ESTUDIO DE VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE CUBIERTA
Versión 1

ESTUDIO Y VERIFICACION DEL ESTADO DE LA ESTRUCTURA Y ENVOLVENTE DE LA CUBIERTA DEL SUPER CADE AMERICAS, Y PRESENTACION DE ALTERNATIVAS DE INTERVENCION

VALIDACIÓN CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA PARA SOPORTAR LAS CARGAS PROYECTADAS DE ACUERDO CON NORMATIVIDAD TÉCNICA VIGENTE.

CONTRATO No. 4233000-1356-2024

Elaborado por:
KRIBA INGENIEROS LTDA.

Bogotá, D.C.; Mayo de 2025

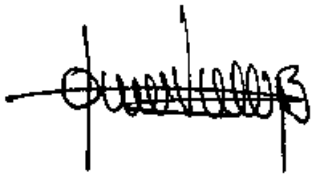
www.kribaingenieros.com
Diagonal 42ª No. 21 – 29 Telefax: 7495787 Móvil: 316 3146534
E-mail: gerencia@kribaingenieros.com
Bogotá, D.C.; Colombia

CONTROL DE CAMBIOS

VERSION	REALIZADA POR:	REVISADA POR:	APROBADA POR:	FECHA	CAMBIO EN EL DOCUMENTO	NO OBJECIÓN DEL CLIENTE
0	Alexander Vallejo B.	Alexander Vallejo B.	Alexander Vallejo B.	Marzo 2025	-	-
1	Alexander Vallejo B.	Alexander Vallejo B.	Alexander Vallejo B.	Abril 2025	Ajustes	-

REVISIÓN Y APROBACIÓN

Este documento ha sido revisado y aprobado como se indica abajo.

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS		
Aprobó	Nombre	Ing. Alexander Vallejo B.
	Mat. Profesional	25202-109389 CND
	Firma	

Bogotá, D.C.; Mayo 09 de 2025

Señores / as
ALCALDIA MAYOR DE BOGOTA.
Bogotá

REF: **CONTRATO 4233000-1356-2024**

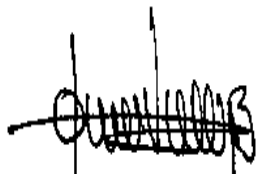
ASUNTO: ESTUDIO DE VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA ESTRUCTURA EXISTENTE DE CUBIERTA DE ACUERDO CON NORMATIVA VIGENTE Y PRESENTACION DE ALTERNATIVAS PARA EL CORRECTO FUNCIONAMIENTO DEL INMUEBLE.

Reciba un cordial saludo.

Por medio de la presente, me permito presentar el ESTUDIO DE VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL Y VALIDACIÓN DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA DE CUBIERTA, LA CUAL ESTA CONFORMADA GEOMETRICAMENTE POR RETICULAS DE 2.50m x 2.50 m EN ANGULO DE 45°, ESTOS UNIDOS A TRAVES DE PERFILES TUBULARES ASTM A-500 DE DIAMETROS Y ESPESORES VARIABLES.

Este informe, de acuerdo con su solicitud, da a conocer el análisis de los resultados de una modelación de los dos tipos de cubierta donde se aprecia la resistencia y el comportamiento mecánico de los materiales, el cual se comparó junto con la normativa correspondiente verificando la integridad estructural de cada uno de ellos.

Cordialmente,



ING. ALEXANDER VALLEJO B.
M.P. 25202-109389 CND
Msc en Ingeniería Sísmica – Dinámica y Estructuras
Msc en Estructuras
Especialista en Estructuras
Especialista en Patología de la Construcción.

INDICE O CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN 6
2. OBJETIVO 6
3. ALCANCE 7
4. ANTECEDENTES 7
5. MARCO LEGAL 7
6. MARCO TEORICO 7
7. LOCALIZACION DEL PROYECTO 10
7.1. Condiciones del Entorno 10
8. REVISION DE PARAMETROS SISMICOS 10
9. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA 11
10. CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LOS MATERIALES 14
11. ESTADO DE LA ESTRUCTURA 15
12. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA ACTUAL 17
12.1. Modelo de la Estructura 17
12.2. Cálculo de Densidades y Avaluó de Cargas 18
12.3. Estructura Principal de Cubierta – Creación de Secciones y Asignaciones de Materiales. 19
12.4. Chequeo de elementos estructurales de cubierta. 20
12.4.1. Revisión de estructura principal de cubierta. 20
12.4.2. Chequeo de conexiones 23
12.4.3. Revisión de Estructura Marquesina. 27
13. RELACIÓN ENTRE DEMANDA Y CAPACIDAD NSR-10 – A.10.4.3 29
14. REFORZAMIENTO PARA LA MALLA SUPERIOR DE LA CUBIERTA PRINCIPAL DEL SUPERCADE AMERICAS 30
15. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 32
16. BIBLIOGRAFÍA 35
17. CARTA DE RESPONSABILIDAD 36
18. ANEXO – REPORTE DE DATOS EN ETABS 20 37

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores de fc y fe, Calidad del diseño y la construcción.....9
Tabla 2: Tabla A.10.4-1 Valores de φc o φe 29
Tabla 3: Steel frame design Summary....32

ÍNDICE DE IMÁGENES

Imagen 1: *Localización SUPERCADE AMERICAS*....10
Imagen 2: Estructura principal de cubierta 12
Imagen 3: marquesina....12
Imagen 4: Detalle tipo de conexiones 13
Imagen 5: Detalle tipo de conexiones malla superior 13
Imagen 6: Envolvente y paneles solares....14
Imagen 7: Propiedad acero ASTM A-500....15
Imagen 8: Conexiones sin pernos 15
Imagen 9: Elementos deformados....16
Imagen 10: Estado actual de la envolvente....16
Imagen 11*: Modelo ETABS vista general.*....17
Imagen 12*: Avaluó De Cargas Estructura Principal De Cubierta Bajo Título B NSR-10* 18
Imagen 13*: Avaluó de cargas marquesina bajo título B NSR-10*....18
Imagen 14*: Numeral 4.17 SOLAR PANEL LOADS* 19
Imagen 15*: Secciones de estructura principal de cubierta* 19
Imagen 16*: Sección de elementos estructurales*....20
Imagen 17*: Sección de elementos estructurales*....21
Imagen 18*: combinaciones de carga para evaluación de cubierta*....21
Imagen 19*: chequeo elementos estructurales en diagonal* 22
Imagen 20*: chequeo elementos estructurales malla inferior* 22
Imagen 21*: Chequeo Elementos Estructurales Malla Superior* 23
Imagen 22*: Cargas sobre marquesina* 27
Imagen 23*: chequeo elementos marquesina*....28
Imagen 24*: chequeo elementos marquesina*....28
Imagen 25*: Propuesta Malla Superior de la Estructura Supecade Américas* 31
Imagen 26*: Detalles resultantes del elemento B583* 32

1. INTRODUCCIÓN

El análisis de carga gravitacional es un proceso fundamental en la ingeniería estructural y en el diseño de edificaciones e infraestructuras. Consiste en evaluar los efectos de las fuerzas gravitacionales sobre una estructura, considerando el peso propio de los materiales, las cargas permanentes (como acabados, mobiliario fijo y equipos) y las cargas variables (como ocupantes, nieve, agua y almacenamiento temporal).

Este análisis es crucial para garantizar la estabilidad, seguridad y eficiencia de una estructura, permitiendo a los ingenieros determinar las dimensiones óptimas de los elementos estructurales y prevenir fallas por sobrecarga o deformaciones excesivas. Se basa en principios de mecánica de materiales, resistencia estructural y normativas de construcción que establecen los límites de carga admisibles.

En general, el análisis de carga gravitacional se complementa con estudios de cargas laterales (como viento y sismo) para asegurar un diseño estructural integral y resistente a diferentes condiciones de servicio, sin embargo,

En este documento se describe de manera secuencial y operativa, el estudio de vulnerabilidad y reforzamiento estructural que contiene la revisión de los elementos existentes de la estructura de la cubierta del SUPERCADE AMERICAS, esto dentro de los parámetros del reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10. Se revisó que las estructuras existentes de cubierta soporten las fuerzas estáticas a las que están siendo sometidas y adicional las cargas de los elementos que se proponen por el cambio de la envolvente con el fin de garantizar el correcto funcionamiento de la misma.

Se reunió la mayor cantidad de información con respecto a los diseños de la estructura existente y de los paneles que fueron instalados. Se realizó un levantamiento estructural para identificar que los elementos indicados en los planos de diseño cumplieran con la ejecución de la obra y así poder determinar de manera precisa una evaluación de los elementos estructurales que conformar la cubierta del SUPERCADE AMERICAS.

2. OBJETIVO

El objetivo principal de este informe es presentar la evaluación de los elementos que conforman la estructura de cubierta del SUPERCADE AMERICAS, con el fin de dar garantía al funcionamiento de la

misma, teniendo en cuenta el cambio de la envolvente y de los nuevos elementos estructurales que son necesario para el montaje de la teja, todo esto de acuerdo con los requerimientos indicados en el reglamento colombiano de construcción sismo resistente NSR-10.

3. ALCANCE

Este documento se limita al Análisis de Cargas Gravitaciones empleando la metodología propuesta por el Reglamento NSR-10 Capitulo A.10.

4. ANTECEDENTES

El reglamento colombiano de construcciones sismorresistente dado por la Ley 400 de 1997, obliga a evaluar y rehabilitar las edificaciones indispensables y de atención a la comunidad ante un evento sísmico, y además establece los criterios y procedimientos para ejecutar la evaluación sísmica, adicionar y modificar el sistema estructural de edificaciones existentes.

El SUPERCADE AMERICAS, fue aprobado para la construcción bajo la resolución N° RES 04-2-0289 el día 13 de agosto del 2004. Por lo anterior se evidencia que las normas que aplicaron para la evaluación de la estructura fueron las siguientes:

- Sismo resistencia: Ley 400 de 1997, Decreto 033 NSR-98, Decreto 034 de 1999 y 2809 de 2000
- Microzonificación sísmica: Decreto 074 de 2001

5. MARCO LEGAL

El presente documento se encuentra regido por el Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10, Ley 400 de 1997 (Modificado por la Ley 1229 de 2008. Ley 1796 de 2016 y decretos reglamentarios).

6. MARCO TEORICO

Las estructuras en su desempeño se encuentran condicionadas por diversos factores entre los cuales se consideran: Material (tipo y resistencia), dimensiones de elementos constituyentes (largo, ancho y alto), factores externos (ubicación geográfica, factores ambientales, localización en el terreno). Para la obtención

de este desempeño se han asignado diversos parámetros que nos indican como se encuentra el comportamiento de la estructura al momento de su evaluación. En el Reglamento NSR-10 se consideran las relaciones de todos estos parámetros y se definen de la siguiente manera:

Relación entre Demanda y Capacidad - Deben determinarse unos índices de sobreesfuerzo y de flexibilidad, que permitan definir la capacidad de la estructura existente de soportar y responder adecuadamente ante las solicitaciones equivalentes definidas en A.10.4.2.

Definición del Índice de Sobreesfuerzo - El índice de sobreesfuerzo se expresa como el cociente entre las solicitaciones equivalentes, calculadas de acuerdo con A.10.4.2 y la resistencia efectiva. Tiene dos acepciones:

(a) Índice De Sobreesfuerzo de los Elementos - El cual se refiere al índice de sobreesfuerzo de cada uno de los elementos estructurales individuales.

(b) Índice de Sobreesfuerzo de la Estructura – Cuando se determina para toda la estructura, evaluando los elementos con un mayor índice de sobreesfuerzo individual y tomando en consideración su importancia dentro de la resistencia general de la estructura como un conjunto.

Determinación del Índice de Sobreesfuerzo - Para todos los elementos de la estructura y para todos los efectos tales como cortante, flexión, torsión, etc., debe dividirse la fuerza o esfuerzo que se le exige al aplicarle las solicitaciones equivalentes, mayoradas de acuerdo con el procedimiento dado en el Título B del Reglamento y para las combinaciones de carga dadas allí, por la resistencia efectiva del elemento. El índice de sobreesfuerzo para toda la estructura corresponderá al mayor valor obtenido de estos cocientes, entre los elementos que puedan poner en peligro la estabilidad general de la edificación.

Resistencia Existente de los Elementos - La resistencia existente de los elementos de la estructura, Nex, debe ser determinada por el ingeniero que hace la evaluación con base en la información disponible y utilizando su mejor criterio y experiencia. Por resistencia se define el nivel de fuerza o esfuerzo al cual el elemento deja de responder en el rango elástico o el nivel al cual los materiales frágiles llegan a su resistencia máxima o el nivel al cual los materiales dúctiles inician su fluencia. En general la resistencia existente corresponde a los valores que se obtienen para cada material estructural al aplicar los modelos de resistencia que prescribe el Reglamento en los títulos correspondientes.

Resistencia Efectiva - La resistencia efectiva Nef de los elementos, o de la estructura en general, debe evaluarse como el producto de la resistencia existente Nex, multiplicada por los coeficientes de reducción de resistencia fc y fe, así: **Nef = fc fe Nex (A.10-1)**

Donde a fc y fe se les asigna el valor dado en la Tabla A.10.4-1, dependiendo de la calificación de la calidad y estado de la estructura definidas en A.10.2.2.1 y A.10.2.2.2.

Definición del Índice de Flexibilidad - Debe determinarse un índice de flexibilidad, el cual indica la susceptibilidad de la estructura a tener deflexiones o derivas excesivas, con respecto a las permitidas por el Reglamento. Tiene dos acepciones:

(a) Índice de Flexibilidad del Piso, el cual se define como el cociente entre la deflexión o deriva obtenida del análisis de la estructura, y la permitida por el Reglamento, para cada uno de los pisos de la edificación.

(b) Índice de Flexibilidad de la Estructura, definido como el mayor valor de los índices de flexibilidad de piso de toda la estructura. Se debe evaluar para las deflexiones verticales y para las derivas.

Tabla A.10.4-1
Valores de ϕ_c y ϕ_e

	Calidad del diseño y la construcción, o del estado de la edificación		
	Buena	Regular	Mala
ϕ_c o ϕ_e	1.0	0.8	0.6

Tabla 1: Valores de fc y fe, Calidad del diseño y la construcción.
Fuente: NSR-10.

De acuerdo, entonces, con lo prescrito en la NSR-10 el Índice de Sobreesfuerzos es

IDSE= Demanda de la Resistencia / Resistencia Efectiva

Si la edificación fue diseñada conservadoramente teniendo en cuenta criterios de sismo resistencia de acuerdo con una norma sísmica moderna, la resistencia será mayor que lo que solicita la NSR-10, y por ende el Índice de Sobreesfuerzos va a ser menor que la unidad (ISE< 1), mientras que una edificación antigua diseñada únicamente para cargas verticales, su resistencia va a ser menor que lo que solicita la NSR-10, y por lo tanto el Índice de Sobreesfuerzos va a ser mayor que la unidad (ISE> 1). Que tan mayor que la unidad va a depender de su resistencia. Una estructura de un material frágil como puede ser la

mampostería no reforzada y que disponga de muros en solo una dirección en planta puede tener valor de ISE muy altos.

7. LOCALIZACION DEL PROYECTO

El proyecto de la estructura de cubierta del SUPERCADE AMÉRICAS está localizado en la ciudad de Bogotá D.C. en la dirección Av. Carrera 86 # 43-55 sur con coordenadas :4°37´40.4”N, 74°11´23.5”E.

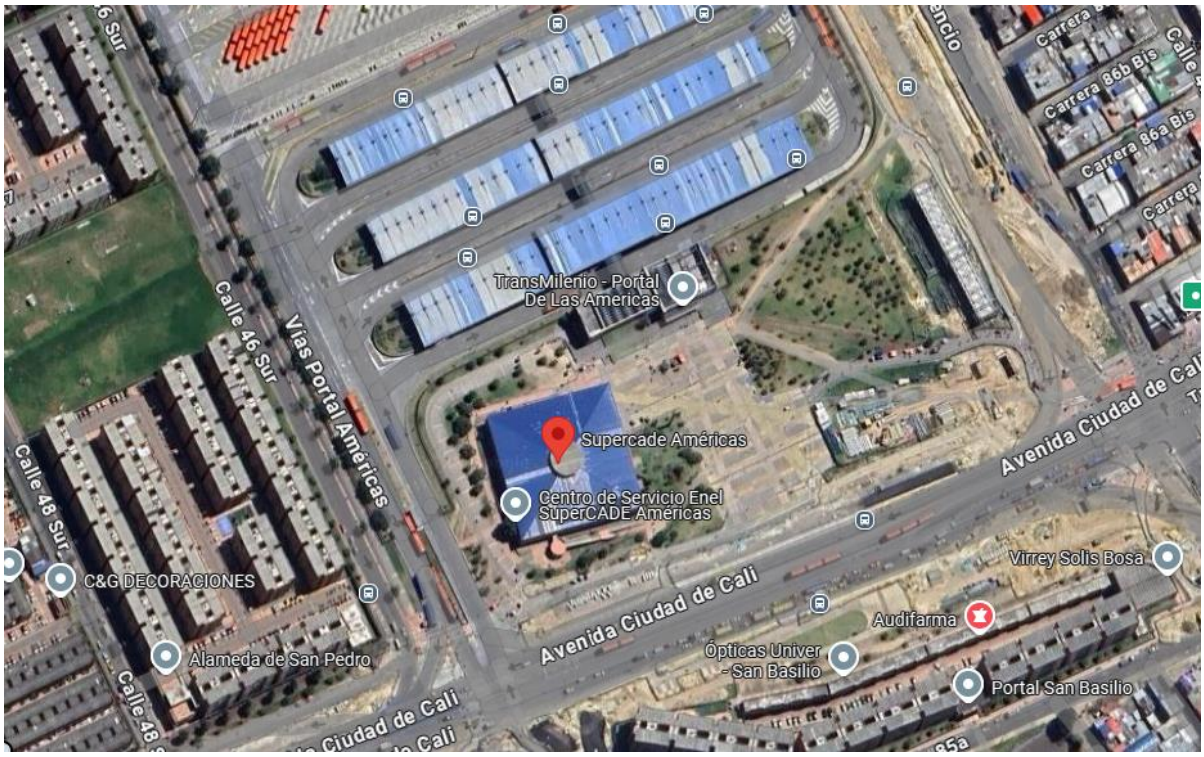


Imagen 1: ***Localización SUPERCADE AMERICAS***
Fuente: Google Maps.

7.1. Condiciones del Entorno

No se evidencian afectaciones del entorno que comprometan la seguridad y confiabilidad estructural.

8. REVISION DE PARAMETROS SISMICOS

Se ha verificado que los parámetros de diseño definidos inicialmente para el proyecto, según los documentos estructurales recopilados y la revisión realizada por esta consultoría, cumplen con los requisitos establecidos en la NSR-10, considerando las características específicas de la estructura en estudio. A continuación, se presentan los parámetros de diseño:

- Ciudad: Bogotá
- Coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva (Aa): 0.15
- Coeficiente de velocidad horizontal pico efectiva (Av): 0.20
- Movimientos sísmicos de diseño con seguridad limitada (Ae): 0.13
- Zona de Amenaza Sísmica: Intermedia.

El análisis empleado por el diseñador es por el METODO DE ANALISIS DINAMICO ELASTICO, y está acorde con los parámetros indicados en A.3.4.2.

9. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

La estructura de la cubierta del SUPERCADE AMERICAS, está dividida en dos sistemas. El primero está conformado por perfiles tubulares de acero ASTM A-500 que conforman una retícula con un Angulo de inclinación de 45° con respecto a la vertical, esta configuración se presenta tanto para la malla inferior como la superior, la distancia de separación entre las mallas es de 1.70mts, y están unidades a través de cuatro perfiles tubulares que salen de los vértices de cada una de las retículas de la malla inferior hasta encontrarse en el punto medio de la malla superior conformando una especie de pirámide. En cada una de las uniones se pudo evidenciar que se encuentran conectadas, primero por medio de soldadura entre el perfil tubular y una Platina de secciones de 250mm x 100mm, luego se conecta en el nudo central por medio de cuatro pernos de 5/8” y conectando la platina descrita anterior con otra de sección de 30mm2.

Adicional la estructura de cubierta, está soportando una envolvente tipo sándwich de 35 cm de ancho según especificaciones técnicas del producto y medidas corroboradas en campo. Que se encuentra en mal estado por causa de deterioro natural y de orden público. Por lo anterior este estudio con el fin de realizar el cambio de la teja y garantizar la estabilidad de la estructura existente.



Imagen 2: Estructura Principal de Cubierta
Autor: KRIBA INGENIEROS LTDA.

Existe una segunda estructura en la parte central de la cubierta (marquesina), que está compuesta por perfiles tipo IPE de diferente denominación (IPE-120, IPE-160 y IPE-200) y en la parte inferior de los perfiles principales hay tensores con barras de diámetro de ¾".

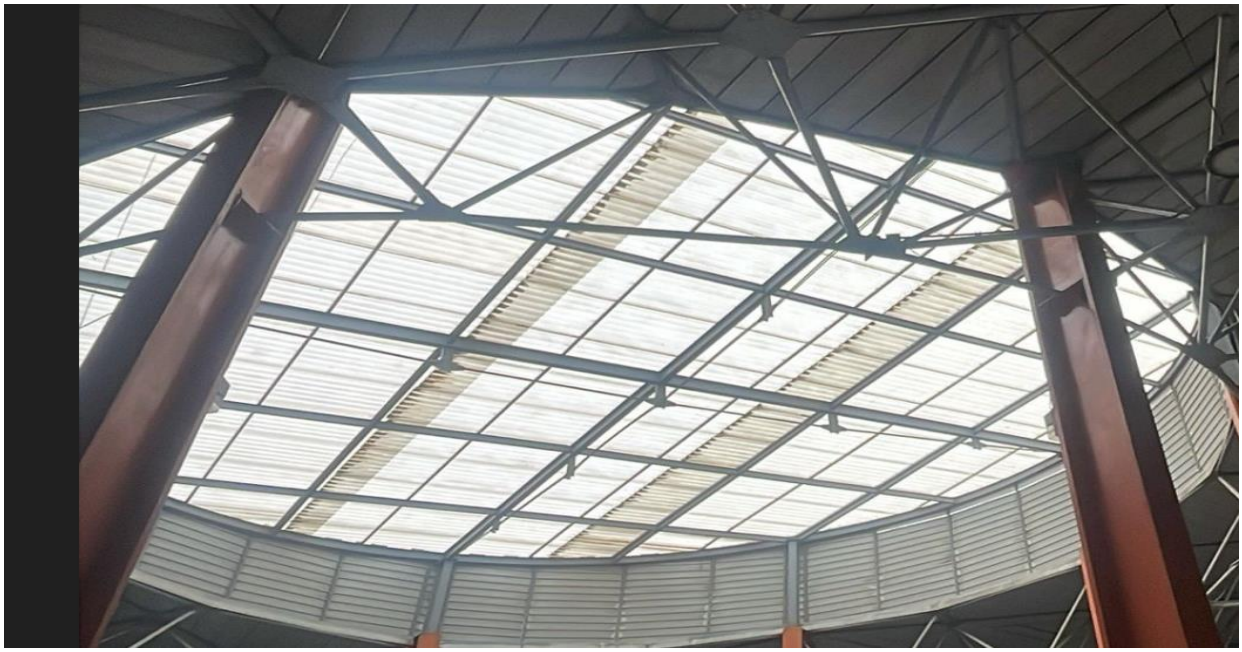


Imagen 3: Marquesina
Autor: KRIBA INGENIEROS LTDA.



Imagen 4: Detalle tipo de conexiones
Autor: KRIBA INGENIEROS LTDA.



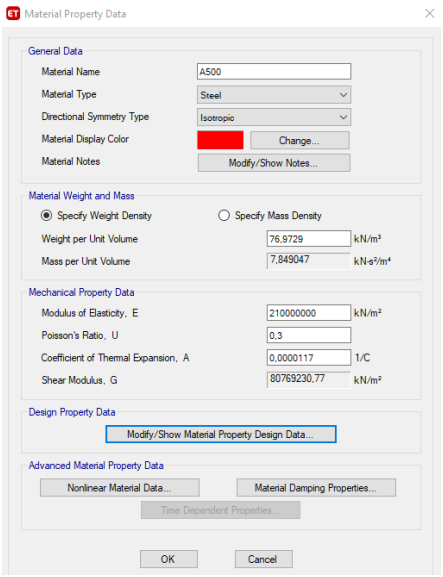
Imagen 5: Detalle tipo de conexiones malla superior
Fuente: KRIBA INGENIEROS LTDA.



Imagen 6: Envolvente y Paneles Solares
Fuente: KRIBA INGENIEROS LTDA.

10. CARACTERIZACIÓN MECÁNICA DE LOS MATERIALES

Teniendo en cuenta las especificaciones de los materiales que se encuentran en los planos estructurales, se realizó un levantamiento estructural para verificar dicha información y así tener la certeza antes de realizar el modelo en ETABS y una vez allí definir las propiedades de los materiales teniendo como referencia fichas técnicas de proveedores del mercado local.



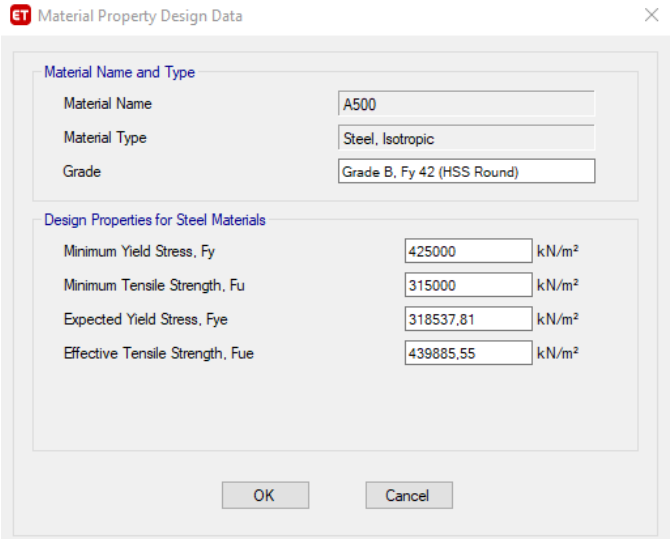


Imagen 7: Propiedad acero ASTM A-500
Fuente: KRIBA INGENIEROS LTDA.

11. ESTADO DE LA ESTRUCTURA

En el levantamiento estructural realizado, se evidenció que la estructura en su gran mayoría se encuentra en buen estado, sin embargo, también se encontraron detalles que se ejecutaron durante el proceso constructivo como no poner pernos y cambiarlos por soldadura e instalar perfiles en condiciones de pandeo.



Imagen 8: Conexiones sin pernos
Autor: KRIBA INGENIEROS LTDA



Imagen 9: Elementos Deformados
Autor: KRIBA INGENIEROS LTDA.

También se evidenció el deterioro de la envolvente tanto en la parte superior como la inferior, esto debido a su longevidad, falta de apoyos y cargas inusuales lo que causo deformaciones en la teja.



Imagen 10: Estado Actual de la Envolvente
Autor: KRIBA INGENIEROS LTDA

12. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA ACTUAL

12.1. Modelo de la Estructura

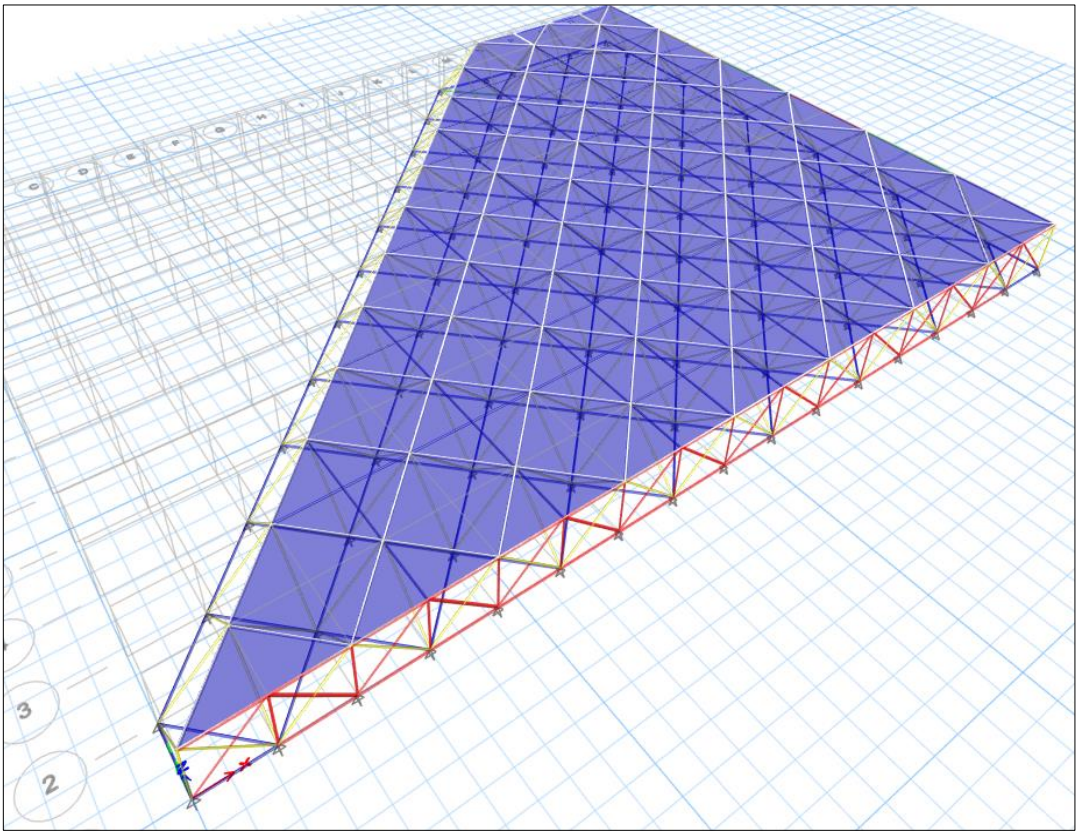


Imagen 11: Modelo ETABS Vista General.
Fuente: ETABS

El modelo de comportamiento de la estructura se realizó en el Software Estructural ETABS Licencia No. B5676-A9372.

El método empleado es el estático considerando la estructura como tridimensional, debido a que se va a evaluar únicamente las cargas gravitacionales.

Las propiedades mecánicas utilizadas son: Acero ASTM A-500 Fy = **425** MPa
Fu = **315** MPa

12.2. Cálculo de Densidades y Avaluó de Cargas

1. Avaluo estructura principal (bajo titulo B - NSR-10)

Carga muerta	**Unidades**	
HunterduouglasAluzinc e:0.5 mm	11.26 kg/m^2	**0.11 kN/m^2**
Instalaciones electricas	4.91 kg/m^2	**0.05 kN/m^2**
Paneles solares tiger pro 72hc 530-500 watt mono facil module	15.00 kg/m^2	**0.15 kN/m^2**
Σ de carga donde no hay paneles	16.17 kg/m^2	**0.16 kN/m^2**
Σ de carga donde hay paneles	31.17 kg/m^2	**0.32 kg/m^2**
Carga Viva		
Tabla B.4.2.1-2	49.05 kg/m^2	**0.50 kN/m^2**
Por paneles		**0.15 kN/m^2**
Carga Granizo		
B.4.8.3.2	98.10 kg/m^2	**1.00 kN/m^2**
Carga de viento		
B.6.1.3	39.24 kg/m^2	**0.40 kN/m^2**

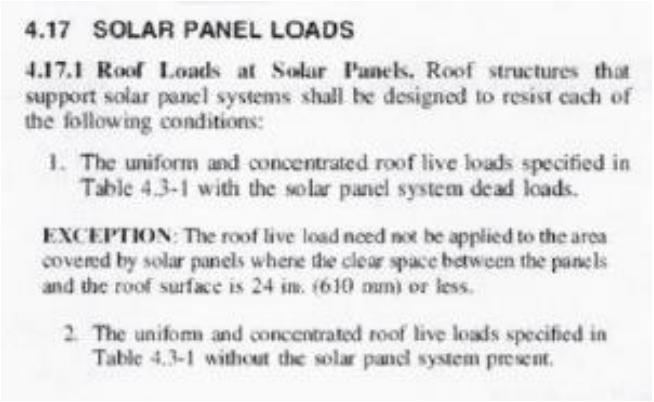
Imagen 12*: Avaluó De Cargas Estructura Principal De Cubierta Bajo Título B NSR-10*
Autor: KRIBA INGENIEROS LTDA

2. Avaluo marquesina (bajo titulo B - NSR-10)

Carga muerta	**Unidades**	
Vidrio laminado	30.00 kg/m^2	**0.31 kN/m^2**
Carga Viva		
Tabla B.4.2.1-2	49.05 kg/m^2	**0.50 kN/m^2**
Carga Granizo		
B.4.8.3.2	98.10 kg/m^2	**1.00 kN/m^2**
Carga de viento		
B.6.1.3	39.24 kg/m^2	**0.40 kN/m^2**

Imagen 13*: Avaluó de cargas marquesina bajo título B NSR-10*
Autor: KRIBA INGENIEROS LTDA

Para el Avaluó de cargas según información recolectada y lo indicado en el titulo B tabla B.4.2.1-2 el valor de la carga viva es de 0.5 kN/m². Lo cual según la norma ASCE 07-16 en el numeral 4.17 hace referencia a que dicha carga puede ser reemplazada o equivalente a la carga muerta generada por los módulos solares los cuales tiene una carga de 0.15 kN/m². Esto en el modelo solo se implementará en la parte donde se encuentre los paneles, para el resto de la estructura de cubierta se considerará para el análisis la carga indicada en la norma.



4.17 SOLAR PANEL LOADS

4.17.1 Roof Loads at Solar Panels. Roof structures that support solar panel systems shall be designed to resist each of the following conditions:

1. The uniform and concentrated roof live loads specified in Table 4.3-1 with the solar panel system dead loads.

EXCEPTION: The roof live load need not be applied to the area covered by solar panels where the clear space between the panels and the roof surface is 24 in. (610 mm) or less.

2. The uniform and concentrated roof live loads specified in Table 4.3-1 without the solar panel system present.

Imagen 14*: Numeral 4.17 SOLAR PANEL LOADS*
Autor: ASCE 07-16

12.3. Estructura Principal de Cubierta – Creación de Secciones y Asignaciones de Materiales.

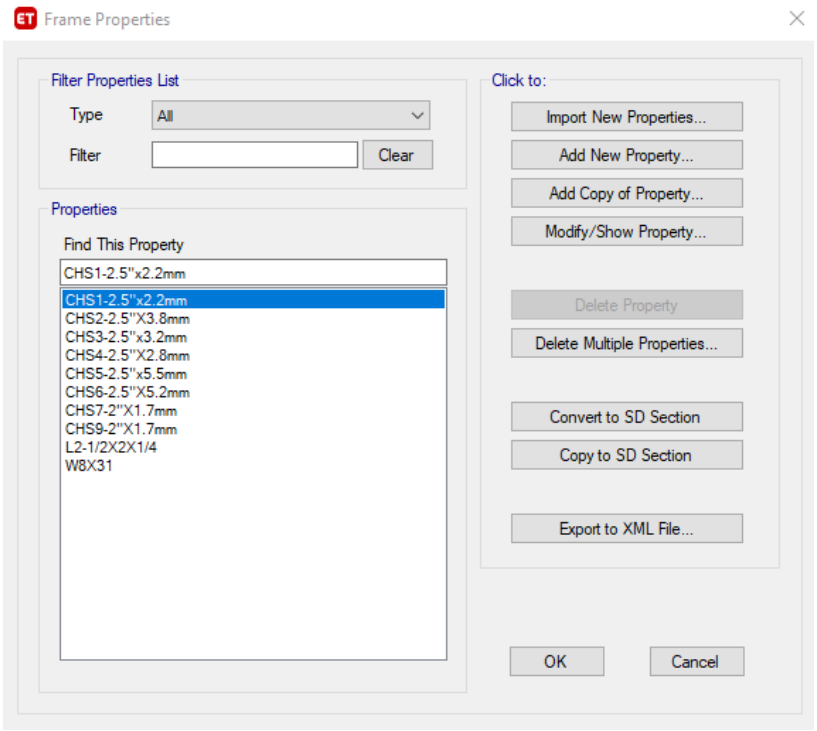


Imagen 15*: Secciones de estructura principal de cubierta*
Autor: KRIBA INGENIEROS LTDA

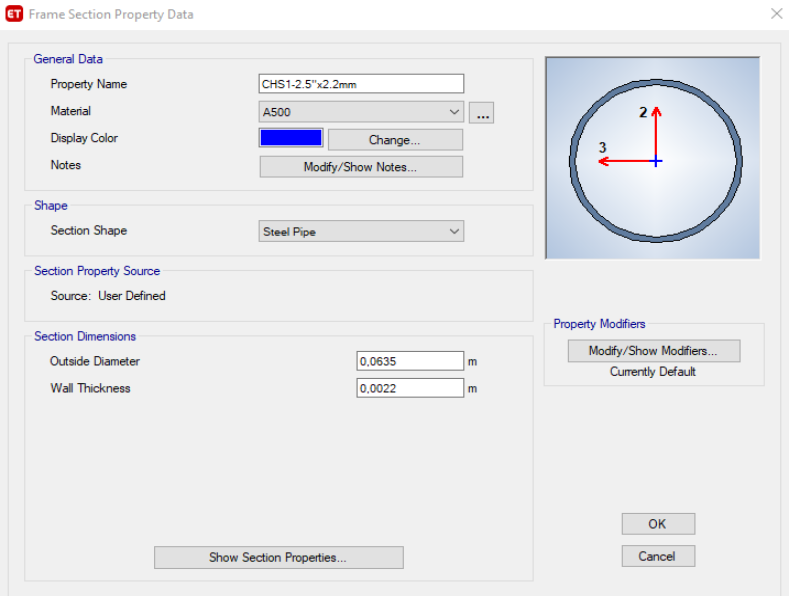


Imagen 16*: Sección de elementos estructurales*
Autor: KRIBA INGENIEROS LTDA

12.4. Chequeo de elementos estructurales de cubierta.

12.4.1. Revisión de estructura principal de cubierta.

Teniendo en cuenta los resultados obtenidos del programa ETABS, en las siguientes imágenes se puede observar el resultado de verificación de resistencia de cada uno de los perfiles existentes con la consideración de las cargas que se evidencian en el ítem 12.2. En esta verificación, se determina la relación entre esfuerzo actuante y esfuerzo resistente, cuando la relación mencionada anteriormente es mayor a 1, significa que el elemento está sometido a cargas más grandes que las que por su propia capacidad puede soportar y por lo tanto falla. El valor de chequeo debe estar por debajo de 1 con el fin de garantizar la resistencia de la estructura.

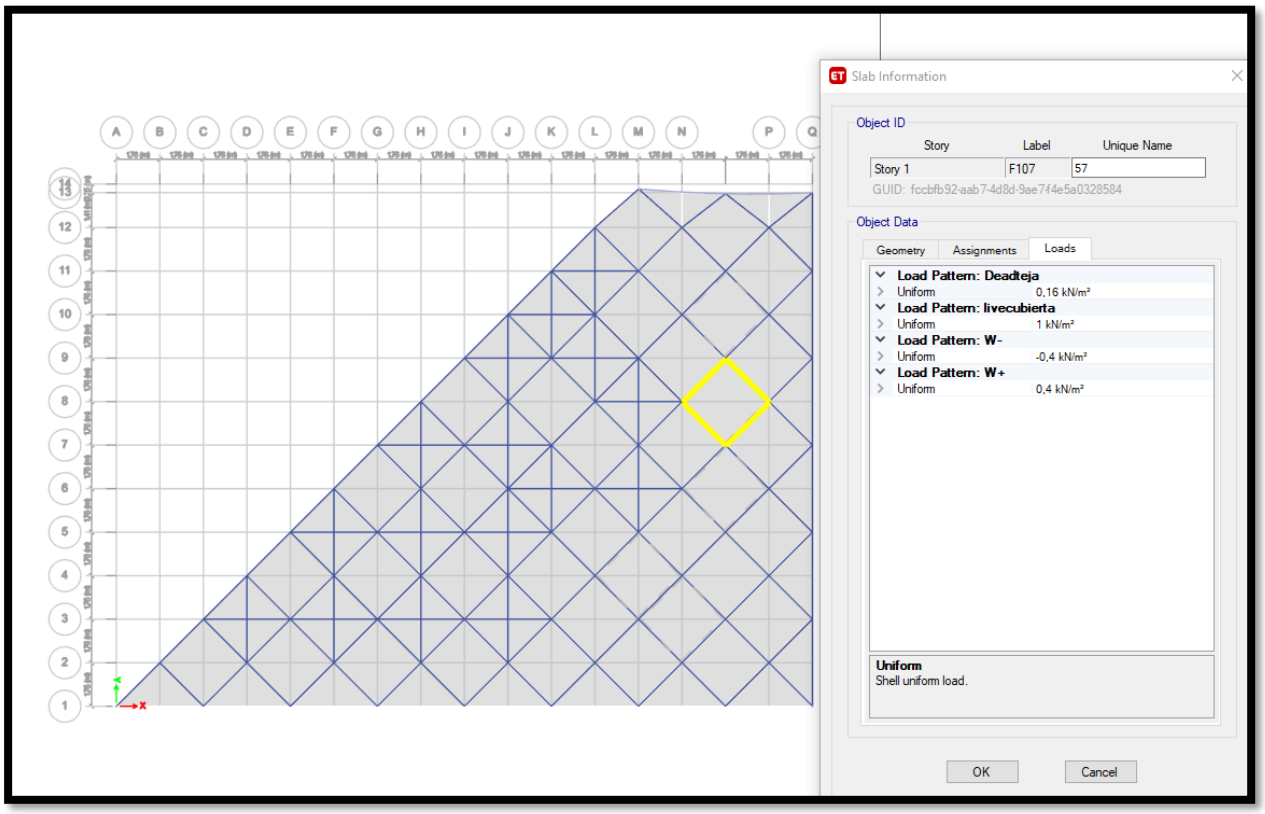


Imagen 17*: Sección de elementos estructurales*
Autor: KRIBA INGENIEROS LTDA

Para la carga viva se tomó 1 kN/m², que en las combinaciones de carga es la mayor entre la carga viva de cubierta y la carga de granizo. Las combinaciones de carga aplicadas para la evaluación del modelo están estipuladas en el titulo B de la NSR-10 y se usaron las que corresponden al caso.

$1.4(D+F)$	**(B.2.4-1)**
$1.2(D+F+T)+1.6(L+H)+0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	**(B.2.4-2)**
$1.2D+1.6(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)+(L \text{ ó } 0.8W)$	**(B.2.4-3)**
$1.2D+1.6W+1.0L+0.5(L_r \text{ ó } G \text{ ó } L_e)$	**(B.2.4-4)**

Imagen 18*: Combinaciones de Carga para Evaluación de Cubierta*
Autor: NSR-10 TITULO B

La malla inferior y los elementos en diagonal que conectan los dos módulos, no se encuentran por encima de 1 por lo tanto estos elementos cumplen con la revisión de diseño por resistencia. Por otro lado, la malla

superior que es la que esta soportando todas las cargas gravitacionales presenta valor por encima de 1 en gran cantidad de sus elementos como se puede observar en las siguientes imágenes.



Imagen 19*: chequeo elementos estructurales en diagonal*
Autor: KRIBA INGENIEROS LTDA

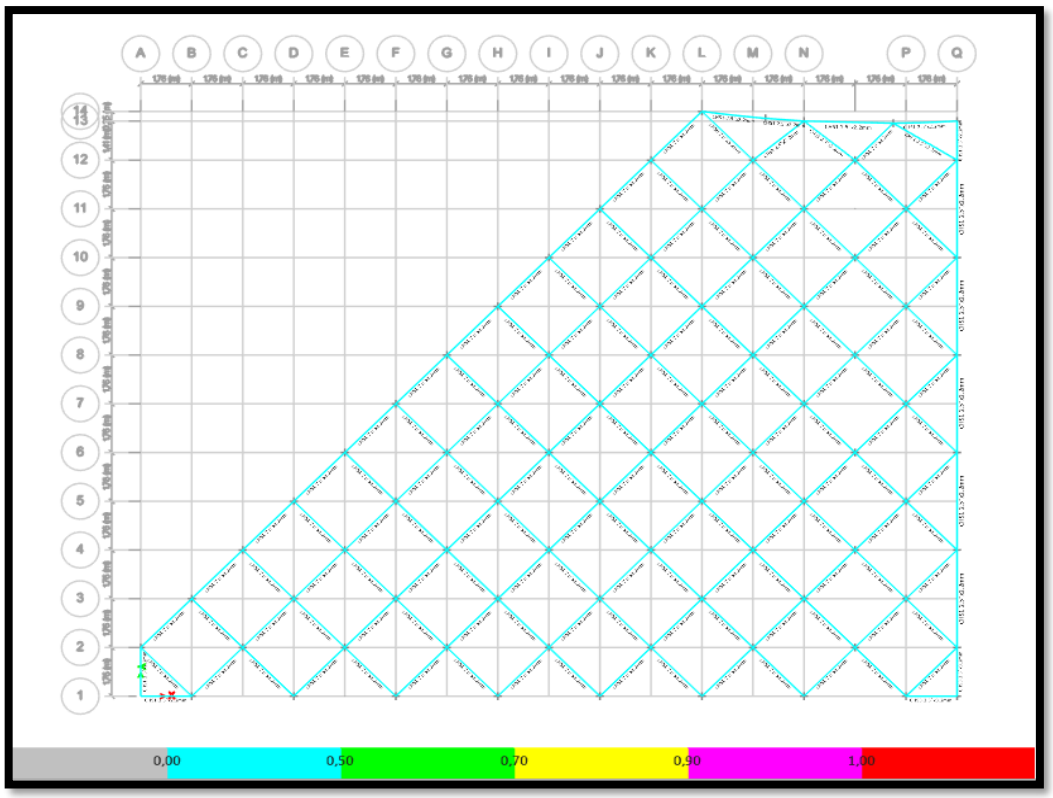


Imagen 20*: chequeo elementos estructurales malla inferior*
Autor: KRIBA INGENIEROS LTDA

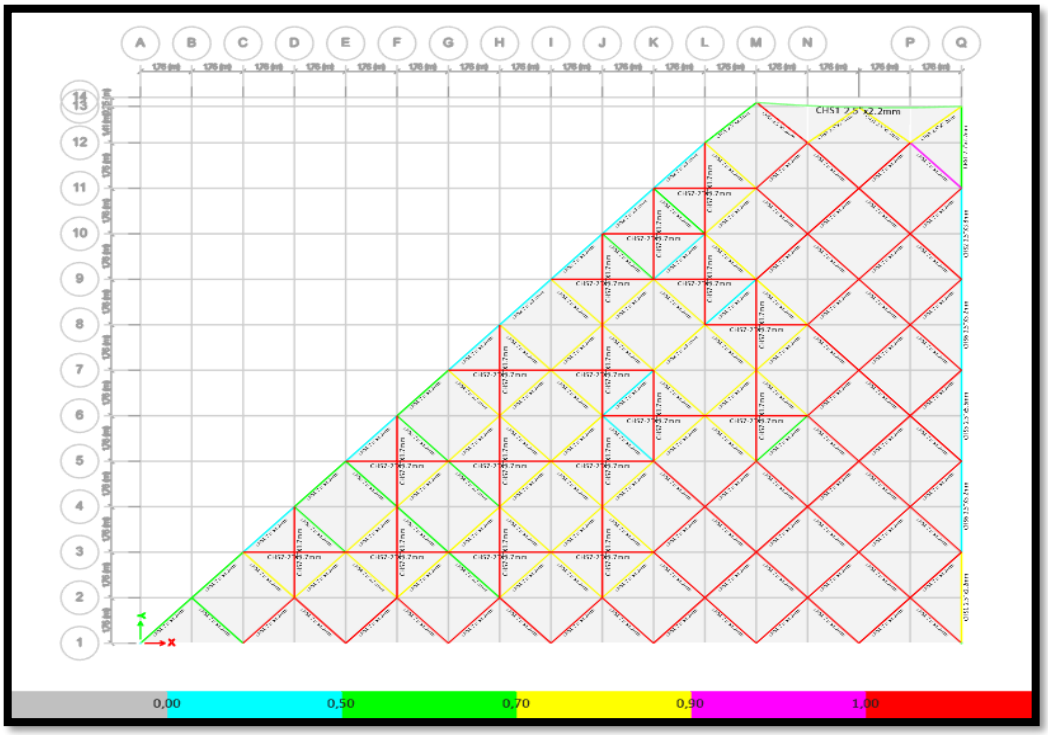


Imagen 21*: Chequeo Elementos Estructurales Malla Superior*
Autor: KRIBA INGENIEROS LTDA

Como se puede evidenciar en la imagen (21) y lo ya descrito anteriormente de que los elementos estructurales de la malla superior no cumplen con la relación de esfuerzos ya que los valores en la escala de colores están por arriba de 1. Por lo anterior la mejor alternativa es colocar elementos adicionales como los arriostramientos ya instalados en la malla superior con el fin de distribuir de mejor manera las cargas actuantes, rigidizar y así cumplir con la relación de esfuerzos del diseño por resistencia. Los elementos mencionados como adicióneles se pueden ver entre los ejes (2 al 4 con los ejes C y J) y allí se observa como los elementos principales cumplen con la revisión de diseño por resistencia.

12.4.2. Chequeo de conexiones

Las conexiones metálicas son fundamentales en la construcción, la ingeniería y diversas aplicaciones industriales, ya que proporcionan uniones seguras y duraderas entre elementos estructurales. Estas conexiones pueden ser realizadas mediante distintos métodos, como soldadura, atornillado o remachado, y son esenciales para garantizar la estabilidad y resistencia de las estructuras. En este contexto, las conexiones metálicas deben ser diseñadas y ejecutadas con precisión, considerando factores como el tipo de material, las cargas a las que estarán sometidas y las condiciones ambientales.

Para el análisis de conexiones, teniendo en cuenta la cantidad de nodos, fuerzas internas, desplazamientos entre otros, que fueron analizados a través del software estructural ETABS. Se evidenció que estos valores se encuentran muy por debajo de la capacidad del elemento, por consiguiente, se concluyó que la mejor forma de abordar el chequeo de las conexiones es por capacidad de los elementos y así garantizando que en dado caso falle primero el elemento a conectar que la misma conexión.

Otra medida que se tuvo en cuenta para el análisis de las conexiones fue el del levantamiento estructural, donde se evidencio que las conexiones se realizaron de una manera tipo y no como lo indicaba el plano del diseño estructural inicial. Por lo anterior el sistema que se tiene en cuenta para la evaluación, es el levantado en campo. Por lo anterior se obtuvieron los siguientes resultados:

Capacidad $Tcap = Fy * A$

Tcap (kN)	**230.58**
Φ	1

1. Chequeo entre platina y perfil tubular de 2.5"

1.1 Determinar tamaño de soldadura (tabla F.2.10.2-4)

Tabla F.2.10.2-4
Tamaño Mínimo de Soldaduras de Filete

Espesor de la parte más delgada a unir, mm	Tamaño Mínimo de la Soldadura de Filete[a] mm
Hasta 6.4 inclusive	3
mayor que 6.4 a 12.7	5
mayor que 12.7	6
mayor que 19.1	8

[a] Dimensión del lado de la soldadura de filete. Debe aplicarse en una sola pasada.
Nota: Véase el numeral F.2.10.2.2.2 para el máximo tamaño de soldaduras de filete.

Nota: El espesor mas delgado es 10mm, que corresponden a la platina

2. Área efectiva de la soldadura $G = 0{,}707 * t$ $Aw = G * L$

t (1.1) (mm)	5	t en campo(mm)	10
G (mm²)	3.535	G (mm²)	7.07
Aw (mm²)	989.8	Aw (mm²)	1979.6

3. Capacidad de la soldadura $\Phi Rn = \Phi * Aw * Fw$

FEXX = E60XX = 420 MPA
Metal de consideración (metal base)

E60XX	420			
Φ	0.75			
Fw	252			
ΦRn (kN)	**374.1444**	**>**	**230.58**	**ok**

Nota: Aw, se toma la que se encontró en campo para validad la condiciones existentes

4. Resistencia de diseño de la platina $\Phi Rnp = \Phi * Fy * Ag$

Fy platina	250			
Ag	1000			
Φ	1			
ΦRn (kN)	**250**	**>**	**230.58**	**ok**

Nota: Se toma Φ=1, ya que se esta evaluando por capacidad y por ende no se castiga mas la estructura

Comprobacion de los pernos

De acuerdo al numeral F.2.10.1.8, se permite que los pernos compartan carga con la soldadura.

Fuerza atraccion y corte del perno

$$Tcap = Fy * A$$

Tcap (kN)	**230.58**
Φ	0.75

Teniendo en cuenta el numeral F.2.10.1.8 Tcap (kN) **115.29**

Fuerza atraccion y corte para cada uno de los pernc Tcap (kN) **28.8225**

1. Area de cada perno

$$Ab = \frac{\pi * d^2}{4}$$

d(")	5/8
Ab (mm²)	198

- Ruptura en tracción: $R_n = F_{nt} * A_b$
- Ruptura en corte: $R_n = F_{nv} * A_b$
- Interacción tracción-corte: $R_n = F'_{nt} * A_b$

$\phi = 0.75$ (LRFD) $\Omega = 2.00$ (ASD)

F_{nv} (MPa)

A307	A325		A490	
	N	X	N	X
188	372	457	457	579

F_{nt} (MPa)

A307	A325	A490
310	620	780

$$F'_{nt} = \begin{cases} 1.3 * F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\emptyset * F_{nv}} * \frac{V_{u_{bolt}}}{A_b} \leq F_{nt} \ (LRFD) \\ 1.3 * F_{nt} - \frac{\Omega * F_{nt}}{F_{nv}} * \frac{V_{a_{bolt}}}{A_b} \leq F_{nt} \ (ASD) \end{cases}$$

Fnv	372
Fnt	620
F´nt	482.41
Ver tabla NSR-10 F.2.3-2	

ΦRnt (kN)	**92.04**		
ΦRnv (kN)	**55.22**	>	**28.8225**
ΦRn´t (kN)	**71.61**		

2. Resistencia de platina (bloque de corte)

Ant (mm²)	325.4
Agv (mm²)	1600
Anv (mm²)	1076.2

Pernos A36	
Fy (Mpa)	250
Fu (Mpa)	400

Fy* Agv	400
FU* Anv	430.48

- Bloque de corte: $R_n = U_{bs} * F_u * A_{nt} + 0.6 * \min\{F_y * A_{gv} ; F_u * A_{nv}\}$

NSR-10 F.2.10.4-5

ΦRn (kN) 97.86 > 28.8225 ok

Resistencia al corte

2.1 Resistencia de elementos al corte. El menor entre:

$$R_n = 0.60 F_y A_{gv}$$

NSR-10 F.2.10.4-3

Φ 1

Agv (mm²) 1000

Anv (mm²) 650.75

$$R_n = 0.60 F_u A_{nv}$$

NSR-10 F.2.10.4-4

Φ 0.75

ΦRn (kN) 150

ΦRn (kN) 117.135 > 28.8225

3. Por aplastamiento

$$P_n = C m_f d t F_u$$

NSR-10 F.4.5.3-12

C	3	Tabla F.4.5.3-2
mf	1	Tabla F.4.5.3-3
Φ	0.6	

ΦPn (kN) 114.3 > 28.8225

Con lo anterior se puede demostrar que las conexiones soldadas como pernadas que se encuentran hoy en el SUPERCADE AMERICAS, cumplen con los parámetros indicados en el título F de la NSR-10 y para los perfiles que se instalaran nuevos aplica el mismo modelo de conexión existente.

12.4.3. Revisión de Estructura Marquesina.

Para la estructura de la marquesina, que está compuesta por perfiles IPE. Se realizo la misma revisión de diseño por resistencia y tal cual el mismo proceso descrito para la estructura principal de cubierta.

Para el análisis de cargas se tuvo en cuenta un vidrio laminado como lo indicaba el diseño inicial, esto con el fin de poder instalar este o cualquier otro tipo de elemento que tenga una carga igual o menor a 0.31kN/m², como lo indica este análisis.

Los resultados se muestran a continúan:

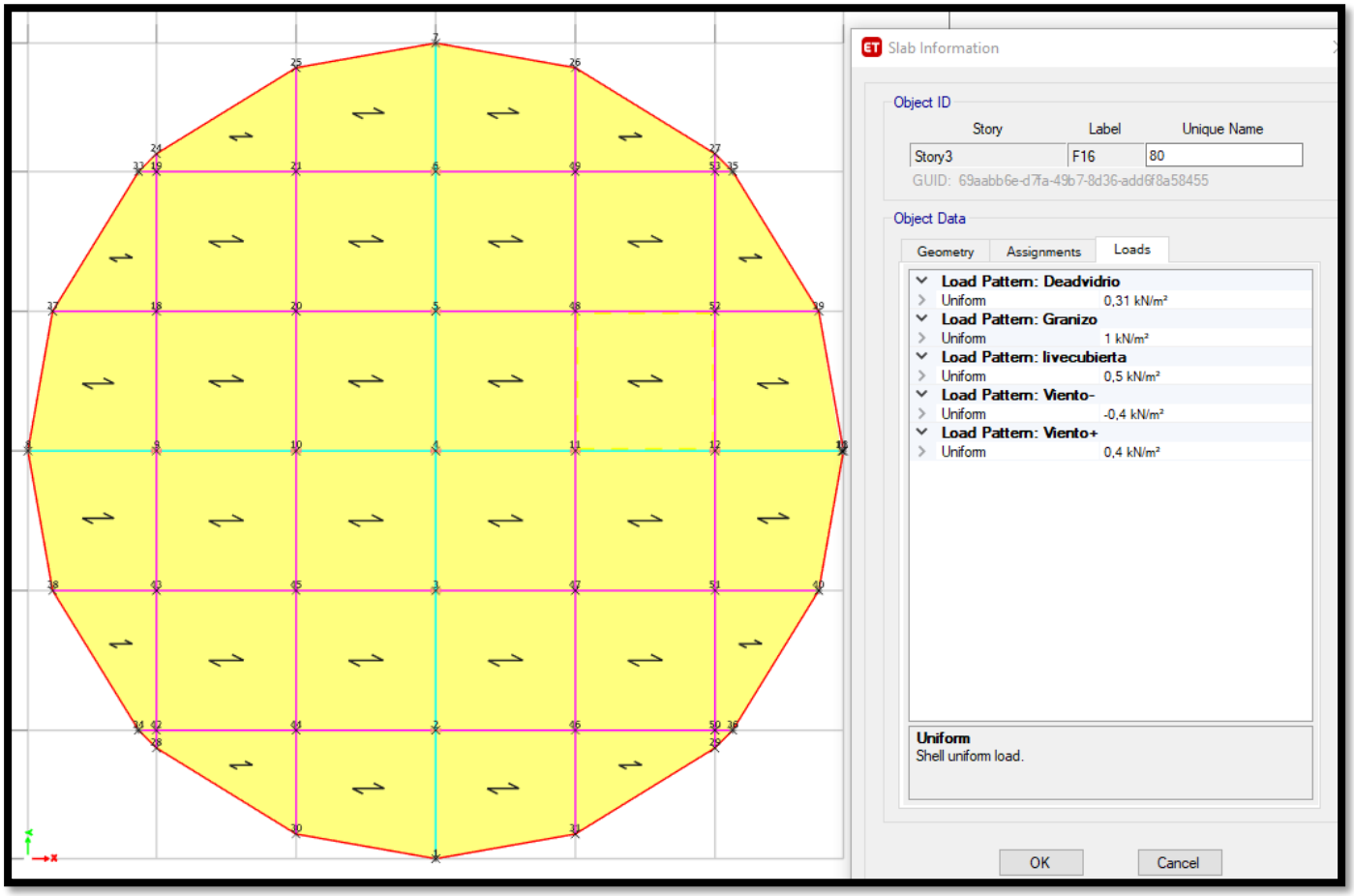


Imagen 22*: Cargas sobre Marquesina*
Autor: KRIBA INGENIEROS LTDA

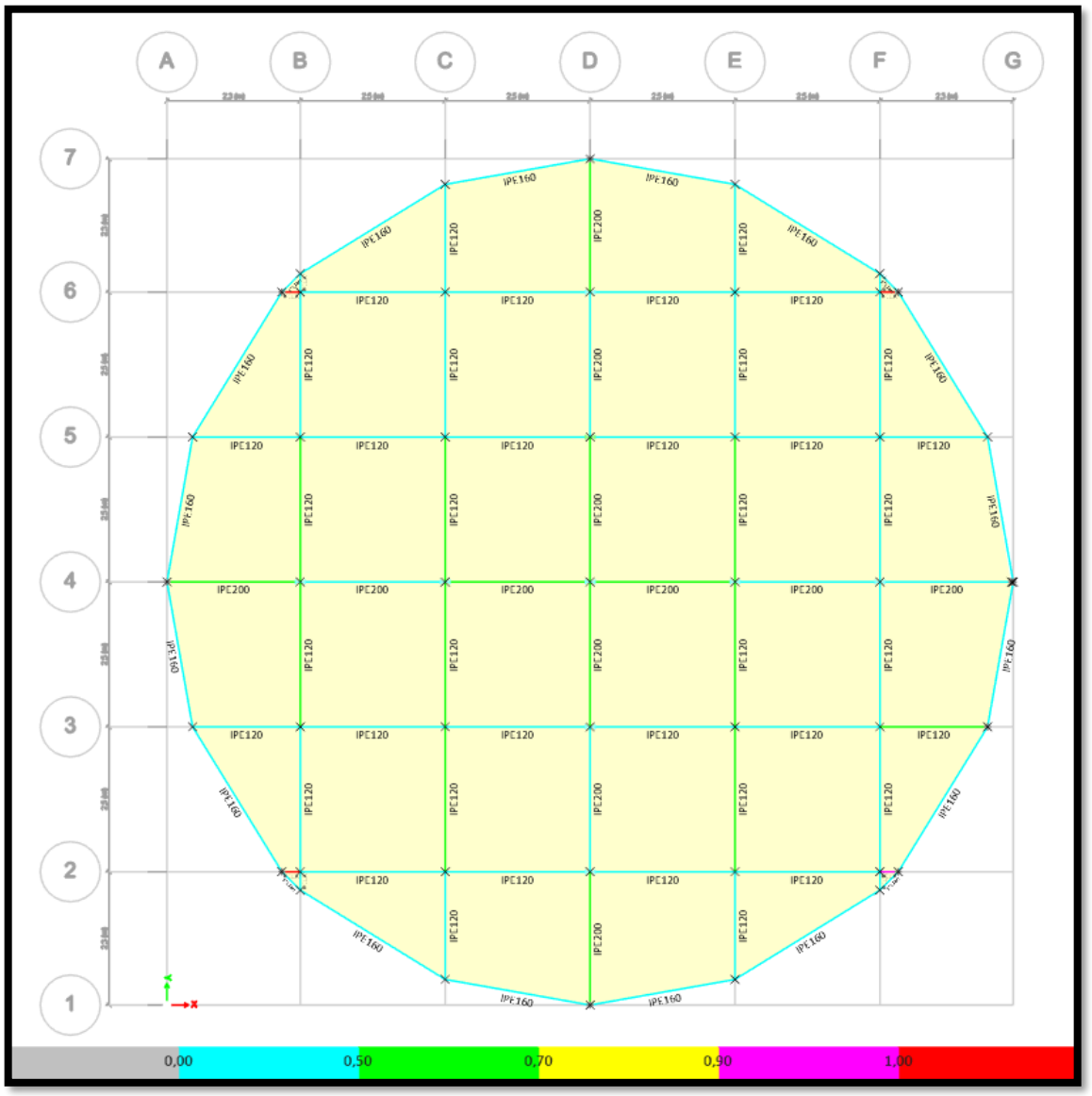


Imagen 23*: chequeo elementos marquesina*
Autor: KRIBA INGENIEROS LTDA

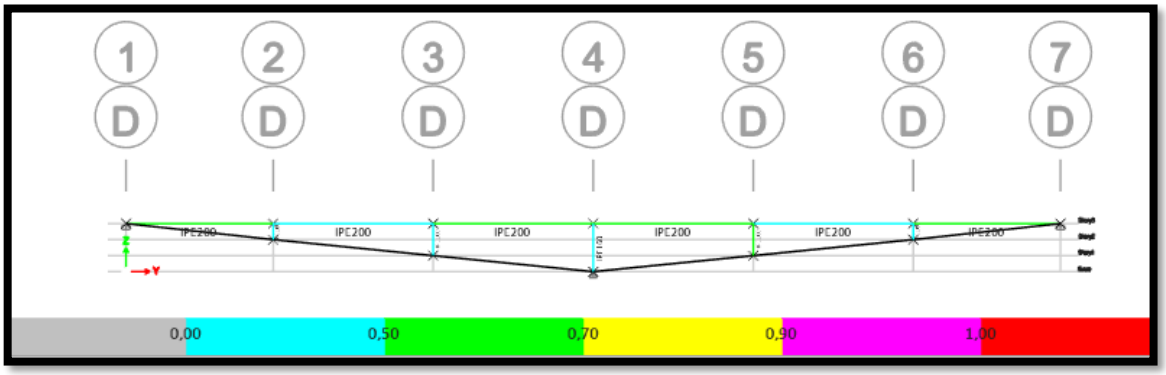


Imagen 24*: chequeo elementos marquesina*
Autor: KRIBA INGENIEROS LTDA

Como se mencionó anteriormente en el análisis de diseño por resistencia. Los chequeos realizados para la marquesina cumplen con la carga asignada y garantiza estabilidad de esta. Ya que se puede evidenciar que todos los elementos instalados hoy en día se encuentran por debajo de 1. (Ver imágenes 23 y 24)

13. RELACIÓN ENTRE DEMANDA Y CAPACIDAD NSR-10 – A.10.4.3

Deben determinarse unos índices de sobreesfuerzo y de flexibilidad, que permitan definir la capacidad de la estructura existente de soportar y responder adecuadamente ante las solicitaciones equivalentes.

- ✓ **Índice de Sobreesfuerzo:** Se expresa como el cociente entre las solicitaciones equivalentes y la resistencia efectiva. a. Tiene dos acepciones:

- ✓ **Índice de Sobreesfuerzo de los Elementos:** referido a cada uno de los elementos estructurales individuales.

- ✓ **Índice de Sobreesfuerzo de la Estructura:** Cuando se determina para toda la estructura, evaluando los elementos con un mayor índice de sobreesfuerzo individual y tomando en consideración su importancia dentro de la resistencia general de la estructura como un conjunto.

- ✓ **Resistencia Existente de los Elementos (Nex):** Corresponde a los valores que se obtienen para cada material estructural al aplicar los modelos de resistencia que prescribe la norma.

- ✓ **Resistencia Efectiva (Nef):** Se evalúa como el producto de la resistencia existente por factores de reducción. Nef = φc.φe.Nex
  φc = Coeficiente de calidad del diseño y la construcción
  φe = Coeficiente del estado de la edificación.

Tabla A.10.4-1
Valores de ϕ_c y ϕ_e

	Calidad del diseño y la construcción, o del estado de la edificación		
	Buena	Regular	Mala
ϕ_c o ϕ_e	1.0	0.8	0.6

Tabla 2: Tabla A.10.4-1 Valores de φc o φe .
Fuente: NSR-10

Para el presente estudio se toma: φc = **1** φe = **1**

- ✓ **Índice de Flexibilidad:** Indica la susceptibilidad de la estructura a presentar deflexiones o derivas excesivas, con las permitidas por el reglamento. Tiene dos acepciones:
- ✓ **Índice de Flexibilidad de Piso:** Se define como el cociente entre la deflexión o deriva obtenida en el análisis de la estructura y la permitida por el reglamento, para cada uno de los pisos de la edificación
- ✓ **Índice de Flexibilidad de la Estructura:** Es el mayor de los índices de flexibilidad de piso de toda la estructura. Se debe evaluar para las deflexiones verticales y para las derivas.

14. REFORZAMIENTO PARA LA MALLA SUPERIOR DE LA CUBIERTA PRINCIPAL DEL SUPERCADE AMERICAS.

Teniendo en cuenta lo descrito en el capítulo 12.4.1 “Revisión De Estructura Principal De Cubierta”, donde por cargas gravitaciones y de viento de acuerdo con lo establecido en la NSR-10, varios de los perfiles tubulares existentes no cumplen con la relación de esfuerzos puesto que los valores obtenidos se encontraban por arriba de 1.

Se propone el uso de nuevos perfiles tubulares y el cambio de los ya existentes en medio de la malla superior principal con el fin de distribuir mejor las cargas impuestas, dando como resultado lo siguiente.

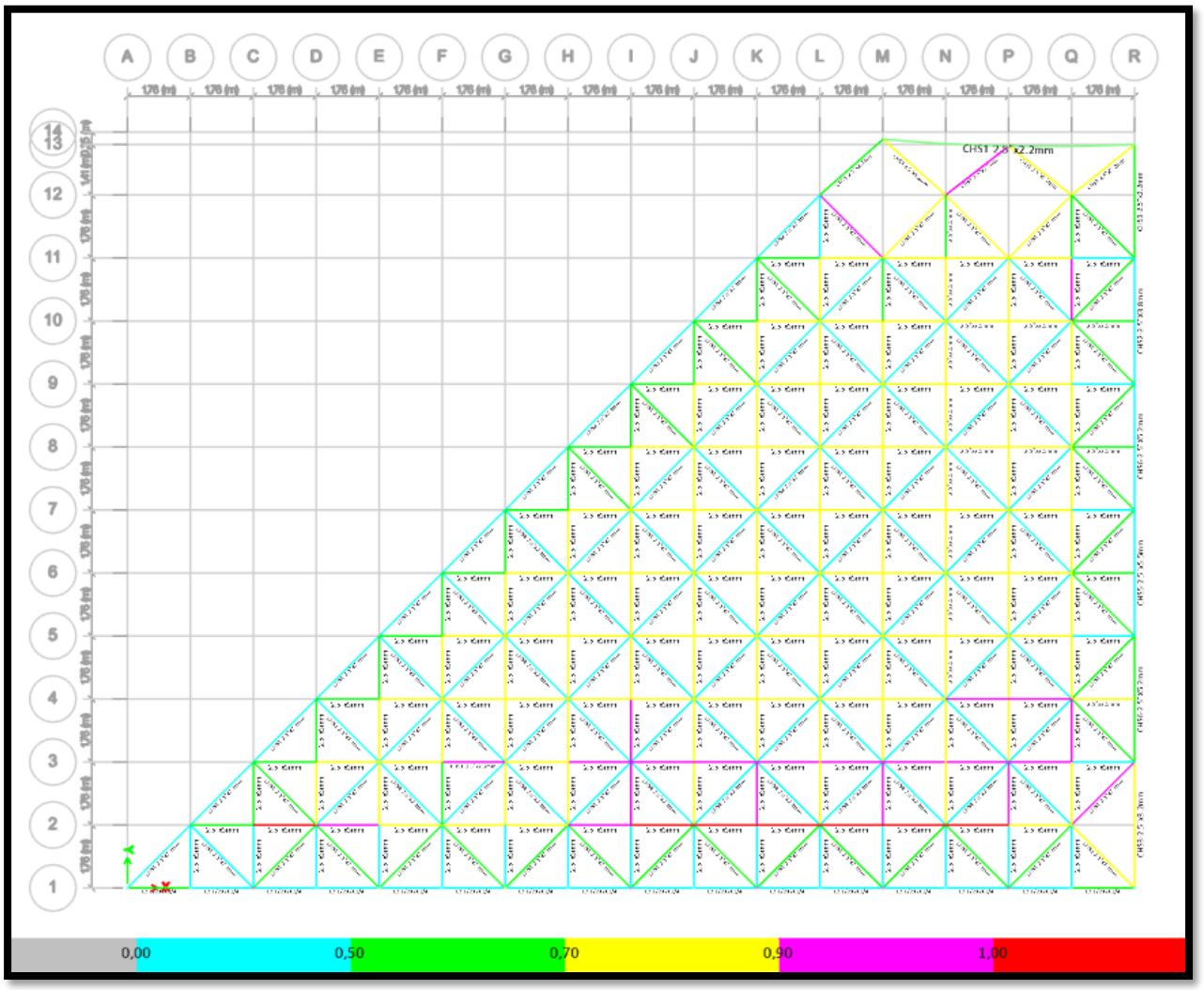


Imagen 25*: Propuesta Malla Superior de la Estructura Supecade Américas*
Autor: KRIBA INGENIEROS LTDA

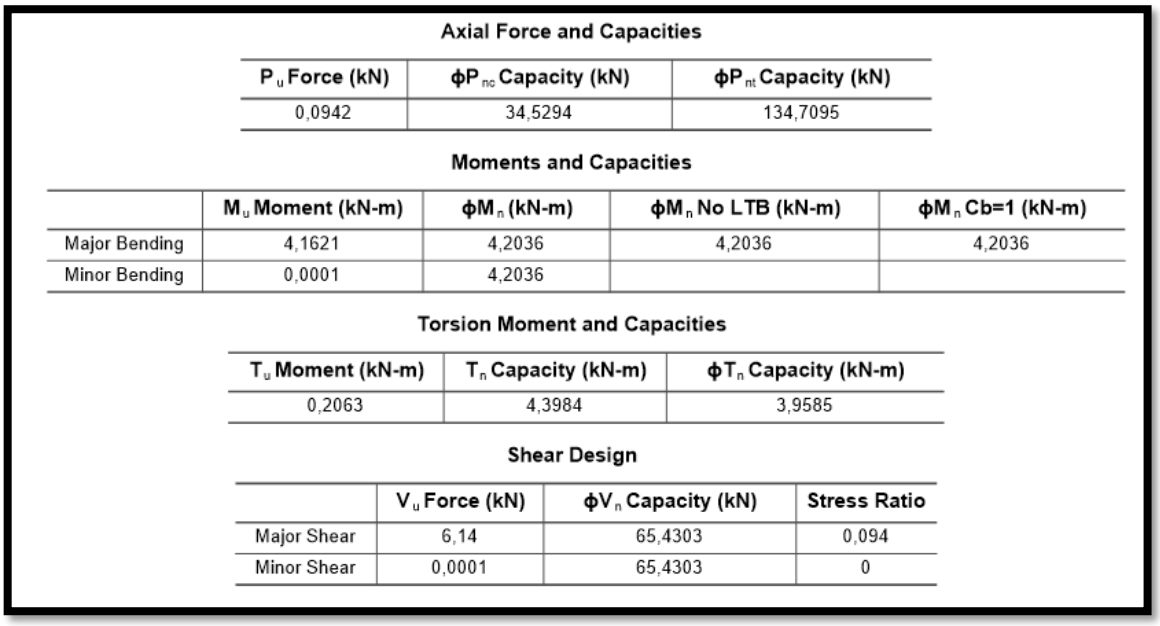
Se logran evidenciar algunos perfiles en color rojo, pero revisando a detalle los elementos se evidencio que están cumpliendo con la relación de esfuerzos, pero su valor esta cercano a uno, pero aun así manteniéndose por debajo de uno lo que por parte de esta oficina da como cumplimento a la relación evaluada.

Ejemplo el elemento B583, elemento más cercano a 1 con una relación de 0.99 siendo valor más alto de todos los elementos que conforman el sistema de cubierta. En la siguiente tabla se muestran los elementos en rojo (imagen 24)

TABLE: Steel Frame Design Summary - AISC 360-16

Story	Label	UniqueName	Design Type	Design Section	Status	PMM Combo	PMM Ratio	P Ratio	M Major Ratio	M Minor Ratio	V Major Combo	V Major Ratio	V Minor Combo
Story 1	B575	904	Beam	2.5"x3mm	No Message	ENVELOPE2(C)	0.453	0.000399	0.452	0	ENVELOPE2	0.068	ENVELOPE2
Story 1	B576	905	Beam	2.5"x3mm	No Message	ENVELOPE2(C)	0.914	0.000417	0.913	0	ENVELOPE2	0.088	ENVELOPE2
Story 1	B577	906	Beam	2.5"x3mm	No Message	(T)	0.949	0.00015	0.948	0	ENVELOPE2	0.092	ENVELOPE2
Story 1	B578	907	Beam	2.5"x3mm	No Message	(T)	0.977	0.00014	0.977	0	ENVELOPE2	0.093	ENVELOPE2
Story 1	B579	908	Beam	2.5"x3mm	No Message	(T)	0.975	0.000202	0.975	0	ENVELOPE2	0.093	ENVELOPE2
Story 1	B580	909	Beam	2.5"x3mm	No Message	(T)	0.974	0.000189	0.974	0	ENVELOPE2	0.093	ENVELOPE2
Story 1	B581	910	Beam	2.5"x3mm	No Message	(T)	0.974	0.00026	0.973	0	ENVELOPE2	0.093	ENVELOPE2
Story 1	B582	911	Beam	2.5"x3mm	No Message	(T)	0.98	0.000252	0.98	0	ENVELOPE2	0.093	ENVELOPE2
Story 1	B583	912	Beam	2.5"x3mm	No Message	(T)	0.99	0.00035	0.99	0	ENVELOPE2	0.094	ENVELOPE2
Story 1	B584	913	Beam	2.5"x3mm	No Message	(T)	0.887	0.000376	0.887	0	ENVELOPE2	0.09	ENVELOPE2
Story 1	B282	287	Beam	2.5"x3mm	No Message	(T)	0.923	0.001	0.923	0	ENVELOPE2	0.09	ENVELOPE2
Story 1	B283	288	Beam	2.5"x3mm	No Message	(T)	0.946	0.001	0.945	0	ENVELOPE2	0.091	ENVELOPE2

Tabla 3: Steel frame design Summary
Fuente: ETABS-KRIBA



Axial Force and Capacities

P_u Force (kN)	ϕP_{nc} Capacity (kN)	ϕP_{nt} Capacity (kN)
0,0942	34,5294	134,7095

Moments and Capacities

	M_u Moment (kN-m)	ϕM_n (kN-m)	ϕM_n No LTB (kN-m)	ϕM_n Cb=1 (kN-m)
Major Bending	4,1621	4,2036	4,2036	4,2036
Minor Bending	0,0001	4,2036		

Torsion Moment and Capacities

T_u Moment (kN-m)	T_n Capacity (kN-m)	ϕT_n Capacity (kN-m)
0,2063	4,3984	3,9585

Shear Design

	V_u Force (kN)	ϕV_n Capacity (kN)	Stress Ratio
Major Shear	6,14	65,4303	0,094
Minor Shear	0,0001	65,4303	0

Imagen 26*: Detalles resultantes del elemento B583*
Autor: ETABS-KRIBA

15. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. En la verificación de la resistencia de la **Malla Superior** de la estructura actual, los elementos de acero de los módulos se encuentran por encima de la Unidad como lo muestra la imagen 21. Lo que quiere decir que no están cumpliendo su resistencia limite a la acción de las cargas actuantes.

2. En la verificación de la resistencia de la **Malla Inferior** de los elementos de acero de los módulos de la estructura de cubierta se encuentran por debajo de la Unidad lo que quiere decir que están cumpliendo su resistencia limite a la acción de las cargas actuantes.

3. Las conexiones de platinas y pernos están cumpliendo con la capacidad limite resistente lo que quiere decir que los elementos tienen la capacidad de resistir las cargas actuantes actuales.

4. Se realizo la comprobación de las conexiones en soldadura, pernos y platinas teniendo como referencia el elemento con menor área y así garantizar que los otros elementos de mayores secciones también cumplan, esto se desarrolló teniendo en cuenta la capacidad última del elemento a conectar que son esfuerzos mayores a los que están actuando en el modelo estructural.

5. En la envolvente superior (Marquesina), se están cumpliendo con los esfuerzos de servicio, esto teniendo en cuenta que para el análisis de cargas se contempló un vidrio laminado como lo indicaba el diseño inicial y no teja en policarbonato que es lo que está instalado.

6. Lo indicado en el capítulo 14 del presente informe se encuentra dentro de las condiciones establecidas de acuerdo con la luz del Título F de la NSR – 10.

7. En las zonas donde no existe arriostramiento se están presentando problemas de deflexiones en la envolvente de la cubierta por tanto se realizó el Análisis estructural en el software y de acuerdo con los criterios de análisis se pudo evidenciar que en estas zonas deberán instalarse los mismos arriostramientos que están en los otros módulos para garantizar la rigidez y resistencia requerida, además que sirven como soporte al momento de la instalación de la nueva teja

8. Se requiere entonces un reforzamiento estructural mediante la colocación de estos arriostramientos para evitar que la teja instalada siga presentando problemas de deflexión y deterioro a futuro.

9. Los elementos de arriostramientos nuevos deberán ser instalados de acuerdo con lo estipulado en la normativa NSR-10 del Título F concerniente a Soldaduras, platinas, pernos y demás especificaciones normativas.

10. El cambio de la cubierta debe realizarse con el izaje de las tejas mediante pluma u otro equipo que permita trabajar cómodamente y seguro para la actividad ejecutada.

11. Se anexa reporte de ETBAS, donde en las tablas se puede evidenciar el proceso para la elaboración del modelo. En la tabla 3.1 Frame assignment se muestran las propiedades de los

elementos contemplados en el análisis.

12. Para este caso en particular no se requiere tramitar licencia de construcción dado que no se esta interviniendo el sistema de resistencia sísmica principal que son las columnas, vigas, cimentación y demás elementos que conforman la estructura. Por lo anterior la ejecución de la obra debe estar encaminada a adelantar un mejoramiento de la estructura de cubierta y la teja únicamente. Para el caso de la intervención del sistema de aguas lluvias en piso es necesario revisar el tema con el IDU para la intervención de espacio público o con el DADEP.

Firma

ING. ALEXANDER VALLEJO B.
M.P. 25202-109389 CND
Msc en Ingeniería Sísmica – Dinámica y Estructuras
Msc Cálculo de Estructuras
Especialista en Estructuras
Especialista en Patología de la Construcción.

16. BIBLIOGRAFÍA

- Reglamento Colombiano de Construcción Sismorresistente NSR-10, Ley 400 de 1997 (Modificado por la Ley 1229 de 2008. Ley 1796 de 2016 y decretos reglamentarios).

- Patología Estructural, Guía de Normas y Ensayos. Universidad Santo Tomas. 2017

- Revista Escuela Colombiana de Ingeniería No. 30, Un vistazo a la vulnerabilidad sísmica de edificaciones en zonas urbanas, Cielo Piedad López. Abril – Junio de 1998, pág. 15 a 18. Santafé de Bogotá.

- García Luis Enrique, Dinámica de Estructuras Aplicada al Diseño Sísmico. Universidad de los Andes, Facultad de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil, Santafé de Bogotá, Colombia.

- Paulo Helene, Manual de Reparación, Refuerzo y protección de las estructuras de Concreto. IMCYC. 2016

- Esperanza Maldonado y Gustavo Chio Cho. Universidad Industrial de Santander. Vulnerabilidad Sísmica en Centros Urbanos. 2010

- Engineers, A. S. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings, ASCE 41-17.

- Sísmica, A. C. (2012). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10. Bogotá, Colombia.

17. CARTA DE RESPONSABILIDAD

Yo, **ALEXANDER VALLEJO BURGOS**, Identificado con C.C. 79.685.969 de Bogotá, D.C.; de profesión Ingeniero Civil con Matricula M.P. 25202-109389 CND con más de cinco años de experiencia de ejercicio profesional, en el ejercicio de la facultad conferida por el Decreto 926 de 2010 NSR-10 modificado por el Decreto 2535 del 13 de julio de 2010 y con Postgrado en Estructuras, por medio del presente documento declaro que asumo toda responsabilidad de los cálculos y análisis contenidos en las memorias del proyecto **"ESTUDIO DE VULNERABILIDAD Y REFORZAMIENTO ESTRUCTURAL PARA LA VALIDACIÓN CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA DE CUBIERTA PARA SOPORTAR LAS CARGAS PROYECTADAS DE ACUERDO CON NORMATIVIDAD TÉCNICA VIGENTE Y OFRECER RECOMENDACIONES TÉCNICAS DETALLADAS"** de acuerdo con los requisitos técnicos vigentes, establecidos en el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo-Resistentes NSR-10, cuyos resultados se encuentran consignados tanto en el Análisis de Vulnerabilidad, que anexo debidamente firmados.

Para los fines pertinentes, anexo copia de mi Tarjeta o Matrícula Profesional y certificado de vigencia de esta y copia

Firma

ING. ALEXANDER VALLEJO B.
M.P. 25202-109389 CND
Msc en Ingeniería Sísmica – Dinámica y Estructuras
Msc Cálculo de Estructuras
Especialista en Estructuras
Especialista en Patología de la Construcción.

18. ANEXO – REPORTE DE DATOS EN ETABS 20