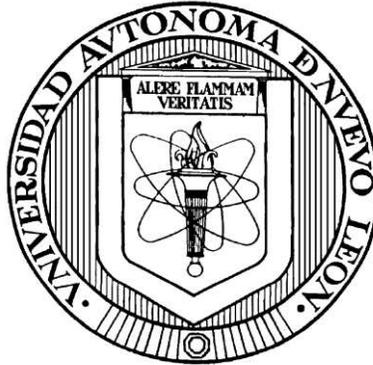


**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE NUEVO LEÓN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**SEGURIDAD ESTRUCTURAL EN FACHADAS DE VIDRIO Y ALUMINIO**

**Por**

**AMOR ADANEL NAVARRO AGUIRRE**

**Como requisito parcial para obtener el Grado de  
MAESTRÍA EN CIENCIAS, con especialidad en  
Ingeniería Estructural**

**Octubre 2011.**

## **DEDICATORIA:**

Dedico especialmente esta tesis:

A mi esposo:

Jesús Carlos López Salinas.

A mis padres:

Carlos Navarro Fernández

Benita Silvia Adanel Aguirre García.

A mis hijas:

Anna Karen

Daniela Reneé

A mis Hermanos:

Pável Carlos Navarro Aguirre

Everardo Benjamín Navarro Aguirre

## AGRADECIMIENTOS

Al MC. Adolfo Arturo Elías Chávez, por  
todo el apoyo, tiempo y paciencia  
brindados para la elaboración de esta tesis.

## RESUMEN AUTOBIOGRÁFICO

Amor Adanel Navarro Aguirre

Candidata para el grado de

Maestro en Ciencias, con especialidad en Ingeniería Estructural

Tesis: SEGURIDAD ESTRUCTURAL EN FACHADAS DE VIDRIO Y ALUMINIO

Campo de estudio: Ingeniería Estructural

Biografía:

Datos Personales: Nacida en Quito, Ecuador, el 29 de Abril de 1979, hija de Carlos Navarro Fernández y Benita Silvia Adanel Aguirre García.

Educación:

Egresada de la Universidad Autónoma de Nuevo León, donde obtuvo el título de Ingeniera Civil, en 2002.

Experiencia Profesional:

Auxiliar en el Departamento de la Secretaría Técnica del Instituto de Ingeniería Civil, UANL, de 2002 - 2003

Supervisora externa de la obra "Puente de la Unidad", por parte del Instituto de Ingeniería Civil, años 2002 - 2003

Auxiliar en cálculo de estructuras, en: "Sistemas Estructurales Especializados", en 2003

Calculista, especialista en estructuras de vidrio y aluminio, en: "Mercado de Vidrio Plano, de 2004 – a la fecha.

Proyectos de ingeniería en aluminio y cristal en los que ha participado:

Edificio La Diana	Torre Vértice
Hotel SAFI	Vértice Corporate Center (Mérida, Yucatán)
Torre Motomex	Hotel ICON (Vallarta)
Torre Murano	Edificio Santa María
Valle Soleado	The House (Saltillo)
Trebotti (Torreón)	Spectrum (Cancún)
Torre Cívica	

## TABLA DE CONTENIDO

Capítulo	Página
<b>1. INTRODUCCIÓN.</b>	<b>1</b>
1.1 Antecedentes.	3
<b>2. METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN.</b>	<b>5</b>
2.1 Hipótesis.	6
2.2 Objetivos.	6
2.3 Consideraciones.	6
2.4 Resultados.	8
<b>3. CARGAS.</b>	<b>9</b>
3.1 Cargas gravitacionales (muertas)	9
3.2 Cargas de viento.	11
3.2.1 Clasificación de las estructuras según su importancia.	15
3.2.2 Clasificación de las estructuras según su respuesta ante la acción del viento.	16
3.2.3 La velocidad de diseño, $V_D$ .	17
3.2.4 Categorías de los terrenos y clases de estructuras.	17
3.2.5 La velocidad regional, $V_R$ .	18
3.2.6 El factor de exposición, $F_\alpha$ .	19
3.2.7 El factor de topografía, $F_T$ .	19
3.2.8 La presión dinámica de base.	20
3.2.9 La presión de diseño a una altura $Z$ .	21
<b>4. LOS MATERIALES DE LAS FACHADAS.</b>	<b>24</b>
4.1 El aluminio.	24
4.1.1 Propiedades del aluminio.	24
4.1.2 Propiedades mecánicas típicas (aleación 6063 T5).	28
4.1.3 Corrosión del aluminio.	28
4.2 El cristal.	29
4.2.1 Propiedades generales del cristal.	29
4.2.2 Algunos tipos de cristal.	30
4.2.3 Tipos de sujeción del cristal.	32

4.3 Acero.	41
4.3.1 Propiedades del acero.	41
4.4 La soldadura.	43
<b>5. TIPOS DE FACHADA.</b>	<b>45</b>
5.1 Fachadas de aluminio – cristal.	45
5.1.1 Fachadas integrales (“Muro cortina”).	45
5.1.2 Fachadas de piso a techo.	46
5.2 Fachadas con soporte puntual.	47
5.3 Fachadas con louver.	49
5.4 Los barandales.	49
<b>6. ANALISIS Y DISEÑO DE FACHADAS.</b>	<b>52</b>
6.1 Diseño típico de fachada de aluminio y cristal.	52
6.1.1 Análisis y diseño de elementos de aluminio.	52
6.1.2 Análisis de paneles de cristal.	56
6.1.2.1 Consideraciones para el cálculo del espesor del vidrio.	56
6.1.3 Diseño de anclaje del elemento vertical.	58
6.1.4 Ejemplo de diseño para carga de viento.	69
6.1.5 Ejemplo de diseño de un elemento vertical, de piso a techo.	72
6.1.5.1 Elemento con apoyos simples.	72
6.1.5.2 Elemento empotrado en ambos extremos.	73
6.1.6 Ejemplos de diseño de un elemento vertical en una fachada integral.	82
6.1.6.1 Ejemplos de diseño de anclaje.	86
6.1.7 Ejemplo de diseño de un elemento horizontal.	99
6.2 Diseño típico de las fachadas con soporte puntual.	101
6.2.1 Análisis y diseño de los elementos de acero a flexión	101
6.2.2 Análisis y diseño de “costillas” de cristal.	104
6.2.3 Diseño de la conexión.	105
6.2.4 Análisis de paneles de cristal.	112
6.2.5 Ejemplo de diseño de elementos de fachada suspendida.	115
6.2.6 Ejemplo de diseño de elementos de fachada con “arañas”.	128
6.3 Diseño típico de fachadas con louver.	150
6.3.1 Análisis de las cargas.	150
6.3.2 Efectos de las cargas en los anclajes.	151
6.3.3 Ejemplo de diseño de elementos de fachada con louver.	153

6.4 Diseño típico de los elementos del barandal.	163
6.4.1 Cargas en los barandales.	163
6.4.2 Efecto de las cargas en los anclajes.	164
6.4.3 Ejemplo de diseño de elementos de barandal.	166
7. REVISIÓN DE LOS PERFILES CON ESPECIFICACIONES DE ALUMINIO (ADM, 2005) Y DE ACERO (AISC, 2005)	188
8. RESULTADOS Y RECOMENDACIONES	216
9. CONCLUSIONES	224
REFERENCIAS	226
ANEXOS	
ANEXO A: TABLAS	228
ANEXO B: FIGURAS	246
ANEXO C: FOTOGRAFÍAS	279

## TABLAS

Tabla		Página
1.	Resistencia permisible en juntas soldadas.	228
2.	Esfuerzos nominales de sujetadores y partes roscadas.	229
3.	Distancias mínimas a los bordes	230
4.	Características de los sujetadores (pijas).	231
5.	Pijas autotaladrantes (aplicaciones ligeras).	232
5.1	Guía y valores de pija autotaladrante.	233
6.	Anclaje de expansión Kwik Bolt 3.	234
6.1	Cargas últimas para Kwik Bolt 3.	235
6.2	Influencia de la distancia al borde y espaciado.	236
6.3	Influencia de la distancia al borde y espaciado (continuación).	237
6.4	Especificaciones del material (Kwik Bolt 3).	238
7.	Anclajes para paredes huecas.	239
8.	Factor “U” para conexiones en miembros a tensión.	240
9.	Límites ancho – espesor para elementos en compresión no atiesados.	241
10.	Límites ancho – espesor para elementos en compresión atiesados.	242
10.1	Límites ancho – espesor para elementos en compresión atiesados (cont.)	243
11.	Tabla de selección para utilizar el capítulo F de AISC, 2005	244

## FIGURAS

Figura	Página
1. Planta del proyecto Motomex.	246
2. Elevación lateral norte del proyecto Motomex	247
3. Elevación principal oriente del proyecto Motomex	248
4. Elevación lateral sur del proyecto Motomex	249
5a. Elevación individual del cancel V-01.	250
5b. Detalle en planta del cancel V-01.	250
6a. Elevación individual del cancel V-03.	251
6b. Detalle en planta del cancel V-03.	251
7a. Detalle en planta de la fachada FC-01.	252
7b. Elevación individual parcial de la fachada integral FC-01.	252
7c. Corte en la losa de la fachada integral.	253
8a. Planta parcial de la fachada integral FC-02.	253
8b. Detalle en planta de la fachada FC-02 y FC-03.	254
8c. Corte parcial de la fachada integral FC-02 y FC-03.	254
8d. Corte en la losa de la fachada integral FC-02 y FC-03.	255
8e. Planta de la fachada integral FC-03.	255
9a. Elevación individual del "Show Room".	256
9b. Detalle en planta del "Show Room".	256
9c. Corte de la fachada en el "Show Room".	257

10a. Elevación parcial en la fachada del lobby.	257
10b. Detalle en planta de la “araña a estructura”.	257
11. Detalle del perfil horizontal, con extensión.	258
12. Fachada con perfil vertical interrumpido.	259
13. Corte vertical de la fachada donde los perfiles verticales están interrumpidos.	260
14. Planta de la fachada donde los perfiles verticales están interrumpidos.	261
15a. Programa para la revisión del cristal (Saflex Structural).	262
15b. Limitaciones del programa Saflex.	262
16a. Planta y sección de la elevación de una fachada con louvers.	263
16b. Corte vertical de una sección de fachada con louvers.	263
17. Conexión a tensión.	264
18a. Barandal con zoclo.	264
18b. Detalle de un barandal con zoclo.	265
18c. Planta de un barandal con zoclo.	265
19. Detalle de un barandal con poste tipo “H”.	266
20. Detalle de una columna soldada a la placa base.	267
21. Detalle de pernos soldados a una columna.	267
22. Detalle de un ángulo soldado a la columna.	268
23. Detalle de una escuadra de armado, dentro de un perfil de aluminio	268
24. Perfil de aluminio clave 61427.	269
25. Perfil de aluminio clave 14389.	269
25a. Perfil 14389, más el refuerzo PTR 1.5 x 1.5 x 0.11”.	270

26. Perfiles de aluminio claves 12592 y 12594.	270
27. Perfil de aluminio clave 14739.	271
27a Perfil 14739 más refuerzo de solera de aluminio de 2 x 1/8".	271
27b Perfil 14739 más refuerzo de solera de aluminio de 2 x 1/4".	272
27c Perfil 14739 más refuerzo de solera de acero de 2 x 1/8".	272
27d Perfil 14739 más refuerzo de solera de acero de 2 x 3/16".	273
27e Perfil 14739 más refuerzo de solera de acero de 2 x 1/4".	273
27f Perfil 14739 más refuerzo de PTR de 3 x 2 x 0.12".	274
27g Perfil 14739 más refuerzo de PTR de 3 x 2 x 0.135".	274
27h Perfil 14739 más refuerzo de PTR de 3 x 2 x 0.18".	275
27i Perfil 14739 más refuerzo de PTR de 4 x 2 x 0.125".	275
27j Perfil 14739 más refuerzo de PTR de 4 x 2 x 0.156".	276
27k Perfil 14739 más refuerzo de PTR de 4 x 2 x 0.1875".	276
27l Perfil 14739 más refuerzo de PTR de 4 x 2 x 0.1875" más solera de acero De 2 x 1/8".	277
27m Perfil de aluminio clave 18677.	277

## FOTOGRAFÍAS

Fotografía:	Página
1. Elementos verticales de una fachada integral.	279
2. Ancla doble “T”.	279
3. Unión de perfiles horizontales con una vertical.	280
4. Colocación de anclaje.	280
5. Un conector	281
6. Perfil de aluminio, conector y escuadra de armado.	281
7. Perfil de aluminio clave 14739.	282
8. Unión de perfiles verticales de aluminio.	282
9. Cancel de piso a techo.	283
10. Perfiles horizontales unidos a una vertical.	283
11. Escuadra de armado.	284
12. Pijas y ancla de expansión.	284
13. Perfil vertical y su escuadra de armado	285
14. Unión de perfil horizontal con vertical (vista interior).	285
15. Solera de refuerzo instalada dentro de perfil vertical de aluminio.	286
16. Barandal como parte de la fachada integral.	287
17. Área instalada con perfiles de aluminio.	288
18. Fachada oriente de Motomex.	289

19. Fachada oriente y norte de Motomex.	290
20. Fachada norte de Motomex.	291
21. Barandal con zoclo.	292
22. Fijación de zoclo a piso.	292
23. Barandal con poste tipo “H”.	293
24. Barandal con costilla.	293
25. Barandal con placa y conector fijo.	294
26. Herraje tipo placa.	295
27. Fachada integral y piso – techo.	296
28. Fachada con soporte puntual y con louver.	297
29. Fachada suspendida con costilla.	298
30. Fachada sur y oriente de Motomex.	299
31. Fachada oriente y norte de Motomex.	300
32. Fachada norte de Motomex (terminada).	301

## **CAPÍTULO 1**

### **INTRODUCCIÓN**

Según la norma europea (EN 13830, 2003), una fachada ligera se define como: “una retícula de elementos constructivos verticales y horizontales, conectados conjuntamente, y anclados en la estructura del edificio, lista para ser rellenada finalmente con paneles ligeros, hasta formar así una superficie continua y ligera que delimite completamente el espacio interior respecto al exterior del edificio. Esta fachada aporta, por sí misma o conjuntamente con algún elemento de la estructura del edificio, todas las funciones normales que corresponden a un muro exterior; pero no asume ninguna de las características de soporte de cargas de la estructura principal del edificio”.

La fachada ligera debe estar diseñada para poder resistir por sí misma las acciones que incidan sobre sus componentes, para posteriormente trasladarlas a la estructura general del edificio.

Existen muchos tipos de fachadas de aluminio y vidrio; entre las cuales, las más comunes son las que se incluyen en esta investigación.

**“Muro cortina”**: se llaman así cuando la fachada pasa de forma continua por delante de las limitantes de las losas del edificio. En este caso, la estructura auxiliar de la fachada ligera permanece suspendida en las losas. (Fotografía 27)

**Piso a techo**: cuando la fachada se interrumpe en cada nivel de losa, delimitando paneles o zonas independientes y, en consecuencia, la estructura auxiliar de la fachada está apoyada sobre cada losa. (Fotografía 27)

**Soporte puntual**: los paneles de cristal de estas fachadas están soportados con un sistema puntual, por medio de herrajes especiales, que pueden estar sujetos a elementos de acero o bien “costillas” de cristal. El cristal tiene que ser barrenado, por lo que forzosamente su calidad debe ser templada. (Fotografía 28)

**Louvers**: es un sistema de ventilación formado por elementos horizontales con cierta separación entre ellos, sujetos a los perfiles verticales. Generalmente estos se localizan en áreas de máquinas. (Fotografía 28)

**Barandales**: generalmente se colocan en balcones exteriores, en áreas interiores y en áreas cercanas a las escaleras. Hay una gran variedad de sujeciones; para el caso de estudio de esta tesis, se analizan los barandales soportados con zoclo en la parte inferior y por medio de un elemento tipo “H” en las laterales. (Fotografía 21- 25)

Cada elemento de fachada tiene que soportar las cargas de viento , dependiendo de las características del proyecto. En este caso, se tomó como referencia un proyecto que se encuentra localizado en el centro de la ciudad de Monterrey, N.L., México.

En el Anexo A se presentan algunas tablas que sirven de apoyo para la selección de los distintos elementos de anclaje; también se presentan fotografías del proyecto que se tomó como ejemplo para ilustrar los elementos que se analizaron en esta investigación.

**1.1 Antecedentes:** Como tales se tomaron los de una investigación con información relacionada con fachadas de aluminio, que se incluye en el Manual de introducción al proyecto arquitectónico, diseño de fachadas ligeras (Zamora, 2005). Ahí los perfiles que se proponen son tubulares, desde 4 hasta 24 cm de peralte, y con espesores diversos en uno de los extremos, lo que ayuda a que haya inercias de hasta  $1698 \text{ cm}^4$ , considerando solamente el perfil de aluminio y, si se incluye el refuerzo de acero estructural en el interior de los perfiles, los valores de inercia alcanzarían hasta los  $4439 \text{ cm}^4$ . Sus cálculos se proponen garantizar la resistencia mecánica de los elementos de una fachada ligera, atendiendo dos conceptos:

- La comprobación de los estados límite últimos: el coeficiente de trabajo no puede sobrepasar los valores mínimos admitidos (momento resistente)
- La comprobación de los estados límite de servicio: la flecha no puede sobrepasar los límites marcados.

Como norma general, se acepta que los montantes de la fachada ligera soporten por sí solos la carga de viento y que los travesaños únicamente deban soportar el peso propio de los elementos que gravitan sobre ellos. En lo que a cálculos estáticos se refiere, los montantes pueden semejarse a

una viga con sus extremos simplemente apoyados, o con un extremo empotrado y el otro apoyado.

Se propone el uso de las siguientes normas para el cálculo: UNE-EN 13830, la cual indica las flechas máximas; UNE-EN 1991-1-1, que considera la acción de cargas estimadas.

Además se puede tomar como antecedente que no hay algún reglamento que marque el procedimiento para determinar los elementos adecuados para una fachada de vidrio y aluminio; pues normalmente solo se diseña en base a la deflexión permitida  $L/175$  y el módulo de sección requerida en base al esfuerzo permitido de  $888 \text{ kg/cm}^2$ .

## **CAPITULO 2**

### **MÉTODO DE ESTA INVESTIGACIÓN**

Esta tesis se enfoca, en la evaluación de la seguridad estructural de los elementos de fachada sujetos a cargas de viento y del peso propio de los materiales que la forman y en la recomendación de los elementos más adecuados para resistir esos efectos.

Se describen varios tipos de fachada y sus componentes. En uno de los casos se evalúa al elemento con dos tipos de apoyos, para comparar sus resultados y observar que es lo más favorable para un proyecto determinado.

También se comparan los resultados para los casos en que la revisión se hizo con dos procedimientos diferentes, es decir siguiendo las especificaciones de la AISC y, por otro lado, utilizando un programa de computadora (SAP 2000, 2004)

Se incluye, con detalle, la revisión de los anclajes de los diferentes tipos de fachada y las consideraciones que hay que tomar en cuenta para cada uno de ellos.

## **2.1 Hipótesis.**

El comportamiento estructural de los elementos que forman una fachada de aluminio y vidrio es similar al comportamiento de los elementos de acero estructural y deben seguir las recomendaciones de diseño establecidas en los códigos vigentes, para garantizar la seguridad estructural de una fachada

## **2.2 Objetivos.**

**Objetivo principal:** El objetivo fundamental de esta tesis es analizar el comportamiento de los componentes de una fachada, formada por elementos de aluminio y vidrio, tomando en cuenta los requisitos de seguridad estructural que se deben cumplir, tales como las deflexiones y los esfuerzos, conforme a las especificaciones de los códigos estructurales vigentes para los elementos de una fachada y sus conexiones, para resistir las cargas que le transmitirán a la estructura principal.

### **Objetivos particulares:**

- a) Describir los tipos de fachada arriba mencionados.
- b) Evaluar las cargas a las que están sujetos los elementos de las fachadas.
- c) Investigar los efectos de las cargas sobre los elementos de la fachada.
- d) Recomendar la sujeción adecuada para cada tipo de fachada.

## **2.3 Consideraciones**

Para la evaluación de la seguridad estructural, objeto de esta tesis, se consideraron los siguientes tipos de fachada: muro-cortina, piso-techo, con soporte puntual y con louvers.

El proyecto que se tomó como referencia para revisar distintos elementos de fachada se encuentra en la Ciudad de Monterrey, Nuevo León, por lo que la velocidad regional con la que se calcularon las presiones de viento es de 146 km/hr, según se indica en el manual de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1993); se tomó este proyecto como ejemplo por que incluye los distintos tipos de fachada que se analizan en esta ésta investigación.

Las cargas de viento consideradas están de acuerdo con el Manual de Viento de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1993). Para las cargas de viento se consideró un factor de direccionalidad en el que se pueden reducir las cargas de viento en un quince por ciento, según la norma ASCE7-05 (ASCE 7-05, 2006).

Se consideró que la suma de la presión exterior e interior actúa en una fachada cerrada, ya sea de piso a techo, muro cortina o suspendida; excepto para los louvers, en donde se consideró la presión exterior solamente.

Un elemento de fachada de piso a techo se consideró como articulado para el caso de una conexión de una escuadra de armado (ángulo de aluminio) pijado al perfil y fijado a la losa por medio de una ancla de expansión (Figura 11 y 12); y como empotrado para el caso de un elemento interior de acero soldado a una placa embebida.

Para el caso de los elementos verticales de la fachada del tipo muro cortina, se consideró al elemento como un extremo articulado y otro con rodillo, ya que el extremo inferior tiene restricción en los tres sentidos y el superior sólo tiene libre el sentido vertical, debido a la junta por expansión que se debe tener en este tipo de fachadas.

Para la revisión de los elementos de aluminio se consideraron dos criterios: la deflexión permitida y los esfuerzos permitidos a flexión, de acuerdo con la aleación del aluminio.

Los anclajes de las fachadas se calcularon para resistir las cargas de viento que le transmite el perfil y el peso de los elementos de la fachada de acuerdo con su área tributaria.

En el estudio de los elementos de tipo barandal se consideraron dos tipos de carga viva, de acuerdo con el ASCE 7-05 (ASCE 7-05, 2006) y la presión exterior de viento. Las piezas de cristal se revisaron con tres combinaciones de carga, sin considerar que actúan las tres simultáneamente.

## **2.4 Resultados**

De manera general, se puede puntualizar que, aunque la fachada es un sistema ligero por el peso de sus elementos, es de suma importancia revisar cada elemento de ésta, para que pueda soportar las cargas de viento y principalmente, los perfiles de aluminio de las franjas de las esquinas, que estarían más reforzadas debido a la distribución de las presiones del viento.

Como ya se dijo se tomó como referencia un proyecto realizado en la ciudad de Monterrey, N.L., donde se revisan varios elementos de la fachada y los resultados de algunos de ellos se comparan con los resultados de un programa de computadora (SAP 2000, 2004) y otros con especificaciones de aluminio y acero.

En el capítulo 7 de esta tesis se presentan las conclusiones y recomendaciones finales.

## **CAPITULO 3**

### **CARGAS**

Una de las tareas más importantes que debe enfrentar un diseñador de estructuras es la estimación precisa de las cargas que recibirán éstas durante su vida útil. No debe omitirse la consideración de cualquier carga que pueda llegar a presentarse.

Se llama “cargas muertas” a aquellas que son permanentes e incluyen el peso de la estructura misma. Las cargas vivas pueden o no estar actuando sobre la estructura en cualquier momento y su posición puede no ser fija. La magnitud de una carga viva no está tan bien definida como la de una carga muerta y usualmente debe ser estimada.

#### **3.1 Cargas gravitacionales (muertas)**

Se definen como aquéllas que actúan en el sentido de la gravedad, y para el caso de fachadas, se incluye el peso propio del sistema, que puede estar integrado por el peso del aluminio, que depende del tipo de perfil, el peso de refuerzo si es que aplica y el peso del cristal.

Se incluyen algunos ejemplos de perfiles de aluminio, de los que comúnmente se utilizan en los distintos tipos de fachadas. (Figuras 24 a 27)

El cristal es uno de los elementos de la fachada que se incluye entre las cargas gravitacionales y su peso se determina según el espesor de éste.

La densidad del vidrio es de  $2500 \text{ kg/m}^3$  y con este valor se obtienen los siguientes valores estándar:

Espesor de cristal (mm)	Peso del cristal ( $\text{kg/m}^2$ )
6	15
9.5	23.75
12.7	31.75
19	47.5

El aluminio es otro de los elementos de la fachada y, también dependiendo de su aleación, tiene una densidad y tomando en cuenta la sección transversal del perfil, se puede obtener el peso ( $\text{kg/ml}$ ). Para el caso de los perfiles de aluminio que normalmente se utilizan en las fachadas, se usa la aleación 6063 T5 (Núñez, 1981), que tiene una densidad de  $2700 \text{ kg/m}^3$ .

Generalmente en los catálogos de perfiles de aluminio se pueden encontrar datos sobre el peso ( $\text{kg/ml}$ ), para considerarlo como cargas gravitacionales que finalmente incidirán en los anclajes.

En variadas ocasiones el diseñador se ve en la necesidad de proponer perfiles nuevos, ya que los existentes quizá están por debajo de lo requerido o bien están muy sobrados y esto último repercutiría en el costo de la obra.

Las cargas gravitacionales provenientes del peso del cristal se transmiten a los perfiles por medio de empaques o selladores estructurales. El peso de los perfiles horizontales de aluminio, aunado al peso del cristal, se transmite a los elementos verticales por medio de ángulos de aluminio que van fijos a uno y otro elemento. Finalmente, lo que se transmite al anclaje, en cuanto a cargas gravitacionales, es el peso total correspondiente de cada tramo, con sus refuerzos y el cristal.

### **3.2 Cargas de viento.**

Este tipo de cargas es de suma importancia en el diseño de las fachadas, ya que estas cargas actúan sobre cada elemento vertical y hacen que éste trabaje también a flexión. Estas cargas son, en magnitud, mucho mayores que las del peso propio.

Para el diseñador de fachadas es primordial calcular la magnitud de la presión del viento y diseñar los elementos para soportar los efectos de ésta.

El viento ejerce una presión o una succión sobre las superficies exteriores de un edificio; debido a su naturaleza transitoria, tal carga pertenece más bien a la categoría de las cargas vivas. Sin embargo, debido a la relativa complejidad en la determinación de las cargas del viento; éstas se consideran como una categoría aparte de carga. Como las cargas laterales son más perjudiciales en los edificios altos, las cargas de viento no son usualmente tan importantes en edificios de poca altura, pero el efecto de desprendimiento en fachadas ligeras

o levantamiento en sistemas ligeros de techos puede ser crítico, por lo que se debe considerar.

En años recientes se ha llevado a cabo una gran cantidad de investigaciones respecto a las cargas del viento. Sin embargo, todavía se requiere efectuar mucho más trabajo, ya que la estimación de esas fuerzas de ninguna manera puede clasificarse como una ciencia exacta. Las magnitudes de las cargas del viento varían según la localidad geográfica, las alturas sobre el nivel del terreno, los tipos de terreno que rodean a los edificios, incluyendo otras estructuras y algunos otros factores.

Por lo general, se supone que las presiones del viento se aplican uniformemente a las superficies de barlovento de los edificios y que pueden proceder de cualquier dirección. Estas hipótesis no son muy precisas ya que las presiones no son uniformes sobre grande áreas; por ejemplo, cerca de las esquinas de los edificios probablemente son mayores que en cualquier otra zona. Sin embargo, desde un punto de vista práctico, no es posible considerar en el diseño todas las posibles variaciones, aunque actualmente las especificaciones tienden a ser cada vez más precisas.

Las fuerzas del viento actúan como presiones sobre las superficies verticales a barlovento, como presiones o succiones sobre superficies inclinadas a barlovento (dependiendo de la pendiente) y como succiones sobre superficies planas y superficies verticales o inclinadas a sotavento (debido a la creación de presiones negativas o vacíos).

Durante el paso de un huracán ocurre una fuerte reducción de la presión atmosférica. Esta disminución de la presión no se manifiesta dentro de edificios herméticamente cerrados y las presiones internas, al ser mayores que las externas, originan fuerzas hacia el exterior sobre los techos y las paredes.

Para la obtención de la carga del viento ( $\text{kg/m}^2$ ) de un proyecto en especial, se deben considerar los criterios de los reglamentos de diseño por viento como el Manual de Diseño de Obras Civiles (Diseño por Viento) de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1993). En dicho manual se presentan los procedimientos necesarios para determinar las velocidades de diseño en la República Mexicana y las fuerzas mínimas por viento que deben emplearse en el diseño de diferentes tipos de estructuras.

En este manual, para la determinación de las velocidades de diseño, sólo se consideran los efectos de los vientos que ocurren normalmente durante el año en todo el país y los causados por huracanes en las costas del Pacífico, del Golfo de México y del Caribe. No se tomó en cuenta la influencia de los vientos generados por tornados, debido a que existe escasa información al respecto y por estimarlos como eventos de baja ocurrencia que sólo se presentan en pequeñas regiones del norte del país, particularmente y en orden de importancia, en los estados de Coahuila, Nuevo León, Chihuahua y Durango. Por esta razón, en aquellas localidades en donde se considere que el efecto de los tornados es significativo, deberán tomarse las provisiones necesarias.

Es importante señalar que las recomendaciones que se presentan en el Manual se utilizan en el diseño local de los elementos expuestos de manera directa a la acción del viento, tanto las que forman parte del sistema estructural, como los que constituyen solo un recubrimiento, por ejemplo, láminas de cubiertas, elementos de fachada y vidrios.

Los requisitos mínimos para el diseño por viento que aplican a los sistemas de fachadas son:

- a) Las direcciones de análisis. Las construcciones se analizarán suponiendo que el viento puede actuar por lo menos en dos direcciones horizontales perpendiculares e independientes entre si. Se elegirán aquellas que representen las condiciones más desfavorables para la estabilidad del sistema de fachada.
- b) Los factores de carga y resistencia. Se seguirán los lineamientos establecidos en el Manual de la CFE, Sección de Estructuras, Tema 1, Capítulos 1 y 2 (Método de diseño y acciones).
- c) Las presiones interiores. Se presentan en estructuras permeables, esto es, aquellas con ventanas o ventilas que permitan la entrada del viento al interior de la construcción. El efecto de estas presiones se combinará con el de presiones exteriores, de tal manera que para el diseño se deben tomar en cuenta los efectos más desfavorables.

A continuación se mencionan las recomendaciones más importantes con relación al manual de CFE (CFE, 1993)

### **3.2.1 Clasificación de las estructuras según su importancia.**

La seguridad necesaria para que una construcción dada cumpla adecuadamente las funciones para las que se haya destinado puede establecerse a partir de niveles de importancia o de seguridad. En la práctica, dichos niveles se asocian con velocidades del viento que tengan una probabilidad de ser excedidas y a partir de ésta se evalúa la magnitud de las solicitaciones de diseño debidas al viento. Atendiendo al grado de seguridad aconsejable para una estructura, las construcciones se clasifican según los siguientes grupos:

Grupo A: estructuras en las que se recomienda un grado de seguridad elevado

Grupo B: estructuras en las que se recomienda un grado de seguridad moderado

Grupo C: estructuras en las que se recomienda un bajo grado de seguridad

En el capítulo 4.3 del Manual de CFE, se encuentra una amplia descripción de cada grupo, en las cuales es posible observar que, para el caso de recubrimientos, tales como cancelerías y elementos estructurales que formen parte de las fachadas, van incluidas en el Grupo C; pero menciona que si las consecuencias de su desprendimiento son graves, que de hecho lo son, dichos recubrimientos se analizarán utilizando las presiones de diseño de la estructura principal, tomando en cuenta en qué grupo se clasificaría, dependiendo de si el edificio es un hospital, una escuela, un edificio de oficinas o departamentos, etc.

Dependiendo del grupo de la estructura será el periodo de recurrencia que se utilice, el cual va relacionado con la velocidad regional a considerar.

### **3.2.2 Clasificación de las estructuras según su respuesta ante la acción del viento.**

De acuerdo con su sensibilidad ante los efectos de ráfagas de viento y con su correspondiente respuesta dinámica, las construcciones se clasifican en cuatro tipos. Con base en esta clasificación podrá seleccionarse el método para obtener las cargas de diseño por viento sobre las estructuras y la determinación de los efectos dinámicos suplementarios, si es el caso.

Esta clasificación depende, en gran medida, de la relación de aspecto  $\lambda$ , definida como el cociente entre la altura y la menor dimensión en planta. En el tipo 1 se encuentra la mayoría de los edificios para habitación u oficinas, los teatros y los auditorios; en el tipo 2 se encuentran las construcciones que presentan una dimensión muy corta, paralela a la dirección del viento. Los proyectos para los cuales se diseñaría la fachada generalmente se clasifican como Tipo 1. El capítulo 4.4 del Manual de la CFE, describe de manera más detallada esta clasificación.

### **3.2.3 La velocidad de diseño, $V_D$ .**

Ésta es la velocidad a partir de la cual se calculan los efectos del viento sobre la estructura o sobre algún componente de la misma.

La velocidad de diseño, en km/hr, se obtendrá de acuerdo con la ecuación:

$$V_D = F_T \times F_\alpha \times V_R \quad (3-1)$$

En donde:

$F_T$  es un factor que depende de la topografía del sitio, y es adimensional.

$F_\alpha$  es el factor que toma en cuenta el efecto combinado de las características de exposición locales, del tamaño de la construcción y de la variación de la velocidad con la altura; también es adimensional y

$V_R$  es la velocidad regional que le corresponde al sitio donde se construirá la estructura.

Los valores de velocidad regional,  $F_\alpha$  y  $F_T$ , se definen y se determinan según los incisos 4.6.2, 4.6.3 y 4.6.4 respectivamente del Manual de la CFE.

### **3.2.4 Categorías de los terrenos y clases de estructura**

Tanto en el procedimiento de análisis estático, como el dinámico, intervienen factores que dependen de las condiciones topográficas y de exposición propias del sitio donde se desplantará la construcción, así como del tamaño de ésta.

Por lo antes dicho, a fin de evaluar correctamente esos factores, es necesario establecer clasificaciones de carácter práctico. En la tabla I.1 del manual de la CFE, se consideran cuatro categorías de terrenos, atendiendo al grado de rugosidad que se presenta alrededor de la zona de desplante. La tabla I.2 categoriza a las estructuras y a los elementos que forman parte de ellas en tres clases, de acuerdo con su tamaño. Cabe mencionar que todo elemento de

recubrimiento de las fachadas, de la ventanería, de las techumbres y sus respectivos sujetadores pertenece a la clase A, independientemente de su tamaño.

### **3.2.5 La velocidad regional, $V_R$ .**

La velocidad regional del viento es la máxima velocidad media, probable de presentarse con un cierto periodo de recurrencia, en una zona o región determinada del país.

La velocidad regional se determina tomando en consideración tanto la localización geográfica del sitio de desplante de la estructura, como su destino.

En las figuras I.2 a I.4 del Manual de la CFE, se muestran los mapas de isotacas regionales correspondientes a periodos de recurrencia de 200, 50 y 10 años, respectivamente.

La importancia de las estructuras dictamina los periodos de recurrencia que deberán considerarse para el diseño por viento; de esta manera, los Grupos A, B y C se asocian con los periodos de retorno de 200, 50 y 10 respectivamente. En el Tomo III de “Ayudas de diseño”, se presenta una tabla (Tabla III.1(a)) con las principales ciudades del país y sus correspondientes velocidades regionales, para diferentes periodos de retorno.

### 3.2.6 El factor de exposición, $F_{\alpha}$ .

El coeficiente  $F_{\alpha}$  refleja la variación de la velocidad del viento con respecto a la altura  $Z$ . Así mismo, considera el tamaño de la construcción o de los elementos de recubrimiento y las características de exposición.

El factor de exposición se calcula con la siguiente expresión:

$$F_{\alpha} = F_c \times F_{rz} \quad (3-2)$$

En donde:

$F_c$  es el factor que determina la influencia del tamaño de las construcciones; es adimensional, y

$F_{rz}$  es el factor que establece la variación de la velocidad del viento con la altura  $Z$ , en función de la rugosidad del terreno de los alrededores y también es adimensional.

Los coeficientes  $F_c$  y  $F_{rz}$  se definen en los incisos 4.6.3.1 y 4.6.3.2, respectivamente, del Manual de la CFE.

Para el caso de fachadas el factor de tamaño,  $F_c$  es siempre 1; debido a que, como se comentó anteriormente, cualquier fachada que se diseñe se cataloga sólo como de la clase A.

### 3.2.7 El factor de topografía, $F_T$ .

Este factor toma en cuenta el efecto topográfico particular del sitio donde se desplantará la estructura. Así, por ejemplo, si la construcción se localiza en las laderas o cimas de colinas o montañas de altura importante, con respecto al

nivel general del terreno de los alrededores, es muy probable que se generen aceleraciones del flujo del viento y, por consiguiente, deberá incrementarse la velocidad regional. En la tabla I.5 del manual de la CFE se muestran los valores que se recomiendan, con base en la experiencia para el factor de topografía, de acuerdo con las características correspondientes del sitio.

### 3.2.8 La presión dinámica de base.

Cuando el viento actúa sobre un obstáculo genera presiones sobre su superficie, que varían según la intensidad de la velocidad y la dirección del viento. La presión que ejerce el flujo del viento sobre una superficie plana perpendicular a él se denomina comúnmente presión dinámica de base y se determina con la siguiente ecuación:

$$q_z = 0.0048 \times G \times V_D^2 \quad (3-3)$$

Donde:

G es el factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar; es adimensional.

$V_D$  es la velocidad de diseño, en km/hr.

$q_z$  es la presión dinámica de base a una altura Z sobre el nivel del terreno, en  $\text{kg/m}^2$ .

El factor de 0.0048 corresponde a un medio de la densidad del aire y el valor G que se obtiene de la expresión:

$$G = \frac{0.392 \times \Omega}{273 + \tau} \quad (3-4)$$

Donde:

$\Omega$  es la presión barométrica, en mm de Hg, la cual depende de la altitud. En la tabla I.7 del manual de la CFE se presentan valores de  $\Omega$  para distintas altitudes (msnm). En el caso de necesitar un valor de presión barométrica, a una altitud que no se encuentre en la tabla, éste se obtiene interpolando.

$\tau$  es la temperatura ambiental

En la tabla III.1(b), se encuentran los valores de ASN (m), temperatura media anual (°C) dependiendo de la ubicación del proyecto.

### 3.2.9 La presión de diseño a una altura Z, $p_z$ en (kg/m<sup>2</sup>).

Ésta se define con la expresión:

$$p_z = (p_e - p_i) \quad (3-5)$$

Para construcciones cerradas, donde:  $p_e$  es la presión exterior y  $p_i$  es la presión interior.

La presión exterior sobre una de las superficies de una construcción cerrada se calcula utilizando la siguiente ecuación:

$$p_e = C_{pe} \times K_A \times K_L \times q_z \quad (3-6)$$

Donde:

$C_{pe}$  es el coeficiente de presión exterior, adimensional, en las tablas I.8, I.9 y I.10 del manual de la CFE se proporcionan estos valores para los muros y los techos de las construcciones con planta rectangular cerrada. Los parámetros referidos en esas tablas se ilustran en la figura I.8, en la cual es importante

observar que la denominación de los muros depende de la dirección en la que actúa el viento y que, en algunos casos, la altura H es función del ángulo  $\gamma$ . Los valores del coeficiente de presión exterior para estructuras que no sean de planta rectangular cerrada se dan en los incisos 4.8.2.6 a 4.8.2.12 del manual de la CFE.

$K_A$  es el factor de reducción de la presión por el tamaño del área; es adimensional. Estos valores se indican en la tabla I.11 del manual de la CFE; en ella puede observarse que este factor depende del área tributaria de diseño. El área tributaria es aquella sobre la cual se considera que actúa la presión de diseño; por ejemplo, en el caso de un sujetador de recubrimiento, esta será el área tributaria que retendrá,

$K_L$  es el factor de presión local; se obtendrá de la tabla I.12 y afectará sólo a las presiones exteriores; las cuales, a su vez, se combinarán con las interiores. Sin embargo, éste factor se tomará como 1.0 si dicha combinación resulta así más desfavorable.

La presión interior se calcula utilizando la siguiente expresión:

$$p_i = C_{pi} \times q_z \quad (3-7)$$

$C_{pi}$  es el coeficiente de presión interior; es adimensional. Los distintos valores de  $C_{pi}$  se dan en las tablas I.13(a) y I.13(b) del manual de la CFE.

Es importante remarcar que esta presión interior se considera constante sobre todas las superficies interiores de la construcción, y que para diseñar las

estructuras y sus recubrimientos deberá tomarse en cuenta que las presiones interiores actúan simultáneamente con las exteriores, debiéndose seleccionar la combinación de ellas que resulte más desfavorable.

Por consiguiente se puede decir que los factores de carga de viento que se aplican directamente con los elementos de fachada son: el coeficiente de presión exterior e interior, el factor de presión local, y el factor de reducción de presión por tamaño de área, los cuales afectan a la presión dinámica de base.

Por otro lado, en la ecuación de carga de viento de SEI/ASCE 7-02 y IBC 2003 se incluye un factor de direccionalidad de viento el cual es igual a 0.85 para los edificios. El manual de la CFE no lo menciona, pero para efectos de la realización de esta investigación se consideró este factor para reducir las cargas en un 15%. Y estos valores de carga fueron los utilizados en la revisión de los cancelos. (ASCE 7, 2002)

## **CAPITULO 4**

### **LOS MATERIALES DE LAS FACHADAS**

#### **4.1 El aluminio.**

##### **4.1.1 Propiedades del aluminio**

El aluminio es el tercer elemento más abundante en nuestro planeta, constituyendo aproximadamente el 8% de la composición de la superficie terrestre. Únicamente el oxígeno y el silicio son elementos más abundantes que el aluminio. Actualmente, ningún otro metal está siendo tan utilizado por el hombre. (Zamora, Calderón, 2005)

El mineral del que se extrae el aluminio recibe el nombre de bauxita. Su descubrimiento tuvo lugar en 1821, cerca del pueblo de Les Baux, en el sur de Francia y posteriormente ha sido encontrado en la totalidad de los continentes. Las reservas mundiales conocidas se estiman en más de 40,000 millones de toneladas de mineral.

El aluminio no está presente en la naturaleza directamente en forma de metal, sino de óxido ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ). La bauxita, de textura terrosa y color rojizo, posee más de un 40% de alúmina (óxido de aluminio), la cual está mezclada con otros óxidos minerales, tales como la sílice, el óxido de hierro, el titanio, etc.

El proceso para obtener el metal, a partir de la bauxita, se divide en dos fases:

1. La extracción de la alúmina a partir de la bauxita, según el procedimiento de Bayer.

2. La electrólisis de la alúmina para obtener el aluminio.

En términos cuantitativos, es preciso dejar claro que para obtener 1 tonelada (Tn) de aluminio se requieren 2 toneladas de alúmina; para las cuales, a su vez, se necesitan 5 toneladas de bauxita.

Para que su explotación sea rentable con la tecnología actual, es preciso que la bauxita contenga en su composición al menos un 30% de alúmina y que el yacimiento sea fácilmente accesible. La producción de aluminio a partir de la bauxita requiere grandes cantidades de energía, por lo que las fábricas de fundiciones están localizadas mayoritariamente en países que tienen bajos costos de energía y, además, por motivos ecológicos, se otorga preferencia al uso de la energía de origen hidroeléctrico puesto que es renovable. (Zamora,Calderón, 2005)

La extracción de la alúmina; el procedimiento para aislar la alúmina, respecto los otros componentes de la bauxita, consiste en triturar ésta para obtener un polvo fino, el cual se mezcla posteriormente con sosa cáustica líquida y se calienta finalmente la mezcla a baja presión. Posteriormente, se procede a la calcinación de esta alúmina obtenida mediante hidrólisis y decantación. Finalmente, se filtra el conjunto resultante para detener las impurezas.

La solidificación de la alúmina se consigue mediante precipitación, es decir, se conjuntan los cristales y se les extrae la humedad a muy alta temperatura, obteniendo así un polvo blanco que es la alúmina calcinada.

La electrólisis; La electrólisis es un procedimiento que permite descomponer la alúmina en sus elementos químicos componentes, que son: aluminio y oxígeno.

La reacción tiene lugar en unas cubas especiales, donde se alcanzan temperaturas muy elevadas (900-1000°C). No obstante, la temperatura de fusión de la alúmina sería aún mayor (1800°C) pero se consigue rebajarla mezclando la alúmina con fluoruro de sodio (criolita), que actúa de fundente.

Una intensa corriente eléctrica pasa a través de la mezcla fundida, descomponiéndola en oxígeno y aluminio. El metal fundido se deposita en el polo negativo (cátodo) del fondo de la cuba, mientras que el oxígeno se acumula en los electrodos de carbono (ánodo).

Así, mediante la electrólisis se logra separar el oxígeno y se obtiene aluminio metal puro, con un grado de pureza que oscila entre el 93.3% y 99.8%.

El aluminio puro se puede alejar con otros metales, obteniendo así aluminios con diversidad de características mejoradas; como la resistencia a la corrosión y las características mecánicas. Estas aleaciones se pueden presentar comercialmente en diversos formatos: como lingotes para la fundición, piezas ideales para ser extraídas, etc.

## **Propiedades básicas del aluminio**

El aluminio presenta unas evidentes ventajas que lo distinguen del resto de los materiales:

- Es ligero: a igualdad de volumen, el aluminio pesa una tercera parte del acero.
- Es un buen conductor de la electricidad.
- El aluminio puro tiene unas propiedades mecánicas limitadas, pero sus aleaciones le permiten alcanzar valores adecuados para el uso en la construcción.
- Es resistente a los agentes atmosféricos. El aluminio y la mayor parte de sus aleaciones no se corroen. En el caso de hacerlo, es en pequeña cantidad, puesto que en su proceso de oxidación se auto protege por medio de la propia capa o lámina estable de alúmina que se forma, resultado de la oxidación.
- El aluminio presenta buena plasticidad y formabilidad. No sólo puede ser sometido a variados tipos de transformaciones plásticas, como por ejemplo el plegado, sino que también pueden elaborarse en diferentes tipos de fundición, extrusión, laminado, etc.
- Tiene una buena conductividad térmica.

Su metalurgia fue desarrollada en 1,886, simultáneamente por el francés Heroult y por el norteamericano Hall.

En el caso de las fachadas ligeras y, en general, en el campo de la construcción, sólo se utiliza la serie 6000 y más concretamente la aleación 6063, por reunir los requisitos adecuados; tanto por sus propiedades mecánicas como por sus posibilidades en acabados superficiales, desde un punto de vista estético. También se utiliza, aunque en menor medida, la aleación 6060.

#### **4.1.2 Propiedades mecánicas típicas (aleación 6063 T5).**

- Resistencia última a la tensión =  $1900 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia de cedencia a la tensión =  $1478 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia última al corte =  $1196 \text{ kg/cm}^2$
- Límite de endurecimiento (fatiga) =  $703 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad =  $703701 \text{ kg/cm}^2$
- Densidad =  $2700 \text{ kg/cm}^3$

(Núñez, 1981)

#### **4.1.3 Corrosión del aluminio.**

Los perfiles de aluminio utilizados en la construcción están expuestos a un cierto riesgo de corrosión, la cual no solo puede tener consecuencias estéticas, sino también estructurales. Se pueden distinguir dos tipos distintos de corrosión, que pueden llegar a afectar gravemente al producto:

- La corrosión filiforme: es una corrosión que avanza desde el interior del perfil, hacia el exterior. Tiene aspecto de filamentos y su aparición generalmente se debe a una mala preparación de la superficie en la fase

de cromatizado previa al lacado (esto es proteger la superficie de los perfiles de aluminio con una capa de pintura aplicada, en polvo o líquida). También puede aparecer la corrosión filiforme como consecuencia de la porosidad del recubrimiento y de la falta de adherencia del mismo.

- La corrosión por par galvánico: la corrosión galvánica ocurre cuando dos metales se ponen en contacto y ambos poseen potenciales eléctricos diferentes, lo que favorece el comportamiento de un metal como ánodo y del otro como cátodo. A mayor diferencia de potencial, el metal más activo será el que se comportará como ánodo.

En los muros cortina, la posible aparición de par galvánico debe tenerse muy en cuenta, tanto en los anclajes como en los conectores o refuerzos, puesto que generalmente ambos son de acero. El par galvánico puede evitarse colocando separadores de materiales inertes (plásticos), entre el aluminio y los otros metales; en este caso, del acero.

## **4.2 El cristal.**

### **4.2.1 Propiedades generales del cristal:**

- Módulo de elasticidad:  $734196 \text{ kg/cm}^2$
- Relación de Poisson: 0.22
- Coeficiente de expansión térmica:  $8.3 \times 10^{-6} \text{ mm/(mm}^\circ\text{C)}$
- Densidad:  $2500 \text{ kg/m}^3$
- Resistencia a la flexión (varía de acuerdo a la calidad del vidrio)

Recocido: 196 kg/cm<sup>2</sup>

Semitemplado: 393 kg/cm<sup>2</sup>

Templado: 780 kg/cm<sup>2</sup>

#### **4.2.2 Algunos tipos de cristal.**

**El vidrio templado.** El templado térmico es el tratamiento más convencional y consiste en calentar el vidrio hasta una temperatura próxima a la de su reblandecimiento para, a continuación, enfriarlo bruscamente, haciendo incidir sobre su superficie aire más frío y a una presión controlada. De este modo la superficie del vidrio se contrae rápidamente y queda sometida permanentemente a fuerzas de compresión, mientras que el interior del vidrio queda sometido permanentemente a fuerzas de tensión. Las intensidades de estas fuerzas varían de acuerdo con la intensidad del gradiente térmico que se estableció en el momento de su enfriamiento, con lo que se pueden obtener vidrios templados o bien simplemente termo-endurecidos.

Los vidrios templados presentan un notable aumento de la resistencia mecánica, una mayor resistencia al choque térmico y, por tanto, en general, una mayor seguridad al uso. Se pueden realizar posteriormente manipulaciones de manufactura y serigrafiado.

**El vidrio laminado.** Éste se obtiene al unir varias lunas simples mediante láminas interpuestas de butiral de polivinilo (PVB), que es un material plástico con muy buenas cualidades de adherencia, elasticidad, transparencia y resistencia. La característica más sobresaliente del vidrio laminado es la

resistencia a la penetración, por lo que resulta especialmente indicado para usos con especiales exigencias de seguridad y protección de personas y bienes. Éste tipo de vidrio ofrece también buenas cualidades ópticas, mejora la atenuación acústica y protege contra la radiación ultravioleta.

**El vidrio templado-laminado.** Otra posibilidad es primero templar el vidrio para proceder a su manufacturación y luego laminarlo. Lo que se consigue con esta combinación es reunir todas las cualidades que aportan ambos sistemas de tratamiento (mejor resistencia mecánica, mayor seguridad, realización de manufacturas, etc.). Este tipo de tratamiento combinado ofrece más resistencia mecánica y, por lo tanto, resulta más seguro.

**El vidrio recubierto con capas metálicas.** Este recubrimiento se obtiene depositando, sobre una de las superficies del vidrio, una o varias capas metálicas mediante bombardeo iónico en alto vacío. Este tratamiento se realiza a baja temperatura, por lo que no afecta a la planimetría inicial del vidrio. Estos tipos de vidrios brindan la posibilidad de tener un gran control sobre la transmisión de luz y de energía y, al mismo tiempo, conseguir nuevos aspectos estéticos. En las zonas climáticas en las que el aire acondicionado es necesario, es deseable rechazar buena parte de la energía radiante solar incidente. Los vidrios con multicapas metálicas son la mejor solución actual para este propósito. Una clase especial de vidrios con capa la constituyen los vidrios de baja emisividad en los que la capa metálica es prácticamente transparente a la radiación solar visible, reflejando en cambio la radiación del espectro infrarrojo. Esta característica permite una reducción importante de la

ganancia energética solar, a la vez que mantiene un alto coeficiente de transmisión luminosa.

**El vidrio con cámara.** Es un conjunto formado por dos o más lunas, separadas entre sí por una cámara de aire o algún otro gas deshidratado. La separación entre las lunas la proporciona un perfil de aluminio hueco, en cuyo interior se introduce el producto deshidratante. El conjunto permanece totalmente estanco gracias a un sellado que actúa de barrera contra la humedad. El segundo sellante asegura la adherencia entre las dos lunas y la integridad del conjunto.

El conjunto presenta un bajo coeficiente de transmisión, lo cual disminuye mucho las pérdidas de calor con respecto a los vidrios monolíticos. Por otra parte, la superficie interior del acristalamiento doble permanece siempre a una temperatura próxima a la de la habitación, aumentando así la sensación de confort para las personas que permanezcan junto a la ventana y disminuyendo también el riesgo de condensaciones superficiales, en el régimen de invierno.

#### **4.2.3 Tipos de sujeción del cristal.**

El sellador es un elemento cuya función es impedir el paso del aire, del polvo, del agua y del ruido, por medio de una junta (vidrio-vidrio, cancelería-vidrio, mampostería-cancelería). De acuerdo con su consistencia, los selladores se clasifican en: extruidos (empaques y cintas) y pastas (silicones, acrílicos, poliuretano)

Los empaques se caracterizan por tener una forma definida y premoldeada, por lo general, se presentan en rollos.

Los empaques, cuya característica principal es la capacidad de memoria, es decir, recupera su forma original después de ser deformados por cambios térmicos, se presentan en varios diseños, como: cuñas, cañuelas, repisones, respaldos, hongos y redondos, fabricados por medio de un proceso de extrusión en materiales como neopreno, EPDM (caucho del monómero del etileno, propileno, dieno, monómero), SCR (silicón construction rubber), santoprene (hule termoplástico) y PVC (cloruro de polivinilo).

En México, los más comunes son los empaques de PVC y los de santoprene, cuya vida útil se estima, al menos, de 15 años.

Los empaques trabajan a compresión, por lo que evitan la entrada del agua y fijan al mismo tiempo el vidrio a la cancelería.

Para seleccionar los empaques adecuados es muy importante considerar dos factores: el tipo de perfil y el espesor de los vidrios por instalar.

Las cintas son espumas de poliolefin y de PVC, formadas por pequeñas celdas que trabajan a compresión, con la capacidad de recuperar su forma original. Éstas se fabrican con adhesivo a una o dos caras y su función es evitar el paso del agua, del polvo, del aire y del ruido y tienen buena resistencia a la intemperie; Por lo cual se usan para asentar vidrios en domos o para sellar marcos de puertas y ventanas abatibles, ya que evitan vibraciones. Las cintas generalmente son de sección cuadrada o rectangular y su presentación es en rollos.

Los selladores (pastas húmedas) son aquéllos que tienen la característica de que, al momento de entrar en contacto con la humedad relativa del ambiente,

pasan por un proceso químico de curado, en el cual adquieren las propiedades mecánicas que les proporcionan una consistencia de hule vulcanizado.

La presentación de estos selladores puede ser: en tubo similar al de la pasta de dientes, en cartucho, en cubeta o en tambo.

Las principales bases químicas, a partir de las que se fabrican los selladores, son: acrílicos, silicones, poliuretanos, polisulfuros y butilo.

Los selladores de silicón se subdividen, según su método de curado, en acéticos y neutros. En el curado se produce la migración de un disolvente del silicón. Los acéticos liberan un gas ácido acetóxico. Los neutros se subdividen en tres tipos: a) los que liberan un gas derivado del alcohol; b) los que eliminan un gas amoniacal, y c) los que liberan oximas.

Los silicones relacionados con los sistemas de envidriado se clasifican en selladores estructurales (silicones neutros) y selladores de intemperie (neutros o acéticos).

Los selladores estructurales se distinguen porque, además de adherir el vidrio a la estructura, son capaces de transmitir las succiones y presiones del viento sobre el vidrio hacia la estructura de soporte o cancelería. (Es muy importante que se lleven a cabo los cálculos estructurales necesarios para determinar el ancho de la sección del cordón de silicón). Sus propiedades son:

- Que prolonga la vida útil del cordón sellador, por su base química de silicón que es un material inorgánico.

- Por su proceso de curado neutro, garantiza la compatibilidad con los vidrios laminados, reflectivos o acristalamientos dobles, así como los acabados más comunes de estructuras de soporte, por ejemplo, aluminio anodizado o pintado.
- Su alta resistencia a la tensión
- Su dureza Shore A entre 25 y 43 puntos y
- Su resistencia a los rayos ultravioleta, al ozono y, en general, a los factores de intemperismo a los que son sometidos.

La dureza de un sellador se relaciona con la capacidad de reducir la deformación, al someterse a la carga.

En general, entre más alta sea la lectura del durómetro Shore A, el módulo de elasticidad es mayor y a medida que aumente éste, el sellador será capaz de soportar esfuerzos mayores. Lo anterior es de gran importancia, ya que puede modificar radicalmente la capacidad del sellador para absorber movimientos. La dureza de un sellador es importante en dos etapas: al principio, después del curado, y al envejecer, después de cinco años o más de estar expuestos a la intemperie.

Hay silicones estructurales de uno o dos componentes, cuyo uso depende de si el sistema de envidriado es armado en el taller o en la obra y del tiempo en que se tiene que colocar el módulo.

Los silicones estructurales de un componente, cuya presentación de ordinario es en cartucho, se aplican con pistola calafateadora, por lo cual se

utilizan en sistemas de envidriado estructural armado en el taller o en la obra; sin embargo, el tiempo de curado es notablemente más largo que el del silicón estructural de dos componentes, aunque en la actualidad existen en el mercado silicones estructurales monocomponentes de curado acelerado que minimizan el tiempo entre el armado y la instalación.

Los silicones estructurales de dos componentes son de curado rápido y su aplicación es por medio de una bomba dosificadora, por lo cual se usan en sistemas de envidriado estructural armado en el taller para acelerar el proceso de fabricación de los módulos.

Es muy importante que se garanticen, por medio de pruebas previas la adherencia y compatibilidad del silicón estructural con los componentes del sistema de envidriado. Algunas veces es necesario utilizar promotores de adhesión, llamados primarios (primers), para asegurar la permanencia del silicón en la estructura, lo que depende del acabado que se le dé a dicha estructura.

Los selladores de intemperie se usan para sellar juntas en sistemas de envidriado, para evitar el paso del aire y del polvo; pero, principalmente, del agua. Éstos pueden ser silicones de curado acético o neutro y la elección del sellador depende del tipo de vidrio que se instale, tomando en cuenta que los selladores de curado acético dañan las películas plásticas de PVB en que puedan formar parte de un vidrio (vidrio laminado) y en el caso de acristalamiento dobles es muy común el sellado con silicón neutro, por lo que

habrá que cuidar la compatibilidad y los sellos de intemperie, también con silicones neutros.

En la práctica, para el caso de fachadas integrales existen dos tipos de sujeción: una de ellas es la sujeción mecánica, que se hace por medio de empaques (Figura 7a) y la otra es la sujeción estructural, en la cual el cristal se une a los perfiles de aluminio por medio de silicones especiales (Figura 5a)

Ambos sistemas de sujeción transmiten a los perfiles de aluminio las cargas que reciben los paneles de cristal.

En la obra, para el caso de los sistemas instalados con sujeción estructural, primero se pega el cristal con una cinta especial, la cual solamente trabajará mientras fragua el sello.

Los sellos que normalmente se utilizan son de la marca Dow Corning. Existen sellos estructurales, y de intemperie, es decir para impedir el paso del polvo y de la humedad. A continuación se describen los selladores 795 (estructural) y 791 (intemperie) que son los más comúnmente utilizados

**El sellador estructural 795** es ideal para fachadas estructurales y no estructurales de cristal, de metal y de plástico, así como para adherir costillas rigidizadoras de paneles de edificios. Éste es un excelente producto para aplicaciones climáticas, incluyendo sellos perimetrales de puertas y ventanas; pues es un sellador al que prácticamente no le afectan: la luz del sol, la lluvia, el

granizo, la nieve, las radiaciones ultravioleta, el ozono ni las temperaturas extremas.

Además su extraordinaria resistencia a la intemperie le permite conservar sus propiedades originales aún después de varios años de exposición a ésta.

El funcionamiento del sellador resiste el paso del tiempo sin sufrir cambios considerables, conservando además su impermeabilidad.

El sellador una vez vulcanizado no se endurece, sino hasta alcanzar temperaturas de 50°C, ni se reblandece, hasta alcanzar temperaturas de + 120°C.

Este sellador también permanece flexible indefinidamente; esto es, que no se agrieta, ni se rompe ni se desgarrar. Además es compatible con el vidrio reflejante, con la mayoría del vidrio laminado y con unidades dobles, así como con láminas acrílicas y de policarbonato.

Por último este sellador es un producto químicamente estable de un solo componente y listo para usarse. Su consistencia es pastosa y se mantiene uniforme dentro de un amplio intervalo de temperaturas, por lo que puede ser aplicado desde los - 5°C hasta +71°C, sin requerir de primer en la mayoría de los materiales de construcción. Para asegurar una adhesión adecuada, se recomienda realizar una prueba en el laboratorio de Dow Corning sobre una muestra de material a sellar, o bien, sobre una pequeña superficie directamente en la obra.

Un diseño óptimo de la junta en aplicaciones estructurales requiere que sea calculado cuidadosamente el peso de las cargas muertas y vivas que deberá soportar el cordón de sellador.

En aplicaciones estructurales, por regla general, la profundidad del sellador DC-795 no debe ser mayor que 10 mm., ni menor que 6 mm. La relación ideal entre el ancho y la profundidad de la junta debe ser de 2:1. Para la mayoría de las juntas se recomienda, como material de respaldo, una barra cilíndrica de espuma abierta de polietileno o de poliuretano.

Se recomienda este material ya que ofrece las siguientes ventajas:

- 1) Evita el desperdicio del sellador
- 2) Proporciona un punto de apoyo para el repasado adecuado del producto, pues obliga a tener contacto con ambos lados de la junta.
- 3) Le permite un mejor funcionamiento al sellador, ya que evita la adherencia a un tercer punto; por lo tanto, el sellador puede moverse libremente de acuerdo con la junta.

Los domos y paneles de plástico, requieren de juntas más grandes que las usuales, debido al mayor coeficiente de expansión térmica que presentan estos materiales.

**El Sellador 791** “Silicone Weatherproofing Sealant”, es una opción económica para formar sellos climáticos de calidad. Es especialmente apropiado para el sellado en las puertas y las ventanas, para las juntas de

aplicación y de control, las juntas en muros, las juntas en fachadas integrales y las juntas de elementos premodelados. También es aplicable en sellos internos y sellados de ranuras.

Este producto mono-componente se adhiere a la mayoría de los materiales usados en la construcción sin necesidad de imprimación y al curar forma un sello resistente y flexible capaz de absorber movimientos moderados.

Para asegurar el óptimo desempeño de este producto en cualquier nivel de temperaturas de aplicación. Una buena práctica arquitectónica recomienda que el ancho de la junta resulte ser dos veces el movimiento esperado de la junta, más sus tolerancias, con un valor mínimo de  $\frac{1}{4}$  de pulgada (6.4 mm). Este material no es un adhesivo estructural.

En el caso de fachadas integrales, independientemente del tipo de sujeción, el cristal debe estar apoyado en cuatro lados; así que los cristales, como se mencionó anteriormente, se revisan con un programa especial llamado "Saflex Structural" (Figuras 15a y 15b). Este es un programa sencillo, en el que se ingresan los datos siguientes: las dimensiones del cristal en mm, la presión del viento en Kpa, la deflexión permitida, que para el caso de cristal recocido es de 25 mm y para el caso de cristal templado, de 30mm. Para el espesor del cristal, en caso de ser laminado, ingresar el espesor de cada panel; en caso de ser unidad doble también definir el espesor de cada cristal y , además, el espacio entre un cristal y otro; es decir el espaciado de la cámara de aire. Con todos los datos anteriores, el programa define si la unidad es aceptable o no. Existen

casos donde la deflexión es muy grande, pero la resistencia es adecuada; el diseñador tendrá que tomar un criterio para definir si la deflexión es aceptable o no. En el capítulo 6 se describe de manera más amplia las limitaciones de este programa.

### **4.3 El acero.**

#### **4.3.1 Propiedades del acero.**

El acero, dentro de los elementos de anclaje de una fachada de aluminio y cristal, es muy importante; ya que éstos son los que sostienen los perfiles verticales de aluminio en las fachadas integrales.

En el caso de las fachadas con soporte puntual, el acero es tan importante como el cristal, ya que los herrajes que sostienen el cristal van sujetos a los elementos verticales de acero.

Algunas ventajas del acero como material estructural son: la alta resistencia y la uniformidad; es decir, que las propiedades del acero no cambian apreciablemente en el tiempo; la elasticidad, esto es, que se acerca más en su comportamiento a las hipótesis de diseño que la mayoría de los materiales; gracias a que sigue la ley de Hooke hasta esfuerzos bastante altos, los momentos de inercia se pueden calcular exactamente. Si el mantenimiento de las estructuras de acero es el adecuado, éstas durarán indefinidamente; también es dúctil por lo que soporta grandes deformaciones sin fallar bajo altos esfuerzos de tensión. En miembros estructurales sometidos a cargas normales

se desarrollan altas concentraciones de esfuerzos en varios puntos. La naturaleza dúctil de los aceros estructurales comunes les permite fluir localmente en esos puntos, evitándose así fallas prematuras. Una ventaja adicional de las estructuras dúctiles es que, al sobrecargarlas, sus grandes deflexiones ofrecen evidencia visible de la inminencia de la falla.

Otras ventajas importantes del acero estructural son: una gran facilidad para unir diversos miembros por medio de varios tipos de conexión, como son: la soldadura, los tornillos y los remaches; la posibilidad de prefabricar los miembros; la rapidez en el montaje, la gran capacidad para laminarse en una gran cantidad de tamaños, la resistencia a la fatiga, y el reúso posible, después de desmontar una estructura. El acero es el material reutilizable por excelencia.

Desventajas del acero como material estructural: el alto costo por mantenimiento, el costo adicional de la protección contra fuego, la susceptibilidad al pandeo, y la fatiga y fractura frágil.

### **Propiedades del acero A-36**

Tipo de acero: al carbono

Formas: perfiles, barras y placas.

Usos recomendados: en edificios, en puentes y en otras estructuras atornilladas o soldadas.

Esfuerzo mínimo de fluencia:  $2530 \text{ kg/cm}^2$

Resistencia mínima especificada a la tensión:  $4080 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad =  $2,039,000 \text{ kg/cm}^2$

## 4.4 La Soldadura

La soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de sus superficies a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fluido. Aunque la soldadura moderna existe desde hace bastantes años, fue hasta hace algunas décadas que ha adquirido gran importancia en la ingeniería estructural. La adopción de la soldadura estructural fue muy lenta durante varias décadas, porque muchos ingenieros pensaban que tenía dos grandes desventajas 1) que tenía poca resistencia a la fatiga, en comparación con las conexiones atornilladas o remachadas y 2) que era imposible asegurar una alta calidad de soldadura si no se contaba con una inspección irracionalmente amplia y costosa. En la actualidad, la mayoría de los ingenieros aceptan que las juntas soldadas tienen una resistencia considerable a la fatiga. También se admite que las reglas que gobiernan la calificación de los soldadores, las mejores técnicas utilizadas y los requerimientos para la mano de obra de las especificaciones de la American Welding Society(AWS, 2008) hacen de la inspección de la soldadura un problema menos difícil.

Algunas de las muchas ventajas de la soldadura se presentan en los párrafos siguientes:

1. El uso de la soldadura permite grandes ahorros en el peso del acero utilizado.
2. Las estructuras soldadas son más rígidas, porque los miembros por lo general, están soldados directamente uno a otro.

3. El proceso de fusionar las partes por unir, hace a las estructuras realmente continuas. Esto se traduce en la construcción de una sola pieza y puesto que las juntas soldadas son tan fuertes o más que el metal base, no debe haber limitaciones en las uniones.
4. Se usan menos piezas y, como resultado, se ahorra tiempo en el detalle, la fabricación y el montaje en la obra.

## **CAPITULO 5**

### **TIPOS DE FACHADA**

#### **5.1 Fachadas de aluminio – cristal**

##### **5.1.1 Fachadas integrales (“Muro cortina”)**

Se dice que se trata de un muro cortina cuando la fachada pasa de forma continua por delante de las losas del edificio.

En este caso, la estructura auxiliar de la fachada ligera permanece suspendida de las losas como si se tratara de una "cortina". (Fotografía 27)

En una elevación se podrían apreciar las líneas de los elementos verticales y horizontales; sus apoyos son en cada peralte de losa ya sea de concreto o bien de acero, de aquí que en un corte de la fachada se podría apreciar que el perfil vertical se une por medio de anclajes en cada losa (Figura 7c y 8a). En la práctica local generalmente se utiliza el sistema “Stick” en el cual según la AAMA (American Architectural Manufacturers Association) (AAMA, 2005); la fachada se instala pieza por pieza. Normalmente los elementos verticales se instalan primero, seguidos de los horizontales y por último los paneles de cristal, ya sea en área de visión (claros) o bien en el área de no visión (cristales opacos con pintura cerámica, etc.), todo lo anterior conforma un sistema rígido. Se puede dar el caso donde la “cortina” se instale primero a los perfiles

horizontales; entonces los verticales irían interrumpidos. Este caso en especial aplica cuando el proyecto arquitectónico requiere de una fachada integral donde el espacio a cubrir está limitado por dos muros o bien columnas (Figura 12 a 14); entonces es viable colocar primero los elementos horizontales anclados al muro, para así poder economizar esa partida del proyecto; pues en lugar de tener perfiles relativamente aperaltados de losa a losa, los se podría sustituir por elementos menores que irían apoyados de muro a muro. Para estos casos en especial se requiere de una base sólida en este caso concreto o bien columnas de acero, pues existen casos donde el proyectista tiene planeado utilizar tablarroca o similar y no es suficiente para que el contratista instale su fachada haciendo predominar los elementos horizontales.

Los anclajes de este tipo de fachadas pueden ser elementos doble “TT”, dos ángulos, “U” de acero; en el caso de los ángulos, se puede utilizar el aluminio; el uso de alguno de estos elementos va a depender del valor de las cargas. Los anclajes se ubican en la parte central del peralte de la losa.

### **5.1.2 Fachadas de piso a techo**

Esto se consigue cuando la fachada se interrumpe en cada losa, delimitando paneles o zonas independientes y, en consecuencia, la estructura auxiliar de la fachada está apoyada en cada losa. (Fotografía 27)

En una elevación se podría apreciar la fachada de aluminio-cristal interrumpida con las franjas de las losas; por obviedad, este tipo de fachada es más económico, debido a que se usa menos aluminio, además, debido a que

los tramos son más cortos se usa menos refuerzo o éste no se necesita, dependiendo del proyecto.

Los anclajes de este tipo de fachadas son más sencillos que los de la fachada integral, ya que consiste sólo en ángulos de aluminio, anclas con expansión para concreto y pijas.

Hay ocasiones en las que este tipo de fachadas van entre módulos de precolados y el anclaje de los verticales de aluminio va a estos elementos que van suspendidos de las losas. En estos casos, se tiene que poner atención especial en el anclaje de los verticales, pues las dimensiones de los precolados son pequeñas y las anclas tendrían distancias pequeñas a los bordes del concreto y esto puede afectar la resistencia del ancla, al considerar factores de reducción por distancias al borde.

## **5.2 Fachadas con soporte puntual.**

Una fachada puntual es aquélla donde el cristal está soportado en un número determinado de nodos, dependiendo de la necesidad de la unidad, de acuerdo con la modulación y la ubicación en la fachada. En especial, se hablará de soporte puntual mediante herrajes especiales tipo “araña” los cuales pueden ser de aluminio o bien de acero inoxidable. (Fotografía 28)

En la actualidad es posible encontrar este tipo de herrajes “arañas” sujetos a elementos de acero, o bien de cristal. Dentro del grupo de los elementos de acero se encuentran perfiles tubulares; en la mayoría de los casos circulares o bien cuadrados y tensores los cuales constan de dos catenarias, una de las

cuales resiste las presiones de viento en un sentido y la segunda, la carga que recibe en otro sentido. En esta tesis se habla de los elementos tubulares y de los elementos de cristal “costillas”.

En la sección anterior se habló del aluminio y del vidrio; en ésta se habla del acero y así se tendrá información de los tres materiales que se pueden encontrar en este tipo de fachadas.

Los herrajes tienen una rótula en su interior, que les permite al nodo girar. Este tipo de rótulas permiten una rotación de  $15^\circ$ ; lo cual pudiese permitir una deflexión bastante importante, pero ahora la restricción la da el cristal, ya que un cristal templado, independientemente de su espesor, permite una deflexión de 30 mm; claro que esto va a depender mucho del templador, pero para cuestiones de diseño, se puede utilizar este valor. De hecho, el cristal puede flexionarse todavía más, antes de llegar a su esfuerzo de diseño, pero visualmente se considera inseguro.

La deflexión permitida que manejan varias templadoras es de 30 mm.

En este sistema, la carga de viento que recibe el panel se transmite a la estructura por medio de los herrajes; entonces se tendrá un elemento con cargas puntuales en diferentes puntos de su longitud. En el caso de unir arañas a la estructura, se puede tener un elemento simplemente apoyado, como en el caso de vestíbulos de doble altura, apoyado en el piso y el nivel inferior de la losa, o bien un elemento continuo, para una fachada que vaya a cubrir todo el edificio. En este caso, el elemento vertical estaría apoyado en cada losa.

### **5.3 Fachadas con louver**

Es muy común observar, en gran cantidad de proyectos, el uso de este sistema en áreas específicas de las fachadas, dado que permite la ventilación; por ejemplo, en los cuartos de máquinas se requiere un porcentaje determinado de ventilación; entonces el arquitecto opta por utilizar louvers. (Fotografía 28)

Al igual que en las fachadas de elementos verticales, éstos pueden ir de piso a techo o bien, si el diseño marca que las losas no se deben ver; entonces, éste es como una fachada integral.

Las formas de los louver, para cada proyecto son muy diversas desde simples tubos, perfiles “z”, y otros con formas de tipo “nariz”, lo cual depende del diseño arquitectónico.

Lo que compete a esta investigación es analizar como estos elementos transmiten sus cargas a los perfiles verticales y éstos, a su vez, a los anclajes.

### **5.4 Los barandales.**

Es muy común encontrar en la mayoría de los proyectos barandales de muchos tipos por ejemplo: piezas de cristal sujetas únicamente en la parte inferior por medio de un zoclo (Figura 21 y 22), el cual es un elemento tipo doble “T” invertido, que se ancla a la losa y en la cavidad entra el cristal, que queda embebido en una pasta automotriz o un material llamado yeso piedra y que se sella en la parte final de zoclo. Se pueden colocar o no pasamanos, que

sirven como un apoyo para el cristal, en caso de que haya postes; pero si no los hay, éste solamente sirve para proteger el canto de cristal; en este caso si el cristal sólo va sujetado en el zoclo, el cristal se revisa apoyado solamente en la parte inferior, y si lleva pasamanos apoyado en postes, entonces el cristal se revisa apoyado en los dos lados. Cabe mencionar que, en el caso de usar postes, se tendría que saber la separación máxima en la cual el pasamanos resiste para que no se tenga una deflexión considerable.

Otro tipo de barandal, que es común encontrar, es donde el cristal va apoyado en las partes laterales de la pieza, por medio de un elemento muy pequeño tipo “H” de acero, el cual va soldado a una placa, que puede ir embebida, o bien, anclada mediante taquetes especiales para concreto, dependiendo de la resistencia de éste, tales que soporten las reacciones que se presenten al funcionar el elemento.

En este tipo de barandales, el cristal se revisa apoyado en dos lados, llamados “laterales”. (Fotografía 23)

Hay barandales donde el diseñador, en su proyecto utiliza herrajes y une los elementos del barandal con este tipo de elementos, los cuales sujetan al cristal de manera puntual, generalmente se proponen herrajes tipo “L”, que van de una costilla al cristal (Fotografía 24). La costilla puede ir sujeta a la losa por medio de un tramo pequeño de zoclo, o bien con herrajes de tipo “L”, especiales, que vayan del concreto al cristal. En este caso, el cristal de frente se revisa apoyado en ciertos puntos, dependiendo de la propuesta y, de acuerdo con los resultados, se cambia la modulación, o bien, se aumenta el número de herrajes.

La costilla tiene que tener un apoyo que soporte un momento, ya que ésta se revisa como un elemento empotrado y libre.

Otro de los barandales que comúnmente se pueden ver en distintas obras es aquel en que la parte inferior del cristal va unido al canto de la losa por medio de herrajes, los cuales van a una placa rectangular que va unida a la losa.

(Fotografía 25)

Existen muchos tipos de barandales; en este trabajo se estudiarán los efectos de dos de ellos. Como se puede observar, los cuatro tipos que se comentaron anteriormente son muy distintos entre ellos. En cuanto al cristal, por seguridad se maneja cristal templado y, dependiendo de las modulaciones y las cargas, se determina el espesor adecuado.

## **CAPITULO 6**

### **ANÁLISIS Y DISEÑO DE FACHADAS.**

#### **6.1 Diseño típico de fachadas de aluminio y cristal.**

Una vez que se haya realizado el estudio de viento, de acuerdo con las condiciones del proyecto, se obtienen los valores de presión para cada nivel. Con estos datos se calculará la inercia requerida para cada nivel y se hará la propuesta del perfil ideal. En caso de requerir algún otro refuerzo, éste se debe incluir en el cálculo. Para saber qué inercia tiene un perfil de aluminio reforzado con acero, hay que tomar en cuenta la diferencia en módulos de elasticidad, donde la del acero es tres veces mayor y, por supuesto, esto mejora el comportamiento de la estructura.

En los apartados, del 6.1.4 al 6.1.7 se observa, paso a paso, el análisis y el diseño de los elementos de aluminio. Esta información es general, para cualquier tipo de fachada.

##### **6.1.1 Análisis y diseño de elementos de aluminio.**

En los sistemas de fachada integral y fachada de piso a techo, el elemento vertical se revisa como si fuera un elemento simplemente apoyado. Para el caso de la fachada integral, el perfil se ancla en su extremo inferior al anclaje y

por medio de un conector se “encamisa” en el extremo superior (Figura 8d), esto trae como consecuencia que todo el peso de ese tramo, el peso de cristal y la carga de viento que corresponda a su área tributaria es lo que debiera soportar el anclaje, traduciéndose todo en una carga vertical y otra horizontal. Siempre las acciones de viento resultan mayores que las correspondientes al peso de los elementos de la fachada. En el caso de la fachada de piso a techo, los apoyos van directamente a la losa.

Las cargas que afectan principalmente al elemento vertical son las producidas por el viento, ya que éste estaría sometido a flexión.

La fachada ligera es, por la naturaleza de sus materiales y su configuración, autoportante. Como se mencionó anteriormente, los perfiles verticales están fijados a las losas, lo que permite repartir de planta a planta el peso de cada tramo de fachada a la estructura del edificio. La fachada ligera debe soportar, generalmente, su propio peso y también la acción del viento. El efecto de otras cargas es mucho menor y, normalmente, esos esfuerzos no se tienen en cuenta en los cálculos.

El peso propio del perfil, debido a la ligereza del aluminio, es prácticamente despreciable en comparación con las cargas de viento y el peso de los paneles o vidrios intercalados, por lo que el criterio básico de cálculo es el dimensionado en función de la flecha máxima admisible de la estructura de soporte. Se destaca, sin embargo, que, en el caso particular de los perfiles horizontales, hay que considerar que el peso del vidrio o panel está concentrado en los puntos concretos donde se colocan las calzas que generalmente son de neopreno.

Los principales casos a estudiar en esta investigación, desde el punto de vista resistente, son los siguientes: los verticales sometidos a flexión y los horizontales sometidos a flexión.

En el caso de fachadas integrales, las cargas gravitacionales debidas al peso del cristal se transmiten a los elementos de aluminio por medio de selladores estructurales, de los cuales se hablará más adelante, o por medio de empaques.

Las dimensiones de los elementos de la fachada ligera son muy inferiores a los claros libres de la estructura principal, puesto que vienen fuertemente condicionadas por sus formatos de fabricación (hasta 6m). Esto implica que los apoyos de los perfiles de aluminio deban realizarse en puntos coincidentes con las losas.

Se tiene que distinguir entre el cálculo de los manguetes verticales y el cálculo de los horizontales. El proyectista debe atender en cada caso a dos comprobaciones:

- La resistencia de la sección del perfil: se debe comprobar que la tensión de cálculo de la sección solicitada no sobrepase la tensión máxima admisible del material.
- La flecha máxima admisible: se debe comprobar que la flecha inducida no sobrepase los valores establecidos por las normas de aplicación. En "Architectural Glazing Technologies"(GACW,2008) se menciona que la deflexión de cualquier miembro, en la dirección normal al plano del muro, sujeta a carga de viento según el código, no debe exceder  $L/175$  o  $\frac{3}{4}$ " la que sea menor,

cuando son probados de acuerdo a ASTM E330 el límite de deflexión puede ser de una pulgada; en ASTM E-1300 se menciona una deflexión permitida de L/175.

En el momento del cálculo, se pueden dar dos situaciones:

Se deben realizar dos procesos de cálculo:

1. Calcular la inercia mínima necesaria para los perfiles de la obra, para posteriormente seleccionar aquellos que más convengan.
2. Con el perfil determinado, realizar una simple comprobación.

Los elementos verticales están sometidos principalmente a la acción horizontal del viento, ésta uniformemente repartida en toda su longitud, y a la acción vertical provocada por su peso propio y las cargas de vidrios y paneles.

Para la selección adecuada de un perfil vertical, se parte de tener una deflexión máxima permitida, la cual está limitada en este caso por el cristal. Ésta deflexión es L/175 y con este valor se parte para obtener la inercia requerida del perfil, con la fórmula de deflexión máxima para el caso de un elemento simplemente apoyado y con carga uniformemente repartida que es:

$$\Delta_{\max} = \frac{5 \times w \times l^4}{384 \times E \times I}, \quad (6-1)$$

De donde se despeja la inercia, o bien, se obtiene la deflexión, si es que se trata de un perfil propuesto.

Una vez determinado qué perfiles se van a utilizar, tanto en los elementos verticales como en los horizontales, el refuerzo adicional (si por cálculo se

requiere) y el espesor de cristal, ya se pueden definir cuáles son las cargas que se le va a transmitir al anclaje. En este caso, el anclaje estará sometido a corte doble: por un lado la reacción debida al viento y por el otro la carga de peso propio más el peso del cristal. Éstas últimas cargas generan cierta flexión en el elemento de anclaje, efecto que también se estudiará. En el caso de requerirse soldadura, también deberá ser ésta suficiente para soportar los efectos antes mencionados.

## **6.1.2 Análisis de paneles de cristal.**

### **6.1.2.1 Consideraciones para el cálculo del espesor del vidrio.**

El espesor del vidrio tiene que ser suficiente para soportar adecuadamente la carga prevista y controlar la flecha de la luna durante la aplicación de dicha carga.

Los datos previos necesarios para poder determinar el espesor del vidrio son los siguientes:

- El tipo de vidrio que se desea emplear.
- El emplazamiento, es decir, la situación geográfica del edificio: la altura, la situación climática, la exposición al viento, etc.
- El tipo de enlace:
  - Placa apoyada en los 4 lados.
  - Placa apoyada en dos lados opuestos.
  - Placa encastrada en un lado.
  - Placa anclada puntualmente.

- El ángulo de la fachada.

Para mayor información técnica sobre los productos de vidrio, consultar el “Manual del Vidrio” (Saint-Gobain Glass). (Plazola, 2002). El cálculo analítico del espesor del vidrio es un procedimiento que debe ser determinado por el fabricante.

En la práctica, generalmente el cálculo del espesor del vidrio se realiza mediante el programa Saflex (Figura 15a y 15b), cuando se trata de un cristal apoyado en dos o cuatro lados, ya sea monolítico, laminado o insulado (cristal doble). Este programa tiene las siguientes limitaciones: a) Diseña sólo espesores nominales de cristal monolítico contenidos en ASTM E-1300, el intervalo va de 2.5 mm a 22 mm; b) Diseña y revisa piezas rectangulares, teniendo relaciones de aspecto en un intervalo de 1:1 a 1:5. La relación de aspecto es la mayor dimensión de la hoja, dividida entre la menor dimensión de la hoja; c) Las resistencias de cristales laminados o de unidades dobles determinadas por este programa pueden variar de aquellas que determina el ASTM E-1300, dependiendo de los factores que el usuario escoja; d) El usuario asume la responsabilidad por cualquier diseño, al utilizar este programa y debe revisarlo cuidadosamente.

El cristal que normalmente se utiliza se puede encontrar en calidad recocida o templada; el primero tiene un esfuerzo a la flexión de ruptura de  $190 \text{ kg/cm}^2$  y un esfuerzo de diseño de  $120 \text{ kg/cm}^2$ ; para el caso de cristal templado, el esfuerzo de diseño es de  $500 \text{ kg/cm}^2$  y el esfuerzo de ruptura es de  $780 \text{ kg/cm}^2$ . Éste último dato puede variar un poco, dependiendo del templador; en forma

general, se pueden utilizar los datos anteriores para definir qué espesor de cristal utilizar.

### **6.1.3 Diseño de anclaje del elemento vertical.**

Una vez definido el perfil que se va a utilizar con o sin refuerzo, se utilizan las cargas máximas para calcular el anclaje. En este caso de la tabla de inercias requeridas, se escoge dicha carga, con la cual se obtiene la carga de tracción que tendría que soportar el anclaje y con el tipo de perfil y su refuerzo si es que aplica, se obtiene la carga vertical que tendría que soportar el anclaje; de aquí se tiene lo siguiente:

En caso de ser un anclaje de tipo doble “T” (Figura 8b) que es el que se utiliza normalmente, los esfuerzos que se tienen que revisar son los siguientes:

- El cortante doble en el tornillo que une el perfil de aluminio con el anclaje.
- La tensión en la placa de acero, debida a la carga de viento.
- El corte en placa, debido a la carga muerta.
- El aplastamiento en la placa adyacente a los tornillos que están en contacto.
- La flexión en la placa debida a la carga muerta.
- La revisión de la soldadura que une las almas con el patín para formar la doble “T”, la cual tiene que resistir el momento que genera la carga muerta por la excentricidad y la carga de viento perpendicular a la soldadura.

- La revisión de las anclas que unen la doble “T” con la losa, las cuales tienen que resistir una tracción debida a las cargas de viento en conjunto con la tracción que genera el momento debido a la carga muerta. En caso de haber placas embebidas, la revisión anterior de la soldadura serviría para la unión de la doble “T” con la placa embebida.

En caso de ser un anclaje con dos ángulos, se tiene que revisar para los mismos esfuerzos, sólo se omite la revisión de la soldadura de alma a patín, ya que generalmente se utiliza ángulos comerciales.

Para esta revisión de debe tomar en cuenta lo referente al capítulo J de las especificaciones del AISC (AISC, 2005). En la tabla J3.2 de AISC (AISC, 2005) se pueden encontrar los esfuerzos nominales de tensión y de corte para los tornillos y las partes roscadas, para los tornillos, A-307, A-325, A-490 y para las partes roscadas que correspondan con los requisitos de la sección A3.4

En las tablas J3.3 y J3.3M de AISC (AISC, 2005) se encuentran las dimensiones nominales de los agujeros, dependiendo del diámetro del tornillo, en estándar, el sobredimensionado, la ranura corta y la ranura larga.

La tensión en la placa.- Para la selección de un perfil para usarse como miembro a tensión, sólo se necesita calcular la fuerza que debe tomar el miembro y dividirla entre un esfuerzo de diseño permisible, para determinar el área de la sección transversal efectiva necesaria. Luego se debe seleccionar una sección de acero que satisfaga esta área.

La presencia de un agujero en un miembro sujeto a tensión incrementa los esfuerzos en la zona que tiene menos área de acero sobre la que puede distribuirse la carga y habrá concentración de esfuerzos a lo largo del borde del agujero aún si el agujero, está ocupado por un tornillo.

La tensión se supone uniformemente distribuida sobre la sección neta del miembro, aunque algunos estudios de fotoelasticidad demuestran que existe un incremento en la intensidad del esfuerzo alrededor de los bordes de los agujeros, que en ocasiones puede alcanzar varias veces el valor del esfuerzo que se tendría si los huecos no estuvieran presentes. Sin embargo, para materiales dúctiles es razonable suponer una distribución uniforme de esfuerzos cuando el material se carga más allá de su esfuerzo de fluencia. Si las fibras alrededor de los agujeros se esfuerzan hasta un punto de fluencia, estas fluirán sin incremento de esfuerzo, redistribuyéndose los esfuerzos presentes. Bajo una carga última, es razonable suponer una distribución uniforme de los esfuerzos.

El término área neta de la sección transversal o simplemente área neta, se refiere al área bruta de la sección transversal, menos la de ranuras, muescas y agujeros. Al considerar el área de estos, por lo general es necesario restar un área un poco mayor que la nominal del agujero.

Según las especificaciones del AISC (AISC, 2005), en el cálculo del área neta en tensión y cortante, el diámetro del agujero de un tornillo debe tomarse como  $1/16$ " mayor que la dimensión nominal del tornillo.

### Procedimiento para el diseño de los anclajes.

La resistencia de diseño a la tensión  $\Phi P_n$ , y la resistencia permisible a la tensión  $P/\Omega$  de miembros en tensión, debe tomarse como el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límite de cedencia por tensión en la sección gruesa y ruptura por tensión en la sección neta.

a) Para cedencia por tensión en la sección gruesa se tiene:

$$P_n = F_y A_g \quad (6-2)$$

$$\Phi = 0.90 \text{ (LRDF)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

b) Para ruptura por tensión en la sección neta se tiene:

$$P_n = F_u A_e \quad (6-3)$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRDF)} \quad \Omega = 2.0 \text{ (ASD)}$$

Donde:

$A_e$  = área neta efectiva

$A_g$  = área gruesa del miembro

$F_y$  = esfuerzo de cedencia mínimo especificado del tipo de acero que se esté utilizando.

$F_u$  = resistencia a la tensión mínima especificada, dependiendo del acero que se esté utilizando.

**Resistencia a la tensión y corte en tornillos y partes roscadas.**- la resistencia de diseño a tensión o corte  $\Phi R_n$ , y la resistencia permisible a tensión o corte  $R_n/\Omega$ , para tornillos apretados al llegue, tornillos de alta resistencia pretensionados, o partes roscadas, deben determinarse de acuerdo con los estados límite de ruptura por tensión y corte por ruptura, como sigue:

$$R_n = F_n A_b \quad (6-4)$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRDF)} \quad \Omega = 2.0 \text{ (ASD)}$$

Donde:

$F_n$  = esfuerzo nominal a la tensión  $F_{nt}$ , o esfuerzo cortante,  $F_{nv}$  de la tabla J3.2, ksi (Mpa) del LRFD 2005

$A_b$  = área nominal del cuerpo sin rosca del tornillo o la parte roscada

**Tensión y corte combinados en una conexión de tipo aplastamiento.**- la resistencia a la tensión permisible de un conector sujeto a tensión y corte combinado debe determinarse de acuerdo con los límites del estado de tensión y ruptura por corte, como sigue:

$$R_n = F'_{nt} A_b \quad (6-5)$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRDF)} \quad \Omega = 2.0 \text{ (ASD)}$$

Donde:

$F'_{nt}$  = esfuerzo nominal a la tensión modificado que incluye los efectos de esfuerzo cortante ksi (Mpa)

$$F'_{nt} = (1.3F_{nt}) - \frac{F_{nt}}{\Phi F_{nv}} f_v \leq F_{nt} \text{ (LRFD)} \quad (6-6)$$

$$F'_{nt} = (1.3F_{nt}) - \frac{\Omega F_{nt}}{F_{nv}} f_v \leq F_{nt} \text{ (ASD)} \quad (6-7)$$

$F_{nt}$  = resistencia nominal a la tensión, ver tabla J3.2, ksi (Mpa) del LRFD 2005

$F_{nv}$  = resistencia nominal al corte, ver tabla J3.2, ksi (Mpa)

$f_v$  = el esfuerzo requerido de corte, ksi (Mpa)

El esfuerzo cortante permisible del sujetador debe ser igual o exceder la resistencia a corte requerida por unidad de área  $f_v$ .

La resistencia al aplastamiento de una conexión atornillada no es, como podría esperarse, determinada a partir de la resistencia de los tornillos mismos; más bien se basa en la resistencia de las partes conectadas y del arreglo de los tornillos. Su resistencia calculada depende de la separación entre los tornillos y de sus distancias a los bordes, de la resistencia  $F_u$  especificada a tensión de las partes conectadas, así como de sus espesores.

**La resistencia al aplastamiento permisible**,  $\Phi R_n$  y  $R_n / \Omega$ , en huecos de tornillos debe ser determinada por el estado límite de aplastamiento como sigue:

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRDF)} \quad \Omega = 2.0 \text{ (ASD)}$$

Para un tornillo en una conexión estándar, sobredimensionada, agujero corto oblongo independientemente de la dirección de la carga, agujero largo oblongo con la ranura paralela a la dirección de la fuerza de aplastamiento.

Cuando la deformación en el hueco bajo cargas de servicio es una consideración de diseño, esto significa que bajo cargas de servicio no se deforme.

$$R_n = 1.2L_c t F_u \leq 2.4dt F_u \quad (6-8)$$

Y cuando la deformación en el hueco bajo cargas de servicio no es una consideración de diseño.

$$R_n = 1.5L_c t F_u \leq 3.0dt F_u \quad (6-9)$$

La resistencia a corte permisible por corte de elementos debe ser el menor valor obtenido, de acuerdo con el menor valor obtenido de los estados límite de cedencia y ruptura:

a) Corte por cedencia

$$R_n = 0.60F_y A_g \quad (6-10)$$

$$\Phi = 1.00 \text{ (LRDF)} \quad \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

b) Corte por ruptura

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} \quad (6-11)$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRDF)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

Donde

$A_{nv}$  = área neta sujeta a corte, in<sup>2</sup>

La resistencia permisible para el estado límite de bloque de corte por ruptura a través de un patrón o patrones de falla y un patrón de falla en tensión perpendicular debe tomarse como:

$$R_n = 0.6F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.6F_y A_{gv} + U_{bs} \quad (6-12)$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRDF)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

Donde:

$A_{gv}$  = área gruesa sujeta a corte, in<sup>2</sup>. (mm<sup>2</sup>)

$A_{nt}$  = área neta sujeta a tensión, in<sup>2</sup>. (mm<sup>2</sup>)

$A_{nv}$  = área neta sujeta a corte, in<sup>2</sup>. (mm<sup>2</sup>)

**La flexión en la placa.** Debido a la carga muerta cuando exista una excentricidad entre la carga muerta aplicada y el extremo interior de la placa, se tiene que revisar que el esfuerzo actuante, que es la carga por la excentricidad entre el módulo de sección, sea menor que el esfuerzo resistente de flexión del acero.

La sección F11 del AISC (AISC, 2005) aplica para barras rectangulares y redondas con flexión alrededor de cualquier eje geométrico.

La resistencia nominal a la flexión,  $M_n$ , debe ser el menor valor obtenido, de acuerdo con los límites de cedencia (momento plástico) y el pandeo lateral torsional, según se requiera.

a) Cedencia

Para barras rectangulares con relación

$$\frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{0.08E}{F_y} \quad (6-13)$$

Con flexión alrededor de su eje mayor, barras rectangulares flexionadas alrededor de su eje menor y perfiles redondos:

$$M_n = M_p = F_y Z \leq 1.6M_y \quad (6-14)$$

b) Pandeo lateral torsional

1. Para barras rectangulares con

$$\frac{0.08E}{F_y} < \frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{1.9E}{F_y} \quad (6-15)$$

Flexionadas alrededor de su eje mayor:

$$M_n = C_b \left[ 1.52 - 0.274 \left( \frac{L_b d}{t^2} \right) \frac{F_y}{E} \right] M_y \leq M_p \quad (6-16)$$

2. Para barras rectangulares con

$$\frac{L_b d}{t^2} > \frac{1.9E}{F_y} \quad (6-17)$$

Flexionados alrededor de su eje mayor

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (6-18)$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{1.9EC_b}{\frac{L_b d}{t^2}} \quad (6-19)$$

t = ancho de la barra rectangular paralela al eje de flexión, in. (mm)

d = profundidad de la barra rectangular, in. (mm)

$L_b$  = longitud entre puntos que están arriostrados contra el desplazamiento lateral de la región en compresión o arriostrados contra la torsión de la sección transversal, in. (mm)

Para barras redondas y rectangulares, flexionadas alrededor de su eje menor, el estado límite de pandeo lateral torsional no necesita ser considerado.

En el caso de tener soldadura, ya sea para unir placas a una placa embebida, o bien, para unir una canal con una placa embebida, esta soldadura se revisará bajo dos esfuerzos: los debidos a la carga entre el área y los debidos a la carga excéntrica que genera un momento. Con la resultante de estos esfuerzos se revisará la dimensión requerida de soldadura de acuerdo con el electrodo que se vaya a utilizar.

El tipo de soldadura que se utiliza para unir las placas que forman los anclajes es la de filete, en la cual el área efectiva debe ser la longitud efectiva, multiplicada por la garganta efectiva. La garganta efectiva de una soldadura de filete debe ser la menor distancia de la raíz a la cara de la soldadura.

El tamaño mínimo de soldadura de filete no debe ser menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas. La tabla J2.4 del manual AISC(AISC, 2005) menciona los tamaños mínimos de soldadura de filete.

El tamaño máximo de soldadura de filete de una parte conectada debe ser:

- a) En espesores menores de  $\frac{1}{4}$ " de espesor, no debe ser mayor que el espesor del material.

- b) En espesores de  $\frac{1}{4}$ " y mayores, no mayor que el espesor del material, menos 1/16.

La resistencia de diseño,  $\Phi R_n$  y la resistencia permisible,  $R_n/\Omega$ , de soldaduras debe ser el menor valor de la resistencia del material base y el metal soldado de acuerdo con los estados límites de ruptura por tensión, ruptura por corte o cadencia, de acuerdo con lo siguiente:

Para el metal base:

$$R_n = F_{BM} A_{BM} \quad (6-20)$$

Para el metal soldado:

$$R_n = F_w A_w \quad (6-21)$$

Donde:

$F_{BM}$  = resistencia nominal del metal base por unidad de área, ksi, (MPa)

$F_w$  = resistencia nominal del metal soldado por unidad de área, ksi (MPa)

$A_{BM}$  = área de la sección transversal del metal base, in<sup>2</sup>. (mm<sup>2</sup>)

$A_w$  = área efectiva de soldadura, in<sup>2</sup>. (mm<sup>2</sup>)

Los valores de  $\Phi$ ,  $\Omega$ ,  $F_{BM}$ , y  $F_w$  y sus limitaciones están dados en la tabla J2.5 de las especificaciones de AISC (AISC, 2005)

En el apartado 6.2.6 se verá el cálculo de una fachada con arañas con el procedimiento detallado del diseño de los anclajes.

### 6.1.4 Ejemplo de diseño para carga de viento

En este apartado se determina la carga de viento por niveles para el proyecto en estudio dependiendo de las características de éste.

(Según Manual de Diseño en Obras Civiles de CFE)

Proyecto.- Torre Motomex

Localización.- Monterrey

1.- Clasificación de las estructuras según su importancia.

Grupo:     **B**    

2.- Clasificación de las estructuras según su respuesta ante la acción del viento.

Tipo:     **1**    

3.- Categoría del terreno según su rugosidad.

Categoría:     **3**    

4.- Clase de la estructura según su tamaño.

Clase:     **A**    

5.- Factor de tamaño. (Depende de la clase de la estructura)

Fc =     **1**    

6.- Valores de alfa y gama

alfa =     **0.156**    

gama =     **390**    

7.- Factor de rugosidad y altura

z = 65.25 MTS.

Frz =  $1.56 * (Z/gama)^{Ealfa}$

Frz =     **1.180**    

8.- Factor de Topografía

Ft =     **1**    

9.- Factor de exposición

Falfa = Fc \* Frz

Falfa =     **1.180**    

10.- Velocidad Regional

Tr = 50 AÑOS

Vr =     **143**     km/hr (MONTERREY)

11.- Velocidad de Diseño

$$Vd = Ft * Falfa * Vr$$

$$Vd = \underline{\mathbf{168.783}} \text{ km/hr}$$

12.- Presión barométrica "omega" y Temperatura ambiental "sigma"

$$\text{omega} = \underline{\mathbf{717}} \text{ mm de Hg}$$

$$\text{sigma} = \underline{\mathbf{22.1}} \text{ }^\circ\text{C}$$

13.- Factor de corrección por temperatura y por altura con respecto al nivel del mar.

$$G = (0.392 * \text{omega}) / (273 + \text{sigma})$$

$$G = \underline{\mathbf{0.952}}$$

14.- Presión dinámica de base

$$qz = 0.0048 * G * Vd^2$$

$$qz = \underline{\mathbf{130.237}} \text{ kg/m}^2$$

Diseño por viento a distintas alturas

NIVEL	ALTURA (M)	Frz	Falza	Vr (KM/HR)	Ft	Vd (KM/HR)	G	Qz (KG/M2)	BARLOVENTO			MURO LATERAL				
									CPE	KA	KL	CPE	KA	KL	KL	KL
PB	6	0.813	0.813	143	1	116.32	0.952	61.85	0.8	1	1.25	-0.65	1	1.5	2	3
LOBBY	7.88	0.849	0.849	143	1	121.37	0.952	67.34	0.8	1	1.25	-0.65	1	1.5	2	3
MEZZ	10.5	0.888	0.888	143	1	126.93	0.952	73.65	0.8	1	1.25	-0.65	1	1.5	2	3
N2	15	0.938	0.938	143	1	134.19	0.952	82.32	0.8	1	1.25	-0.65	1	1.5	2	3
N3	19.5	0.978	0.978	143	1	139.80	0.952	89.35	0.8	1	1.25	-0.65	1	1.5	2	3
N4	24	1.010	1.010	143	1	144.40	0.952	95.33	0.8	1	1.25	-0.65	1	1.5	2	3
N5	28.5	1.037	1.037	143	1	148.32	0.952	100.58	0.8	1	1.25	-0.65	1	1.5	2	3
N6	33	1.061	1.061	143	1	151.75	0.952	105.28	0.8	1	1.25	-0.65	1	1.5	2	3
N7	37.5	1.083	1.083	143	1	154.81	0.952	109.57	0.8	1	1.25	-0.65	1	1.5	2	3
N8	42	1.102	1.102	143	1	157.57	0.952	113.51	0.8	1	1.25	-0.65	1	1.5	2	3
N9	46.5	1.120	1.120	143	1	160.09	0.952	117.17	0.8	1	1.25	-0.65	1	1.5	2	3
N10	51	1.136	1.136	143	1	162.42	0.952	120.60	0.8	1	1.25	-0.65	1	1.5	2	3
N11	55.5	1.151	1.151	143	1	164.58	0.952	123.82	0.8	1	1.25	-0.65	1	1.5	2	3
N12PH	60.9	1.168	1.168	143	1	166.98	0.952	127.46	0.8	1	1.25	-0.65	1	1.5	2	3
AZOTEA	65.25	1.180	1.180	143	1	168.78	0.952	130.24	0.8	1	1.25	-0.65	1	1.5	2	3

NIVEL	ALTURA (M)	PRESION EXTERIOR				Cpi		P. INTERIOR		PRESION TOTAL(KG/M2)			
		BARLO	ML KL=1.5	ML KL=2	ML KL=3	BAR	ML	BAR	ML	BAR	ML1.5	ML2	ML3
PB	6	61.85	-60.31	-80.41	-120.62	-0.3	0.2	-18.56	12.37	80.41	-72.68	-92.78	-132.99
LOBBY	7.88	67.34	-65.66	-87.55	-131.32	-0.3	0.2	-20.20	13.47	87.55	-79.13	-101.02	-144.79
MEZZ	10.5	73.65	-71.81	-95.75	-143.63	-0.3	0.2	-22.10	14.73	95.75	-86.54	-110.48	-158.36
N2	15	82.32	-80.27	-107.02	-160.53	-0.3	0.2	-24.70	16.46	107.02	-96.73	-123.49	-177.00
N3	19.5	89.35	-87.11	-116.15	-174.23	-0.3	0.2	-26.80	17.87	116.15	-104.98	-134.02	-192.09
N4	24	95.33	-92.94	-123.92	-185.89	-0.3	0.2	-28.60	19.07	123.92	-112.01	-142.99	-204.95
N5	28.5	100.58	-98.06	-130.75	-196.12	-0.3	0.2	-30.17	20.12	130.75	-118.18	-150.87	-216.24
N6	33	105.28	-102.65	-136.87	-205.30	-0.3	0.2	-31.59	21.06	136.87	-123.71	-157.93	-226.36
N7	37.5	109.57	-106.83	-142.44	-213.66	-0.3	0.2	-32.87	21.91	142.44	-128.74	-164.35	-235.57
N8	42	113.51	-110.67	-147.57	-221.35	-0.3	0.2	-34.05	22.70	147.57	-133.38	-170.27	-244.05
N9	46.5	117.17	-114.24	-152.33	-228.49	-0.3	0.2	-35.15	23.43	152.33	-137.68	-175.76	-251.92
N10	51	120.60	-117.59	-156.78	-235.17	-0.3	0.2	-36.18	24.12	156.78	-141.71	-180.90	-259.29
N11	55.5	123.82	-120.73	-160.97	-241.46	-0.3	0.2	-37.15	24.76	160.97	-145.49	-185.74	-266.22
N12PH	60.9	127.46	-124.28	-165.70	-248.55	-0.3	0.2	-38.24	25.49	165.70	-149.77	-191.20	-274.05
AZOTEA	65.25	130.24	-126.98	-169.31	-253.96	-0.3	0.2	-39.07	26.05	169.31	-153.03	-195.36	-280.01

Presiones Exteriores, Interiores y Totales con factor de Direccionalidad incluído

NIVEL	ALTURA (MTS)	PRESION EXTERIOR*0.85				Cpi		P. INTERIOR*0.85		PRESION TOTAL*0.85 (kg/m2)			
		BARLO	ML KL=1.5	ML KL=2	ML KL=3	BAR	ML	BAR	ML	BAR	ML1.5	ML2	ML3
PB	6	52.58	-51.26	-68.35	-102.52	-0.3	0.2	-15.77	10.52	68.35	-61.78	-78.86	-113.04
LOBBY	7.88	57.24	-55.81	-74.42	-111.62	-0.3	0.2	-17.17	11.45	74.42	-67.26	-85.86	-123.07
MEZZ	10.5	62.61	-61.04	-81.39	-122.08	-0.3	0.2	-18.78	12.52	81.39	-73.56	-93.91	-134.60
N2	15	69.98	-68.23	-90.97	-136.45	-0.3	0.2	-20.99	14.00	90.97	-82.22	-104.96	-150.45
N3	19.5	75.94	-74.05	-98.73	-148.09	-0.3	0.2	-22.78	15.19	98.73	-89.23	-113.92	-163.28
N4	24	81.03	-79.00	-105.34	-158.00	-0.3	0.2	-24.31	16.21	105.34	-95.21	-121.54	-174.21
N5	28.5	85.49	-83.35	-111.14	-166.71	-0.3	0.2	-25.65	17.10	111.14	-100.45	-128.24	-183.80
N6	33	89.49	-87.25	-116.34	-174.51	-0.3	0.2	-26.85	17.90	116.34	-105.15	-134.24	-192.41
N7	37.5	93.13	-90.80	-121.07	-181.61	-0.3	0.2	-27.94	18.63	121.07	-109.43	-139.70	-200.24
N8	42	96.48	-94.07	-125.43	-188.15	-0.3	0.2	-28.95	19.30	125.43	-113.37	-144.73	-207.44
N9	46.5	99.60	-97.11	-129.48	-194.22	-0.3	0.2	-29.88	19.92	129.48	-117.03	-149.40	-214.14
N10	51	102.51	-99.95	-133.26	-199.89	-0.3	0.2	-30.75	20.50	133.26	-120.45	-153.77	-220.40
N11	55.5	105.25	-102.62	-136.83	-205.24	-0.3	0.2	-31.58	21.05	136.83	-123.67	-157.88	-226.29
N12PH	60.9	108.34	-105.64	-140.85	-211.27	-0.3	0.2	-32.50	21.67	140.85	-127.30	-162.52	-232.94
AZOTEA	65.25	110.70	-107.93	-143.91	-215.87	-0.3	0.2	-33.21	22.14	143.91	-130.07	-166.05	-238.01

## 6.1.5 Ejemplo de diseño elemento vertical, de piso a techo

### 6.1.5.1 Elemento con apoyos simples

Ubicación: Elevación Lateral Norte

Cancel: V-01 (Piso a techo)

Datos de la fachada:

Altura máxima = 55.5 m  
 Ancho = 147 cm  
 Altura superior = 68 cm  
 Altura intermedia = 225 cm  
 Altura Inferior = 70 cm  
 Altura total = 363 cm  
 Def. Perm. = 2.07 cm  
 Area total = 45599 cm<sup>2</sup>  
 4.560 m<sup>2</sup>

Esf. Flexión = 888 kg/cm<sup>2</sup>

Revisión de Vertical, Presión Muro Lateral 2

NIVEL	PRESION DE VIENTO (KG/M2)	CARGA TOTAL (KG/ML)	INERCIA REQ (CM4)	PERFIL PROPUESTO	INERCIA ACT (CM4)	MOMENTO MÁXIMO (KG.CM)	MÓDULO DE SECCIÓN REQ (CM3)	MÓDULO DE SECCIÓN ACT (CM3)
2	104.96	131.852	204.42	14739	362.95	21717.46	24.46	45.41
3	113.92	143.099	221.86	14739	362.95	23569.98	26.54	45.41
4	121.54	152.676	236.71	14739	362.95	25147.48	28.32	45.41
5	128.24	161.086	249.75	14739	362.95	26532.62	29.88	45.41
6	134.24	168.625	261.43	14739	362.95	27774.41	31.28	45.41
7	139.70	175.486	272.07	14739	362.95	28904.55	32.55	45.41
8	144.73	181.802	281.86	14739	362.95	29944.86	33.72	45.41
9	149.40	187.668	290.96	14739	362.95	30911.05	34.81	45.41
10	153.77	193.156	299.47	14739	362.95	31814.89	35.83	45.41
11	157.88	198.319	307.47	14739	362.95	32665.40	36.79	45.41

Propuesta de ancla Hilti (corte) para un  $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

NIVEL	PRESION DE VIENTO (KG/M2)	CARGA TOTAL (KG/ML)	REACCIÓN (KG)	REACCIÓN (LBS)	ANCLA PROPUESTA DIÁMETRO X PROF. DE COLOCACIÓN	CARGA PERMISIBL E CORTE (LBS)	LONGITUD DE ANCLAJE
2	107.02	134.437	244.00	537.45	3/8" X 1 5/8"	1040.00	2 1/4"
3	116.15	145.905	264.82	583.30	3/8" X 1 5/8"	1040.00	2 1/4"
4	123.92	155.670	282.54	622.34	3/8" X 1 5/8"	1040.00	2 1/4"
5	130.75	164.244	298.10	656.61	3/8" X 1 5/8"	1040.00	2 1/4"
6	136.87	171.931	312.06	687.35	3/8" X 1 5/8"	1040.00	2 1/4"
7	142.44	178.927	324.75	715.31	3/8" X 1 5/8"	1040.00	2 1/4"
8	147.57	185.367	336.44	741.06	3/8" X 1 5/8"	1040.00	2 1/4"
9	152.33	191.348	347.30	764.97	3/8" X 1 5/8"	1040.00	2 1/4"
10	156.78	196.943	357.45	787.34	3/8" X 1 5/8"	1040.00	2 1/4"
11	160.97	202.208	367.01	808.39	3/8" X 1 5/8"	1040.00	2 1/4"

Notas:

Ver V-01 en Figura 1, 2, 5a y 5b

Ver Figura 27

### 6.1.5.2 Elemento empotrado en ambos extremos

Ubicación: Elevación Lateral Norte      Cancel: V-01 (Piso a techo)

Datos de la fachada:

Altura máxima =	55.5 m
Ancho =	147 cm
Altura superior =	68 cm
Altura intermedia =	225 cm
Altura Inferior =	70 cm
Altura total =	363 cm
Def. Perm. =	2.07 cm
Area total =	45599 cm <sup>2</sup>
	4.560 m <sup>2</sup>
Esf. Flexión =	888 kg/cm <sup>2</sup>

#### Revisión de Vertical, Presión Muro Lateral 2

NIVEL	PRESION DE VIENTO (KG/M2)	CARGA TOTAL (KG/ML)	INERCIA REQ (CM4)	PERFIL PROPUESTO	INERCIA ACT (CM4)	MOMENTO MÁXIMO (KG.CM)	MÓDULO DE SECCIÓN REQ (CM3)
2	104.96	131.852	40.88	BOLSA 4"	69.9	14478.30	16.30
3	113.92	143.099	44.37	BOLSA 4"	69.9	15713.32	17.70
4	121.54	152.676	47.34	BOLSA 4"	69.9	16764.98	18.88
5	128.24	161.086	49.95	BOLSA 4"	69.9	17688.41	19.92
6	134.24	168.625	52.29	BOLSA 4"	69.9	18516.27	20.85
7	139.70	175.486	54.41	BOLSA 4"	69.9	19269.70	21.70
8	144.73	181.802	56.37	BOLSA 4"	69.9	19963.24	22.48
9	149.40	187.668	58.19	BOLSA 4"	69.9	20607.37	23.21
10	153.77	193.156	59.89	BOLSA 4"	69.9	21209.93	23.89
11	157.88	198.319	61.49	BOLSA 4"	69.9	21776.93	24.52

$$\begin{aligned}
 M \text{ max} &= 217.77 && \text{kg.m} \\
 \text{Par} &= 1451.80 && \text{kg} \quad \text{suponiendo distancia entre pijas de 15 cm} \\
 \frac{wl}{2} &= 359.95 && \text{kg}
 \end{aligned}$$

Nota:

Como se puede observar la Inercia requerida es cinco veces menor que el cálculo anterior, ya que se propuso doblemente empotrado, ahora lo que se tiene que revisar es como lograr ese empotramiento en los extremos.

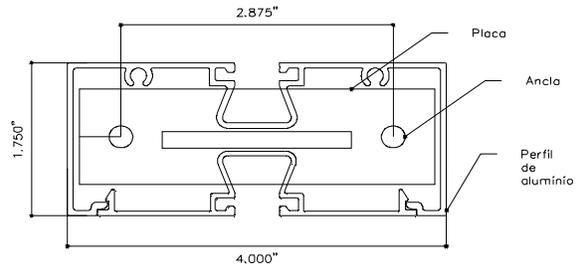
## Propuesta de anclas

### Datos:

Dist. entre anclas = 2.875 in

Par = 2982.12 kg

$f'c$  = 200 kg/cm<sup>2</sup>



### Hilti (Kwik Bolt)

Cargareq. tracción = 2982.1 kg  
6568.5 lbs

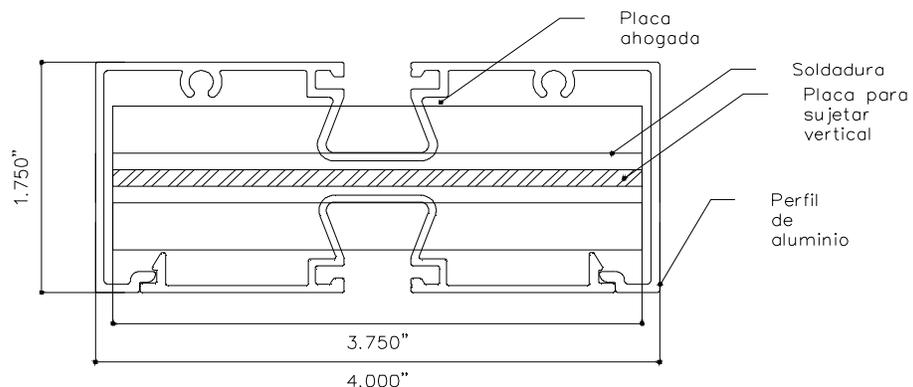
Diámetro requerido = 1.00 in

Prof. de colocación = 9 in

Carga que soporta = 7670 lbs

El fabricante de anclas de la marca Hilti maneja unas tablas donde se incluye la influencia de la distancia entre anclajes, donde dependiendo de la distancia que haya, le corresponde un factor de reducción. Para anclas de 1" a la separación de 2.875", que es lo que se tiene en un recuadro de color gris, lo cual significa que ya no se recomienda. Y para poderla utilizar se tendría que tener una separación de 7", lo cual es imposible, ya que sólo el perfil tiene 4" de peralte. (ver anexo E9)

Con lo anterior, se puede concluir que con la condición que se tiene de separación entre las anclas, es imposible soportar la carga debida al empotramiento, con anclas; pero existe la posibilidad de dejar ahogadas las placas y soldar a ellas otra placa perpendicular. Ahora lo que se tendría que revisar es la soldadura que une ambas placas y las pijas que unirán la placa perpendicular con la ahogada y el perfil de aluminio.



## SOLDADURA

Datos:

$$M_{\max} = 21776.93 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Longitud de soldadura} = 3.75 \text{ in}$$

$$9.525 \text{ cm}$$

$$H_s = 9.525 \text{ cm}$$

$$c = \frac{H_s}{2} = 4.7625 \text{ cm}$$

Area de soldadura

$$A = 2x1xH_s = 19.05 \text{ cm} \quad (\text{espesor unitario})$$

Inercia

$$I = 2x \frac{1}{12} x1xH_s^3 = 144.03 \text{ cm}^3$$

$$f_t = \frac{Mc}{I} = 720.09 \text{ kg/cm} \quad f_v = \frac{P}{A} = 18.89 \text{ kg/cm}$$

$$f_r = f_t + f_v = 738.99 \text{ kg/cm}$$

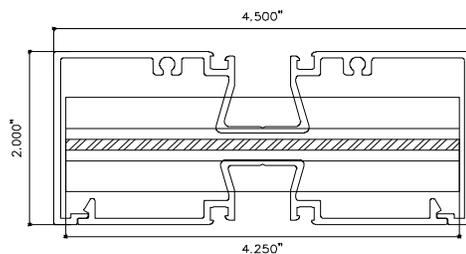
$$\text{Resistencia de diseño} = \frac{R_n}{\Omega} = 0.5x0.6x70 = 21 \text{ ksi} = 1477 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = 1477 \text{ x} 0.707 \text{ xt} \quad t = \frac{\frac{R}{\Omega}}{1477 \text{ x} 0.707} = 0.71 \text{ cm}$$

$$\text{Por lo tanto usar:} \quad 7.08 \text{ mm} \quad 7 \text{ mm}$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = 1477 \text{ x} 0.707 \text{ xt} = 731 \text{ kg/cm} \quad 1 \text{ cm}$$

Con una soldadura de 7mm se puede resistir el momento requerido, pero se tendría que aumentar el espesor de la placa, como mínimo 5/16" y este espesor es mayor que lo que se puede colocar dentro de la bolsa de 4". Se va realizar esta opción, pero con la bolsa de la serie 140, la cual tiene una dimensión de 4.5", para revisar si esta dimensión es suficiente para que una soldadura de 3 mm soporte el momento.



## Soldadura

Datos:

$$M_{\max} = 21776.93 \text{ kg-cm}$$

$$\text{Longitud de soldadura} = 4.25 \text{ in}$$

$$10.795 \text{ cm}$$

$$H_s = 10.795 \text{ cm}$$

$$c = 5.3975 \text{ cm}$$

Área de soldadura

$$A = 2 \times l \times H_s = 21.59 \text{ cm} \quad (\text{espesor unitario})$$

Inercia

$$I = 2 \times \frac{1}{12} \times l \times H_s^3 = 209.66 \text{ cm}^3$$

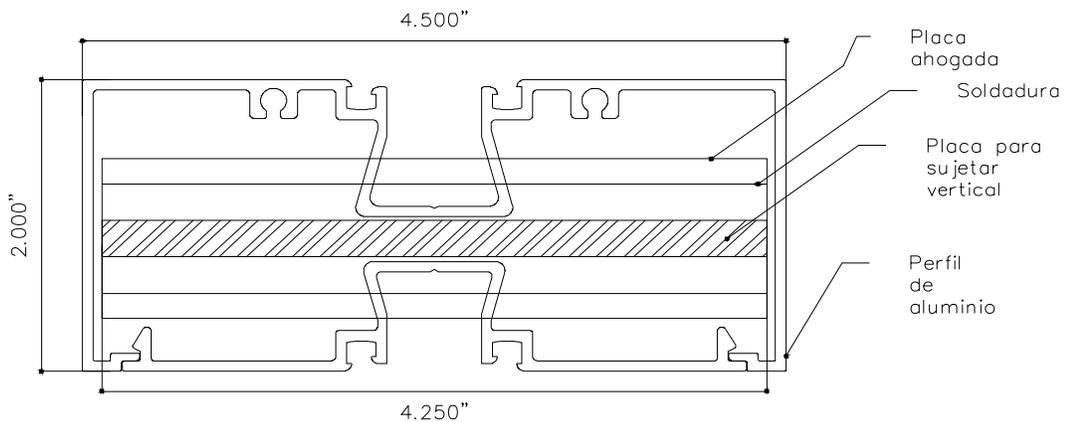
$$f_t = \frac{Mc}{I} = 560.63 \text{ kg/cm} \quad f_v = \frac{P}{A} = 16.67 \text{ kg/cm}$$

$$f_r = f_t + f_v = 577.30 \text{ kg/cm}$$

$$t = \frac{\frac{R}{\Omega}}{1477 \times 0.707} = \begin{matrix} 0.55 \text{ cm} \\ 5.53 \text{ mm} \end{matrix} \quad \text{Por lo tanto usar:} \quad \begin{matrix} 6.35 \text{ mm} \\ 0.635 \text{ cm} \end{matrix}$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = 1477 \times 0.707 \times t = 663.09 \text{ kg/cm}$$

El espesor de la placa tiene que ser mínimo 1/4" de espesor, ver siguiente diagrama.



Cabe mencionar que se tendría que rasurar al perfil 1/4" en la cavidad de la bolsa y tapabolsa en la parte inferior y superior del vertical para así alojar sin problemas a la soldadura.

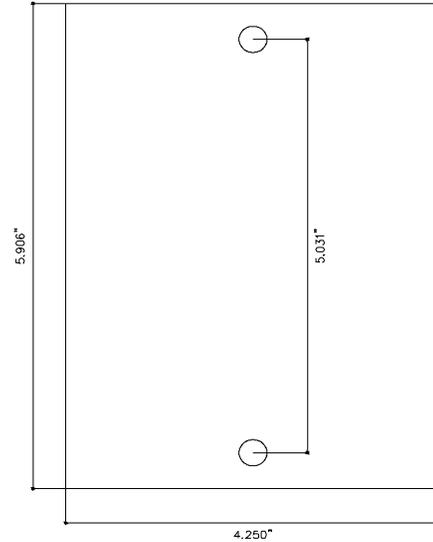
Para completar con la condición de empotramiento de esta propuesta de anclaje se tiene que proponer un conjunto de pijas que soporten el momento, de ellas dependerá la altura de la placa. Es importante hacer notar que como las pijas van a atravesar la placa y el espesor de la cavidad del perfil, entonces estas estarán trabajando a corte.

Se hará una serie de iteraciones para ver cual es la altura adecuada de la placa.

Hplaca : 15 cm

Opción 1

Diámetro de tornillos = 0.25 in  
 Número de tornillos = 2  
 Distancia entre tornillos : 5.03 in  
 12.78 cm  
 Mmax = 21777 kg-cm  
 Par = 1704 kg  
 Tornillo A-307  
 Resistencia a corte = 24 ksi  
 $Rn/\Omega = Rn/2 = 12$  ksi  
 844.44 kg/cm<sup>2</sup>  
 Área requerida = 2.02 cm<sup>2</sup>  
 Diámetro de tornillos = 1.60 cm  
 0.631 in



Usando 15 cm de separación entre tornillos se tendría que usar tornillos de 3/4".

Crece altura de placa para colocar más tornillos en cada par de fuerza que necesitamos para soportar el momento.

Opción 1

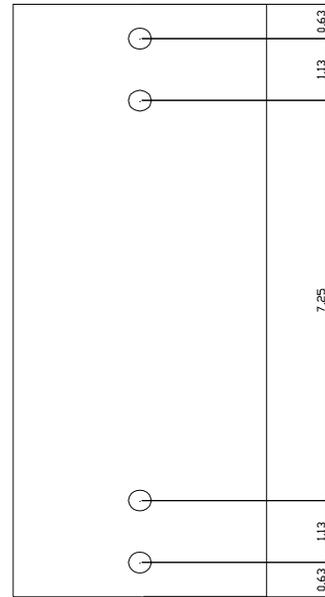
Diámetro de tornillos = 0.25 in  
 0.635 cm  
 Área de tornillo = 0.317 cm<sup>2</sup>  
 Número de tornillos =  
 Distancia entre tornillos : 8.00 in  
 20.32 cm  
 Mmax = 21777 kg-cm  
 Par = 1072 kg  
 $\Omega = 2$

Tornillo A-307

Resistencia 24 ksi  
 $Rn/\Omega = 12$  ksi  
 844.44 kg/cm<sup>2</sup>  
 Área req. = 1.27 cm<sup>2</sup>  
 Número de torn req. = 4.01

## Opción 2

Diámetro de tornillos = 0.375 in  
0.9525 cm  
Área de tornillo = 0.713 cm<sup>2</sup>  
Número de tornillos =  
Distancia entre tornillos : 8.38 in  
21.29 cm  
Mmax = 21777 kg-cm  
Par = 1023 kg  
Tornillo A-307  
Resistencia a corte = 24 ksi  
Rn/Ω = Rn/2 = 12 ksi  
844.44 kg/cm<sup>2</sup>  
Área requerida = 1.21 cm<sup>2</sup>  
Número de tornillos req : 1.70

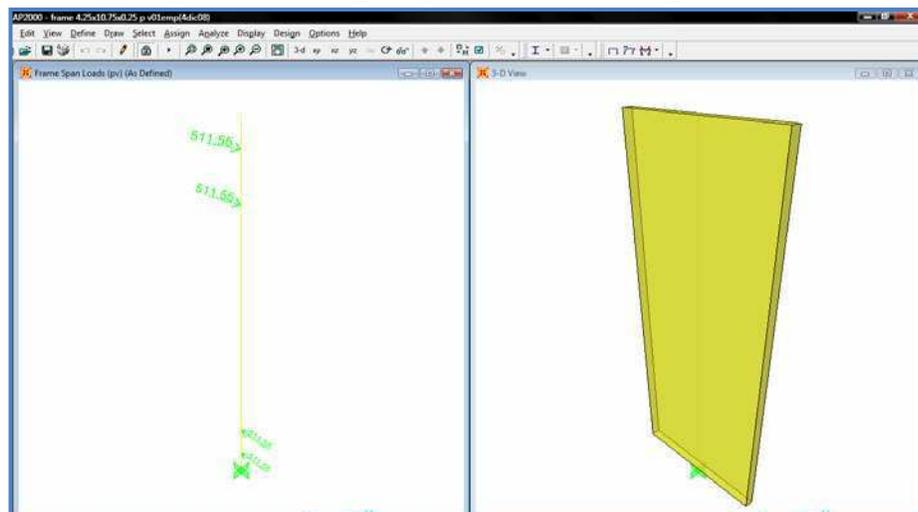


Para saber la altura mínima de la placa se necesitan ciertos datos con los cuales se tiene que cumplir: de las especificaciones del AISC se tiene que la separación mínima entre sujetadores es tres veces el diámetro, la distancia mínima al borde para tornillos de 3/8" es de 0.625", por lo que con estos valores y la distancia entre tornillos se tiene que la dimensión mínima de placa es de 10.75".

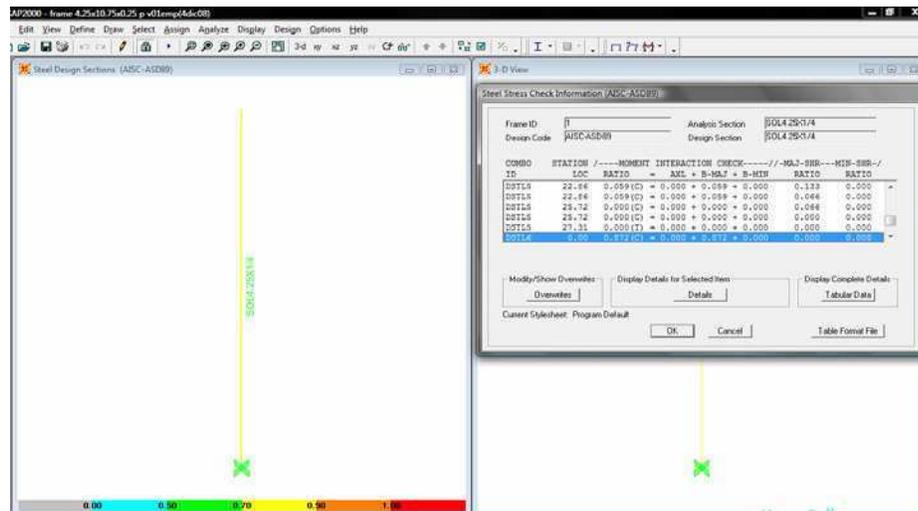
Ahora se va a modelar la placa para revisar si los esfuerzos actuantes están dentro de lo permitido.

Placa de 4.25 x 0.25 x 10.75", empotrada en el extremo inferior y libre en el otro.

Cargas: Par de fuerzas con una magnitud de 1023.1 kg y como se tienen dos tornillos en cada punto las cargas quedarían de la siguiente manera:

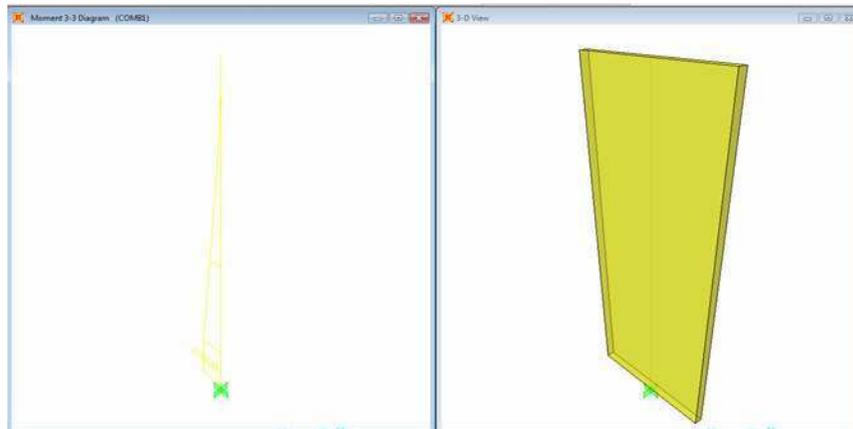


Al modelar la pieza se encontraron los siguientes resultados:



Como se puede observar, el ratio con valor de 0.872, que es la relación entre el esfuerzo actuante y el permisible, es menor que uno, por lo que se considera aceptable. La deflexión que presenta el elemento es 0.0465 cm.

El momento máximo tiene un valor de 21, 764 kg.cm



Ahora se revisará el elemento con las especificaciones de la AISC, capítulo F.

## Revisión del elemento con las especificaciones de la AISC, capítulo F.

La sección F.11 (AISC, 2005) aplica para barras rectangulares con flexión alrededor de cualquier eje geométrico y redondos.

La resistencia nominal a la flexión,  $M_n$ , debe ser el menor valor obtenido de acuerdo a los estados límite de cedencia (momento plástico) y pandeo lateral torsional según sea el caso.

### 1. Cedencia

Resolviendo ambos términos de la ecuación  $\frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{0.08E}{F_y}$  se tiene:

$$\frac{0.08E}{F_y} = \frac{0.08 \times 2039000}{2530} = 64.47$$

$$\frac{L_b d}{t^2} = \frac{27.305 \times 10.795}{0.635^2} = 731$$

Y como la ecuación no se cumple entonces el estado de cedencia no aplica

### 2. Pandeo lateral torsional

Resolviendo el tercer término de la ecuación  $\frac{0.08E}{F_y} < \frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{1.9E}{F_y}$  se tiene:

$$\frac{1.9E}{F_y} = 1531$$

Y como se cumple la ecuación, entonces se resuelve la siguiente ecuación:

$$M_n = C_b \left[ 1.52 - 0.274 \left( \frac{L_b d}{t^2} \right) \frac{F_y}{E} \right] M_y \leq M_p$$

$C_b$  se puede tomar como uno, para todos los casos de manera conservadora.

Para cantilvers donde el extremo libre no está arriostrado,  $C_b = 1$ .

$$M_y = \frac{F_y b d^2}{6} = 31,202 \text{ kg.cm}$$

$$M_p = \frac{F_y b d^2}{4} = 46,804 \text{ kg.cm}$$

$$M_n = 1 \left[ 1.52 - 0.274(731) \frac{2530}{2039000} \right] 31,202 \leq M_p$$

$$M_n = 39,673 < 46,804 ; \text{ ok}$$

$$\text{La resistencia permisible a la flexión} = \frac{M_n}{\Omega_b}$$

$$\text{Donde: } \Omega_b = 1.67$$

$$\text{Resistencia permisible a la flexión} = \frac{39,673}{1.67} = 23,756 \text{ kg.cm}$$

Se puede notar que el momento actuante es menor a la resistencia permisible, si se representa como porcentaje para obtener un ratio y compararlo con el del programa se tendría lo siguiente:  $21,764/23,756 = 0.91$ , donde se puede observar que ambos resultados, con el programa y siguiendo las especificaciones del AISC, son muy parecidos, pues en el SAP el ratio tuvo un valor de 0.872.

## 6.1.6 Ejemplos de diseño de elemento vertical en fachada integral

### Ejemplo 1

Ubicación: elevación oriente

Cancel: FC-02

Datos de la fachada:

Altura máxima = 55.5 m

Ancho = 140.0 cm

Altura superior = 112.5 cm

Altura intermedia = 225.0 cm

Altura Inferior = 112.5 cm

Altura total = 450.0 cm

Def. Perm. = 2.57 cm

Area total = 63000 cm<sup>2</sup>

6.3 m<sup>2</sup>

Esf. Flexión = 888 kg/cm<sup>2</sup>

Revisión de vertical, Presión Barlovento

NIVEL	PRESION DE VIENTO (KG/M2)	CARGA TOTAL (KG/ML)	INERCIA REQ (CM4)	PERFIL PROPUESTO	INERCIA ACT (CM4)	MOMENTO MÁXIMO (KG.CM)	MÓDULO DE SECCIÓN REQ (CM3)	MÓDULO DE SECCIÓN ACT (CM3)
2	90.97	127.355	376.16	14739+SOLERA 1/8*2 ALUMINIO	421.69	32236.8	36.30	52.30
3	98.73	138.219	408.25	14739+SOLERA 1/8*2 ALUMINIO	421.69	34986.7	39.40	52.30
4	105.34	147.470	435.57	14739+SOLERA 1/4*2 ALUMINIO	463.08	37328.2	42.04	53.70
5	111.14	155.592	459.57	14739+SOLERA 1/4*2 ALUMINIO	463.08	39384.3	44.35	53.70
6	116.34	162.874	481.07	14739+ SOLERA 1/8*2 ACERO	505.77	41227.6	46.43	55.35
7	121.07	169.502	500.65	14739+ SOLERA 1/8*2 ACERO	505.77	42905.2	48.32	55.35
8	125.43	175.602	518.67	14739+ SOLERA 3/16*2 ACERO	545.98	44449.4	50.06	56.4
9	129.48	181.268	535.40	14739+ SOLERA 3/16*2 ACERO	545.98	45883.6	51.67	56.4
10	133.26	186.569	551.06	14739+ SOLERA 1/4*2 ACERO	574.75	47225.2	53.18	56.99
11	136.83	191.556	565.79	14739+ SOLERA 1/4*2 ACERO	574.75	48487.6	54.60	56.99

Mmax = 48487.649 kg.cm

Notas:

Ver FC-02 (Zona Barlovento) en Figura 1 y 3

Ver Figura 8a, 8b y 8c

Ver Figura 27a, 27b, 27c, 27d, 27e

## Ejemplo 2

Ubicación: Elevación Oriente

Cancel: FC-02

Datos de la fachada:

Altura máxima = 55.5 m

Ancho = 140 cm

Altura superior = 113 cm

Altura intermedia = 225 cm

Altura Inferior = 113 cm

Altura total = 450 cm

Def. Perm. = 3 cm

Area total = 63000 cm<sup>2</sup>

6 m<sup>2</sup>

Esf. Flexión = 888 kg/cm<sup>2</sup>

### Revisión de Vertical, Presión Muro Lateral 2

NIVEL	PRESION DE VIENTO (KG/M2)	CARGA TOTAL (KG/ML)	INERCIA REQ (CM4)	PERFIL PROPUESTO	INERCIA ACT (CM4)	MOMENTO MÁXIMO	MÓDULO DE SECCIÓN REQ (CM3)	MÓDULO DE SECCIÓN ACT (CM3)
2	104.96	146.948	434.03	14739+ SOLERA 1/8*2 ACERO	505.77	37196.33	41.89	55.35
3	113.92	159.483	471.06	14739+ SOLERA 1/8*2 ACERO	505.77	40369.23	45.46	55.35
4	121.54	170.157	502.59	14739+ SOLERA 1/8*2 ACERO	505.77	43071.06	48.50	55.35
5	128.24	179.530	530.27	14739+ SOLERA 3/16*2 ACERO	545.98	45443.44	51.18	56.4
6	134.24	187.932	555.09	14739+ SOLERA 3/16*2 ACERO	545.98	47570.31	53.57	56.4
7	139.70	195.579	577.67	14739+PTR 3x2x0.135	621.17	49505.95	55.75	67.76
8	144.73	202.618	598.46	14739+PTR 3x2x0.135	621.17	51287.72	57.76	67.76
9	149.40	209.156	617.77	14739+PTR 3x2x0.135	621.17	52942.56	59.62	67.76
10	153.77	215.271	635.84	14739+PTR 3x2x0.18	678.74	54490.59	61.36	72.8
11	157.88	221.026	652.83	14739+PTR 3x2x0.18	678.74	55947.29	63.00	72.8

Mmax = 55947.3 KG.CM

Notas:

Ver FC-02 (Zona Muro Lateral 2) en Figura 1 y 3

Ver Figura 8a, 8b y 8c

Ver Figura 27c, 27d, 27g y 27h

### Ejemplo 3

Ubicación: Elevación Oriente

Cancel: FC-02 (Remate)

Datos de la fachada:

Altura máxima = 55.5 m  
Ancho = 130.0 cm  
Altura superior = 112.5 cm  
Altura intermedia = 225.0 cm  
Altura Inferior = 112.5 cm  
Altura total = 450.0 cm  
Def. Perm. = 2.57 cm  
Area total = 29250 cm<sup>2</sup>  
2.925 m<sup>2</sup>  
Esf. Flexión = 888 kg/cm<sup>2</sup>

#### Revisión de Vertical, Presión Muro Lateral 2

NIVEL	PRESION DE VIENTO (KG/M2)	CARGA TOTAL (KG/ML)	INERCIA REQ (CM4)	PERFIL PROPUESTO	INERCIA ACT (CM4)	MOMENTO MÁXIMO (KG.CM)	MÓDULO DE SECCIÓN REQ (CM3)	MÓDULO DE SECCIÓN ACT (CM3)
2	104.96	68.226	201.52	14739	362.95	17269.72	19.45	45.41
3	113.92	74.046	218.71	14739	362.95	18742.86	21.11	45.41
4	121.54	79.002	233.34	14739	362.95	19997.28	22.52	45.41
5	128.24	83.353	246.20	14739	362.95	21098.74	23.76	45.41
6	134.24	87.254	257.72	14739	362.95	22086.22	24.87	45.41
7	139.70	90.805	268.20	14739	362.95	22984.90	25.88	45.41
8	144.73	94.073	277.86	14739	362.95	23812.16	26.82	45.41
9	149.40	97.108	286.82	14739	362.95	24580.47	27.68	45.41
10	153.77	99.947	295.21	14739	362.95	25299.20	28.49	45.41
11	157.88	102.619	303.10	14739	362.95	25975.53	29.25	45.41

Mmax = 25975.53 KG.CM

Notas:

Ver FC-02 (Zona Muro Lateral 2 en Remate) en Figura 1 y 3

Ver Figura 8a, 8b y 8c

Ver Figura 27

## Ejemplo 4

Ubicación: Elevación Oriente

Cancel: FC-01

### Datos de la fachada

Altura máxima = 55.5 m  
 Ancho = 95.0 cm  
 Altura superior = 112.5 cm  
 Altura intermedia = 112.5 cm  
 Altura intermedia = 112.5 cm  
 Altura inferior = 112.5 cm  
 Altura total = 450.0 cm  
 Def. Perm. = 2.57 cm  
 Area total = 21375 cm<sup>2</sup>  
 2.138 m<sup>2</sup>  
 Esf. Flexión = 888 kg/cm<sup>2</sup>

### Revisión de Vertical, Presión Muro Lateral 3

NIVEL	PRESION DE VIENTO (KG/M2)	CARGA TOTAL (KG/ML)	INERCIA REQ (CM4)	PERFIL PROP	INERCIA ACT (CM4)	MOMENTO MÁXIMO (KG.CM)	MÓDULO DE SECCIÓN REQ (CM3)	MÓDULO DE SECCIÓN ACT (CM3)
2	150.45	71.462	211.08	61427	383.00	18088.93	20.37	35.47
3	163.28	77.558	229.08	61427	383.00	19631.94	22.11	35.47
4	174.21	82.749	244.41	61427	383.00	20945.87	23.59	35.47
5	183.80	87.307	257.87	61427	383.00	22099.58	24.89	35.47
6	192.41	91.393	269.94	61427	383.00	23133.89	26.05	35.47
7	200.24	95.112	280.93	61427	383.00	24075.21	27.11	35.47
8	207.44	98.535	291.04	61427	383.00	24941.71	28.09	35.47
9	214.14	101.714	300.43	61427	383.00	25746.47	28.99	35.47
10	220.40	104.689	309.21	61427	383.00	26499.29	29.84	35.47
11	226.29	107.487	317.48	61427	383.00	27207.70	30.64	35.47

Mmax = 27207.70 kg.cm

### Notas:

Ver FC-01(Muro Lateral 3) en Figura 1, 2 y 4.

Ver Figura 7a, 7b y 7c

Ver Figura 24

### 6.1.6.1 Ejemplos de diseño de anclaje

Ejemplo 1. Caso: anclaje en forma de doble "TT" en zona ML2

#### Cálculo de cargas verticales

ELEMENTO	PESO (kg/ml)
VERTICAL (14739)	3.302
HORIZONTAL 18677+14349+14350	2.844
TM-MVP-20,10,SOL 2x1/8", ESPARRAGO	4.5
PTR 3x2x0.18	8.32
CRISTAL DOBLE DE 6+6MM	30

Distancia entre losas = 4.5 m

Separación entre verticales = 1.4 m

ELEMENTO	PESO (kg)
VERTICAL (14739)	14.859
HORIZONTAL 18677+14349+14350	11.9448
TM-MVP-20,10,SOL 2x1/8", ESPARRAGO	12.6
PTR 3x2x0.18	37.44
Cristal doble 6+6	189
<b>CARGA VERTICAL</b>	<b>265.84</b>

#### Cálculo de cargas horizontales

Carga máxima (a =140) = 221.026 kg

Momento máximo = 55947.2 kg-cm

$2V = 2 \cdot (M_{max} \cdot 2) / (L/2) = 994.62 \text{ kg}$

wl = 994.62 kg

resultante = 1260.46 kg

carga en cada plano = 315.12 kg

(2 tornillos, cuatro planos)

#### Revisión de cortante en tornillo A-307

$f_v = 24 \text{ ksi}$

$\omega = 2$

$R_n / \Omega = 24 / 2 = 12 \text{ ksi}$

$R_n / \Omega = 844.44 \text{ kg/cm}^2$

Área requerida =  $\text{resul} / f_v(\text{inc}) = 0.373 \text{ cm}^2$

diámetro requerido = 0.689 cm

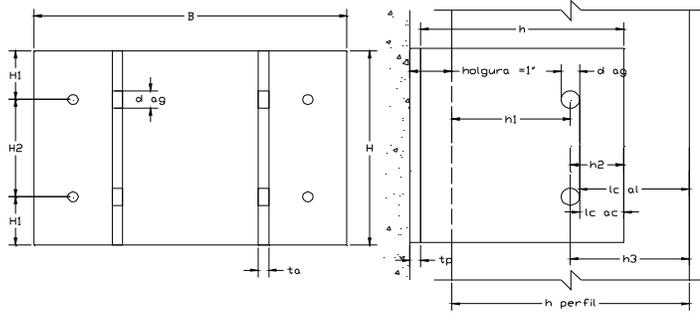
0.271 in

Por lo tanto tornillo de 3/8" de diámetro es aceptable.

diámetro = 0.375 in

área = 0.71 cm<sup>2</sup>

Dimensiones del elemento doble "TT"



(in)

B =	7.5
H =	5
h =	5
d ag =	0.4375
ta =	0.25
tp =	0.375
h1 =	3.6706
h2 =	0.7044
h perfil =	5.625
lc al =	1.73565
lc ac =	0.48565

Revisión de las anclas con expansor integrado, que van a la losa:

Pc =	265.84 kg
e =	11.86 cm
M = Pc*e	3153.79 kg.cm
H2 =Dist/anclas = 3.75"	9.525 cm
Par =	331.11 kg
Carga debida a M =	1458.62 lbs
Tracción =	2190.79 lbs
Tt =	3649.41 lbs

Hilti (Anclaje de Expansión Kwik Bolt III)

f'c =200 kg/cm<sup>2</sup>

Revisando los datos de resistencia (Tabla 6) se tiene que un ancla de:

Diámetro = 3/8"

Prof. Del empotr: 2 1/2"

Tensión última = 5830 lbs

Para conocer la longitud del ancla hay que tomar en cuenta lo siguiente: el espesor de la placa = 0.3125", más la altura de la tuerca = 0.375", más de 3 a 4 hilos = 0.2"; entonces, si se suma la profundidad del empotramiento, más los datos anteriores, la longitud menor requerida es = 3 1/2"

Finalmente, queda de la siguiente manera:

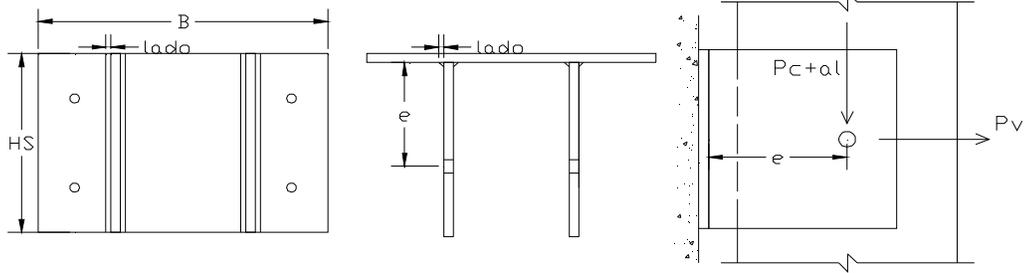
Diámetro = 3/8" Longitud de ancla = 3 1/2"

Según la tabla 4.3.2 (tabla 6.2) del manual técnico de Hilti se sabe que para un ancla de 3/8", la separación mínima entre las anclas debe ser de 5.625", para que el factor de ajuste de la carga sea 1. Para que la placa no tenga una altura mayor que 5", se verá cual es el factor de ajuste para la separación de las anclas que se propusieron.

Para una separación de 3.75", se tiene un factor de ajuste de 0.76. Si se considera que la profundidad de empotramiento es menor o igual que 2.5", entonces la tensión se disminuye a 4430.8 lbs, la cual es mayor que 3649.41 lbs; por lo que se considera aceptable.

Revisión por aplastamiento en el acero		Lc (in) =	0.48565
		t (in)=	0.25
$Rn/\Omega = 1.2LctFu \leq 2.4dtFu$		Fu (ksi)=	58
		d (in)=	0.375
1.2LctFu =	8.45 kips	$\Omega =$	2
2.4dtFu =	13.05 kips		
Rige el menor =	8.45 kips		
$Rn/\Omega =$	4.23 kips		
	1918.22 kg	(bien)	
Revisión por aplastamiento en aluminio		Lc (in) =	1.73565
		t (in)=	0.1
Presist corte = $Fv Ac$		Fu (ksi)=	27
$Ac = Lc*t =$	0.173565	d (in)=	0.50
Prc =	2.95 kips	Fv (ksi) =	17
	1339.57 kg	(bien)	
Tensión en la placa de acero			
1. Tensión por cedencia		$\Omega =$	1.67
$Rn = FyAg =$	45 kips	Fy (ksi) =	36
$Rn/\Omega =$	26.9 kips	Ag (in <sup>2</sup> ) =	1.25
	12234 kg	(bien)	
2. Tensión por ruptura		$\Omega =$	2
$Rn = FuAe =$	72.5 kips	Fu (ksi) =	58
$Rn/\Omega =$	36.3 kips	Ae (in <sup>2</sup> ) =	1.25
	16457.5 kg	(bien)	

La soldadura:



Datos:

$$\begin{aligned}
 L &= 450 \text{ cm} \\
 V = P_{\text{viento}} &= 994.6 \text{ kg} \\
 P_{c+al} &= 265.84 \text{ kg} \\
 e &= 4.67 \text{ in} \\
 e &= 11.86 \text{ cm} \\
 M_{c+al} &= 3153.79 \text{ kg.cm} \\
 H_s = H &= 12.7 \text{ cm} \\
 c = \frac{H_s}{2} &= 6.35 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Area de soldadura

$$A = 2 \times l \times H_s = 25.4 \text{ cm} \quad (\text{espesor unitario})$$

Inercia

$$I = 2 \times \frac{1}{12} \times l \times H_s^3 = 341.40 \text{ cm}^3 \quad (\text{espesor unitario})$$

$$f_t = \frac{M_c}{I} = 58.66 \text{ kg/cm} \quad f_v = \frac{P}{A} = 10.47 \text{ kg/cm}$$

$$f_r = f_t + f_v = 69.13 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Resistencia de diseño} = \frac{R_n}{\Omega} = 0.5 \times 0.6 \times 70 = 21 \text{ ksi} = 1477 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = 1477 \times 0.707 \times t \quad t = \frac{\frac{R}{\Omega}}{1477 \times 0.707} = \begin{matrix} 0.07 \text{ cm} \\ 0.66 \text{ mm} \end{matrix}$$

$$\text{Por lo tanto, usar:} \quad 3 \text{ mm} \quad 0.3 \text{ cm}$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = 1477 \times 0.707 \times t = 313.27 \text{ kg/cm}$$

El modelo de la placa, en SAP 2000

De acuerdo con las dimensiones que se propusieron para el ancla de remate del cancel FC01, se modeló en el programa con los puntos de anclaje y las cargas que le corresponden.

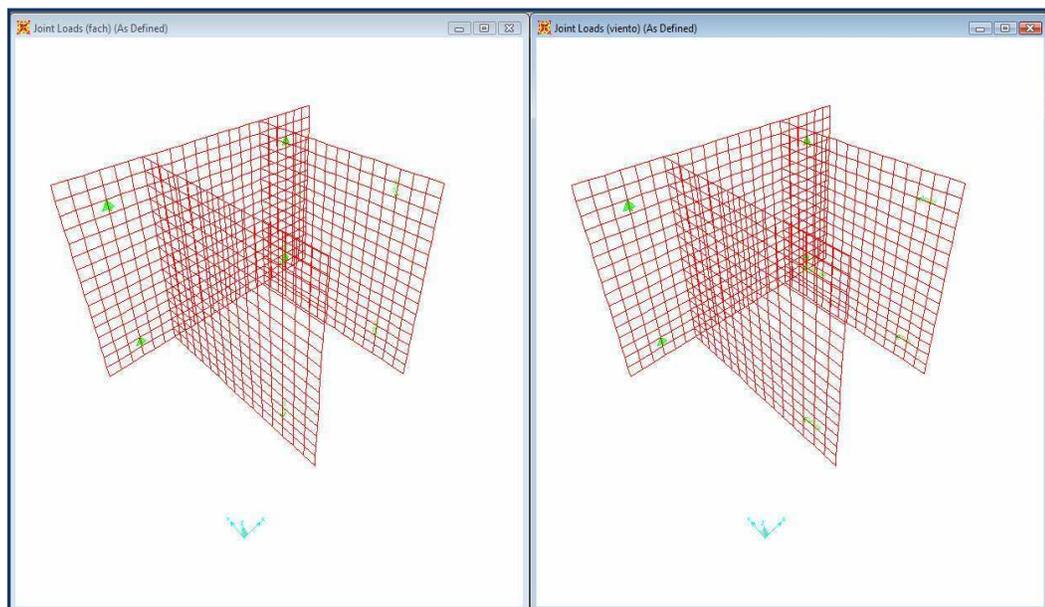
Cargas:

$P_f = 265.84 \text{ kg}$  (fachada)

$P_v = 994.62 \text{ kg}$  (viento)

Como se puede apreciar en el croquis de la página 87, las almas del elemento tienen dos agujeros en cada "alma" del elemento doble "T"; en estos puntos es donde se van a concentrar, tanto la carga del viento como la del peso de la fachada.

Las cargas se alinean como se muestra a continuación:

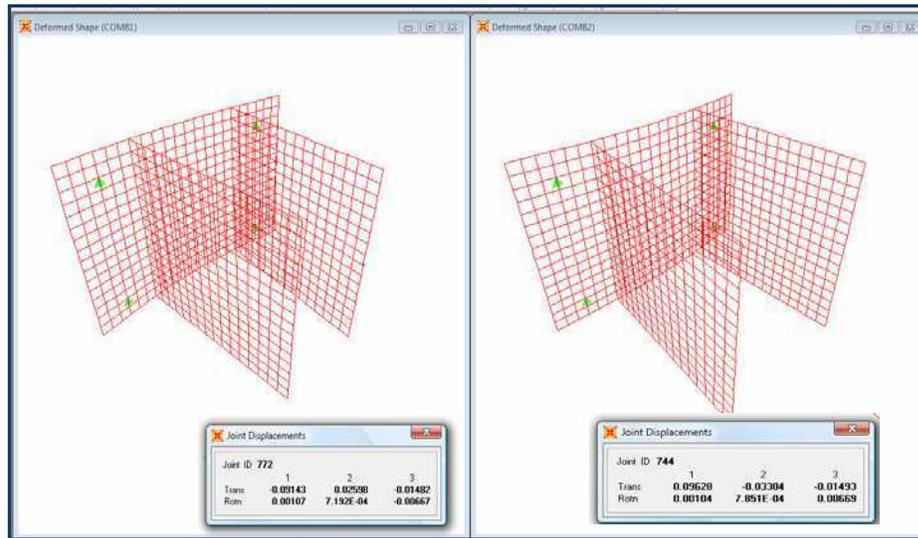


Se va a revisar el ancla para las siguientes combinaciones de carga:

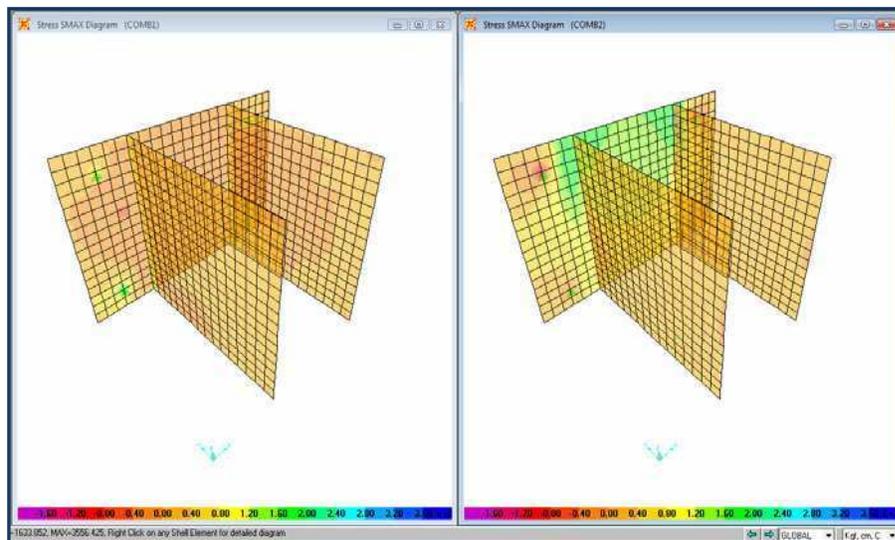
Combo 1: carga muerta + peso de la fachada + carga del viento (+)

Combo 2: carga muerta + peso de la fachada + carga del viento (-)

## Resultados Deflexiones



Como se puede observar las deflexiones son mínimas, pues el valor máximo que se presentó es de 0.096 cm. En cuanto a los esfuerzos máximos que se presentaron en la placa, éstos son los siguientes:



El esfuerzo máximo que se presentó para el combo 1 resultó ser 1973 kg/cm<sup>2</sup>, que es mayor que el esfuerzo de fluencia del acero A-36; por lo cual, se considera inaceptable. De hecho, el esfuerzo actuante debe ser igual o menor que  $0.6F_y = 1518 \text{ kg/cm}^2$ .

Para el combo 2 el esfuerzo máximo resultó ser 1693 kg/cm<sup>2</sup>, lo que es inaceptable.

Se volverá a revisar la placa, pero ahora con un espesor de 3/8" de la placa que va anclada a la losa, los esfuerzos que se obtuvieron son los siguientes:

Esfuerzo máximo, en el combo 1 = 1115 kg/cm<sup>2</sup>

Esfuerzo máximo, en el combo 2 = 1128 kg/cm<sup>2</sup>

Como se puede observar, los resultados son aceptables.

## Ejemplo 2

Caso: anclaje en forma de "L" (6x5.875x5x5/16") en la zona ML3

Cálculo de cargas verticales

ELEMENTO	PESO (kg/ml)
VERTICAL (61427)	3.965
HORIZONTAL 18677+14349+14350+TM-MVP-10-5472	4.841
Cristal doble 6+6	30

Distancia entre las losas = 4.5 m

Separacion entre los verticales = 0.95 m

ELEMENTO	PESO (kg)
VERTICAL (61427)	17.8425
HORIZONTAL 18677+14349+14350+TM-MVP-10-5472	9.1979
Cristal doble 6+6	64.125
<b>CARGA VERTICAL</b>	<b>91.17</b>

Cálculo de las cargas horizontales:

Carga máxima ( $a = 95$ ) = 107.487  
Momento máximo = 27207.6 kg-cm

$2V = 2 * (M_{max} * 2) / (L/2) = 483.69$  kg  
 $wl = 483.69$  kg

Resultante = 574.86 kg  
Carga en cada plano = 287.43 kg  
(1 tornillo, dos planos)

Revisión del cortante, en el tornillo A-307

$f_v = 24$  ksi

$\omega = 2$

$R_n / \Omega = 24 / 2 = 12$  ksi

$R_n / \Omega = 844.44$  kg/cm<sup>2</sup>

Área requerida =  $resul / f_v(inc) = 0.340$  cm<sup>2</sup>

Diámetro requerido = 0.658 cm

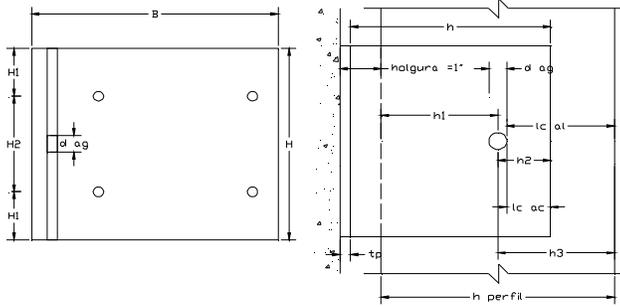
0.259 in

Por lo tanto, el tornillo de 3/8" de diámetro es aceptable.

diámetro = 0.375 in

área = 0.71 cm<sup>2</sup>

Dimensiones del elemento "L"



in

B = 6

H = 5

h = 5.563

d ag = 0.4375

ta = 0.3125

tp = 0.3125

h1 = 2.853

h2 = 1.928

h perfil = 5.625

lc al = 2.59375

lc ac = 1.70925

Revisión de las anclas con expansor integrado, que van a la losa.

Pc =	91.17 kg
e =	9.79 cm
M = Pc*e	892.20 kg.cm
H2 =Dist/anclas = 3.75"	9.525 cm
Par =	93.67 kg
Carga debida a M =	412.64 lbs
Tracción =	1065.40 lbs
Tt =	1478.04 lbs

Hilti (Anclaje de Expansión Kwik Bolt III) f'c =200

Al revisar la tabla de los datos de la resistencia se tiene que un ancla de:

Diámetro =	1/4"
Prof. Del empotramiento =	2 "
Tensión última =	2690 lbs

Para calcular la longitud del ancla hay que tomar en cuenta lo siguiente: espesor de la placa = 0.3125", más la altura de la tuerca = 0.25", más de 3 a 4 hilos = 0.2"; entonces, si se suma la profundidad del empotramiento más los datos anteriores, la longitud menor requerida es: 3 1/2".

Finalmente, resultó de la siguiente manera:

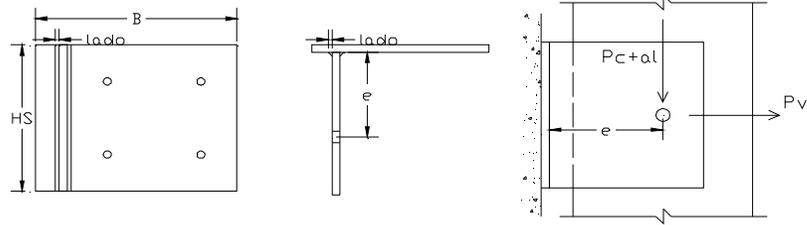
Diámetro =	1/4"
Longitud de ancla =	3 1/2"

Según la tabla 4.3.2 (tabla 6.2) del manual técnico de Hilti, se sabe que para un ancla de 1/4", la separación mínima entre las anclas debe ser de 4.5", para que el factor de ajuste de carga sea 1. Para que la placa no tenga una altura mayor que 5", se verá cuál es el factor de ajuste para la separación de las anclas que se propusieron.

Para conocer la separación de 3.75", se interpoló y se obtuvo un factor de ajuste de 0.88, considerando que la profundidad del empotramiento es menor o igual que 2"; entonces, la tensión se disminuye a 2367.2 lbs la cual es mayor que 1478 lbs por lo que se considera aceptable.

Revisión por aplastamiento en el acero		$L_c$ (in) =	1.70925
		$t$ (in)=	0.25
$R_n/\Omega = 1.2L_c t F_u \leq 2.4d t F_u$		$F_u$ (ksi)=	58
		$d$ (in)=	0.375
$1.2L_c t F_u =$	29.74 kips	$\Omega =$	2
$2.4d t F_u =$	13.05 kips		
Rige el menor =	13.05 kips		
$R_n/\Omega =$	6.53 kips		
	2962.35 kg	ok	
Revisión por aplastamiento en el aluminio		$L_c$ (in) =	2.59375
		$t$ (in)=	0.1
Presist corte = $F_v A_c$		$F_u$ (ksi)=	27
$A_c = L_c * t =$	0.259375	$d$ (in)=	0.50
$P_{rc} =$	4.41 kips	$F_v$ (ksi) =	17
	2001.86 kg	ok	
Tensión en la placa de acero			
1. Tensión por cedencia		$\Omega =$	1.67
$R_n = F_y A_g =$	56.25 kips	$F_y$ (ksi) =	36
$R_n/\Omega =$	33.7 kips	$A_g$ (in <sup>2</sup> ) =	1.5625
	15292 kg	ok	
2. Tensión por ruptura		$\Omega =$	2
$R_n = F_u A_e =$	90.6 kips	$F_u$ (ksi) =	58
$R_n/\Omega =$	45.3 kips	$A_e$ (in <sup>2</sup> ) =	1.56
	20571.9 kg	ok	

## Soldadura



Datos:

$$L = \underline{450 \text{ cm}}$$

$$V = P_{\text{viento}} = \underline{483.7 \text{ kg}}$$

$$P_{c+al} = \underline{91.17 \text{ kg}}$$

$$e = 3.85 \text{ in}$$

$$e = 9.79 \text{ cm}$$

$$M_{c+al} = 892.20 \text{ kg.cm}$$

$$H_s = H = 12.7 \text{ cm}$$

$$c = \frac{H_s}{2} = 6.35 \text{ cm}$$

Área de soldadura

$$A = 2 \times l \times H_s = 25.4 \text{ cm} \quad (\text{espesor unitario})$$

Inercia

(espesor unitario)

$$I = 2 \times \frac{1}{12} \times l \times H_s^3 = 341.40 \text{ cm}^3$$

$$f_t = \frac{M_c}{I} = 16.59 \text{ kg/cm}$$

$$f_r = f_t + f_v = 20.18 \text{ kg/cm}$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = 0.5 \times 0.6 \times 70 = 21 \text{ ksi} =$$

$$f_v = \frac{P}{A} = 3.59 \text{ kg/cm}$$

Resistencia de diseño  $1477 \text{ kg/cm}^2$

$$\frac{R_n}{\Omega} = 1477 \times 0.707 \times t \quad t = \frac{\frac{R}{\Omega}}{1477 \times 0.707} = \begin{matrix} 0.02 \text{ cm} \\ 0.19 \text{ mm} \end{matrix}$$

Por lo tanto, usar:  $3 \text{ mm}$   $0.3 \text{ cm}$

$$\frac{R_n}{\Omega} = 1477 \times 0.707 \times t = 313.27 \text{ kg/cm}$$

## El modelo de la placa en SAP 2000

De acuerdo con las dimensiones que se propusieron para el ancla de remate del cancel FC01, se modeló en el programa con los puntos de anclaje y las cargas que le corresponden.

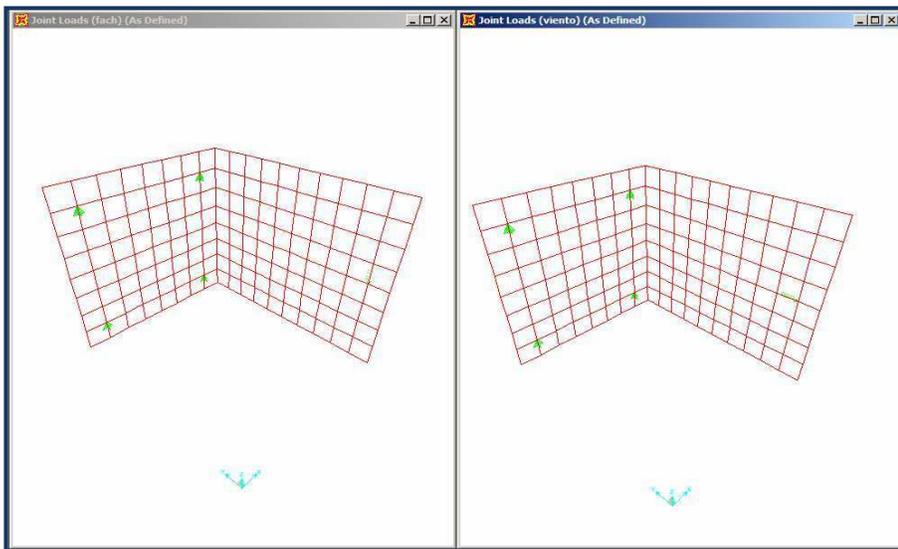
Cargas:

Pf = 91.17 kg (fachada)

Pv = 483.69 kg (viento)

Como se puede apreciar en el croquis que se presenta en la página 94, el alma del elemento tiene un agujero. En este punto es donde se va a concentrar la carga del viento y la del peso de la fachada.

Las cargas se grafican como se muestra a continuación:

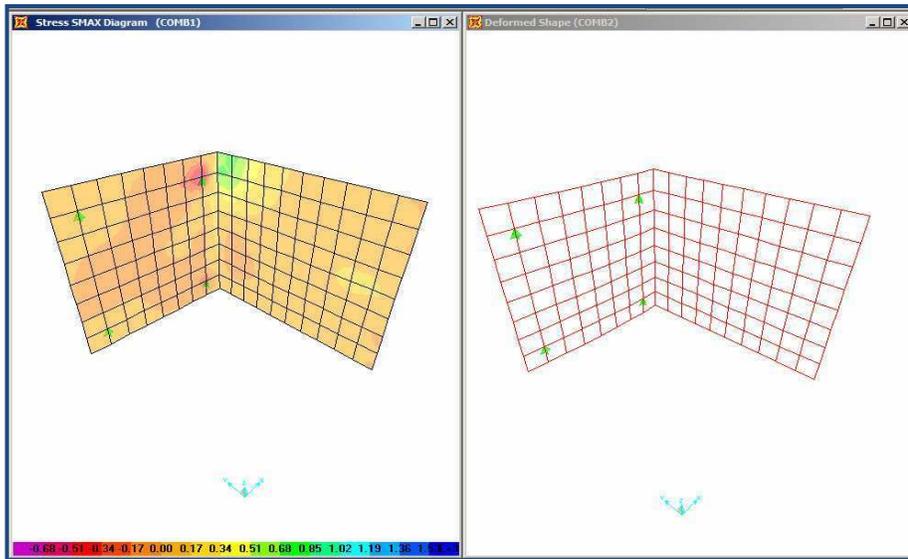


Se va a revisar el ancla para las siguientes combinaciones de carga:

Combo 1: carga muerta + peso de la fachada + carga del viento (+)

Combo 2: carga muerta + peso de la fachada + carga del viento (-)

## Resultados



Combinación de carga	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )	Deflexión (cm)
Pp+Fach+Wind	1644	-0.345
Pp+Fach-Wind	1317	0.328

### Comentarios:

Las deflexiones máximas se encontraron en la dirección "x" del sistema global del programa. Al hacer un modelo con sólo dos anclas, se notó que el sistema era inestable; por lo que aunque con dos anclas sea suficiente para soportar el momento generado por la carga de la fachada y la tracción generada por la carga de viento, es necesario colocar cuatro, para que el ancla sea estable.

Con relación a los esfuerzos, se pudo notar que el máximo es menor que  $(0.66 \cdot 2530)$ , por lo que se considera aceptable. Se notó que también los esfuerzos máximos se presentaron cerca de la unión. Para el caso de la combinación de carga con el viento hacia el interior, los esfuerzos máximos se presentaron en la parte superior y en el caso de la presión hacia el exterior se presentaron en la parte inferior.

### 6.1.7 Ejemplo de diseño de un elemento horizontal.

Datos:

Perfil propuesto: 18677, 2 tapas 14349, TM-MVP-10 y TM-MVP-20

(Ver Figura 11)

Peso de todos los perfiles, en conjunto = 5.7184 kg/ml

Longitud del tramo = 1.45 m

Peso del espárrago y solera = 0.142 kg

Peso del cristal = 30 kg/m<sup>2</sup>

Presión de viento = 226.29 kg/m<sup>2</sup>

Distancia máxima entre los elementos horizontales = 2.25 m.

Ancho tributario para la presión del viento = 1.69 m.

Cálculo de la inercia y módulo de sección requerida en el lado corto del perfil,

por el peso propio,  $M_{\max} = \frac{0.0572 \times 145^2}{8} = 150.32 \text{ kg/cm}$

$$I_{\text{req}} = \frac{5wl^4}{384E\Delta} = \frac{5 \times 0.0572 \times 145^4}{384 \times 703000 \times 0.8286} = 0.56 \text{ cm}^4 \quad S_{\text{req}} = \frac{150.32}{888} = 0.169 \text{ cm}^3$$

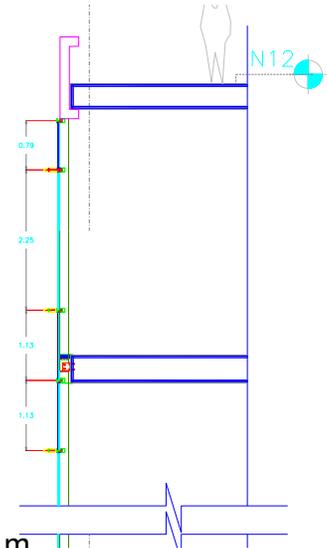
Cálculo de la inercia requerida en el lado corto del perfil, por el peso de cristal y del espárrago.

Como la calza del cristal se coloca en los cuartos del claro, se tiene lo siguiente:



$$P = 30.142 \times 1.45 \times 2.25 \times 0.5 = 49.17 \text{ kg}$$

$$L = 1.45 \text{ m}; a = 0.25L = 0.3625 \text{ m}$$



$$M_{\max} = Pa = 49.17 \times 36.25 = 1782.41 \text{ kg.cm}$$

$$I_{\text{req}} = \frac{Pa}{24E\Delta} (3L^2 - 4a^2) = \frac{49.17 \times 36.25}{24 \times 703000 \times 0.8286} [(3 \times 145^2) - (4 \times 36.25^2)] = 7.372$$

$$S_{\text{req}} = \frac{1782.41}{888} = 2 \text{ cm}^3$$

Cálculo de la inercia requerida en el lado largo del perfil, por la carga de viento:

$$W = 226.29 * 1.69 = 382.4 \text{ kg/ml}; \quad M_{\max} = \frac{3.824 \times 145^2}{8} = 10,050 \text{ kg.cm}$$

$$I_{\text{req}} = \frac{5wl^4}{384E\Delta} = \frac{5 \times 3.824 \times 145^4}{384 \times 703000 \times 0.8286} = 37.79 \text{ cm}^4; \quad S_{\text{req}} = \frac{10,050}{888} = 11.32 \text{ cm}^3$$

Inercia y módulo de sección actuante del perfil 18677:

$$I_{||} = 76.2 \text{ cm}^4; \quad S_{x||} = 16.98 \text{ cm}^3$$

$$I_{\perp} = 42.93 \text{ cm}^4; \quad S_{x\perp} = 15.82 \text{ cm}^3$$

Relación de las inercias requeridas, e inercias actuantes en las cargas combinadas; así como relación de módulos de sección

$$\frac{0.56 + 7.372}{42.93} + \frac{37.79}{76.2} = 0.68 < 1$$

$$\frac{0.16 + 2}{15.82} + \frac{11.32}{16.98} = 0.806 < 1$$

Con lo que se puede apreciar que el perfil es adecuado, aún sin algún refuerzo.

## 6.2 Diseño típico de las fachadas con soporte puntual

### 6.2.1 Análisis y diseño de los elementos de acero a flexión.

Como se comentó anteriormente, se analizará al elemento de acero con las cargas puntuales que resulten del análisis del cristal. Un procedimiento sugerido consiste en modelar la estructura con las dimensiones y los apoyos, dependiendo de cada caso. Para esto, se propone una sección, de acuerdo con las necesidades arquitectónicas del proyecto y se obtienen los esfuerzos actuantes.

Tomando en cuenta las especificaciones del AISC 2005 capítulo F “Diseño de miembros a flexión” se considera lo siguiente:

Ya que se mencionó que los perfiles tubulares de forma circular son los que se utilizan en la mayoría de los casos, se va a comentar el contenido del apartado F8 “Round HSS” de las especificaciones del AISC

Esta sección aplica para los perfiles redondos que tienen una relación D/t menor que:  $\frac{0.45E}{F_y}$

La resistencia nominal a la flexión,  $M_n$  debe ser el menor valor obtenido de acuerdo con los estados límites de cedencia (momento plástico) y pandeo local.

#### 1. Cedencia

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (6-22)$$

$Z$  = módulo de sección plástico,  $\text{in}^3$ . ( $\text{mm}^3$ )

## 2. Pandeo Local

a) Para secciones compactas, el pandeo local no aplica

b) Para secciones no compactas

$$M_n = \left( \frac{0.021E}{\frac{D}{t}} + F_y \right) S \quad (6-23)$$

c) Para secciones con paredes esbeltas

$$M_n = F_{cr} S \quad (6-24)$$

Donde:

$$F_{cr} = \frac{0.33E}{\frac{D}{t}} \quad (6-25)$$

S = módulo de sección elástico, in<sup>3</sup>. (mm<sup>3</sup>)

Según la sección H1.1 de las especificaciones de AISC 2005 la interacción de flexión y compresión en miembros doblemente simétricos y miembros simplemente simétricos, para los cuales  $0.1 \leq (I_{yc}/I_y) \leq 0.9$ , que está restringido a la flexión alrededor del eje geométrico (x y/o y) debe ser limitado por las siguientes ecuaciones;  $I_{yc}$  es el momento de inercia alrededor del eje y referido al patín de compresión.

a) Para  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (6-26)$$

b) Para  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (6-27)$$

Donde:

$P_r$  = resistencia a la compresión axial requerida, kips (N)

$P_c$  = resistencia a la compresión axial permisible, kips (N)

$M_r$  = resistencia a la flexión requerida, kip.in (N.mm)

$M_c$  = resistencia a la flexión permisible, kip.in (N.mm)

$x$  = símbolo que refiere al eje fuerte de flexión

$y$  = símbolo que refiere al eje débil de flexión

Otro apartado de las especificaciones que se debe considerar es el H3.2, que incluye secciones huecas con fuerzas combinadas, como: torsión, corte, flexión y fuerza axial. Aquí se menciona que cuando la resistencia a la torsión requerida,  $T_r$ , es menor o igual al 20% de la resistencia a la torsión permisible,  $T_c$ , la interacción de la torsión, corte, flexión y/o fuerza axial para secciones huecas debe determinarse con la sección H1 y los efectos a la torsión deben ser despreciados. Cuando  $T_r$  excede el 20% de  $T_c$ , la interacción de la torsión, corte, flexión y/o fuerza axial debe ser limitada por:

$$\left( \frac{P_r}{P_c} + \frac{M_r}{M_c} \right) + \left( \frac{V_r}{V_c} + \frac{T_r}{T_c} \right)^2 \leq 1.0 \quad (6-28)$$

Donde:

$V_r$  = resistencia a corte requerida, kips (N)

$V_c$  = resistencia a corte de diseño, kips (N)

$T_r$  = resistencia requerida a la torsión, kip.in, (N.mm)

$T_c$  = resistencia de diseño a la torsión, kip.in, (N.mm)

Las demás literales se toman igual que el apartado anterior. (Ver la revisión de la fachada con arañas que es donde se utiliza esta teoría)

### **6.2.2 Análisis y diseño de “costillas” de cristal.**

En las fachadas de soporte puntual que incluyen costillas (Fotografía 29) pueden considerarse dos casos: uno donde la costilla está empotrada en un extremo y libre en el otro y un segundo caso donde la costilla está apoyada en ambos extremos.

Para calcular el peralte de la costilla, en el caso de que el elemento esté empotrado en un extremo y libre en el otro, se sigue el siguiente procedimiento:

Calcular la carga del viento, según dónde esté ubicada la fachada.

Dependiendo del ancho tributario, obtener una carga uniformemente distribuida (kg/ml).

La costilla se calcula como una viga empotrada en un extremo y libre en el otro, con dos cargas puntuales, una de éstas es la que se genera al multiplicar la carga por la dimensión de la costilla. Esta carga estaría actuando en el centro de la viga; y la otra carga ubicada en el extremo libre es la debida a la parte de la fachada que ya no tiene costilla y se genera al multiplicar la carga por la dimensión sin costilla y se reduce un 40%; esto debido a que se considera que la costilla sólo toma un 60% de la carga que está en ese tramo, ya que la que llega donde está la costilla sí actúa al 100%. Lo anterior se debe a que se considera que, aunque la fachada está suspendida por el hecho de estar embebida en el cristal y se restringe el desplazamiento del cristal en el sentido de la presión del viento, la base puede tomar ese 40% de presión de viento, que se desprecia al obtener la segunda carga puntual.

Se obtiene el momento máximo de la viga y con este se calcula el peralte de la costilla con la siguiente ecuación: 
$$d = \sqrt{\frac{6M}{f_{adm}t}} \quad (6-29)$$

Donde:

M = Momento de empotramiento

t = espesor propuesto de la costilla

$f_{adm}$  = esfuerzo de diseño del cristal templado

Dicha fórmula se obtiene a partir de la relación de esfuerzo de flexión para una sección rectangular: 
$$\sigma = \frac{Mc}{I} = \frac{6M}{bd^2}$$

El esfuerzo de diseño promedio para el cristal templado tiene un valor de 500 kg/cm<sup>2</sup>; el espesor generalmente es de 12.7 o 19 mm.

Para tener otro parámetro de diseño, se podría modelar la costilla con un programa de cálculo como el SAP 2000, y revisar si los esfuerzos no sobrepasan los 500 kg/cm<sup>2</sup>. En el apartado 6.2.5 se puede ver detalladamente la revisión de los elementos mencionados en este punto.

### **6.2.3 Diseño de la conexión.**

El cálculo de la conexión es similar al que se realiza en las fachadas donde los verticales consisten en perfiles de aluminio, sólo que aquí se calcula el anclaje con las reacciones que se generen del análisis del elemento, las cuales, obviamente, ya incluyen los efectos del viento, y el peso propio de la fachada.

Para el caso de arañas a costilla, el anclaje se hace con ángulos que se fijan por medio de expansores, en el caso de ser la losa de concreto (Tabla 6 a 6.4), pero en el caso de ser una viga de acero a la que se vayan a unir los tornillos, se pueden utilizar Tornillos A-307 y diseñarlos de acuerdo con las especificaciones del LRFD. Para determinar el espesor de la placa, se presenta la siguiente información:

Las conexiones a tensión deben diseñarse para prevenir deformaciones considerables. La parte más importante de tales diseños corresponde a los patines rígidos; que, en este caso, son en los anclajes de las fachadas integrales en la parte del anclaje que va a la losa, y en el caso de fachadas suspendidas, la parte del ángulo que va al techo; pues la rigidez es más importante que la resistencia a la flexión. Para lograr esto, la distancia  $b$  que se muestra en la figura 17 debe hacerse lo más pequeña posible, con un valor igual al espacio requerido para usar una llave para apretar los tornillos. La información relativa a las dimensiones libres para el paso de las llaves se presenta en la tabla titulada "Entering and Tightening Clearances" (distancias libres para entrar y apretar) en la tabla 8.4 en la parte 8 del Manual del LRFD.

El siguiente procedimiento se utiliza para verificar si los espesores de las vigas donde se sujetará una fachada suspendida son suficientes, de acuerdo con el procedimiento contenido en la referencia 3.

$\phi_r$  = Resistencia de diseño por tensión de cada tornillo:

$$\phi_r A_b \tag{6-30}$$

$$b = \frac{g - t_w}{2} \quad (6-31)$$

Donde g es el gramil. Debe ser suficiente para dejar la distancia libre para la llave.

a = Distancia de la línea central de tornillos al borde del patín de la T o lado del ángulo pero no menor que:

$$1.25b = \frac{b_f - g}{2} \quad (6-32)$$

$$b' = b - \frac{d}{2} \quad (6-33)$$

Donde d = diámetro del tornillo

$$a' = a - \frac{d}{2} \quad (6-34)$$

$$p = \frac{b'}{a'} \quad (6-35)$$

$$r_{ut} = \frac{P_u}{\text{número de tornillos}} \quad (6-36)$$

$$\beta = \frac{1}{p} \left( \frac{\phi r_n}{r_{ut}} - 1 \right) \quad (6-37)$$

Si  $\beta \geq 1$  haga  $\alpha' = 1.0$

Si  $\beta < 1$  haga  $\alpha' = \frac{1}{\delta} \left( \frac{\beta}{1 - \beta} \right)$  donde  $\alpha$  es la razón del área

neta en la línea de tornillo al área total en la cara del alma de la T o lado del ángulo y  $d'$  igual a ancho del agujero del tornillo paralelo al alma de la T.

$\delta = 1 - \frac{d'}{p}$  Donde p es la longitud de conexión tributaria de cada tornillo.

$$\alpha' = \frac{1}{\delta} \left( \frac{\beta}{1-\beta} \leq 1.0 \right) \quad (6-38)$$

Finalmente, el espesor requerido de patín es:

$$t_{req} = \sqrt{\frac{4.44 r_{ub} b'}{p F_y (1 + \delta \alpha')}} \quad (6-39)$$

Si el espesor del patín requerido es  $\geq t_{req}$ , la tensión en el tornillo será  $\leq \phi_n$  y no es necesario ningún otro cálculo.

Para el caso de arañas a estructura, el anclaje se determina una vez que se conocen las reacciones del elemento. Se pueden dar varios casos:

Se analiza el elemento doblemente articulado, pues las reacciones van a constar de una fuerza de corte y otra de tracción o compresión; la primera debida a la acción del viento y la segunda al peso de la fachada; pero, si por cuestiones arquitectónicas se requiriera una sección más pequeña, entonces se puede diseñar el elemento con dos empotramientos y el anclaje se diseña para las acciones correspondientes. A continuación se presenta un procedimiento para calcular el espesor de la placa, cuando las reacciones del anclaje son: una carga axial y un momento:

### **Placas base, resistentes a los momentos de las columnas.**

Con frecuencia las bases de las columnas se diseñan para resistir momentos flexionantes, junto con cargas axiales. Una carga axial genera compresión en una placa base y la zapata soportante, mientras que un momento incrementa la compresión de un lado y la disminuye en el otro. Para momentos promedio, las fuerzas pueden ser transferidas a la zapata por flexión de la placa base, pero cuando son muy grandes, deben usarse conexiones

rigidizadas con placas verticales. Para un momento pequeño, el área entera de contacto entre la placa y la zapata de soporte permanecerán en compresión. Éste será el caso si la resultante de la carga se sitúa dentro del tercio medio de la longitud de la placa, en la dirección de la flexión. En las figuras 20 y 21 se muestran placas base adecuadas para resistir momentos relativamente pequeños. Para esos casos, los momentos son suficientemente pequeños para permitir su transferencia a las zapatas, por flexión de las placas base. Los pernos de anclaje son necesarios para mantener las columnas firmes y verticales en su lugar, durante el proceso inicial del montaje. Los pernos de anclaje deben ser capaces de resistir algunas fuerzas imprevistas del montaje. En ocasiones esas pequeñas placas se unen a las columnas en el taller y a veces se envían sueltas a la obra, para ser fijadas cuidadosamente a las elevaciones correctas del proyecto.

Si la excentricidad ( $e=M/P$ ) es suficientemente grande, de tal manera que la resultante se sitúe fuera del tercio medio de la placa, habrá un levantamiento en el otro lado de la columna, sometiendo a tensión a los pernos de anclaje de ese lado.

El montaje será transferido de la columna a la zapata por medio de los pernos de anclaje, empotrados con una profundidad suficiente en la zapata, para desarrollar las fuerzas. El empotramiento debe calcularse según lo requieran los métodos de diseño del concreto reforzado. La conexión que se muestra en la figura 22 se supone soldada a la columna.

La capacidad de esas conexiones para resistir rotaciones depende de la longitud de desarrollo y del anclaje de los pernos para que puedan deformarse elásticamente.

Cuando se usa una conexión rígida o resistente a los momentos entre una columna y su zapata, es absolutamente necesario que el suelo o la roca subyacente sea poco compresible, o la base de la columna girará. Si esto sucede, la conexión rígida entre la columna y la zapata no será de utilidad.

Como primer ejemplo numérico, se diseña una placa base para columna, con una carga axial y un momento flexionante relativamente pequeño, tal que la carga resultante se sitúe entre los patines de la columna. Se hacen suposiciones acerca del ancho y la longitud de la placa, después de lo cual las presiones bajo la placa se calculan y se comparan con el valor permisible. Si las presiones no son satisfactorias, las dimensiones se cambian y las presiones se recalculan, hasta que los valores sean satisfactorios. Se calcula el momento en la placa y se determina el espesor de la misma. Se supone que la sección crítica por flexión está en el centro del patín, del lado en que la compresión es mayor. Algunos ingenieros podrían suponer que el punto de momento máximo está localizado en alguna otra zona, como en la cara del patín o en el centro del perno de anclaje.

El momento se calcula para una franja adecuada al ancho unitario de placa y se iguala a su momento resistente. La expresión resultante se despeja para el espesor requerido de la placa, como sigue:

$$M_u = \frac{\phi_b F_y I}{c} = \frac{\phi_b F_y \left(\frac{1}{12}\right) (1)(t)^3}{\frac{t}{2}} \quad (6-40)$$

$$t = \sqrt[3]{\frac{6M_u}{\phi_b F_y}} \text{ con } \phi_b = 0.9 \quad (6-41)$$

De la sección J8 “Bases de columnas y aplastamiento en el concreto” (AISC, 2005) se tiene:

La resistencia de diseño al aplastamiento,  $\Phi_c P_p$ , y la resistencia permisible al aplastamiento,  $P_p/\Omega_c$ , para el estado límite de fractura en el concreto se permite tomar lo siguiente:

$$\Phi_c = 0.60 \text{ (LRFD)} \quad \Omega_c = 2.50 \text{ (ASD)}$$

La resistencia nominal al aplastamiento,  $P_p$ , se determina como sigue:

a) Sobre el área completa del soporte de concreto:

$$P_p = 0.85 f'c A_1 \quad (6-42)$$

b) Sobre menos que el área completa del soporte de concreto:

$$P_p = 0.85 f'c A_1 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1.7 f'c A_1 \quad (6-43)$$

Donde:

$A_1$  = área concéntrica de acero generando aplastamiento sobre el soporte de concreto, in<sup>2</sup>. (mm<sup>2</sup>)

$A_2$  = máxima área de la porción de la superficie de soporte, que es geoméricamente similar y concéntrica con el área cargada, in<sup>2</sup>. (mm<sup>2</sup>)

Para las anclas se pueden utilizar birlo-anclas con expansor integrado y tomar en cuenta las especificaciones de estos elementos (Tablas 6 a 6.3) de acuerdo con las cargas mínimas a corte y a tracción, distancias mínimas entre las anclas y distancias mínimas al borde de la losa.

Cuando un ancla está trabajando con cargas combinadas, se tiene que cumplir la siguiente relación (Tabla 6.4):

$$\left(\frac{N_d}{N_{rec}}\right)^{5/3} + \left(\frac{V_d}{V_{rec}}\right)^{5/3} \leq 1.0 \quad (6-44)$$

Donde:

$N_d$  = Carga de tensión actuante

$N_{rec}$  = Carga de tensión resistente

$V_d$  = Carga de corte actuante

$V_{rec}$  = Carga de corte resistente

#### **6.2.4 Análisis del panel de cristal.**

Cuando se trata de cristales apoyados puntualmente, se podría utilizar algún programa de análisis estructural en el cual se ingresan las propiedades del cristal, del espesor propuesto. Se discretiza el panel en elementos más pequeños, se añade la carga según el proyecto, y una vez corrido el programa,

se revisa que los esfuerzos sean menores que a los de diseño, así como que las deflexiones no sean excesivas, tanto que causen inseguridad visual.

Según el diseño arquitectónico, se va a determinar la medida del cristal; generalmente el arquitecto quiere el área lo más amplia posible.

Una vez definida la modulación y con la altura de la fachada, se procede a escoger qué tipo de araña utilizar. Para esto, los especialistas en herrajes diseñaron un procedimiento (Kinetic, 2008) que; dependiendo de varios factores como zona eólica, la altura de la fachada, etc., es como se identifica qué tipo de araña es la adecuada: si de acero inoxidable o aluminio, rótula de 3/8" o de 1/2".

Ya que se especificó el herraje, hay que modelar la pieza de cristal con cualquier programa de elemento finito. Se aconseja discretizar al elemento en partes del mismo tamaño, para que los resultados sean lo más cercanos a la realidad.

En el programa se modela la pieza con los puntos de apoyo según el croquis de instalación. Generalmente, para las "arañas" se tiene que el punto de apoyo se encentra a 8 cm de las esquinas del cristal, lo que es aconsejable; pues, como se sabe, cualquier cristal templado tiene sus puntos débiles en los cantos, por el procedimiento mismo del templado.

En las plantas templadoras de cristal se hacen las pruebas necesarias para asegurar la calidad del templado; por ejemplo, en la empresa "Vidrios y

Cristales Laminados” se realizan pruebas como la de dejar caer un cristal de 9.5 mm de su propia altura esperando que quede intacto, y así sucede porque el impacto es uniforme en toda el área. En otra de las pruebas se confina el cristal con unos pedazos de unicel y con una pieza puntiaguda se aplana en uno de los extremos muy cercano al canto, aún con muy poca fuerza, puede observar cómo el cristal se fractura totalmente. Esto reafirma la condición de que el cristal templado es débil en cualquier punto de su perímetro.

### **6.2.5 Ejemplo de diseño de elementos de fachada suspendida.**

A continuación, se presenta la revisión paso a paso del área de “Show Room” ubicada en la planta baja del edificio, en la fachada oriente. (Figura 3, nivel planta baja entre eje G y F).

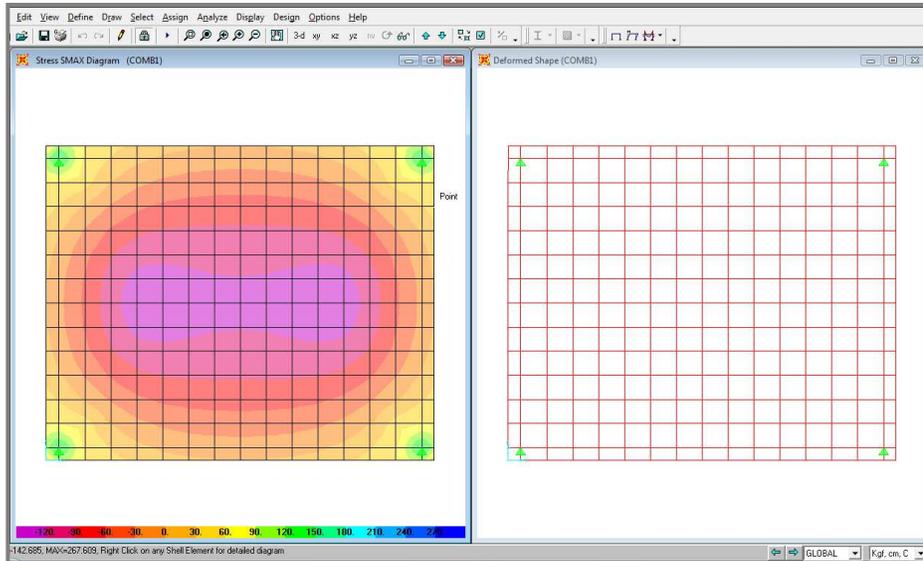
La fachada tiene una altura de 4.91 m y está situada sobre un antepecho de concreto de 0.45 m, se utilizó cristal templado de 9.5 mm, detenido con herrajes especiales, los cuales van sujetos a costillas de cristal templado de 12.7 mm ( Figura 9a).

Se empezó con la revisión de varias unidades de cristal: se escogieron las piezas más grandes, según la ubicación del cristal en la fachada fue la fijación que se le dio a cada modelo; después se hizo la revisión de la costilla y, con los resultados de ésta, se hizo la revisión de la subestructura así como la de los tornillos que unen el elemento sujetador de la costilla con la subestructura.

#### **Revisión de cristal templado de 9.5 mm de 1.70 x 1.38 m.**

La pieza está apoyada en cuatro lugares puntuales, por medio de tornillos squash y ángulos articulados (Figura 9b) en los que el punto de apoyo está a 5.5 del canto del cristal. Cabe mencionar que las piezas que están en el área donde hay costillas se consideran apoyadas en dos lados, para las cuales se hará otra revisión.

$$\text{Presión del viento} = 113.04 \text{ kg/m}^2$$



Una vez que se modeló la pieza con la geometría mencionada y la carga que le corresponde, se encontró que la deflexión máxima fue de 2.25 cm y el esfuerzo máximo fue de  $267 \text{ kg/cm}^2$ , por lo que se considera aceptable.

Cabe mencionar que la pieza se discretizó en una cuadrícula de 16 x 14 “shells”, y si se duplica el número de shells, quedando todos de alrededor de  $5.5 \times 5.5 \text{ cm}$ , la deflexión máxima que resulta es de 2.26 cm y el esfuerzo máximo es  $267.68 \text{ kg/cm}^2$ , con lo que se puede concluir que no influyó la cantidad de shells en la que se dividió la pieza, en este caso.

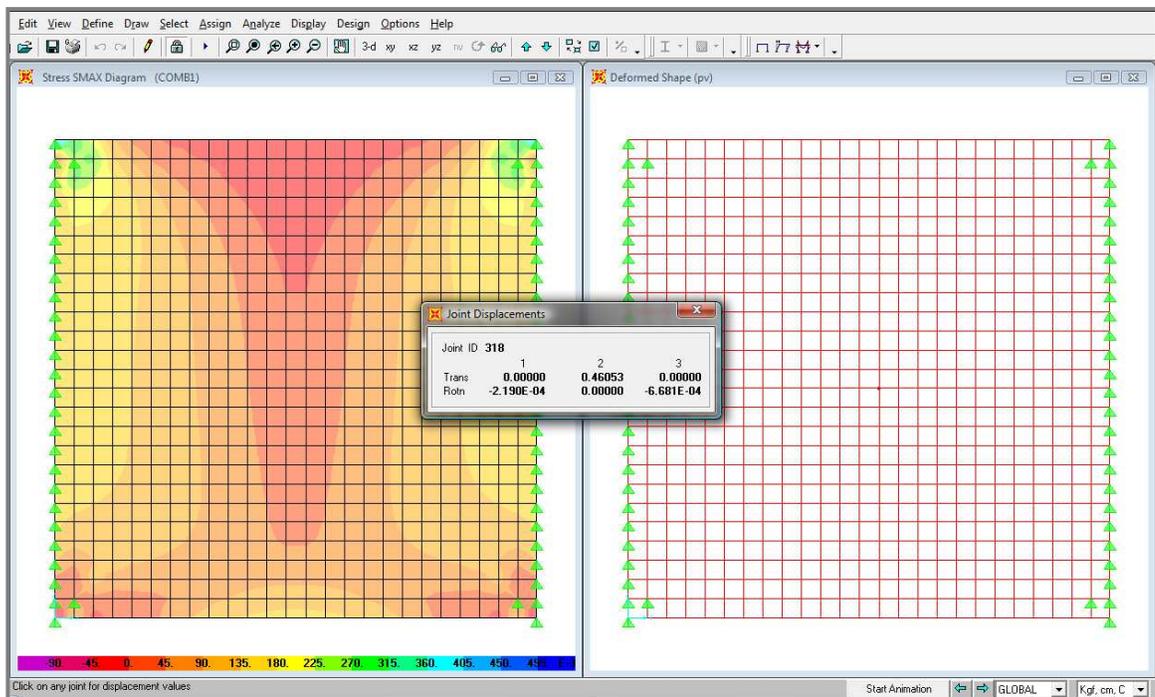
Según la elevación individual a la que se hace referencia en esta revisión (Figura 9a) el ancho de la pieza anterior es el más grande por lo que ahora se procede a revisar una de las piezas que se encuentran entre las costillas.

## Revisión de cristal templado de 9.5 mm de 1.39 x 1.38 m.

La pieza está apoyada en cuatro lugares puntuales, por medio de herrajes, en los que el punto de apoyo está a 5.5 del canto del cristal y, aparte, tienen apoyados todos los lados verticales

$$\text{Presión de viento} = 113.04 \text{ kg/m}^2$$

Con los resultados de la pieza anterior se puede adelantar que esta pieza deberá estar menos esforzada, pues es de menor ancho y, aparte, está apoyada en las partes laterales.



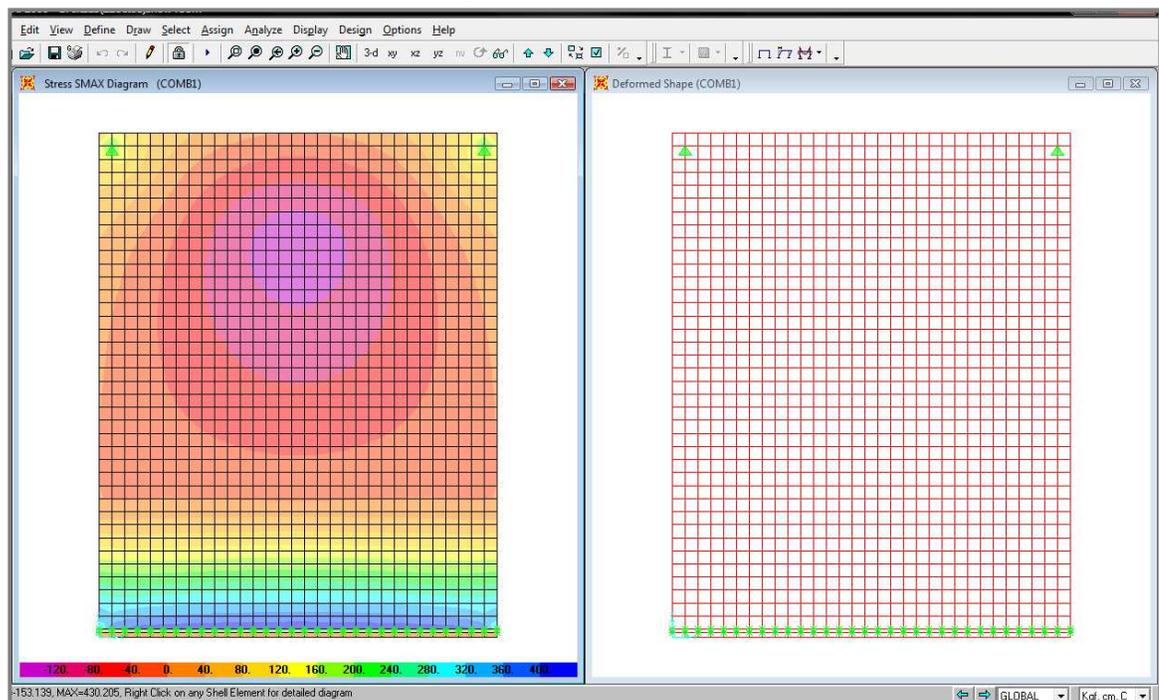
La deflexión máxima que se presentó es de 0.46 cm y el esfuerzo máximo de 0.53; es decir, que la pieza podría ser de un espesor menor, pero no se particulariza porque hay piezas más esforzadas que ésta y toda la fachada tiene que ser de un mismo espesor.

Ahora se revisará el cristal de dimensiones máximas, en las unidades que están en la parte inferior de la fachada.

### Revisión de cristal templado de 9.5 mm de 1.70 x 2.15 m.

La pieza está apoyada en dos lugares puntuales, por medio de herrajes en los que el punto de apoyo está a 5.5 del canto del cristal, y la parte inferior está apoyada en canal, como el nombre de este tipo de fachadas lo indica, “suspendida” la canal sólo restringe el movimiento en la dirección del viento y en el eje longitudinal a la fachada, pues en el eje de la altura de la fachada, ésta se puede mover, aunque sea mínimo el movimiento; es por eso que, al hacer el modelo al momento de colocarle las restricciones, en la parte inferior se dejó libre la del sentido “z”.

Presión de viento =  $113.04 \text{ kg/m}^2$



Una vez que se modeló la pieza, los resultados que se encontraron fueron los siguientes: deflexión máxima = 2.577 cm y el esfuerzo máximo que se presentó fue de 430 kg/cm<sup>2</sup>.

Por lo anterior se considera que todas las unidades de la fachada del “show room” son aceptables. En seguida se revisó la “costilla” que, como ya se ha mencionado anteriormente, es un elemento también de cristal, de un espesor mayor que el cristal de frente, la cual está empotrada en la parte superior y libre en la inferior.

### **Revisión de la costilla.**

En las Figuras 9b y 9c se puede apreciar la costilla en corte y en planta, para conocer los elementos que la forman y la manera como ésta se une a los herrajes del cristal de frente, así como a la subestructura superior.

### **Datos:**

Altura total de la fachada H = 4.91 m

Altura de la costilla h = 2.86 m

Espesor de la costilla = 12.7 mm

Ancho máximo = 1.54 (tributario)

Presión del viento = 113.04 kg/m<sup>2</sup>

Cálculos:

$$P_1 = p_v \times b \times h = 113.04 \times 1.54 \times 2.86 = 497.87 \text{ kg}$$

$$P_2 = p_v \times b \times (H - h) \times 0.6 = 113.04 \times 1.54 \times (4.91 - 2.86) \times 0.6 = 214.12 \text{ kg}$$

$$M_{\max} = P_1 \left( \frac{h}{2} \right) + P_2 \cdot h = 1324.34 \text{ kg.m}$$

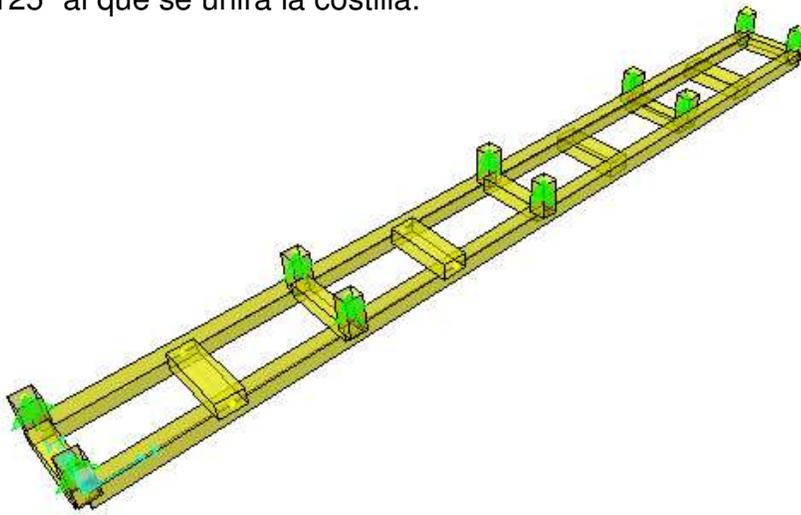
$$\text{Peralte} = \sqrt{\frac{G \cdot M_{\text{cristal}}}{A \cdot I_{\text{costilla}}}} = 35.37 \text{ cm}$$

Por recomendación del proveedor de los herrajes del cristal del frente y las costillas, el peralte de esta última será de 458 mm. Y con ese peralte se revisarán los sujetadores, los que en este caso, van a una subestructura de acero, ya que así lo requirió el proyecto.

La costilla no llega directamente a la losa (Figura 9c), pues remata en una subestructura que se calculará después. Con el momento máximo obtenido del cálculo de la costilla se cargará la subestructura.

## Revisión de la subestructura para soportar la fachada suspendida.

La subestructura está compuesta por elementos verticales de 0.23365 cm, a cada 1.39 m, unidos entre sí con largueros horizontales, ambos de PTR de 4 x 4 x 0.125. Este arreglo se repite cada 0.458 m, la unión entre ellos también es de PTR de 4 x 4 x 0.125 y en el centro de cada claro va un PTR de 6 x 4 x 0.125” al que se unirá la costilla.



Datos:

Peso del cristal de 9.5 mm = 23.75 kg/m<sup>2</sup>

Altura de la fachada = 4.91 m.

Cargas:

Cristal

$W_{\text{cristal}} = 23.75 \times 4.91 = 116.61 \text{ kg/ml}$





## Revisión de los tornillos que unen el ángulo de la costilla con la subestructura.

Datos:

$$M_{\text{empotramiento}} = 1324.34 \text{ kg.m}$$

Ángulo de 45.8 cm; tiene 4 pares de tornillos, separados a cada 10.8 cm (Figura 9c)

$$\text{Par} = \frac{1324.34}{21.6} = 6131.2 \text{ kg}$$

$$\text{Carga a tensión por el tornillo} = \frac{6131.2}{4} = 1532 \text{ kg}$$

La carga a corte que deben soportar los tornillos es la siguiente:

$$\text{Del cálculo de la costilla: } P_1 + P_2 = 712 \text{ kg}$$

$$\text{Carga a corte, por el tornillo} = \frac{712}{8} = 89 \text{ kg}$$

En este caso, el esfuerzo mayor al que estarán sujetos dichos tornillos es el de tensión, ya que tendrán que resistir el momento de empotramiento y un grupo de tornillos estará a tensión y el otro a compresión.

Según el LRFD 2005, en el Capítulo J, los tornillos A-307 tienen un esfuerzo nominal al corte, en las conexiones, de tipo aplastamiento, de 24 ksi. (Tabla J3.2)

Cabe mencionar que dicho esfuerzo tiene tres puntos que hay que tomar en cuenta, que son los siguientes:

- Para tornillos A-307, los valores tabulados deben ser reducidos en un 1% por cada 2mm sobre 5 diámetros de la longitud de la junta.
- Las cuerdas están permitidas en los planos de corte.
- Cuando la conexión de tipo aplastamiento usada para unir los miembros en tensión tiene un sujetador cuya longitud paralela a la línea de la fuerza, excede 1270 mm, los valores tabulados se deben reducir en un 20%.

En la misma tabla se menciona el esfuerzo nominal a la tensión, el cual es de 45 ksi y, en este caso, son los siguientes puntos los que acompañan al valor de tensión:

- Permanece sujeto a los requerimientos del apéndice 3 (AISC, 2005)
- Para tornillos A-307, los valores tabulados deben reducirse en un 1% por cada 2mm, sobre 5 diámetros de la longitud de la junta.

En el apéndice 3 (AISC, 2005), se incluye el tema de diseño por fatiga y para los tornillos se comenta lo siguiente: para los tornillos y las partes roscadas se menciona que para tornillos de alta resistencia, los tornillos comunes, las varillas roscadas con cuerdas cortadas o roladas, el máximo nivel de esfuerzo de tensión en el área neta de tensión no debe exceder el nivel de esfuerzo de diseño calculado usando la ecuación A-3-1. El factor  $C_f$  debe tomarse como  $3.9 \times 10^8$  (para una categoría de esfuerzo E'). El esfuerzo "threshold",  $F_{TH}$  debe tomarse como 7 ksi (para una categoría de esfuerzo D)

Ecuación A-3-1

$$F_{SR} = \left( \frac{C_f}{N} \right)^{0.25} \geq F_{TH}$$

Donde:

$F_{SR}$  = Nivel de esfuerzo de diseño, ksi

$C_f$  = constante de la tabla A-3.1 para la categoría.

$N$  = número de intervalo de fluctuaciones por día x 365 x años de la vida de diseño. Si se considera que por día se tiene una fluctuación y para un periodo de 50 años que fue con el que se calcularon las presiones de viento, se tienen

$$N = 1 \times 365 \times 5 = 18250$$

$F_{TH}$  = cuantía de esfuerzo de fatiga de la tabla A-3.1

Calculando la ecuación, resulta lo siguiente:

$$F_{SR} = \left( \frac{51.9 \times 10^3}{18250} \right)^{0.25} = 27.66 \geq 7 \text{ (sí cumple)}$$

Hay que mencionar que como la principal carga a la que están sometidos estos tornillos es la del viento y ésta es considerada una carga ocasional, es posible omitir este punto.

Considerando el segundo punto, en lo que a los valores de tensión se refiere, se tiene que hay que reducir en un 1% los valores tabulados por cada 2mm sobre 5 diámetros que sobrepase la junta; si se observa la Figura 9c, los tornillos tienen que pasar al PTR de 4". Primero se necesita saber qué diámetro requiere.

$$\text{Carga a tensión por tornillo} = \frac{1531.2}{1} = 1532 \text{ kg}$$

La resistencia permisible a la tensión  $R_n/\Omega$  se debe determinar de acuerdo con los estados límites de ruptura por tensión, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{F_n \times A_b}{\Omega}$$

$$F_n = 45 \text{ ksi} = 3167 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_b = \frac{1.1098^2}{4} = 0.967 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diámetro} = 1.1098 \text{ cm} = 0.437 \text{ in}$$

Si se toma en cuenta lo que se menciona en el segundo, punto se tiene lo siguiente:

$$5 \text{ Diámetros} = 5 \times 0.5 = 2.5 \text{ in}$$

Diferencia =  $4 - 2.5 = 1.5 \text{ in}$  (38.1 mm);  $38/2 = 19$ ; los valores tabulados se deben reducir en un 19%.

Entonces se vuelve a calcular el diámetro.

$$F_n = 45 \text{ ksi} = 3167 \text{ kg/cm}^2 \times 0.81 = 2565.27 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_b = \frac{1.233^2}{4} = 1.1944 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diámetro} = 1.233 \text{ cm} = 0.485 \text{ in}$$

Por lo tanto, el diámetro de  $\frac{1}{2}$ " es adecuado.

Para revisar el esfuerzo de cortante al que está sometido cada tornillo

Diámetro de tornillo = 1/2"

Área = 1.267 cm<sup>2</sup>

Esfuerzo actuante =  $\frac{89}{1.267} = 70.26 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo permisible =  $\left(\frac{24}{2}\right) * 0.81 = 9.72 \text{ ksi} = 683.99 \text{ kg/cm}^2$

El esfuerzo actuante es el 10.27% del permisible; por lo que, de acuerdo con el inciso J3.7 del LRFD 2005, en el cual se incluye la tensión y el corte combinados en conexiones de tipo aplastamiento, se especifica que cuando el esfuerzo requerido, ya sea de corte o de tensión, es menor o igual que el 20% del permisible, no es necesario investigar los efectos de los esfuerzos combinados. Tomando lo anterior en consideración, se puede concluir que en este caso especial, es innecesaria la revisión de esfuerzos combinados.

## 6.2.6 Ejemplo de diseño de elementos de fachada con “arañas”.

### Fachada con soporte puntual en el Lobby.

A continuación se presenta la revisión, paso a paso, del área de Lobby ubicada en la Planta Baja del Edificio y que está ubicada en la fachada oriente (Figura 3), nivel de la planta baja, entre los ejes F y C.

La fachada tiene una altura de 7.88 m, es de cristal templado de 9.5 mm sujeto con herrajes especiales (arañas) los que van sujetos a perfiles tubulares de acero al carbón (Figura 10b).

Se empieza con la revisión de los cristales que tienen las siguientes medidas:

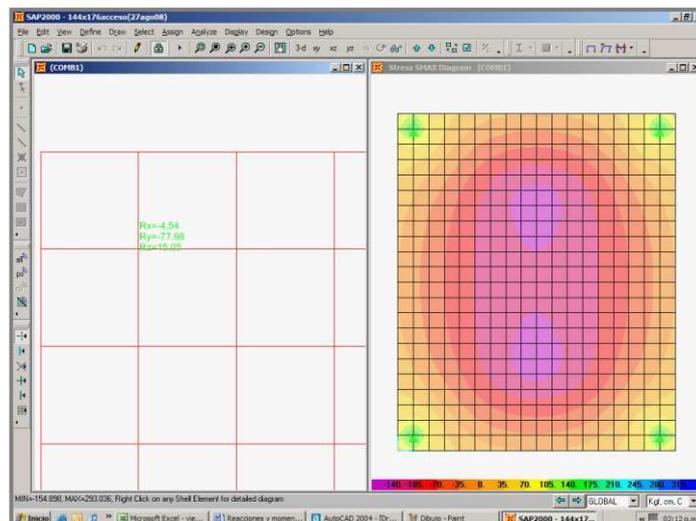
**Cristal de 1.44 x 1.76 m.**

Espesor = 9.5 mm

Apoyado en cuatro puntos.

Presión de viento =  $123.07 \text{ kg/m}^2$

Los puntos de apoyos se localizan a 8 cm de cada paño, y el tamaño de la cuadrícula con la que se discretizó el elemento es también de 8cm, para tener un mismo tamaño de secciones.



## Resultados

Deflexión máxima = 2.47 cm

Esfuerzo máximo = 293 kg/cm<sup>2</sup>

Las reacciones son las que se presentan en el diagrama de la parte izquierda de la figura. Éstas son las referentes a un punto de los cuatro apoyos y sirven para modelar el tubo que sujetaría a los cristales.

Como el esfuerzo máximo es menor que 500 kg/cm<sup>2</sup>, que es el esfuerzo de diseño, se considera que la pieza es aceptable.

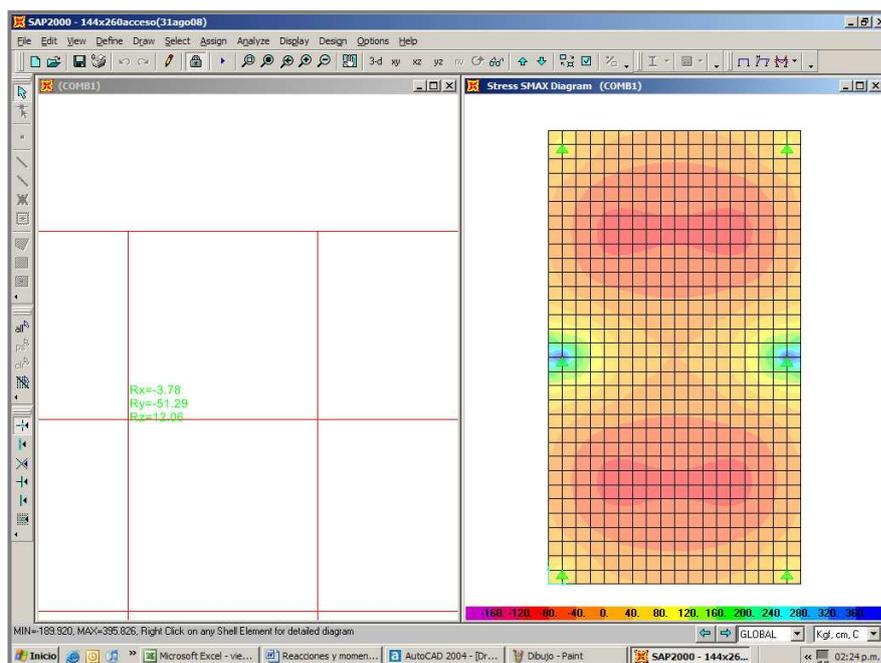
### Cristal de 1.44 x 2.60 m.

Espesor = 9.5 mm

Apoyado en seis puntos.

Presión de viento = 123.07 kg/m<sup>2</sup>

Los puntos de apoyo se localizan a 8 cm de cada paño, y el tamaño de la cuadrícula con la que se discretizó el elemento es también de 8cm, para tener un mismo tamaño de secciones.



## Resultados

Deflexión máxima = 1.033 cm

Esfuerzo máximo = 395.83 kg/cm<sup>2</sup>

Las reacciones son las que se presentan en el diagrama de la parte izquierda de la figura; éstas son las referentes a un punto de los seis apoyos y sirven para modelar el tubo que sujetaría a los cristales.

Como el esfuerzo máximo es menor que 500 kg/cm<sup>2</sup>, que es el esfuerzo de diseño, se considera que la pieza es aceptable.

Cabe mencionar que se revisó la unidad apoyada solamente en cuatro puntos, pero la deflexión máxima que se presentó fue de 10 cm y el esfuerzo máximo resultó ser de 595 kg/cm<sup>2</sup>, por lo que ambos resultados están fuera de los límites permitidos.

En el siguiente diagrama se observan los puntos de apoyo de cada cristal, dependiendo de su modulación (números del 1 al 10), las letras de la A-E corresponden a los puntos en los que se va a cargar al tubo, con las reacciones que resulten en cada punto.

Se pudo observar que las reacciones en el sentido "x", al sumarse con las de otro punto, suman cero, por lo que el tubo solamente va a tener cargas en el sentido "y" (viento) y en "z" (peso del cristal). (Entiéndase eje x, el plano de la fachada, eje "y" perpendicular al plano de la fachada y "z" la altura de la fachada).

Cargas en los puntos A – E, según las reacciones de cada cristal:

A:

$$R_y = -77.98 \times 2 = -155.96 \text{ kg}$$

$$R_z = 15.05 \times 2 = 30.1 \text{ kg}$$

D:

$$R_y = -127.81 \times 2 = -255.62 \text{ kg}$$

$$R_z = 20.35 \times 2 = 40.70 \text{ kg}$$

B:

$$R_y = -77.98 \times 4 = -311.92 \text{ kg}$$

$$R_z = 15.05 \times 4 = 60.2 \text{ kg}$$

E:

$$R_y = -51.29 \times 2 = -102.58 \text{ kg}$$

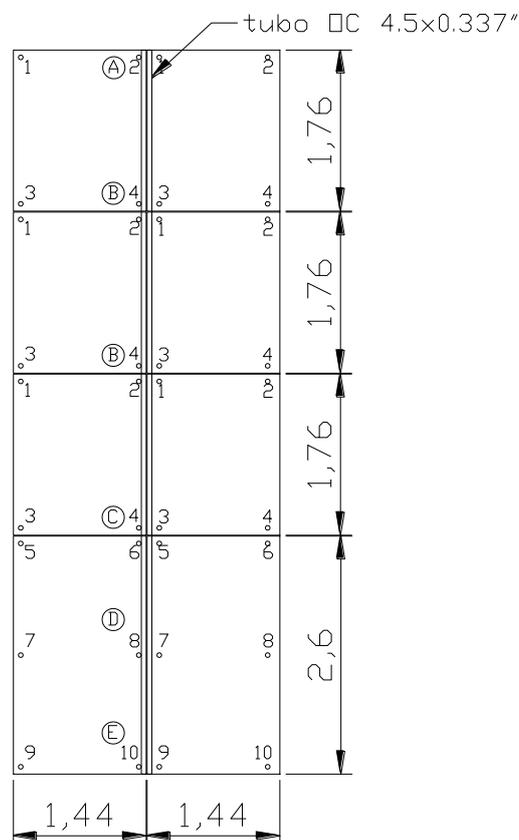
$$R_z = 12.06 \times 2 = 24.12 \text{ kg}$$

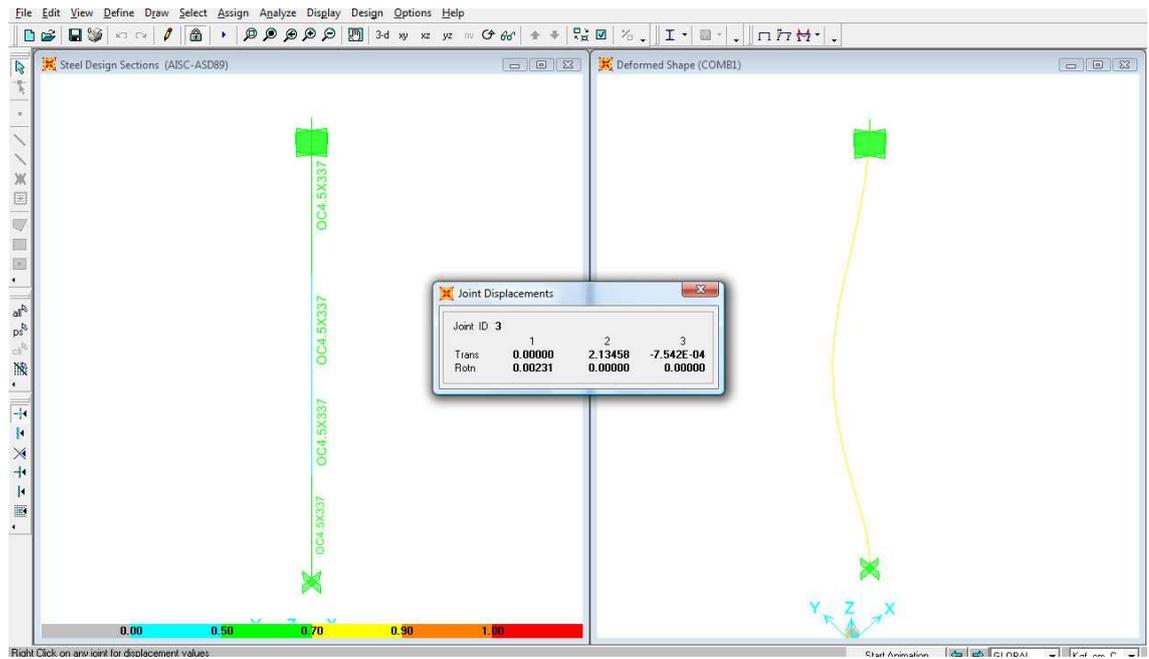
C:

$$R_y = (-77.98 - 51.29) \times 2 = -258.54 \text{ kg}$$

$$R_z = (15.05 + 12.06) \times 2 = 54.22 \text{ kg}$$

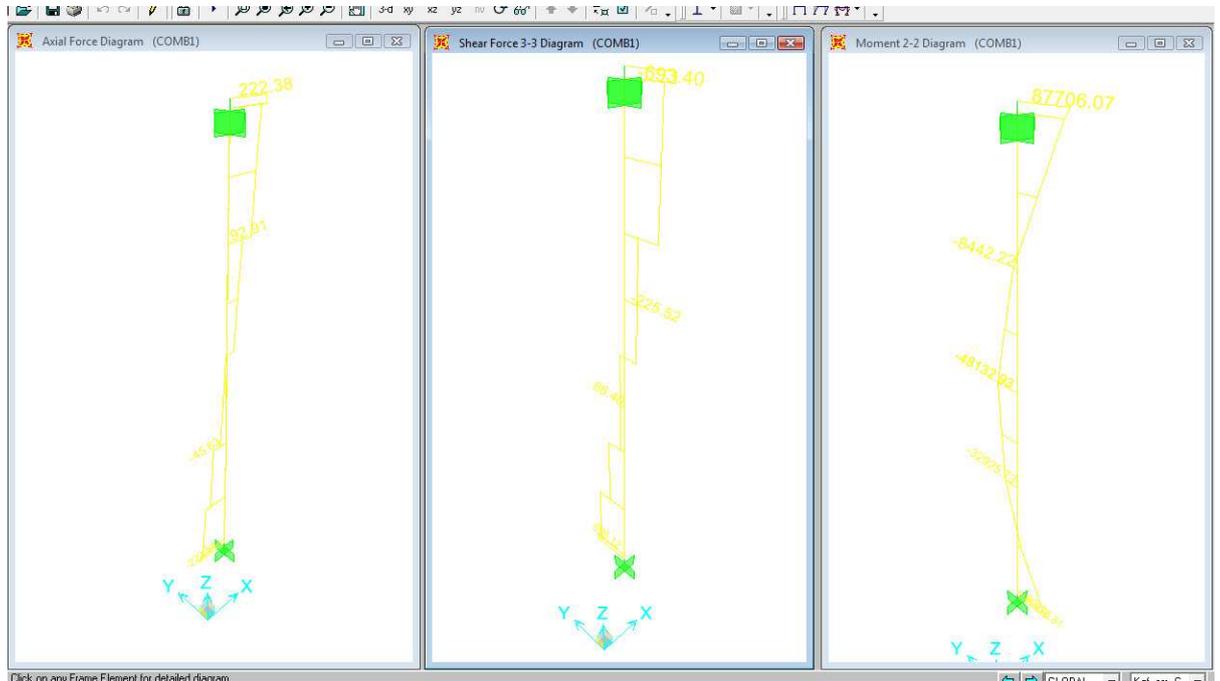
Con los valores anteriores se carga a la estructura, dependiendo de su localización en la longitud total del tubo y se encontró lo siguiente:





El ratio máximo que se presentó fue de 0.57 y la deflexión máxima fue de 2.13 cm, por lo que se considera aceptable la propuesta

Después se revisó el tubo con la teoría del LRFD/ASD 2005, pues el tubo se encuentra en un estado de flexo compresión.



### Revisión de la estructura con las especificaciones de la AISC 2005

Primero se revisa la estructura con lo especificado en el apartado H1.1 que incluye miembros doble y simplemente simétricos, sujetos a flexión y fuerza axial.

Cabe mencionar que en este apartado se despreciarán los esfuerzos debidos a la fuerza cortante.

Se tiene que conocer la relación  $\frac{P_r}{P_c}$  para ver cual ecuación utilizar, pues cuando dicha relación es mayor o igual que 0.2, se utiliza la siguiente:

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Y cuando la relación es menor que 0.2 se utiliza la siguiente ecuación:

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Se puede observar que en la primera ecuación se beneficia al momento por estar reducido y en la segunda la que se beneficia es la carga, al estar dividida entre dos.

Se obtendrá el valor de  $P_c$

$P_c = \frac{P_n}{\Omega_c}$  (Resistencia permisible a la compresión) la cual se determina de acuerdo con lo acordado en el capítulo E de las especificaciones de AISC)

Primero se tiene que conocer la clasificación de la sección, de acuerdo con el pandeo local, para lo cual se revisa el capítulo B, que incluye requerimientos de diseño.

Según la tabla B4.1, los límites de la relación ancho espesor para miembros en compresión, para secciones huecas circulares son los siguientes:

Cuando  $D/t < \lambda_p$ , la sección es compacta

Cuando  $\lambda_p < D/t < \lambda_r$ , la sección es no compacta y

Cuando  $D/t > \lambda_r$ , la sección es esbelta

$$\lambda_p = \frac{0.07E}{F_y}$$

$$\lambda_r = \frac{0.31E}{F_y}$$

Para el caso que se está revisando, la relación  $D/t$  es la siguiente:

$$\frac{D}{t} = \frac{11.4}{0.856} = 13.317$$

$$\lambda_p = \frac{0.07(2039000)}{2530} = 56.41$$

Por lo que la sección es compacta. Ya que se sabe qué clasificación tiene la sección de acuerdo con el pandeo local, entonces se prosigue a obtener el valor de  $P_n$ .

Se usará la sección E3, ya que aplica para miembros en compresión, con secciones compactas y no compactas.

La resistencia nominal a la compresión,  $P_n$ , debe ser determinada con base en el estado límite de pandeo flexionante.

$$P_n = F_{cr} A_g$$

Obtener las siguientes relaciones para encontrar  $F_{cr}$ :

$$\frac{kl}{r} = \frac{0.5 \times 788}{3.74} = 105.34$$

$$4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71 \sqrt{\frac{2039000}{2530}} = 133.71$$

$$0.44F_y = 1113.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{kl}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 2039000}{105.34^2} = 1813.29 \text{ kg/cm}^2$$

Y como:

$$\frac{kl}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \text{ y } F_e \geq 0.44F_y$$

Entonces:

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y = \left[ 0.658^{\frac{2530}{1813.29}} \right] 2530 = 1410.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_g = 28.355 \text{ cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 1410.91 \times 28.355 = 40,006.35 \text{ kg}$$

$$\frac{P_n}{\Omega} = \frac{40,006.35}{1.67} = 23,956 \text{ kg}$$

$$P_r = 222.38 \text{ kg (De análisis de SAP)}$$

$$\frac{P_r}{P_c} = \frac{222.38}{23,956} = 0.00928 < 0.2, \text{ entonces seguir H1-1a}$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

$$M_{rx} = 0$$

$$M_{ry} = 87,706 \text{ kg.cm}$$

Para obtener  $M_{cx}$  se sigue lo especificado en el capítulo F (diseño de miembros en flexión), en particular, el punto F8, que incluye perfiles redondos tubulares.

Esta sección aplica para redondos huecos, con relación  $D/t$  menor que  $\frac{0.45E}{F_y}$ , de donde este valor es 362.67, y la relación  $D/t = 13.3$  y como la relación es menor que el valor que incluye el módulo de elasticidad y el esfuerzo de fluencia, entonces es factible utilizar este apartado.

La resistencia nominal a la flexión,  $M_n$ , debe ser el menor valor obtenido, de acuerdo con los estados límite de cedencia (momento plástico) y el pandeo local.

### 1. Cedencia

$$M_n = M_p = F_y Z$$

$$Z = \left( \frac{A}{2} \right) a$$

$$A = \text{Área de toda la sección transversal} = 28.355 \text{ cm}^2$$

$$a = \text{Distancia entre los centroides de las dos medias áreas} = 6.7272 \text{ cm}$$

$$Z = \left( \frac{28.355}{2} \right) \times 6.7272 = 95.3748 \text{ cm}^3$$

$$M_n = 2530 \times 95.3748 = 241,298 \text{ kg.cm}$$

### 2. Pandeo Local

Según lo descrito en el inciso a), este estado límite no aplica para secciones compactas, por lo cual no se tomará en cuenta.

Ahora que se tiene  $P_c$  y  $M_{cy}$  se obtiene la siguiente relación:

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = \frac{222.38}{2(23,956)} + \left( \frac{87,706}{241,298} \right) = 0.368 < 1, \text{ por lo que se}$$

considera aceptable.

Ahora se revisará la sección con el apartado H3.2, la cual incluye tubos huecos sujetos a fuerzas combinadas de torsión, corte, flexión y fuerza axial.

En este apartado se comenta que cuando la resistencia a la torsión requerida,  $T_r$ , es menor o igual que el 20% de la resistencia a la torsión permisible,  $T_c$ , la interacción de la torsión, corte, flexión y fuerza axial de un perfil hueco debe determinarse con la sección H1 y los efectos de la torsión deben ser despreciados. Cuando  $T_r$  excede el 20% de  $T_c$ , la interacción de la torsión, corte, flexión y la fuerza axial se limita por:

$$\left( \frac{P_r}{P_c} + \frac{M_r}{M_c} \right) + \left( \frac{V_r}{V_c} + \frac{T_r}{T_c} \right)^2 \leq 1.0$$

Para efectos de comparación con el apartado anterior y por el hecho de que esta fórmula involucra las tres acciones que se tienen, que son: fuerza axial, flexión y cortante, se va a utilizar este apartado, sabiendo que cuando la torsión requerida es menor que la permisible y, en este caso, que no hay torsión, pues se toma en cuenta el apartado H1, que ya se desarrolló.

Fuerza axial  $P_r = 222.38 \text{ kg}$

Fuerza cortante  $V_r = 693.4 \text{ kg}$

Momento en y  $M_r = 87706.07$

Despreciando la Torsión la fórmula anterior quedaría así:

$$\left(\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_r}{M_c}\right) + \left(\frac{V_r}{V_c}\right)^2 \leq 1.0$$

De cálculos anteriores se tienen los valores de  $P_c$  y  $M_c$ , ahora se puede obtener el valor  $V_c$ .

El capítulo G de las especificaciones de la AISC incluye el diseño de miembros por corte. El apartado G6 es el que contiene lo referido a perfiles huecos.

En este apartado se comenta lo siguiente: la resistencia nominal al corte,  $V_n$ , de un perfil hueco, de acuerdo con el estado límite de corte por cedencia y corte por pandeo, es:

$$V_n = F_{cr} A_g / 2$$

Donde  $F_{cr}$  debe ser el mayor valor de:

$$F_{cr} = \frac{1.60E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^4}}$$

Y

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^2}$$

$A_g$  = área gruesa de la sección basada en el diseño del espesor de la pared.

$D$  = diámetro exterior

$L_v$  = la distancia del máximo al cero en el diagrama de corte.

$t$  = espesor de pared de diseño igual a 0.93 veces el espesor nominal de pared para ERW HSS e igual al espesor nominal para SAW HSS.

ERW = soldadura de resistencia eléctrica

SAW = soldadura de arco sumergido

Se considerará ERW, entonces  $t = 0.93t = 0.93 \times 0.856 = 0.79608 \text{ cm}$

$L_v = 393.226 \text{ cm}$  (del diagrama de corte)

$A_g = 26.52 \text{ cm}^2$  (considerando el espesor de pared de diseño)

$$F_{cr} = \frac{1.60E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left(\frac{D}{t}\right)^4}} = F_{cr} = \frac{1.60 \times 2039000}{\sqrt{\frac{393.226}{11.4} \left(\frac{11.4}{0.79608}\right)^4}} = 19,940.4 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^2} = F_{cr} = \frac{0.78 \times 2039000}{\left(\frac{11.4}{0.79608}\right)^2} = 29,348.75 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_n = F_{cr} A_g / 2 = V_n = \frac{29,348.75 \times 26.5}{2} = 388,871 \text{ kg}$$

$$V_c = \frac{V_n}{\Omega_v} = \frac{388,871}{1.67} = 232,857 \text{ kg}$$

Resolviendo la relación:

$$\left(\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_r}{M_c}\right) + \left(\frac{V_r}{V_c}\right)^2 = \left(\frac{222.38}{23,956} + \frac{87706}{241,298}\right) + \left(\frac{693.4}{232,857}\right)^2 = 0.37 < 1$$

Como se puede observar, el resultado de ambas relaciones es casi el mismo; de donde se puede concluir que la sección es adecuada y también lo es el usar los dos procedimientos.

Comparando los resultados de las relaciones anteriores con los de SAP, se tiene que el ratio máximo en éste fue de 0.57 y siguiendo las especificaciones de AISC 0.37, ambos revisados con ASD (diseño por esfuerzos permisibles); se puede pensar que los parámetros que usa el programa son aún más protegidos y que es confiable utilizarlos. Es claro que

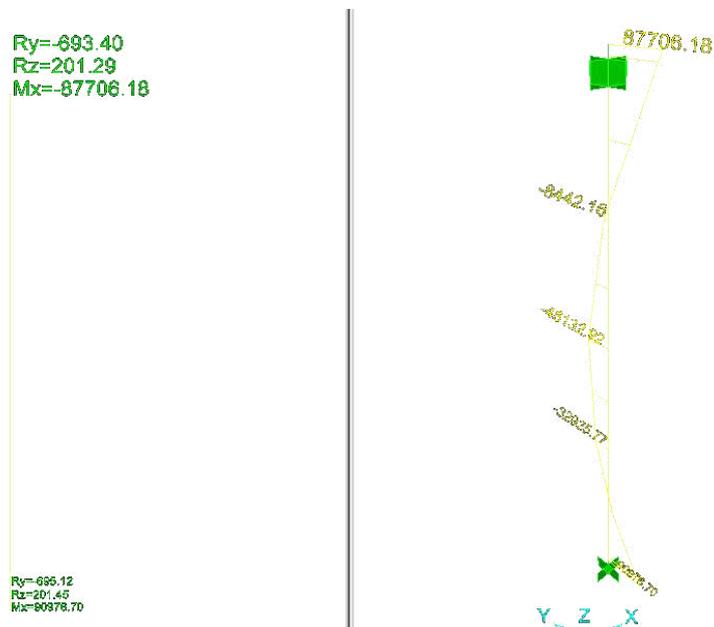
para cualquier cálculo es importante revisar el resultado por algún otro método.

Además, se tiene que tomar en cuenta el aspecto económico y es ahí donde, al revisar la sección con las especificaciones, puede encontrar una sección más ligera.

En este caso, por la instalación del sistema que sostiene la araña que sujeta el cristal, no es conveniente colocar un tubo de menor diámetro. (Figura 10b).

Enseguida se revisará la placa de apoyo, para lo cual se tiene lo siguiente:

Reacciones y momentos de columna en fachada de acceso, empotrada y empotrada.



Antes de proponer la placa, hay que revisar si la soldadura que unirá el tubo con la placa base soporta el momento de empotramiento.

Datos:

Espesor de soldadura = 0.3 cm

Área de soldadura = 11.0553 cm<sup>2</sup>

Inercia de soldadura = 190.2651 cm<sup>4</sup>

Con las dimensiones anteriores se tiene que:

La resistencia de la soldadura:

$$\frac{R_n}{\Omega} = 0.6 \times F_{Exx}$$

$\Omega = 2$  (ASD)

$$\frac{R_n}{\Omega} = 0.5 \times 0.6 \times 70 = 21 \text{ksi} = 1477 \text{kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo permisible)}$$

$$F_v = \frac{P}{A} = \frac{222.54}{11.0553} = 20.1297 \text{kg/cm}^2$$

$$F_t = \frac{M_c}{I} = \frac{90976.81 \times 5.715}{190.2651} = 2732.67 \text{kg/cm}^2$$

$$F_t = F_v + F_t = 2753 \text{kg/cm}^2$$

Y como se puede observar, el esfuerzo actuante es mayor al que resiste la soldadura de 0.3 cm. Por lo que hay que proponer una soldadura de mayor espesor.

Espesor de soldadura 0.635 cm (1/4")

Área de soldadura = 24.0686 cm<sup>2</sup>

Inercia de soldadura = 439.1541 cm<sup>4</sup>

Con las dimensiones anteriores se tiene que:

$$F_v = \frac{P}{A} = \frac{222.54}{24.0686} = 9.246 \text{ kg/cm}^2$$

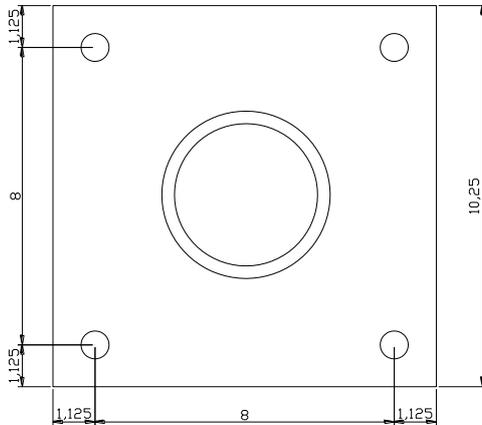
$$F_t = \frac{Mc}{I} = \frac{90976.81 \times 6.0325}{439.1541} = 1249.72 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_T = F_v + F_t = 1259 \text{ kg/cm}^2$$

De donde se deduce que el esfuerzo actuante es menor que el resistente, por lo que se considera aceptable.

## Revisión de la placa base.

Se propone una placa de 10.25 x 10.25 cm con 4 anclas



## Revisión de anclas

Anclas Hilti (Tabla 6)

$$Par = \frac{90976.81}{8 \times 2.54} = 4477.2 \text{ kg}$$

Tracción en cada ancla

$$T = \frac{4477.2}{2} = 2238.6 \text{ kg} = 4930.8 \text{ lbs} * f_s = 4 = 19723 \text{ lbs Carga última}$$

Considerando que el concreto de la losa tiene un  $F'c = 280 \text{ kg/cm}^2$  se tiene que:

Requiere anclas de  $3/4"$  x  $4.75"$  de profundidad de empotramiento, esta ancla soporta una tracción de 19820 lbs.

Ahora hay que verificar las distancias requeridas de centro a centro de ancla, para que dicha distancia no afecte la resistencia a tensión del ancla. Las especificaciones de las anclas Kwik Bolt 3 (Hilti, 2009) incluyen unas tablas de la influencia de la distancia al borde del concreto y el espaciado de las anclas (Tabla 6.3 y 6.4). Para este caso, la tabla de ajuste de carga para un ancla de  $3/4"$  muestra que, para una distancia de  $8.25"$ , el factor de ajuste

es de 0.84 e, interpolando para obtener el correspondiente a 8", es de 0.8233; por lo que la carga última se reduciría a 16318 lbs, por lo que se buscará un ancla que aplique para la separación de 8". En la tabla de cargas últimas (Tabla 6.1) se puede observar que un ancla de 1" de diámetro por 9" de profundidad de empotramiento es la adecuada, ya que con el factor de ajuste la carga última quedaría en 23075 lbs mayor a la tracción requerida por ancla. La distancia al borde de concreto recomendada, según la misma tabla, es de 11.25" para que la carga no se reduzca por este concepto. Como se puede ver en las reacciones el elemento presenta un corte de 695.12 kg por lo que:

$$C = \frac{695.12}{4} = 173.78\text{kg} = 383\text{lbs} * f_s = 4 = 1531.1\text{lbs}$$

El ancla seleccionada soporta un corte de 34500 lbs. Según los factores de ajuste para corte, se tiene que para una distancia al borde de 11.25" le corresponde un factor de 0.83, ya que la carga de corte es perpendicular al borde; además, a una separación entre las anclas de 8" le corresponde un factor de ajuste de 0.93, por lo que el valor de carga última al corte queda de la siguiente manera:

$$C_{\text{resistente}} = 34500 * 0.83 * 0.93 = 26630\text{lbs}$$

Se revisa la relación de cargas combinadas (Tabla 6.4)

Para el caso de estudio se tiene lo siguiente:

$$\left(\frac{19723}{23075}\right)^{5/3} + \left(\frac{1531}{26630}\right)^{5/3} = 0.78 \leq 1$$

Por lo que se considera adecuado.

### Cálculo del espesor de la placa.

Placa inferior, que es la que tiene la carga axial de compresión y el momento en el eje x.

El procedimiento para el cálculo de la placa se hace de acuerdo con la teoría de placas de base resistentes a momentos de columnas.

Tubo 4.5 x 0.337"

Carga axial = 222.54 kg

$M_x = 90976.8 \text{ kg-cm}$

Acero A-36

$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$

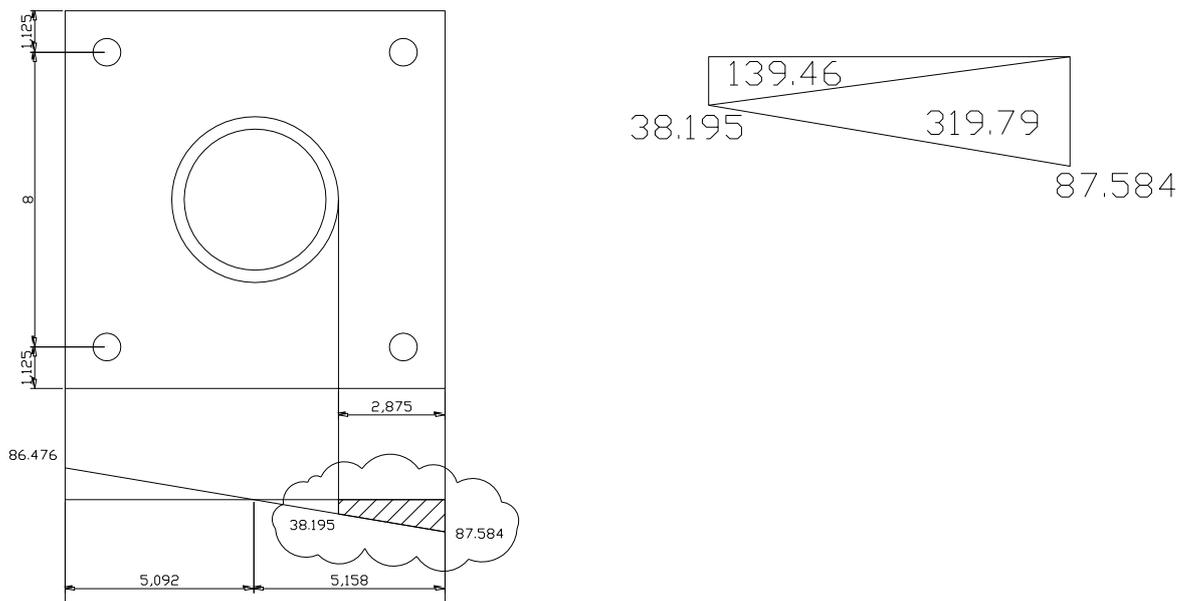
Dimensiones de la placa: 10.25 x 10.25"

$\Phi_c F_p = \Phi_c 1.7 f'_c = 0.6 \times 1.7 \times 280 = 285.6 \text{ kg/cm}^2$

$$e = \frac{90976.8}{222.54} = 403.37 \text{ cm}$$

Por tanto, la resultante se encuentra fuera del área de la placa.

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{P_u e c}{I} = -\frac{222.54}{20.035^2} \pm \frac{222.54 \times 403.37 \times 13.0175}{\frac{1}{12} \times 20.035^4} = 0.554 \pm 87.03 = -87.584, 86.476 \text{ kg/cm}^2$$



$$M_u = \left[ 139.46 \times \left( \frac{7.3025}{3} \right) \right] + \left[ 319.79 \times \left( \frac{2}{3} \right) \times 7.3025 \right] = 1896.32 \text{ kg.cm}$$

$$t = \sqrt{\frac{6M_u}{\Phi_b F_y}} = \sqrt{\frac{6 \times 1896.32}{0.9 \times 2530}} = 2.23 \text{ cm}$$

Por lo que 7/8" es adecuado.

### **Cálculo del espesor de la placa.**

Corresponde a la placa superior, que es la que tiene la carga axial de tensión y el momento en el eje x.

El procedimiento para definir el espesor de esa placa corresponde a un programa de cálculo (SAP), en el cual se modelará la placa con sus respectivas cargas y apoyos, para ver qué espesor es el adecuado.

Tubo 4.5 x 0.337"

Carga axial en tensión = 222.54 kg

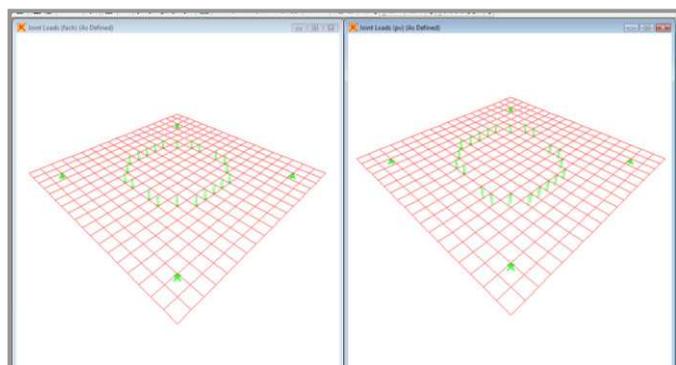
$M_x = 90976.8$  kg-cm

Acero A-36

Placa de 10.25 x 10.25"

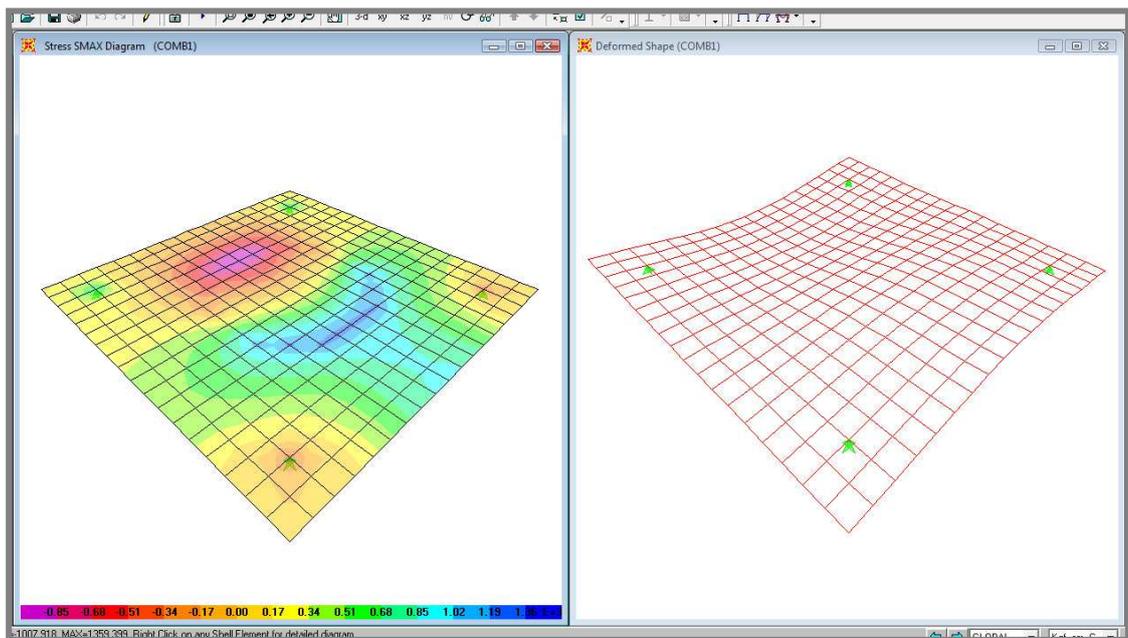
Se propuso la misma posición de las anclas que en la placa inferior, a 1.125" de cada borde de placa.

Las cargas se repartieron en varios puntos; pero como la placa se discretizó en una malla de 16 x 16, entonces en proporción con las medidas del tubo; sobre el perímetro fue donde se distribuyeron las cargas. Para el caso de la carga axial, se dividió la carga entre 22, que fueron los puntos que resultaron al idealizar el perímetro del tubo; y para el caso del momento, primero se calculó un par y ya el par se dividió entre 11, dado que la mitad de las cargas irían en un sentido y la otra mitad en otro, como se muestra en el siguiente diagrama.

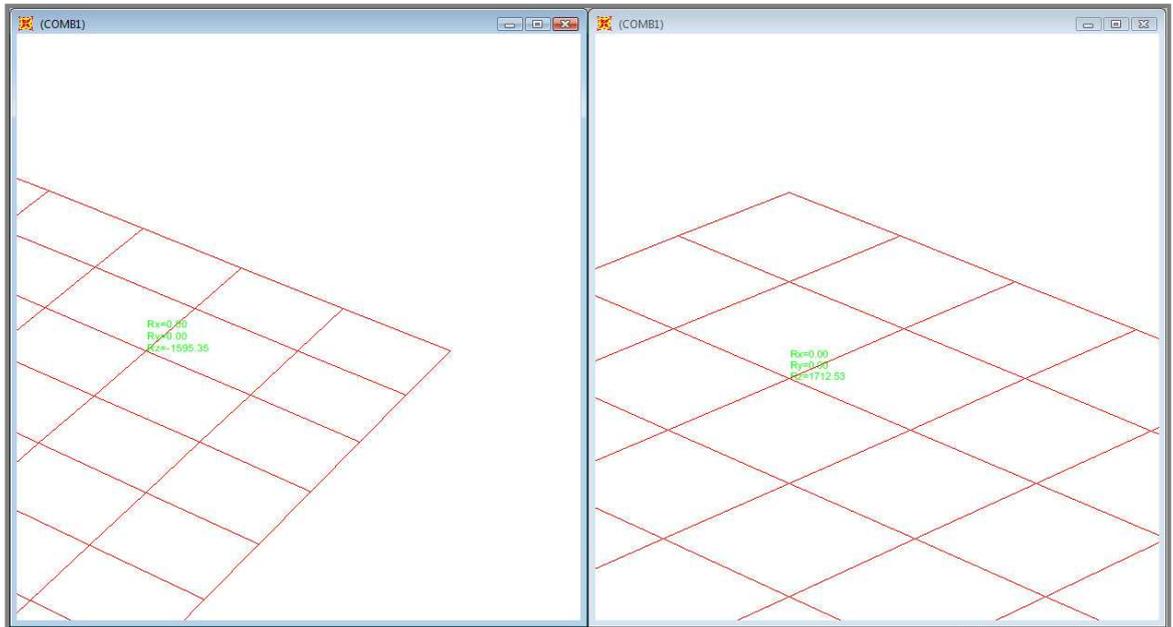


Una vez que se corrió el modelo y después de varias propuestas de espesor, se pudo observar que el espesor adecuado es de 7/8", para el cual el esfuerzo máximo que se presentó es de 1518 kg/cm<sup>2</sup>. Se modeló con 13/16 y el esfuerzo resultó ser 1576, menor que la fluencia, pero mayor al de diseño.

A continuación, se presenta un diagrama que muestra la gama de esfuerzos que se presentan en la placa; además, se muestra una placa deformada, de donde lo que se puede observar es que los desplazamientos son mínimos.



En seguida se van a revisar las reacciones, para ver si las anclas que se propusieron para la placa inferior son adecuadas para ella.



La reacción máxima que se encontró tiene un valor de 1712.53 kg (tracción)

Tomando en cuenta lo que se comentó anteriormente, se tiene que:

$1712.53 \times 4 = 6850.12 \text{ kg} = 15088.4 \text{ lbs}$ , que para concreto de  $f'c = 280$  se tiene que según la tabla de cargas últimas para anclas Kwik Bolt 3(Hilti, 2009) (Tabla 6.1), Por lo que el ancla es adecuada.

## **6.3 Diseño típico de fachadas con louver.**

### **6.3.1 Análisis de las cargas**

Como se comentó anteriormente, la presión exterior del viento es la única carga que se toma en cuenta; ya que, al haber aberturas significativas, la presión interior no aplica; pero aquí es todavía menos crítico; pues, además, sólo un porcentaje de la fachada es el que está sujeto a las cargas de viento, que es el área expuesta de cada louver, pues generalmente llevan una separación determinada entre un elemento y otro. (Figura 16a y 16b). La carga se obtiene analizando la carga que recibe un tramo de celosía, dependiendo del ancho tributario y con la separación de los louvers se obtiene la cantidad de louvers por tramo y ésta es la cantidad de veces que se va a multiplicar la carga y dividiéndola por la longitud del elemento vertical, se obtiene la carga por metro lineal que afecta a cada vertical. Para una mayor explicación, ver el apartado 6.3.3 del ejemplo de revisión del louver.

En un caso en que la separación entre louvers sea igual a cero, la carga (kg/ml) de viento a la que va estar expuesto el perfil. Se obtiene multiplicando el ancho (separación de los elementos verticales) por el valor de la presión exterior de viento.

### 6.3.2 Efectos de las cargas en los anclajes.

Según el tipo de louver que se vaya a instalar y la inclinación que éste vaya a tener, así será la carga que va a recibir. Suponiendo que la presión del viento incide va perpendicular a la fachada, ya sea de presión o de succión; el louver debe soportar su peso propio, junto con la presión que reciba. En el ejemplo se presenta la revisión de la conexión entre el elemento tipo louver y el perfil vertical.

Una vez que se conoce el ancho máximo que soporta un louver y la cantidad de louvers por tramo, se obtiene la carga máxima que recibirá el elemento vertical y, como se comentó anteriormente, éste tiene que soportar los efectos del la carga de viento y evitar que se presente una deflexión considerable. Después de que se calcula la carga total, se calculan los esfuerzos de corte que debe soportar cada ancla, superior e inferior, del tramo. Normalmente, cuando la fachada es de piso a techo, se usan escuadras de armado con un ancla de expansión. (Figura 16b y Fotografía 11).

Para revisar la resistencia al corte (aplastamiento) del aluminio con aleación 6063 temple 5 en los ángulos, que funcionan para unir los perfiles verticales con la losa, se considera un valor de 15 ksi (1055 kg/cm<sup>2</sup>) que resulta de la siguiente expresión:

$$F = \frac{2F_w}{1.5n_u} \quad (6-45)$$

(Ecuación 3.4.6-1, Aluminum Design Manual, 2005)

Donde:

$F$  = Esfuerzo permisible

$F_{tu} = 22$  ksi (resistencia última a la tensión, Tabla 3.3-1)

$u_n = 1.95$  (factor de seguridad, Tabla 3.4-1)

(Aluminum Design Manual, 2005)

### 6.3.3 Ejemplo de diseño de elementos de fachada con louver

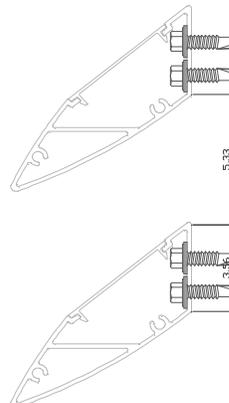
Ubicación: Elevación sur y norte

Cancel: LV-02

Datos (cm):

Ancho 142  
 Alto 1 559  $\Delta_{perm1} = 3.19$   
 Alto 2 409  $\Delta_{perm2} = 2.34$   
 Alto 3 499  $\Delta_{perm3} = 2.85$

Proyección louver = 7.6  
 Dimensión = 3.6 (unida a vertical)  
 Separación louver = 5.3



Número de louvers 1 63

Número de louvers 2 46

Número de louvers 3 56

Peso el perfil = 1.19 kg/m (Louver + Tapa)

NIVEL	H	Pv	W	W TOT	W VERT	I REQ	PERFIL PROP	I ACT	MOM MÁXIMO	MOD. SECC. REQ	MOD. SECC. ACT
	(m)	(kg/m2)	kg/ml	kg/ml	kg/ml	cm4	14739 +	cm4	KG.CM	CM3	CM3
PB	6.0	102.5	7.8	9.0	143.8	814.4	PTR 4x2x0.156	834.0	56182	63.27	99.07
MEZZ	10.5	122.1	9.3	10.5	167.6	371.8	SOLERA 2x1/8" ALUMINIO	422.0	35054	39.48	52.3
N2	15.0	136.5	10.4	11.6	185.1	410.6	SOLERA 2x1/8" ALUMINIO	422.0	38712	43.59	52.3
N3	19.5	148.1	11.3	12.5	199.3	442.0	SOLERA 2x1/4" ALUMINIO	463.0	41674	46.93	53.7
N4	24.0	158.0	12.0	13.2	211.4	468.7	SOLERA 2x1/8" ACERO	506.0	44197	49.77	55.35
N5	28.5	166.7	12.7	13.9	222.0	492.2	SOLERA 2x1/8" ACERO	506.0	46412	52.27	55.35
N6	33.0	174.5	13.3	14.5	231.5	513.3	SOLERA 2x3/16" ACERO	546.0	48397	54.50	56.4
N7	37.5	181.6	13.8	15.0	240.1	532.4	SOLERA 2x3/16" ACERO	546.0	50205	56.54	56.4
N8	42.0	188.1	14.3	15.5	248.1	550.1	PTR 3X2X0.12	600.7	51868	58.41	65.96
N9	46.5	194.2	14.8	16.0	255.4	566.5	PTR 3X2X0.12	600.7	53413	60.15	65.96
N10	51.0	199.9	15.2	16.4	262.4	581.8	PTR 3X2X0.12	600.7	54858	61.78	65.96
N11	55.5	205.2	15.6	16.8	268.9	596.2	PTR 3X2X0.12	600.7	56218	63.31	65.96
N12	60.9	211.3	16.1	17.3	276.2	1112	PTR 4*2 ROJO+SOLERA 2*1/4	1120	85968	96.81	145.68

Notas:

Ver LV-02 en Figura 2, 3, 16a y 16b

Ver detalles del cancel en revisión de anclaje.

### 6.3.3 Ejemplo de diseño de elementos de fachada con louver. Propuesta de sujeción de elemento horizontal.

Del cálculo de la inercia requerida(LV02), en la columna "Wtotal" se toman los siguientes datos:

Carga máxima = 17.29 kg/ml  
Ancho = 1.42 m  
Pc = WL/2 = 12.28 kg

El valor "Pc" es lo que tiene que soportar cada pija.

Se proponen dos tornillos de punta de broca autotaladrante, de la línea Buildex.

Nota: Para soportar la carga, que es muy pequeña, puede ser suficiente con un solo tornillo; pero para evitar algún movimiento excesivo que pudiese ocasionar que se abocarde el aluminio y se desprenda el tramo de louver, se propusieron dos tornillos.

Hay dos puntos muy importantes que se toman en cuenta a la hora de proponer los sujetadores: uno de ellos es el espesor a unir y el otro es que soporte la carga requerida.

Datos:  
Espesor de perfil vertical = 0.156 in  
Espesor del louver = 0.0482 in  
Espesor total = 0.2042 in

En el catálogo de pijas hay una tabla "Drill and Tap Material Thilness chart" en la cual se puede observar que "teks" es el adecuado dependiendo de los materiales que se vayan a unir, pues de esto depende la capacidad de penetración que se va a necesitar. (Tabla 4)

Para el espesor total que se obtuvo existen dos opciones:

TEKS/2 #12

TEKS/3 #12

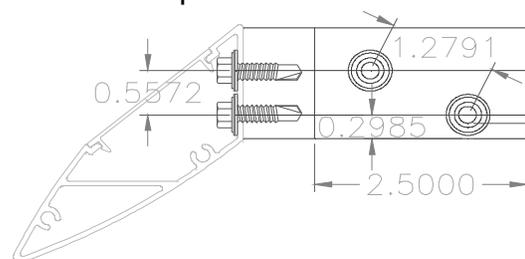
Se propone un "self drilling fastener Light duty steel to steel aplicaciones", Producto Report No. 02701 (Tabla 5)

Especificaciones del producto:

Dril point: teks 2

Diámetro: #12 0.21 in

Longitud: 1"



Tipo de Cabeza: hexagonal

En la tabla que muestra los valores de los sujetadores a tensión y corte (Tabla 5.1) se tiene que:

El de diámetro #12 soporta:

Tensión = 2778 lbs  
Corte = 2000 lbs  
Torque = 92 lbs

Un criterio muy importante, que se describe en la tabla, menciona lo siguiente: "Los valores listados son cargas promedio últimas, bajo condiciones de laboratorio y aplican solamente para sujetadores manufacturados por Buildex. Se debe usar un factor de seguridad apropiado de estos valores, para propósitos de diseño".

El proveedor recomienda utilizar un 30% de factor de seguridad, por lo tanto, la capacidad para los siguientes efectos es la siguiente:

Tensión =  $2778 \times 0.7 = 1944.6$  lbs

Corte =  $2000 \times 0.7 = 1400$  lbs

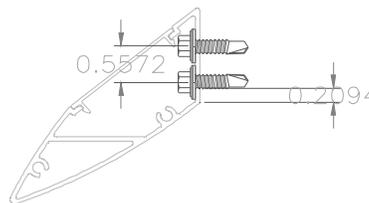
Nota importante: el sujetador debe penetrar, más allá de la estructura del metal, un mínimo de tres líneas de cuerda, y el proveedor recomienda que tenga 3/4" más allá del material que se unió. Es por eso que se propuso la longitud del tornillo de 1" para que sobresalga 3/4".

En el apartado J3.3 de AISC (AISC, 2005) se incluye la especificación de la separación mínima para los sujetadores.

Separación mínima entre los sujetadores =  $3\Phi = 3 \times 0.21 = 0.63$ "

Y como se aprecia en el detalle que se muestra arriba, la distancia entre las anclas es de 1.2791", que es mayor que 0.63", correspondiente a la separación mínima, por lo que ésta separación se considera aceptable.

Revisión a corte de la mínima distancia que hay entre el borde del hueco hasta el borde del material.



Distancia libre de borde de agujero a borde de louver = 0.2094 in

Espesor = 0.0482 in

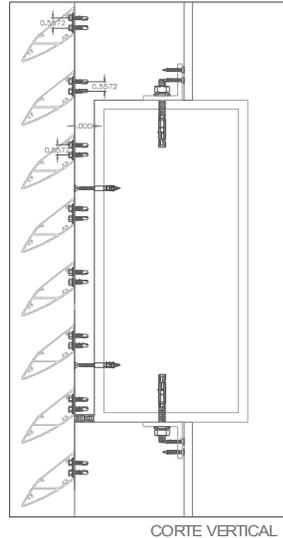
Resistencia al corte del aluminio 6063 T5 = 15 ksi

Capacidad de corte = 0.15 kips

68.73 kg > 12.28, por lo tanto, está bien.

## Propuesta de anclaje de elementos verticales, para H = 5.59 m (PB)

Como se aprecia en el detalle, el elemento vertical se ancla de piso a techo y para darle a la fachada un efecto de que es corrido y que no se aprecien las losas, se propuso bajar el patín exterior del elemento vertical y este pequeño tramo unirlo con la losa, por medio de tornillos de cabeza plana.



Cálculo de las acciones de debe soportar el ancla

De cálculo de las inercias requeridas.

Carga máxima = 143.83 kg/ml

Lmax = 5.59 m

WL/2 = 402.00 kg

885.47 lbs Carga actuante

X F.S. (4) 1608.02 kg

3541.9 lbs Carga factorizada

Carga a corte que debe soportar

Propuesta de anclas con expansor integrado (Hilti)

f'c = 200 kg/cm<sup>2</sup>

kwik bolt 3

3/8 in

Diámetro

1.625 in

Profundidad

de

empotramiento

(Tabla 6)

Carga permisible = 1275 lbs

Revisión de las distancias al borde del ángulo el que unirá el perfil con el concreto.

Según la Tabla J3.4 de AISC 2005 (Tabla 3)

Se propuso un ángulo de 2x2x1/4" (Figura 16b). La distancia del borde de un hueco al borde del ángulo, para un tornillo de 1/2" es 7/8", (el diámetro mínimo que incluye) y para uno de 3/4" es 1.25". Se puede suponer que para un tornillo de 3/8" la distancia mínima al borde es 0.625" y como se propuso un ángulo de 2" la distancia del centro al borde es 1", mayor que 0.625, por lo que esa distancia se considera aceptable. Lo que sigue es revisar a corte el ángulo.

Resistencia al corte, del ángulo de aluminio "1314"

Datos:

Espesor:	0.25 in
Lado:	2 in
Diámetro ancla:	0.375 in
Lc(dist. libre):	0.6563 in
Resistencia al corte:	15 Ksi
Capacidad a corte:	2.46 Kips
	5420.6 kg

Y como la capacidad al corte es mayor que la carga actuante, (885.47 kg) se considera aceptable la propuesta.

Resistencia de las pijas de cabeza plana que unen el ángulo de aluminio con el perfil vertical.

Como se puede apreciar en el detalle de arriba, se ve la proyección de 2 pijas de cabeza plana, en corte y en planta.

La distancia que hay entre ellas es: 1.26" que es la distancia inclinada.

La tracción que debe soportar es de 885.47 kg., 1950 lbs x factor de seguridad(30%) = 2535 lbs

El espesor que tiene que penetrar es  $0.25+0.156 = 0.406"$

En la gráfica "Drill and Tap material Thickness Chart" (Tabla 4), se observa que el teks adecuado para un espesor de 0.406" es el teks 5, por lo que se usa una pija No. 02703 pues es la que incluye el teks requerido.

Para cumplir lo recomendado por el proveedor, que es tener 3/4" más allá de los espesores a unir, se propone una pija 12-24x1 1/4", que tiene una capacidad de penetración de hasta 0.375" y con la longitud que tiene se cumple lo recomendado.

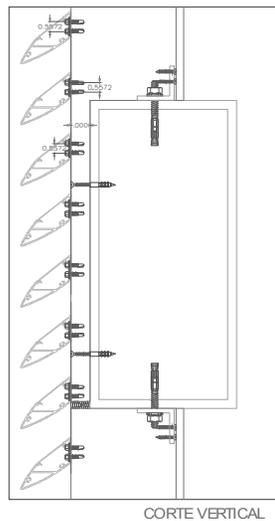
La pija propuesta soporta 3188 lbs a tensión, por lo que se considera aceptable.

En el apartado J3.3 de AISC (AISC, 2005) se incluye la especificación de la separación mínima para los sujetadores.

Separación mínima entre los sujetadores =  $3\Phi = 3 \cdot 0.21 = 0.63"$ , y se tiene 1.26", por lo que se considera aceptable.

**Propuesta de anclaje de elementos verticales para H = 4.09 m. (Mezz - N11)**

Como se puede apreciar en el detalle (Figura 16b) el elemento vertical se ancla de piso a techo y para darle un efecto a la fachada de que es corrido y que no se aprecien las losas, se propuso bajar el patín exterior del elemento vertical y este pequeño tramo unirlo en la losa por medio de tornillos de



Cálculo de acciones que debe soportar el ancla.

Cálculo de las inercias requeridas.

Carga máxima =	268.86 kg/ml	
Lmax =	4.09 m	
WL/2 =	549.82 kg	
	1211.05 lbs	Carga actuante
X F.S. (4)	2199.27 kg	Carga factorizada
	4844.2 lbs	Corte que debe soportar

Propuestas de ancla con expansor integrado (kwik bolt 3)

$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$

Datos de la tabla de resistencias (Tabla 6) Hilti

Diámetro de anclaje	Empotramiento mínimo en concreto	Cargas permisibles a corte (lbs)
3/8"	1.625"	1275
	2.5" (3)	1460
	4.25" (3)	1460
1/2"	2.25"	2300
	3.5" (5)	3020
	6" (5)	3020

(3) Los valores mostrados son para un plano de corte a través del cuerpo del anclaje, cuando el plano de corte está actuando a través de las roscas del anclaje, reduzca el valor de corte en un 10%

(5) Los valores mostrados son para un plano de corte a través del cuerpo del anclaje, cuando el plano de corte está actuando a través de las roscas del anclaje, reduzca el valor de corte en un 20%

Considerando lo que se recomienda en las notas (3) y (5) resultan los siguientes valores:

Diámetro de anclaje	Empotramiento mínimo en concreto	Cargas permisibles a corte (lbs)
3/8"	1.625"	1275
	2.5"	1314
	4.25"	1314
1/2"	2.25"	2300
	3.5"	2416
	6"	2416

Nivel	Carga (kg/ml)	Reacción (kg)	Reacción (lbs)	Por factor de seguridad (lbs)
MEZZ	167.64	342.83	755.13	3020.54
N2	185.13	378.60	833.92	3335.68
N3	199.30	407.57	897.73	3590.94
N4	211.37	432.24	952.07	3808.30
N5	221.96	453.90	999.79	3999.15
N6	231.45	473.32	1042.56	4170.25
N7	240.10	491.00	1081.49	4325.97
N8	248.05	507.27	1117.33	4469.32
N9	255.44	522.38	1150.61	4602.45
N10	262.35	536.51	1181.75	4726.98
N11	268.86	549.81	1211.04	4844.17

Anclas con expansor integrado.

Considerando lo que se recomienda en las notas (3) y (5), siendo éste un caso crítico:

De Mezz a N11 se puede utilizar un ancla de 3/8" x 1.625"

Revisión de las distancias al borde del ángulo, el cual unirá el perfil con el concreto.

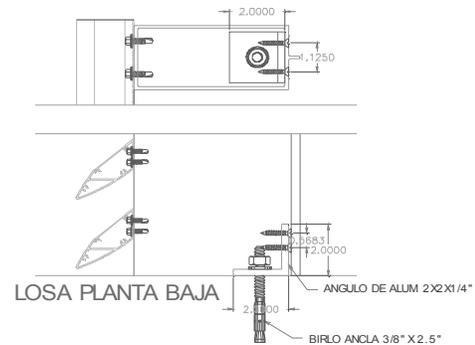
Según la Tabla J3.4 de AISC 2005 (Tabla 3)

Se propuso un ángulo de 2x2x1/4" (ver detalle). La distancia del borde de un hueco al borde del ángulo para un tornillo de 1/2" es 7/8", es el diámetro mínimo que incluye; y para uno de 3/4" es 1.25". Se puede suponer que para un tornillo de 3/8", la distancia mínima al borde es 0.625" y como se propuso un ángulo de 2", la distancia del centro al borde es 1", mayor que 0.625, por lo que ésta se considera aceptable. Después se tiene que hacer la revisión del ángulo expuesto al corte.

Resistencia al corte del ángulo de aluminio "1314"

Datos:

Espesor:	0.25 in
Lado:	2 in
Diámetro ancla:	0.375 in
Lc(dist. libre):	0.6563 in
Resistencia al corte:	15 Ksi
Capacidad al corte:	2.46 Kips
	5420.6 kg



Y como la capacidad al corte es mayor que la carga actuante, (549.81 kg) se considera aceptable la propuesta.

Resistencia de las pijas de cabeza plana que unen el ángulo de aluminio con el perfil vertical.

Como se puede apreciar en el detalle de arriba, se ve la proyección de 2 pijas de cabeza plana, en corte y en planta.

La distancia que hay entre ellas es igual a 1.26", que es la distancia inclinada.

La tracción que debe soportar es de 549.81 kg., 1211 lbs x factor de seguridad(30%) = 1574.3 lbs

El espesor que tiene que penetrar es  $0.25 + 0.156 = 0.406$ "

En la gráfica "Drill and Tap material Thikness Chart" (Tabla 4), se observa que el teks adecuado para un espesor de 0.406" es el teks 5, por lo que se recomienda usar una pija No. 02703 que incluye el teks requerido.

Para cumplir lo recomendado por el proveedor, de tener 3/4" más allá de los espesores a unir, se propone una pija 12-24x1 1/4", que tiene una capacidad de penetración de hasta 0.5" con esto, la longitud que tiene esta pija, cumple lo recomendado.

La pija propuesta soporta 3188 lbs a tensión, por lo que se considera aceptable.

Separación mínima entre los sujetadores =  $3\Phi = 3 \times 0.21 = 0.63"$ , y como se tiene 1.26", se considera aceptable.

### **Propuesta de anclaje de elementos verticales H = 4.99 m. N12 (LV02)**

Cálculo de las acciones que debe soportar el ancla.

Cálculo de las inercias requeridas.

Carga máxima =	276.20 kg/ml	
Lmax =	4.99 m	
WL/2 =	689.12 kg	
	1517.88 lbs	Carga actuante
X F.S. (4)	2756.48 kg	Carga factorizada
	6071.5 lbs	Carga al corte que debe soportar.

Propuesta de las anclas de expansión.

$f_c =$  200 kg/cm<sup>2</sup>

HILTI

kwik bolt 3 1/2 in de diámetro

Profundidad mínima 2.25 in de largo

de empotramiento:

Longitud de anclaje = 3.5 in

Carga resistente = 8630 lbs, como carga última (Tabla 6)

Revisión de las distancias al borde del ángulo que unirá el perfil con el concreto.

Según la Tabla J3.4 de AISC 2005 (Tabla3)

Se propuso un ángulo de 2x2x1/4" (Figura 16b). La distancia del centro del agujero, al borde del ángulo para un tornillo de 1/2" es 7/8" y como se propuso un ángulo de 2", la distancia del centro al borde es 1", mayor que 7/8", por lo que la distancia se considera aceptable.

Resistencia al corte, del ángulo de aluminio "1314"

Datos:

Espesor:	0.25 in
Lado:	2 in
Diámetro del ancla:	0.5 in
Lc(dist. libre):	0.5938 in
Resistencia al corte:	15 Ksi
Capacidad al corte:	2.23 Kips
	4904.3 kg

Y como la capacidad al corte es mayor que la carga actuante, (1517.88 kg) se considera aceptable la propuesta.

Resistencia de las pijas de cabeza plana que unen el ángulo de aluminio con el perfil vertical.

Como se puede apreciar en el detalle de arriba, se ve la proyección de 2 pijas de cabeza plana, en corte y en planta.

La distancia que hay entre ellas es: 1.26" que es la distancia inclinada.

La tracción que debe soportar es de 1517.88 kg., 3343 lbs xel factor de seguridad(30%) = 4346.35 lbs

El espesor que debe penetrar es de  $0.25+0.156 = 0.406"$

En la gráfica "Drill and Tap material Thikness Chart" (Tabla 4), se obseva que el teks adecuado para un espesor de 0.406" es el teks 5, por lo que se propone utilizar una pija No. 02703, que es la que incluye el teks requerido.

Para cumplir lo recomendado por el proveedor, de tener 3/4" más allá de los espesores a unir, se propone una pija 12-24x1 1/4", la cual tiene una capacidad de penetración de hasta 0.5" y con la longitud que ésta tiene se cumple lo recomendado.

La pija propuesta soporta 3188 lbs a tensión, por lo que se considera aceptable, pues son dos pijas las que estarán trabajando.

La separación mínima entre los sujetadores =  $3\Phi = 3*0.21 = 0.63"$ , y se tiene 1.26", por lo que ésta se considera aceptable.

## **6.4 Diseño típico de los elementos del barandal.**

### **6.4.1 Cargas en los barandales.**

Las cargas con las cuales se revisan los barandales son las siguientes:

La presión del viento exterior: que actúa en toda el área del cristal y va a depender de la ubicación del barandal en el edificio; generalmente se revisa con la presión más crítica; es decir, según la altura máxima donde se encuentren los barandales.

Otros esfuerzos con los que se deben revisar los barandales son las cargas vivas, las cuales, de acuerdo con la ASCE 7-05, son las siguientes: una carga de 90.8 kg concentrada en cualquier punto del barandal, o bien 74.4 kg/ml uniformemente distribuidos en el pasamanos, o bien, en la parte superior del cristal.

Se sugiere hacer tres combinaciones de carga y que una de ellas incluya el peso propio del cristal y la presión exterior de viento; que la segunda, además del peso propio, incluya la carga viva que le corresponde a la carga concentrada y que la última incluya el peso propio y la carga viva uniformemente distribuida en la parte superior.

Es importante señalar que, aunque el cristal esté en el interior, aún así se tiene que revisar, con las combinaciones de carga que incluyen las cargas vivas.

En cualquier tipo de barandal, una vez que se modele la pieza y dependiendo de su sujeción, habría que revisar los esfuerzos y compararlos con los permitidos que, como se comentó anteriormente para el caso del cristal templado, es de  $500 \text{ kg/cm}^2$ . De conformidad con estos datos se procede a revisar los anclajes, en el caso de que los esfuerzos resulten favorables, o bien, cambiar el espesor de la pieza, o la modulación.

#### **6.4.2 Efecto de las cargas en los anclajes**

Para el caso del barandal sujeto con zoclo, los anclajes generalmente se proponen con una separación determinada e intercalados. Visto en planta, se apreciaría una distribución de anclas en zig-zag (Figura 18c). Lo que se sugiere, para la revisión de las anclas, es que una vez que se haya hecho el modelo de la pieza, se obtengan las reacciones de la parte inferior y con éstas se cargue un elemento que simule el zoclo con la propuesta de las anclas. Una vez que se haya realizado ese análisis, se revisarán las reacciones y se propondrán las anclas adecuadas. Hay que poner especial atención en las separaciones mínimas que deban tener las anclas, de acuerdo con las especificaciones del fabricante. Es importante señalar que cada fabricante maneja distintos factores de reducción que, por supuesto, se tienen que tomar en cuenta a la hora de proponer cualquier ancla.

En el caso del barandal que incluye el elemento de tipo "H", se sugiere revisar el cristal apoyado en dos lados y con las reacciones que resulten de ese análisis cargar el elemento. Una vez revisado el elemento, se determinan las

reacciones y con éstas se propone el anclaje. Las placas embebidas en la losa constituyen una solución muy adecuada, pues así ya no se tendrían anclas a la vista.

En el caso de los barandales sujetos por medio de herrajes, al igual que en los casos anteriores, se revisa el cristal ahora de manera puntual. Aquí hay que revisar las rotaciones que se presenten en los nodos y si éstas son menores que  $0.5^\circ$ , se podrían utilizar ciertos herrajes que, como máxima rotación, permiten medio grado. En el caso contrario, se tendría que proponer un herraje que incluya rótula, para que absorba los movimientos que se vayan a presentar. El anclaje que se tiene que revisar en este tipo de anclajes es el de la costilla o poste que vaya a sujetar los herrajes que, a su vez, sujetarían cada cristal.

### 6.4.3 Ejemplo de diseño de elementos de barandal

**Ejemplo de cristal en barandal, apoyado con zoclo en la parte inferior del cristal. (Figuras 18a y 18b)**

Medidas: 1.25 x 1.00 m.

Espesor: 12.7 mm

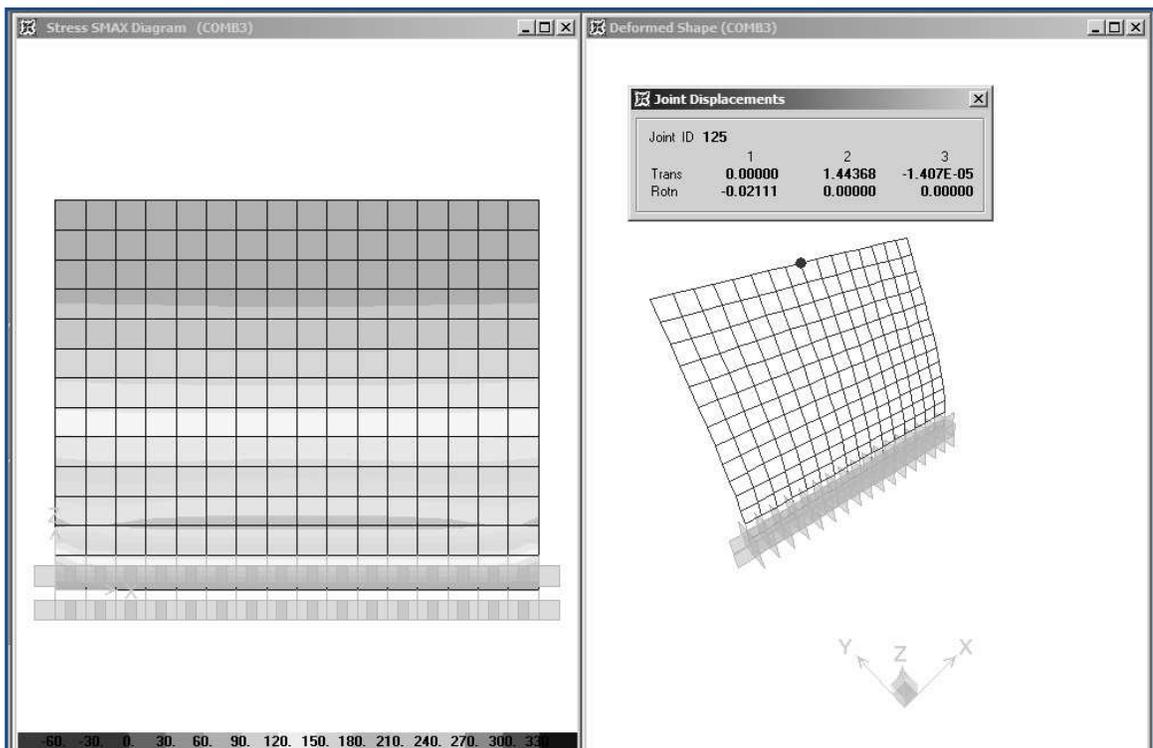
Calidad: templado

Cargas:

Combinación 1: muerta + carga concentrada (90.8 kg)

Combinación 2: muerta + carga uniforme (74.4 kg/ml)

Combinación 3: muerta + presión exterior (215.87 kg/m<sup>2</sup>)



Resultados:

Carga	Deflexión (cm)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )
Combinación 1	1.54	289.7
Combinación 2	1.45	263.74
Combinación 3	1.44	344

Se puede observar que tanto los esfuerzos como las deflexiones están dentro de los límites permitidos; pues, como ya se había mencionado anteriormente, el esfuerzo permitido para un cristal templado es de alrededor de 500 kg/cm<sup>2</sup>; y las deflexiones son las adecuadas.

De este análisis se obtienen las reacciones y con éstas se procede a modelar el zoclo, elemento de sección transversal tipo doble “TT” invertida, que sujetará al cristal. Se propone la separación de las anclas en ambos patines y también se propone incluir un ancla.

Las reacciones son las siguientes:

Combinación 1

Rx=0.34	Ry=0.29	Rx=0.22	Ry=0.17	Rx=0.12	Ry=0.09	Rx=0.05	Ry=0.03	Rx=0.00	Ry=0.03	Rx=0.05
Rz=26.86	Ry=10.43	Ry=11.12	Ry=9.02	Ry=9.17	Ry=9.07	Ry=9.10	Ry=9.17	Ry=9.19	Ry=9.17	Ry=9.10
Rz=1.46	Rz=2.42	Rz=0.31	Rz=0.31	Rz=2.32	Rz=2.32	Rz=2.33	Rz=2.33	Rz=2.33	Rz=2.33	Rz=2.33
Rx=133.16	Rx=48.16	Rx=94.57	Rx=330.48	Rx=52.41	Rx=97.80	Rx=576.48	Rx=564.80	Rx=567.05	Rx=564.90	Rx=539.48
My=0.11	My=0.17	My=0.12	My=0.08	My=0.07	My=0.05	My=0.03	My=0.01	My=0.00	My=0.01	My=0.03
Mz=14.89	Mz=3.15	Mz=0.54	Mz=0.07	Mz=0.02	Mz=0.305E-03	Mz=1.19E-04	Mz=7.368E-04	Mz=0.00	Mz=7.368E-04	Mz=4.119E-04
Rz=0.05	Rz=0.11	Rz=0.11	Rz=0.11	Rz=0.11	Rz=0.11	Rz=0.11	Rz=0.11	Rz=0.11	Rz=0.11	Rz=0.11

## Combinación 2

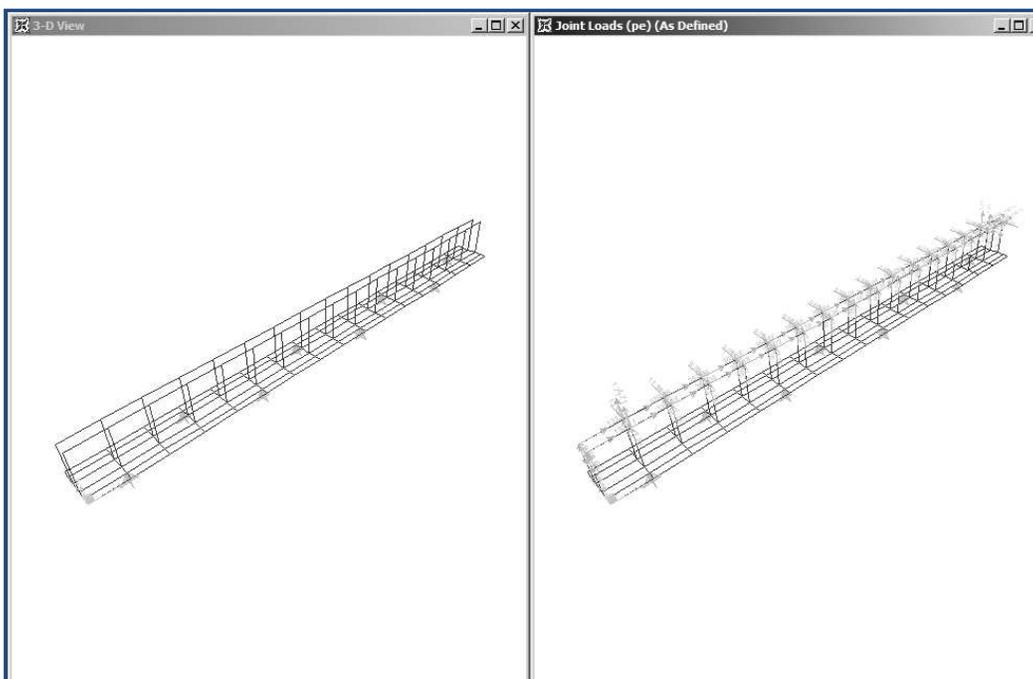
Rx=0.34 Ry=22.07 Rz=1.46 Mx=180.24 My=0.11 Mz=14.56	Rx=0.29 Ry=-14.05 Rz=2.42 Mx=478.58 My=0.17 Mz=1.08	Rx=0.22 Ry=-11.92 Rz=2.31 Mx=538.37 My=0.12 Mz=0.49	Rx=0.17 Ry=-2.21 Rz=2.31 Mx=550.45 My=0.09 Mz=0.98	Rx=0.12 Ry=-0.05 Rz=2.32 Mx=553.83 My=0.07 Mz=0.03	Rx=0.09 Ry=-7.41 Rz=2.32 Mx=554.27 My=0.05 Mz=1.431E-03	Rx=0.05 Ry=-7.05 Rz=2.32 Mx=554.11 My=0.03 Mz=1.431E-03	Rx=0.03 Ry=-6.87 Rz=2.33 Mx=553.83 My=0.01 Mz=1.370E-03	Rx=0.00 Ry=-0.01 Rz=2.33 Mx=553.72 My=0.00 Mz=0.00	Rx=0.03 Ry=-0.87 Rz=2.33 Mx=553.83 My=0.01 Mz=1.370E-03	Rx=0.05 Ry=-7.05 Rz=2.33 Mx=554.11 My=0.03 Mz=1.431E-03
Base0.04	Base0.11	Base0.11	Base0.11	Base0.11	Base0.11	Base0.11	Base0.11	Base0.11	Base0.11	Base0.11

## Combinación 3

Rx=0.34 Ry=19.28 Rz=1.46 Mx=264.21 My=0.11 Mz=17.33	Rx=0.29 Ry=-27.80 Rz=2.42 Mx=956.95 My=0.17 Mz=1.41	Rx=0.22 Ry=-22.72 Rz=2.31 Mx=714.88 My=0.12 Mz=0.59	Rx=0.17 Ry=-10.39 Rz=2.31 Mx=722.36 My=0.09 Mz=0.94	Rx=0.12 Ry=-18.14 Rz=2.32 Mx=723.44 My=0.07 Mz=0.01	Rx=0.09 Ry=17.51 Rz=2.32 Mx=723.17 My=0.05 Mz=1.641E-03	Rx=0.05 Ry=17.18 Rz=2.33 Mx=722.68 My=0.03 Mz=1.395E-03	Rx=0.03 Ry=17.03 Rz=2.33 Mx=722.31 My=0.01 Mz=1.380E-04	Rx=0.00 Ry=16.98 Rz=2.33 Mx=722.19 My=0.00 Mz=0.00	Rx=0.03 Ry=17.03 Rz=2.33 Mx=722.31 My=0.01 Mz=1.381E-04	Rx=0.05 Ry=17.19 Rz=2.33 Mx=722.68 My=0.03 Mz=1.395E-04
Ry=0.27 Base0.04	Ry=-0.74 Base0.11	Ry=0.74 Base0.11	Ry=0.74 Base0.11	Ry=-0.74 Base0.11	Ry=0.74 Base0.11	Ry=-0.74 Base0.11	Ry=0.74 Base0.11	Ry=0.74 Base0.11	Ry=-0.74 Base0.11	Ry=0.74 Base0.11

De las tres combinaciones de carga se escoge la más crítica y con las reacciones de ésta se modela el elemento. Como se puede observar, la combinación que incluye la presión exterior es la más crítica.

Al modelar el zoclo, éste resulta de la siguiente manera:



En cada punto superior del zoclo se asignaron las cargas correspondientes, que fueron fuerzas en los sentidos de “y” y “z” y un momento alrededor del eje “x”.

Los apoyos se propusieron a cada 15.625 cm a tresbolillo. Como se puede observar, hay 8 anclas en cada tramo de 1.25 m.

Las reacciones que resultaron son las siguientes:

Tramo	Reacción y	Reacción z	Momento x
0 - 1.25	359.1	711.9	76.05
1.25 - 2.5			
2.5 - 3.75			
3.75 - 5.0			
5.0 - 6.25			
6.25 - 7.5			
7.5 - 8.75			
8.75 - 10.0			

El corte máximo que se encontró es de 250.77, kg al cual le corresponde una tracción de 359.1 kg. Estas reacciones corresponden a la primer ancla, partiendo del extremo izquierdo; la tracción máxima tiene un valor de 711.9 kg y a ésta le corresponde un corte de 76.05 kg.

Para la propuesta de las anclas, se van a tomar en cuenta las dos combinaciones, para escoger la más crítica.

Considerando anclas de la marca Hilti, se tiene lo siguiente:

Tipo de ancla: de expansión Kwik Bolt III

Resistencia del concreto:  $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$

Cargas:

C1 = 552 lbs, T1 = 791 lbs

C2 = 168 lbs, T2 = 1568

En la tabla 4.3.3, que refiere anclas de acero inoxidable (cargas permisibles), se encontró lo siguiente:

**Para C1 y T1 se propone lo siguiente:**

Diámetro del anclaje = 3/8"

Profundidad de colocación = 2 1/2"

Corte permisible = 1330 lbs

Tracción permisible = 1250 lbs

En la tabla se menciona que los valores de corte se reducen un 7% cuando las roscas estén en el plano de corte por lo se supone que así es y esto sería lo crítico, en este caso el corte permisible tendría un valor de 1237 lbs.

Ambos valores son mayores que lo requerido; pero, como se trata de cargas combinadas, se usa la siguiente fórmula, para cargas combinadas (tabla 6.4)

La fórmula queda de la siguiente manera:

$$\left(\frac{791}{1250}\right)^{\frac{5}{3}} + \left(\frac{552}{1237}\right)^{\frac{5}{3}} = 0.446 + 0.26 = 0.726 < 1$$

**Para C2 y T2 se propone lo siguiente:**

Diámetro del anclaje = 1/2"

Profundidad de colocación = 3 1/2"

Corte permisible = 2220 lbs

Tracción permisible = 2130 lbs

En la tabla se menciona que los valores de corte se reducen en un 7% cuando las roscas estén en el plano de corte, por lo que se supone que así es y esto sería lo crítico. En este caso, el corte permisible tendría un valor de 2065 lbs.

La fórmula quedó de la siguiente manera:

$$\left(\frac{1568}{2130}\right)^{\frac{5}{3}} + \left(\frac{168}{2065}\right)^{\frac{5}{3}} = 0.6 + 0.015 = 0.615 < 1$$

Por lo anterior se concluye que se debe colocar un ancla de ½", con profundidad de colocación de 3 ½". Hay que tomar en cuenta la tabla que menciona la influencia de la distancia entre los anclajes (Tabla 6.2) para ver si se tiene que reducir algún valor.

Como las anclas están a tresbolillo, se obtiene la distancia inclinada, que es 8.9" y en la tabla se puede observar que para ese valor no hay factor de reducción.

La distancia mínima al borde está en función del diámetro del ancla y de la profundidad de empotramiento de la misma. Tabla 6(Hilti, 2008)

La distancia al borde recomendada, según la tabla de factores de ajuste, de acuerdo con las distancias al borde de las anclas es de 7" del borde, para que no haya factores de reducción. (Tabla 6.2)

Ya con estas recomendaciones se puede esperar que las anclas estén trabajando correctamente.

## Ejemplo de cristal en barandal apoyado en dos lados con un elemento tipo “H”. (Figura 19)

Medidas: 1.25 x 0.95 m.

El cristal tiene 0.85 m apoyados de cada lado vertical y la altura del elemento de tipo “h” es de 0.90 m.

Espesor del cristal: 9.5 mm

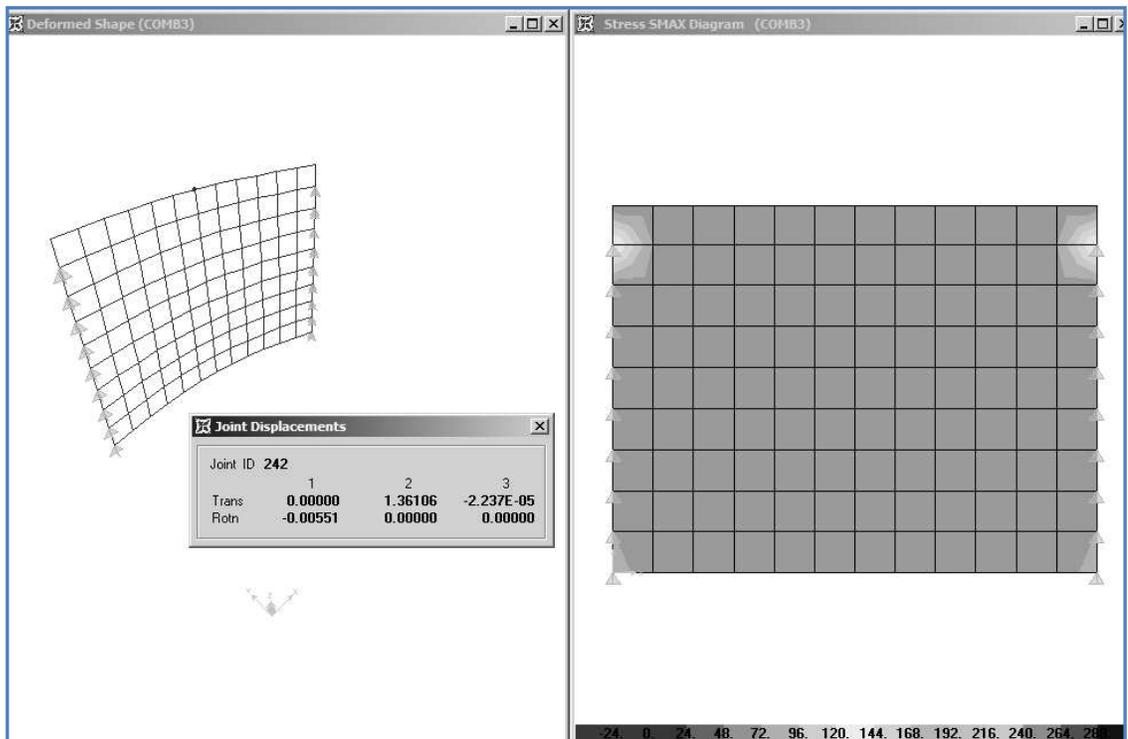
Calidad: templado

Cargas:

Combinación 1: muerta + carga concentrada (90.8 kg)

Combinación 2: muerta + carga uniforme (74.4 kg/ml)

Combinación 3: muerta + presión exterior (215.87 kg/m<sup>2</sup>)

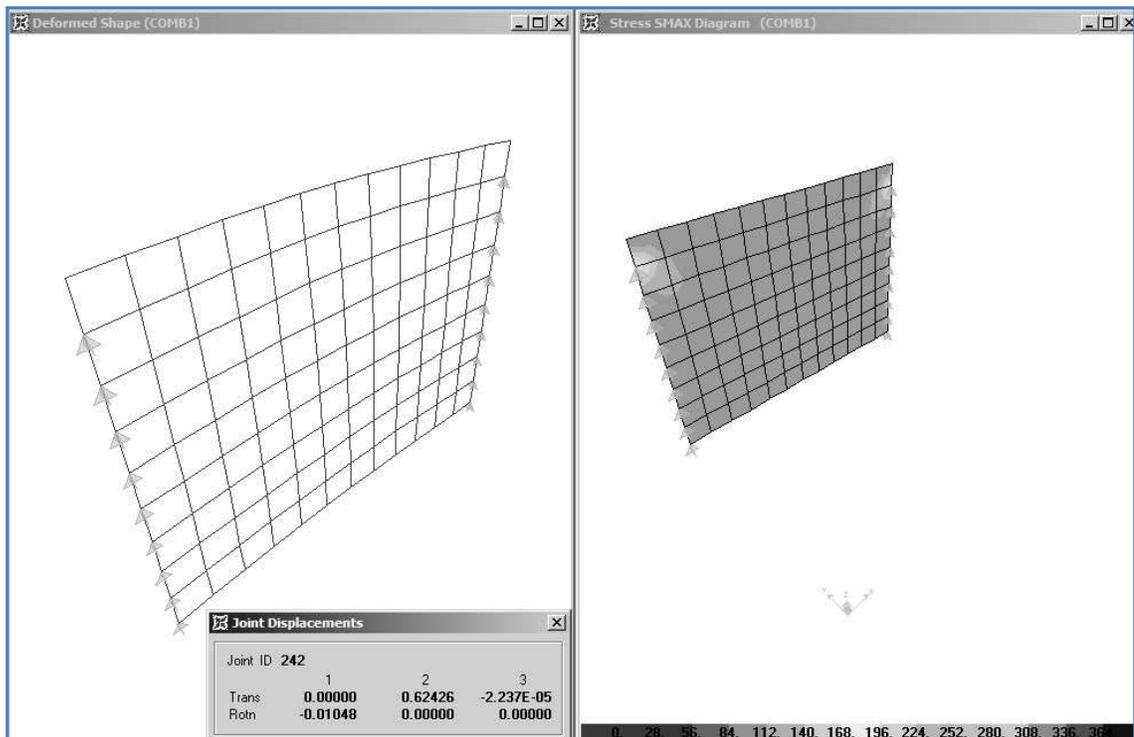


Resultados:

Carga	Deflexión (cm)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )
Combinación 1	1.49	651
Combinación 2	0.86	334
Combinación 3	1.36	289

Como se puede observar, el esfuerzo que le corresponde a la carga concentrada de 90.8 kg excede el permitido, que es 500 kg/cm<sup>2</sup>, por lo que se va a revisar con el siguiente espesor comercial, que es 12.7 mm.

Resultados:



## Resultados

Carga	Deflexión (cm)	Esfuerzo (kg/cm <sup>2</sup> )
Combinación 1	0.62	365
Combinación 2	0.36	187
Combinación 3	0.57	162

Se pudo observar que todos los esfuerzos son aceptables; pero cabe mencionar que para la combinación de carga que incluye la carga concentrada de 90.8 kg, el esfuerzo máximo se presenta donde la carga actúa. Para el caso de la combinación que corresponde a la carga uniforme, el esfuerzo máximo se pudo ver cerca de la parte superior de los extremos apoyados y para la combinación que se relaciona con la presión exterior del viento, el esfuerzo máximo está en el centro de la unidad de cristal.

Ahora se va a revisar el elemento con las reacciones que resultaron del modelo de cristal

## Reacciones

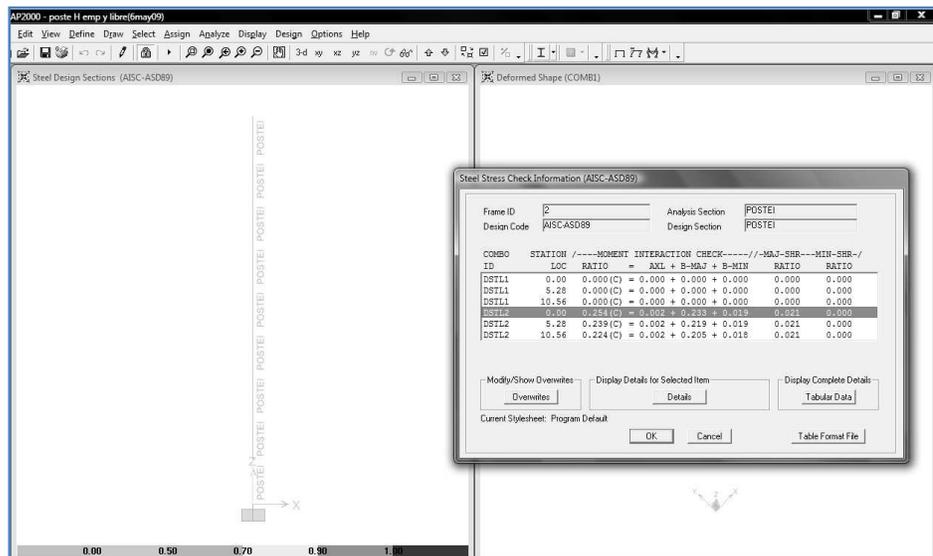
The image shows three side-by-side windows from a software application, each displaying a table of reaction data for a specific load combination. The windows are titled '(COMB1)', '(COMB2)', and '(COMB3)'. Each window contains a grid with multiple rows and columns of numerical values, representing reaction forces and moments at different points or for different components. The data is organized in a structured, tabular format within each window.

Se pudo observar que las reacciones de la combinación 2 son las mayores, así que con éstas se modelará el elemento de tipo “H” que sujetará el cristal.

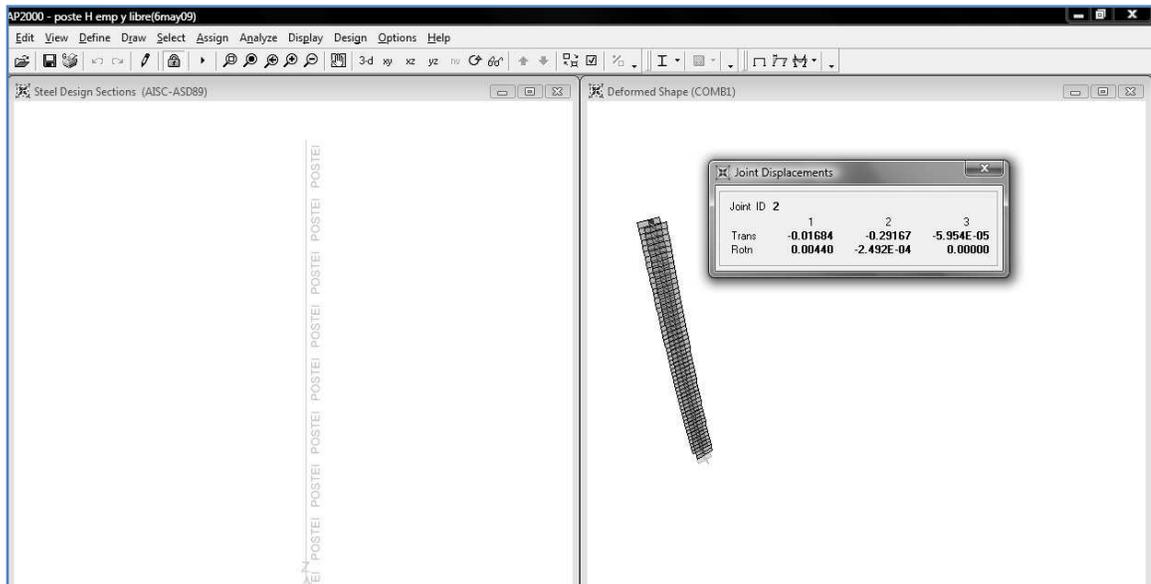
Como el cristal se dividió en 9 líneas horizontales, los puntos de apoyo están a cada  $95 \text{ cm}/9 = 10.555 \text{ cm}$ , entonces las reacciones en (kg) son las siguientes:

(cm)	(kg)	(kg)	(kg)
En z = 0;	Rx = 2.46	Ry = 4.46	Rz = 1.11
En z = 10.55;	Rx = 1.89	Ry = -0.86	Rz = 1.84
En z = 21.11;	Rx = 0.63	Ry = -0.63	Rz = 2.23
En z = 31.67;	Rx = 0.25	Ry = -0.37	Rz = 2.40
En z = 42.22;	Rx = 0.07	Ry = 0.63	Rz = 2.49
En z = 52.78;	Rx = -0.06	Ry = 1.03	Rz = 2.52
En z = 63.33;	Rx = -0.30	Ry = -5.02	Rz = 2.50
En z = 73.89;	Rx = -1.07	Ry = 29.16	Rz = 2.40
En z = 84.44;	Rx = -2.98	Ry = -73.64	Rz = 1.37

Una vez que se corrió el programa, éstos fueron los resultados que se encontraron:

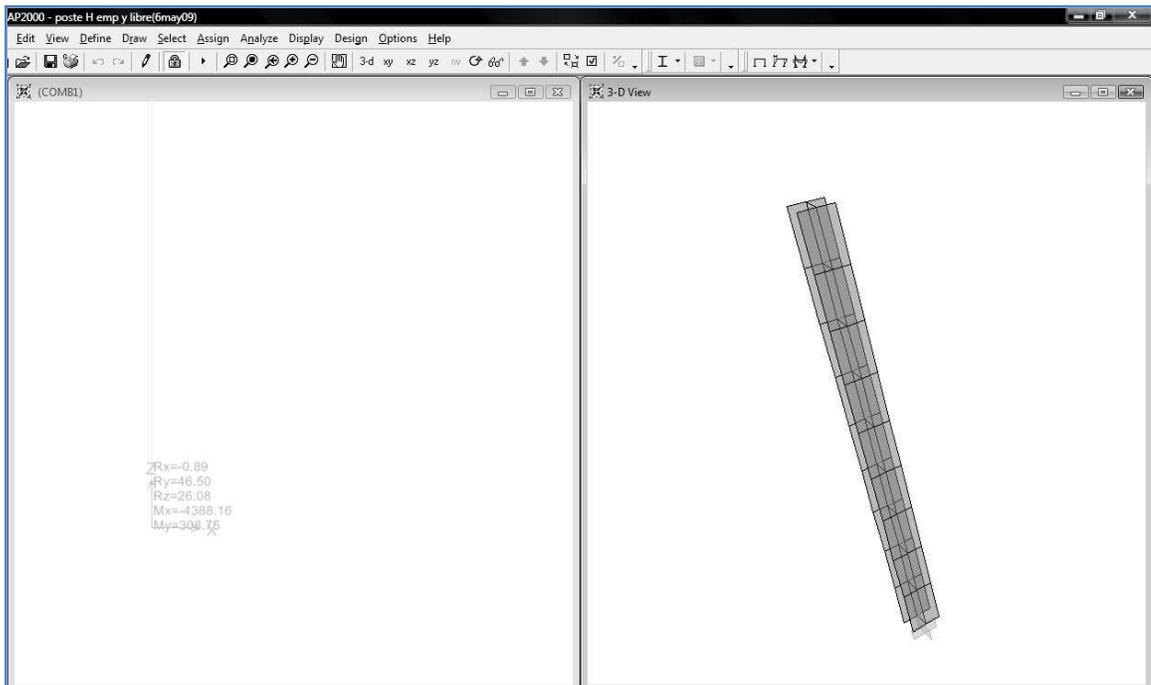


En la imagen se muestra el ratio de la sección “H” que es 0.254



Como se puede observar, la máxima deflexión del elemento es 0.29 cm.

Las reacciones que resultaron fueron las siguientes:



Según las especificaciones de AISC 2005 se tiene que la resistencia permisible  $R_n/\Omega$  de una soldadura debe ser el menor valor de la resistencia del

metal base y el metal soldado, determinado de acuerdo con los estados límite de ruptura por tensión, ruptura por corte o cedencia:

Para el metal base:

$$R_n = F_{BM} A_{BM}$$

Para el metal soldado:

$$R_n = F_w A_w$$

Donde:

$F_{BM}$  = resistencia nominal del material base por unidad de área, ksi (MPa)

$F_w$  = resistencia nominal del material soldado por unidad de área, ksi (MPa)

$A_{BM}$  = área de la sección transversal del material base, in<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

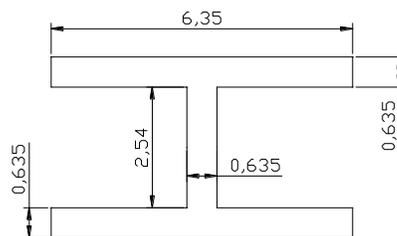
$A_w$  = área efectiva de la soldadura, in<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>)

Según la tabla J2.5 de las especificaciones (Tabla 1) se tiene que para soldaduras de filete la resistencia nominal  $F_{BM}$  se deduce de acuerdo con lo especificado en la sección J4 (Referencia 7) la cual incluye miembros o elementos afectados en elementos de conexión, lo que se tienen que revisar es: la resistencia a la tensión, el corte y la compresión del elemento, según sea el caso; en el caso del elemento tipo "H", se revisará la tensión y el corte del elemento.

Sección de poste tipo "H":

Área = 9.6774 cm<sup>2</sup>;  $I_x = 21.4619$  cm<sup>4</sup>;

$I_y = 27.1526$  cm<sup>4</sup>



## Resistencia de los elementos en tensión

a) Tensión por cedencia de los elementos conectados

$$R_n = F_y A_g$$

$$\Phi = 0.9 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

$$A_g = 9.6774 \text{ cm}^2$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{2530 * 9.6774}{1.67} = 14661 \text{ kg}$$

b) Tensión por ruptura de los elementos conectados

$$R_n = F_u A_e$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

Donde:

$A_e$  = área neta efectiva como se define en sección D3.3.

Según esta sección  $A_e = A_n U$ , donde  $U$  es el factor de retraso de corte y se determina como se muestra en la tabla D3.1 (Anexo 20) donde se comenta que todos los miembros en tensión donde la carga de tensión se transmite directamente hacia cada elemento de la sección transversal por medio de sujetadores o soldadura el factor  $U = 1$ .

Entonces:

$A_e = A_n = A_g$  (para este caso en especial, donde toda la sección transversal del elemento va soldada).

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{4080 * 9.7764}{2} = 19943 \text{ kg}$$

## Resistencia de los elementos en corte

a) Corte por cedencia del elemento

$$R_n = 0.6F_y A_g$$

$$\Phi = 1 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.5 \text{ (ASD)}$$

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{0.6 * 2530 * 9.7764}{1.5} = 9893.7 \text{ kg}$$

b) Corte por ruptura del elemento

$$R_n = 0.6F_u A_{nv}$$

$$\Phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2 \text{ (ASD)}$$

Donde:  $A_{nv}$  es el área neta sujeta a corte, en este caso es toda la sección transversal.

$$\frac{R_n}{\Omega} = \frac{0.6 * 4080 * 9.7764}{2} = 11966 \text{ kg}$$

Como se puede observar, el valor menor es el que refiere al corte por cedencia, en lo que se refiere al metal base; entonces, con las reacciones se obtiene un esfuerzo y se compara con el permisible de acuerdo con la resistencia al corte por cedencia del elemento, que es:

$$\sigma_n = \frac{0.6 * 2530}{1.5} = 1012 \text{ kg/cm}^2$$

Las reacciones son las siguientes:

$$R_x = -0.89 \text{ kg}; \quad \sigma_x = \frac{0.89}{9.7764} = 0.091 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_y = 46.5 \text{ kg}; \quad \sigma_y = \frac{46.5}{9.7764} = 4.756 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_z = 26.08 \text{ kg}; \quad \sigma_z = \frac{26.08}{9.7764} = 2.668 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_x = -4388.2 \text{ kg.cm}; \quad \sigma_{M_x} = \frac{4388.2 * 1.905}{21.4619} = 389.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_y = 308.75 \text{ kg.cm}; \quad \sigma_{M_y} = \frac{308.75 * 3.175}{27.1526} = 35.61 \text{ kg/cm}^2$$

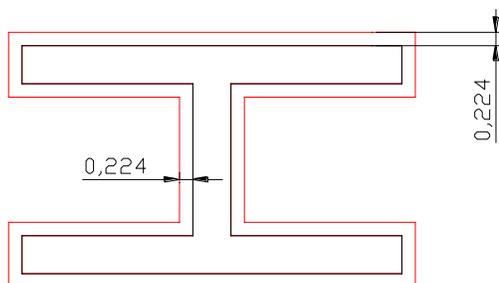
Relación de esfuerzos:

$$\frac{0.091}{1012} + \frac{4.756}{1012} + \frac{2.668}{1012} + \frac{389.5}{1012} + \frac{35.61}{1012} = 0.427$$

Se puede observar que la sumatoria de los efectos menores es como el 10% del mayor, por si, en dado caso, se quieren despreciar esos efectos.

Para el metal soldado se tiene que  $F_w$  de acuerdo a la tabla J2.5 (Tabla 1) es:  $0.6 F_{EXX}$ , donde la literal nos dice el número de clasificación del electrodo, para el caso de estudio se usará E-70.

Sección de soldadura de un poste de tipo "H"



Soldadura 1/8" (0.3175 cm)

$$g = 0.22447 \text{ cm}$$

$$\text{Área} = 7.3286 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 17.9526 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 29.8474 \text{ cm}^4$$

$$\frac{\sigma_n}{\Omega} = \frac{0.6 * 70}{2} = 21 \text{ ksi} = 1477.8 \text{ kg/cm}^2$$

Los esfuerzos actuantes son los siguientes:

$$R_x = -0.89 \text{ kg}; \quad \sigma_x = \frac{0.89}{7.3286} = 0.1214 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_y = 46.5 \text{ kg}; \quad \sigma_y = \frac{46.5}{7.3286} = 6.345 \text{ kg/cm}^2$$

$$R_z = 26.08 \text{ kg}; \quad \sigma_x = \frac{26.08}{7.3286} = 3.558 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_x = -4388.2 \text{ kg.cm}; \quad M_x = \frac{4388.2 * 2.129}{17.9526} = 520 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_y = 308.75 \text{ kg.cm}; \quad M_y = \frac{308.75 * 3.399}{29.8474} = 36.379 \text{ kg/cm}^2$$

Relación de esfuerzos:

$$\frac{0.1214}{1477.8} + \frac{6.345}{1477.8} + \frac{3.558}{1477.8} + \frac{520}{1477.8} + \frac{36.379}{1477.8} = 0.427$$

Como se puede observar, la sumatoria de todos los efectos es menor que la unidad.

En seguida se revisa el elemento con el apartado correspondiente de flexión de las especificaciones de acero AISC, (AISC, 2005)

Se comprobará si la sección es compacta, no compacta o esbelta, de acuerdo con la tabla B4.1 de las especificaciones de la AISC 2005 (Tabla 9).

Según el caso 2, que incluye patines en flexión de doble y simple simetría de elementos tipo "I" de secciones compuestas, siendo el patín un elemento no atiesado, se tiene lo siguiente:

Relación ancho-espesor,  $\frac{b}{t} = \frac{3.175}{0.635} = 5$

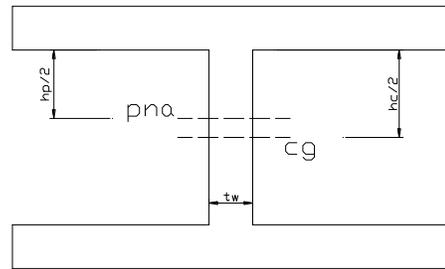
Límite  $\lambda_p = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.38 \sqrt{\frac{2039000}{2530}} = 10.788$

Y como la relación ancho espesor es menor que el límite  $\lambda_p$ , entonces los patines son compactos.

Para el caso del alma, que es un elemento atiesado, se tiene lo siguiente:

Relación ancho espesor,  $\frac{h_c}{t_w} = \frac{2.54}{0.635} = 4$

Límite  $\lambda_p = \frac{\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2}$



Donde:

$M_p$  = momento plástico, kg.cm

$M_y$  = momento de fluencia, kg.cm

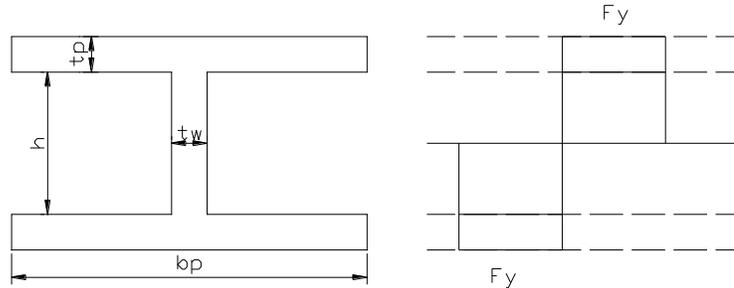
pna = eje plástico neutral

cg = centro de gravedad

Según una teoría en el estudio de vigas, se dice que el momento plástico es igual al esfuerzo de fluencia, multiplicado por el módulo plástico, que es igual al momento estático de las áreas a tensión y a compresión, respecto al eje neutro. A menos que la sección sea simétrica, el eje neutro para la condición plástica no coincidirá con el de la condición elástica; en este caso, por tratarse de una

sección simétrica, el centro de gravedad coincide con el eje plástico neutral.

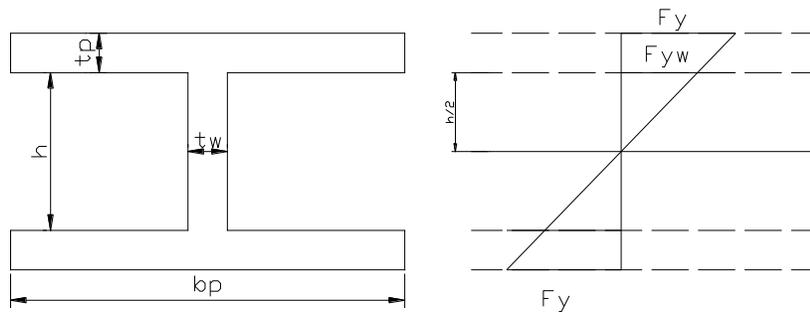
Entonces, de la expresión anterior, la relación  $h_c/h_p$  es igual a la unidad.



$$M_p = F_y b_p t_p (h + t_p) + F_y t_w \left(\frac{h}{2}\right)^2$$

$$M_p = (2530 * 6.35 * 0.635 * (2.54 + 0.635)) + \left(2530 * 0.635 * \left(\frac{h}{2}\right)^2\right)$$

$$M_p = 34981 \text{ kg.cm}$$



$$M_y = (F_y + F_{yw}) \frac{t_p}{2} b_p (h + 1.0666 t_p) + F_{yw} \frac{h}{4} t_w \frac{2}{3} h$$

$$F_{yw} = \frac{\frac{h}{2} F_y}{\frac{h}{2} + t_p} = \frac{1.27 * 2530}{1.27 * 0.635} = 1686.67 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_y = (2530 + 1687.67) * \frac{0.635}{2} * 6.35 * (2.54 + (1.0666 * 0.635)) + 1686.67 * \frac{2.54}{2} * 0.635 * \frac{2}{3} * 2.54$$

$$M_y = 28503 \text{ kg/cm}^2$$

Se tiene que el límite  $\lambda_p$  tiene un valor de:

$$\lambda_p = \frac{\sqrt{\frac{2039000}{2530}}}{\left(0.54 \frac{34981}{28503} - 0.09\right)^2} = 103$$

Dado que la relación ancho espesor del alma es menor que el límite  $\lambda_p$ , entonces también el alma es un elemento compacto; por lo que, según la tabla F1.1 de AISC 2005 (Tabla 11) se revisará el elemento con la sección F2, donde se revisan los estados límite de fluencia y pandeo lateral torsional.

Esta sección aplica para las secciones "I" doblemente simétricas y para los canales con flexión alrededor de su eje mayor.

#### 1. Cedencia

$$M_n = M_p = F_y Z_x$$

$$M_p = 34981 \text{ kg.cm}$$

#### 2. Pandeo Lateral Torsional

a) Cuando  $L_b \leq L_p$  el estado límite de pandeo torsional no aplica.

b) Cuando  $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[ M_p - (M_p - 0.7 F_y S_x) \left( \frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p$$

c) Cuando  $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p$$

Donde:

$L_b$  = longitud entre los puntos que están arriostrados contra el desplazamiento lateral del patín de compresión, arriostrados contra torsión de la sección transversal, en cm. En la teoría de diseño de vigas por momentos (Referencia 3) se menciona que  $L_b$  es la longitud sin soporte lateral; en el caso de este elemento en cantiliver,  $L_b$  es la altura del poste que es 0.90 m.

Los límites de longitud  $L_p$  y  $L_r$  se determinan de la siguiente manera:

$$L_p = 1.76r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{27.1526}{9.6774}} = 1.675 \text{ cm}$$

$$L_p = 1.76r * 1.675 \sqrt{\frac{2039000}{2530}} = 83.69 \text{ cm}$$

$$L_r = \pi r_{ts} \sqrt{\frac{E}{0.7F_y}}$$

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left( 1 + \frac{1}{6} \frac{ht_w}{b_f t_f} \right)}} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left( 1 + \frac{1}{6} * \frac{3.81 * 0.635}{6.35 * 0.635} \right)}} = 1.7478 \text{ cm}$$

$$L_r = \pi * 1.7478 \sqrt{\frac{2039000}{0.7 * 2530}} = 186 \text{ cm}$$

Y como  $L_p < L_b \leq L_r$ , entonces  $M_n$  se resuelve de acuerdo con el inciso b del punto 2 donde:

$c_b = 1$  Para cantilivers o colgantes donde el extremo libre no está arriostrado.

$$S_x = \frac{I_x}{c} = \frac{21.4619}{1.905} = 11.266 \text{ cm}^3$$

$$M_n = 1 \left[ 34981 - (34981 - 0.7 * 2530 * 11.266) \left( \frac{90 - 83.69}{186 - 83.69} \right) \right] = 34054 \text{ kg.cm}$$

La resistencia permisible a la flexión es  $= M_n / \Omega_b$ , donde  $\Omega_b = 1.67$

$$\frac{M_n}{\Omega_b} = \frac{34054}{1.67} = 20391.62 \text{ kg.cm}$$

Se considera la menor resistencia a la flexión de los dos casos: cedencia y pandeo lateral torsional. En este caso rige la última.

Para comparar el resultado con el que dio el programa, se realiza la relación del momento máximo del elemento entre la resistencia permisible a la flexión.

$$\text{Relación} = \frac{M_{\text{act}}}{M_n / \Omega} = \frac{4388.2}{20391.62} = 0.215$$

Como se pudo observar, la relación que dio el programa fue de 0.254; es decir, que es un poco más conservador.

## CAPITULO 7

### REVISIÓN DE LOS PERFILES CON ESPECIFICACIONES DE ALUMINIO (ALUMINUM DESIGN MANUAL, 2005) Y DE ACERO (AISC, 2005)

**Revisión de cargas combinadas de carga axial y flexión para el perfil vertical con Aluminum Design Manual.**

Quando la relación  $\frac{P_a}{P_n} < 0.15$ , se permite usar la siguiente Ecuación:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

Donde:

$f_a$  = Esfuerzo promedio de compresión en la sección transversal producido por la carga de compresión.

$f_b$  = Esfuerzo de flexión por compresión máximo producido por las cargas transversales y/o los momentos de extremo.

 Esfuerzo a la compresión permisible para miembros considerados como columnas cargadas axialmente, de acuerdo a la sección 3.4.7 a la 3.4.10.

 Esfuerzo a la compresión permisible para miembros considerados como una viga, de acuerdo a la sección 3.4.11 a la 3.4.19

Procedimiento para encontrar  $F_a$ , de acuerdo con la Sección 3.4.7 (Aluminum Design Manual, 2005)

En la tabla 3.4-3 del Manual de Diseño de Aluminio (Aluminum Design Manual, 2005) se puede observar que, para el caso de estudio, la sub sección 7 es la más adecuada, ya que las sub secciones de la 8 a la 10 no aplican para secciones cerradas y el perfil a revisar es el 14739 (Figura 27).

$$a. F_c = \frac{F_{cy}}{n_y}, \text{ para } \frac{kL}{r} \leq S_1$$

$$b. F_c = \frac{\left( B_c - \frac{D_c kL}{r} \right)}{n_u}, \text{ para } S_1 < \frac{kL}{r} < S_2$$

$$c. F_c = \frac{\pi^2 E}{n_u \left( \frac{kL}{r} \right)^2}, \text{ para } \frac{kL}{r} \geq S_2$$

$$\frac{kL}{r} = \frac{1 * 450}{5.459} = 82.418$$

$$S_1 = \frac{B_c - \frac{n_u F_{cy}}{n_y}}{D_c}$$

$$S_2 = C_c$$

El valor de  $F_{cy}$  y el valor de  $E$  se encuentran en la Tabla 3.3-1 del Manual de Diseño de Aluminio (Aluminum Design Manual, 2005); el primero tiene un valor de 16 Ksi y el segundo tiene un valor de 10,100 ksi.

Los valores de  $n_u$  y  $n_y$  se encuentran en la tabla 3.4-1 del Manual de Diseño de Aluminio (Aluminum Design Manual, 2005).

En la Tabla 3.3-4 del Manual de Diseño de Aluminio (Aluminum Design Manual, 2005) se encuentran los valores de  $B_c$ ,  $D_c$ ,  $C_c$ .

$$B_c = F_{cy} \left[ 1 + \left( \frac{F_{cy}}{2250} \right)^{1/2} \right] = 16 \left[ 1 + \left( \frac{16}{2250} \right)^{1/2} \right] = 17.349 \text{ ksi}$$

$$D_c = \frac{B_c}{10} \left( \frac{B_c}{E} \right)^{1/2} = \frac{17.349}{10} \left( \frac{17.349}{10100} \right)^{1/2} = 0.0719$$

$$C_c = 0.41 \frac{B_c}{D_c} = 0.41 \frac{17.349}{0.0719} = 98.925$$

$$S_1 = \frac{17.349 - \frac{1.95 * 16}{1.65}}{0.0719} = -21.698$$

$$S_2 = 98.925$$

Y como  $S_1 < \frac{kL}{r} < S_2$ , entonces resolver "b"

$$F_c = \frac{(17.349 - (0.0719 * 82.418))}{1.95} = 5.858 \text{ ksi} = F_a$$

En la tabla 3.4-3 de Manual de Diseño de Aluminio (Aluminum Design Manual, 2005) se puede observar que, para el caso de estudio, la sub sección 14 es la más adecuada, ya que aplica para formas tubulares. En esta sección se menciona que para formas tubulares no sujetas a pandeo lateral (flexión alrededor del eje fuerte con soporte lateral continuo o flexión alrededor del eje débil), se determina el esfuerzo permisible a la compresión  $F_c$  con la sección 3.4.12 y 3.4.15 a la 3.4.19 y, de esas secciones, la más adecuada es la 3.4.16, ya que incluye elementos planos soportados en ambos lados y en el perfil 14739, todos sus lados satisfacen este punto.

$$a. F_c = \frac{F_{cy}}{n_y} \text{ para } b/t \leq S_1$$

$$b. F_c = \frac{1}{n_y} \left[ B_p - 1.6D_p \frac{b}{t} \right] \text{ para } S_1 < b/t < S_2$$

$$c. F_c = \frac{k_2 \sqrt{B_p E}}{n_y (1.6b/t)} \text{ para } b/t \geq S_2$$

En la figura 3.4.9-1 del Manual de Diseño de Aluminio (Aluminum Design Manual, 2005) se ilustra un elemento donde se señala la distancia  $b$ .

$$b = 2.176''$$

$$t = 0.156''$$

$$b/t = 13.9487$$

$$B_p = F_{cy} \left[ 1 + \frac{(F_{cy})^{1/3}}{11.4} \right] = 16 * \left[ 1 + \frac{16^{1/3}}{11.4} \right] = 19.536$$

$$D_p = \frac{B_p}{10} \left( \frac{B_p}{E} \right)^{1/2} = \frac{19.536}{10} \left( \frac{19.536}{10100} \right)^{1/2} = 0.08592$$

$$S_1 = \frac{B_p - F_{cy}}{1.6D_p} = \frac{19.536 - 16}{1.6 * 0.08592} = 25.72$$

$k_1 = 0.35$  Tabla 3.3-4 de Manual de Diseño de Aluminio (Aluminum Design Manual, 2005)

$$S_2 = \frac{k_1 B_p}{1.6D_p} = \frac{0.35 * 19.536}{1.6 * 0.08592} = 49.74$$

Y como  $b/t < S_1$ , entonces resolver

$$F_c = \frac{F_{cy}}{n_y} \quad F_c = \frac{16}{1.65} = 9.697 \text{ksi} = F_{bx} = 682.38 \text{kg} / \text{cm}^2$$

$$f_a = \frac{P_r}{A_{\text{perfil}}} = \frac{265.84}{12.175} = 21.83 \text{kg} / \text{cm}^2 \text{ donde } P_r \text{ es la carga de compresión debida al}$$

peso de los materiales.

$$f_{bx} = \frac{M_x c}{I} = \frac{55947 * 7.993}{362.95} = 1232 \text{kg} / \text{cm}^2 > F_{bx} \quad \frac{21.83}{412.22} + \frac{1232}{682.38} = 1.858 > 1$$

Lo que indica que el perfil solo no soporta los efectos producidos por la flexión; por lo que se resuelve el esfuerzo actuante por flexión para el perfil reforzado.

Perfil = 14739; Refuerzo = PTR 3x2x0.18

$$f_{bx} = \frac{M_x c}{I} = \frac{55947 * 9.32}{678.73} = 768.59 \text{kg} / \text{cm}^2 > F_{bx}$$

Perfil = 14739; Refuerzo = PTR 4x2x0.12

$$f_{bx} = \frac{M_x c}{I} = \frac{55947 * 8.342}{740.07} = 630.63 \text{ kg / cm}^2 < F_{bx}$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \leq 1.0$$

$$\frac{21.83}{412.22} + \frac{630.63}{682.38} = 0.977 \leq 1, \text{ ok}$$

**Revisión de cargas combinadas de carga axial y flexión para el perfil horizontal, con las Especificaciones del Manual de Diseño de Aluminio (Aluminum Design Manual, 2005)**

Cuando la relación  $\frac{P_a}{P_a} < 0.15$  se permite usar la siguiente Ecuación:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0$$

Donde:

$f_a$  ⇒ Esfuerzo promedio de compresión en la sección transversal producido por la carga de compresión.

$f_b$  ⇒ Esfuerzo de flexión por compresión máximo producido por las cargas transversales y/o los momentos de extremo.

$F_a$  ⇒ Esfuerzo a la compresión permisible para miembros considerados como columnas cargadas axialmente, de acuerdo a la sección 3.4.7 a la 3.4.10.

$F_b$  ⇒ Esfuerzo a la compresión permisible para miembros considerados como una viga, de acuerdo a la sección 3.4.11 a la 3.4.19

Para el caso de la revisión del perfil horizontal, se despreciará el primer término de la ecuación y se tomará el efecto de la flexión en dos sentidos el primero, ocasionado por el efecto de las cargas del viento y el segundo, por el efecto de la carga del cristal.

Como el perfil utilizado es el 18677 (Figura 27m), no es una sección tubular, pero si tiene elementos planos soportados en ambos lados, se revisará cada elemento con la sección 3.4.16.

Revisión de elementos con la siguiente relación:

1.  $b = 1.808''$

$$t = 0.1''$$

$$b/t = 18.08$$

De las páginas 190 y 191 se tiene que los valores de  $S_1$  y  $S_2$  son los siguientes:

$$S_1 = 25.72$$

$$S_2 = 49.74$$

Y como  $b/t < S_1$ ; entonces resolver

$$F_c = \frac{F_{cy}}{n_y} = \frac{16}{1.65} = 9.697 \text{ksi}$$

2.  $b/t = \frac{1.2055}{0.1} = 12.055$

Y como  $b/t < S_1$ ; entonces resolver

$$F_c = \frac{F_{cy}}{n_y} = \frac{16}{1.65} = 9.697 \text{ksi}$$

3.  $b/t = \frac{2.499}{0.1} = 24.99$

Y como  $b/t < S_1$ ; entonces resolver

$$F_c = \frac{F_{cy}}{n_y} = \frac{16}{1.65} = 9.697 \text{ksi} = 682.38 \text{kg/cm}^2$$

$$M_x = \frac{wl^2}{8} = \frac{3.824 * 145^2}{8} = 10050 \text{kg.cm}; w \text{ y } l \text{ del cálculo de inercia requerida del}$$

lado largo del perfil horizontal.

$$f_{bx} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{10050}{16.98} = 591.87 \text{kg/cm}^2; S_x \text{ (Ver Figura 27m)}$$

$$M_y = Pa = 49.17 * 36.25 = 1782 \text{kg.cm}; P \text{ y } a \text{ del cálculo de inercia requerida del}$$

lado corto del perfil horizontal

$$f_{by} = \frac{M_y}{S_y} = \frac{1782}{15.825} = 112.6 \text{kg/cm}^2$$

Resolviendo la ecuación  $\frac{f_{bx}}{F_c} + \frac{f_{by}}{F_{cy}} \leq 1.0$  se tiene lo siguiente:

$$\frac{591.87}{682.37} + \frac{112.6}{682.37} = 1.032;$$

Por ser una relación muy cercana a la unidad se considera aceptable.

**Revisión a cortante en elementos planos soportados en ambos lados, según la sección 3.4.20 (Aluminum Design Manual, 2005) para el perfil vertical.**

El esfuerzo permisible a cortante para miembros sujetos sólo a torsión o cortante se encuentra resolviendo lo siguiente, dependiendo de la relación  $h/t$  con relación a los límites  $S_1$  y  $S_2$ .

$$F_s = \frac{F_{ty} / \sqrt{3}}{n_y}, \text{ para } h/t \leq S_1$$

$$F_s = \frac{1}{n_y} \left[ B_s - 1.25 D_s \frac{h}{t} \right], \text{ para } S_1 < h/t < S_2$$

$$F_s = \frac{\pi^2 E}{n_y (1.25 h / t)^2}, \text{ para } h/t \geq S_2$$

$$h = 5.313'' \text{ (Figura 27)}$$

$$t = 0.1$$

$$h/t = 53.13$$

$$S_1 = \frac{B_s - F_{ty} / \sqrt{3}}{1.25 D_s}$$

$$S_2 = \frac{C_s}{1.25}$$

$$B_s = \frac{F_{ty}}{\sqrt{3}} \left[ 1 + \frac{(F_{ty} / \sqrt{3})^{1/3}}{9.3} \right] = \frac{16}{\sqrt{3}} \left[ 1 + \frac{(16 / \sqrt{3})^{1/3}}{9.3} \right]$$

$$B_s = 11.32 \text{ ksi}$$

$$D_s = \frac{B_s}{10} \left( \frac{B_s}{E} \right)^{1/2} = 0.038$$

$$C_s = 0.41 \frac{B_s}{D_s} = 121.85$$

Resolviendo lo siguiente se tiene:

$$S_1 = \frac{11.32 - 16 / \sqrt{3}}{1.25(0.038)} = 43.839$$

$$S_2 = \frac{121.85}{1.25} = 97.48$$

Con lo anterior, se tiene que  $S_1 < h/t < S_2$ , por lo que se resuelve la siguiente ecuación.

$$F_s = \frac{1}{1.65} [11.32 - 1.25 * 0.038 * 53.13] = 5.33 \text{ ksi}$$

**Revisión a cortante en elementos planos soportados en ambos lados, según la sección 3.4.20 (Aluminum Design Manual, 2005) para el perfil horizontal.**

El esfuerzo permisible a cortante para miembros sujetos sólo a torsión o cortante se encuentra resolviendo lo siguiente, dependiendo de la relación  $h/t$  con relación a los límites  $S_1$  y  $S_2$ .

$$h = 1.2825'' \text{ (Figura 27m)}$$

$$t = 0.1$$

$$h/t = 12.825$$

$$S_1 = 43.839$$

$$S_2 = 97.48$$

Y como  $h/t < S_1$ , entonces resolver la siguiente ecuación:

$$F_s = \frac{16 / \sqrt{3}}{1.65} = 5.59 \text{ksi} = 393.37 \text{kg} / \text{cm}^2$$

$$R_c = 393.37 * 1.2825 * 0.1 * 2.54^2 = 325.48 \text{ kg (Carga resistente)}$$

$$\text{Presión de viento} = 226.29 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Ancho tributario} = 1.69 \text{ m}$$

Carga = 382.43 kg/ml

Dimensión de perfil horizontal = 1.45 m.

Reacción =  $382.43 \cdot 1.45 / 2 = 277.3$  kg (Carga actuante)

**Revisión del perfil vertical con la sección H1.3 de las especificaciones de acero (AISC, 2005), la cual incluye diseño de miembros doblemente simétricos, para fuerzas combinadas de flexión en un eje y compresión.**

En esta sección se menciona que para el estado límite de inestabilidad dentro del plano, las ecuaciones de H1-1 (AISC, 2005) deben usarse con  $P_c$ ,  $M_r$  y  $M_c$ , determinados en el plano de flexión.

En esta sección se menciona que para  $\frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Y para  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Donde:

$P_r$  = resistencia a la compresión axial requerida, kips

$P_c$  = resistencia a la compresión axial permisible, kips =  $P_n/\Omega_c$  determinada de acuerdo con el Capítulo E (AISC, 2005), donde  $\Omega_c = 1.67$

$M_r$  = resistencia a la flexión requerida, kip-in

$M_c$  = resistencia a la flexión permisible, kip-in =  $M_n/\Omega_b$  determinada de acuerdo con el Capítulo F (AISC, 2005), donde  $\Omega_b = 1.67$

De acuerdo con el Capítulo E (AISC, 2005) se tiene lo siguiente: la resistencia nominal a la compresión  $P_n$ , debe ser el menor valor obtenido, de acuerdo con los estados límite de pandeo flexionante, pandeo torsional y pandeo flexotorsional.

a) Para miembros doble y simplemente simétricos, el estado límite de pandeo flexionante es aplicable.

Se tiene que conocer el factor de longitud efectiva “K”, para calcular la esbeltez de la columna y éste se determina de acuerdo con el capítulo C (AISC, 2005). Según el apartado C1.3a , en las estructuras donde la estabilidad lateral es proporcionada por un muro de cortante o equivalente, que en este caso se tomará en cuenta a la fachada como un sistema de este tipo, el valor del factor de longitud efectiva debe tomarse como 1.

Se necesita saber si la sección es compacta, no compacta o esbelta, para saber qué sección del Capítulo E (AISC, 2005) es la que aplica para encontrar  $P_n$ ; la sección B4(AISC, 205) clasifica a las secciones por pandeo local. En esta sección se menciona que para calificar a una sección como compacta, sus patines deben estar continuamente conectados al alma o a las almas y la relación ancho-espesor de sus elementos en compresión no debe exceder el límite  $\lambda_p$  de la tabla B4.1 (AISC, 2005). Si la relación ancho-espesor de uno o más elementos en compresión exceden  $\lambda_p$ , pero no excede  $\lambda_r$  de la tabla B4.1, la sección es no compacta. Si la relación ancho-espesor de cualquier elemento excede  $\lambda_r$ , la sección se considera como esbelta.

Para el perfil 14739(Figura 27) se tienen las siguientes relaciones:

$$b/t = 13.957$$

$$h/t = 51.89$$

Según la tabla B4.1 (AISC, 2005) el límite  $\lambda_p = 1.12\sqrt{E/F_y}$  para compresión uniforme en patines de cajas rectangulares y secciones estructurales huecas, de espesores uniformes sujetos a flexión o compresión. Y para la flexión en las almas de las secciones rectangulares huecas, el límite  $\lambda_p = 2.42\sqrt{E/F_y}$ .

$E = 10100 \text{ ksi} = 710,738 \text{ kg/cm}^2$  de Tabla 3.3-1 (Aluminum Design Manual, 2005)

$F_y = 16 \text{ ksi} = 1126 \text{ kg/cm}^2$  de Tabla 3.3-1 (Aluminum Design Manual, 2005)

$$\lambda_{p1} = 1.12\sqrt{10100/16} = 28.14$$

$$\lambda_{p2} = 2.42\sqrt{10100/16} = 60.8$$

Y como  $b/t < \lambda_{p1}$  y  $h/t < \lambda_{p2}$ , la sección se clasifica como compacta, entonces encontrar  $P_n$  con la sección E3 (AISC, 2005) que aplica para miembros en compresión de secciones compactas y no compactas, para elementos con compresión uniforme. En esta sección se menciona que la resistencia nominal a la compresión  $P_n$ , debe ser determinada con base en el estado límite de pandeo flexionante, donde:  $P_n = F_{cr}A_g$ ; de donde el esfuerzo de pandeo flexionante  $F_{cr}$  se determina de acuerdo con lo siguiente:

(a) Cuando  $\frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  (o  $F_e \geq 0.44F_y$ )

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y$$

(b) Cuando  $\frac{KL}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  (o  $F_e < 0.44F_y$ )

$$F_{cr} = 0.877F_e$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{a}} = \sqrt{\frac{362.95}{12.175}} = 5.459, \text{ Ver Figura 27}$$

$$\frac{KL}{r} = \frac{1 \cdot 450}{5.459} = 82.43$$

Donde  $F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r}\right)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 710738}{(82.43)^2} = 1032 \text{ kg/cm}^2$

$$4.71 \sqrt{\frac{710738}{1126}} = 118.33; 0.44F_y = 495.44 \text{ kg/cm}^2$$

Y como  $\frac{KL}{r} < 118.33$  y  $F_e > 0.44F_y$ , entonces resolver:

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{1126}{1032} \right] 1126 = 713.19 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_n = F_{cr} A_g = 713.19 \cdot 12.175 = 8683.13 \text{ kg}$$

$$P_c = \frac{P_N}{\Omega} = \frac{8683.13}{1.67} = 5199.5 \text{ kg}$$

$P_r = 265.84$  kg (Carga axial debida a peso de los materiales)

Y como  $\frac{P_r}{P_c} = \frac{265.84}{5199.5} = 0.0511 < 0.2$  entonces se debe resolver la 2ª Ecuación de

la página 285, de donde sólo aplican los términos relacionados con la carga axial y los momentos en el eje "x".

Como se comentó anteriormente, la resistencia a la flexión permisible  $M_c$  se calcula de acuerdo con la sección F (AISC, 2005).

Según la tabla F1.1 (AISC, 2005) la sección F7(AISC, 2005) es la que aplica para las secciones rectangulares huecas, con flexión alrededor de cualquiera de sus ejes, teniendo almas compactas y no compactas y patines compactos, no compactos o esbeltos. La resistencia nominal a la flexión  $M_n$  debe ser el menor valor obtenido, de acuerdo con los estados límite de la cedencia (momento plástico), pandeo local del patín y pandeo local del alma bajo flexión pura.

1. Cedencia

$$M_n = M_p = F_y Z$$

Donde:

$Z$  = módulo de sección plástica alrededor del eje de flexión,  $\text{in}^3$  ( $\text{mm}^3$ )

2. Pandeo local del patín

- a) Para secciones compactas, este estado límite no aplica.

### 3. Pandeo local del alma

b) Para secciones compactas, este estado límite no aplica.

Entonces, se resuelve para el caso de cedencia.

Por otro lado, se tiene que:

$$M_p = [F_y * b * t_p (h + t_p)] + \left[ F_y * t_a * 2 * \left( \frac{h}{2} \right)^2 \right]$$

$$M_p = [1126 * 6.35 * 0.396(13.18 + 0.396)] + \left[ 1126 * 0.254 * 2 * \left( \frac{13.18}{2} \right)^2 \right] = 63280.84 \text{kg.cm}$$

$$M_{cx} = M_p / \Omega = 63280.84 / 1.67 = 37892.72 \text{kg.cm}$$

$$M_{rx} = 55947.2 \text{kg.cm (Momento máximo debido a la carga de viento)}$$

Como se puede observar, el momento permisible es menor que el requerido,

resolviendo la Ecuación para  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$  de la página 285.

Se tiene lo siguiente:

$$\frac{265.84}{2 * 5199.5} + \left( \frac{55947.2}{37892.72} \right) = 1.50$$

Comparando con la relación que se obtuvo con el Manual de Diseño de Aluminio, cuando se revisó la relación de las cargas combinadas, se tiene que con esas especificaciones la relación resultó mayor en un 23%, ya que el resultado de la relación es de 1.85 para el caso del perfil sin refuerzo.

Se calculó el módulo de sección plástica para la sección reforzada(14739+PTR 3x2x0.18”) y resultó lo siguiente:

$$Z = \frac{A}{2} x(y_1 + y_2) = \frac{6.8984}{2} x(1.1402 + 1.40793) = 8.7889 \text{ in}^3 = 144 \text{ cm}^3$$

$$M_p = F_y Z = 1126 x 144 = 162,173 \text{ kg.cm}$$

$$M_{cx} = M_p / \Omega = 162,173 / 1.67 = 97,109 \text{ kg.cm}$$

Resolviendo la Ecuación para  $\frac{P_r}{P_c} < 0.2$  de la página 285.

Se tiene lo siguiente:

$$\frac{265.84}{2 * 5199.5} + \left( \frac{55947.2}{97,109} \right) = 0.6$$

**Revisión del perfil horizontal con la sección H1.1 de las especificaciones de acero (AISC, 2005), que incluye el diseño de miembros doble y simplemente simétricos, para fuerzas combinadas de flexión y compresión. Como las especificaciones no incluyen algún caso con flexión en dos sentidos y sin considerar la compresión, de la Ecuación se despreciará el término que tiene que ver con la carga axial.**

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$$

Como se mencionó anteriormente,  $M_r$  es la resistencia requerida a la flexión en y  $M_c$  es la resistencia permisible a la flexión ambas en kg.cm.

$$M_{rx} = \frac{w \cdot l^2}{8} = \frac{3.824 \cdot 145^2}{8} = 10,050 \text{ kg.cm}$$

$$M_{ry} = Pa = 49.17 \cdot 36.25 = 1782.4 \text{ kg.cm}$$

Del cálculo de Inercia requerida horizontal se obtienen los valores de  $w$ ,  $l$ ,  $P$  y  $a$ .

Clasificación de la sección 18677 (Figura 27m) según pandeo local, se van analizar tres secciones del perfil para poder clasificarlo, las tres secciones son las siguientes:

A.- Horizontal de 2.499 x 0.1; relación  $h/tw = 24.99$

B.- Horizontal de 1.2055 x 0.1; relación h/tw = 12.055

C.- Vertical de 1.808 x 0.1; relación b/t = 18.08

Se considera a todos los elementos atiesados con la siguiente descripción del elemento: compresión uniforme en patines de cajas estructurales y secciones estructurales huecas, de espesor uniforme, sujetas a flexión o compresión. Los límites  $\lambda_p$  y  $\lambda_r$  para la relación ancho-espesor b/t son los siguientes:

$$\lambda_p = 1.12\sqrt{E/F_y} = 1.12\sqrt{10100/16} = 28.14$$

$$\lambda_r = 1.40\sqrt{E/F_y} = 1.40\sqrt{10100/16} = 35.17$$

Y para elementos con la siguiente descripción: flexión en almas de secciones huecas rectangulares los límites  $\lambda_p$  y  $\lambda_r$  para las relaciones h/tw son las siguientes:

$$\lambda_p = 2.42\sqrt{E/F_y} = 2.42\sqrt{10100/16} = 60.8$$

$$\lambda_r = 5.70\sqrt{E/F_y} = 5.70\sqrt{10100/16} = 143.2$$

Con los valores de las relaciones y los límites se tiene lo siguiente:

El elemento "A", "B" y "C" son compactos entonces la sección se clasifica como compacta.

La resistencia a la flexión permisible  $M_c = M_n / \Omega$ , se determina de acuerdo con el Capítulo F (AISC, 2005) del cual la sección F12 es la adecuada, ya que

aplica para todas las secciones asimétricas, excepto los ángulos simples. En esta sección, la resistencia nominal a la flexión debe ser el menor valor obtenido, de acuerdo con los estados límite de cedencia (momento de cedencia), pandeo lateral torsional y pandeo local, donde:

$$M_n = F_n S$$

Donde:

S = módulo de sección elástico menor relativo al eje de flexión.

1. Cedencia

$$F_n = F_y = 16 \text{ ksi} = 1126 \text{ kg/cm}^2$$

2. Pandeo lateral torional y Pandeo Local

$$F_n = F_{cr} \leq F_y$$

Donde:

$F_{cr}$  = esfuerzo de pandeo para la sección determinado según análisis.

Según la sección E3 (AISC, 2005)  $F_{cr}$  depende de la relación  $\frac{KL}{r}$  comparándola

con la relación  $4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$  y  $F_e$  compararla con  $0.44F_y$ .

$K = 1$ , como se comentó en la revisión del perfil vertical.

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{126.35}{9.2722}} = 3.69$$

$$\frac{KL}{r_x} = \frac{1*145}{3.69} = 39.28$$

$$4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\sqrt{\frac{10100}{16}} = 118.34$$

$$F_{ex} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_x}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 10100}{39.28^2} = 64.61 \text{ksi} = 4546.4 \text{kg/cm}^2$$

$$0.44F_y = 7.04 \text{ksi} = 495.4 \text{kg/cm}^2$$

Y como  $\frac{KL}{r_x} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$  o  $F_{ex} \geq F_y$  entonces:

$$F_{crx} = \left[ 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y = \left[ 0.658^{\frac{16}{64.61}} \right] * 16 = 14.42 \text{ksi} = 1015 \text{kg/cm}^2 = F_{nx}$$

$$S_{x_{min}} = \frac{I_x}{c_{max}} = \frac{126.35}{7.439} = 16.98 \text{cm}^3 \text{ De Figura 27m}$$

Resolviendo  $M_{nx}$  se tiene lo siguiente:

$$M_{nx} = F_n S_{x_{min}} = 1015 * 16.98 = 17,239.22 \text{kg.cm}$$

$$M_{cx} = M_{nx} / \Omega = 17,239.22 / 1.67 = 10,322.89 \text{kg.cm}$$

Ahora encontrar  $M_{cy}$ .

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{50.796}{9.2722}} = 2.34$$

$$\frac{KL}{r_y} = \frac{1*145}{2.34} = 61.95$$

$$4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}} = 4.71\sqrt{\frac{10100}{16}} = 118.34$$

$$F_{ey} = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{KL}{r_y}\right)^2} = \frac{\pi^2 * 10100}{61.95^2} = 25.97 \text{ksi} = 1827.76 \text{kg/cm}^2$$

$$0.44F_y = 7.04 \text{ksi} = 495.4 \text{kg/cm}^2$$

Y como  $\frac{KL}{r_y} \leq 4.71\sqrt{\frac{E}{F_y}}$  o  $F_{ey} \geq F_y$  entonces:

$$F_{cry} = \left[ 0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right] F_y = \left[ 0.658^{\frac{16}{25.97}} \right] * 16 = 12.36 \text{ksi} = 870 \text{kg/cm}^2 = F_{ny}$$

$$S_{x_{\min}} = \frac{I_y}{c_{\max}} = \frac{50.796}{3.2098} = 15.82 \text{cm}^3 \text{ De Figura 27m}$$

Resolviendo  $M_{ny}$  se tiene lo siguiente:

$$M_{ny} = F_{ny} S_{y_{\min}} = 870 * 15.82 = 13768 \text{kg.cm}$$

$$M_{cy} = M_{ny} / \Omega = 13768 / 1.67 = 8244.3 \text{kg.cm}$$

Resolviendo la Ecuación  $\frac{P_r}{2P_c} + \left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0$  despreciando el término de la

carga axial se tiene lo siguiente:  $\left( \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) = \left( \frac{10,050}{10,322.89} + \frac{1782.4}{8244.3} \right) = 1.189 > 1$

Según el capítulo G (AISC, 2005), que incluye el Diseño de miembros por cortante, el capítulo G5 aplica para secciones huecas rectangulares y miembros de tipo cajón. En este capítulo se menciona que la resistencia nominal al cortante,  $V_n$ , de una sección hueca y miembros tipo cajón debe ser determinada usando las disposiciones de la sección G2.1 (AISC, 2005) con  $A_w = 2ht$  donde  $h$  para el ancho resistente de la fuerza cortante debe ser tomada como la distancia libre entre los patines menos el radio de la esquina interior, en cada lado y  $t_w = t$  y  $k_v = 5$ . Si no se conoce el radio de la esquina,  $h$  debe ser tomada como la dimensión exterior correspondiente, menos tres veces el espesor.

La sección G2.1 aplica para las almas de los miembros simple y doblemente simétricos y para canales sujetos a cortante en el plano del alma. La resistencia nominal al corte,  $V_n$ , de las almas atiesadas y no atiesadas, de acuerdo con los estados límite del cortante por cedencia y el cortante por pandeo es:

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v$$

- a) Para las almas de los miembros “I” rolados con  $h/t_w \leq 2.24\sqrt{E/F_y}$ ,  $C_v = 1$
- b) Para las almas de todos los demás miembros doble y simplemente simétricos y los canales, excepto las secciones circulares estructurales huecas, el coeficiente de cortante del alma,  $C_v$ , se determina según lo siguiente:

- a. Para  $h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$ ;  $C_v = 1$

- b. Para  $1.10\sqrt{k_v E/F_y} < h/t_w \leq 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$ ;  $C_v = \frac{1.10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w}$

c. Para  $h/t_w > 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$  ;  $C_v = \frac{1.51Ek_v}{(h/t_w)^2 F_y}$

$$h/t_w = 13.18 / 0.254 = 51.89$$

$$1.10\sqrt{k_v E/F_y} = 1.10\sqrt{5 * 10100 / 16} = 61.79$$

Y como  $h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$  , entonces  $C_v = 1$

$$A_w = 2ht = 2 * 13.18 * 0.254 = 6.695 \text{cm}^2$$

$$V_n = 0.6F_y A_w C_v = 0.6 * 1126 * 6.695 * 1 = 4523 \text{kg}$$

Resistencia de cortante permisible,  $V_n / \Omega = 4523 / 1.67 = 2798.6 \text{kg}$

## CAPÍTULO 8

### RESULTADOS Y RECOMENDACIONES

De acuerdo con los resultados obtenidos del análisis y del diseño de los diferentes tipos de fachadas de aluminio y de vidrio, se pudo observar lo siguiente:

- Los elementos de fachada de las esquinas son los que estarían sujetos a las máximas cargas de viento, debido a que la magnitud de la carga depende de las dimensiones de la estructura, en planta, de acuerdo con las consideraciones del manual de la Comisión Federal de Electricidad (CFE, 1993)
- Con la revisión del elemento vertical en las fachadas de piso a techo, con dos diferentes condiciones de apoyo, se pudo observar que el perfil bajó en un 30% con respecto al peso del perfil, al utilizar la condición de empotramiento en ambos extremos (resulta un perfil de 2.3065 kg/ml). Y con respecto a la condición de simplemente apoyado, resultó ser un perfil

con peso de 3.3026 kg/ml. Se comprobó que calculando el costo, incluyendo el material y la mano de obra, la opción con el perfil ligero es un 12% menor en costo que la opción con el perfil de peso 3.3026 kg/ml. En un caso como éste, sólo se tendría que pedir a los encargados de la obra civil que dejaran placas embebidas en los puntos donde se ubicaría cada elemento vertical.

- Los resultados de los cálculos que se realizaron para las secciones de acero en la fachada con soporte puntual, el poste en barandal y el refuerzo en el elemento empotrado del cancel de piso a techo, con ayuda del programa SAP 2000 y los realizados de manera manual, siguiendo las especificaciones del AISC (AISC, 2005) ,fueron muy similares. Para el caso de la revisión de los elementos de acero, se puede utilizar el programa SAP 2000 y/o directamente las especificaciones de AISC.
- Para el caso de la revisión del elemento vertical de aluminio, se observó que es adecuado obtener secciones de perfil con o sin refuerzo, con base en el cálculo de inercia y el módulo de la sección requerida; ya que, al comparar los resultados de este procedimiento con los de la revisión con las especificaciones de aluminio y acero, los resultados fueron muy similares, en cuanto al refuerzo a utilizar para el caso más crítico, se pudo observar para la revisión con las especificaciones de aluminio el refuerzo requerido fue PTR 4x2x.012” y con las de acero y con el método convencional de deflexión permitida y módulo de sección requerida el elemento de acero requerido fue PTR 3x2x.18”.

- En cuanto a la revisión del perfil horizontal con ambas especificaciones, la relación final resulta mayor a la unidad, siendo una relación de momentos para AISC y una relación de esfuerzos para ADM.
- Se recomienda realizar algún ensaye de una sección de aluminio para comprobar el dato del esfuerzo de fluencia que se menciona en las especificaciones de aluminio.
- En algunos casos fue necesario reforzar los perfiles de aluminio con elementos adicionales de aluminio o acero, según se requería; ya que deben responder a una deflexión permitida, que en este caso es de  $L/175$  según el documento “Glazed Aluminum Curtain Walls” (Arquitectural Glazing Technologies, 2008) y, además, el esfuerzo actuante del perfil debe ser menor que el permitido, que es de  $888 \text{ kg/cm}^2$ , según CUPRUM (Línea Estándar Cuprum, 1981). Por otro lado, aunque el perfil sea aceptable, considerando el criterio de los esfuerzos permisibles, se tiene éste que reforzar, porque la flecha excede el límite permitido.
- Para el anclaje de los perfiles verticales de aluminio en las fachadas tipo piso – techo, hay que tomar en cuenta las condiciones de la superficie donde se va a desplantar la fachada, ya que, en ocasiones, los elementos verticales de la cancelería descansan y rematan en los precolados; por lo que hay que revisar las distancias mínimas al borde, para el ancla indicada, conforme a las especificaciones del fabricante o

de los manuales de diseño para anclas. Para no reducir la capacidad de las anclas a corte, es importante que, en la obra, la supervisión sea la adecuada para cuidar los parámetros relacionados con las distancias al borde y la distancia entre las anclas los cuales se proponen en cada elemento de sujeción. Esta información debe estar clara en los planos constructivos, pues de lo anterior depende el buen funcionamiento del anclaje de la cancelería.

- Para el caso de los anclajes de las fachadas integrales, también se tienen que revisar las distancias al borde y entre las anclas; aunque generalmente los anclajes se ubican en la parte central del peralte de la losa y sí quedan alrededor de 5", con respecto al borde de la losa, ya no se reduce la carga permisible de las anclas en su capacidad a corte y a tracción.
- En los anclajes de las fachadas integrales, se recomienda colocar dos placas soldadas a otra, formando una doble "T" de acero A-36, tornillos A-307, birloanclas con expansor integrado y soldadura E-70, ya que estos elementos son los más comerciales y, además son suficientes para absorber las capacidades de carga.
- Para el caso de la fijación de los elementos verticales de los louvers, se recomienda utilizar birloanclas o similares que sostengan la resistencia requerida y para unir los louvers a las piezas verticales, se recomienda usar pijas de punta de broca, Tabla 5.1 (ITW Buildex, 2006). También, en

estos elementos se recomienda hacer una muestra física antes de aplicar el procedimiento en la obra para el área en particular; ya que, en ocasiones, aunque todos los elementos sean suficientes para recibir cargas de viento y peso propio, ya en el funcionamiento pueden presentar ruido excesivo debido al movimiento.

- Los perfiles horizontales siempre trabajan en flexión bi-axial, en cualquier tipo de fachada (piso-techo o muro cortina); ya que, por un lado, reciben el peso del cristal como dos cargas puntuales, porque el peso del cristal se transmite al horizontal por medio de las calzas que se ubican a un cuarto de la longitud de cada extremo; y, por otro lado, reciben la presión del viento, en forma distribuida, en toda la longitud del perfil. En este caso, debe considerarse que la suma de la relación de los esfuerzos en los dos sentidos sea menor que uno, para confirmar que el perfil es capaz de recibir ambas cargas y permanecer dentro de los límites permitidos de deflexiones y de esfuerzos.
- Con relación al análisis de la placa de cristal, considerando la división de ésta en elementos finitos, con el programa SAP 2000; para el caso de la revisión de cristales con soporte puntual, se recomienda que una vez que se haya definido la posición de los puntos de apoyo con respecto a los bordes de la placa, dependiendo del tamaño que resulten los elementos de las esquinas, dividir toda la placa en elementos del mismo tamaño.

- En las fachadas suspendidas, se puede considerar que los cristales que están entre las costillas están apoyados en dos lados, que son los que coinciden con la costilla y es importante mencionar que, aunque los esfuerzos de estas piezas son pequeños, no se puede proponer otro espesor, porque tiene diferente visual un cristal de un espesor con respecto a otro espesor menor o mayor. En este caso, y como en la mayoría de las fachadas de este tipo el cristal es de un espesor de 9.5 mm y el de las costillas es de 12.7 mm; Más que recomendar algún espesor, lo que se recomienda es que la modulación sea la adecuada para que soporte las cargas del viento correspondientes. En la revisión del cristal inferior se notó que, aunque el cristal tiene mayores dimensiones, los resultados fueron aceptables, de donde se concluye que la restricción del movimiento que le ofrece la canal es de mucha utilidad, ya que ha habido casos en que el arquitecto diseñador quiere un soporte puntual, tanto en la parte superior como en la inferior (no en fachadas suspendidas) y los esfuerzos que presenta la pieza son mayores que los aceptables.
- En la revisión de los elementos de la fachada con soporte puntual, se notó que, al analizar la unidad de mayor dimensión con sólo cuatro apoyos, las deflexiones y los esfuerzos resultaron mayores que los permitidos, por lo que se propuso agregar un apoyo intermedio en el cristal, para reducir estos valores. Al revisar esta unidad con un cristal de mayor espesor, en este caso de 12.7 mm, se notó que aún así la

deflexión máxima es mayor que la permitida para un cristal templado. Es importante señalar que, cuando los resultados sean aceptables para un cristal de 12.7 mm con menos apoyos, es recomendable colocarlo de esa manera, pues el costo de los herrajes es elevado y la diferencia de utilizar una fachada de 9.5 mm con 6 apoyos en cada unidad contra una fachada de 12.7 mm con 4 apoyos es de alrededor de un 24% más en el costo.

- En el caso del barandal sujetado con zoclo de placa de aluminio, que se instala en toda la longitud inferior del barandal con anclas a tresbolillo, se recomienda utilizar un espesor de 12.7 mm, para alturas estándares de 1 m. Por otro lado, cuando el diseño requiera de un barandal sobre un murete y lo que va a estar sobre el zoclo sea de una altura de aproximadamente 0.50 m, el espesor de éste puede disminuir a 9.5 mm; y para el caso de las unidades apoyadas en las piezas laterales espaciadas a cada metro aproximadamente, se puede reducir el ancho del cristal, para así utilizar un espesor de 9.5mm. Además, se recomienda anclar el zoclo a la losa con anclas de  $\frac{1}{2}$ " de diámetro, a cada 15.625 cm; es decir, en un tramo de 1.25 van 8 anclas, ya que todos los efectos de las cargas residen en el zoclo. Se revisó la soldadura y el metal base para los postes de los cristales apoyados en dos lados, en los cuales la relación de todos los efectos entre la resistencia del elemento resultó menor que uno, por lo que se consideró aceptable. Si se consideran otros espaciamientos, entonces

las áreas tributarias para los elementos de soporte aumentan y resultan espesores mayores de cristal, elementos más robustos y anclas de mayor diámetro.

## **CAPÍTULO 9**

### **CONCLUSIONES.**

En general, se puede concluir que aunque la fachada no es parte de la estructura principal, sus elementos, incluyendo los perfiles de aluminio o acero, cristal y anclajes deben resistir los efectos de las cargas del viento, principalmente, para que no se vea afectado el buen funcionamiento de la fachada, ya que si se omite el diseño o revisión de un elemento de soporte o sujeción de éste pudiera existir alguna falla que causaría el colapso de la fachada.

De manera particular, se concluye que las esquinas de un edificio son las partes más vulnerables en cuanto se refiere a presión de viento.

Para elegir el tipo de apoyo (articulado o empotrado) en una fachada, es conveniente hacer un estudio previo de costo, ya que las condiciones de la obra pueden hacer que alguno de estos apoyos sea más costoso, aún cuando el peso de la fachada sea más ligero.

También se concluye que las distancias al borde de las anclas de expansión, en cualquier tipo de fachada, son de suma importancia, pues éstas están directamente relacionadas con la capacidad de carga de las mismas.

Para las fachadas con soporte puntual, se puede concluir que existen diferentes maneras de satisfacer las necesidades del proyecto arquitectónico, sin que esto afecte el precio del proyecto, modificando el espesor del cristal, el número de los herrajes, etc. Lo mismo sucede para el caso de cristal en barandal, pues es muy variada la gama de opciones que se le puede dar al diseñador; pero es sumamente necesario absorber las cargas del barandal que se especifica (ASCE 7-05, 2006).

Se pudo concluir que los resultados de la revisión del perfil vertical de la manera que normalmente se hace, es decir, con base en la deflexión permitida  $L/175$  y módulo de sección requerido, comparados con las especificaciones de aluminio y de acero fueron similares, aún así se notó que los resultados con las especificaciones de aluminio fueron más conservadoras y eso debido a que el esfuerzo permitido calculado es menor que  $888 \text{ kg/cm}^2$  que es el utilizado en la revisión convencional.

Lo primordial al realizar las revisiones estructurales mencionadas es otorgar la confianza de que todos los elementos de la fachada son los adecuados para el uso que el diseñador haya proyectado darles y que exista armonía entre la estética y la seguridad.

## REFERENCIAS

1. AAMA-2005, Curtain Wall Design Guide Manual CW-DG-1-96, Revisión 5 AAMA, USA, 2005.
2. AGT-2008, Glazed Aluminum Curtain Sección 08 44 13, Architectural Glazing Technologies, USA, 2008.
3. AISC-2005, Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, USA, 2005.
4. ASCE 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and other Structures ASCE 7-05, American Society of Civil Engineers, USA, 2006.
5. CFE (1993) Manual de Diseño de Obras Civiles, Diseño por viento, México Comisión Federal de Electricidad, Instituto de Investigaciones Eléctricas.
6. Hilti (2008), Manual Técnico de Productos, Hilti, México.
7. ITW Buildex, Product Catalog, ITW Buildex, USA, 2006.
8. Kinetic (2008), S. A. de C.V., Sistemas de sujeción para cristal templado, Kinetic, S. A. de C.V., México.
9. McCormac Jack C.(2002), Diseño de estructuras de acero, Método LRFD, México, Alfaomega.
10. Núñez Jose Ma y Rodolfo México (1981), Línea Estandar Cuprum, México Cuprum.
11. Plazola Anguiano Guillermo y Daniel Salas Plazola (2002), Manual del Vidrio Saint Gobain, México, Plazola Editores.

12. SAP 2000, Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures Standard, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA, Versión 8.3.3, 2004
13. Seguí William(2000), Diseño de estructuras de acero con LRFD, Madrid, International Thomson.
14. Sunday Steve, Frank Armao, Randy Killian (2005), Aluminum Design Manual Specifications and Guidelines for Aluminum Structures, The Aluminum Association.
15. The Aluminum Association, Aluminum Standards and Data, The Aluminum Association, USA, 1997
16. UNE-EN 13830, Fachadas Ligeras, Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, España, 2004
17. UNE-EN 1991-1-1:2003, Acciones en estructuras. Parte 1-1. Acciones generales. Pesos específicos, pesos propios y sobrecargas de uso en edificios. Eurocódigo 1. Asociación Española de Normalización y Certificación (AENOR), Madrid, España, 2003
18. VITRO (2008), Manual General de Usos y Aplicaciones, México, Vitro Vidrio y Cristal.
19. Zamora Joan Lluís y Juan Manuel Calderón (2005), Diseño de Fachadas Ligeras Manual de introducción al proyecto arquitectónico, Catalunya España Hydro Buildings Systems.

## TABLAS

**TABLA 1**

Resistencia permisible en juntas soldadas.

<p align="center"><b>TABLE J2.5 (cont.)</b>  <b>Available Strength of Welded Joints, kips (N)</b></p>					
Load Type and Direction Relative to Weld Axis	Pertinent Metal	$\phi$ and $\Omega$	Nominal Strength ( $F_{DM}$ or $F_W$ ) kips (N)	Effective Area ( $A_{EM}$ or $A_w$ ) in. <sup>2</sup> (mm <sup>2</sup> )	Required Filler Metal Strength Level <sup>[a][b]</sup>
<b>FILLET WELDS INCLUDING FILLETS IN HOLES AND SLOTS AND SKEWED T-JOINTS</b>					
Shear	Base	Governed by J4			Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted.
	Weld	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60 F_{EXX}$ <sup>[d]</sup>	See J2.2a	
Tension or Compression Parallel to weld axis	Tension or compression in parts joined parallel to a weld need not be considered in design of welds joining the parts.				
<b>PLUG AND SLOT WELDS</b>					
Shear Parallel to faying surface on the effective area	Base	Governed by J4			Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted.
	Weld	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60 F_{EXX}$	J2.3a	
<p><sup>[a]</sup> For matching weld metal see AWS D1.1, Section 3.3.</p> <p><sup>[b]</sup> Filler metal with a strength level one strength level greater than matching is permitted.</p> <p><sup>[c]</sup> Filler metals with a strength level less than matching may be used for groove welds between the webs and flanges of built-up sections transferring shear loads, or in applications where high restraint is a concern. In these applications, the weld joint shall be detailed and the weld shall be designed using the thickness of the material as the effective throat, <math>\phi = 0.80</math>, <math>\Omega = 1.88</math> and <math>0.60 F_{EXX}</math> as the nominal strength.</p> <p><sup>[d]</sup> Alternatively, the provisions of J2.4(a) are permitted provided the deformation compatibility of the various weld elements is considered. Alternatively, Sections J2.4(b) and (c) are special applications of J2.4(a) that provide for deformation compatibility.</p>					

**TABLA 2**

**Esfuerzos nominales de sujetadores y partes roscadas**

<p align="center"><b>TABLE J3.2</b>  <b>Nominal Stress of Fasteners and Threaded Parts,</b>  <b>ksi (MPa)</b></p>		
<b>Description of Fasteners</b>	<b>Nominal Tensile Stress, <math>F_{nt}</math>, ksi (MPa)</b>	<b>Nominal Shear Stress in Bearing-Type Connections, <math>F_{nv}</math>, ksi (MPa)</b>
A307 bolts	45 (310) <sup>[a][b]</sup>	24 (165) <sup>[b][c][f]</sup>
A325 or A325M bolts, when threads are not excluded from shear planes	90 (620) <sup>[e]</sup>	48 (330) <sup>[f]</sup>
A325 or A325M bolts, when threads are excluded from shear planes	90 (620) <sup>[e]</sup>	60 (414) <sup>[f]</sup>
A490 or A490M bolts, when threads are not excluded from shear planes	113 (780) <sup>[e]</sup>	60 (414) <sup>[f]</sup>
A490 or A490M bolts, when threads are excluded from shear planes	113 (780) <sup>[e]</sup>	75 (520) <sup>[f]</sup>
Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are not excluded from shear planes	$0.75 F_u$ <sup>[a][d]</sup>	$0.40 F_u$
Threaded parts meeting the requirements of Section A3.4, when threads are excluded from shear planes	$0.75 F_u$ <sup>[a][d]</sup>	$0.50 F_u$
<p><sup>[a]</sup>Subject to the requirements of Appendix 3.  <sup>[b]</sup>For A307 bolts the tabulated values shall be reduced by 1 percent for each <math>1/16</math> in. (2 mm) over 5 diameters of length in the grip.  <sup>[c]</sup>Threads permitted in shear planes.  <sup>[d]</sup>The nominal tensile strength of the threaded portion of an upset rod, based upon the cross-sectional area at its major thread diameter, <math>A_D</math>, which shall be larger than the nominal body area of the rod before upsetting times <math>F_y</math>.  <sup>[e]</sup>For A325 or A325M and A490 or A490M bolts subject to tensile fatigue loading, see Appendix 3.  <sup>[f]</sup>When bearing-type connections used to splice tension members have a fastener pattern whose length, measured parallel to the line of force, exceeds 50 in. (1270 mm), tabulated values shall be reduced by 20 percent.</p>		

**TABLA 3**

**Distancias mínimas a los bordes**

<p align="center"><b>TABLE J3.4</b>  <b>Minimum Edge Distance,<sup>[a]</sup> in., from</b>  <b>Center of Standard Hole<sup>[b]</sup> to Edge of</b>  <b>Connected Part</b></p>		
<b>Bolt Diameter (in.)</b>	<b>At Sheared Edges</b>	<b>At Rolled Edges of Plates, Shapes or Bars, or Thermally Cut Edges<sup>[c]</sup></b>
1/2	7/8	3/4
5/8	1 1/8	7/8
3/4	1 1/4	1
7/8	1 1/2 <sup>[d]</sup>	1 1/8
1	1 3/4 <sup>[d]</sup>	1 1/4
1 1/8	2	1 1/2
1 1/4	2 1/4	1 5/8
Over 1 1/4	1 3/4 × d	1 1/4 × d

<sup>[a]</sup> Lesser edge distances are permitted to be used provided provisions of Section J3.10, as appropriate, are satisfied.

<sup>[b]</sup> For oversized or slotted holes, see Table J3.5.

<sup>[c]</sup> All edge distances in this column are permitted to be reduced 1/8 in. when the hole is at a point where required strength does not exceed 25 percent of the maximum strength in the element.

<sup>[d]</sup> These are permitted to be 1 1/4 in. at the ends of beam connection angles and shear end plates.

**TABLA 4**

**Características de los sujetadores (pijas)**

### TEKS® FASTENER FEATURES

**HEAD**  
Proper head style choice will ensure stability during driving, proper clamping and desired finished appearance.

**THREAD FORM AND DIAMETER**  
The correct choice of thread form and diameter optimizes low installation torque with high pullout strength.

**PILOT SECTION**  
The unthreaded portion of the point assures that the drilling of the steel is completed before the threads begin tapping into the drilled hole.

**POINT**  
The point is designed to efficiently remove material and precisely size the hole for the thread.

**FINISH:** Platings and coatings provide lubricity during drilling and tapping as well as corrosion resistance.

FASTENER DESCRIPTION AND BREAKDOWN - EXAMPLE						
10	-	16	x	3/4"	HWH	TEKS/3
Nominal Screw Size		Threads Per Inch		Screw Length	Head Style	Drill Point Type

NOMINAL SCREW SIZES	
THREAD DIAMETER	DECIMAL EQUIVALENT
#6	.140
#7	.150
#8	.160
#9	.180
#10	.190
#11	.200
#12	.210
#13	.230
#14	.240
1/4	.250
#17	.286

STEEL GAUGE CHART		
COMMON SHEET STEEL GAUGES	DECIMAL EQ.	
	INCHES	MM
30	.012	.30
28	.015	.38
26	.018	.45
24	.024	.61
22	.030	.76
20	.036	.91
18	.048	1.21
16	.060	1.52
14	.075	1.90
12	.105	2.65
1/8	.125	3.18
10	.134	3.42
3/16	.187	4.77
1/4	.250	6.36
1/2	.500	12.72

#### DRILL AND TAP MATERIAL THICKNESS CHART

\*Drill & tap capacities may vary with special feature designs. Refer to product reports for specifics.

**TABLA 5**

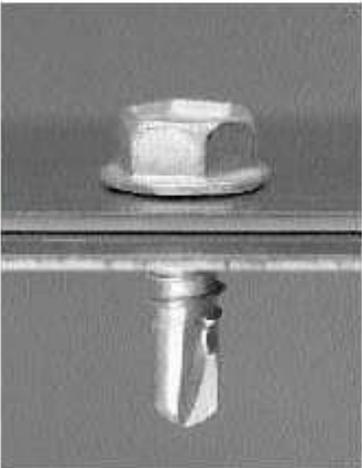
**Pijas autotaladrantes (aplicaciones ligeras)**



## TEKS<sup>®</sup>

### Self-Drilling Fasteners

Preferred most by electrical, decking, HVAC and metal building contractors.



---

#### Applications

- Slitch roof deck and wall panel sidelaps.
- HVAC, electrical trim accessories to steel framing.
- Residential steel frame construction.
- Brick ties to steel framing.
- Track to stud and stud splicing.
- Hat channel to stud.

#### Product Features

- Sharp conical drill point has precise cutting edges to improve drill performance with less effort.
- Non-walking point provides fast material engagement.
- Unique point to thread design extrudes the metal preventing stripout.
- Point to thread design maximizes pullout performance and minimizes backout.
- Four head styles available to handle various applications.
- Climaseal<sup>®</sup> finish provides excellent corrosion resistance and lower lapping torque.

---

#### Product Specifications

Diameter \_\_\_\_\_ #6, #8, #10, #12 and 1/4

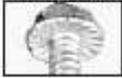
Thread Form \_\_\_\_\_ 6-20  
8-18  
10-16, 10-24  
12-14  
1/4-14

Head Style \_\_\_\_\_ #6: #2 Phillips Pan  
#8: 1/4" HWH; #2 Phillips Pan  
#10: 5/16" HWH; 5/16" HWH with Serrations;  
#2 Phillips Pan; #2 Phillips Oval  
#12: 5/16" HWH  
1/4: 5/16" HWH

Drill Point \_\_\_\_\_ Tek's 1  
Tek's 2  
Tek's 3

Finish \_\_\_\_\_ #6, #8, Electro-zinc  
#10, #12 and 1/4 Clmaseal

#### Head Styles

Hex Washer Hex	Oval Head
	
Pan Head	Hex Washer Head with Serrations
	

---

#### Approvals and Listings

Factory Mutual (J.I. 2 X 9A2 AM), ICBO 3056, ICC - ESR 1976

LIGHT DUTY STEEL - TO - STEEL APPLICATIONS

Product Report No. 02701

**TABLA 5.1**

**Guía y valores de pija autotaladrante**

**TEKS<sup>®</sup> SELF-DRILLING FASTENERS**

**Selector Guide**

\*Available with bonded washer.  
\*\*With serrations under head.  
†Electro-zinc finish.

Product Report No. 02701

Part Number	Description	Head Style	Drill Point	Drill & Tap Capacity	Max. Material Attachment	Box Qty	Applications
1208200	6-20 x 3/8"	Fan	#2	.095-.100	.100	20,000	<ul style="list-style-type: none"> <li>HVAC, electrical trim accessories to steel framing.</li> <li>Residential steel frame construction.</li> <li>Track to stud.</li> <li>Hat channel to stud.</li> <li>Stud splicing.</li> </ul>
1210000	8-18 x 1/2"	Fan	#2	.095-.100	.205	10,000	
1211200	8-18 x 3/4"	Fan	#2	.095-.100	.455	10,000	
1218200	8-18 x 1"	Fan	#2	.095-.100	.705	8,000	
1196200	8-18 x 1/2"	HWH	#2	.095-.100	.205	10,000	
1199200	8-18 x 5/8"	HWH	#2	.095-.100	.330	10,000	
1200200	8-18 x 3/4"	HWH	#2	.095-.100	.455	10,000	
1202200	8-18 x 1"	HWH	#2	.095-.100	.705	8,000	
1204200	8-18 x 1-1/2"	HWH	#2	.095-.100	1.205	4,000	
1107000	10-16 x 3/4"	HWH	#1	.018-.095	.220	5,000	
1108053	12-14 x 3/4"	HWH	#1	.018-.095	.205	4,000	
1199000	1/4-1/4 x 7/8"	HWH	#1	.018-.095	.380	5,000	
1188000	10-16 x 1/2"	Fan	#3	.095-.175	.150	10,000	<ul style="list-style-type: none"> <li>Clips, duct straps, brick ties or accessories to steel framing.</li> </ul>
1549000	10-16 X 5/8"	Fan	#3	.095-.175	.200	5,000	
1224000	10-16 x 3/4"	Fan	#3	.095-.175	.325	5,000	
1542000	10-16 x 3/4"	Oval	#3	.095-.175	.325	5,000	
1197000	10-16 x 1/2"	HWH	#3	.095-.175	.150	5,000	
1127000	10-16 x 5/8"	HWH	#3	.095-.175	.200	5,000	
1128000	10-16 x 3/4"	HWH	#3	.095-.175	.325	5,000	
1129000	10-16 x 1"	HWH	#3	.095-.175	.575	5,000	
1544000	10-16 x 1"	Oval	#3	.095-.175	.575	5,000	
1545000	10-16 x 1"	Fan	#3	.095-.175	.575	5,000	
1130000	10-16 x 1-1/4"	HWH	#3	.095-.175	.825	4,000	
1546000	10-16 x 1-1/4"	Oval	#3	.095-.175	.825	5,000	
1131000	10-16 x 1-1/2"	HWH	#3	.095-.175	1.075	3,000	
1550000	10-24 x 3/4"	HWH	#3	.095-.175	.323	5,000	
1551000	10-24 x 1"	HWH	#3	.095-.175	.575	5,000	
11786000	10-24 x 5/8"	**HWH	#2	.095-.175	.200	5,000	<ul style="list-style-type: none"> <li>Vibration Resistance; HVAC Applications.</li> </ul>
11707000	10-16 x 3/4"	**HWH	#3	.095-.175	.323	5,000	
11821200	10-16 X 3/4"	**HWH	#3	.095-.175	.323	5,000	

**Performance Data**

Pullout Values (average lbs. ultimate)									
Fastener	Dia.	Pl.	Steel Gauge						
			26	24	22	20	18	16	14
#6	2	120	193	248	295	471	679	947	-
#8	2	119	193	265	299	491	703	959	-
#10-16	1	148	241	311	357	565	826	1111	1796
	3	124	208	266	299	499	708	967	1474
#12	1	159	261	338	390	649	960	1259	1949
1/4	1	208	329	428	562	900	1151	-	-

Fastener Values			
Fastener (dia.-tp)	Tensile (lbs. min.)	Shear (avg. lbs. ult.)	Torque (min. in. lbs.)
6-20	1285	750	25
8-18	1545	1000	42
10-16	1936	1400	61
10-24	2702	1900	85
12-14	2778	2000	92
1/4-1/4	4060	2900	150

Sheet Steel Gauges								
Gauge No.	12	14	16	18	20	22	24	26
Decimal Equivalent	.105"	.075"	.060"	.048"	.036"	.030"	.024"	.018"

The values listed are ultimate averages achieved under laboratory conditions and apply to Buildex manufactured fasteners only. Appropriate safety factors should be applied to these values for design purposes.

Shear Values (average lbs. ultimate)									
Fastener	Dia.	Pl.	Steel Gauge (lapped)						
			26	24	22	20	18	16	14
#6	2	278	466	526	759	845	-	-	-
#8	2	294	496	560	740	1080	-	-	-
#10	1	398	584	659	884	1374	-	-	-
	3	-	455	526	729	1266	1540	1552	-
#12	1	432	703	753	1018	1452	-	-	-
1/4	1	511	949	885	1244	1764	-	-	-

**Installation Guidelines**

- A standard screwgun with a depth sensitive nosepiece should be used to install Tek's. For optimal fastener performance, the screwgun should be a minimum of 4 amps and have a RPM range of 0-2000.
- Adjust the screwgun nosepiece to properly seat the fastener.
- New magnetic sockets must be correctly set before use. Remove chip build-up as needed.

- The fastener is fully seated when the head is flush with the work surface.
- Overdriving may result in torsional failure of the fastener or stripout of the substrate.
- The fastener must penetrate beyond the metal structure a minimum of 3 pitches of thread.

**ITW Buildex**

1349 West Bryn Mawr Avenue  
Itasca, Illinois 60143  
630-595-3500 Fax: 630-595-3549  
www.itwbuildex.com

Teks<sup>®</sup> and Climastap<sup>®</sup> are trademarks of ITW Buildex and Illinois Tool Works, Inc.  
© 2007 ITW Buildex and Illinois Tool Works, Inc.

**TABLA 6**

**Anclaje de expansión Kwik Bolt 3**

**Anclaje de Expansión Kwik Bolt 3**

**4.3.2**

Cargas permisibles para Kwik Bolt 3 de acero al carbón en concreto <sup>1</sup>

Diámetro del anclaje pulg. (mm)	Prof. del empotramiento pulg. (mm)	$f'c = 2000 \text{ psi (13.8 MPa)}$		$f'c = 3000 \text{ psi (20.7 MPa)}$		$f'c = 4000 \text{ psi (27.6 MPa)}$		$f'c = 6000 \text{ psi (41.4 MPa)}$	
		Tensión lb (kN)	Corte <sup>2</sup> lb (kN)	Tensión lb (kN)	Corte <sup>2</sup> lb (kN)	Tensión lb (kN)	Corte <sup>2</sup> lb (kN)	Tensión lb (kN)	Corte <sup>2</sup> lb (kN)
1/4 (6.4)	1 1/8 (29)	300 (1.3)	530 (2.4)	365 (1.6)	530 (2.4)	430 (1.9)	530 (2.4)	550 (2.4)	530 (2.4)
	2 (5.1)	635 (2.8)		715 (3.2)		800 (3.6)		845 (3.8)	
	3 (7.6)	755 (3.4)		795 (3.5)		840 (3.7)			
3/8 (9.5)	1 5/8 (41)	730 (3.2)	1135 (5.0)	910 (4.0)	1275 (5.7)	1005 (4.5)	1420 (6.3)	1090 (4.8)	1460 <sup>3</sup> (6.5)
	2 1/2 (64)	1260 (5.6)	1460 <sup>3</sup> (6.5)	1555 (6.9)	1460 <sup>3</sup> (6.5)	1650 (7.4)	1460 <sup>3</sup> (6.5)	2060 (9.2)	
	3 1/2 (89)	1580 (7.0)	1770 (7.9)	1770 (7.9)	1955 (8.7)	1955 (8.7)	2150 (9.6)		
1/2 (12.7)	2 1/4 (57)	1235 (5.5)	1885 (8.5)	1430 (6.4)	2300 (10.2)	1620 (7.2)	2735 <sup>4</sup> (12.2)	1975 (8.8)	3020 <sup>5</sup> (13.4)
	3 1/2 (89)	1930 (8.6)	3020 <sup>5</sup> (13.4)	2185 (9.7)	3020 <sup>5</sup> (13.4)	2440 (10.9)	3020 <sup>5</sup> (13.4)	3240 (14.4)	
	4 3/4 (121)	2135 (9.5)	2355 (10.5)	2355 (10.5)	2575 (11.5)	2575 (11.5)	2820 (12.6)	3620 (16.1)	
5/8 (15.9)	2 3/4 (70)	1920 (8.5)	2750 (12.2)	2065 (9.2)	3410 (15.2)	2210 (9.8)	4070 <sup>6</sup> (18.1)	2830 (12.6)	4885 <sup>5</sup> (21.7)
	4 (102)	2660 (11.8)	4885 <sup>5</sup> (21.7)	3020 (13.4)	4885 <sup>5</sup> (21.7)	3385 (15.1)	4885 <sup>5</sup> (21.7)	4770 (21.2)	
	5 1/2 (140)	3265 (14.6)	3625 (16.1)	3625 (16.1)	3925 (17.5)	4100 (18.2)	4100 (18.2)	5325 (23.7)	
3/4 (19.1)	3 1/4 (83)	2120 (9.4)	4090 (18.2)	2425 (10.8)	4000 (18.0)	2730 (12.1)	5710 <sup>6</sup> (25.4)	3765 (16.8)	5710 <sup>6</sup> (25.4)
	4 3/4 (121)	3240 (14.4)	5340 (23.8)	4360 (19.5)	5340 (23.8)	5285 (23.5)	7325 <sup>7</sup> (32.8)	5155 (23.0)	
	6 1/2 (165)	4535 (20.2)	5960 (26.6)	5960 (26.6)	7185 (32.0)	7185 (32.0)	7005 (31.2)	7325 <sup>7</sup> (32.8)	
1 (25.4)	4 1/2 (114)	3330 (14.8)	7070 (31.4)	4050 (18.0)	7600 (33.8)	4670 (20.8)	8140 (36.2)	5070 (22.6)	9200 (40.9)
	6 (152)	4930 (21.9)	9200 (40.9)	6000 (26.7)	9200 (40.9)	7070 (31.4)	9200 (40.9)	8400 (37.4)	
	8 (203)	6670 (29.7)	7670 (34.1)	7670 (34.1)	8870 (39.6)	8870 (39.6)	10670 (47.5)		

- Los valores de carga intermedios para otras resistencias y empotramientos en concreto pueden calcularse por interpolación lineal.
- A menos que se mencione otra cosa, los valores mostrados son válidos para el plano de corte actuando a través del cuerpo del anclaje o las rocas del anclaje.
- Los valores mostrados son para un plano de corte a través del cuerpo del anclaje. Cuando el plano de corte está actuando a través de las rocas del anclaje, reduzca el valor de corte en un 10%.
- Los valores mostrados son para un plano de corte a través del cuerpo del anclaje. Cuando el plano de corte está actuando a través de las rocas del anclaje, reduzca el valor de corte en un 15%.
- Los valores mostrados son para un plano de corte a través del cuerpo del anclaje. Cuando el plano de corte está actuando a través de las rocas del anclaje, reduzca el valor de corte en un 20%.
- Los valores mostrados son para un plano de corte a través del cuerpo del anclaje. Cuando el plano de corte está actuando a través de las rocas del anclaje, reduzca el valor de corte en un 7%.
- Los valores mostrados son para un plano de corte a través del cuerpo del anclaje. Cuando el plano de corte está actuando a través de las rocas del anclaje, reduzca el valor de corte en un 25%.
- Los valores mostrados son para un plano de corte a través del cuerpo del anclaje. Cuando el plano de corte está actuando a través de las rocas del anclaje, reduzca el valor de corte en un 15%.

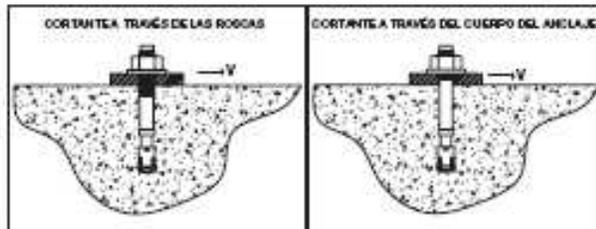


TABLA 6.1

Cargas últimas para Kwik Bolt 3.



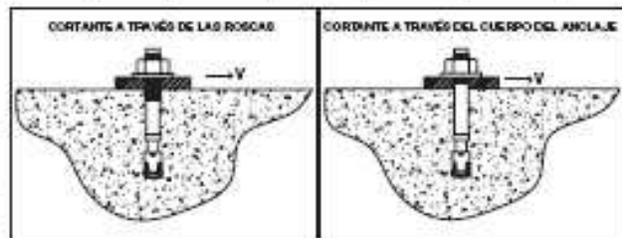
4.3.2

Anclaje de Expansión Kwik Bolt 3

Cargas últimas para Kwik Bolt 3 en acero al carbono en concreto<sup>1</sup>

Diámetro del anclaje pulg. (mm)	Prof. del empobramento pulg. (mm)	$f'c = 2000 \text{ psi (13.8 MPa)}$		$f'c = 3000 \text{ psi (20.7 MPa)}$		$f'c = 4000 \text{ psi (27.6 MPa)}$		$f'c = 6000 \text{ psi (41.4 MPa)}$	
		Tensión lb (kN)	Corta <sup>2</sup> lb (kN)						
1/4 (6.4)	1 1/8 (29)	1120 (5.0)	1905 (8.4)	1370 (6.1)	1905 (8.4)	1615 (7.2)	1905 (8.4)	2080 (9.2)	1905 (8.4)
	2 (51)	2375 (10.5)		2690 (12.0)		3000 (13.3)		3165 (14.1)	
	3 (76)	2630 (12.0)		2900 (13.3)		3150 (14.0)			
3/8 (9.5)	1 5/8 (41)	2740 (12.2)	4250 (18.9)	3420 (15.2)	4700 (21.3)	4100 (18.2)	5325 (23.7)	4095 (18.2)	5475 <sup>3</sup> (24.4)
	2 1/2 (64)	4720 (21.0)	5475 <sup>3</sup> (24.4)	5230 (23.6)	5475 <sup>3</sup> (24.4)	6035 (26.9)	5475 <sup>3</sup> (24.4)	7730 (34.4)	
	3 1/2 (89)	5025 (22.4)	6645 (29.6)	6645 (29.6)	7365 (32.8)	8055 (35.8)			
1/2 (12.7)	2 1/4 (57)	4635 (20.5)	7000 (31.1)	5355 (23.8)	8630 (38.4)	8075 (36.0)	10280 <sup>4</sup> (45.8)	7470 (33.3)	11330 <sup>5</sup> (50.4)
	3 1/2 (89)	7240 (32.2)	11330 <sup>5</sup> (50.4)	8195 (36.5)	11330 <sup>5</sup> (50.4)	9145 (40.7)	11330 <sup>5</sup> (50.4)	12140 (54.0)	
	4 3/4 (121)	8000 (35.8)	8000 (35.8)	8830 (39.3)	9655 (42.9)	9655 (42.9)	10280 <sup>4</sup> (45.8)	13585 (60.4)	
5/8 (15.9)	2 3/4 (70)	7210 (32.1)	10315 (45.9)	7750 (34.5)	12700 (56.6)	8285 (36.9)	15265 <sup>6</sup> (67.9)	10615 (47.2)	18315 <sup>7</sup> (81.5)
	4 (102)	9075 (40.4)	18315 <sup>7</sup> (81.5)	11335 (50.4)	18315 <sup>7</sup> (81.5)	12690 (56.4)	18315 <sup>7</sup> (81.5)	17690 (79.0)	
	5 1/2 (140)	12315 (54.8)	12315 (54.8)	13650 (60.9)	15365 (68.4)	15365 (68.4)	16970 (75.8)	19970 (88.8)	
3/4 (19.1)	3 1/4 (83)	7085 (31.4)	15335 (68.2)	9100 (40.5)	18375 (81.7)	10245 (45.6)	21410 <sup>8</sup> (95.2)	14185 (63.1)	21410 <sup>8</sup> (95.2)
	4 3/4 (121)	12150 (54.0)	20030 (89.1)	15985 (71.1)	20030 (89.1)	19820 (88.2)	27475 <sup>7</sup> (122.2)	23085 (102.7)	27475 <sup>7</sup> (122.2)
	6 1/2 (165)	17000 (75.8)	17000 (75.8)	21070 (93.7)	21070 (93.7)	28035 (124.8)	28035 (124.8)	36260 (160.8)	
1 (25.4)	4 1/2 (114)	12500 (55.6)	26500 (117.9)	15200 (67.5)	26500 (117.9)	17500 (77.6)	30500 (135.7)	19000 (84.5)	34500 (153.5)
	6 (152)	18500 (82.3)	34500 (153.5)	22500 (100.1)	34500 (153.5)	26500 (117.9)	34500 (153.5)	31500 (140.1)	
	9 (229)	25000 (111.2)	25000 (111.2)	32750 (145.0)	32750 (145.0)	32500 (144.6)	40000 (177.9)	40000 (177.9)	

- Los valores de carga intermedia para otras resistencias y empobramientos en concreto pueden calcularse por interpolación lineal.
- A menos que se mencione otra cosa, los valores mostrados son válidos para el plano de corte actuando a través del cuerpo del anclaje o las rocas del anclaje.
- Los valores mostrados son para un plano de corte a través del cuerpo del anclaje. Cuando el plano de corte esté actuando a través de las rocas del anclaje, reduzca el valor de corte en un 10%.
- Los valores mostrados son para un plano de corte a través del cuerpo del anclaje. Cuando el plano de corte esté actuando a través de las rocas del anclaje, reduzca el valor de corte en un 12%.
- Los valores mostrados son para un plano de corte a través del cuerpo del anclaje. Cuando el plano de corte esté actuando a través de las rocas del anclaje, reduzca el valor de corte en un 20%.
- Los valores mostrados son para un plano de corte a través del cuerpo del anclaje. Cuando el plano de corte esté actuando a través de las rocas del anclaje, reduzca el valor de corte en un 7%.
- Los valores mostrados son para un plano de corte a través del cuerpo del anclaje. Cuando el plano de corte esté actuando a través de las rocas del anclaje, reduzca el valor de corte en un 27%.
- Los valores mostrados son para un plano de corte a través del cuerpo del anclaje. Cuando el plano de corte esté actuando a través de las rocas del anclaje, reduzca el valor de corte en un 15%.



**TABLA 6.2**

**Influencia de la distancia al borde y espaciado**

**Anclaje de Expansión Kwik Bolt 3**

**4.3.2**

Influencia de Distancia del Borde y Espaciado de Anclaje en el Desempeño del Anclaje.

Factor de Ajuste de Carga para Anclaje de 1/4" de Diámetro									
Factor de Ajuste 1/4 pulg.	Tensión de espaciado $f_{es}$		Tensión de dist. al borde $f_{ed}$		Espaciado del corte $f_{ca}$	Distancia al Corte			
	$\geq 1.5d$	$\geq 2$	$1.5d$	$\geq 2$		$\geq 1.5d$	$\geq 1.5d$	$\geq 1.5d$	
Por. del Empotramiento pulg.	1 1/8	1 1/4	1 1/2	1 3/4	2	2 1/4	2 1/2	2 3/4	3
Espaciado (h) Distancia al Borde (C) pulg.	1 1/8	0.60	0.60	0.60	0.90				
	1 1/4	0.75	0.75	0.75	0.94	0.50	0.60	0.63	
	1 3/4	0.78	0.78	0.95	0.94	0.52	0.61	0.64	
	2	0.85	0.80	1.00	0.80	0.58	0.67	0.69	
	2 1/4	0.82	0.84	0.83	0.95	0.91	0.67	0.73	0.69
	2 1/2	0.89	0.88	0.87	1.00	0.92	0.74	0.79	0.91
	3	1.00	0.76	0.93	0.94	0.94	0.89	0.91	0.95
	3 3/8	0.82	0.82	0.98	0.96	1.00	1.00	1.00	1.00
	3 1/2	0.84	0.84	1.00	0.96				
	4	0.92	0.92		0.98				
4 1/2	1.00	1.00		1.00					
4 3/4									
5									

Factor de Ajuste de Carga para Anclaje de 3/8" de Diámetro										
Factor de Ajuste 3/8 pulg.	Tensión de espaciado $f_{es}$		Tensión de dist. al borde $f_{ed}$		Espaciado del corte $f_{ca}$	Distancia al Corte				
	$\geq 1.5d$	$\geq 2$	$1.5d$	$\geq 2$		$\geq 1.5d$	$\geq 1.5d$	$\geq 1.5d$		
Por. del Empotramiento pulg.	1 5/8	1 3/4	2	2 1/4	2 1/2	2 3/4	3	3 1/4	3 1/2	
Espaciado (h) Distancia al Borde (C) pulg.	1 5/8	0.60	0.60	0.60	0.90					
	2	0.67	0.67	0.67	0.92					
	2 1/4	0.72	0.72	0.90	0.95					
	2 1/2	0.77	0.80	0.94	0.90	0.90	0.51	0.61	0.63	
	3	0.87	0.86	1.00	0.85	0.97	0.92	0.62	0.66	0.67
	3 1/4	0.82	0.70	0.89	0.95	0.92	0.67	0.73	0.69	
	3 1/2	0.87	0.73	0.91	0.99	0.93	0.72	0.77	0.90	
	3 3/4	1.00	0.75	0.93	1.00	0.94	0.77	0.82	0.92	
	4	0.79	0.79	0.96	0.95	0.95	0.82	0.86	0.94	
	4 1/2	0.86	0.86	1.00	0.96	0.96	0.92	0.94	0.97	
5	0.92	0.92		0.98	1.00	1.00	1.00	1.00		
5 5/8	1.00	1.00		1.00						
5 3/4										

Factor de Ajuste de Carga para Anclaje de 1/2" de Diámetro										
Factor de Ajuste 1/2 pulg.	Tensión de espaciado $f_{es}$		Tensión de dist. al borde $f_{ed}$		Espaciado del corte $f_{ca}$	Distancia al Corte				
	$\geq 1.5d$	$\geq 2$	$1.5d$	$\geq 2$		$\geq 1.5d$	$\geq 1.5d$	$\geq 1.5d$		
Por. del Empotramiento pulg.	1 7/8	2	2 1/8	2 1/4	2 1/2	2 3/4	3	3 1/4	3 1/2	
Espaciado (h) Distancia al Borde (C) pulg.	2 1/4	0.60	0.60	0.60	0.90					
	2 1/2	0.64	0.64	0.63	0.91					
	3	0.71	0.71	0.89	0.93					
	3 3/8	0.76	0.76	0.93	0.94	0.90	0.50	0.60	0.63	
	3 3/4	0.81	0.82	0.98	0.82	0.95	0.56	0.64	0.65	
	4 1/4	0.88	0.87	1.00	0.86	0.97	0.92	0.63	0.70	0.67
	4 3/4	0.86	0.71	0.90	0.99	0.93	0.70	0.78	0.90	
	5	1.00	0.74	0.91	1.00	0.93	0.74	0.79	0.91	
	5 3/4	0.81	0.81	0.97	0.95	0.95	0.85	0.88	0.95	
	6	0.85	0.85	1.00	0.86	0.89	0.89	0.91	0.96	
6 1/2	0.87	0.87		0.97	0.96	0.96	0.97	0.99		
7 1/4	0.94	0.94		0.99	1.00	1.00	1.00	1.00		
7 3/4	1.00	1.00		1.00						

Empotramiento de Anclaje Estándar (pulg.)		
1/4	hmin hmax hprof	1 1/8 2 3
3/8	hmin hmax hprof	1 5/8 2 1/2 3 1/2
1/2	hmin hmax hprof	2 1/4 3 1/2 4 3/4

**Espaciado — Tensión**

$$f_{es} = \frac{f_{ed} + f_{ca}}{2} \quad f_{ed} = f_{ca}$$

**Distancia al Borde — Tensión**

$$f_{ed} = \frac{f_{ca} + f_{es}}{2} \quad f_{ca} = f_{es}$$

**Espaciado — Corte**

$$f_{ca} = \frac{f_{ed} + f_{es}}{2} \quad f_{es} = f_{ed}$$

**Distancia al Borde — Corte**

$$f_{ed} = f_{ca}$$

**h al borde**

$$h_{ed} = \frac{f_{ca} + 0.75}{0.75}$$

**leje del borde**

$$h_{ca} = \frac{f_{es} + 0.82}{0.80}$$

114 Consulte disponibilidad y cantidades mínimas

**TABLA 6.3**

**Influencia de la distancia al borde y espaciado (continuación)**



**4.3.2 Anclaje de Expansión Kwik Bolt 3**

**Influencia de Distancia del Borde y Espaciado de Anclaje en el Desempeño del Anclaje.**

Factor de Ajuste de Carga para Anclaje de 5/8" de Diámetro									
Factor de Ajuste 5/8 pulg.	Tensión de espaciado $f_{es}$		Tensión de dist. al borde $f_{eb}$		Espaciado del corte $f_{ec}$		Distancia al Corte		
	$\leq 2 3/4$	$\geq 4$	$\leq 2 3/4$	$\geq 4$	$\leq 2 3/4$	$\geq 4$	$\leq 2 3/4$	$\geq 2 3/4$	$\geq 2 3/4$
Prof. del Empotramiento pulg.	$\geq 2 3/4$	$\geq 4$	$\geq 2 3/4$	$\geq 4$	$\geq 2 3/4$	$\geq 4$	$\geq 2 3/4$	$\geq 2 3/4$	$\geq 2 3/4$
Espaciado (el Distanciamiento al Borde) (C) pulg.	2 3/4	0.60		0.60	0.60				
	3 1/2	0.69		0.67	0.60				
	4	0.75	0.60	0.92	0.60	0.94	0.90		
	4 1/4	0.77	0.62	0.95	0.62	0.94	0.91	0.52	0.61
	4 3/4	0.83	0.66	1.00	0.66	0.96	0.92	0.58	0.66
	5 1/2	0.92	0.72		0.90	0.95	0.90	0.67	0.73
	6	0.98	0.76		0.95	0.99	0.94	0.73	0.78
	6 1/4	1.00	0.78		0.95	1.00	0.95	0.75	0.81
	7		0.84		1.00		0.96	0.85	0.88
	7 1/2		0.86				0.97	0.81	0.90
	7 3/4		0.90				0.98	0.84	0.95
	8 1/2		0.96				1.00	1.00	1.00
9						1.00			

Empotramiento de Anclaje Estándar (pulg.)		
5/8	h <sub>min</sub> h <sub>max</sub>	2 3/4 4
3/4	h <sub>min</sub> h <sub>max</sub>	3 1/4 5 1/2
1	h <sub>min</sub> h <sub>max</sub>	4 1/2 9

Factor de Ajuste de Carga para Anclaje de 3/4" de Diámetro									
Factor de Ajuste 3/4 pulg.	Tensión de espaciado $f_{es}$		Tensión de dist. al borde $f_{eb}$		Espaciado del corte $f_{ec}$		Distancia al Corte		
	$\leq 1 5/8$	$\geq 2 1/2$	$\leq 1 5/8$	$\geq 2 1/2$	$\leq 1 5/8$	$\geq 2 1/2$	$\leq 1 5/8$	$\geq 1 5/8$	$\geq 1 5/8$
Prof. del Empotramiento pulg.	$\leq 1 5/8$	$\geq 2 1/2$	$\leq 1 5/8$	$\geq 2 1/2$	$\leq 1 5/8$	$\geq 2 1/2$	$\leq 1 5/8$	$\leq 1 5/8$	$\leq 1 5/8$
Espaciado (el Distanciamiento al Borde) (C) pulg.	3 3/8	0.61		0.61	0.60				
	4	0.67		0.65	0.60				
	5	0.77	0.62	0.94	0.61	0.94	0.90	0.51	0.61
	5 3/4	0.85	0.67	1.00	0.66	0.96	0.92	0.59	0.67
	6 1/4	0.90	0.70		0.68	0.97	0.90	0.64	0.71
	6 1/2	0.92	0.72		0.70	0.98	0.90	0.67	0.73
	7	0.97	0.75		0.73	0.99	0.94	0.72	0.77
	7 1/2	1.00	0.79		0.75	1.00	0.95	0.77	0.82
	8 1/4		0.84		1.00		0.96	0.85	0.88
	9		0.89				0.97	0.82	0.94
	9 3/4		0.94				0.98	1.00	1.00
	10 1/4		0.97				0.99		
10 3/4		1.00				1.00			

Factor de Ajuste de Carga para Anclaje de 1" de Diámetro									
Factor de Ajuste 1 pulg.	Tensión de espaciado $f_{es}$		Tensión de dist. al borde $f_{eb}$		Espaciado del corte $f_{ec}$		Distancia al Corte		
	$\leq 1 1/8$	$\geq 2$	$\leq 1 1/8$	$\geq 2$	$\leq 1 1/8$	$\geq 2$	$\leq 1 1/8$	$\geq 1 1/8$	$\geq 1 1/8$
Prof. del Empotramiento pulg.	$\leq 1 1/8$	$\geq 2$	$\leq 1 1/8$	$\geq 2$	$\leq 1 1/8$	$\geq 2$	$\leq 1 1/8$	$\leq 1 1/8$	$\leq 1 1/8$
Espaciado (el Distanciamiento al Borde) (C) pulg.	4 1/2	0.60		0.60	0.60				
	6	0.71	0.6	0.89	0.60	0.90	0.90		
	7	0.78	0.65	0.95	0.64	0.94	0.91	0.52	0.61
	8	0.85	0.71	1.00	0.69	0.96	0.90	0.59	0.67
	9	0.92	0.76		0.73	0.98	0.94	0.67	0.73
	9 3/4	0.97	0.8		0.77	0.99	0.95	0.72	0.78
	10 1/4	1.00	0.83		0.79	1.00	0.96	0.75	0.81
	11 1/4		0.88		1.00		0.97	0.83	0.87
	11 5/8		0.90				0.98	0.85	0.89
	12 1/2		0.95				0.99	0.93	0.94
	13		0.97				0.99	0.96	0.97
	13 1/2		1.00				1.00	1.00	1.00
	14 3/4						1.00		

Espaciado — Tensión	
$f_{ec} \leq f_{eb} / f_{es}$	$f_{ec} \geq f_{es}$
$f_{ec} = \frac{f_{eb} + 0.83}{0.33}$	$f_{ec} = \frac{f_{es} + 0.83}{0.33}$

Distancia del Borde — Tensión	
$f_{eb} \leq f_{ec} / f_{es}$	$f_{eb} \geq f_{es}$
$f_{eb} = \frac{f_{ec} + 2}{0.33}$	$f_{eb} = \frac{f_{es} + 2}{0.33}$

Espaciado — Corte	
$f_{ec} \leq f_{eb} / f_{es}$	$f_{ec} \geq f_{es}$
$f_{ec} = \frac{f_{eb} + 10.20}{12.5}$	$f_{ec} = \frac{f_{es} + 10.20}{12.5}$

Distancia del Borde — Corte	
$f_{eb} \leq f_{ec} / f_{es}$	
$f_{eb} = \frac{f_{ec} + 2}{0.33}$	
$f_{eb} \geq f_{es}$	
$f_{eb} = \frac{f_{es} + 5.92}{0.60}$	

## TABLA 6.4

### Especificaciones del material (Kwik Bolt 3)

Sistemas de Anclajes		<b>HILTI</b>						
<b>Anclaje de Expansión Kwik Bolt 3</b>		<b>4.3.2</b>						
<b>4.3.2.3 ESPECIFICACIONES DEL MATERIAL</b>								
<b>Acero al carbón con recubrimiento electrofítico de zinc</b>				<b>Acero inoxidable</b>				
<p>Todos los Kwik Bolt 3 de rosca larga y anclajes de acoplamiento de varilla de Acero al carbón, excluyendo los tamaños de 3/4" x 12" y 1" de diámetro, tienen las cargas mínimas de falla mostradas en la tabla 1.</p> <p>Todos los tamaños de 3/4" x 12" y 1" de diámetro y anclajes Kwik Bolt 3 avellanados tienen las propiedades mecánicas mínimas mostradas en la tabla 1.</p> <p>Los componentes de los anclajes de acero al carbono están recubiertos de acuerdo con el ASTM B 633 con un grosor mínimo de 5 µm.</p> <p>Las tuercas son conformes a los requerimientos de ASTM A 563, Grado A, Hexagonal.</p> <p>Los Anclajes cumplen los requerimientos de ASTM F 344.</p> <p>Las carmes de expansión (cueras) son fabricadas de acero al carbón, excepto las siguientes medidas, que son fabricadas en acero inoxidable:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Todos los anclajes de 1/4" de diámetro</li> <li>• El Kwik Bolt 3 de 3/4" x 12"</li> <li>• Todos los anclajes de 1" de diámetro</li> <li>• Todos los Kwik Bolt 3 de cabeza avellanada.</li> </ul>				<p>Los anclajes menores de 3/4" son fabricados de acero inoxidable AISI 304 ó AISI 316 y cumplen con la carga mínima de fractura mostrada en la tabla 1.</p> <p>Los anclajes de 3/4" y mayores son fabricados de acero inoxidable AISI 304 ó 316 y cumplen con la carga mínima de fractura mostrada en la tabla 1.</p> <p>Las tuercas cumplen con los requerimientos dimensionales del ASTM F 594.</p> <p>Los anclajes cumplen con los requerimientos dimensionales de ANSIS 18.22.1 Tipo A, pleno.</p> <p>Las carmes de expansión para anclajes AISI 304 y AISI 316 están hechas con AISI 316, todas las tuercas y anclajes para anclajes AISI 304 y 316 son fabricados de acuerdo con AISI 304 y AISI 316, respectivamente.</p>				
<b>Acero al carbón con galvanizado en caliente (HDG)</b>								
<p>Los cuerpos de los anclajes fabricados de acero al carbón cumplen una carga de fractura mínima después de formarse mostrada en la tabla 1.</p> <p>Los componentes de los anclajes de acero al carbono galvanizados en caliente de acuerdo a ASTM A 153, clase C, (40 µm mín).</p> <p>Las tuercas son conformes a los requerimientos de ASTM A 563, Grado A, Hexagonal.</p> <p>Los Anclajes cumplen los requerimientos de ASTM F 344.</p> <p>Las carmes de expansión (cueras) son fabricadas en acero inoxidable AISI 304 ó AISI 316.</p>								
<b>Tabla 1. Cargas mínimas de falla para Kwik Bolt 3 1</b>								
Carga mín. falla	Tamaño	in.	1/4	3/8	1/2	5/8	3/4	1
		(mm)	(6.4)	(9.5)	(12.7)	(15.9)	(19.1)	(25.4)
	Acero al Carbón		2900 lb <sup>2</sup> .4	7200 lb <sup>2</sup> .4	12400 lb <sup>2</sup>	19600 lb <sup>2</sup>	29700 lb <sup>2</sup> .6	f <sub>u</sub> ≥ 60 ksi, f <sub>y</sub> ≥ 75 ksi <sup>2</sup>
	HDG		—	—	12400 lb <sup>2</sup>	19600 lb <sup>2</sup>	29700 lb <sup>2</sup>	—
	Inoxidable		2900 lb <sup>2</sup> .4	7200 lb <sup>2</sup> .4	12400 lb <sup>2</sup>	21900 lb <sup>2</sup>	f <sub>u</sub> ≥ 75 ksi, f <sub>y</sub> ≥ 64 ksi <sup>3</sup>	f <sub>u</sub> ≥ 75 ksi, f <sub>y</sub> ≥ 64 ksi <sup>3</sup>
<p>1 Ver tabla de líneas de productos de anclaje Kwik Bolt 3 en la sección 4.3.2.6 para la lista completa de configuraciones de longitud de anclaje y longitud de rosca.</p> <p>2 Las cargas mínimas de falla se determinan ensayando los anclajes en una planilla como parte del control de calidad del producto. Estos valores no deben ser utilizados para diseño.</p> <p>3 Esfuerzo del perno especificado por la tensión mínima y esfuerzo permisible. La carga mínima de falla no aplica.</p> <p>4 La carga mínima de falla del perno no es aplicable para anclajes Kwik Bolt 3 de acero al carbono de cabeza avellanada. El esfuerzo de tensión y esfuerzo permisible son, f<sub>u</sub> ≥ 105 ksi y f<sub>y</sub> ≥ 90 ksi.</p> <p>5 La carga mínima de falla del perno no es aplicable para anclajes Kwik Bolt 3 de acero inoxidable de cabeza avellanada. El esfuerzo de tensión y esfuerzo permisible son, f<sub>u</sub> ≥ 90 ksi y f<sub>y</sub> ≥ 75 ksi.</p> <p>6 Para 3/4" x 12, f<sub>u</sub> ≥ 85 ksi y f<sub>y</sub> ≥ 75 ksi. La carga mínima de falla no es aplicable.</p>								
<b>Carga de Corte y Tensión Combinada</b>								
$\left(\frac{K}{K_{nc}}\right)^{1.0} + \left(\frac{V_r}{V_{nc}}\right)^{1.0} \leq 1.0 \quad \text{(Consulte la Sección 4.3.3.3 del guía de Producto H3)}$								
126		Consulte disponibilidad y cantidades mínimas				Manual Técnico de Productos H3B 2004-1024		

TABLA 7

Anclajes para paredes huecas


Anclajes

**HUD-1 Anclaje plástico universal.**

Descripción	Fijas por empaque	Prof. mínima del barreno (mm)	Prof. mínima de colocación (mm) (prof)	Dámetro de broca	No. Item
Taquete plástico HUD-1 5/16 x 1-5/8"	400	55 mm	40 mm	5/16"	00331817
Taquete plástico HUD-1 1/2 x 5/8"	200	65 mm	50 mm	3/8"	00331818
Taquete plástico HUD-1 1/2 x 2-3/8"	100	80 mm	60 mm	1/2"	00331819





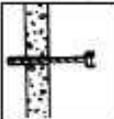
**Toggler Bolt**  
Anclaje de vuelco, específicamente diseñado para aplicaciones en paredes huecas

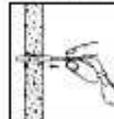
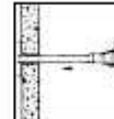
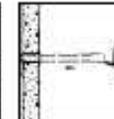
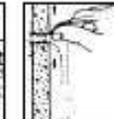
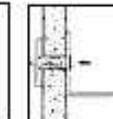


**Programa del Anclaje**

Descripción	Diam. broca	Diam. del perno	Cargas permisibles (lb)		Bloque hueco de concreto		Cantidad Caja	No. Item		
			Tabla yeso 1/2"	Tabla yeso 5/8"	Tensión	Corte			Tensión	Corte
Toggler Bolt 3/16 con tornillo*	1/2"	3/16"	30	70	45	95	140	180	50	00374493
Toggler Bolt 1/4 con tornillo	1/2"	1/4"	95	95	50	105	180	240	50	00374494
Toggler Bolt 9/8 con tornillo	3/4"	3/8"	95	70	50	105	200	580	25	00069085

**Instrucciones de Instalación**



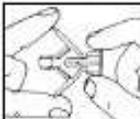






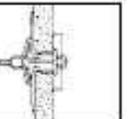
1. Perfírese un agujero.
2. Posicione el canal de metal pasando con las tiras plásticas.
3. Inserte el canal de metal.
4. Tíe firmemente el canal de metal.
5. Deslice la tapa plástica hacia adelante hasta que esté al ras con la superficie.
6. Rompa las tiras de plástico.
7. Asegure el material a fijar.

**Kwik Teg**  
Anclaje para uso en tabla yeso, bloque o concreto




**Instrucciones de Instalación**





1. Comprime las alas plásticas.
2. Inserte el anclaje en el agujero perforado.
3. Inserte y apriete el tornillo para expandir las alas.

**Programa del Anclaje**

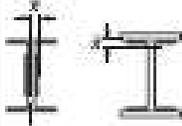
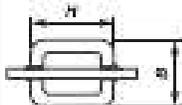
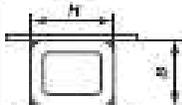
Descripción	Diam. broca	Tamaño/Tornillo Recomendado		Espesor del Material Base	Cargas Permisibles en Tabla yeso 5/8"		Cantidad Caja	No. Item	
		Mét. Base	Mét. Base		Tensión	Corte			
KwikTeg 2 (HLC2) <small>*Consultar disponibilidad</small>	3/8"	Hueco	#8 ó #10	#10	5/16"-5/8"	25	11	100	00335506

www.hilti.com.mx | 01800.51.HILTI (44584)

7 Sistemas de anclajes 135

TABLA 8

Factor “U” para conexiones en miembros a tensión

<p style="text-align: center;"><b>TABLE D3.1</b> <b>Shear Lag Factors for Connections to Tension Members</b></p>				
Case	Description of Element		Shear Lag Factor, <i>U</i>	Example
1	All tension members where the tension load is transmitted directly to each of cross-sectional elements by fasteners or welds. (except as in Cases 3, 4, 5 and 6)		$U = 1.0$	—
2	All tension members, except plates and HSS, where the tension load is transmitted to some but not all of the cross-sectional elements by fasteners or longitudinal welds (Alternatively, for W, M, S and HP, Case 7 may be used.)		$U = 1 - \bar{x}/l$	
3	All tension members where the tension load is transmitted by transverse welds to some but not all of the cross-sectional elements.		$U = 1.0$ and $A_n =$ area of the directly connected elements	—
4	Plates where the tension load is transmitted by longitudinal welds only.		$l \geq 2w \dots U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$	
5	Round HSS with a single concentric gusset plate		$l \geq 1.9D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.9D \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$	
6	Rectangular HSS	with a single concentric gusset plate	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B + H)}$	
		with two side gusset plates	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B + H)}$	
7	W, M, S or HP Shapes or Tees cut from these shapes. (If <i>U</i> is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used)	with flange connected with 3 or more fasteners per line in direction of loading	$b_f \geq 2/3d \dots U = 0.90$ $b_f < 2/3d \dots U = 0.85$	—
		with web connected with 4 or more fasteners in the direction of loading	$U = 0.70$	—
8	Single angles (If <i>U</i> is calculated per Case 2, the larger value is permitted to be used)	with 4 or more fasteners per line in direction of loading	$U = 0.80$	—
		with 2 or 3 fasteners per line in the direction of loading	$U = 0.60$	—

*l* = length of connection, in. (mm); *w* = plate width, in. (mm);  $\bar{x}$  = connection eccentricity, in. (mm); *B* = overall width of rectangular HSS member, measured 90 degrees to the plane of the connection, in. (mm); *H* = overall height of rectangular HSS member, measured in the plane of the connection, in. (mm)

TABLA 9

Límites ancho – espesor para elementos en compresión no atiesados

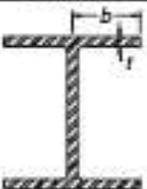
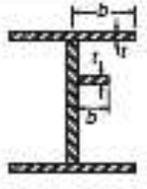
<p style="text-align: center;"><b>TABLE B4.1</b> <b>Limiting Width-Thickness Ratios for</b> <b>Compression Elements</b></p>					
Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			$\lambda_p$ (compact)	$\lambda_r$ (noncompact)	
Unstiffened Elements	1 Flexure in flanges of rolled I-shaped sections and channels	$d/t$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$	
	2 Flexure in flanges of doubly and singly symmetric I-shaped built-up sections	$d/t$	$0.38\sqrt{E/F_y}$	$0.95\sqrt{k_c E/F_y}^{(a)(b)}$	
	3 Uniform compression in flanges of rolled I-shaped sections, plates projecting from rolled I-shaped sections; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact and flanges of channels	$d/t$	NA	$0.58\sqrt{E/F_y}$	
	4 Uniform compression in flanges of built-up I-shaped sections and plates or angle legs projecting from built-up I-shaped sections	$d/t$	NA	$0.64\sqrt{k_c E/F_y}^{(a)}$	
	5 Uniform compression in legs of single angles, legs of double angles with separators, and all other unstiffened elements	$d/t$	NA	$0.45\sqrt{E/F_y}$	
	6 Flexure in legs of single angles	$d/t$	$0.54\sqrt{E/F_y}$	$0.91\sqrt{E/F_y}$	

TABLA 10

Límites ancho – espesor para elementos en compresión atesados

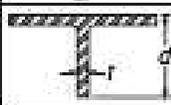
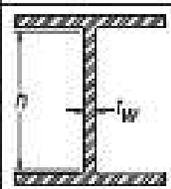
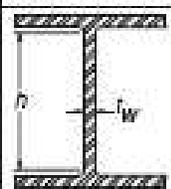
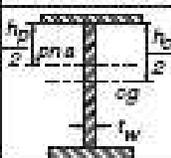
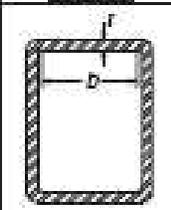
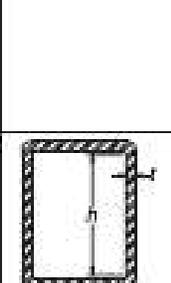
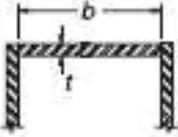
<p align="center"><b>TABLE B4.1 (cont.)</b> <b>Limiting Width-Thickness Ratios for</b> <b>Compression Elements</b></p>						
Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example	
			$\lambda_p$ (compact)	$\lambda_r$ (noncompact)		
7	Flexure in flanges of tees	$d/t$	$0.98\sqrt{E/F_y}$	$1.0\sqrt{E/F_y}$		
8	Uniform compression in stems of tees	$d/t$	NA	$0.75\sqrt{E/F_y}$		
Stiffened Elements	9	Flexure in webs of doubly symmetric I-shaped sections and channels	$h/t_w$	$3.76\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
	10	Uniform compression in webs of doubly symmetric I-shaped sections	$h/t_w$	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
	11	Flexure in webs of singly-symmetric I-shaped sections	$h_c/t_w$	$\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ $\left(0.54 \frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2 \leq \lambda_r$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	
	12	Uniform compression in flanges of rectangular box and hollow structural sections of uniform thickness subject to bending or compression; flange cover plates and diaphragm plates between lines of fasteners or welds	$d/t$	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	
	13	Flexure in webs of rectangular HSS	$h/t$	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	

TABLA 10.1

Límites ancho – espesor para elementos en compresión atiesados (cont.)

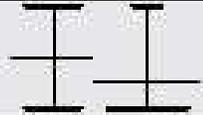
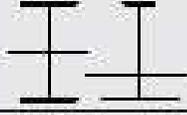
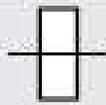
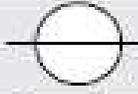
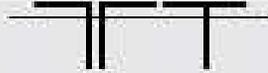
<p align="center"><b>TABLE B4.1 (cont.)</b>  <b>Limiting Width-Thickness Ratios for</b>  <b>Compression Elements</b></p>					
Case	Description of Element	Width Thickness Ratio	Limiting Width-Thickness Ratios		Example
			$\lambda_p$ (compact)	$\lambda_r$ (noncompact)	
14	Uniform compression in all other stiffened elements	$b/t$	NA	$1.49\sqrt{E/F_y}$	
15	Circular hollow sections in uniform compression	$D/t$	NA	$0.11E/F_y$	
	In flexure	$D/t$	$0.07E/F_y$	$0.31E/F_y$	

<sup>(a)</sup>  $k_c = \frac{4}{(b/t)^2}$ , but shall not be taken less than 0.35 nor greater than 0.76 for calculation purposes. (See Cases 2 and 4)

<sup>(b)</sup>  $F_L = 0.7F_y$  for minor-axis bending, major axis bending of slender-web built-up I-shaped members, and major axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with  $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7$ ;  $F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \geq 0.5F_y$  for major-axis bending of compact and noncompact web built-up I-shaped members with  $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$ . (See Case 2)

TABLA 11

Tabla de selección para utilizar el capítulo F de AISC, 2005

<b>TABLE User Note F1.1</b> <b>Selection Table for the Application</b> <b>of Chapter F Sections</b>				
Section in Chapter F	Cross Section	Flange Slenderness	Web Slenderness	Limit States
F2		C	C	Y, LTB
F3		NC, S	C	LTB, FLB
F4		C, NC, S	NC	Y, LTB, FLB, TFY
F5		C, NC, S	S	Y, LTB, FLB, TFY
F6		C, NC, S	N/A	Y, FLB
F7		C, NC, S	C, NC	Y, FLB, WLB
F8		N/A	N/A	Y, LB
F9		C, NC, S	N/A	Y, LTB, FLB
F10		N/A	N/A	Y, LTB, LLB
F11		N/A	N/A	Y, LTB
F12	Unsymmetrical shapes	N/A	N/A	All limit states

Y = yielding, LTB = lateral-torsional buckling, FLB = flange local buckling, WLB = web local buckling, TFY = tension flange yielding, LLB = leg local buckling, LB = local buckling, C = compact, NC = noncompact, S = slender

## **FIGURAS**

FIGURA 1  
Planta del proyecto Motomex

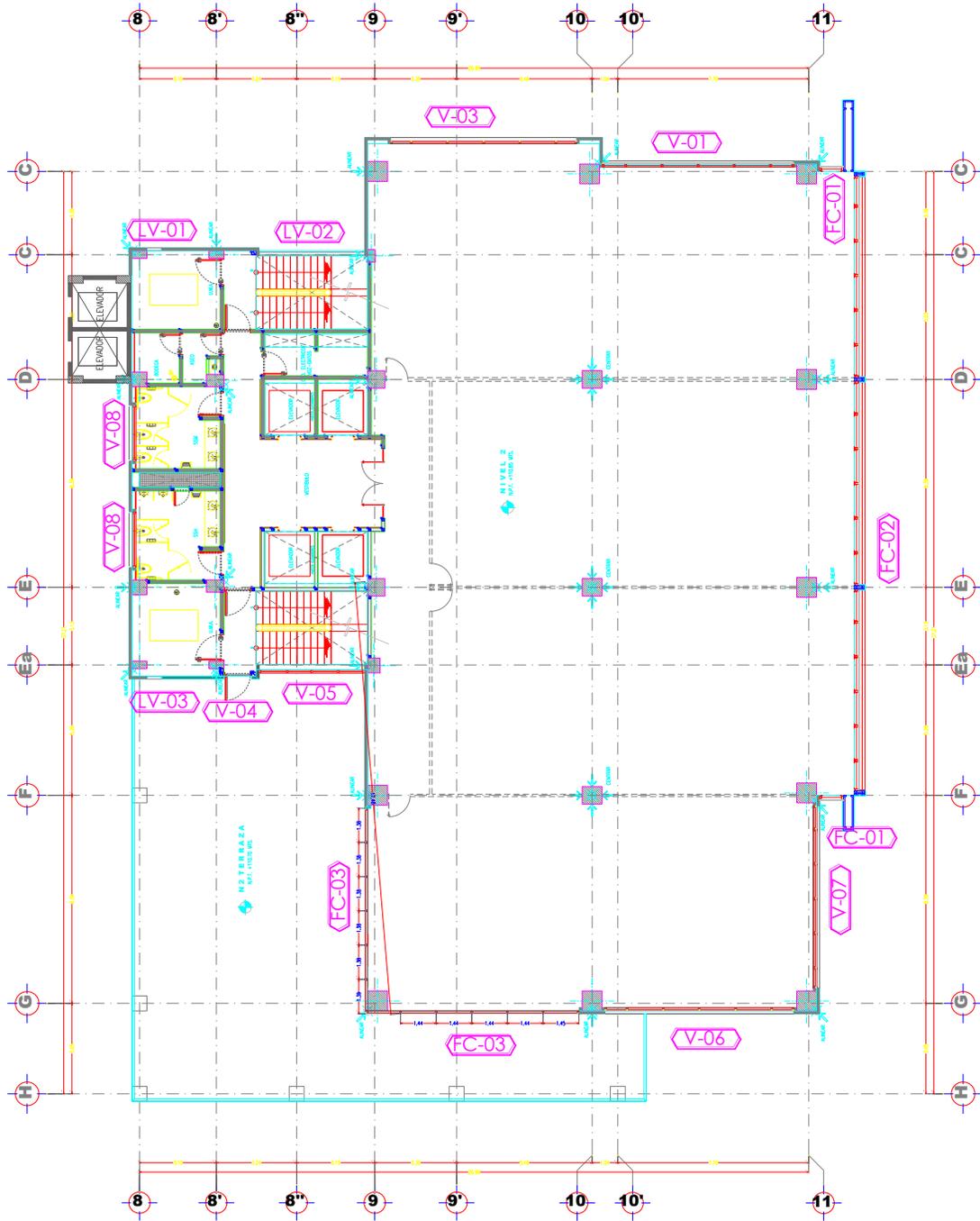


FIGURA 2

Elevación lateral norte del proyecto Motomex

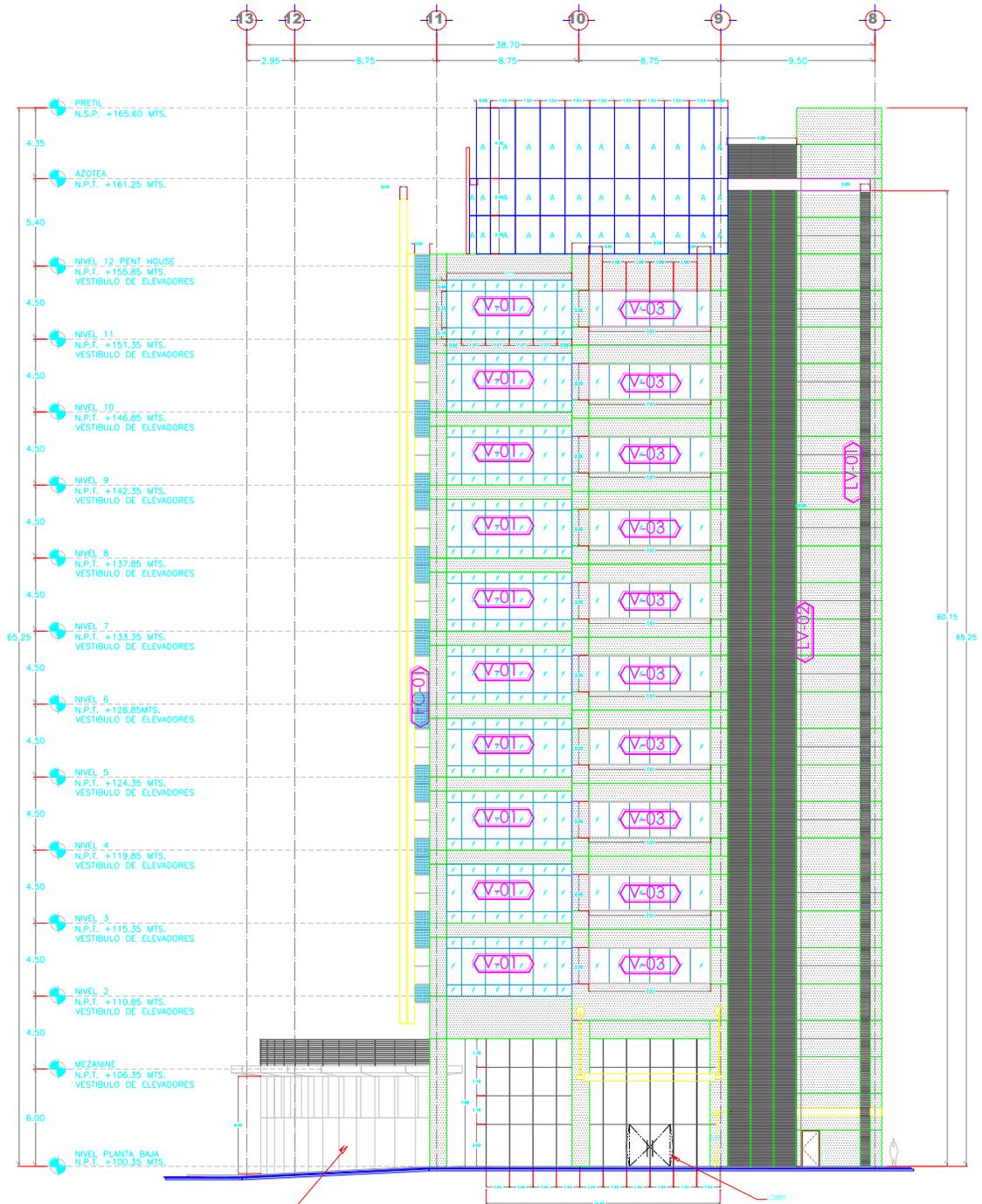
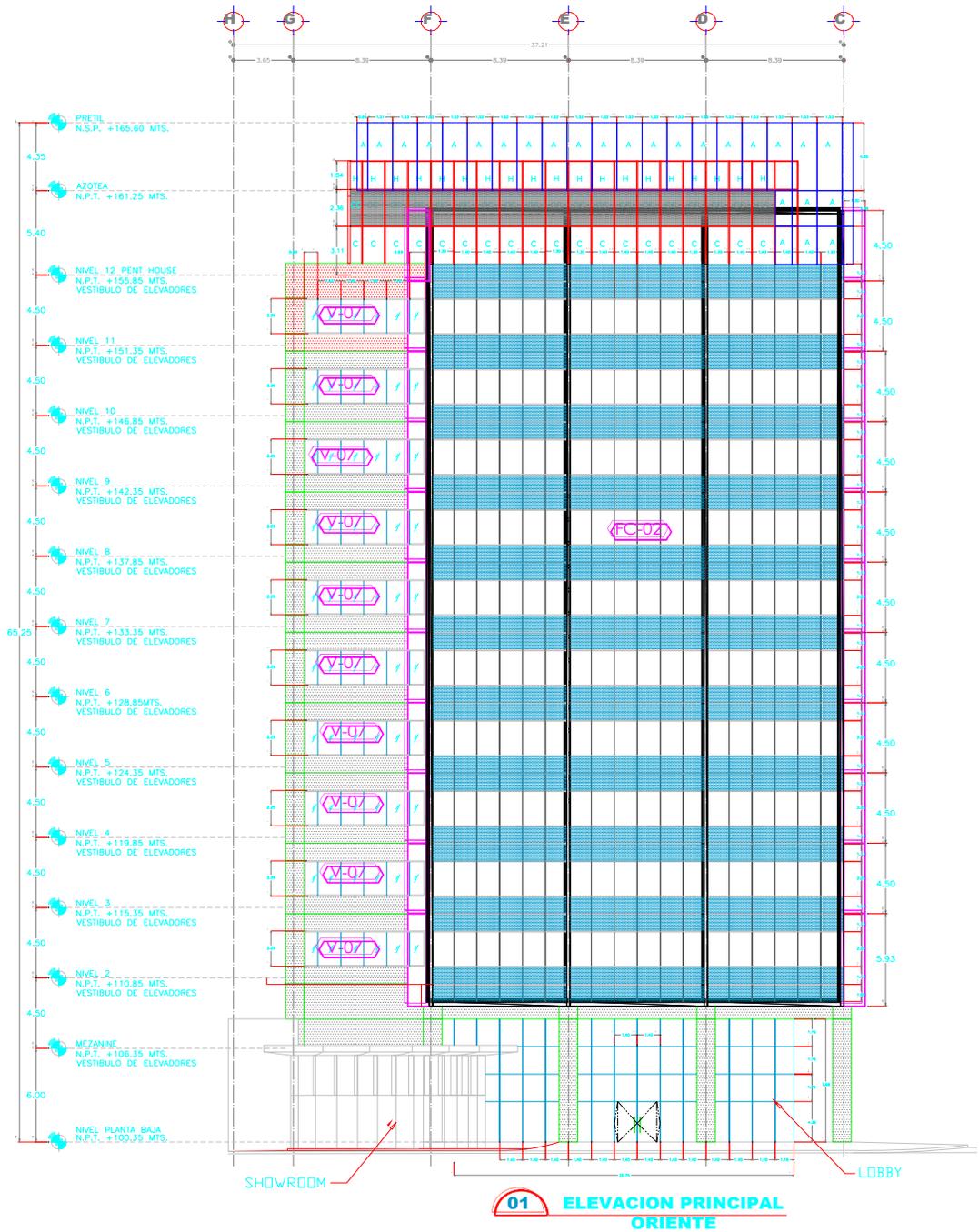


FIGURA 3

Elevación principal oriente del proyecto Motomex





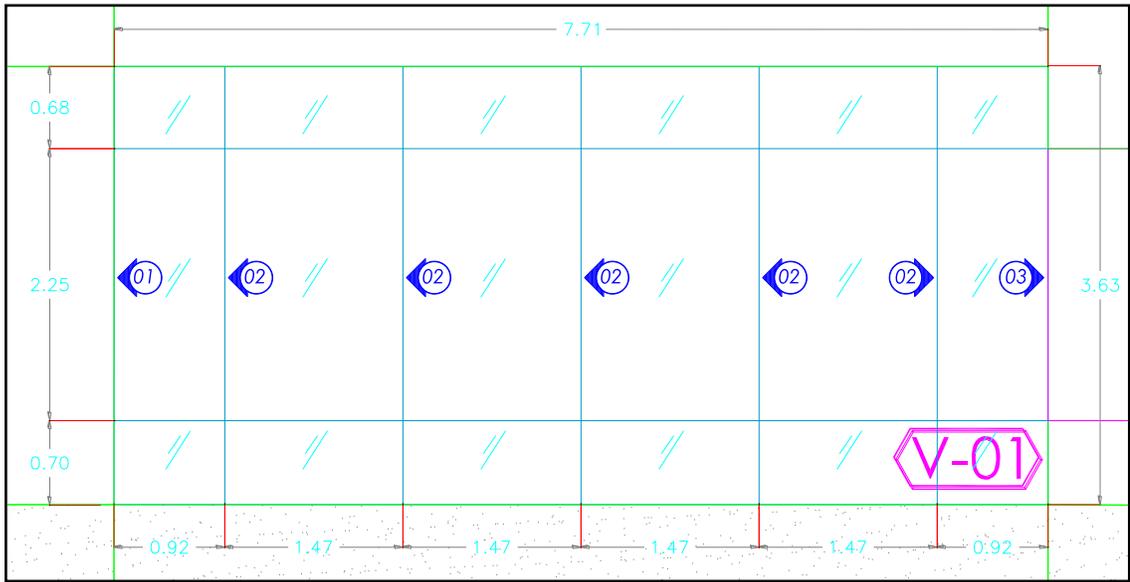


FIGURA 5a  
Elevación Individual de cancel V-01  
Acotaciones en metros

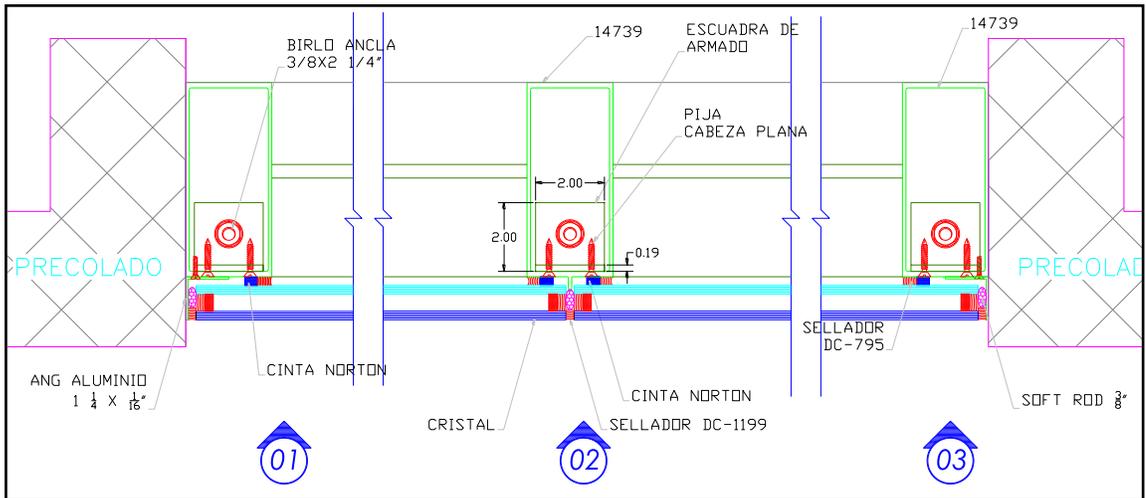


FIGURA 5b  
Detalle en la planta de cancel V-01  
Acotaciones en pulgadas.



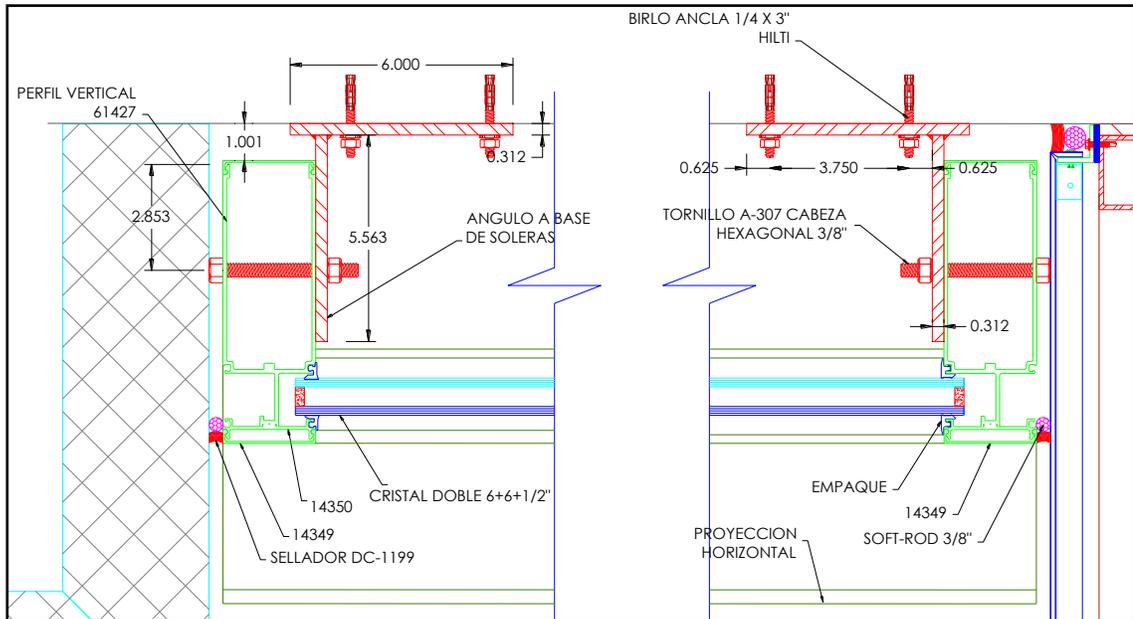


FIGURA 7a  
Detalle en planta de fachada FC-01  
Acotaciones en pulgadas

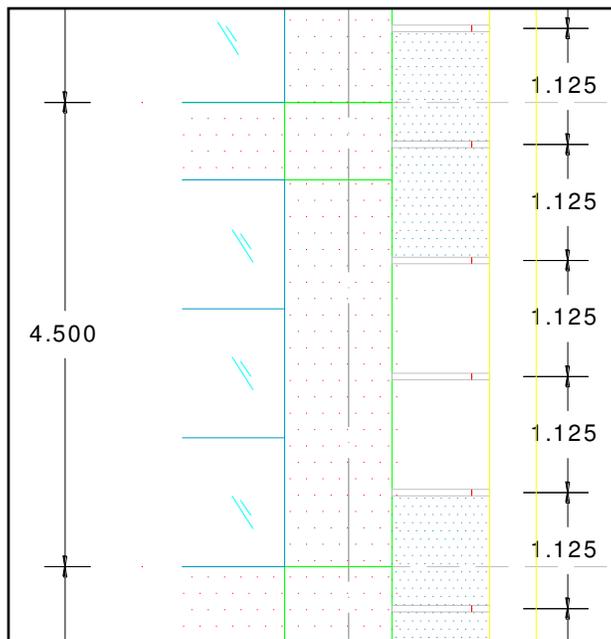


FIGURA 7b  
Elevación individual parcial  
de la fachada integral FC-01  
Acotaciones en metros.

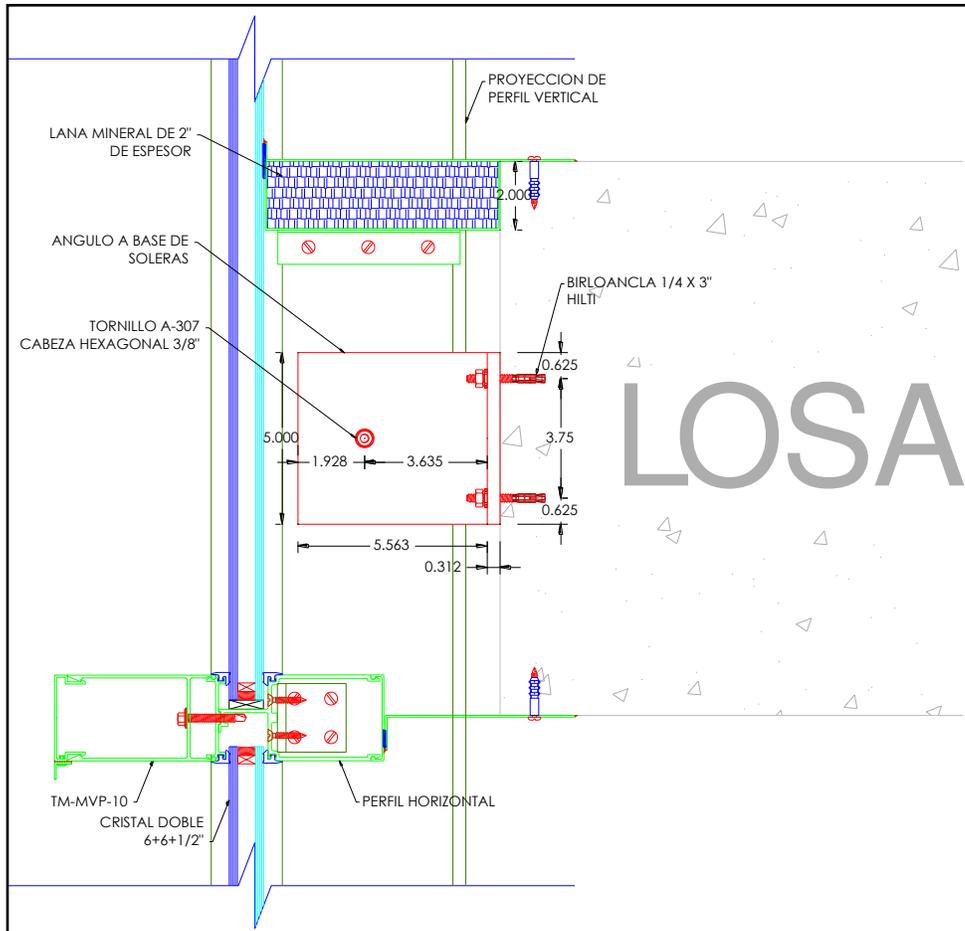


FIGURA 7c  
 Corte en la losa de la fachada integral FC-01  
 Acotaciones en pulgadas.

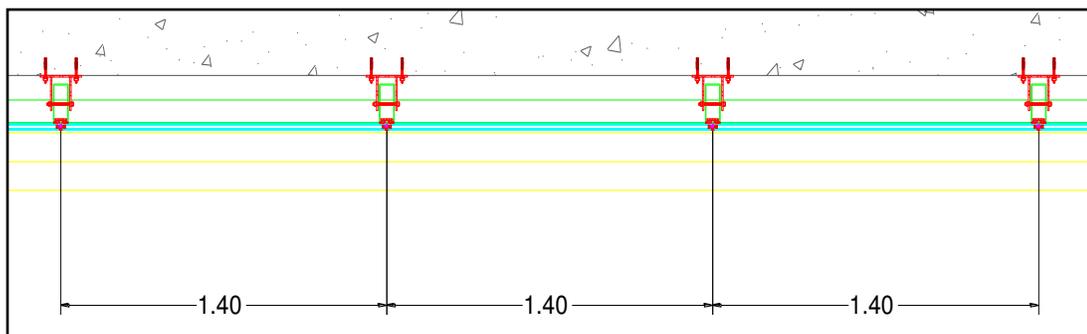


FIGURA 8a  
 Planta parcial de la fachada integral FC-02  
 Acotaciones en metros.

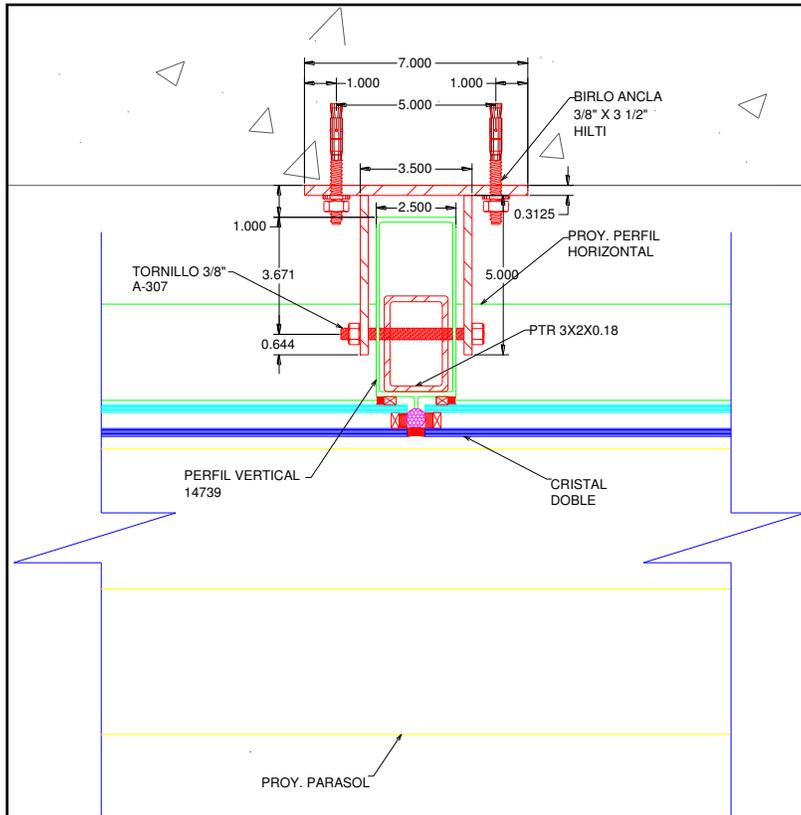


FIGURA 8b  
 Detalle en planta de la fachada FC-02 y FC-03  
 Acotaciones en pulgadas.

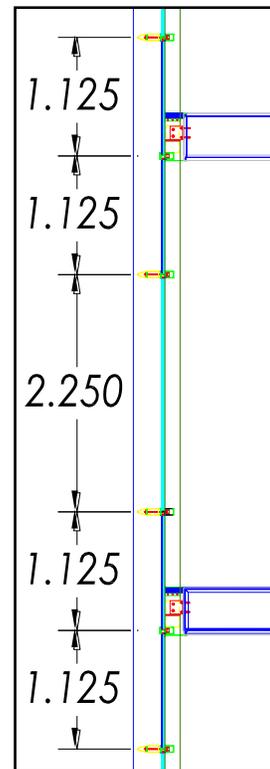


FIGURA 8c  
 Corte parcial de la fachada integral FC-02 y FC-03  
 Acotaciones en metros.

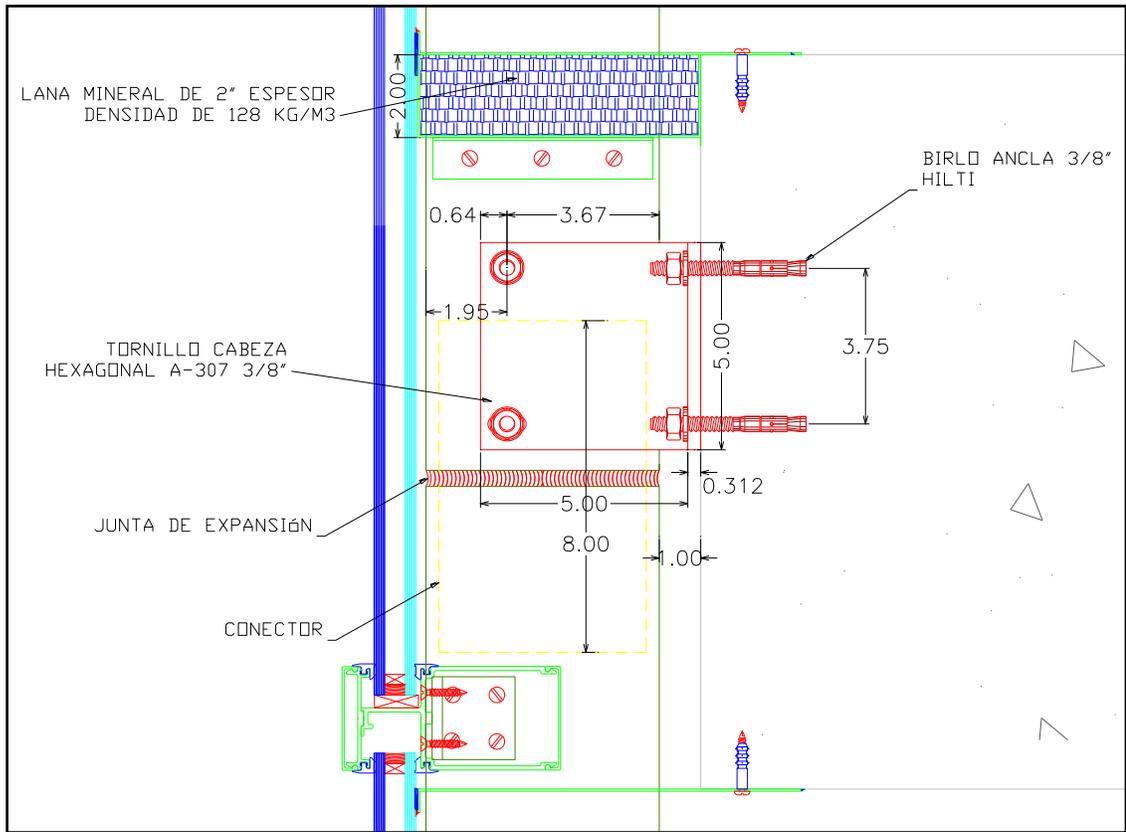


FIGURA 8d  
 Corte en la losa de la fachada integral FC-02 y FC-03  
 Acotaciones en pulgadas.

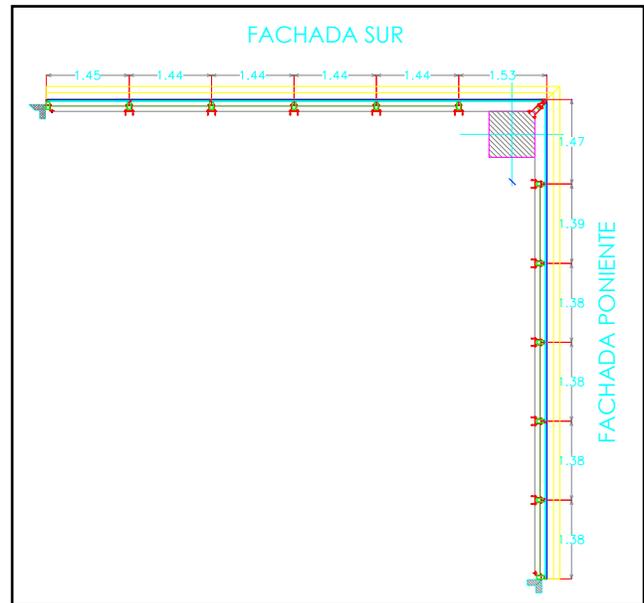
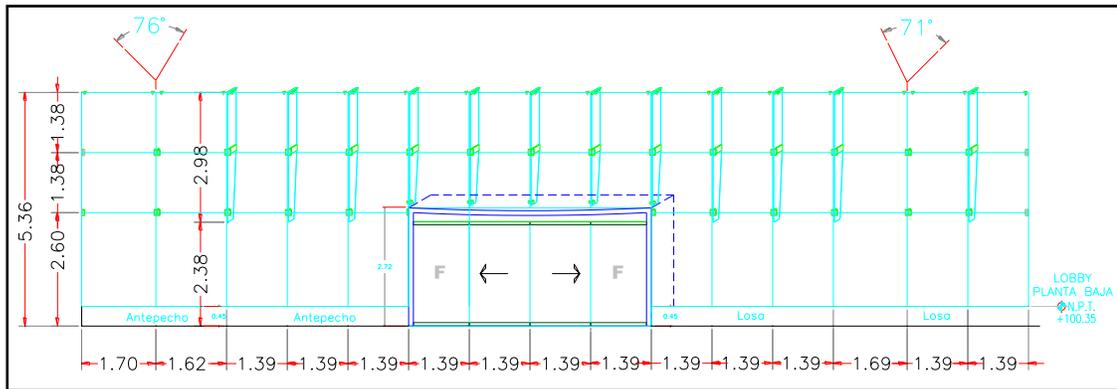
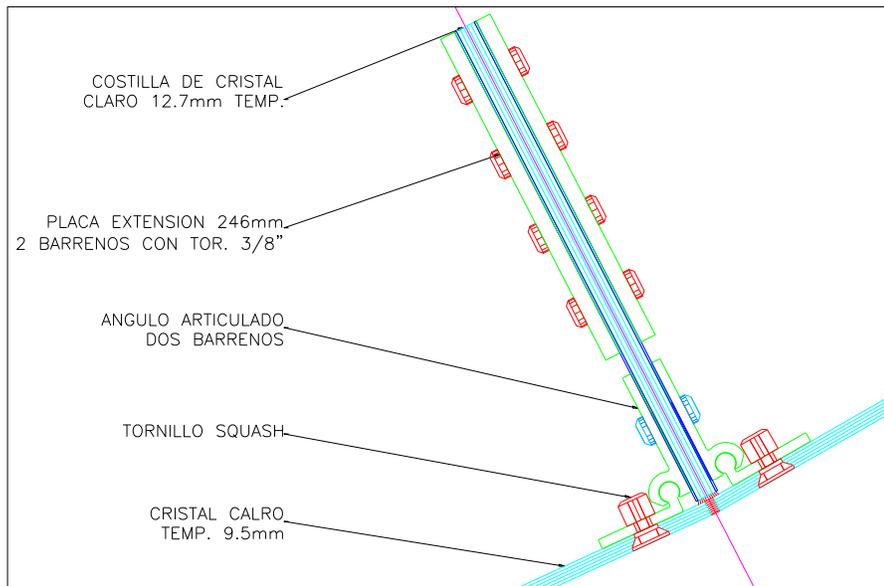


FIGURA 8e  
 Planta de la fachada integral FC-03  
 Acotaciones en metros.



**FIGURA 9a**  
Elevación individual del “Show Room”  
Acotaciones en metros.



**FIGURA 9b**  
Detalle en planta del “Show Room”

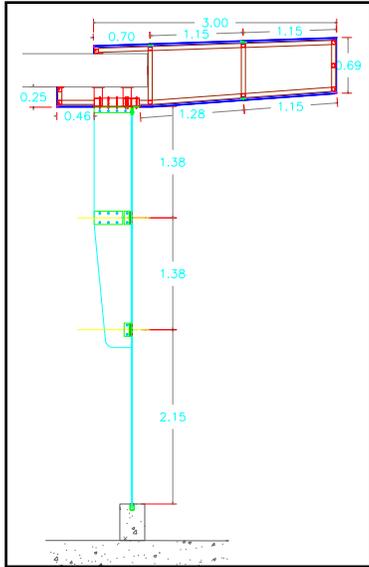


FIGURA 9c  
Corte de la fachada en el "Show Room"

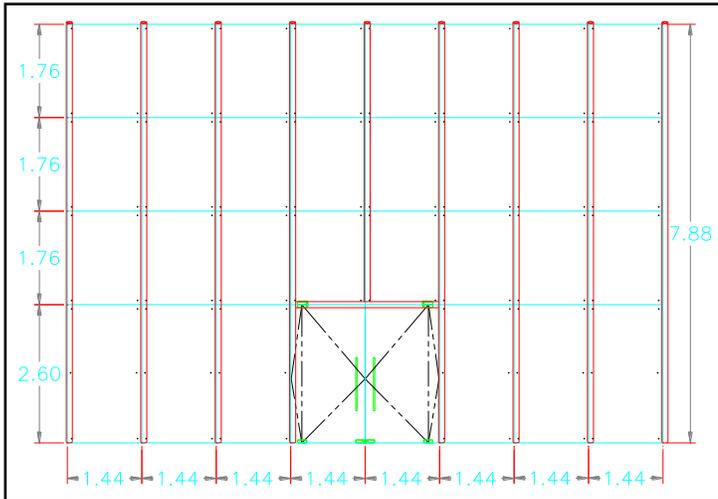


FIGURA 10a  
Elevación Parcial de la  
fachada en el lobby

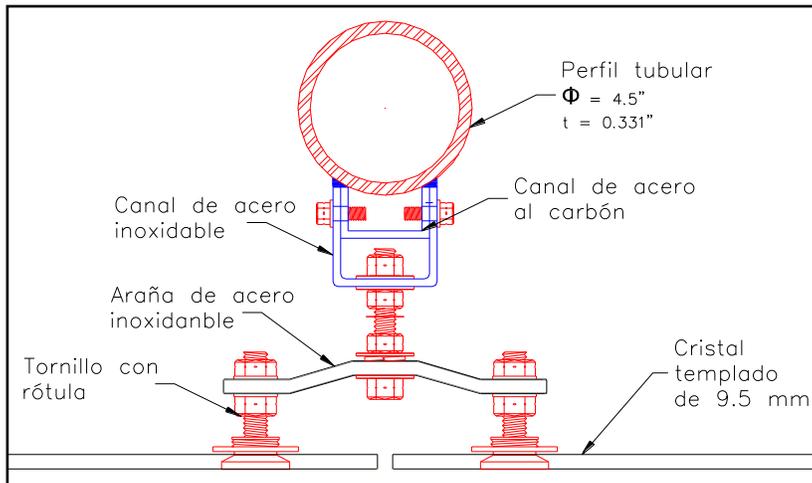
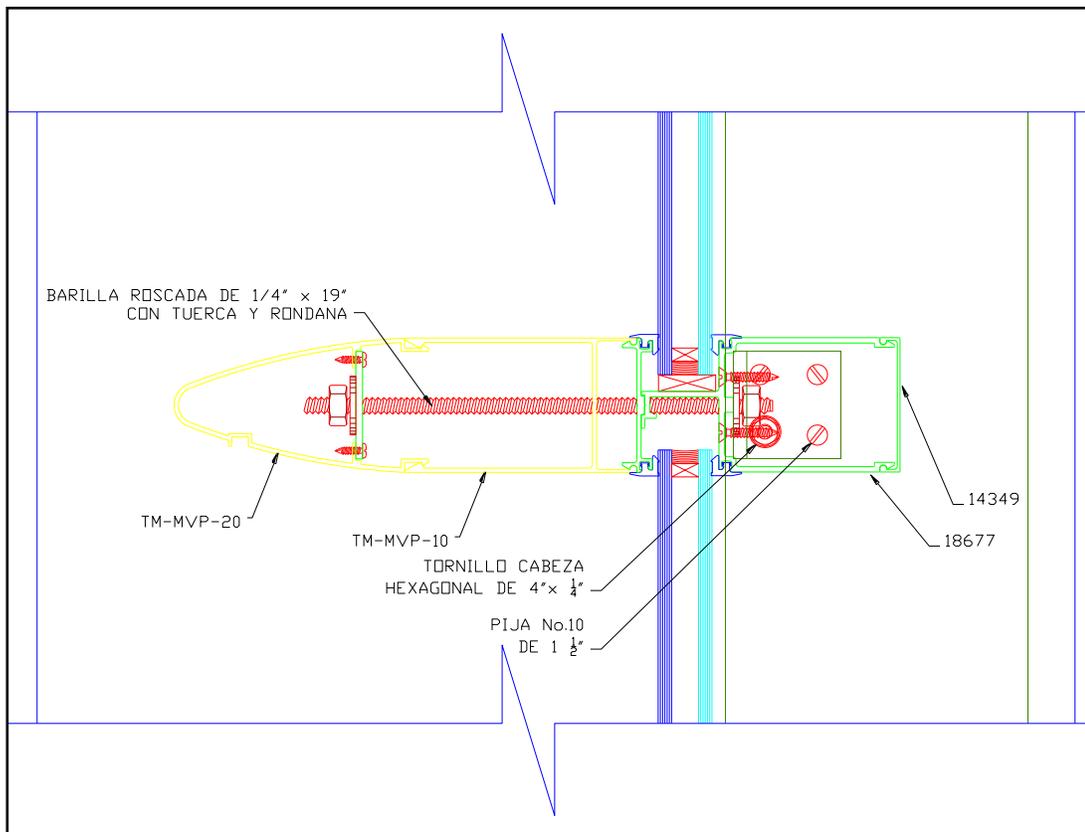


FIGURA 10b  
Detalle en la planta de la "araña a la estructura"



**FIGURA 11**  
 Detalle del perfil horizontal, con extensión.

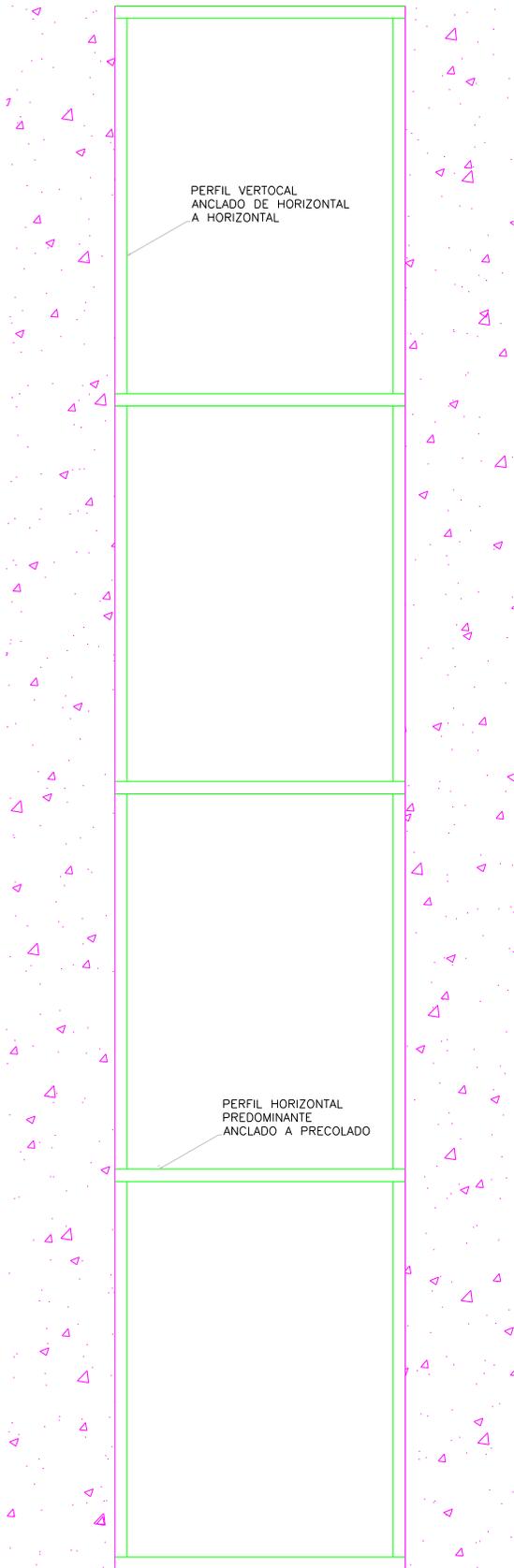


FIGURA 12  
Fachada con el perfil vertical interrumpido.

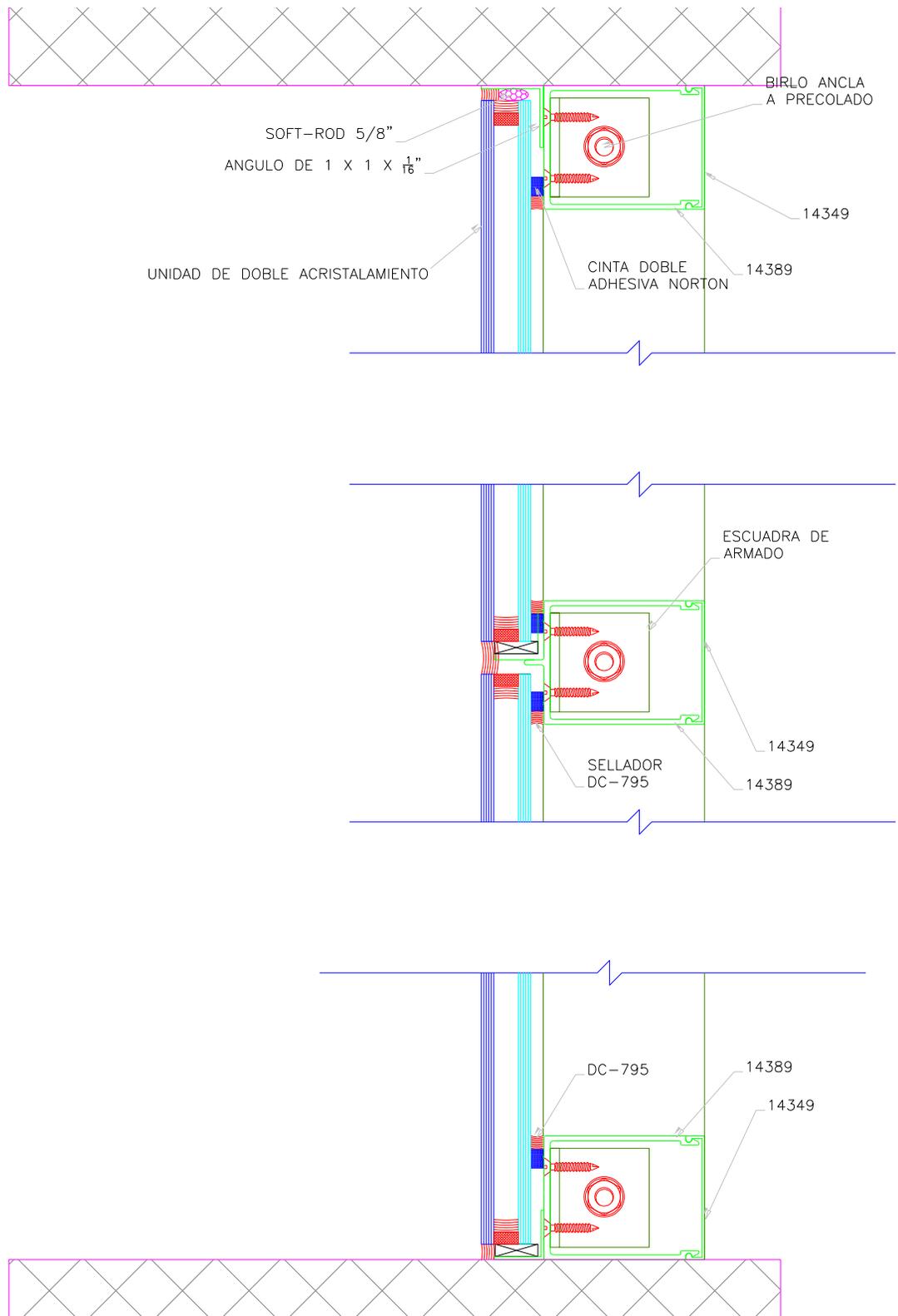


FIGURA 13  
Corte vertical de la fachada, donde los perfiles verticales están interrumpidos.

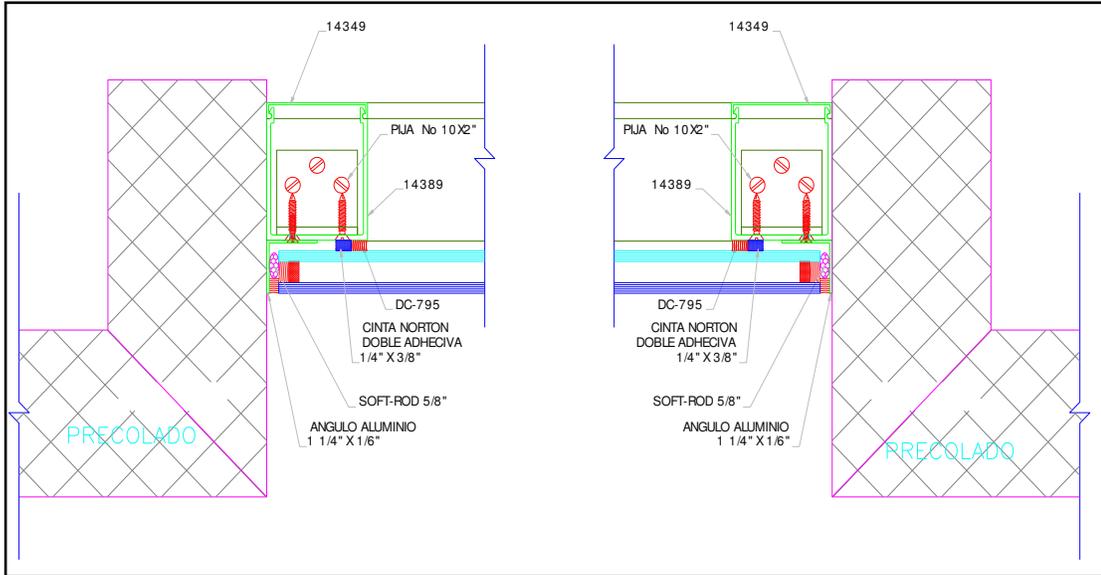


FIGURA 14  
Planta de la fachada donde los perfiles verticales van interrumpidos.



FIGURA 15a  
Programa para la revisión del cristal (Saflex Structural).

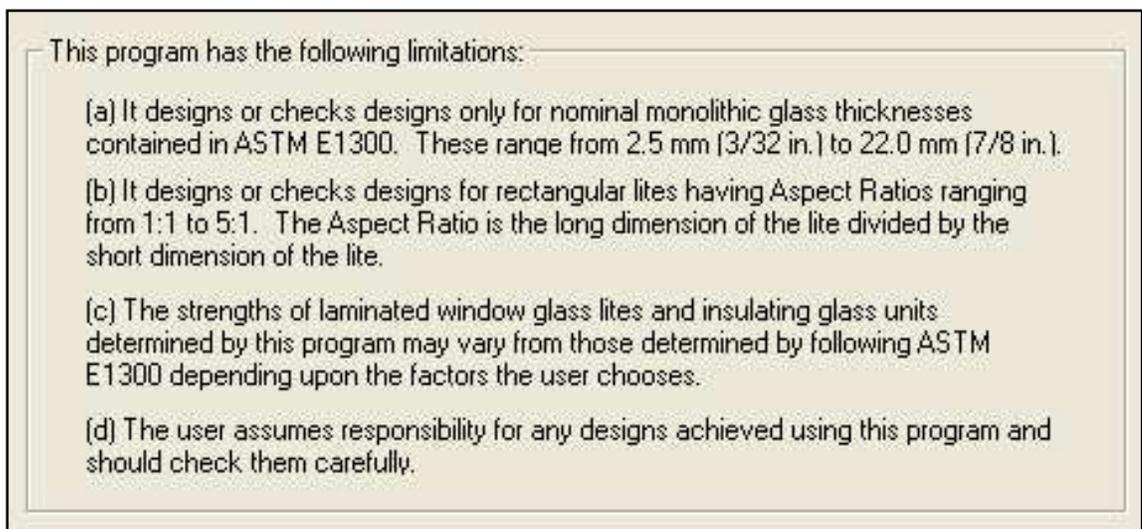


FIGURA 15b  
Limitaciones del programa.

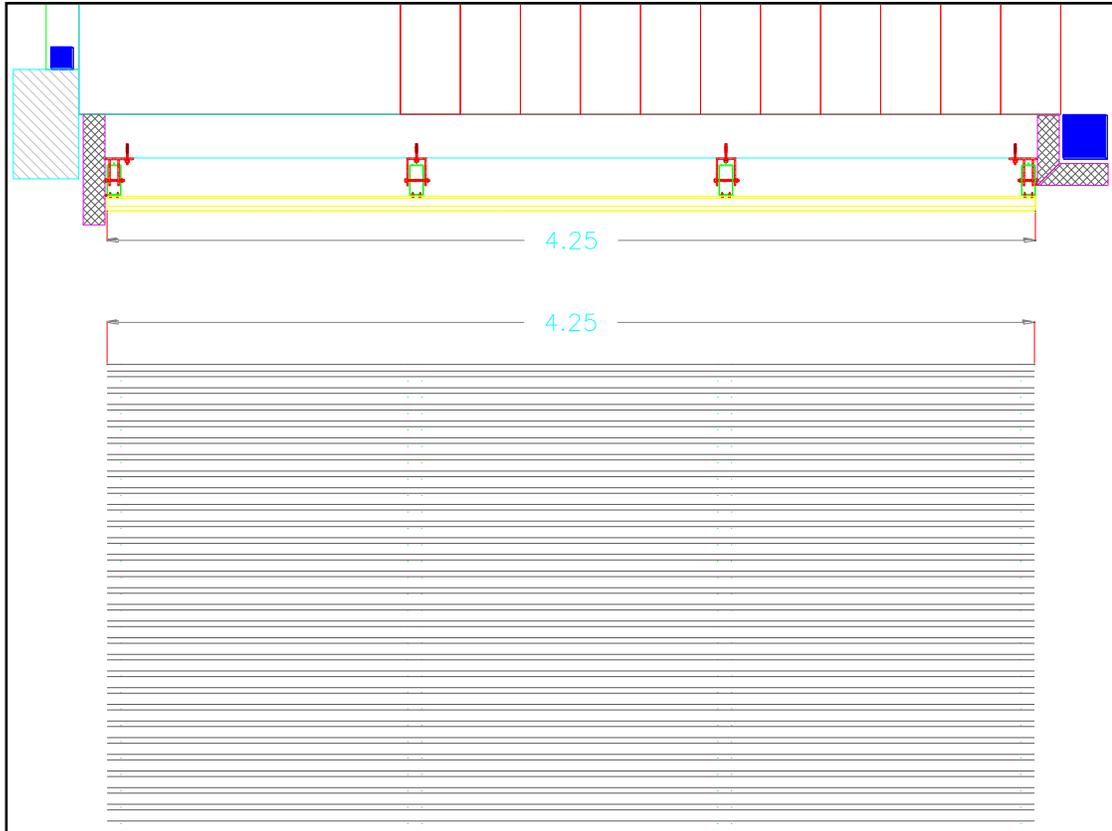


FIGURA 16a  
Planta y sección de la elevación de una fachada con louvers.

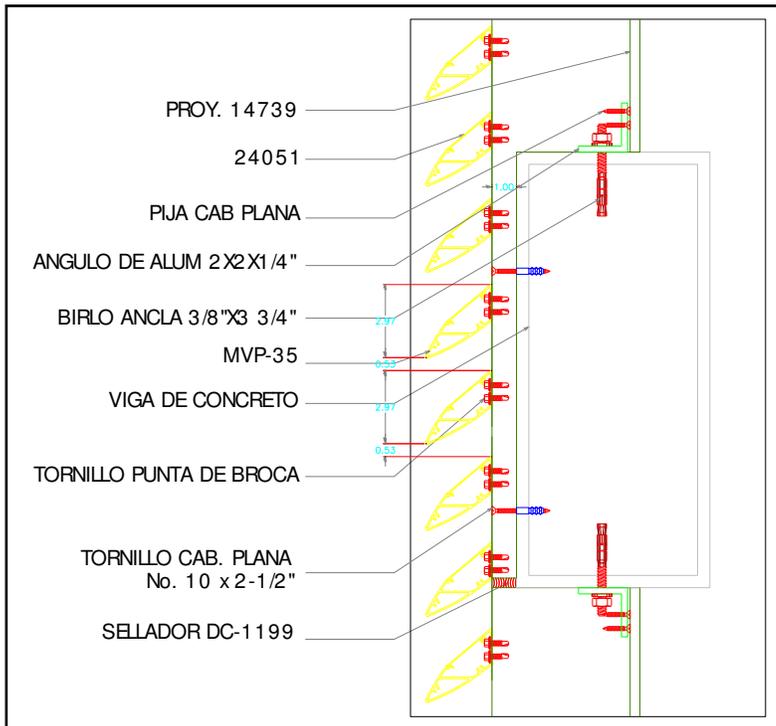


FIGURA 16b  
Corte vertical de la  
sección de la  
Fachada con louver.

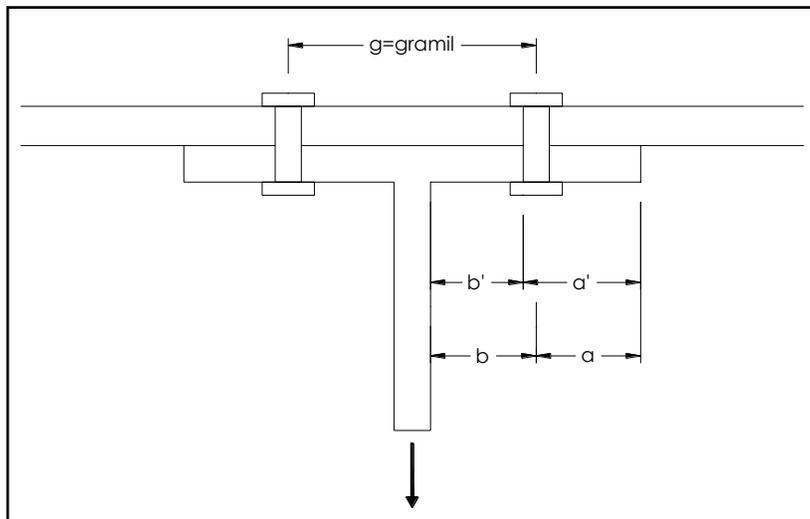


FIGURA 17. Conexión a tensión.

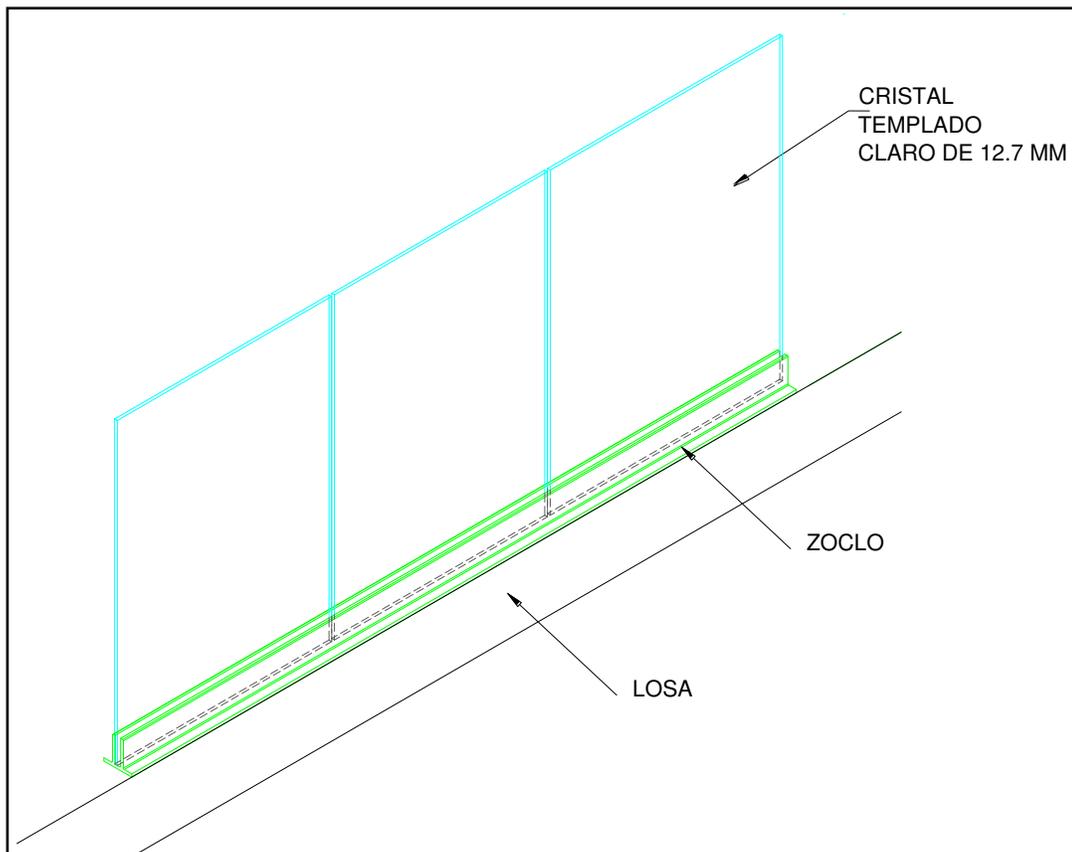


FIGURA 18a. Barandal con zoclo.

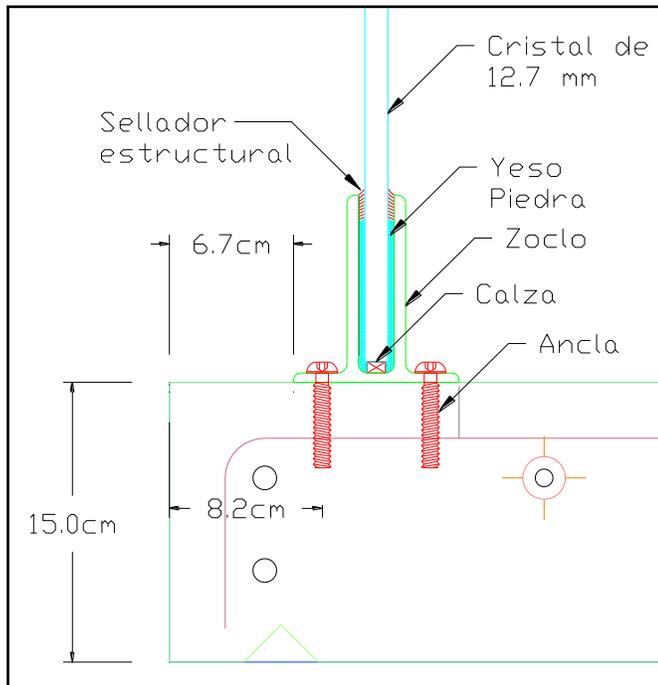


FIGURA 18b. Detalle de un barandal con zoclo.

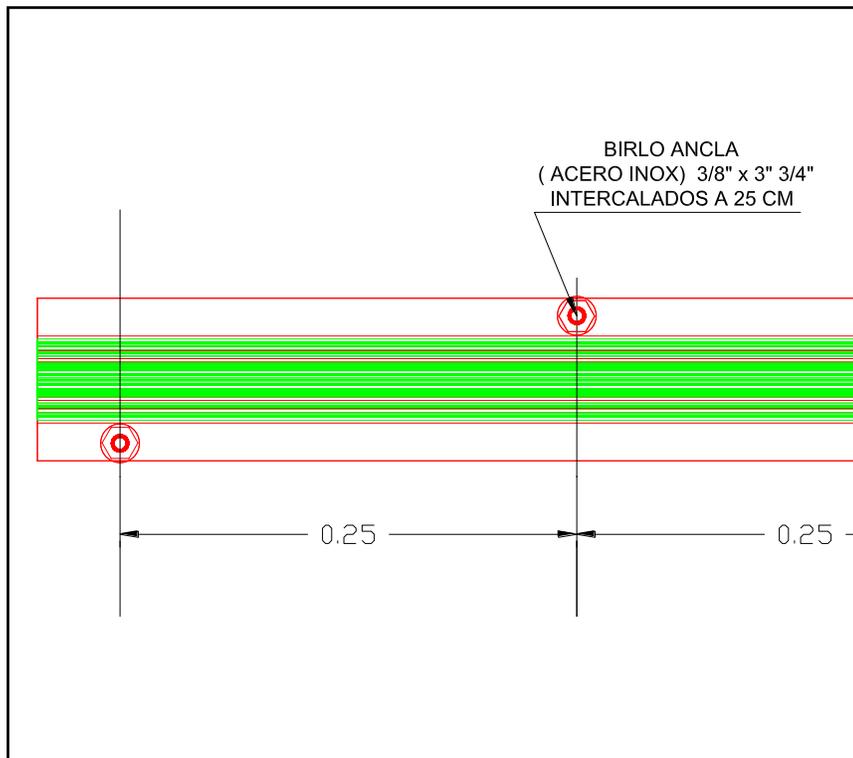


FIGURA 18c. Planta de un barandal con zoclo.

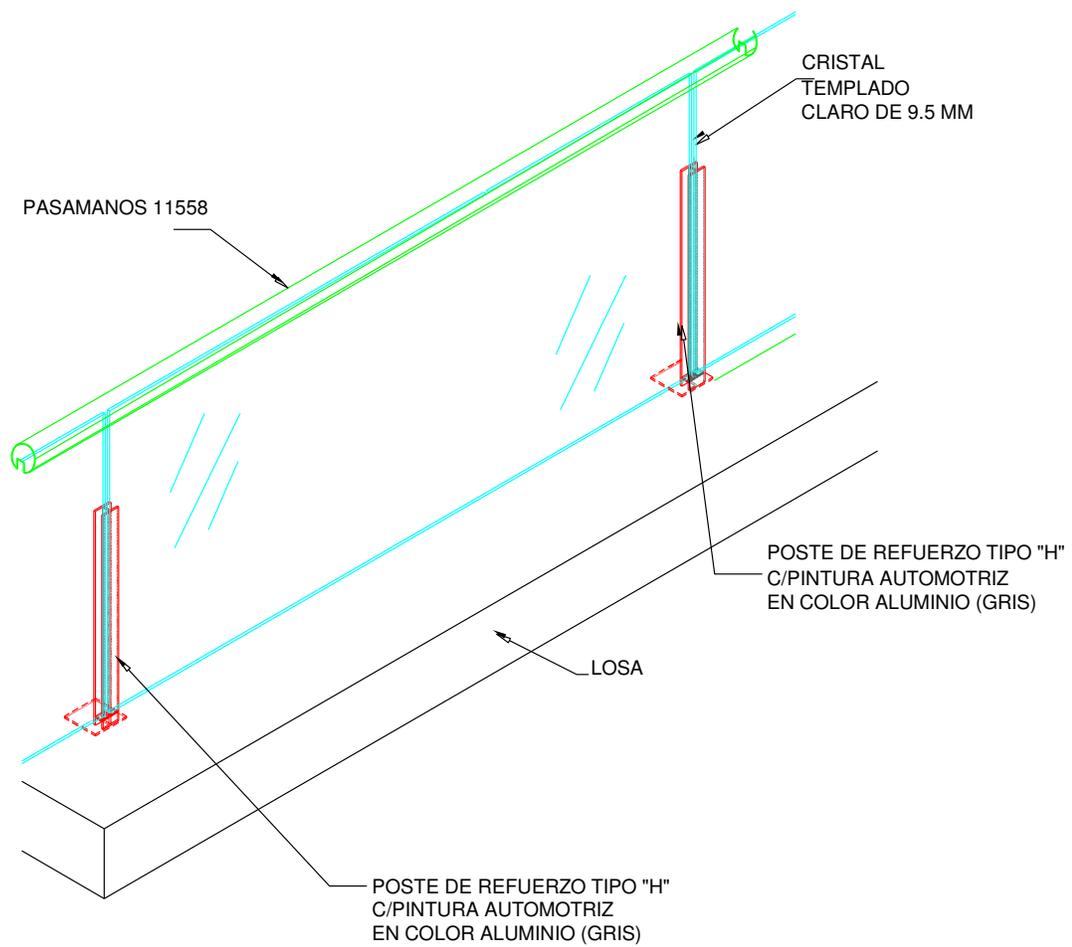


FIGURA 19. Detalle de un barandal con poste de tipo "H"

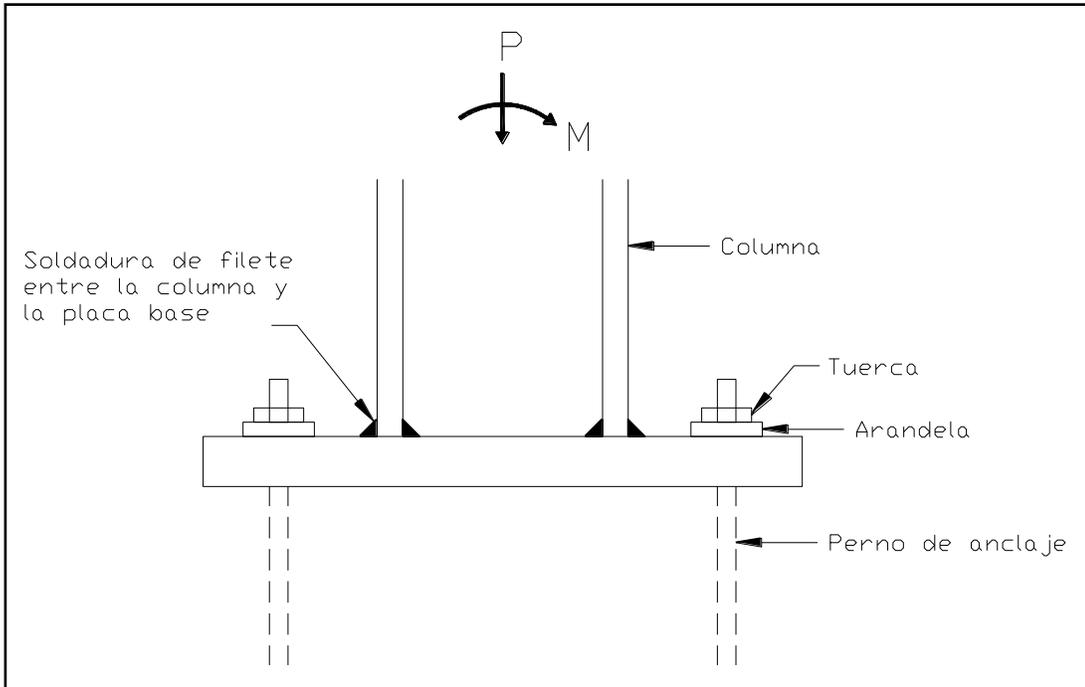


FIGURA 20. Detalle de una columna soldada a la placa base

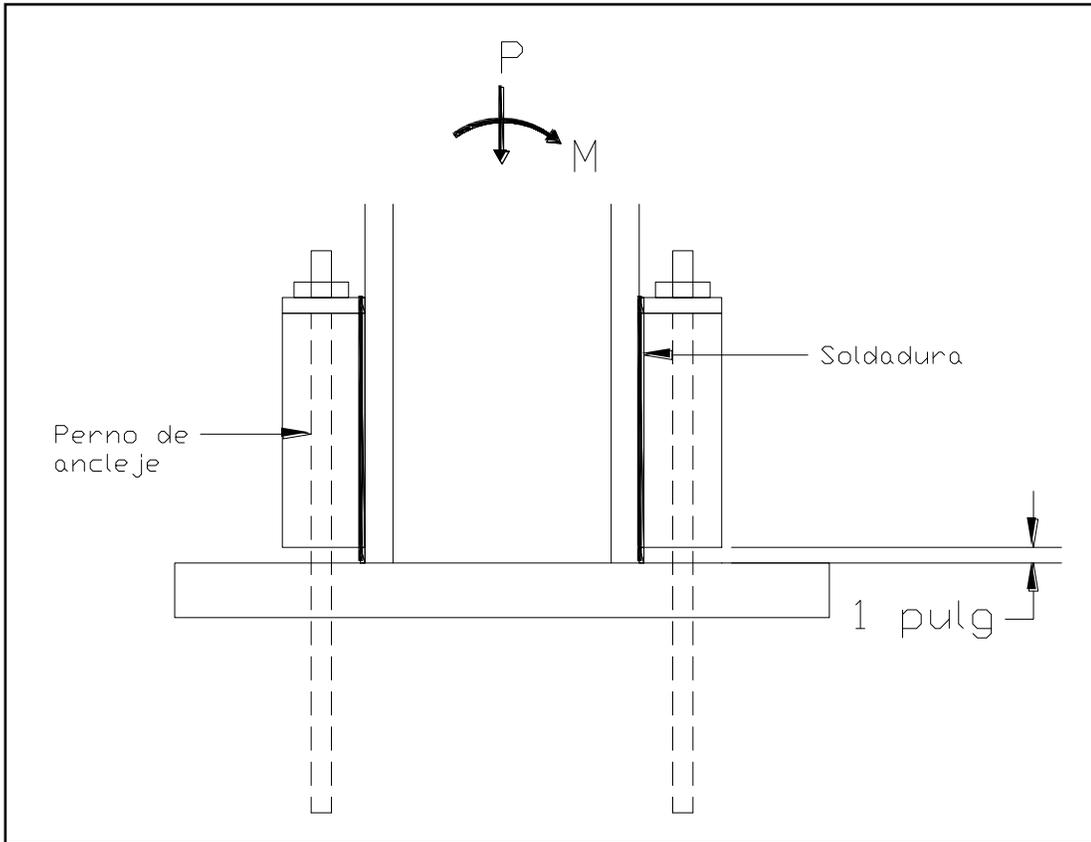


Figura 21. Detalle de pernos soldados a columna

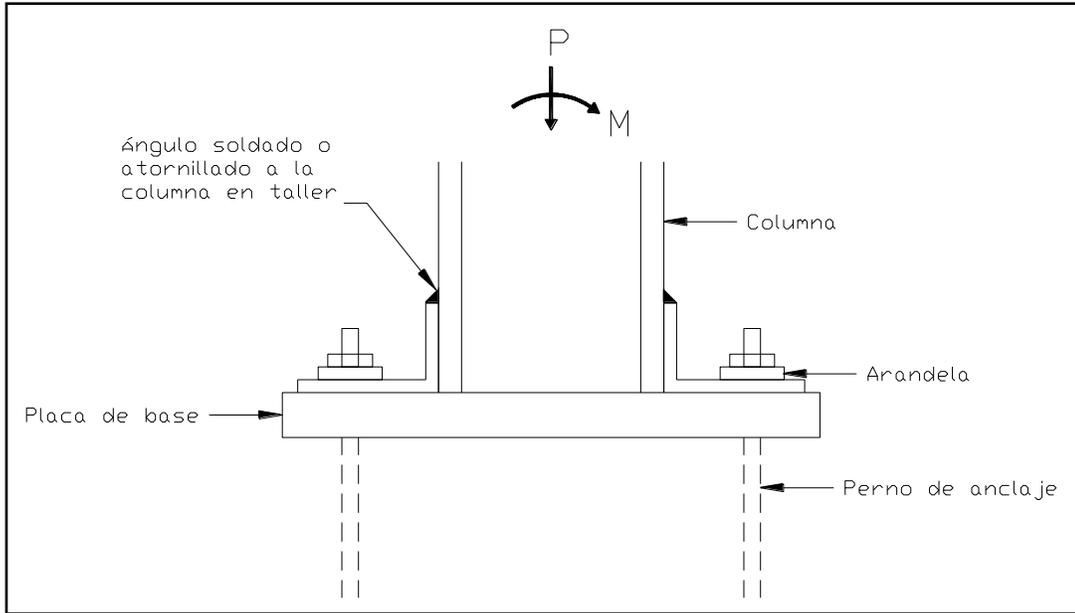


Figura 22. Detalle de un ángulo soldado a la columna

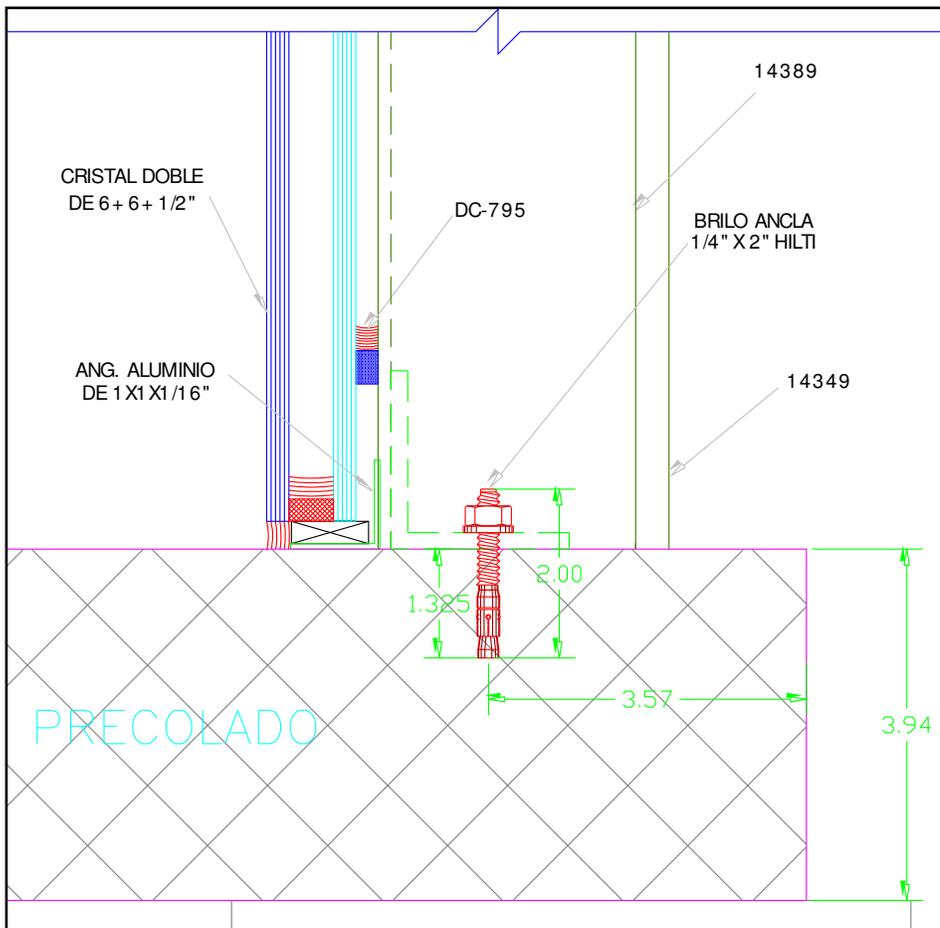
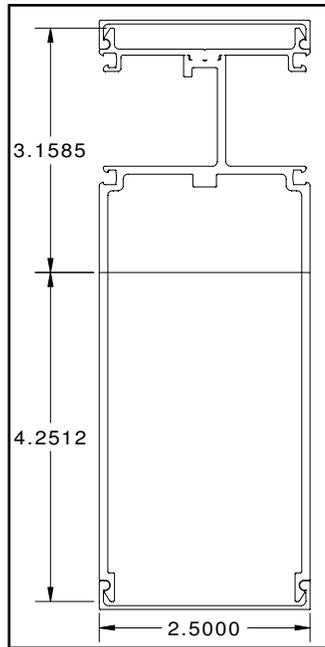


Figura 23. Detalle de una escuadra de armado, dentro de un perfil de aluminio.

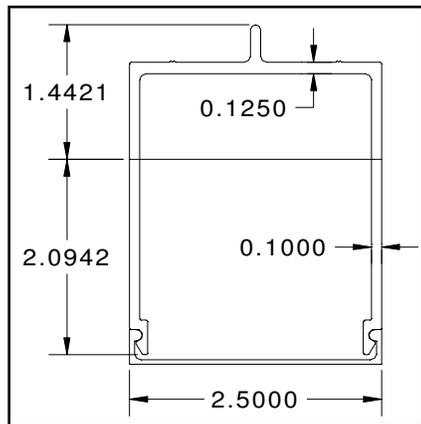
Acotaciones en pulgadas.



Clave: 61427  
 Aleación: 6063 T5  
 Inercia: 383 CM4  
 C1: 10.7980 CM  
 C2: 8.0230 CM  
 Sx min: 35.47 CM3  
 Sx max: 47.74 CM3

Nota: Cotas en pulgadas

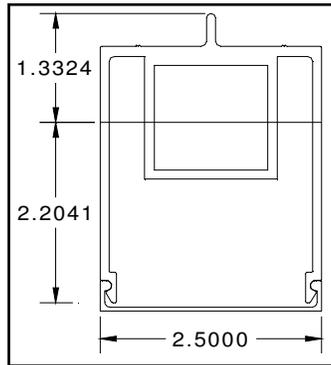
FIGURA 24. Perfil de aluminio clave 61427



Clave: 14389  
 Aleación: 6063 T5  
 Inercia: 42.909 CM4  
 C1: 5.319 CM  
 C2: 3.663 CM  
 Sx min: 8.07 CM3  
 Sx max: 11.71 CM3

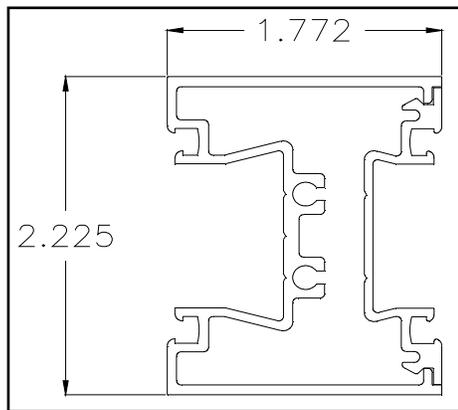
Nota: Cotas en pulgadas

FIGURA 25. Perfil de aluminio clave 14389



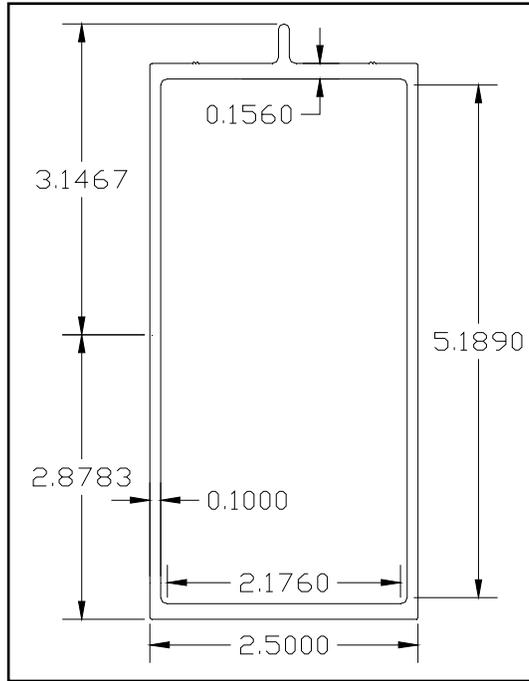
Clave: 14389  
 Refuerzo: PTR 1.5x1.5x0.11"  
 Aleación: 6063 T5  
 Inercia: 68.39 CM4  
 C1: 5.5984 CM  
 C2: 3.3843 CM  
 Sx min: 12.22 CM3  
 Sx max: 20.21 CM3  
 Nota: Cotas en pulgadas

FIGURA 25a. Perfil 14389, más el refuerzo PTR 1.5x1.5x0.11"



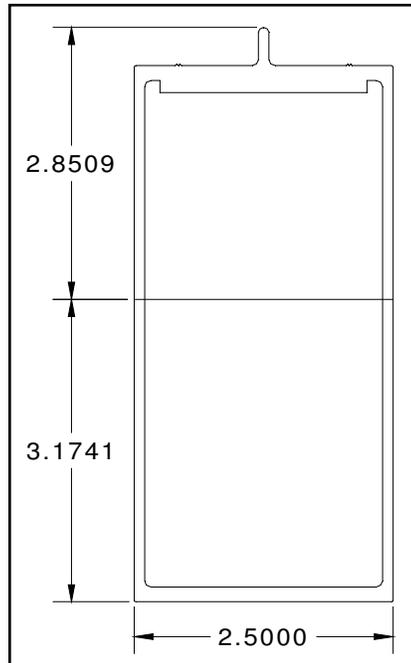
Clave: 12592 y 12594 (Serie 50)  
 Aleación: 6063 T5  
 Inercia: 20.849 CM4  
 C1: 2.82575 CM  
 C2: 2.82575 CM  
 Sx min: 7.38 CM3  
 Sx max: 7.38 CM3  
 Nota: Cotas en pulgadas

FIGURA 26. Perfiles de aluminio claves 12592 y 12594



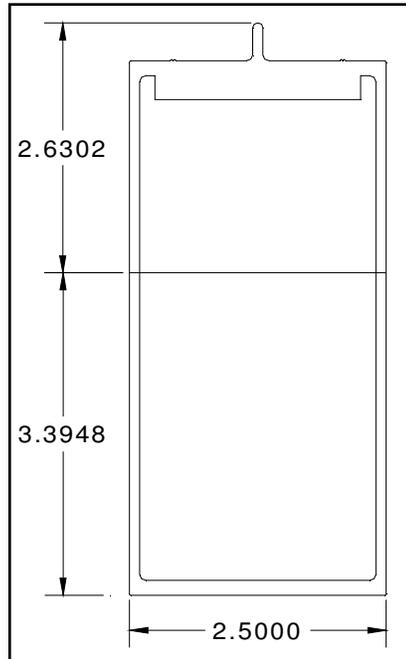
Clave:	14739
Aleación:	6063 T5
Inercia:	362.95 CM4
C1:	7.993 CM
C2:	7.311 CM
Sx min:	45.41 CM3
Sx max:	49.64 CM3
Area:	12.175 CM2
r:	5.459 CM
Nota: Cotas en pulgadas	

FIGURA 27. Perfil de aluminio clave 14739



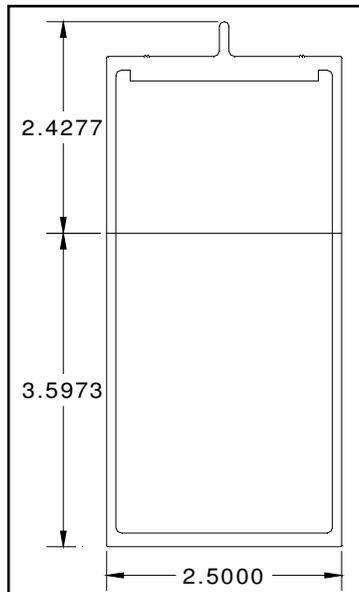
Clave:	14739
Refuerzo:	solera de aluminio de 2x1/8"
Aleación:	6063 T5
Inercia:	421.69 CM4
C1:	8.0622 CM
C2:	7.2413 CM
Sx min:	52.30 CM3
Sx max:	58.23 CM3
Nota: Cotas en pulgadas	

FIGURA 27a. Perfil 14739 más refuerzo de solera de aluminio de 2x1/8"



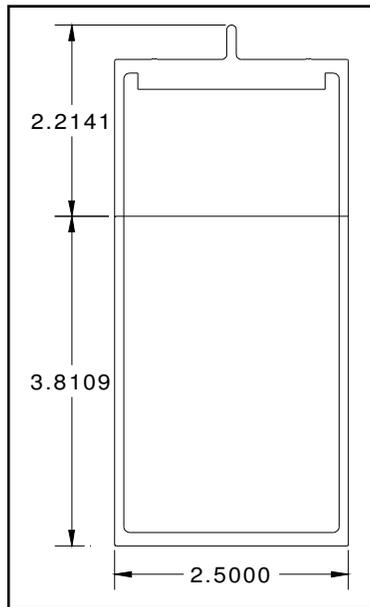
Clave: 14739  
 Refuerzo: solera de aluminio de 2x1/4"  
 Aleación: 6063 T5  
 Inercia: 463.08 CM4  
 C1: 8.6230 CM  
 C2: 6.6807 CM  
 Sx min: 53.70 CM3  
 Sx max: 69.32 CM3  
 Nota: Cotas en pulgadas

FIGURA 27b. Perfil 14739 más refuerzo de solera de aluminio de 2x1/4"



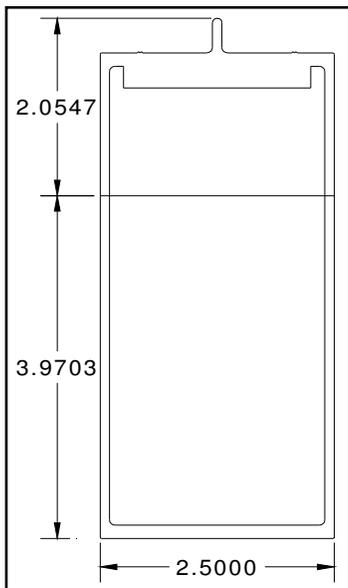
Clave: 14739  
 Refuerzo: solera de acero de 2x1/8"  
 Aleación: 6063 T5  
 Inercia: 505.77 CM4  
 C1: 9.1371 CM  
 C2: 6.1664 CM  
 Sx min: 55.35 CM3  
 Sx max: 82.02 CM3  
 Nota: Cotas en pulgadas

FIGURA 27c. Perfil 14739 más refuerzo de solera de acero de 2x1/8"



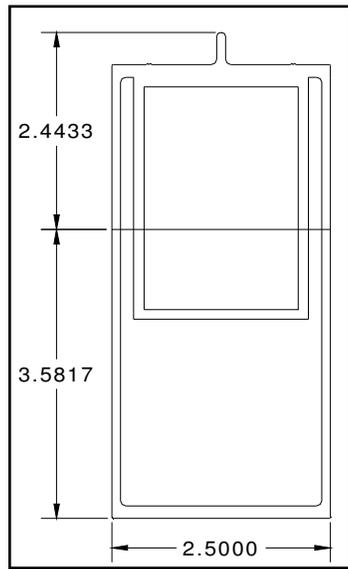
Clave: 14739  
 Refuerzo: solera de  
 acero de 2x3/16"  
 Aleación: 6063 T5  
 Inercia: 545.98 CM4  
 C1: 9.6797 CM  
 C2: 5.6238 CM  
 Sx min: 56.40 CM3  
 Sx max: 97.08 CM3  
 Nota: Cotas en pulgadas

FIGURA 27d. Perfil 14739 más refuerzo de solera de acero de 2x3/16"



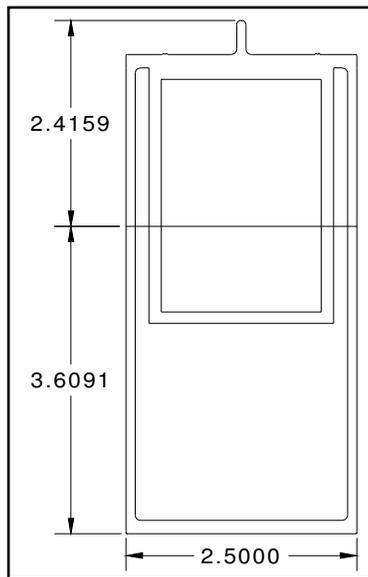
Clave: 14739  
 Refuerzo: solera de  
 acero de 2x1/4"  
 Aleación: 6063 T5  
 Inercia: 574.75 CM4  
 C1: 10.0846 CM  
 C2: 5.2189 CM  
 Sx min: 56.99 CM3  
 Sx max: 110.13 CM3  
 Nota: Cotas en pulgadas

FIGURA 27e. Perfil 14739 más refuerzo de solera de acero de 2x1/4"



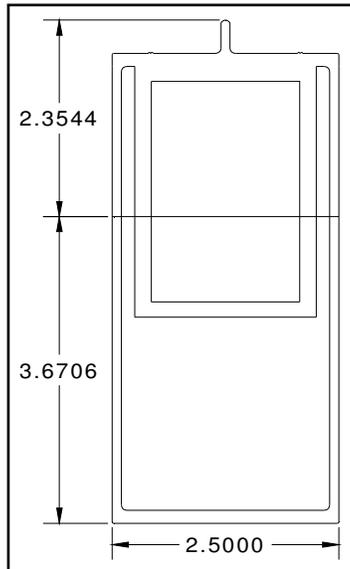
Clave: 14739  
 Refuerzo: PTR 3x2x0.12"  
 Aleación: 6063 T5  
 Inercia: 600.07 CM4  
 C1: 9.0975 CM  
 C2: 6.2052 CM  
 Sx min: 65.96 CM3  
 Sx max: 96.70 CM3  
 Nota: Cotas en pulgadas

FIGURA 27f. Perfil 14739 más refuerzo de PTR de 3x2x0.12"



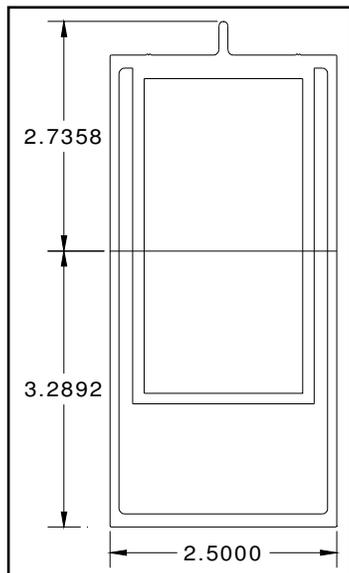
Clave: 14739  
 Refuerzo: PTR 3x2x0.135"  
 Aleación: 6063 T5  
 Inercia: 621.17 CM4  
 C1: 9.1671 CM  
 C2: 6.1364 CM  
 Sx min: 67.76 CM3  
 Sx max: 101.23 CM3  
 Nota: Cotas en pulgadas

FIGURA 27g. Perfil 14739 más refuerzo de PTR de 3x2x0.135"



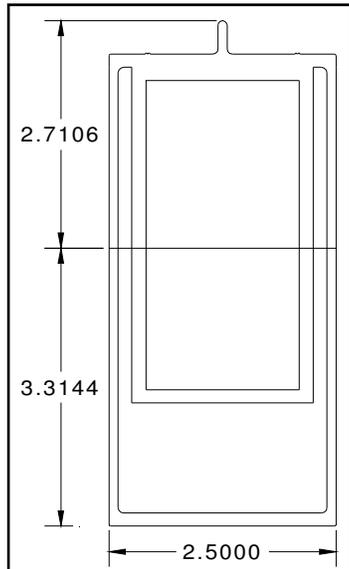
Clave: 14739  
 Refuerzo: PTR 3x2x0.18"  
 Aleación: 6063 T5  
 Inercia: 678.74 CM4  
 C1: 9.3233 CM  
 C2: 5.9802 CM  
 Sx min: 72.80 CM3  
 Sx max: 113.50 CM3  
 Nota: Cotas en pulgadas

FIGURA 27h. Perfil 14739 más refuerzo de PTR de 3x2x0.18"



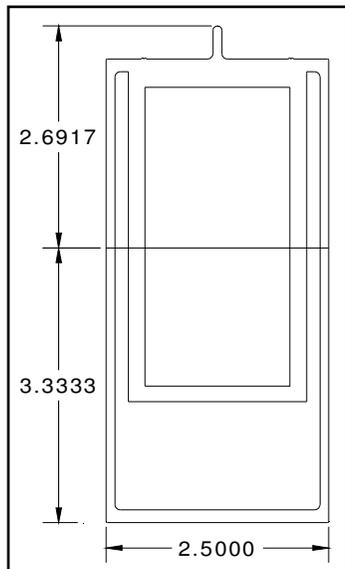
Clave: 14739  
 Refuerzo: PTR 4x2x0.125"  
 Aleación: 6063 T5  
 Inercia: 753.65 CM4  
 C1: 8.3546 CM  
 C2: 6.9489 CM  
 Sx min: 90.21 CM3  
 Sx max: 108.46 CM3  
 Nota: Cotas en pulgadas

FIGURA 27i. Perfil 14739 más refuerzo de PTR de 4x2x0.125"



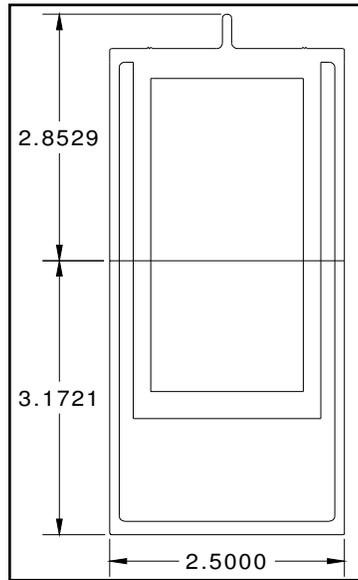
Clave: 14739  
 Refuerzo: PTR 4x2x0.156"  
 Aleación: 6063 T5  
 Inercia: 834.03 CM4  
 C1: 8.4186 CM  
 C2: 6.8849 CM  
 Sx min: 99.07 CM3  
 Sx max: 121.14 CM3  
 Nota: Cotas en pulgadas

FIGURA 27j. Perfil 14739 más refuerzo de PTR de 4x2x0.156"



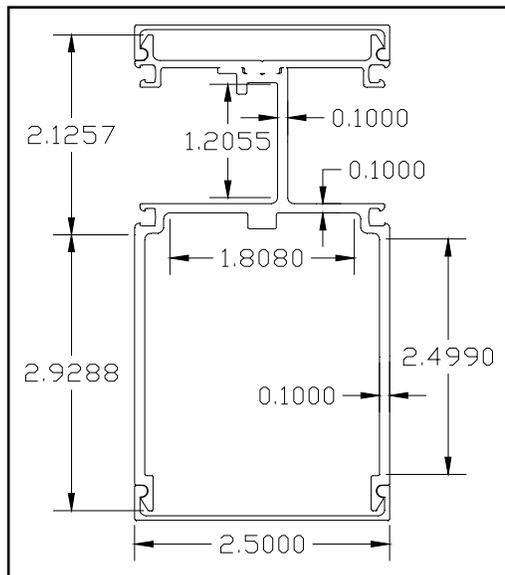
Clave: 14739  
 Refuerzo: PTR 4x2x0.1875"  
 Aleación: 6063 T5  
 Inercia: 910.52 CM4  
 C1: 8.4666 CM  
 C2: 6.8369 CM  
 Sx min: 107.54 CM3  
 Sx max: 133.18 CM3  
 Nota: Cotas en pulgadas

FIGURA 27k. Perfil 14739 más refuerzo de PTR de 4x2x0.1875"



Clave: 14739  
 Refuerzo: PTR 4x2x0.1875 + solera de 2x1/8" de acero  
 Aleación: 6063 T5  
 Inercia: 1016.76 CM4  
 C1: 8.0571 CM  
 C2: 7.2464 CM  
 Sx min: 126.19 CM3  
 Sx max: 140.31 CM3  
 Nota: Cotas en pulgadas

FIGURA 27I. Perfil 14739 más refuerzo de PTR de 4x2x0.1875", más solera de acero de 2x1/8"



Clave: 18677  
 Aleación: 6063 T5  
 Inercia x-x: 126.35 CM4  
 Cx1: 5.3990 CM  
 Cx2: 7.4391 CM  
 Sx min: 16.98 CM3  
 Sx max: 23.40 CM3  
 Inercia y-y: 50.796 CM4  
 Cy1: 3.2098 CM  
 Cy2: 3.1402 CM  
 Sy min: 15.82 CM3  
 Sy max: 16.17 CM3  
 Nota: Cotas en pulgadas

FIGURA 27m. Perfil de aluminio clave 18677

# FOTOGRAFIAS



Fotografía 1. Elementos verticales de una fachada integral.



Fotografía 2. Ancla de doble "T", anclas con expansor integrado, tornillos que unen el ancla con el elemento vertical de aluminio.



Fotografía 3. Llegada de los dos perfiles horizontales, birloanclas con expansor y la holgura para ajustes del perfil vertical.



Fotografía 4. Colocación del anclaje. La escuadra de aluminio sirve para recibir el perfil horizontal.



Fotografía 5. Elemento “U” que funciona como conector, va en las uniones de los elementos verticales.



Fotografía 6. Perfil de aluminio con conector y escuadra de armado lista para ser instalada.



Fotografía 7. Perfil clave 14739.



Fotografía 8. Unión de los elementos verticales. Ahí es donde va el conector; la separación entre los elementos verticales sirve para la junta de expansión.



Fotografía 9. Se muestra un cancel de piso a techo.



Fotografía 10. Perfiles horizontales unidos al elemento vertical.



Fotografía 11. Escuadra de armado de aluminio fijada a la losa, con ancla de expansión.



Fotografía 12. Pijas que unen el perfil vertical con la escuadra de armado y el ancla de expansión.



Fotografía 13. Un perfil y su escuadra de armado que según la clave que viene (LV-02) es para sujetar los louvers.



Fotografía 14. Perfil horizontal que generalmente es abierto desde la parte interior de la fachada, para así poder unirlo al elemento vertical.



Fotografía 15. Solera de refuerzo, envuelta para evitar el par galvánico que ocurre cuando el aluminio está en contacto con el acero y las pijas que unen los perfiles horizontales con los verticales.



Fotografía 16. Se aprecia que el barandal es parte de la fachada integral.



Fotografía 17. Área donde se puede ver que están colocados todos los perfiles de aluminio, tanto verticales como horizontales.



Fotografía 18. Fachada oriente, con todos los perfiles verticales y horizontales colocados.



Fotografía 19. Fachada oriente y norte, donde en la norte ya existe un área de cristal colocada.



Fotografía 20. Fachada norte. Se puede apreciar el área de escaleras, la que llevará una fachada con louvers.



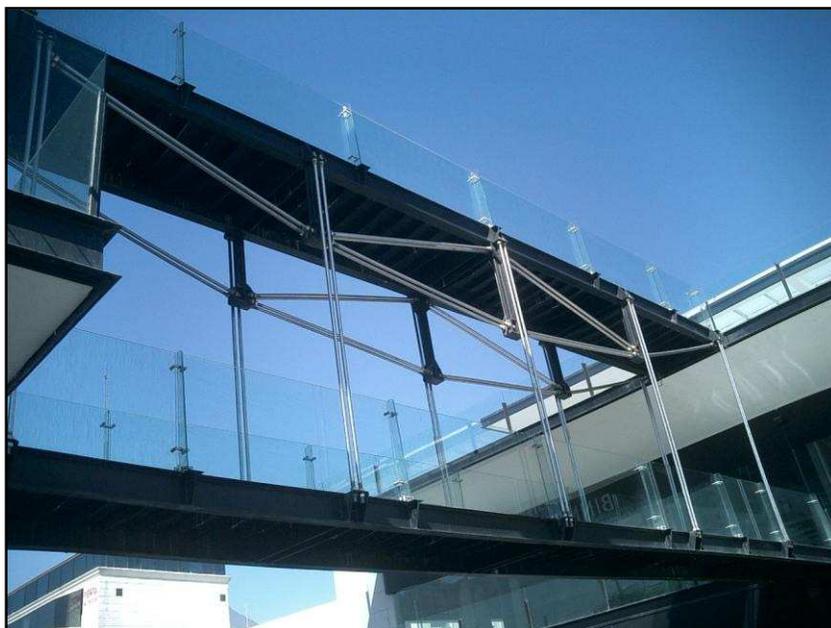
Fotografía 21. Barandal con zoclo.



Fotografía 22. Fijación del zoclo al piso.

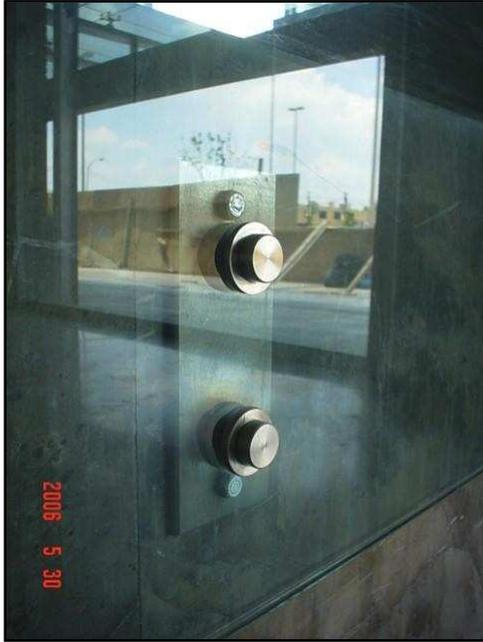


Fotografía 23. Barandal con poste de tipo “H”.



Fotografía 24. Barandal con costilla.

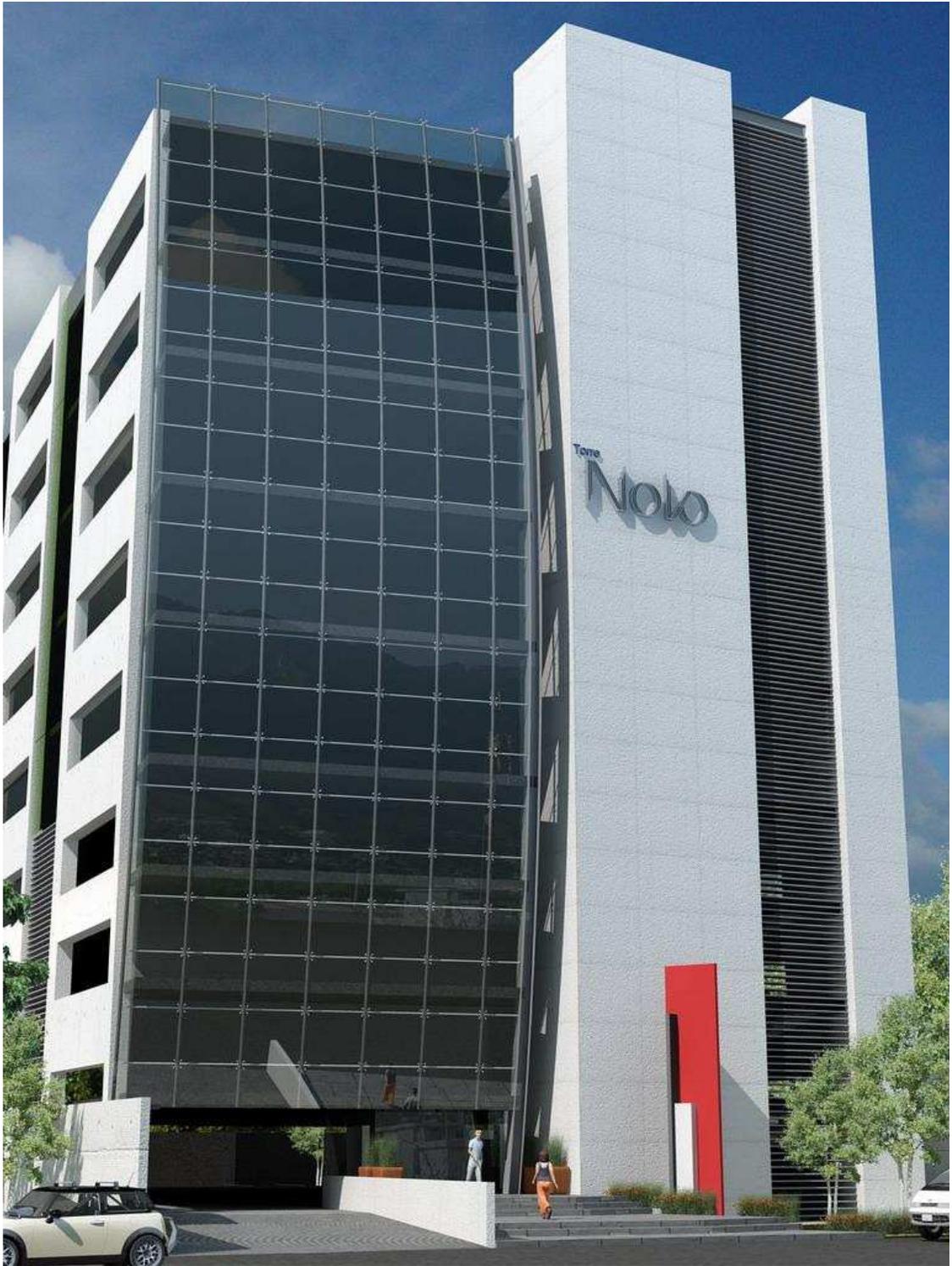




Fotografía 26. Acercamiento del herraje de tipo placa.



Fotografía 27. Fachada Integral (Oriente), Fachada Piso-Techo (Norte)



Fotografía 28. Fachada con soporte puntual (izquierda) y Fachada con Louver (derecha)



Fotografía 29. Fachada suspendida, con costilla empotrada en la parte superior.



Fotografía 30. Fachada sur y oriente de Motomex.



Fotografía 31. Fachada oriente y norte de Motomex



Fotografía 32. Fachada norte de Motomex