuenta las características topográficas y el efecto del máximo aumento de velocidad.

C_2 : Factor para tomar en cuenta la reducción del aumento de velocidad en función de la distancia a barlovento o sotavento de la cima.

C_3 : Factor para tomar en cuenta la reducción del aumento de velocidad en función de la altura sobre el terreno en donde está ubicada la edificación.

x : Distancia (hacia barlovento o sotavento), desde la cima hasta la edificación, en metros.

z : Altura sobre el nivel del suelo sobre el cual está ubicada la edificación, en metros.

μ : Factor de atenuación horizontal.

γ : Factor de atenuación vertical (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2023).

De direccionalidad. Este coeficiente: “Considera la probabilidad de ocurrencia simultánea de la máxima velocidad de viento en todas las direcciones de análisis” (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2023, p. 23). El valor tiende a ser menor que 1,0 y de acuerdo con la forma y el tipo de la edificación, expresados en la Tabla 8 de este documento. Su uso es exclusivo para las combinaciones de carga de diseño indicada en el Capítulo 5 de los *Lineamientos técnicos de viento de Costa Rica*, descritos en el inciso 2.1.2.8. Cuando se necesite para obtener las condiciones de servicio del Capítulo 6 de los *Lineamientos técnicos de viento de Costa Rica*, inciso 2.1.2.9, se tiene que considerar el coeficiente de direccionalidad igual a 1,0.

Tabla 8
Coeficiente de direccionalidad

Tipo de edificación	Factor de direccionalidad, C_d
Edificación	
Sistema principal resistente a fuerza de viento	0.85
Componentes y revestimiento	0.85
Techos arqueados	0.85
Chimeneas, tanques y edificaciones similares	
Cuadradas	0.90
Hexagonales	0.95
Redondas	0.95

Muros y señales macizas	0.85
Señales abiertas y armadura de celosía	0.85
Torres de armaduras	
Triangulares, cuadradas, rectangulares	0.85
Todas las demás secciones transversales	0.95

Nota. De Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica: Capítulo 3. Demanda por viento, por CFIA, 2023, Ing. Guillermo Carazo.

Acciones del viento. Las acciones del viento hacen referencia a la forma en la que las presiones de viento afectan la estructura, por lo que se pueden dividir en diferentes secciones:

- a. Presión externa y presión interna.
- b. Dirección de las presiones de viento.
- c. Convención de signos para las presiones de viento.
- d. Presión neta para diseño.
- e. Coeficiente de presión interna.

Presión externa y presión interna. En los cálculos de las fuerzas de viento para diseño se deben considerar los efectos de las presiones externas e internas de la estructura. Las presiones externas tratan con las presiones provocadas: “Por el impacto directo del viento en la superficie o por efectos de los vórtices y turbulencia que acompañan la acción del viento cuando actúa contra una superficie” (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2021, s. p.). Por otro lado, las presiones internas se ocasionan por orificios que existen en el edificio; su tamaño, forma y disposición puede afectar de manera significativa el efecto que estas tienen.

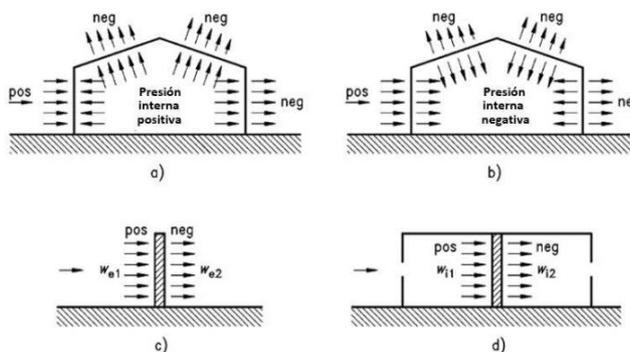
Dirección de las presiones de viento. La forma en la que el viento actúa sobre el área que se analiza tiende a ser perpendicular o normal a la superficie de la edificación o elemento, a excepción de otras fuerzas como la fuerza funcional tangencial de ser especificada. En cuanto a lo que trata el diseño, el profesional responsable debe tener considerado como mínimo dos direcciones de viento ortogonales entre sí, además de los casos de carga indicados en el inciso 2.1.2.7.4.

Convención de signos. Para saber si el viento es negativo o positivo en los cálculos de

viento para diseño se definen las convenciones de la siguiente manera: las presiones son positivas cuando actúan en dirección hacia la superficie del edificio en análisis, mientras que son negativas aquellas que actúan hacia afuera del edificio. Esta convención se puede apreciar de forma ilustrativa en la Figura 8.

Figura 8

Convención de signos para las presiones de viento



Nota. Esquema de edificaciones con flechas que dictan las direcciones de las presiones negativas y positivas. De Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica: Capítulo 4. Acción de viento, por CFIA, 2023, Ing. Guillermo Carazo.

Presión neta para diseño. Encontrar el valor crítico de la presión neta para diseño, p , se hace al sumar vectorialmente los datos de las presiones internas y externas de la estructura (considerando su magnitud, signos y dirección). Este valor crítico se calcula mediante las ecuaciones descritas a continuación y toma en cuenta las definiciones de estructuras rígidas y flexibles propuestas por el Anexo B de los lineamientos de viento del CFIA.

- Para sistemas primarios de la estructura (definido como el sistema estructura principal resistente a las fuerzas de viento):

Edificios rígido-cerrados y parcialmente cerrados:

$$p = qGCp - q_i(GCp_i) \quad (17)$$

Donde:

Q: Presión externa de diseño en el elemento considerado igual a $q(z)$ para pared a barlovento e igual a $q(h)$ para paredes a sotavento, paredes laterales y techos.

C_p: Coeficiente de presión externa o factor de forma.

G: Coeficiente de ráfagas para edificaciones rígidas, puede ser tomado como 0.85.

Q_i: Presión interna de diseño en el elemento considerado, tomada conservadoramente como igual a q(h) para evaluación de la presión interna positiva y negativa.

(GC_{pi}): Coeficiente de presión interna, según la tabla.

Edificios flexibles cerrados o parcialmente cerrados.

$$p = qG_f C_p - q_i(GC_{pi}) \quad (18)$$

Donde:

q, q_i C_p y (GC_{pi}): son los mismos valores que los mencionados.

G_f: Coeficiente de ráfaga para edificaciones flexibles, definido con la siguiente ecuación:

$$G_f = 0.925 \left(\frac{z^{1+1.7I} \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1+1.7g_v I_z} \right) \quad (19)$$

Donde:

G_Q y g_v se toman como 3.4 y g_R está dado por:

$$g_R = \sqrt{2 \ln(3600n_q)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln(3600n_q)}} \quad (20)$$

Q es la respuesta del entorno y se calcula como:

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1+0.63 \left(\frac{(B+h)}{L_z} \right)^{0.63}}} \quad (21)$$

R es el factor de respuesta resonante y está dado por:

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n R_h R_B (0.53 + 0.47 R_L)} \quad (23)$$

$$R_n = \frac{7.47 N_1}{(1 + 10.3 N_1)^{\frac{5}{3}}} \quad (24)$$

$$N_1 = \frac{n_1 L_z}{V_z} \quad (25)$$

$$R_l = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2} (1 - e^{-2\eta}) \text{ para } \eta > 0 \quad (26)$$

$$R_l = 1 \text{ para } \eta = 0 \quad (27)$$

Donde:

N_1 = frecuencia natural de la edificación (Hz).

$R_l = R_h$ estableciendo $\eta = 4.6 n_1 \frac{h}{V_z}$

$R_l = R_B$ estableciendo $\eta = 4.6 n_1 \frac{B}{V_z}$

$R_l = R_L$ estableciendo $\eta = 4.6 n_1 \frac{L}{V_z}$

$I_z = c \left(\frac{10}{z} \right)^{\frac{1}{6}}$ es la intensidad de turbulencia a una altura \bar{z} .

$L_z = l \left(\frac{z}{10} \right)^{\bar{\epsilon}}$ es la escala longitudinal integral de turbulencia.

\bar{z} es equivalente a la altura de la edificación definida como $0.6h$, pero no menos que z_{\min} para todas las alturas h de la edificación.

B = razón de amortiguamiento, porcentaje crítico (por ejemplo, para 5 % usar 0.05 en la ecuación).

H = altura del elemento en análisis.

B = dimensión horizontal de la edificación medida normal a la dirección del viento.

L = dimensión en planta ortogonal a B en la edificación.

\bar{V}_z =velocidad media horizontal del viento (km/h) a la altura z determinada a partir de la siguiente ecuación:

$$\bar{V}_z = \bar{b} \left(\frac{z}{10} \right)^{\bar{\alpha}} \frac{V}{3.6} \quad (28)$$

Donde \bar{b} y $\bar{\alpha}$ son las constantes catalogadas en la Tabla 9.

Tabla 9

Variables para la estimación de G para edificaciones flexibles

Exposición	$\bar{\alpha}$	\bar{b}	Z_{\min} (m)	l (m)	c	$\bar{\epsilon}$
B	1/4.0	0.45	9.14	97.54	0.30	1/3.0
C	1.6.5	0.65	4.57	152.4	0.20	1/5.0
D	1/9.0	0.80	2.13	198.12	0.15	1/8.0

Nota. Valores de variables usados en la Ecuación 25 de acuerdo con la categoría de exposición a excepción de A y E. De Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica: Capítulo 4. Acción de viento, por CFIA, 2023, Ing. Guillermo Carazo.

V = velocidad básica del viento, en km/h.

Parapetos. En los parapetos las presiones de viento de diseño necesarias para evaluar el efecto del elemento en el sistema primario de un edificio rígido o flexible se determinan con:

$$P_p = q_p G C_{pn} \quad (29)$$

Donde:

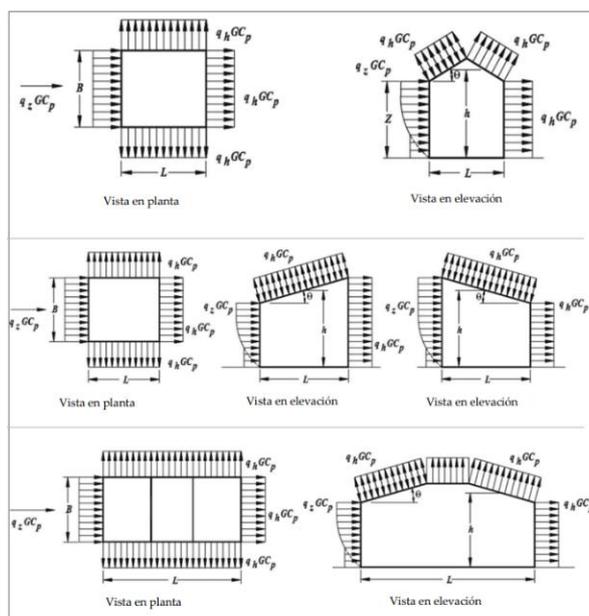
P_p : presión neta combinada en el parapeto debido a la combinación de presiones de las superficies frontal y trasera. El signo positivo (y negativo) significa presiones que actúan hacia la superficie frontal (saliendo de la superficie exterior) del parapeto.

Q_p : Presión de velocidad en el punto más alto de parapeto.

$G C_{pn}$: Coeficiente de presión neto combinado. Usar +1.5 para parapeto a barlovento y -1.0 para parapeto a sotavento.

Figura 9

Coefficiente de presión externa para muros y techo



Nota. Presiones multiplicadas por el valor de G y C_p para generar una carga distribuida a lo ancho de la cara. De Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica: Capítulo 4. Acción de viento, por CFIA, 2023, Ing. Guillermo Carazo.

El *Lineamiento técnico para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica* explica que los sistemas primarios deben someterse al menos a los casos de carga siguientes:

Caso 1. El total de la presión de viento del diseño actúa sobre el área proyectada perpendicular a cada eje principal de la estructura y considera cada eje principal por separado.

Caso 2. Carga de viento igual a como se definió en el caso 1. A pesar de esto, actúa simultáneamente en los ejes principales con un 75 % del valor especificado.

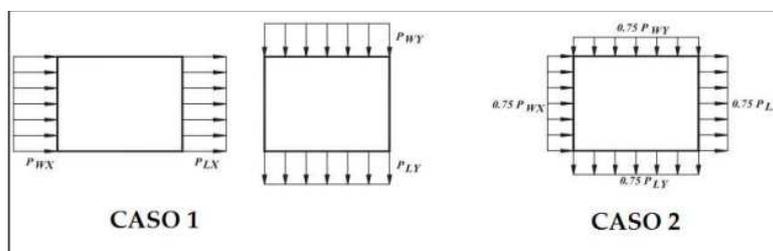
Notas:

1. La presión de viento de diseño en las caras a barlovento y sotavento se deben determinar de acuerdo con lo previsto en 4.4.1.1 y 4.4.1.2, lo cual aplica a edificios de cualquier altura.
2. Los diagramas muestran vistas en planta del edificio.
3. Notas:

- a. P_{wx}, P_{wy} : Presión de diseño en la cara a barlovento que actúa sobre los ejes principales x , y , respectivamente.
- b. P_{1x}, P_{1y} : Presiones de diseño en la cara a sotavento que actúan sobre los ejes principales x , y , respectivamente.
- c. Otros casos de carga diferentes a los anteriores pueden considerarse según complejidad de la estructura y criterio del profesional responsable (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2021).

Las cargas de viento de diseño tienen un límite inferior de 80 km/h que está multiplicado en un plano normal a la dirección del viento (A_f), establecido por el lineamiento como criterio y que solo se aplica a los edificios que sean abiertos, cerrados o parcialmente cerrados. Este valor de cargas de viento tiene que usarse como un caso de carga aparte, adicional a aquellos descritos por la sección 4.4.1.6 del lineamiento técnico y también considerarse como una carga última por usar.

Figura 10
Casos de carga de diseño



Nota. De Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica: Capítulo 4. Acción de viento, por CFIA, 2023, Ing. Guillermo Carazo.

El coeficiente de presión interna usado en los cálculos de la presión neta de diseño y que considera el factor de ráfaga tiene valores que se obtienen de la Tabla 10:

Tabla 10
Coficiente de presiones mínimas

Clasificación de envolvente	GC_{pi}
Edificaciones abiertas	0.00
Edificaciones parcialmente cerradas	+0.55
	-0.55
Edificaciones cerradas	+0.18
	-0.18

Notas. De Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica: Capítulo 4. Acción de viento, por CFIA, 2023, Ing. Guillermo Carazo.

Combinaciones de carga y factores de participación. Todos los elementos, componentes o uniones de la edificación deben ser capaces de resistir las siguientes combinaciones de carga:

$$R_r = 1.2(CP) + 1.6(CT_r) + (f_1CT_{red} \text{ o } 0.5CV) \quad (30)$$

$$R_r = 1.2(CP) + f_1CT_{red} \pm CV + 0.5(CT_t) \quad (31)$$

$$R_r = 0.9CP \pm CV \quad (32)$$

Donde:

CP = Efecto de las cargas permanentes.

CT = Efecto de las cargas temporales, sin la reducción indicada en el CSCR vigente.

CT_{res} = Efecto de las cargas temporales (excluyendo las cargas de techo), con la reducción f_R .

CV = Efecto de las cargas de viento.

Los factores f anteriores se explican de acuerdo con el Código Sísmico de Costa Rica (2018):

$f_1 = 0.5$ para edificaciones de baja probabilidad de ocupación plena de carga temporal.

$F_1 = 1.0$ para edificaciones con alta probabilidad de ocupación plena de carga temporal, como bodegas, sitios de reunión, estacionamientos públicos, etc.

F_R = factor de reducción de carga temporal según el art. 6.3.

El producto ($f_1 f_R$) no puede ser menor que 0.5 (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2014).

Los lineamientos cambian ciertos aspectos de estos factores. Para el factor f_1 el código sísmico solo lo expresa cuando se da el sismo mientras que el lineamiento técnico los expresa como: “Sometidas a la acción de cargas eventuales como sismo o viento, siempre y cuando CT sea inferior o igual a 500 kg/m²” (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2021, s. p.).

Otras combinaciones en las que el lineamiento técnico dicta su uso son para las cargas de servicio para verificar los estados límites de servicio para cargas gravitacionales y de viento, en cada elemento, componente o unión. Estas cargas deben resistir el resultado de la siguiente ecuación:

$$R_r = CP + 0.5CT \pm CVs \quad (33)$$

Donde:

CP = carga permanente. Se puede tomar como la carga permanente que ocurre después de colocados los componentes no estructurales.

CT = carga temporal, sin la reducción indicada en el CSCR vigente.

CV = carga de viento para un periodo de retorno de servicio según la Tabla 11.

Consideraciones de servicio y de seguridad. Para las consideraciones de servicio y de seguridad se requiere obtener los valores de desplazamiento y deriva o desplazamiento relativo entre piso para cada nivel del edificio. La carga de viento tiene se obtiene al calcular los periodos de retorno de servicio de la Tabla 11.

Tabla 11*Periodos de retorno para el cálculo de derivas y desplazamientos laterales*

Categoría de diseño por viento	Periodo de retorno mínimo
I esencial y II especial	50 años
III normal	10 años
IV miscelánea	Sin mínimo

Nota. Periodos de retorno en función de la categoría de diseño por viento del edificio. De Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica: Capítulo 6. Consideración de seguridad y servicio, por CFIA, 2023, Ing. Guillermo Carazo.

Hacer la división de $1/400$ multiplicado por la altura de la edificación es el cálculo requerido para obtener el valor del desplazamiento lateral máximo en la parte superior de un edificio. Por otro lado, la razón de deriva no debe exceder los valores de la tabla, además, tales límites deben verificarse en los puntos de mayor desplazamiento relativo de cada nivel.

Tabla 12*Límite superior de la razón de deriva*

Caso	Descripción	Límite de deriva
1	Cuando la edificación tiene particiones internas fabricadas de cualquier tipo de material.	$H/400 = 0.0025$
2	Cuando la edificación NO tiene particiones internas:	
	A) Cerramiento exterior perpendicular al viento	
	I. Paneles de metal o láminas de acero	$H/100 = 0.01$
	II. Paneles prefabricados concreto o similar	$H/100 = 0.01$

Nota. Razón de deriva a base de si la edificación tiene o no particiones internas. De Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica: Capítulo 6. Consideraciones de seguridad y servicio, por CFIA, 2023, Ing. Guillermo Carazo.

Cantidad de materiales

Los cálculos para las cantidades de materiales que se llevan a cabo difieren de acuerdo con el material. Para el concreto se usa lo estipulado en el manual del INA denominado *Cálculo para*

materiales para maestros de obra, mientras que el cálculo para las cantidades de acero estructural requeridos se hace de forma empírica.

Concreto armado

Para calcular la cantidad de materiales para elementos de concreto armado se tiene que saber que el concreto no es un solo material, sino que este está compuesto de varios materiales, los cuales son cemento, arena, piedra y agua. De igual forma, se debe tener considerado que el cálculo para estas cantidades depende de la dosificación y resistencia a la compresión del concreto, f'_c , que el profesional responsable quiera utilizar en su diseño y construcción del edificio. Estos datos de referencia se pueden apreciar en la Tabla 13 que se obtuvo del manual del INA para el cálculo de materiales.

Tabla 13

Estimación de materiales para el concreto

Dosif. Vol. C: A:P	Resistencia a la compresión		Cemento Portland Saco 50 kg	Arena sin cola M ³	Piedra quebrada M ³	Cantidad Agua/Saco litros	Cantidad Agua/Saco galones
	F' _c (kg/cm ²)	F' _c (psi)					
1:1,5:3	210	3000	7,65	0,427	0,854	15,7	4,14
1:1:2	245	3500	10,2	0,378	0,756	14	3,7

Nota. De Cálculo de materiales para maestros de obra: Capítulo 2. Materiales para concreto y mampostería, INA, 2010.

Para la estructura que en análisis la resistencia a la compresión por usar es de 280 kg/cm², ya que esta es la que el Código Sísmico de Costa Rica 2010, revisión 2014, en su inciso 8.1.2 *Resistencia de los materiales* del Capítulo 8 indica como la resistencia máxima especificada. Por este motivo, se tiene que hacer una extrapolación con los datos de la Tabla 12 para obtener valores aproximados para la resistencia a la compresión de 280 kg/cm². Estos valores aproximados se pueden apreciar en la Tabla 14.

Tabla 14*Estimación de materiales de concreto para $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$*

Resistencia a la compresión		Cemento Portland	Arena Sin cola	Piedra Quebrada	Cantidad Agua/Saco	Cantidad Agua/Saco
F'c (kg/cm ²)	F'c (psi)	Saco 50 kg	M ³	M ³	Litros	Galones
280	4000	12,02	0,2979	0,6239	12,017	3.17

Nota. Factores para concreto con resistencia a la compresión de 280 kg/cm^2 . De Cálculo de materiales para maestros de obra: Capítulo 2. Materiales para concreto y mampostería, INA, 2010.

Componentes de concreto reforzado. Los cálculos para encontrar las cantidades necesarias de cemento, arena, piedra y agua requeridas para las cimentaciones, vigas y columnas (con excepción del cálculo de placas individuales, losas, entre otros) se hacen de la siguiente manera. Se obtiene el volumen del elemento en análisis ($\text{Vol} = \text{bxhxL}$) y a ese volumen se le multiplica el factor correspondiente al material y resistencia a la compresión que se obtiene de la Tabla 14, para sacar una cantidad de unidades respectivas.

Acero de refuerzo. En este proyecto de investigación no se llega a hacer diseño, por lo que calcular la cantidad de acero de refuerzo requerido para los elementos estructurales es improbable. Por esto, se hace una suposición de un 1 % del área de concreto de los elementos, con el fin de obtener algún dato que permita realizar los siguientes cálculos.

Tabla 15*Propiedades de varilla de acero*

Descripción de varillas	#	Diámetro (in)	Diámetro (cm)	Perímetro (cm)	Área (cm ²)	Peso (kg/m)	Peso 6 m	Kg alambre /varilla
Varilla #3	3	$\frac{3}{8}$	0.95	2.99	0.71	0.560	3.36	0.134
Varilla #4	4	$\frac{1}{2}$	1.27	3.99	1.27	0.994	5.96	0.239
Varilla #5	5	$\frac{5}{8}$	1.59	4.99	1.98	1.552	9.31	0.373
Varilla #6	6	$\frac{3}{4}$	1.91	5.98	2.85	3.042	18.25	0.537

Varilla #7	7	7/8	2,22	6,98	3,88	3,042	18,25	0,731
Varilla #8	8	1"	2.54	7.98	5,07	3,973	23,84	0,955

Nota. Factores para los diámetros, áreas, perímetros y pesos para varillas de acero y peso para alambre; adicionalmente de la varilla #3 a #8 son varillas corrugadas. De Cálculo de materiales para maestros de obra: Capítulo 2. Materiales para concreto y mampostería, INA, 2010.

Acero longitudinal. El acero longitudinal usa un cálculo por cantidad de varillas y con la siguiente fórmula:

$$\text{Cantidad de varillas} = L \div l_{vu} \times cvt \times 1,10 \quad (34)$$

Donde:

L = Longitud total del elemento en metros.

L_{vu} = longitud de varilla útil, longitud de varilla menos el traslape (empalme si es que se usa) para efectos prácticos se consideran 40 diámetros. Dimensiones en metros.

Cvt = cantidad de varilla transversal, número de varillas en la sección.

1,=10 %de desperdicio adicional¹.

Acero transversal. Al igual que con el acero longitudinal, el acero transversal se calcula en cantidades de varillas y con la siguiente fórmula:

$$\text{Cantidades de varillas} = (L \div @ + 1) \times la \div 6 \times 1.15 \quad (35)$$

Donde:

L = longitud total de cimiento en metros.

@=Separación entre aros en metros.

La = longitud de aro en metros.

=Medida comercial de varilla en metros.

1,=Desperdicio de 15 %.

¹ Los desperdicios en el acero se dan debido a que las cantidades de varillas calculadas no son números enteros, sino que tiene decimales, por lo que se tiene que considerar que va a haber varillas extras que no se usaron en el proyecto.

Alambre negro. Para calcular el alambre se debe multiplicar la cantidad de varillas por el factor de alambre negro de la Tabla 15 y un desperdicio de 25 % como se muestra en la Tabla 16.

Tabla 16
Cantidad de materiales

# Varilla	Cantidad de varilla	Factor	Desperdicio (25 %)	Kg de alambre
Total =				

Notas. Peso de alambre calculado mediante la multiplicación de la cantidad, el factor y el desperdicio tomado como 1,25. De Cálculo de materiales para maestros de obra: Capítulo 2. Materiales para concreto y mampostería, INA, 2010.

Formaleta. Las formaletas son materiales necesarios para que los elementos de vigas y columnas puedan colocarse sin que tengan que perder las dimensiones que se pidieron en la etapa de diseño.

Vigas.

Tabla 17
Encofrado para vigas de concreto reforzado (voladizo)

Descripción de las piezas de madera M/ML de viga	Dimensiones de sección Cm x cm			Viga 12x20 Cm	Viga 12x30 Cm	Viga 12x40 Cm	Viga 15x30 Cm
	YUGO (barrote superior)	2,54	X	5,00	0,44	0,44	0,44
Barrote y largueros	2,54	X	7,50	5,46	5,86	6,26	7,50
Alfarías	5,00	X	7,50	6,64	6,64	6,64	6,70
Tablas	2,54	X	20	3	1	1	1
Tablas	2,54	X	25				
Tablas	2,54	X	30		2		2
Tablas	2,54	X	40			2	

Clavos 75 mm (kg)	0,039	0,039	0,039	0,039
Clavos 63 mm (kg)	0,14	0,15	0,17	0,15
Alambre negro (kg)	0,076	0,076	0,082	0,082
Desmoldante (litros)	0,024	0,032	0,04	0,032

Nota. De Cálculo de materiales para maestros de obra: Capítulo 2. Materiales para concreto y mampostería, INA, 2010.

Tabla 18

Encofrado para vigas de concreto reforzado (voladas), continuación

Descripción de las piezas de madera M/ML de viga	Dimensiones de sección Cm x cm			Viga 15x40 Cm	Viga 15x50 Cm	Viga 20x40 Cm	Viga 20x50 Cm	Viga 20x60 Cm
YUGO (barrote superior)	2,54	X	5,00	0,50	0,50	0,60	0,60	0,60
Barrote y largueros	2,54	X	7,50	6,50	6,90	6,90	7,30	9,50
Alfarjías	5,00	X	7,50	6,70	6,70	6,80	6,80	6,80
Tablas	2,54	X	20	1	1			
Tablas	2,54	X	25		4	1	5	1
Tablas	2,54	X	30					4
Tablas	2,54	X	40	2		2		
Clavos 75 mm (kg)				0,039	0,039	0,039	0,039	0,039
Clavos 63 mm (kg)				0,17	0,18	0,17	0,18	0,19
Alambre negro (kg)				0,164	0,164	0,091	0,189	0,183
Desmoldante (litros)				0,04	0,048	0,042	0,05	0,058

Nota. De Cálculo de materiales para maestros de obra: Capítulo 2. Materiales para concreto y mampostería, INA, 2010.

El formato de tabla y fórmula para el cálculo de materiales de formaleta para encofrado de las vigas se da como:

Tabla 19

Formato de cantidad para formaleta en vigas

Material	Factor	Longitud	Desperd²	Cantidad	Unidad
-----------------	---------------	-----------------	----------------------------	-----------------	---------------

Nota. De Cálculo de materiales para maestros de obra: Capítulo 2. Materiales para concreto y mampostería, INA, 2010.

$$Cantidad\ de\ madera = \frac{L \times factor \times Desperd.}{2} \quad (36)$$

Donde:

L: longitud de viga, en metros.

Factor: El dado por la Tabla 18 y la Tabla 19; si se calcula para una viga volada.

Desperd.: porcentaje de desperdicio. Normalmente, un 10 %.

2: De acuerdo con el manual del INA (2010): “Se debe de considerar la mitad del total necesarios” (s. p).

Columnas. Los datos de los factores para cada elemento de formaleta para el encofrado se visualizan en la Figura 11.

² Al igual que en el acero se tiene que considerar un desperdicio.

Figura 11

Tabla para el cálculo de materiales de encofrado en columnas

CANTIDAD DE MATERIALES PARA ENCOFRADO DE COLUMNAS AISLADAS POR METRO LINEAL DE COLUMNA											
Dimensión de columna (cm)	Costados de tabla de formaleta (m)			Barros (m)		Riostros (m)		Clavos kg	Amarras (un)	Alambre Nº1/16 (kg)	Desmoldante Litros
	2,54 X 10 cm	2,54 X 25 cm	2,54 X 30 cm	2,54 X 7,5 cm	2,54 X 7,5 cm	5 X 7,5 cm					
20	20	4	2		6,75	8,45		0,192	1	0,069	0,036
20	25		2	2	3	8,45		0,216	1	0,069	0,044
20	30		2	2	3,25	8,45		0,24	1	0,069	0,044
25	30			4	3,5	8,51		0,264	1	0,076	0,048
25	40	2		4	4	8,51		0,312	1	0,076	0,056
25	50	2		4	4,5	8,51		0,36	1	0,076	0,056
25	55		2	4	4,75	8,51		0,384	2	0,152	0,068
30	30	2	2	2	7,75	6,58		0,288	1	0,083	0,052
30	40	4	2	2	4,25	8,58		0,336	1	0,083	0,060
30	50		2	4	4,75	8,58		0,384	2	0,167	0,068
35	35	2	2	2	8,25	8,65		0,336	1	0,091	0,052
30	60	2	2	4	5,25	8,58		0,432	2	0,167	0,076
30	70	4	2	4	5,75	8,58		0,48	2	0,167	0,084
30	90	2	2	6	6,75	8,58		0,576	3	0,25	0,100
40	40	2	4	2	8,75		8,71	0,384	2	0,196	0,072
40	50		6	2	5,25		8,71	0,432	2	0,196	0,084
40	60	4	2	4	5,75		8,71	0,48	2	0,196	0,084
40	70	6	2	4	6,25		8,71	0,528	3	0,293	0,092
45	45		2	6	9,25		8,78	0,432	2	0,21	0,092
50	50	4	2	4	9,75		8,85	0,48	2	0,225	0,084
55	55		2	6	10,25		8,91	0,528	2	0,239	0,092
50	60	2	6	2	6,25		8,85	0,528	2	0,225	0,092
60	60	2	2	6	10,75		8,98	0,576	2	0,254	0,100
70	70	2	6	4	11,75		9,11	0,672	2	0,283	0,116
80	80		6	6	12,75		9,25	0,768	2	0,312	0,132

Nota. De Cálculo de materiales para maestros de obra: Capítulo 2. Materiales para concreto y mampostería, INA, 2010.

El formato de tabla y fórmula para encontrar la cantidad total requerida para encofrar columnas es el siguiente:

Tabla 20

Formato de cantidad para formaleta en columnas

Material	Factor	Longitud (m)	Cant. Col	DESPER	Total	Unidad
----------	--------	--------------	-----------	--------	-------	--------

Nota. De Cálculo de materiales para maestros de obra: Capítulo 2. Materiales para concreto y mampostería, INA, 2010.

$$Total = L \times Factor \times Cant. Col \times DESPER \quad (37)$$

Donde:

L: Longitud de columna por piso.

Factor: Estos son los dados en la Figura 12.

Cant. Col: Cantidad de columnas por piso analizadas.

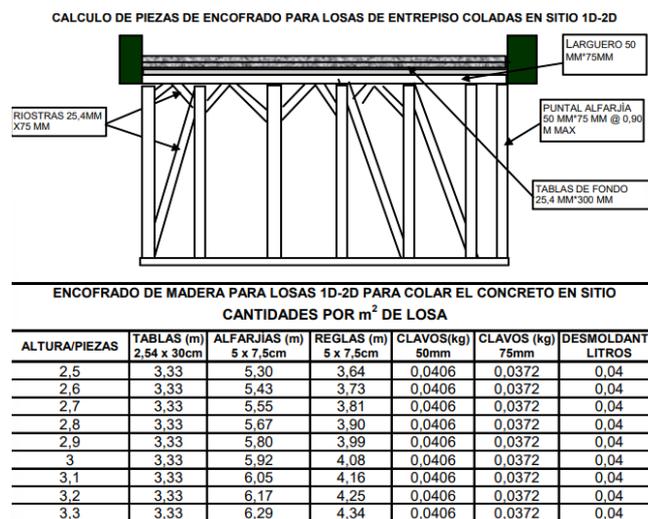
DESPER: Desperdicio de un 10 %.

Losas de entrepiso. El cálculo de las formaletas para las losas requiere el uso de otra tabla

del manual del INA que se puede ver en la Figura 12.

Figura 12

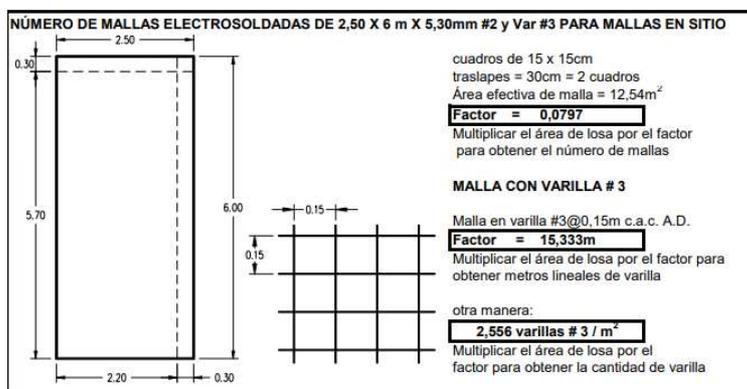
Datos para cálculo de encofrado en losas de entrepiso



Nota. De Cálculo de materiales para maestros de obra: Capítulo 2. Materiales para concreto y mampostería, INA, 2010.

Figura 13

Datos para cálculo de encofrado en losas de entrepiso, continuación



Notas. De Cálculo de materiales para maestros de obra: Capítulo 2. Materiales para concreto y mampostería, INA, 2010.

El concreto se hace de la misma manera que las vigas, columnas y cimientos superficiales, por lo que se calcula el volumen y después se multiplica por factores de la Tabla 12. El acero se hace por mallas, por lo tanto, se tienen que usar los factores de la Figura 15 y la Figura 16. La Figura 16 es para cuando la malla se electrosuelda en sitio y según el número de varilla se tienen

diferentes factores. Se calcula el área de la losa y se multiplica por el factor de la malla electrosoldada y un desperdicio de 10 % extra.

El alambre negro se hace de la misma manera que el resto de los elementos (a excepción del cálculo de placas aisladas, losas, entre otros). Se utiliza la cantidad de varilla por número de varilla y se le multiplica el factor de kg de alambre de la Tabla 14 de este documento y un desperdicio de 25 %. Para la formaleta se usa la tabla de la Figura 15 y el formato de tabla y fórmula para el cálculo de cantidad de materiales para encofrado es el siguiente:

Tabla 21
Cantidad de madera para formaleta (losa entrepiso)

Material	Factor	Área m²	DESP	Cantidad	Unidad
-----------------	---------------	---------------------------	-------------	-----------------	---------------

Nota. De Cálculo de materiales para maestros de obra: Capítulo 2. Materiales para concreto y mampostería, INA, 2010.

$$Cantidad = Área \times Factor \times Desp. \quad (38)$$

Acero estructural

El manual de *Cálculo de materiales para maestros de obra* del Instituto Nacional de Aprendizaje no contiene un inciso en el que se explique cómo es que se obtienen las cantidades y pesos del acero estructural que se usa para la construcción del edificio. Por este motivo, se tiene que realizar un cálculo *crudo* para encontrar las cantidades de acero estructural para cada elemento tipo viga y columnas. La longitud estándar de una viga de acero de perfil I es de 6 m. En este caso el proceso que se usa es:

1. Definir los datos básicos del acero estructural usado.
 - 1.1. Dimensiones para obtener el área de las tablas de propiedades de los perfiles.
 - 1.2. Grado de acero.
 - 1.3. Longitudes.
 - 1.4. Peso específico del acero.
2. Calcular el volumen para las vigas de acero de perfil I con la siguiente ecuación:

$$\text{Vol}_{\text{acero}} = A \times L \quad (39)$$

Donde:

A = Área del perfil seleccionado, en cm².

L = Longitud de los elementos, en cm.

3. Se multiplica el valor del volumen obtenido y el peso específico del acero. El volumen está en m³ y el peso específico está en unidades de kg/m³.
4. El resultado al final es un peso en kg que se usa para definir los cambios entre los dos estados de este proyecto (sin cargas de viento o con cargas de viento).

Diseño en concreto

Vigas

Los cálculos de las vigas se diseñan para que puedan soportar las cargas máximas de momento y de cortante. Esto mediante un valor de instante y cortante nominal calculado de la siguiente manera.

Momento nominal. La ecuación para obtener el instante nominal (M_n) se da de la siguiente manera.

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (40)$$

y

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c * b} \quad (41)$$

Donde:

A_s: área de acero en la viga, cm².

F_y: resistencia a la fluencia del acero, kg/cm².

D: peralte de la viga (h-recubrimiento), cm.

B: ancho de la viga, cm.

F'_c : resistencia a la compresión del concreto, kg/cm².

Área de acero. Para encontrar el área de acero para que la viga tenga la capacidad para soportar el momento último encontrado durante el análisis estructural, se prosigue con alterar la siguiente desigualdad:

$$M_u \leq \phi M_n \quad (42)$$

A una igualdad para cambiar el M_n por la Ecuación 33 de este documento, con la cual se reordena de la siguiente manera:

$$\left(\frac{\phi f_y^2}{1.7 f'_c b}\right) A_s^2 + (-\phi f_y d) A_s + M_u = 0 \quad (43)$$

De esta forma, se puede resolver al proponer valores de A_s hasta que el valor final sea 0. Sin embargo, el valor encontrado tiene que cumplir los criterios establecidos por el CSCR-14.

$$A_{s,min} \begin{cases} \frac{14}{f_y} b_w d \\ \frac{0.8 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \end{cases}, \text{ en cm}^2 \quad (44)$$

$$A_{s,max} = 0.025 b d, \text{ en cm}^2 \quad (45)$$

Finalmente, existe un criterio de constructibilidad en donde la cantidad de varillas que se vayan a colocar tiene que ser menor que la cantidad indicada en la Figura 17:

Diseño a cortante. El diseño por cortante se genera para encontrar la cantidad de aros y su separación dentro y fuera de las zonas de confinamiento. Los cálculos necesarios son los expuestos a continuación.

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s \quad (46)$$

Donde:

ϕV_c : capacidad a cortante del concreto.

ϕV_s : capacidad a cortante del acero.

Para encontrar los valores de capacidad del concreto y del acero, primero se calcula la capacidad el concreto con la siguiente ecuación:

$$\phi V_c = \phi * 0.53\sqrt{f'_c} * bd \quad (47)$$

Después se calcula la capacidad del acero que simplemente es igualar la capacidad nominal al cortante último, cambiar ϕV_n por la Ecuación 37 y luego restar ϕV_c de V_u para encontrar ϕV_s . Con esto se puede hallar el área de acero transversal requerida mediante los siguientes criterios:

Tabla 22
Criterios para la capacidad de cortante acero

Casos	Criterio	Sub-caso	Criterio 2	Resultado
I	$V_u \leq \frac{\phi V_c}{2}$	-	-	No se requiere aros
II	$\frac{\phi V_c}{2} < V_u \leq \phi V_c$	-	-	Aros mínimos
		a)	$\phi V_s \leq 2 \cdot \phi V_c$	$s = \min\left(\frac{d}{2}; 60cm\right);$ $A_v = \frac{\phi V_s \cdot s}{\phi f_{y,aros} \cdot d}$
III	$\phi V_c < V_u$	-	-	$s = \min\left(\frac{d}{4}; 30cm\right);$ $A_v = \frac{\phi V_s \cdot s}{\phi f_{y,aros} \cdot d}$
		b)	$2 \cdot \phi V_c < \phi V_s \leq 4 \cdot \phi V_c$	
IV	$4 \cdot \phi V_c < \phi V_s$	-	-	Se tiene que cambiar la sección o grado de acero

Columnas

Las columnas se someten a un diseño por flexo-compresión, ya que estos elementos tienen que soportar no solo los momentos, sino también las cargas axiales que generan efectos compresivos.

Diagrama de interacción. Los diagramas de interacción sirven para generar curvas de Pn (Mn) de una columna para comprender si esta es capaz de soportar las cargas de compresión y momento últimas que genera la estructura. Estas curvas se presentan no solo mediante valores de

P_n y M_n , sino que también se utilizan valores reducidos por un factor Φ y valores que se aumentan 1.25 veces (por razones de que las varillas de acero tienen una sobre resistencia de 1.25fy).

A la vez, los puntos importantes de las curvas hacen referencia a los estados siguientes: *Tensión pura, sección controlada por tensión, condición balanceada, sección controlada por compresión, compresión pura*. Los puntos se presentan en la Figura 14 como F, E, D, C, B y A respectivamente.

Figura 14

Ejemplo de diagrama de interacción para columnas de concreto

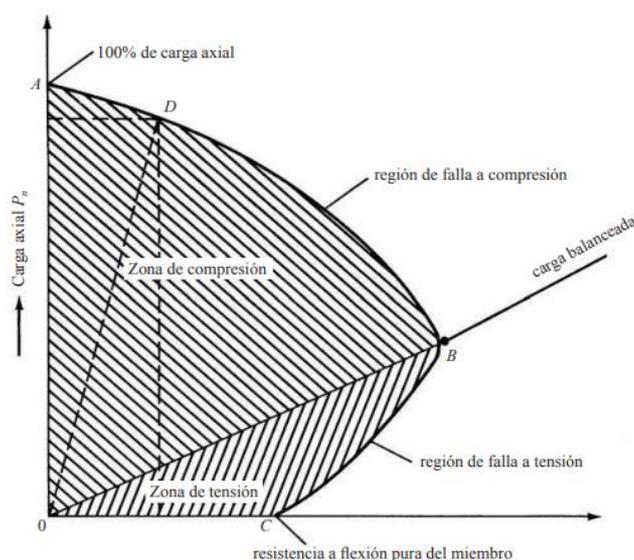


Figura 10.10 Diagrama de interacción de columna.

Nota. Diagrama que establece los puntos que generan un contorno básico de un diagrama de interacción para columnas de concreto. De Capítulo 10. Diseño de columnas cortas sometidas a carga axial y flexión: Desarrollo de los diagramas de interacción. Por J. C. McCormac y R H. Brown, 2017.

Para obtener estos puntos en los diagramas se requieren las siguientes ecuaciones y especificar el eje neutro y valores c_b que son mayores o menores al eje neutro. Esto depende si se calcula para sección controlada por tensión o compresión (tensión = $c < c_b$ y compresión = $c > c_b$).

$$a = c * \beta \quad (48)$$

$$C_c = 0.85 f'_c \cdot ab \quad (49)$$

$$f_{si} = \begin{cases} f_{y,long} & \text{si } \epsilon_{si} > \epsilon_y \\ \epsilon_{si} \cdot E & \text{si } \epsilon_{si} < \epsilon_y \end{cases} \quad (50)$$

$$F_{si} = \begin{cases} f_{si} \cdot A_{si} & : si \ a < y_i \\ (f_{si} - 0.85f'_c) \cdot A_{si} & : si \ a \geq y_i \end{cases} \quad (51)$$

$$P_n = C_c + \sum F_{si} \quad (52)$$

$$M_n = \begin{cases} C_c \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum F_{si} \left(\frac{h}{2} + y_i \right); & \text{para secciones simétricas} \\ C_c (y_{CP} - y_c) + \sum F_{si} (y_{CP} + y_i); & \text{para secciones no simétricas} \end{cases} \quad (53)$$

Donde:

a = altura del área en compresión, cm.

β = parámetro que depende de la resistencia a la compresión del concreto.

c = centroide del área de la zona en compresión, cm.

b = ancho de la columna, cm.

ϵ_{si} = deformación unitaria de acuerdo con la capa de acero (calculado por semejanza de triángulos según la Figura 16).

f_{si} = esfuerzo de cedencia en la capa de acero, kg/cm².

F_{si} = fuerza de tensión o compresión en la capa de acero, kgf.

A_{si} = área de acero longitudinal, cm².

P_n = capacidad a carga axial o compresión, kgf.

M_n = capacidad a carga a flexión, kgf-cm.

Diseño a cortante. Para este diseño primero se tiene que encontrar el valor del cortante de diseño que consiste en evaluar y hallar el valor mayor entre el cortante último sacado de los programas de análisis estructural y un cortante denominado V_e , el cual se calcula con la siguiente ecuación.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H} \quad (54)$$

Donde:

³ Fuente: McCormac y Brown (2017).

M_{pr1} y M_{pr2} : capacidad probable en flexión en los extremos del elemento, que generan doble curvatura al calcularlos, kg-m. Esto se calcula con la siguiente ecuación:

$$M_{pri} = A_s \cdot (1.25f_y) \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (55)$$

H: altura del elemento y metros.

$$a = \frac{A_s \cdot (1.25f_y)}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} \quad (56)$$

De acuerdo con lo establecido en el inciso d) del art. 8.3.4 del Código Sísmico de Costa Rica, la separación requerida dentro de una longitud L_o entre los aros se calcula al sacar el menor valor de tres diferentes ecuaciones.

$$s_{max} = menor \begin{cases} 8 \cdot d_{b,long} \\ 24 \cdot d_{b,trans} \\ 0.50 \cdot \min(b; h) \\ 30cm \end{cases} \quad (57)$$

La longitud L_o es la distancia desde la cara del nodo o a partir de cualquier sección en donde se produzca rótula plástica. Esta longitud se establece de la siguiente manera:

$$L_o = mayor \begin{cases} \frac{1}{6} \cdot H \\ \max(b; h) \\ 45cm \end{cases} \quad (58)$$

Para el área total de acero contra el cortante requerido, se tiene que asegurar que el valor sea mayor que ninguna de las siguientes dos ecuaciones:

$$A_{sh} = \begin{cases} \frac{0.3 \cdot s \cdot h_c \cdot f_c'}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right) \\ \frac{0.09 \cdot s \cdot h_c \cdot f_c'}{f_{yh}} \end{cases} \quad (59)$$

Donde:

A_g = área bruta de la sección transversal, cm^2 .

A_c = área del núcleo interno del elemento, cm^2 .

s: separación, centro a centro, entre aros; cm.

h_c =distancia máxima, medida de centro a centro, entre esquinas del aro; cm.

f_{yh} =resistencia a la cedencia del acero transversal, kg/cm².

Diseño en acero

La estructura de acero marco para esta investigación se toma como marcos intermedios (IMF), ya que en una nueva publicación del Código Sísmico se definen parámetros de diseño para este tipo de marco de acero resistente en el momento. Por esto, habrá algunos cambios en las ecuaciones de diseño, principalmente para las vigas. A diferencia del concreto, en donde se tienen formas simplificadas para calcular las capacidades para los elementos estructurales, en acero se tienen que hacer cálculos para ciertos tipos de cargas que son inherentes al elemento.

Vigas

En el caso de las vigas los cálculos de capacidades se enfocan en las cargas de tensión, momento y cortante. La forma que se usa para encontrar la capacidad a tensión de una estructura es determinar cuál de las siguientes resistencias nominales reducidas de los estados límites en la Tabla 23 es el menor:

Tabla 23

Estados límites para capacidad a tensión en vigas de acero

Estado límite	Ecuación	Φ
Falla por fluencia	$R_n = A_g \cdot F_y$	0.9
Falla por fractura	$R_n = A_e \cdot F_u$	0.75
		$A_e = A_n * U$
		$A_n = A_g \cdot n(d_p + \frac{l}{16})$
Falla por esfuerzo cortante en el bloque (centro)	$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6$	0.75
		$A_{nt} =$
Falla por desgarre y aplastamiento.	$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4$	0.75

Para los cálculos de momento nominal se tiene que hacer primero una comprobación en donde el cálculo del M_n cambiará según la zona en donde L_b esté (esto se puede comprender con

más detalle en el Gráfico 1 en los anexos). En la mayoría de los casos se espera que el L_b caiga en la zona plástica, ya que permite tener una capacidad mayor al resto. El nuevo CSCR establece dos cambios que son:

$$L_b = 0.19r_y \cdot \frac{E}{F_y}, \text{ cm} \quad (60)$$

$$\phi M_n = \phi R_y Z_x F_y, \text{ kg} - \text{ m} \quad (61)$$

En donde:

Z_x : módulo plástico de la sección transversal, cm^3 .

$$= A_c \cdot \bar{y}_c + A_t \cdot \bar{y}_t$$

R_y : relación entre el esfuerzo de cedencia esperado y el esfuerzo de cedencia mínimo especificado, F_y , de la Tabla 10.1 del Capítulo 10 del CSCR-14.

Φ : valor reductor = 0.9.

Por último, la capacidad en cortante se obtiene al encontrar el valor de $\frac{h}{t_w}$ y posicionarlo dentro del Gráfico 2 en los anexos, para determinar en qué zona se encuentra la sección transversal. Al igual que en el M_n se prefiere que el valor se encuentre en la zona de *rendimiento de esfuerzo* para asegurar el cortante más alto posible. En este caso la ecuación es:

$$\phi V_n = \phi 0.6 F_y A_w C_v \quad (62)$$

Donde:

A_w : área de la sección transversal de un perfil $W = dt_w$, cm^2 .

C_v : factor de reducción para el esfuerzo cortante de pandero, tomado conservadoramente como 1.

Φ : valor reductor = 0.9.

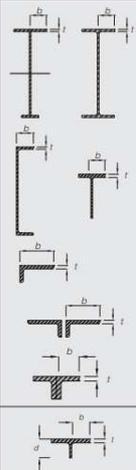
Columnas

En el caso de las columnas se calculan solo para dos tipos de carga: las axiales (por tensión) y por compresión. Los cálculos para la capacidad en tensión de un elemento ya se estipularon

anteriormente, por lo que esta sección se enfoca en el cálculo de capacidad en compresión, sin embargo, antes de hacer tales cálculos el código sísmico requiere que se haga una comprobación de esbeltez a partir de las tablas mostradas en las siguientes figuras:

Figura 15

Razón de esbeltez para sismo, λ_{hd} y λ_{md} , para elementos de acero en compresión

Tipo de elemento	Razón de esbeltez	Razón de esbeltez máxima		Ejemplo
		λ_{hd} Elementos con ductilidad óptima	λ_{md} Elementos con ductilidad moderada	
Elementos sin rigidizar Alas de secciones "I", canales o secciones "T" laminadas y secciones "I" soldadas a base de placas Alas de angulares simples o alas de angulares dobles con separadores Alas de angulares doble en contacto continuo	b/t	$0.30 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

Nota. Razones de esbeltez máximo y de los perfiles. De Código Sísmico de Costa Rica Revisión 2014: Capítulo 10. Requisito para acero estructural, 2014.

Figura 16Razón de esbeltez para sismo, λ_{hd} y λ_{md} , para elementos de acero en compresión, continuación

Elementos rigidizados	Paredes de tubos rectangulares HSS	b/t			
	Alas de secciones "I" convertidas en sección rectangular y paredes de secciones tipo cajón soldadas a base de placas	b/t	$0.55 \sqrt{\frac{E}{F_y}}^{(b)}$	$0.64 \sqrt{\frac{E}{F_y}}^{(c)}$	
	Placas laterales de secciones "I" convertidas en secciones rectangulares y paredes de secciones tipo cajón soldadas a base de placas utilizadas como riostras diagonales	h/t			
Elementos rigidizados	Almas de secciones "I" laminadas y almas de secciones "I" soldadas a base de placas utilizadas como vigas o columnas	h/t_w	Para $C_s \leq 0.125$ $2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1-0.93C_s)$	Para $C_s \leq 0.125$ $3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (1-2.75C_s)$	
	Placas laterales de secciones "I" convertidas en secciones rectangulares utilizadas como vigas o columnas	h/t	Para $C_s > 0.125$ $0.77 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.93-C_s)$ $\geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	Para $C_s > 0.125$ $1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y}} (2.33-C_s)$ $\geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Almas de secciones tipo cajón soldadas a base de placas utilizados como vigas o columnas	h/t	Donde: $C_s = \frac{P}{\phi_s P_s}$	Donde: $C_s = \frac{P}{\phi_s P_s}$	
Elementos rigidizados	Almas de secciones "I" laminadas o soldadas a base de placas utilizadas como riostras diagonales	h/t_w	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	Paredes de tubos circulares tipo HSS	D/t	$0.038 \frac{E}{F_y}$	$0.044 \frac{E}{F_y}^{(c)}$	

Nota. De Código Sísmico de Costa Rica Revisión 2014: Capítulo 10. Requisito para acero estructural, 2014.

Tras cumplir estos requerimientos se prosigue por usar las siguientes ecuaciones para obtener la capacidad en compresión de vigas de acero. Al igual que en los casos de momentos y cortante, la posición del valor resultante de $\frac{KL}{r}$ dentro del eje x del Gráfico 3, en el anexo de este documento, estipulará si la columna exhibe pandeo inelástico o elástico. Esto determina el valor del esfuerzo crítico de la columna mediante las ecuaciones que se presentan continuación.

$$\begin{cases} \text{si } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ o } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \therefore F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \\ \text{si } \frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ o } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \therefore F_{cr} = 0.877 F_e \end{cases} \quad (63)$$

$$\phi P_n = \phi F_{cr} \cdot A_g \quad (64)$$

Donde:

F_{cr} : esfuerzo crítico de la columna, kg/cm².

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}$$

K: factor de longitud efectiva sacado de la tabla.

L: longitud sin arriostramiento lateral del miembro, cm.

R: radio de giro, cm.

Es preferible que $\frac{KL}{r} \leq 200$.

Φ : factor de reducción = 0.9.

Figura 17

Factor K para columnas de acero

Tabla 5.1 Valores aproximados del factor de longitud efectiva, K.						
Las líneas punteadas muestran la forma pandeada de la columna	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Valor K teórico	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Valores recomendados de diseño cuando las condiciones reales son aproximadas	0.65	0.80	1.2	1.0	2.10	2.0
Símbolos para las condiciones de extremo						
	Rotación y traslación impedidas		Rotación libre y traslación impedida		Rotación impedida y traslación libre	
	Rotación libre y traslación impedida		Rotación impedida y traslación libre		Rotación y traslación libres	

Nota. De Diseño de Estructuras de Acero: Introducción a los miembros cargados axialmente a compresión, por J. C. McCormac y S. F. Csemak, 2012.

Finalmente, se tiene que calcular la razón de esfuerzos de las columnas, cuya ecuación depende del siguiente requisito:

$$\text{Si } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2 \therefore \frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (65)$$

$$\text{Si } \frac{P_r}{P_c} < 0.2 \therefore \frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1 \quad (66)$$

Donde:

P_r = resistencia a la compresión axial requerida sacada de las combinaciones de carga última del análisis estructural.

P_c = capacidad a la carga axial = ΦP_n .

M_r = resistencia a la flexión requerida, se saca de las combinaciones de carga última del análisis estructural.

M_c = capacidad del elemento a la flexión = ΦM_n .

X = subíndice que indica flexión en torno al eje fuerte.

Y = subíndice que indica flexión en torno al eje débil.

Marcos IMF

Los requisitos del CSCR 2010 REV14 para los marcos intermedios establecen que la ductilidad de las vigas y las columnas del marco tiene que ser moderada y satisfacer con lo establecido en el art. 10.4.1. Es decir, los perfiles no pueden ser compuestos, tiene que ser un solo elemento y se tiene que calcular una razón de esbeltez que no exceda el máximo dado por la Tabla 10.6 de acuerdo con su ductilidad. En cuanto al ala de las vigas en las zonas de rótula plástica, el perfil tiene que ser constante, además, en estas zonas no se permite que se hagan perforaciones a no ser que se pueda demostrar de manera experimental que la estabilidad de la rótula plástica se mantiene y que sea capaz de ajustarse al ángulo de deriva que se requiera.

Cualquier región en los extremos de las vigas que estén sometidas a deformaciones inelásticas debe considerarse como zona protegida y, por lo tanto, cumplir con los requisitos del inciso 10.4.1.3 del código. Su longitud se determina mediante lo especificado en el Anexo B del código. Las conexiones viga-columna tienen como requisitos que el ángulo de rotación para el ajuste de la deriva tiene que ser por lo menos 0.02 rad y al alcanzar este ángulo la capacidad a flexión de la conexión tiene que ser igual o mayor que $0.80M_p$.

Por último, los empalmes de columnas deben cumplir los requisitos del inciso 10.4.2.5. Además, de que si son soldados estos tienen que ser de soldadura de penetración total mientras que los empalmes emperrados deben tener una resistencia requerida mayor o igual a $R_y F_y Z_x$ de la

columna más pequeña y una resistencia requerida a cortante en el empalme de almas mayor o igual a $\sum M_{pc}/H_c$.

Capítulo III. Metodología

Procedimiento de la investigación

Esta investigación se inició con el análisis sísmico para obtener las fuerzas sísmicas de la estructura, después se generó un análisis de viento de acuerdo con lo que establecen los *Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de la fuerza de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica*. Además, se calculó la velocidad de viento según la ecuación de presión de viento del ASCE 7-16 para usarlo como si fuera el método dinámico en sismo.

Se siguió con un análisis estructural con cargas de sismo en SAP200 para la estructura de concreto y la de acero en el cual se obtuvieron las deflexiones por piso en ambas estructuras para cada dirección ortogonal, para hacer el análisis estático y conseguir las razones de deriva. Seguidamente, se calcularon de nuevo las razones de deriva, pero con las deflexiones del análisis dinámico.

Después, se generó otra vez un análisis estructural, pero con las combinaciones de servicio para viento, se obtuvieron nuevamente las deflexiones y se calcularon las razones de deriva y se compararon con los límites establecidos en los lineamientos. Luego se obtuvieron los valores de momento flector y carga axial para las combinaciones de resistencia de sismo y viento para diseñar las columnas con el diagrama de interacción para las columnas de concreto y la relación de interacción para las de acero. Después se obtuvieron el instante último y el cortante último de la envolvente para las vigas y se hizo un diseño a capacidad de las vigas.

A continuación, se calculó el volumen de concreto para las vigas y columnas del marco de concreto y el peso de las varillas de acero que se propusieron durante el diseño por capacidad, asimismo, se sumaron los pesos de las varillas con respecto a si eran para varilla longitudinal o transversal y se dividió esa suma por el valor del volumen de concreto para obtener el indicador de kg/m^3 . Finalmente, se calculó el peso de las vigas y columnas del marco de acero al multiplicar el peso volumétrico por el área de la sección transversal y la longitud del elemento. Además, se sumaron los pesos representativos de los elementos en cada piso y se dividió por el área de la estructura para conseguir el valor del indicador de kg/m^2 .

Figura 18

Diagrama de flujo para procedimiento del TFG



Paradigma

Los desplazamientos de una estructura se interpretan por todo ingeniero estructural como la descripción del movimiento y posibles problemas estructurales que esta tiene cuando se le apliquen cargas gravitacionales y laterales. Estos movimientos pueden analizarse para ver cuáles cambios se les pueden hacer después a los elementos estructurales para minimizarlos.

En esta investigación los desplazamientos son tabulados, de manera que según la zona sísmica y de viento se puede apreciar cuánto difieren las razones de derivas por cada edificio analizado.

Enfoque metodológico

Para esta investigación se toma un enfoque cuantitativo, ya que una de sus características principales es la observación precisa, la comprobación y las experiencias de la persona investigadora, motivo por el cual se usa comúnmente en las ciencias exactas. Esto ocasiona un análisis objetivo, neutro y congruente con la realidad.

Las estructuras por analizar en los cuatro puntos del país están sujetas a los códigos, normas y especificaciones técnicas vigentes en el momento de inicio del proyecto. Los resultados son aproximadamente similares, al considerar la posibilidad de incertidumbre causado por el error humano, de diferentes personas investigadoras que usen el mismo o distintos códigos, normas y especificaciones que estén vigentes en el país donde se practica.

Métodos de investigación

Para esta investigación se requiere de un método/diseño experimental que de acuerdo con lo establecido por Hernández Hernández (2014): “El término experimental tiene al menos dos acepciones, una general y otra particular. La general se refiere a “elegir una acción” y después observar las consecuencias” (p. 129). Esta interpretación se puede observar en el presente proyecto con el hecho de que el prediseño y el análisis se hacen para un sistema sismorresistente, al cual se le aplica una carga de viento que no se contempla en las ecuaciones de combinaciones de carga del Capítulo 6 del CSCR-14.

De forma explicativa, en este proyecto de investigación se desea analizar estructuras de concreto y acero en cuatro puntos del país (1 en el que las zonificaciones tengan la *misma* intensidad y las otras 3 en donde difieran) para establecer como afectará la implementación de los *Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica* en el futuro de las edificaciones del país. Los resultados de los desplazamientos, derivas y cantidades de materiales se contemplan como porcentajes (positivos o negativos para denotar incrementos o disminuciones), mientras que las deflexiones y pendientes de los elementos estructurales se plantean de manera numeral, soportados por gráficos que permitan apreciar las deformaciones de estos elementos.

Categorías de análisis de investigación

Tabla 24

Variables independiente, dependientes y herramientas para cada objetivo específico

Objetivos específicos	Variables independientes	Herramientas por utilizar	Variables dependientes
Comparar las deflexiones totales, las razones de derivas y el cortante por piso, obtenidas con el diseño sísmico mediante el método sísmico contra los resultados del diseño de viento.	Efectos del viento en los edificios sometidos a cargas sísmicas y de viento	Código Sísmico de Costa Rica Lineamientos técnicos de viento	Mayores desplazamientos y razones de derivas
Verificar la diferencia entre las cantidades de materiales, utilizando los indicadores de cantidades kg/m ² y kg de acero por m ³ de concreto.	Las dimensiones de los elementos no son lo suficientes para soportar las combinaciones para viento.	Manual de cálculo de materiales para maestros de obra	Incremento o disminución de las cantidades de materiales para los elementos estructurales del edificio
Analizar los resultados con los que se evalúe si posibles alternativas constructivas disminuirán la cantidad de materiales.	Incremento en los desplazamientos de la estructura por causa del aumento del peso propio.	Dibujos estructurales	Se puede disminuir la afectación del viento con elementos secundarios que sean costo-efectivos.
Determinar si los resultados de los nuevos lineamientos de viento generarán diferencias en los resultados de diseño sismo-resistentes.	Cambios que ocasionará el uso de los lineamientos técnicos de viento del CFIA.	Sap2000 CSCR-14	Se puede saber cuán ajustados están los lineamientos a las condiciones topográficas y climatológicas del país.
Evaluar los resultados de carga última de marcos de acero con los nuevos requisitos para marcos IMF del CSCR.	Incentivo por analizar las estructuras de acero de gran altura como si fueran IMF en lugar de SMF.	Código Sísmico de Costa Rica	Cambios en la próxima edición del CSCR sobre los requisitos de acero estructura.

Fuentes de información

El desarrollo la información obtenida de las fuentes se muestra en dos diferentes formatos: una en la que se detallan las personas a quienes se consultó sobre el tema por tratar y la otra una explicación de los trabajos anteriores en donde se pudo sacar información para soportar el presente trabajo.

Personas consultadas para obtener información

Tabla 25

Personas consultadas para obtener la información requerida

Nombre	Descripción profesional	Tema
Gerardo Chacón	Ingeniero civil, experto en ingeniería sismorresistente	Tutor/asesor del trabajo presente
Reyes Bonilla Andrés	Ingeniero civil, encargado de sección presupuestaria de empresa.	Consulta sobre sistemas auxiliares contra el viento.

Fuentes de información

En este trabajo se emplean antecedentes nacionales e internacionales, de graduados o profesionales, que han hecho sus propias investigaciones en el tema (aún si el enfoque difiere en cuanto al tipo de estructura analizada) y que los resultados pueden aportar la base que se usa para enfocar el tema de este proyecto de investigación.

Población y muestra

En este proyecto se emplea una muestra igual a la población, pues la cantidad de datos que se obtiene para cada objetivo que se planteó no justifica tener que minimizar la cantidad para usarla como grupo de referencia. Dicho esto, en este estudio las muestras para los objetivos específicos (a excepción de los objetivos 3 y 4 listados) tienen que ver con las derivas (20 muestras), las cantidades de materiales (3 muestras) y los desplazamientos de elementos estructurales (38 muestras), en términos de pendiente y deflexión. En total, se tiene una cantidad de muestras igual a 61 para cada tipo de edificio para cada uno de los casos de zonificación expuestos.

Técnicas e instrumentos para la recolección de datos

La técnica para la recolección de datos que se usa es la observación y los instrumentos específicos a la Ingeniería Civil como el análisis estructural. La observación es necesaria, ya que le permite al investigador detectar si los datos soportan o no la hipótesis que se planteó. Por otro lado, este estudio requiere del uso del análisis estructural para recolectar los datos porque este proceso es una parte integral con el cual se generan los objetivos específicos.

Técnicas e instrumentos para el procesamiento y análisis de datos

Para el procesamiento y análisis de datos se utiliza el programa de Minitab, el cual es un programa estadístico que permite encontrar las distribuciones, varianzas y probabilidades que se encuentran en un grupo de datos obtenidos de investigaciones o laboratorios. Existen diferentes tipos de distribuciones y técnicas para obtener estos valores, pero para este caso se usa la regresión lineal y la distribución normal. De igual forma, se usan tablas para demostrar los valores que se obtienen de la recolección de datos. Esto como manera de visualizar los cambios que provocan las cargas de viento.

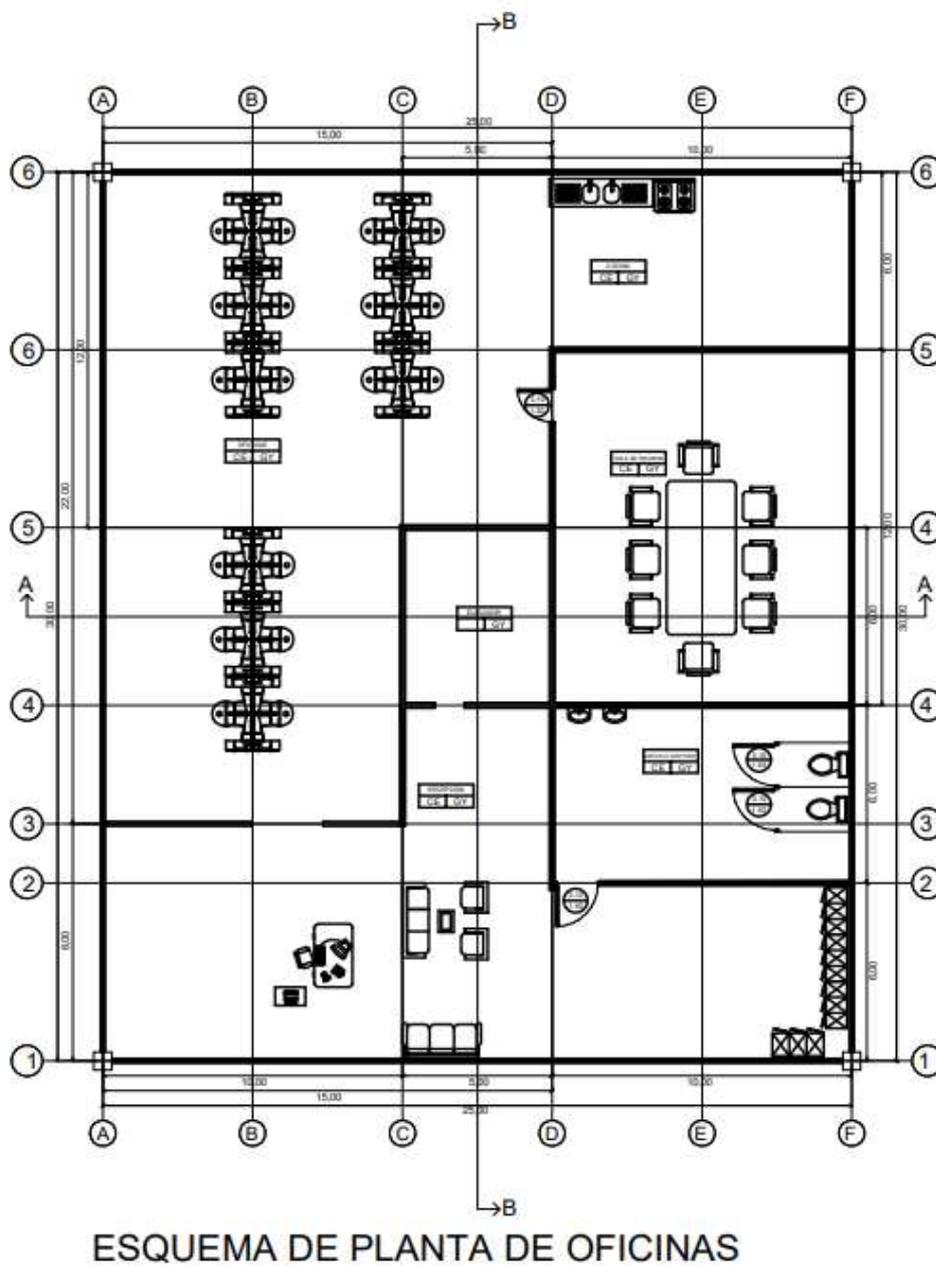
Capítulo IV. Análisis de resultados

Geometría y dimensionamiento

Para todas las estructuras marco analizadas en este trabajo, la geometría se mantiene como 30 m x 25 m, los marcos paralelos a la cara de 30 m tienen 6 m de distancia de centro a centro de columnas, mientras que para los marcos paralelos a la cara de 25 m se tienen 5 m de distancia de centro a centro de columnas; el último piso se compondrá de una azotea. En lo que concierne a las dimensiones de los elementos de columnas y vigas se decidió que se harían de 60x60 cm en las columnas de concreto y 25x60 cm y 20x50 cm para vigas de concreto, respectivamente con la cara paralela en la que se encuentra.

En el caso de las estructuras de acero se empezó con columnas de perfil W14x132 y vigas W16x45, las cuales se cambiaron cuando no cumplieron el análisis sísmico concluyendo con perfiles W14x193 y W16x100 respectivamente. La Figura 25 muestra la geometría que se adoptó para todos los edificios que se analizaron.

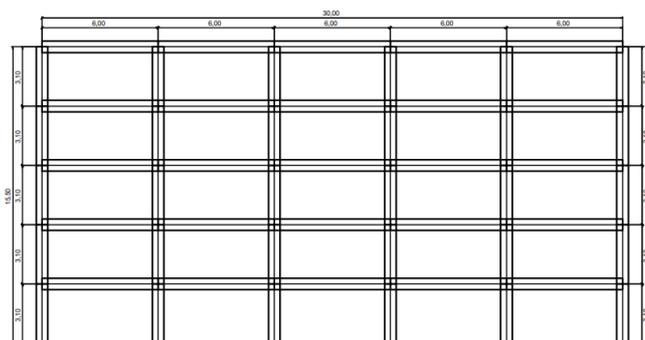
Figura 19
Vista en planta para esquema de oficinas



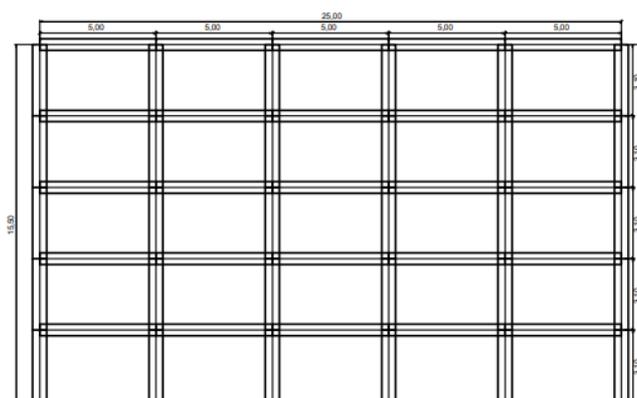
Nota. Las dimensiones están en unidades de metros.

Figura 20

Vista en elevación de plano esquemático-eje y



VISTA DE CORTE B-B



VISTA DE CORTE A-A

Nota. Las dimensiones están en unidades de metros.

Cálculo de cargas sísmicas

Para encontrar las fuerzas sísmicas que actúan sobre la estructura se utilizaron los capítulos 2-7 del CSCR-14. Al tomar en cuenta las estructuras estas se analizan en la ciudad de Nicoya. A continuación, se tabulan los datos iniciales para el cálculo de las cargas.

Tabla 26*Datos iniciales para carga sísmica*

	Nicoya		Nicoya
Zona sísmica	IV	Periodo (T) x	0.5 s
Tipo de suelo	S3	Periodo (T) y	0.5 s

Aceleración pico efectiva	0.44	Sobrerresistencia (SR)	2
Importancia (I)	1	FED	0.582
Ductilidad local	Moderada		
Regularidad	Regular		
Ductilidad global	3		

Notas. Tabla de los valores para todas las variables para el análisis sísmico.

Para las estructuras que se analizaron en esta investigación se usó una ductilidad global igual a 3 porque en la estructura de acero se usa un marco IMF y de acuerdo con el inciso 10.5.2.5 del Código Sísmico estos marcos tienen que satisfacer los requisitos de ductilidad moderada del inciso 10.4.1. Para la estructura de concreto se puede aprovechar el art. 8.3.4(e) del Código Sísmico porque permite que las separaciones entre aros sean el máximo de entre los siguientes valores: “8 veces el diámetro de la menor barra longitudinal, 24 veces el diámetro de la barra transversal, 0.50 veces la dimensión mínima de la sección o 30 cm” (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2014, s. p) a aquellos permitidos por el art. 8.3.4(c) y (d) que imponen que la separación máxima no sea menor que 0.25 veces el diámetro de la mínima sección, 6 veces el diámetro de la barra de menor diámetro o s_o calculado con la Ecuación 67, para confinamiento en columnas. Por consiguiente, se muestran en la Tabla 27 los componentes requeridos de carga permanente y temporal para los cálculos de las cargas sísmicas.

$$s_o = 10 + (35 + h_x/3) \quad (67)$$

Tabla 27

Desglase de cargas en la estructura

Estructura de concreto				Estructura de acero			
Carga temporal		Carga permanente		Carga temporal		Carga permanente	
Azotea	Oficinas	Azotea	Oficinas	Azotea	Oficina	Azotea	Oficinas
200	250	423,5	483,5	200	250	378,63	438,63

Notas. Cargas permanentes y temporales para las estructuras de concreto y acero.

Se prosigue a calcular el coeficiente sísmico de las estructuras de acuerdo con los datos de la Tabla 24 y con la Ecuación 1 del presente documento; a excepción del valor del FED que es el que se obtiene al usar el periodo de la estructura recalculado con la Ecuación 9 en las tablas del Anexo y del Código Sísmico de Costa Rica revisión 2014. La Ecuación 68 es para el coeficiente para la estructura de concreto en el sentido x, mientras que la Ecuación 69 es para el sentido y; los coeficientes para la estructura de acero son la Ecuación 70 para sentido en x y Ecuación 71 para sentido en y.

$$C = \frac{0,44 \cdot 1 \cdot 0,589}{2} = 0,130 \quad (68)$$

$$C = \frac{0,44 \cdot 1 \cdot 0,675}{2} = 0,149 \quad (69)$$

$$C = \frac{0,44 \cdot 1 \cdot 0,6002}{2} = 0,1320 \quad (70)$$

$$C = \frac{0,44 \cdot 1 \cdot 0,7328}{2} = 0,1612 \quad (71)$$

Después de esto se calcularon las fuerzas sísmicas en concordancia con lo que dicta el CSCR-14 en el Capítulo 7, lo que se representa en este documento como la Ecuación 6. La Tabla 28 demuestra los valores finales de las fuerzas sísmicas tras iterar el análisis sísmico con el recálculo del periodo.

Tabla 28
Valores de las fuerzas sísmicas

	Nivel	Concreto			Acero		
		$W_{sismico}$	F_x	F_y	$W_{sismico}$	F_x	F_y
Azotea	0+15.50 m	466.64	103.70	61.91	359.27	39.63	48.45
Piso 4	0+12.40 m	587.97	104.53	62.40	446.20	39.38	48.14
Piso 3	0+09.30 m	587.97	78.40	46.80	446.20	29.53	36.10
Piso 2	0+06.20 m	587.97	52.27	31.20	446.20	19.69	24.07
Piso 1	0+03.10 m	587.97	26.13	15.60	446.20	9.84	12.03

Notas. Unidades de toneladas para los pesos sísmicos y fuerzas.

Tras encontrar el desplazamiento se calculan las derivas inelásticas, mediante el uso de la Ecuación 8, ya que esta se compara con la razón de deriva del CSCR-14 que se presenta enseguida.

Tabla 29

Límite superior de la razón de deriva inelástica para sismo

Sistema estructural (según el art. 4.2)	Edificaciones B, D y E (Limitación normal según el art. 4.1)
Tipo marco	0,05
Tipo dual	0,018
Tipo muro	0,010
Tipo voladizo	0,020
Tipo otros	0,010

Cargas de viento

Con los datos que se obtienen para el trabajo se espera encontrar resultados a partir de los cálculos del lineamiento de viento, que afirmen o nieguen que el viento provoca grandes efectos en cuanto a los desplazamientos de la estructura. Para las estructuras propuestas se aclara que como no se está diseñando ninguna, ningún elemento se calcula, únicamente la combinación de servicio estipulada al final del Capítulo 5 del *Lineamiento técnico para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica*.

Presión de viento

Las presiones de viento se obtienen con la Ecuación 7 para la presión básica y Ecuación 8, para la presión de viento, expuestas en este documento. El valor de la Ecuación 72 es para la presión básica de viento y la Ecuación 73 es la presión de viento en condición de servicio, mientras que la Ecuación 74 es para la condición de resistencia en el piso final.

$$q_b = 0,005 * 125 \frac{km}{h} = 78.125(Nicoya) \quad (72)$$

$$q(h) = 78,125 * 1.10 * 0.7 * 1 * 1 * 1 = 60.342 \frac{kg}{m^2} (Nicoya) \quad (73)$$

$$q(h) = 78,125 * 1.10 * 0.7 * 1 * 1 * 1 = 116.4113 \frac{kg}{m^2} (Nicoya) \quad (74)$$

Coefficientes

El coeficiente de exposición para todas las zonas se calcula con la Tabla 5 con una rugosidad predominante de C. Por esto, para las caras laterales y de sotavento de la estructura el valor de coeficiente se da como:

$$C_e(z) = 2,01 \left(\frac{18}{274} \right)^{\frac{2}{9.5}} \geq 2,01 \left(\frac{4}{274} \right)^{\frac{2}{9.5}} = 1.13 \geq 0.83 \quad (75)$$

En cuanto a los valores de $C_e(z)$ y $q(z)$ para cada nivel en el sentido de la cara a barlovento se muestran con las siguientes tablas.

Tabla 30
Valores de $C_e(z)$ para cara de barlovento

Z	Servicio		Resistencia	
	$C_e(z)$	Q(z)	$C_e(z)$	Q(z)
3.1	0.83	45.37	0.83	87.53
6.2	0.91	49.76	0.91	95.99
9.3	0.99	54.19	0.99	104.55
12.4	1.05	57.57	1.05	111.07
15.5	1.10	60.34	1.10	116.41
18.00	1.13	62.27	1.13	120.14

Nota. La 1.^a columna es la altura, la 2.^a es para el coeficiente de exposición y la 3.^a es para la presión de viento en cada piso.

Para el coeficiente de recurrencia se utiliza 0,7 para todas las zonas analizadas en esta investigación para el caso de cargas de servicio y en cuanto a las condiciones de resistencia se requiere usar 1.6 en zonas III, IV, V y 3.0 en zona I. El coeficiente topográfico es de 1, ya que no se puede determinar si la ubicación se ajusta a lo mostrado en la Tabla 7 y Figura 7 en este documento. Además, el coeficiente de direccionalidad es de 1, ya que los lineamientos técnicos los establecen

como tal cuando se calculan las combinaciones de servicio, mientras que para las combinaciones de resistencia se usa un valor de 0,85.

De acuerdo con los periodos que se encontraron durante los cálculos para el análisis sísmico, ambas estructuras para la zona sísmica IV son edificaciones rígidas, ya que cumplen el criterio en el que el periodo sea menor o igual a 1 (Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos, 2023). Con esto establecido se pueden definir los coeficientes de ráfaga como 0,85 para las dos estructuras. El valor de C_p obtenido para cada cara del edificio se muestra en la Tabla 31.

Tabla 31
Valor de C_p para cada dirección de viento

Dirección de viento	Cara	L/B o h/L	Dirección horizontal	C_p
Barlovento	Todas	-	-	0.8
Sotavento	Eje y	=25/30 = 0.83	-	-0.5
	Eje x	=30/25 = 1.2	-	-0.4
Lateral	Todas	-	-	-0.7
Techo	Eje y	=15.5/30=0.52	0 a h/2	-1.04
			> h/2	-0.7
	Eje x	=15.5/25=0.62	0 a h/2	-1.04
			> h/2	-0.7

Por último, el coeficiente GC_{pi} se establece como ± 0.18 , ya que la edificación se considera una estructura cerrada por estar cubierta por paneles de vidrio.

Presión de diseño

En este proyecto solo se calculó la presión externa, ya que en el método automático, que usa el código ASCE-7, no se requiere ingresar la presión interna. Por esto, a continuación se detallan los valores de las presiones de diseño para los edificios situados en Nicoya en ambos sentidos ortogonales, debido a estar en zona de alto viento y sismo alto.

Tabla 32
Valores de presión externa para todos los edificios

Pisos	Sentido x		Sentido y	
	<i>Resistencia</i>	<i>Servicio</i>	<i>Resistencia</i>	<i>Servicio</i>
5.º	19,570.87	10,144.68	16,150.78	8,371.85
4.º	11,941.61	6,189.99	9,634.78	4,994.23
3.º ^{er}	11,566.29	5,995.44	9,322.01	4,832.11
2.º	11,089.42	5,748.25	8,924.62	4,626.12
1.º ^{er}	10,551.43	5,469.38	8,476.30	4,936.73

Revisión de derivas

Las derivas se calcularon de dos formas, tanto para sismo como para viento; en sismo se hizo un método manual, en donde se sacan las fuerzas de los pesos sísmicos del elemento y uno automático con el que se usaron los coeficientes sísmicos. Con el método manual para viento y sismo se insertan en un patrón de carga las fuerzas calculadas por los análisis respectivos con el CSCR 2010 REV14 y los lineamientos técnicos. Por otro lado, el método automático en sismo genera un patrón de carga dinámico con el espectro de respuesta de SAP2000 mientras que en el viento se calcula la velocidad de viento con la Ecuación 76 y se inserta en un patrón de carga con la carga lateral automática designada como *ASCE 7-16*.

$$q_z = 0.613K_zK_{zt}K_dK_eV^2 \quad (76)$$

Donde:

K_z = coeficiente de exposición a la presión del viento.

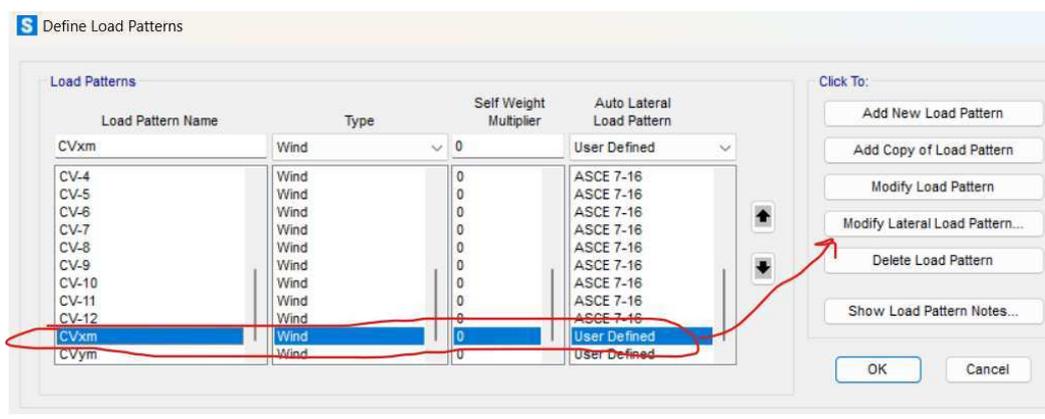
K_{zt} = factor topográfico.

K_d = factor de direccionalidad de viento.

K_e = factor de elevación del suelo.

Estos valores se obtuvieron de las tablas correspondientes de código ASCE7-16. Los límites superiores de la razón de deriva son los establecidos en el Capítulo 7 del CSCR 2010 REV14 (que es igual a 0.02 o 2 %) para sismo y $\frac{h_i - h_{i-1}}{400}$ para los casos de viento (que para la estructura de este estudio el valor es de 0.78 %). A continuación, se muestran figuras que ilustran la forma en la que se introdujo la carga de viento de los lineamientos y del ASCE-7.

Figura 21
Patrón de carga manual para viento en SAP2000



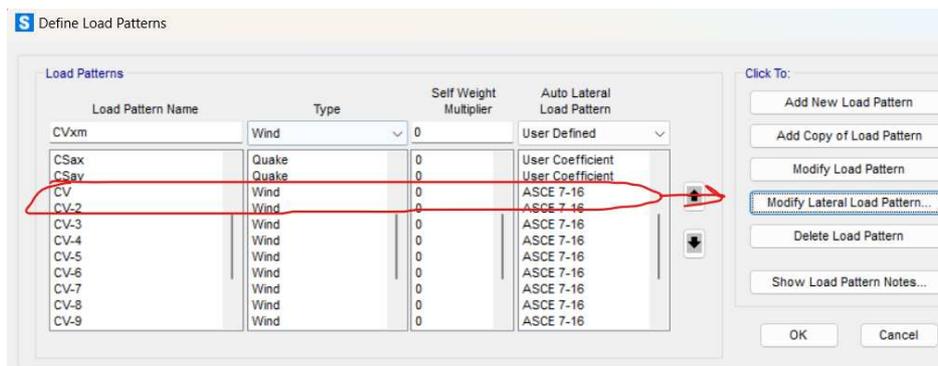
Nota. Crear un patrón de carga para viento para cada sentido ortogonal y seleccionar *user defined* en la lista desplegable de la sección de patrón de carga lateral automática; seleccionar y presionar el botón de modificar patrón de carga lateral.

Figura 22
Patrón de carga manual para viento-continuación

Diaphragm	Diaphragm Z	FX	FY	MZ	X-Ord	Y-Ord
AZOTEA_15,5	16,	10144,68	0,	0,	12,5	15,
DIAPH4_12,4	12,	6189,99	0,	0,	12,5	15,
DIAPH3_9,3	9,	5995,44	0,	0,	12,5	15,
DIAPH2_6,2	6,	5748,25	0,	0,	12,5	15,
DIAPH1_3,1	3,	5469,38	0,	0,	12,5	15,

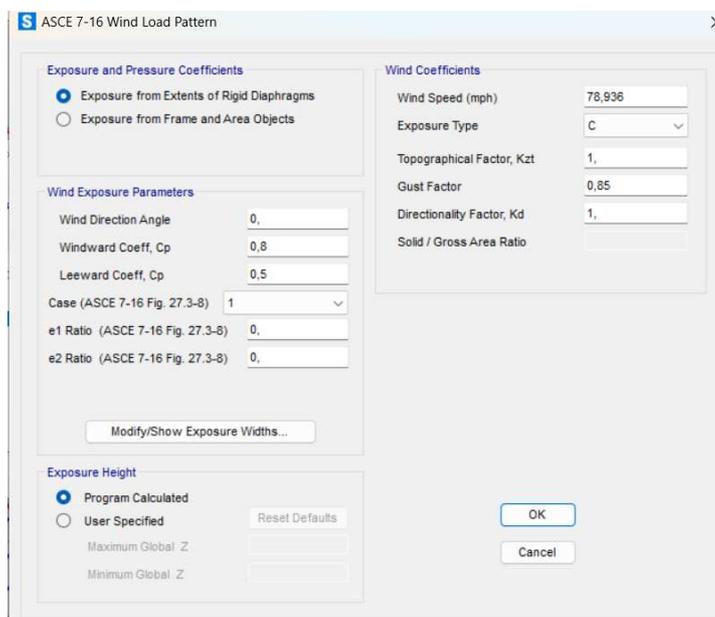
Nota. Insertar las fuerzas sísmicas en el sentido ortogonal y nivel de piso respectivo.

Figura 23
Patrón de carga ASCE7 para viento en SAP2000



Nota. Crear un patrón de carga para viento para cada sentido ortogonal y seleccionar ASCE7-16 en la lista desplegable de la sección de patrón de carga lateral automática; seleccionar y presionar el botón de modificar patrón de carga lateral.

Figura 24
Patrón de carga ASCE7 para viento en SAP2000



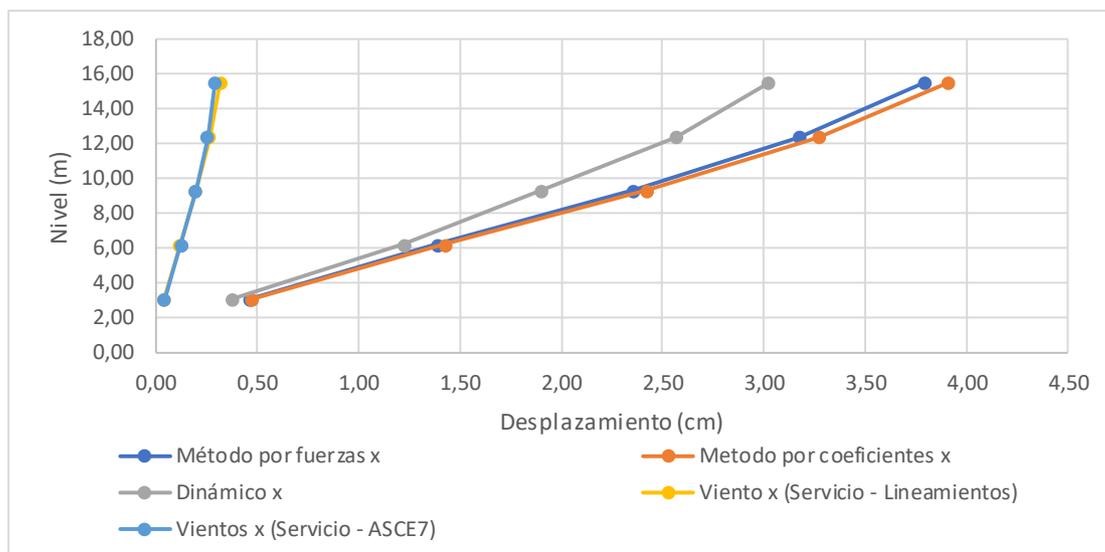
Nota. Insertar la velocidad de viento, cambiar la exposición (si es necesario), definir el ángulo del viento (0 para sentido x y 90 para sentido y) y definir el caso por usar (caso 1 en el ASCE7 se parece al caso 1 del lineamiento y el caso 3 del ASCE7 se parece al caso 2 del lineamiento).

Estructura de concreto

Los gráficos 1, 2, 5 y 6 expuestos a continuación demuestran las deflexiones y razones de deriva para sismo y viento mientras que los gráficos 3, 4, 7 y 8 solo muestran los resultados de la carga de viento para el caso 1.

Gráfico 1

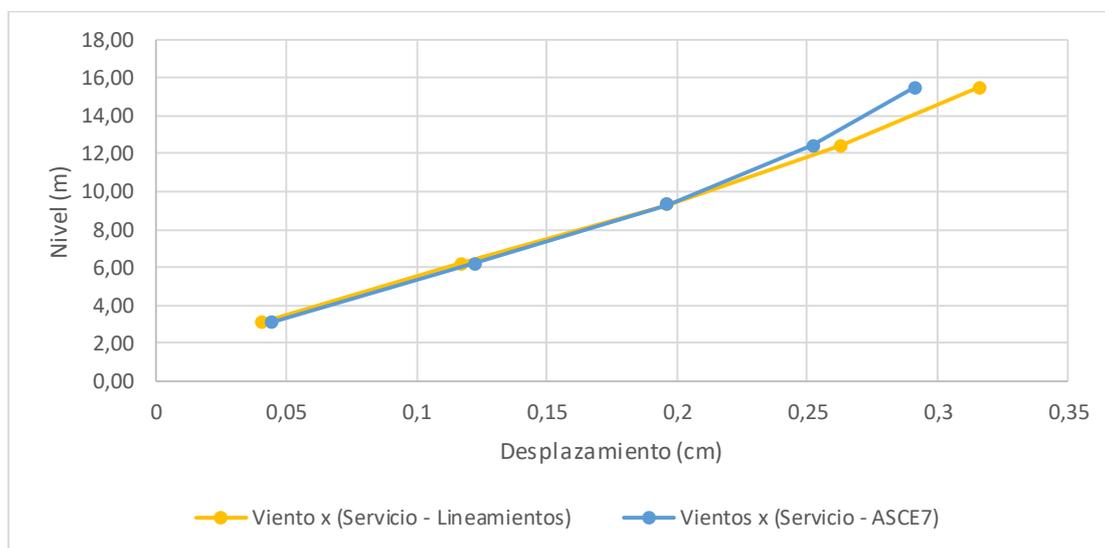
Altura (desplazamiento elástico-x) para estructuras de concreto



Nota. Unidades de desplazamiento elásticos en cm.

Gráfico 2

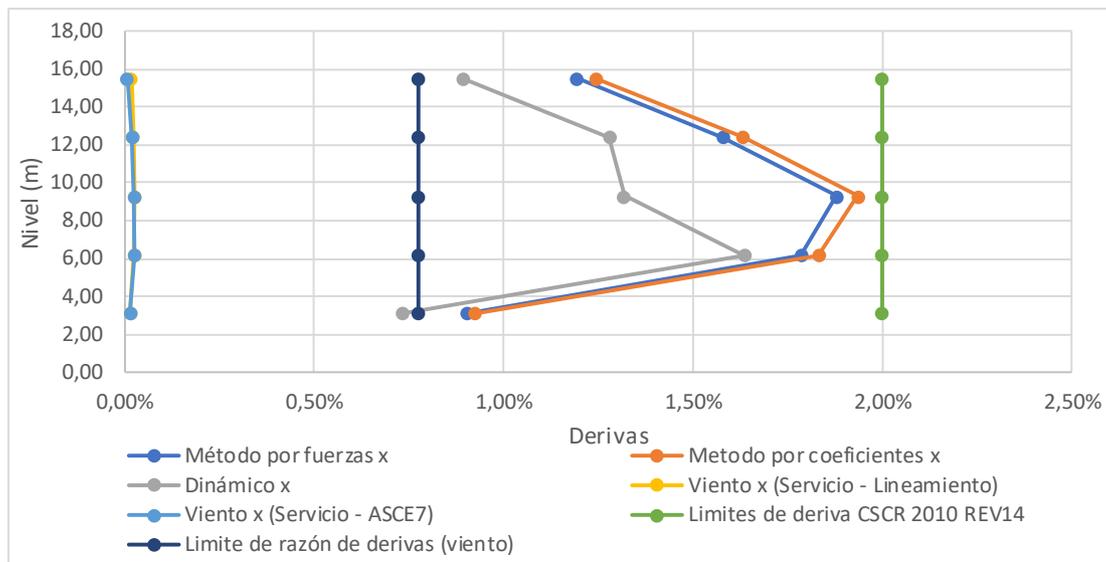
Altura (desplazamiento elástico-x) para estructura de concreto-viento



Nota. Unidades de desplazamiento elástico en cm.

Gráfico 3

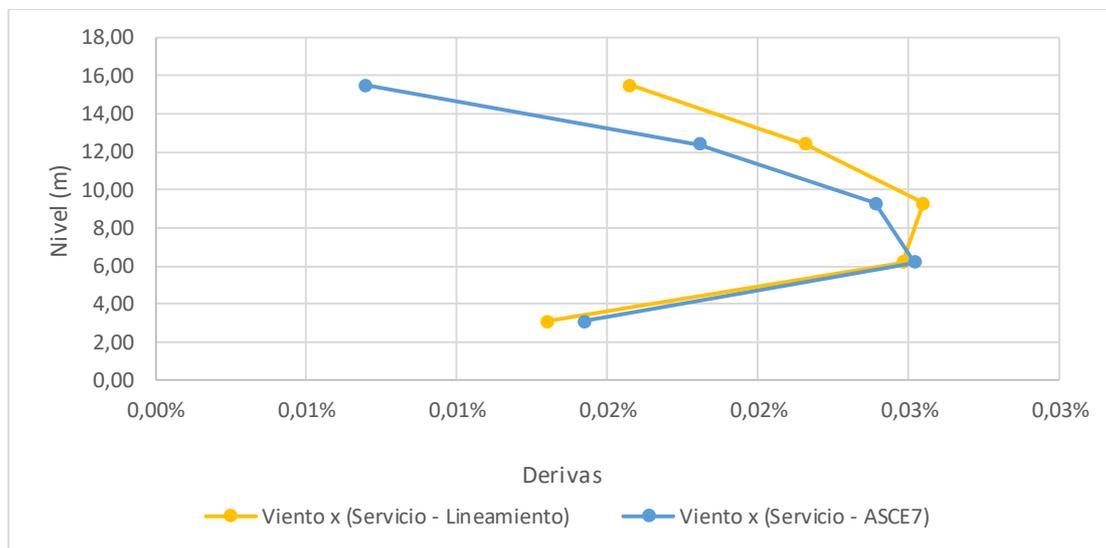
Altura (razón de deriva-x) para estructura de concreto



Nota. Unidades de derivas a dimensionales.

Gráfico 4

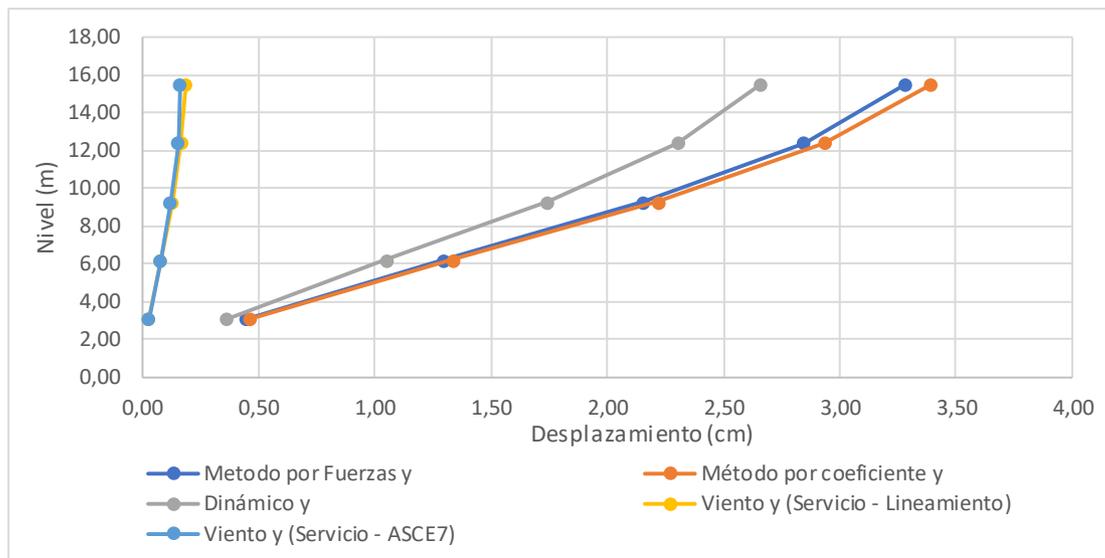
Altura (razón de deriva-x) para estructura de concreto-viento



Nota. Los valores son del análisis de viento.

Gráfico 5

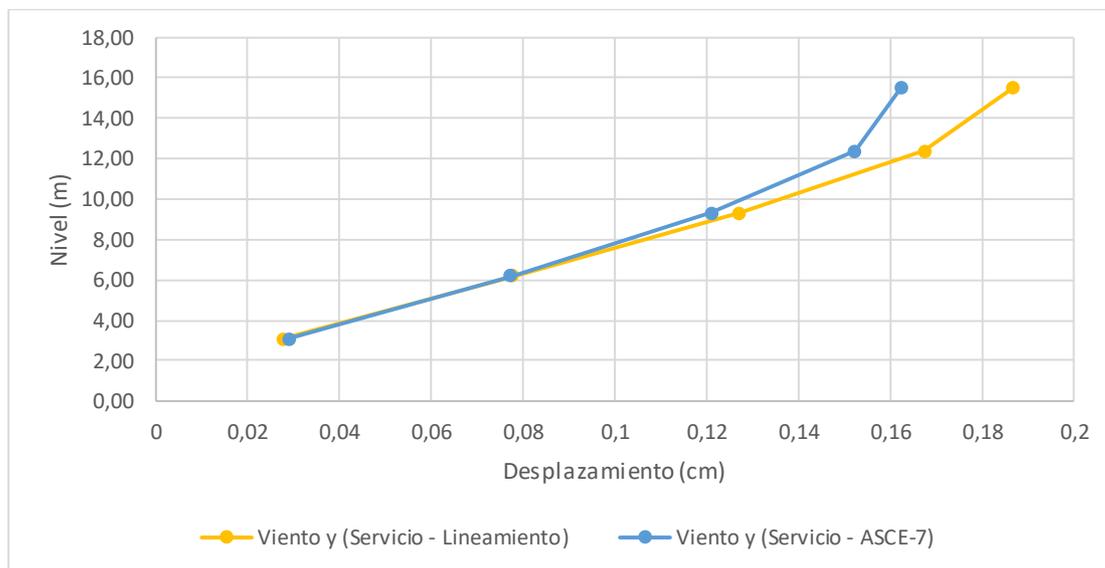
Altura (desplazamiento elástico-y) para estructuras de concreto



Nota. Unidades de desplazamiento en cm.

Gráfico 6

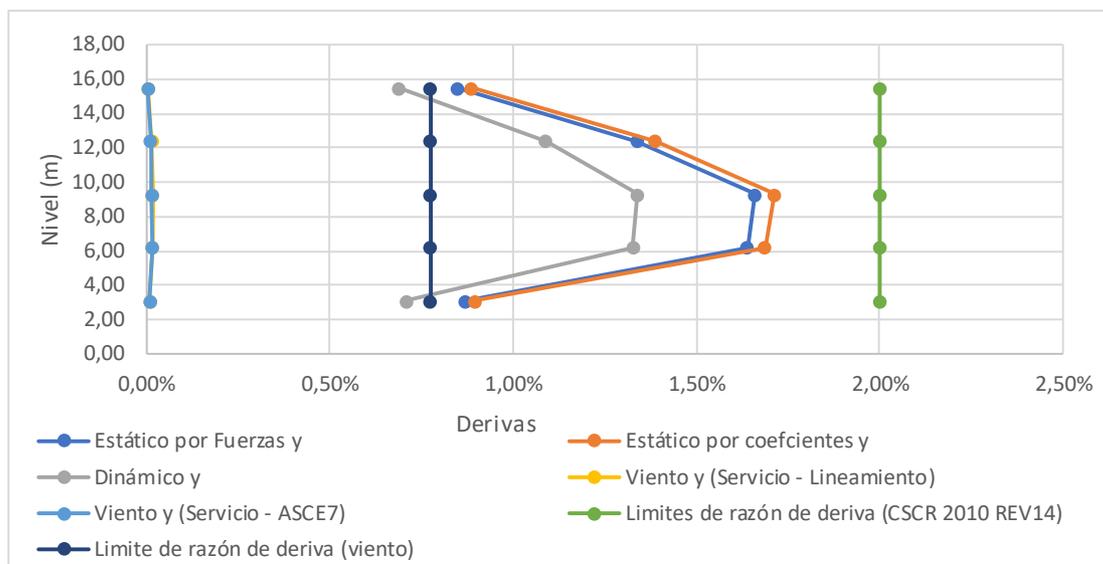
Altura (desplazamiento-y) para estructura de concreto-viento



Nota. valores sacados del análisis de viento; unidades de desplazamiento en cm.

Gráfico 7

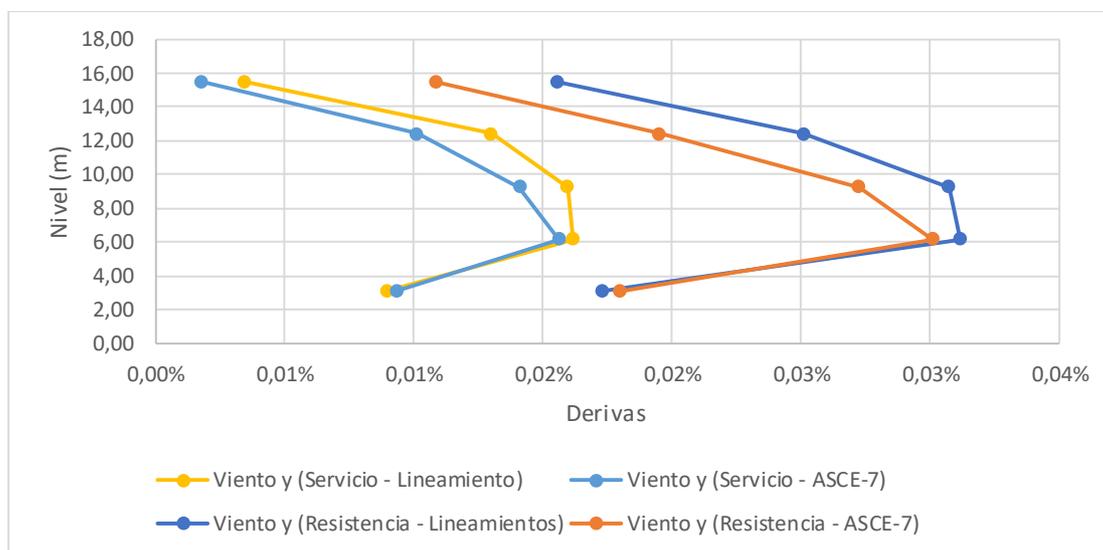
Altura (razón de deriva-y) para cada nivel de la estructura de concreto



Nota. Unidades adimensionales para razones de derivas.

Gráfico 8

Altura (razón de deriva-y) para estructura de concreto-viento

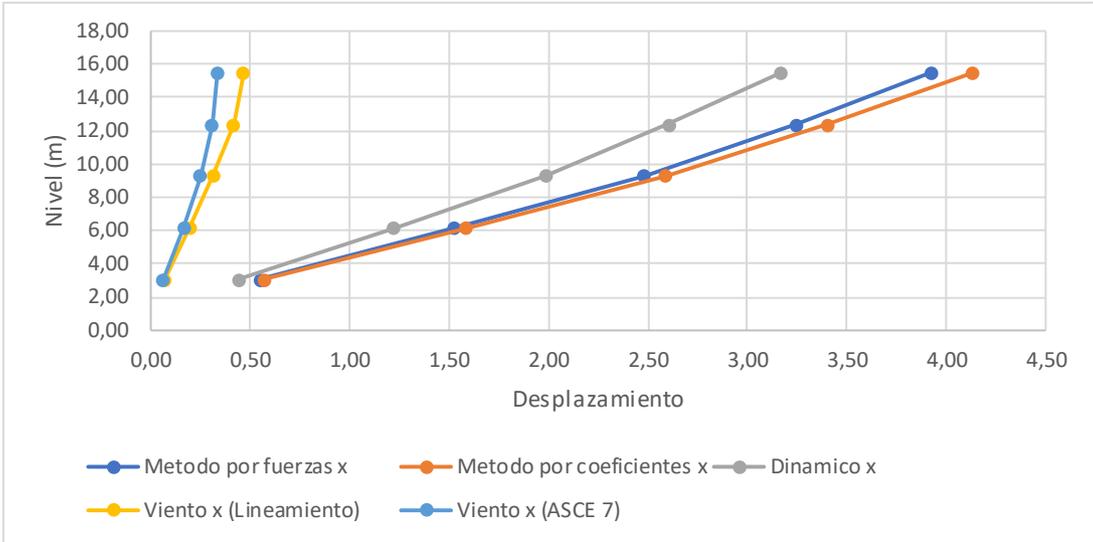


Nota. valores sacados del análisis de viento.

Estructura de acero

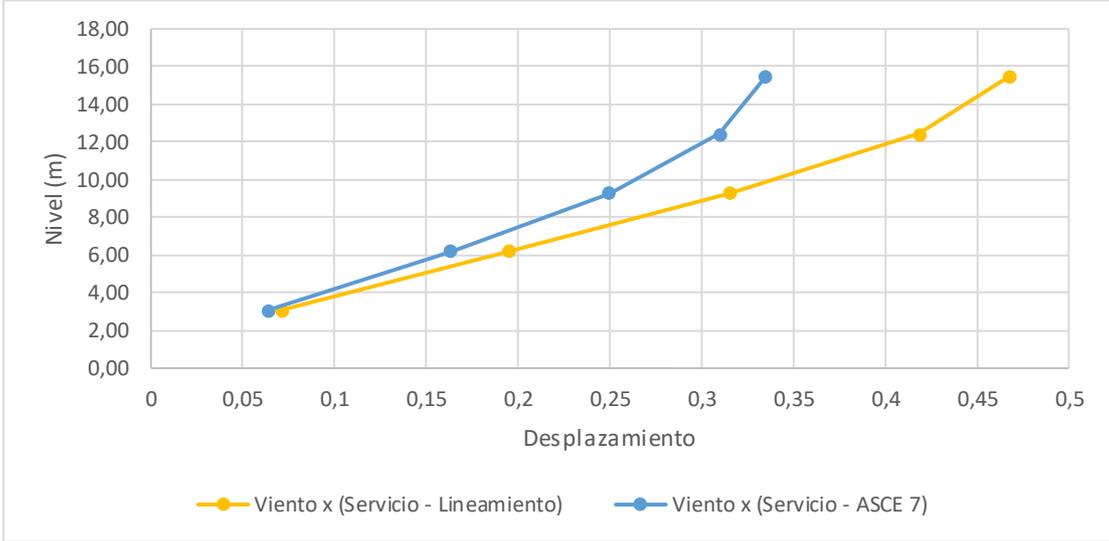
Los gráficos 9, 10, 13 y 14 son para las deflexiones y los gráficos 11, 12, 15 y 16 son para las razones de deriva en estructuras de acero.

Gráfico 9
Altura (desplazamiento elástico-x) para estructuras de acero



Nota. Unidades de desplazamiento elástico en cm, los resultados para los valores de vientos por resistencia fueron iguales.

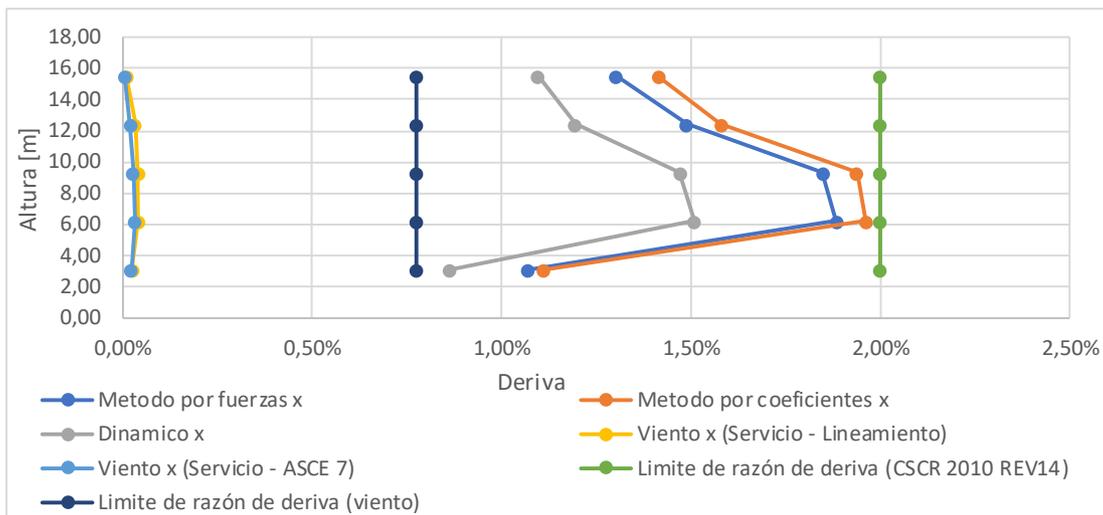
Gráfico 10
Altura (desplazamiento elástico-x) para estructura de acero-viento



Nota. Unidades de desplazamiento elástico en cm.

Gráfico 11

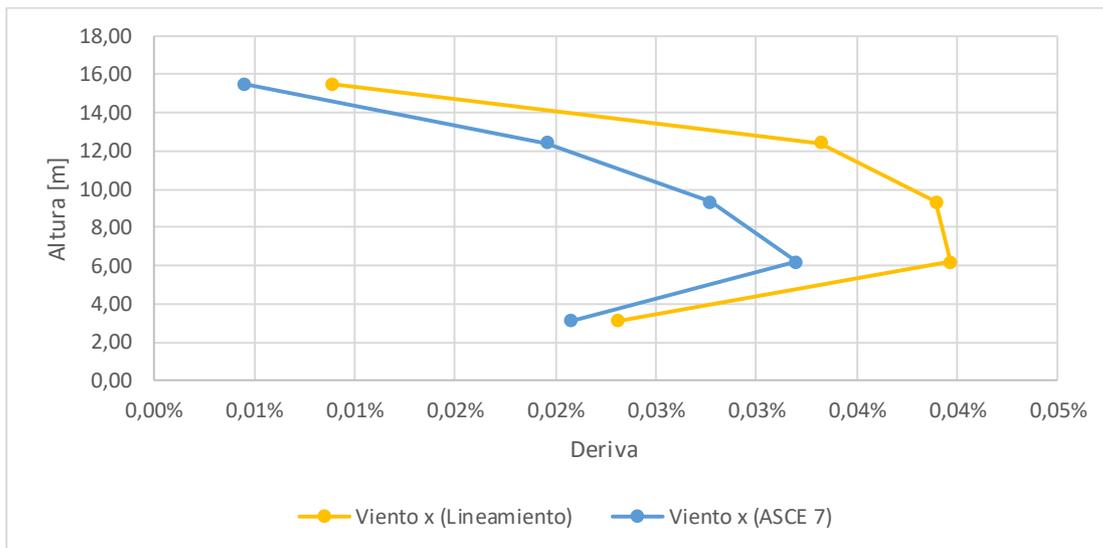
Altura (razón de deriva-x) para estructura de acero



Nota. Deriva en unidades dimensionales.

Gráfico 12

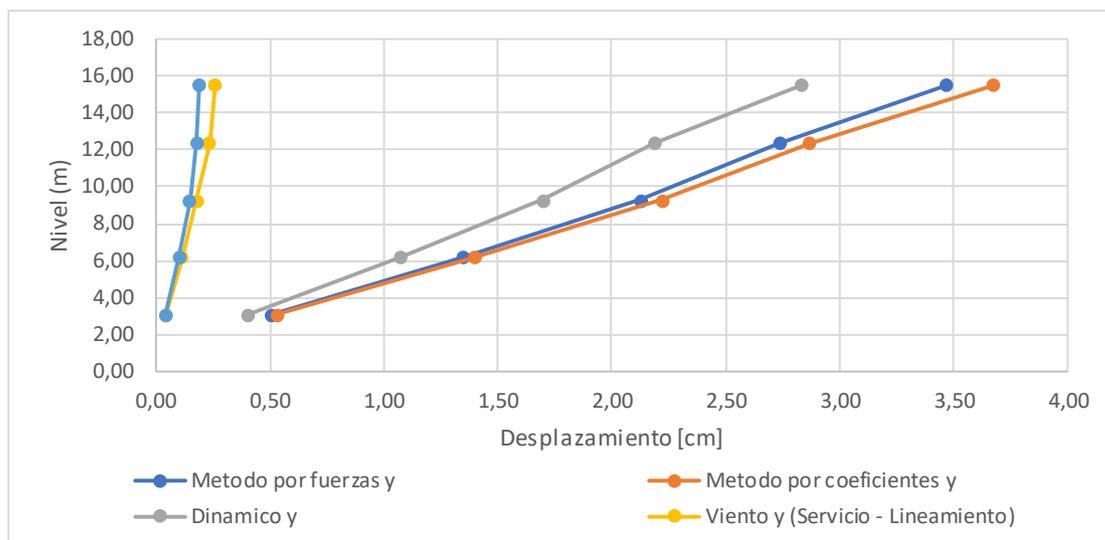
Altura (razón de deriva-x) para estructura de acero-viento



Nota. Valores sacados del análisis de viento para dirección x.

Gráfico 13

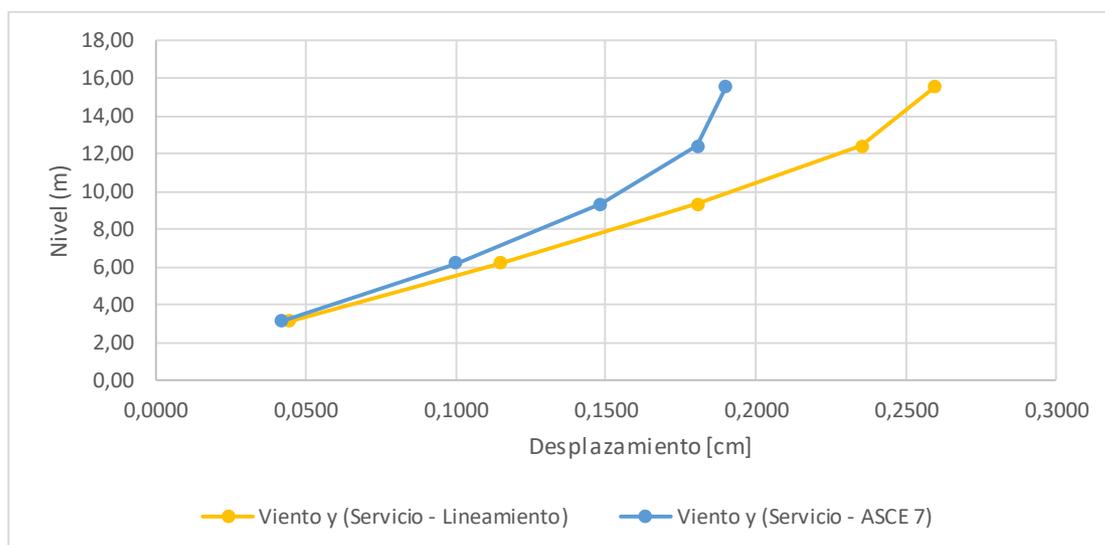
Altura (desplazamiento elástico-y) para estructura de acero



Notas. Los desplazamientos están en unidades en cm.

Gráfico 14

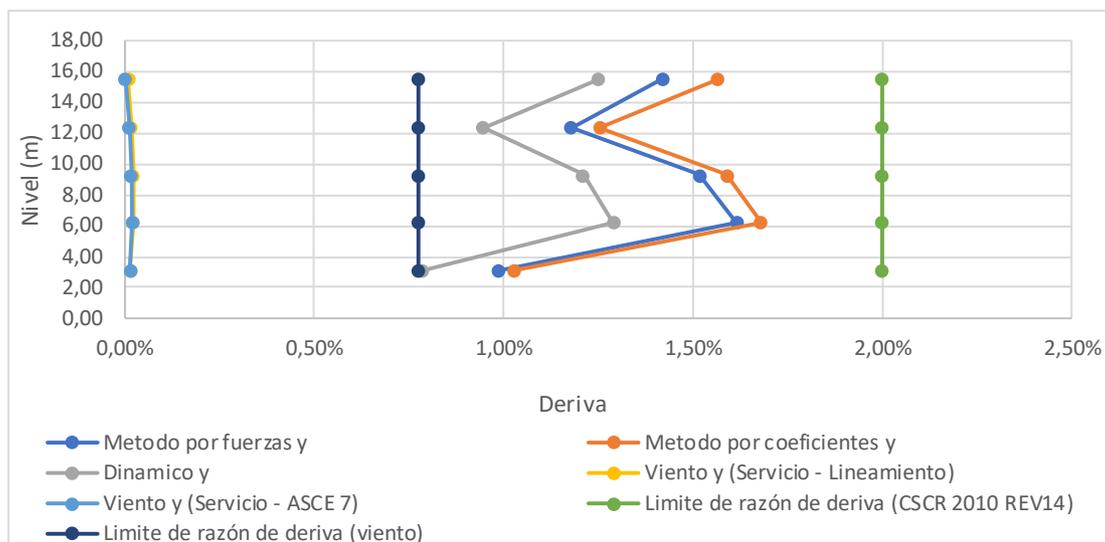
Altura (desplazamiento elástico-y) para estructura de acero-viento



Nota. Unidades de desplazamiento en cm.

Gráfico 15

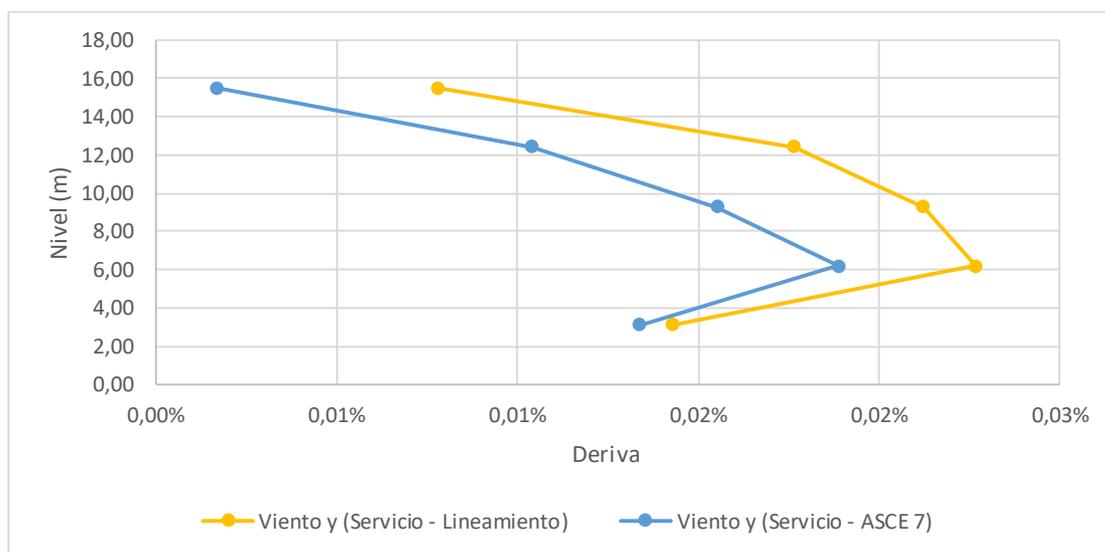
Altura (razón de deriva-y) para estructura de acero-sismo



Nota. Valores sacados del análisis sísmico.

Gráfico 16

Altura (razón de deriva-y) para estructura de acero-viento



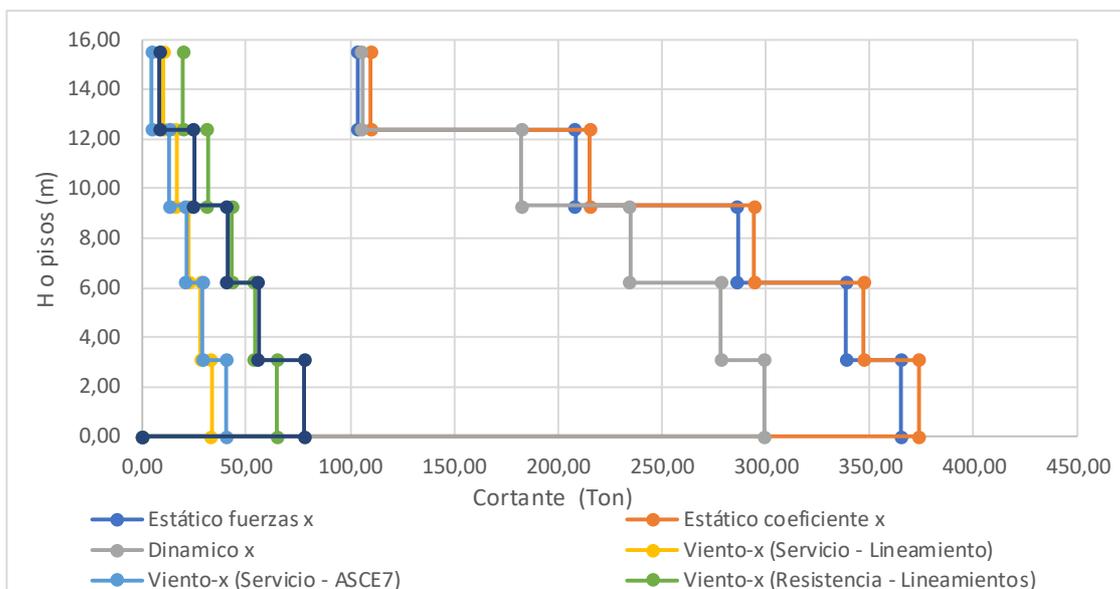
Nota. Valores sacados del análisis de viento para dirección y.

Cortante por piso

Los siguientes gráficos demuestran el cortante por piso para la estructura de concreto. Los primeros dos muestran los cortantes en la dirección del eje x mientras que los últimos dos demuestran los cortantes en la dirección del eje y.

Gráfico 17

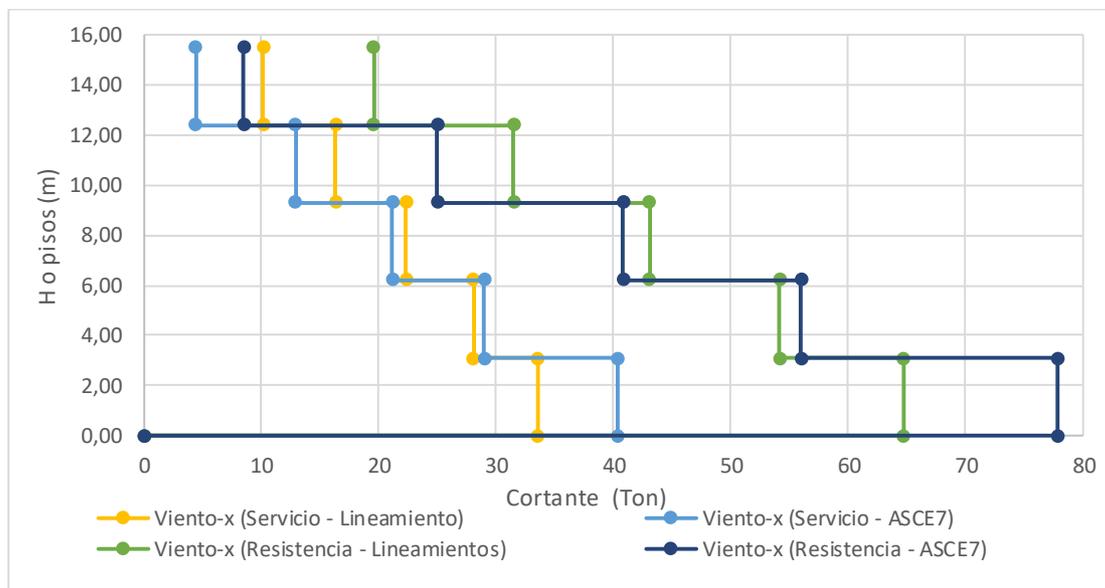
Altura (cortante por piso-x) para estructura de concreto



Nota. Los valores de cortante están en toneladas.

Gráfico 18

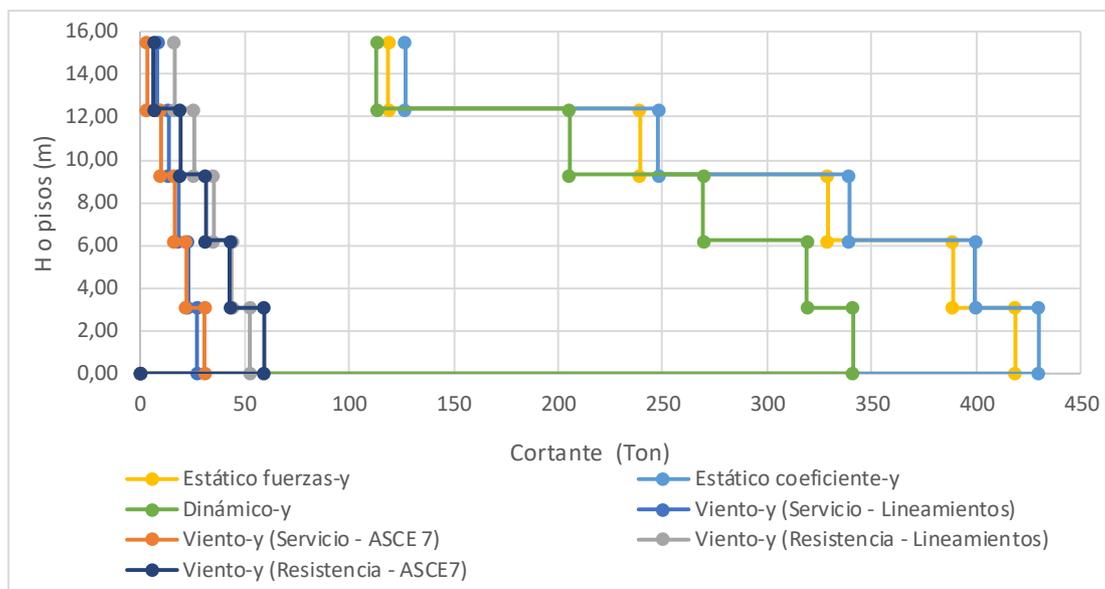
Cortante por piso en el sentido x para estructura de concreto



Nota. Gráfico obtenido del análisis estructural para fuerzas de viento, unidades de cortante en toneladas.

Gráfico 19

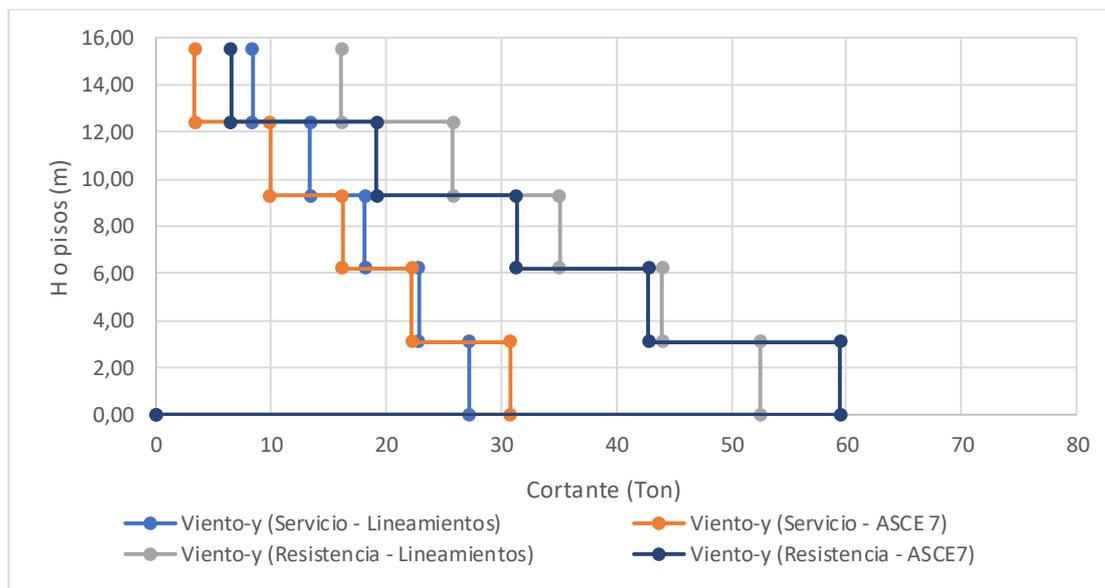
Altura (cortante por piso-y) para estructuras de concreto



Nota. Los valores de cortante están en toneladas.

Gráfico 20

Cortante por piso en el sentido y de la estructura de concreto

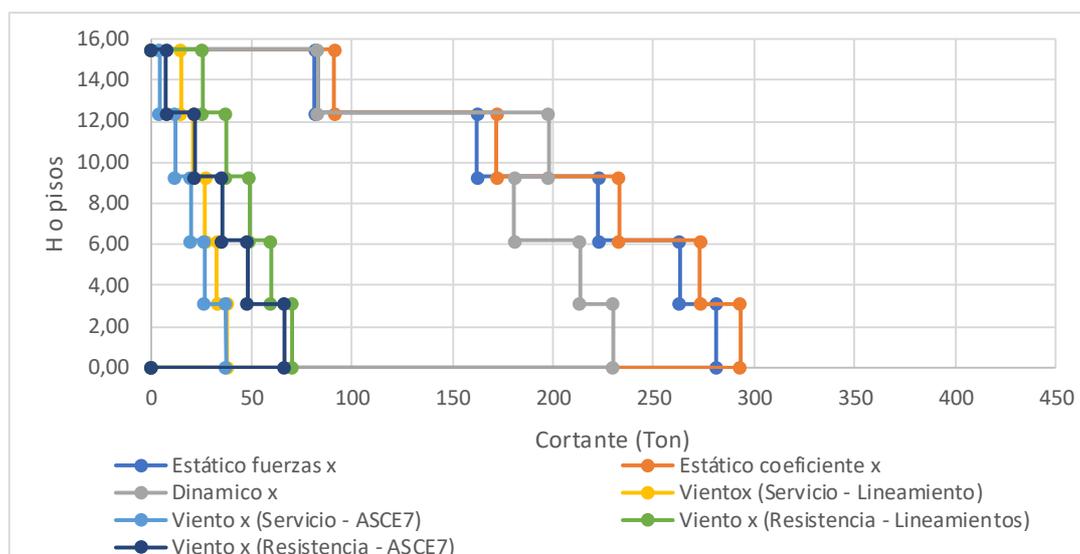


Nota. Gráfico obtenido del análisis estructural para fuerzas de viento, unidades de cortante en toneladas.

A continuación, se presentan los gráficos para la estructura de acero. Los primeros gráficos demuestran los cortantes en la dirección del eje x mientras que los últimos dos demuestran los cortantes en la dirección del eje y.

Gráfico 21

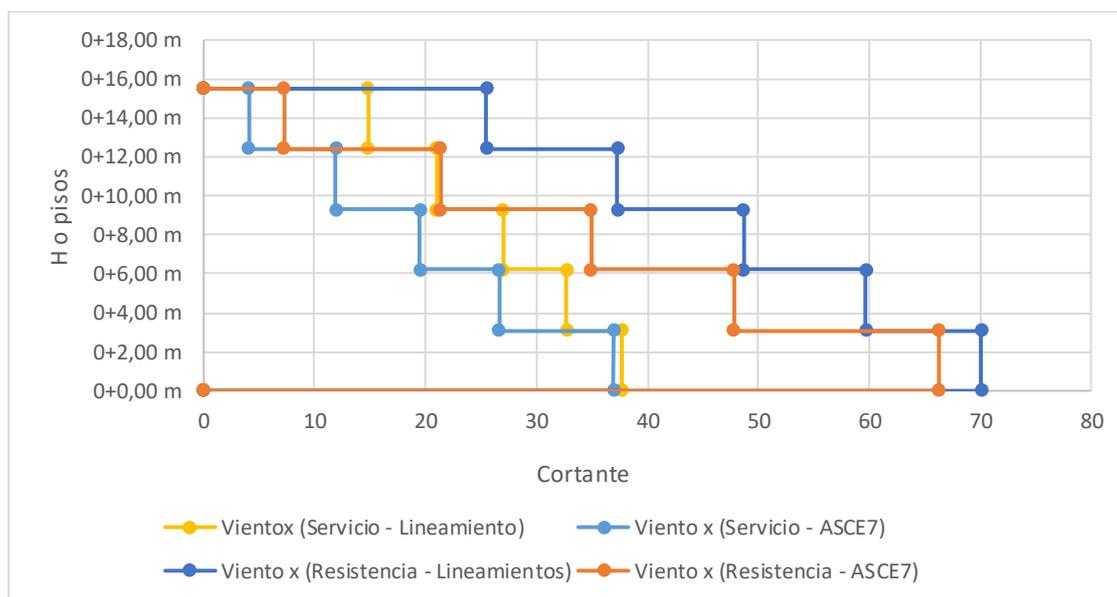
Altura (cortante por piso-x) para estructura de acero



Nota. Las unidades del cortante por piso están en toneladas.

Gráfico 22

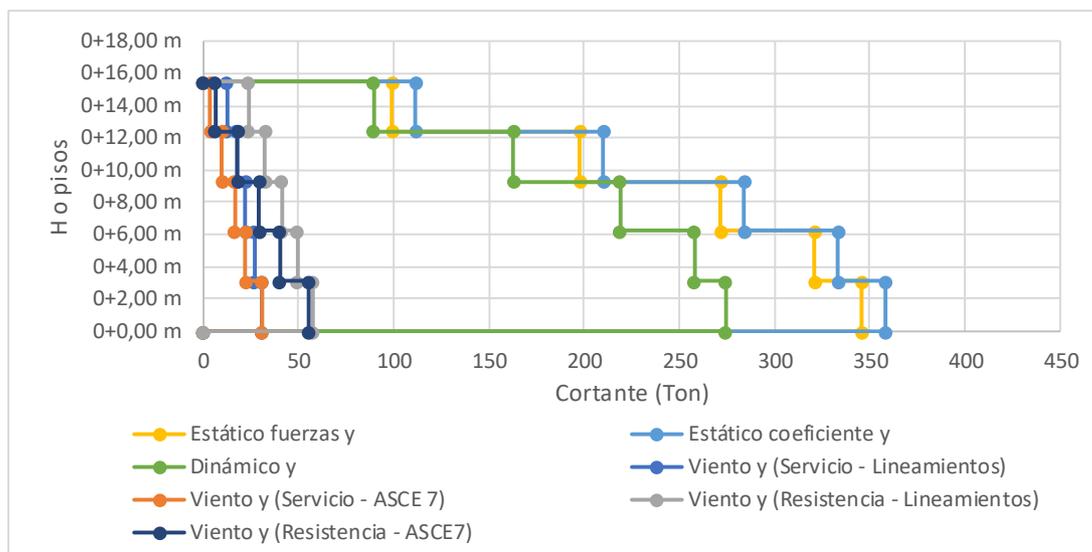
Cortante por piso en el sentido x de la estructura de acero



Nota. Gráfico obtenido del análisis estructural para fuerzas de viento, unidades de cortante en toneladas.

Gráfico 23

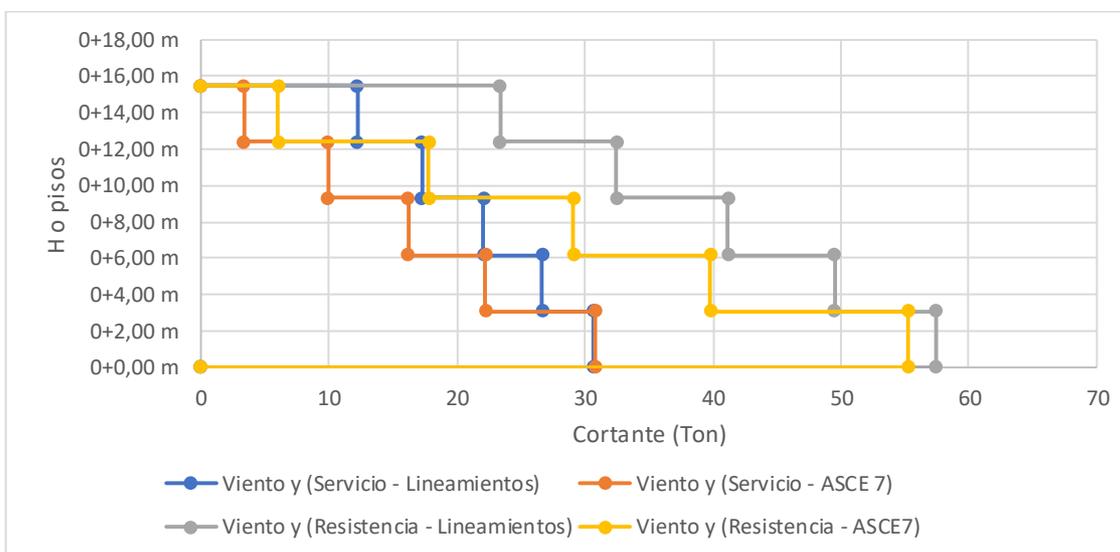
Altura (cortante por piso-y) para estructuras de acero



Nota. Las unidades del cortante por piso están en toneladas.

Gráfico 24

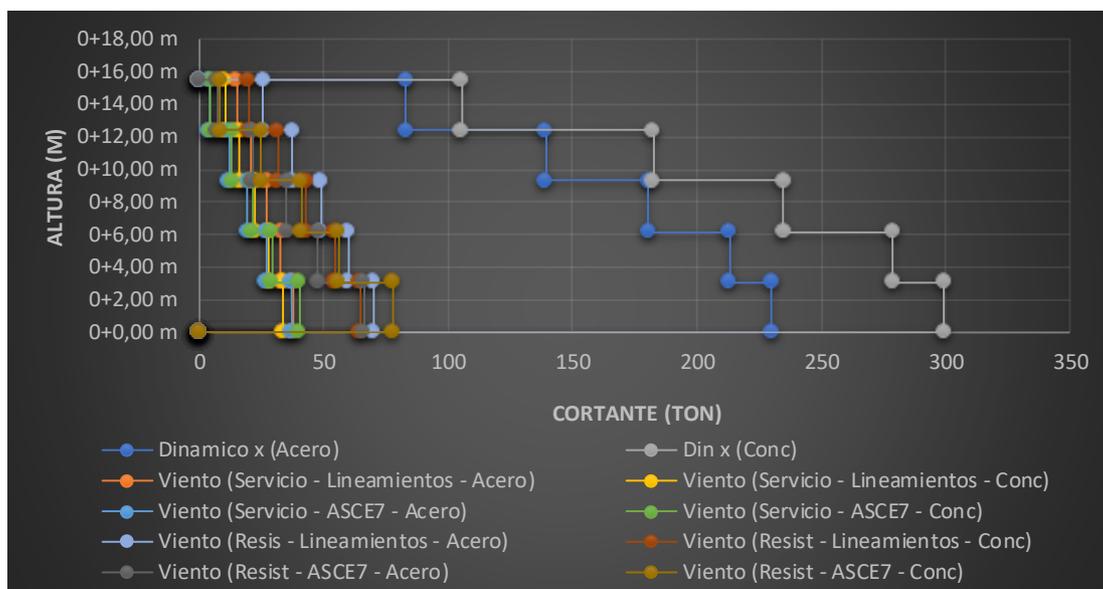
Cortante por piso en el sentido y de la estructura de acero



Nota. Gráfico obtenido del análisis estructural para fuerzas de viento, unidades de cortante en toneladas.

Gráfico 25

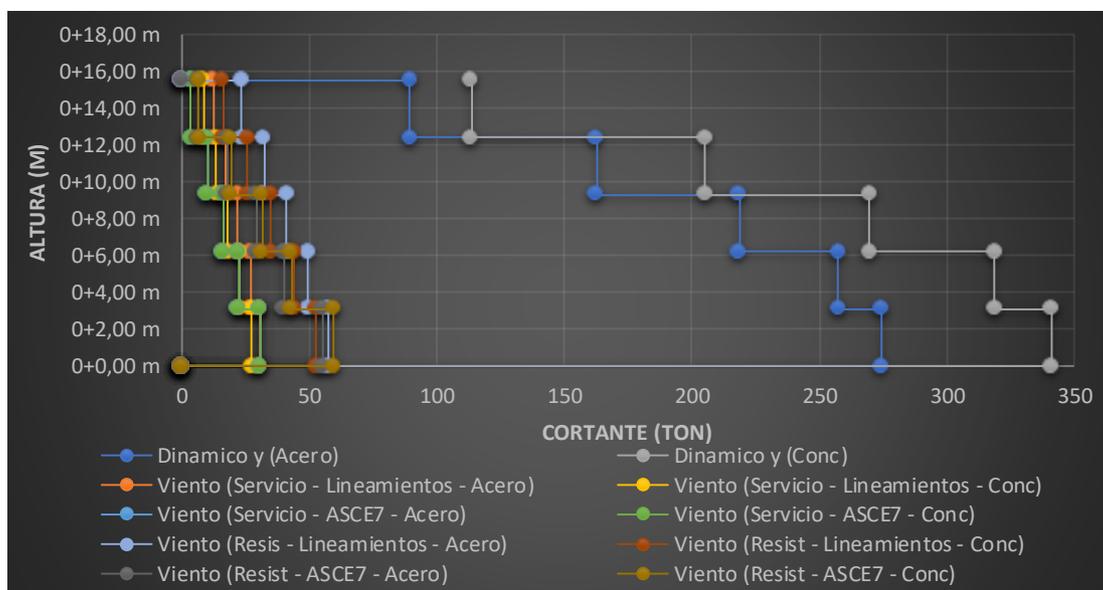
Comparativa de cortante por piso en x entre la estructura de acero y la de concreto



Nota. Las unidades del cortante por piso están en toneladas.

Gráfico 26

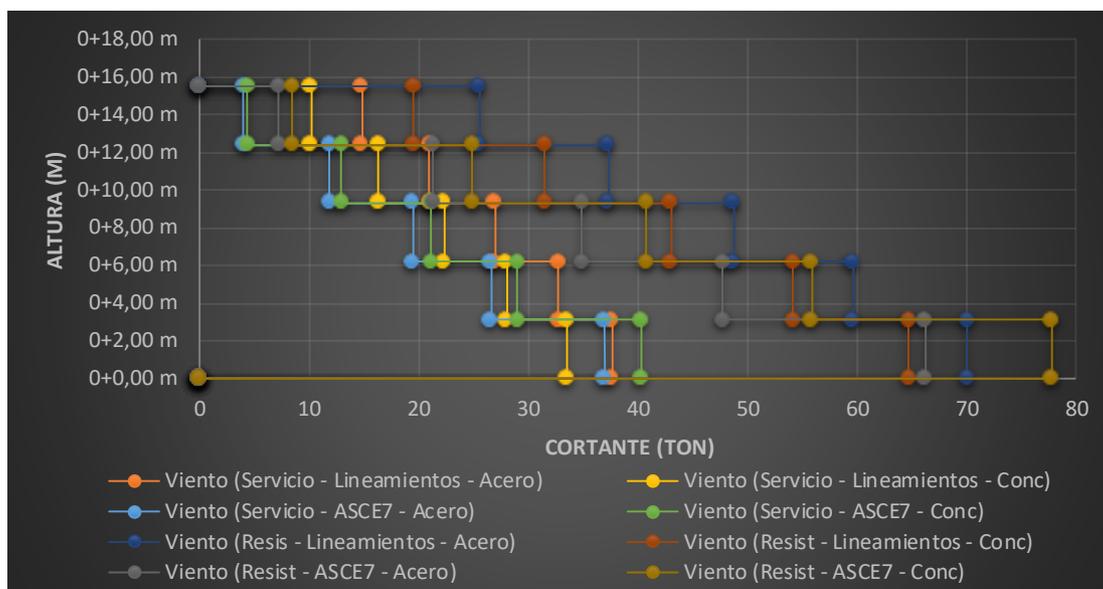
Comparativa de cortante por piso en y entre la estructura de acero y la de concreto



Nota. Las unidades del cortante por piso están en toneladas.

Gráfico 27

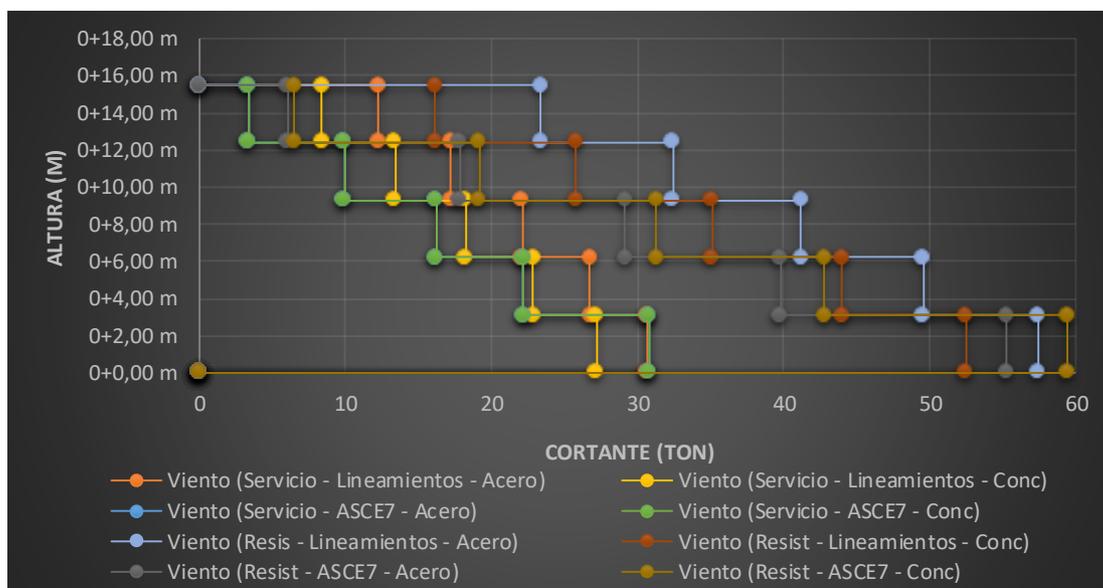
Comparativa de cortante por piso en x entre la estructura de acero y la de concreto



Nota. Gráfico obtenido del análisis estructural para fuerzas de viento, unidades de cortante en toneladas.

Gráfico 28

Comparativa de cortante por piso en y entre la estructura de acero y la de concreto



Nota. Gráfico obtenido del análisis estructural para fuerzas de viento, unidades de cortante en toneladas.

Diseño de concreto

Para este diseño se usó concreto normal con una resistencia a la compresión de $280 \frac{kg}{cm^2}$, mientras que para el acero se optó por varillas longitudinales con resistencia a la fluencia de $4200 \frac{kg}{cm^2}$ y varilla transversal con resistencia a la fluencia de $2800 \frac{kg}{cm^2}$. La estructura se diseñó a través de cálculos manuales con los artículos del Capítulo 8 del CSCR-14.

La Tabla 38 y la Tabla 39 proporcionan los valores del cálculo manual para el área de acero propuesta en las vigas, mientras que el Gráfico 1 y el Gráfico 2 muestran los diagramas de interacción para las columnas. Las varillas de las columnas se encuentran distribuidas como se muestra en la Figura 23 y la Figura 24.

Tabla 33

Edificio de concreto diseño regido por sismo

		Cortante			Momento	
		<i>Acero pro- puesto</i>	<i>Separación</i>		<i>Acero pro- puesto</i>	<i>Acero⁺ pro- puesto</i>
			<i>Z.C⁴</i>	<i>F.Z.C⁵</i>		
Nicoya	Viga (6 m)	1.42 cm ²	10.16 cm	25 cm	2#8	2#8
	Viga (5 m)	1.42 cm ²	25.4 cm	20 cm	2#7	2#7

Nota. Los valores de momento se dividen en acero en la cara de compresión y el acero en la cara a tensión, el acero propuesto para el cortante es de varilla #3.

Tabla 34

Edificio de concreto-diseño regido por viento

		Cortante		Momento		
		<i>Acero pro- puesto</i>	<i>Separación</i>		<i>Acero pro- puesto</i>	<i>Acero⁺ pro- puesto</i>
			<i>Z.C</i>	<i>F.Z.C</i>		

⁴ Zona de confinamiento.

⁵ Fuera de la zona de confinamiento

Nicoya	Viga (6 m)	1.42 cm ²	10.16 cm	25.40 cm	3#4 + 2#5	3#3 + 2#5
	Viga (5 m)	1.42 cm ²	10.16 cm	20.32 cm	3#4 + 2#5	3#3 + 2#5

Nota. Los valores de momento se dividen en acero en la cara de compresión y el acero en la cara a tensión el acero propuesto para el cortante es de varilla #3.

Tabla 35
Demandas y capacidades de cortante en vigas

Zona		Sismo		Viento	
		<i>Demanda</i>	<i>Capacidad</i>	<i>Demanda</i>	<i>Capacidad</i>
Confinamiento	Viga (6 m)	15.34	21.66	14.55	21.66
	Viga (5 m)	6.93	24.83	5.28	24.83
No Confinada	Viga (6 m)	8.18	15.32	7.13	15.32
	Viga (5 m)	6.93	16.90	5.28	16.90

Nota. Los valores están en unidades de toneladas.

Tabla 36
Demanda y capacidad de momento en vigas

	Sismo			Viento		
	<i>Demanda</i>		<i>Capacidad</i>	<i>Demanda</i>		<i>Capacidad</i>
	<i>M⁻</i>	<i>M⁺</i>		<i>M⁻</i>	<i>M⁺</i>	
Viga (6 m)	20.126	7.808	20.670	14.705	7.546	16.086
Viga (5 m)	126.486	0.521	16.076	12.648	0.521	13.356

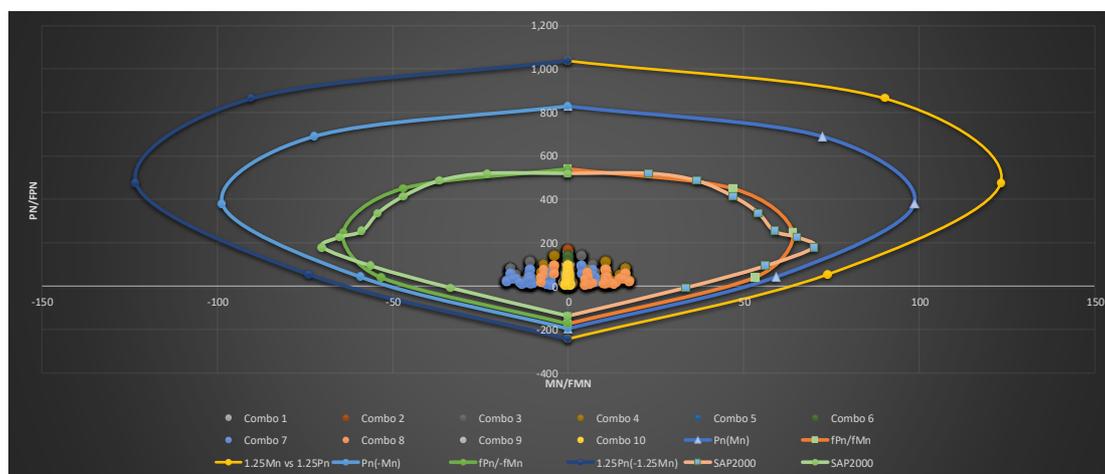
Nota. Los valores están en unidades de Ton-m.

En la Tabla 43 los valores de capacidad se calculan al asumir valores de c para cada viga y condición en el siguiente orden:

- Viga de 6 m, en condición de sismo, con valor de $c = 7.2$ cm.
- Viga de 5 m, en condición de sismo, con valor de $c = 6.5$ cm.
- Viga de 6 m, en condición de viento, con valor de $c = 6.5$ cm.
- Viga de 5 m, en condición de viento, con valor de $c = 6$ cm.

Gráfico 29

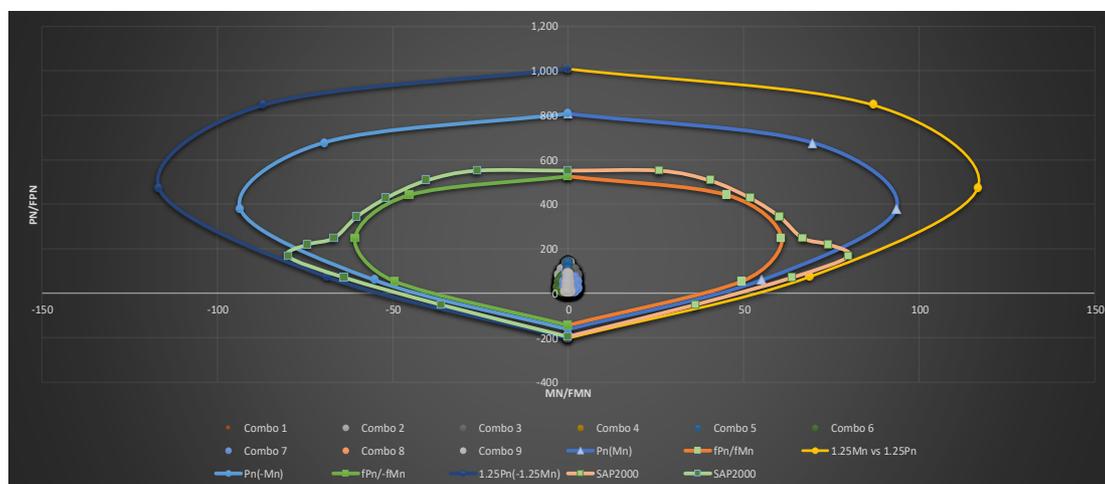
Diagrama de interacción para columnas de concreto-sismo



Nota. Los valores son de las combinaciones de sismo en unidades de toneladas.

Gráfico 30

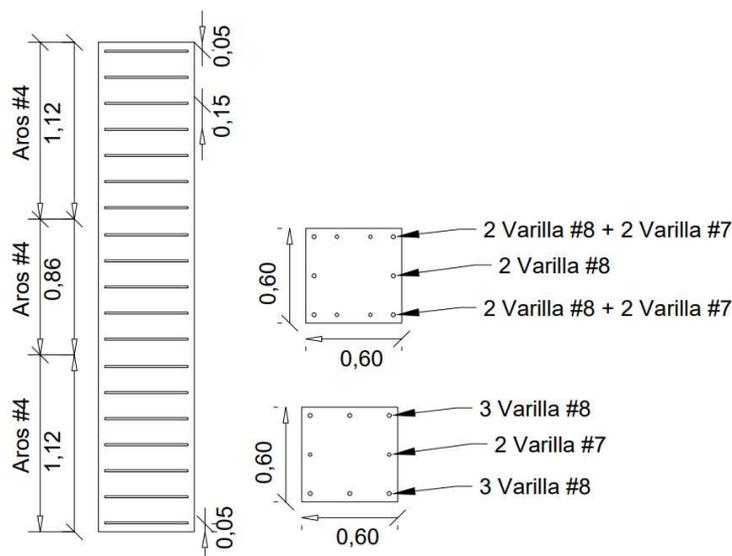
Diagrama de interacción de columnas de concreto-viento



Notas. Los valores son de las combinaciones de resistencia de los lineamientos técnicos para viento, en unidades de toneladas.

Figura 25

Detallado de sección transversal de columnas-diseño por sismo



Como se puede ver en el diagrama de interacción, las resistencias requeridas que se generan por las combinaciones del CSCR-14 rigen, ya que sus valores son mayores que aquellos que se generan por el lineamiento técnico de viento. Esto no solo porque las resistencias sean mayores, sino también porque la cantidad de acero es el doble en comparación con el acero propuesto para el Gráfico 7 en el que solo se analizan las demandas de viento.

Diseño de acero

Para el diseño de acero se optó por usar A1043 grado 50 como material para los elementos estructurales y A529Gr50 para las placas de acero en las conexiones. Esto lleva a que los materiales tengan valores de F_y y F_u de 4,025 kg/cm² y 4550 kg/cm² respectivamente para las columnas y vigas, mientras que para las placas se toman valores de 2,520 kg/cm² y 4,830 kg/cm². Los resultados para el diseño de los elementos de la estructura de acero se muestran en las siguientes tablas:

Tabla 37*Valores de demanda vs. capacidad para columnas de acero*

	Compresión (Ton)			Momento [Ton-m]		
	Capacidad	Demanda	D/C	Capacidad	Demanda	D/C
Sismo	1,017,235	171,602.15	14.72 %	15,313,017	36,100.28	23.57 %
Viento	1,017.235	132,181.83	11.34 %	15,313,017	9,503.08	6.21 %

Nota. Unidades en ton para compresión y ton-m para momento.

Tabla 38*Valores de demanda vs. capacidad en tensión para vigas de acero*

	Sismo o viento	Tensión (Ton)		
		Capacidad	Demanda	D/C
Viga	Sismo	63.19	5.13	8.12 %
	Viento	63.19	5.64	11.87 %

Notas. Unidades en toneladas fuerza.

Tabla 39*Valores de demanda vs. capacidad en un momento y cortante para viga de acero*

Sismo o viento	Momento [kg-cm]			Cortante (kg)		
	Capacidad	Demanda	D/C	Capacidad	Demanda	D/C
Sismo	38.18	34.14	89.43 %	139.45	19.34	13.87 %
Viento	38.18	17.78	46.57 %	139.45	14.27	10.24 %

Notas. Unidades para momento en Ton-m y para cortante en tonelada-fuerza.

Además, se hizo una relación de interacción para las columnas, pues estos elementos al igual que en concreto están expuestos a flexo-compresión.

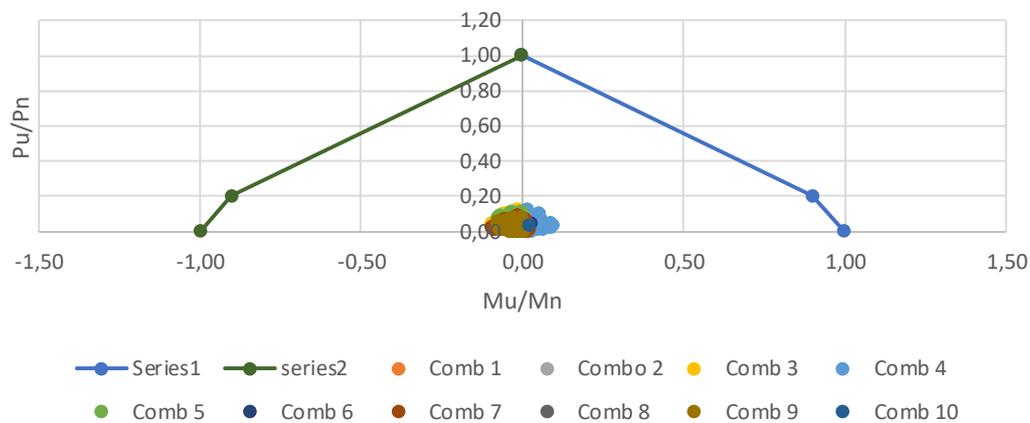
Tabla 40
Relación de interacción para columnas de acero

Condición	P_r/P_c	Ecuación (61) o (62)
Sismo	0.15	0.41
Viento	0.12	0.17

Notas. Las unidades son adimensionales.

El Gráfico 27 muestra la relación P_r/P_c para cada valor de M_r/M_c , mientras que en el Gráfico 28 se observan los valores nominales y últimos.

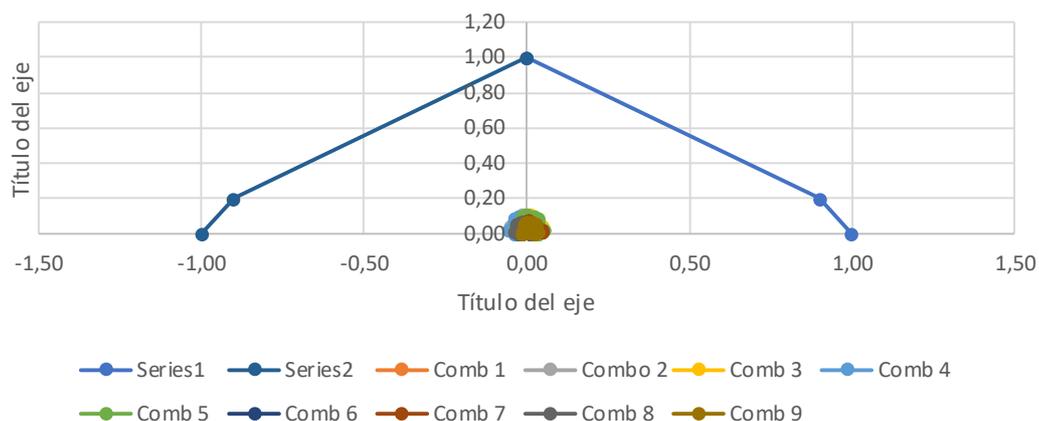
Gráfico 31
 Relación de interacción para columnas de acero-sismo



Nota. Unidades adimensionales.

Gráfico 32

Relación de interacción de columnas de acero-viento



Nota. Unidades adimensionales.

Cantidades de materiales

Tras analizar las estructuras se procede a hacer un análisis del consumo de estas por medio de indicadores como kg/m^2 para las estructuras de acero estructural y kg de acero/m^3 de concreto para las estructuras de concreto. Estos valores se aprecian en las siguientes tablas.

Tabla 41

Indicadores de varillas de acero para estructura de concreto

Combinaciones de sismo del CSCR-14					
Elemento	Dimensiones	M³	Acero	Peso total de acero	kg/m³
Columnas	0.60x0.60x3.1	1.116	Longitudinal	217.43	194.83
			Transversal	17.47	15.66
Vigas	0.25x0.60x6	0.9	Longitudinal	178.785	198.65
			Transversal	8.27	9.19
	0.25x0.50x5	0.5	Longitudinal	114.08	228.15
			Transversal	6.03	12.06
Entrepiso	6x5x0.21	6.3	Longitudinal	321.99	51.11

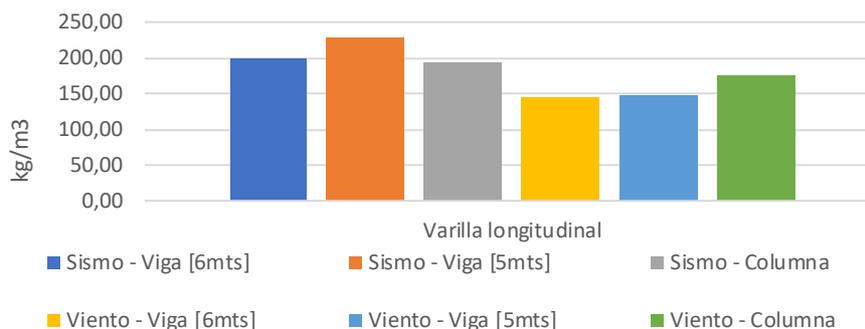
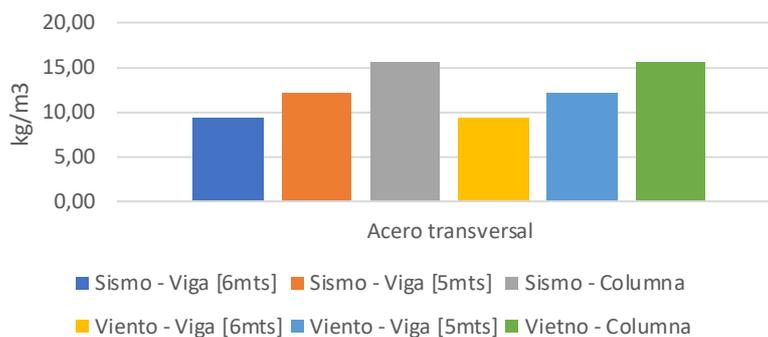
Nota. Unidades de peso en kilogramos, la columna de dimensiones está en metros.

Tabla 42

Indicadores de acero para estructura de concreto-viento

Combinaciones de viento del lineamiento técnico					
Elemento	Dimensiones	M³	Acero	Peso total de acero	kg/m³
Columnas	0.60x0.60x3.1	1.116	Longitudinal	194.62	174.39
			Transversal	17.47	15.66
Vigas	0.25x0.60x6	0.9	Longitudinal	129.48	143.87
			Transversal	8.27	9.19
	0.25x0.50x5	0.5	Longitudinal	73.11	146.22
			Transversal	6.03	12.06
Entrepiso	6x5x0.21	6.3	Longitudinal	321.99	51.11

Nota. Unidades de peso en kilogramos, la columna de dimensiones está en metros.

Gráfico 33Kg/m³ para varillas longitudinales de los elementos**Gráfico 34**Kg/m³ para varilla de acero transversal de los elementos**Tabla 43***Diferencia de peso y kg/m² para varilla de acero entre diseño por sismo y diseño por viento*

Acero	Columna	Peso			Kg/m ³	
		Vigas 6 m	Vigas 5 m	Columnas	Vigas 6 m	Viga 5 m
Long.	0.895	0.724	0.641	0.895	0.724	0.641
Trans.	1	1	1	1	1	1

La Tabla 44 tiene porcentajes de la relación de la cantidad de acero por elementos diseñados por demanda por viento entre la cantidad de acero por elementos diseñados por demanda por sismo.

Tabla 44
Indicadores para estructuras de acero

Elemento	Longitud de elemento	Peso volumétrico	Peso nominal del elemento	Longitud total Por piso	Peso total
Columna	3.1	7860	262.59	111.6 ⁶	29,304.49
Viga [6 m]	6	7860	136.05	180	20,408.16
Vigas [5 m]	5	7860	136.05	150	24,489.80

Nota. Unidades de peso total en kg, peso volumétrico en kg/m³, peso nominal en kg/m y longitud total en metros lineales. La longitud total por marco es la multiplicación de la longitud del elemento por el número de elemento en un solo marco mientras que la longitud total en toda la estructura se obtiene al multiplicar el valor de longitud por marco por el número de marcos en la estructura.

Tabla 45
Indicadores para estructura de acero por nivel, continuación

Nivel	Peso total	Área de la estructura	Kg/m²
1-4	74,202.45	750	98.94
Azotea	59,550.20	750	79.40
Total	356,360.00	750	475.15

Nota. Unidades de peso en kg y de área en m².

⁶ La longitud total para el piso de azotea en columnas es de 55.8 metros.

Capítulo V. Conclusiones

Al observar los resultados de las gráficas del apartado de *revisión de derivas* de este documento se puede apreciar que los desplazamientos del análisis de viento no son lo suficiente para generar una afectación sustancial a la estructura, aún si actúan en la misma dirección del sismo. Asimismo, las razones de derivas por viento son muy pequeñas como para que generen problemas con el límite de razón de deriva del código sísmico.

Por consiguiente, el diseño por viento de la estructura de concreto propuso menores pesos en cuanto a las cantidades de varillas de acero, por lo que, a la vez, dio valores en el indicador de kg/m^3 menores que aquellos dados por el diseño por sismo; la diferencia porcentual entre diseños estuvo dentro de un intervalo entre 60 % y 90 %. Esto significa que el viento posiblemente genera edificaciones de concreto con cantidades de materiales para varilla de acero menos pesadas en comparación con el sismo.

Adicionalmente, en la estructura de acero el valor de los indicadores de kg/m^2 no cambió porque no se pudo generar un sistema constructivo que permita el cumplimiento de los requisitos por viento, ya que la carga que rige en la estructura es la de sismo. Por esto, los requisitos de límites de razón de deriva y de deflexión máxima se cumplen cuando se hizo el diseño por sismo, el cual puede demostrarse al ver las gráficas de deflexión, razón de deriva y cortante en el piso.

A partir de los datos que se obtienen en esta investigación se puede confirmar que no hay posibles alternativas constructivas que permitan disminuir la cantidad de materiales, tanto en la estructura de concreto como en la de acero. Esto porque las cargas de viento no generan suficiente deformación en la estructura como para afectar las razones de deriva por sismo. No obstante, se puede recomendar alguna alternativa que posiblemente permita aprovechar las fuerzas de viento en el momento en que el sismo actúe en la estructura.

En caso de haber cambios en una futura edición del CSCR, lo más probable es que se añadan las cargas de viento en las combinaciones de carga última. Dicho esto, las fuerzas de viento no generarían mayor incremento, ya que durante el desarrollo de esta investigación se notó que las fuerzas laterales de viento tuvieron valores de alrededor de un 20 % de las fuerzas sísmicas respectivas en el último piso de la estructura.

Capítulo VI. Recomendaciones

Para futuras investigaciones se recomienda analizar estructuras que sean irregulares en planta, esto porque las zonas vacías provocadas por la geometría irregular del edificio crean más planos en elevación que podrían generar más zonas de contacto con el viento y, por lo tanto, incrementa la cantidad de fuerzas en barlovento, sotavento y de paredes laterales. De igual forma, se recomienda hacer otra vez la misma base de investigación, pero analizando edificaciones con más de cinco pisos y después de tener datos de control se puede incrementar la cantidad de pisos por dos o tres.

También se pueden generar varias edificaciones de cierta altura para encontrar el punto de intersección en donde la carga que rige cambia de ser la carga sísmica a la carga eólica, tanto para una estructura de concreto como una para acero. Se recomienda rehacer esta investigación con el cambio del tipo de sistema estructural que se use para ver como es que una estructura de concreto y de acero tipo dual o tipo muro difiere de una estructura tipo marco en cuanto a viento.

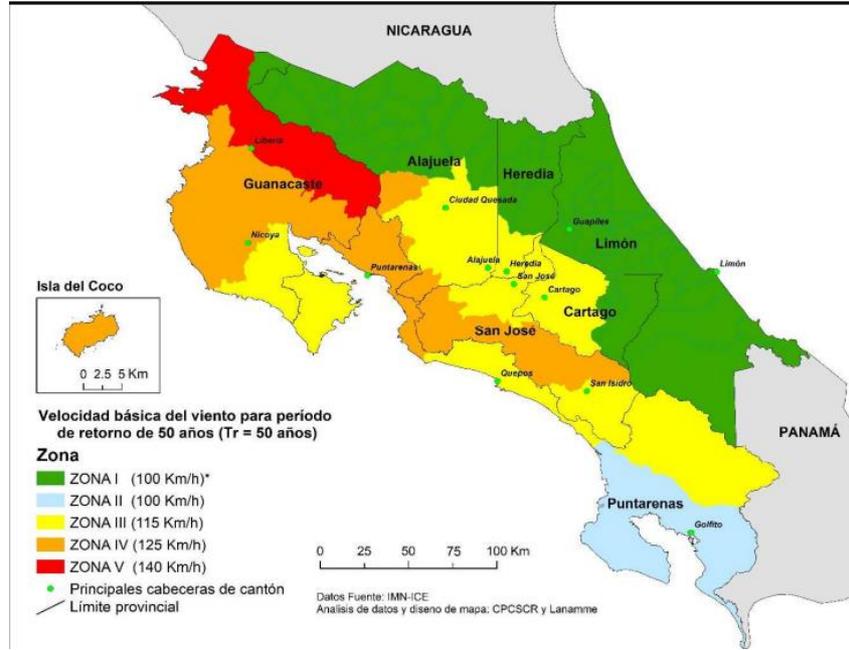
Capítulo VII. Referencias bibliográficas

- ANSI/AISC 360-16. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings*. AISC.
- Código Sísmico de Costa Rica. (2018). *Breve historia del Código Sísmico*.
<https://www.codigosismico.or.cr/historia.htm>
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. (2014). *Código Sísmico de Costa Rica 2010, Revisión 2014*. Editorial Tecnológico de Costa Rica.
- Colegio Federado de Ingenieros y Arquitectos. (2023). *Lineamiento técnico para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica*. Diario Oficial La Gaceta. <https://legal.cfia.or.cr/archivos/lineamientos-de-viento-final.pdf>
- Esteban Apaza, A. E. (2020). *Estudio de la influencia de las demandas de viento en un edificio de altura ubicado en zona de alta sismicidad y de la efectividad de los medios para optimizar su diseño*. Escola Técnico Superior d'Enginyeria de Camins, Canal i Ports UPC BARCELONATEC.
- Forero Garfía, C. F. (2022). *Evaluación del impacto económico de los lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de la fuerza de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica en el diseño de naves industriales de acero*. Universidad Latina de Costa Rica, Departamento de Ingeniería Civil.
- Hernández Hernández, R. (2014). *Metodología de investigación*. McGraw-Hill.
- Instituto Nacional de Aprendizaje (INA). (2010). *Cálculo de materiales para maestros de obra*.
- Kassimali, A. (2015). *Análisis estructural* (5.^a ed.) (A. A. Andrade Galán, Trad.). Carbondale: Cenengage Learning.
- Martín Rodríguez, P. (2012). *Evaluación de la vulnerabilidad estructural de torres autosoportadas de telecomunicaciones bajo cargas de viento y sismo*. Instituto Superior Politécnico José Antonio Echeverría.
- McCormac, J. C. y Brown, R. H. (2017, 1 de septiembre). Diseño de columnas cortas sometidas a carga axial y flexión. En J. C. McCormac y R. H. Brown, *Diseño de concreto*

- reforzado*. Alfaomega. Ing. Ronaldo Jiménez Castro Ingeniería Estructural.
<https://rojica.jimindofree.com/apuntes-de-clase-universidad-latina/estructuras-de-concreto-ii-h-y-sp/>
- McCormac, J. C. y Brown, R. H. (2018). Análisis por resistencia de viga de acuerdo con el Código ACI. En J. C. McCormac y R. H. Brown, *Diseño de concreto reforzado*. Alfaomega.
- McCormac, J. C. y Csernak, S. F. (2012, 28 de enero). *Diseño de miembros cargados axialmente a compresión*. Alfaomega. Capítulo 2 de Diseño de Estructuras de acero.
- McCormac, J. C. y Csernak, S. F. (2013). Capítulo 11 Flexión y fuerza axial. En J. C. McCormac y S. F. Csernak, *Diseño de estructuras de acero*. Alfaomega.
- Revista CFIA. (s. f.). *Primer Código Sísmico de Costa Rica*.
https://revista.cfia.or.cr/cool_timeline/primer-codigo-sismico-de-costa-rica/
- Sanabria Barboza, D. y Castillo Barahona, R. (2016). *Barras de acero corrugada y lisas para refuerzo de elementos de concreto estructural de Costa Rica*. Universidad de Costa Rica, Laname.
- Vázquez Vargas, B. M. (2018). *Análisis estructural de fachadas de vidrio con sistema de anclaje spider, ante cargas de viento en Costa Rica*. Universidad Latina de Costa Rica.

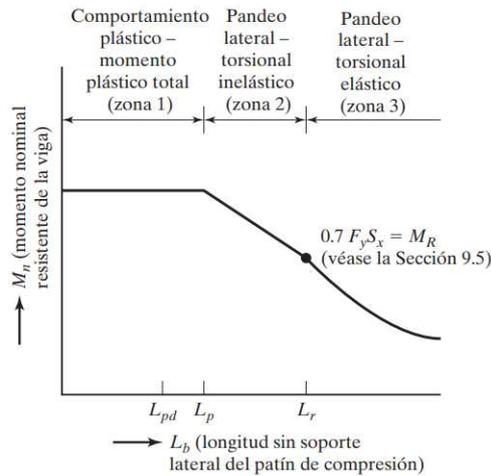
Capítulo VIII. Anexos

Figura 26
Mapa de zonificación eólica de Costa Rica



Nota. De Lineamientos técnicos para el cálculo y la aplicación de las fuerzas de viento en el diseño y construcción de edificaciones en Costa Rica, por CFIA, 2021.

Gráfico 35
Momento último en función de la longitud abrasado



Nota. De Diseño de estructuras de acero, por J. C. McCormac y S. F. Csenak, 2012.

Figura 27

Tabla de dimensiones y masas nominales para varillas de acero

Designación de barra	Masa nominal	Dimensiones nominales *	
		Diámetro	Sección transversal
N°	kg/m [lb/ft]	mm [in]	mm ² [in ²]
10 [3]	0,560 [0,376]	9,5 [0,375]	71 [0,11]
13 [4]	0,994 [0,668]	12,7 [0,500]	129 [0,20]
16 [5]	1,552 [1,043]	15,9 [0,625]	199 [0,31]
19 [6]	2,235 [1,502]	19,1 [0,750]	284 [0,44]
22 [7]	3,042 [2,044]	22,2 [0,875]	387 [0,60]
25 [8]	3,973 [2,670]	25,4 [1,000]	510 [0,79]
29 [9]	5,060 [3,400]	28,7 [1,128]	645 [1,00]
32 [10]	6,404 [4,303]	32,3 [1,270]	819 [1,27]
36 [11]	7,907 [5,313]	35,8 [1,410]	1006 [1,56]
43 [14]	11,38 [7,65]	43,0 [1,693]	1452 [2,25]
57 [18]	20,24 [13,60]	57,3 [2,257]	2581 [4,00]
64 [20]**	24,84 [16,69]	63,5 [2,500]	3167 [4,91]

Nota. De Barras de acero corrugadas y lisas para refuerzos de elementos de concreto estructural en Costa Rica, por LanammeUCR, 2016.

Glosario

Acero estructural: acero usado en la construcción para vigas, columnas y elementos secundarios (como arriostres).

C.a.c: centro-a-centro.

Carga sísmica: es la demanda o sollicitación en la que incurre el edificio cuando llega una sacudida por sismo.

Cargas de viento: son las cargas provocadas por las fuerzas de viento.

Cerro: es una elevación de la tierra que se tiene que presentar con tres ejes de direcciones en una gráfica.

Concreto reforzado: concreto que tiene varillas de acero en su interior para combatir las cargas de momento y cortante.

CSCR-14: código establecido en Costa Rica para normar la forma en la que se analizan edificaciones contra los sismos.

Deflexión: es la distancia desde el punto no-deformado hasta el punto deformado que ocurre cuando una carga se aplica.

Deriva inelástica: desplazamiento relativo entre pisos adyacentes. Se analiza usualmente el piso en el que se encuentra con el de abajo.

Edificio flexible: son edificios en donde el periodo fundamental es mayor que 1 segundo.

Edificio rígido: son edificios en donde el periodo fundamental es menor o igual a 1 segundo.

Escarpe: son inclinaciones de los terrenos que se pueden precisar con dos ejes de dirección.

Fuerza virtual: fuerza generada por una carga unitaria en un sistema virtual. Se utiliza por el método de trabajo virtual.

Gran Área Metropolitana: sector de Costa Rica denominado *principal aglomeración urbana*, el cual comprende partes de San José, Cartago, Alajuela y Heredia.

Momento virtual: instante generado por un par unitario en un sistema virtual. Se utiliza por el método de trabajo virtual.

Pendiente: es el ángulo que se encuentra mediante diferentes métodos para saber cuántos radianes o grados se traslada la viga en comparación con el eje horizontal.

Presión de viento: presión que se genera en el área de la cara del edificio por la fuerza y velocidad del viento.

Sierra: Prominencia del terreno que se permite ser descrita en dos ejes de dirección.