

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



APLICACIÓN DE LA NORMA RECOMENDADA DE AGIES NR-7-5:2001  
PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

JULIO CÉSAR MORATAYA BUSTAMANTE

GUATEMALA

2006



APLICACIÓN DE LA NORMA RECOMENDADA DE AGIES NR-7-5:2001  
PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

UNIVERSIDAD DEL VALLE DE GUATEMALA

FACULTAD DE INGENIERÍA

DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

APLICACIÓN DE LA NORMA RECOMENDADA DE AGIES NR-7-5:2001  
PARA EL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO

JULIO CÉSAR MORATAYA BUSTAMANTE

TRABAJO DE GRADUACIÓN PRESENTADO PARA OPTAR AL GRADO DE  
MAESTRÍA EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL

GUATEMALA

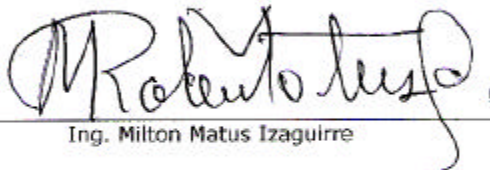
2006

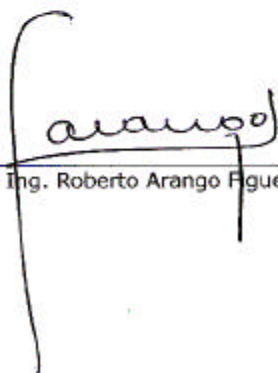
Vo.Bo.

(f)   
Ing. Erik Flores Aldana  
Asesor

TRIBUNAL

(f)   
Ing. Erik Flores Aldana

(f)   
Ing. Milton Matus Izaguirre

(f)   
Ing. Roberto Arango Figueroa

Fecha de aprobación: Jueves, 7 de Diciembre del 2,006

## PREFACIO

El desarrollo de este trabajo se debe a que existe un código de diseño estructural para Guatemala, el cual está en desuso, en cierta medida, debido a la poca descripción que se da en el mismo con respecto al procedimiento de diseño y a que no se muestran ejemplos numéricos, al contrario de como se puede encontrar en otros códigos de diseño, como por ejemplo: el AISC LRFD, donde existe un documento completo de comentarios y ejemplos numéricos como complemento.

Mediante una descripción más detallada del código de AGIES, el lector puede comprender en mayor grado los conceptos que en él se describen y adoptarlos para el diseño de estructuras nuevas o la revisión de estructuras existentes.

Cabe mencionar que en Guatemala no se encuentra legislado el uso de algún código específico para el diseño de estructuras. Su implementación se encuentra relegada al criterio de cada diseñador estructural, y, si se especificara alguno de ellos para un proyecto en particular es mediante requerimientos de acuerdo a una licitación. Las normas de AGIES son normas recomendadas y no tienen carácter de ley, pero están avaladas por esta asociación de ingenieros estructurales y adecuadas para el uso en el país.

Quisiera así mismo hacer saber mi sincero agradecimiento al asesor de esta tesis y catedrático de la Universidad del Valle, el Ing. Erik Flores, por su apoyo y respaldo académico durante mis años como estudiante y durante la realización de éste trabajo. También quiero agradecer al Ing. Milton Matus por su apoyo y por el tiempo que me dedicó para la elaboración de esta tesis.

## RESUMEN

El diseño de estructuras de acero estructural utilizando la norma recomendada de AGIES NR-7-5:2001 – Edificios de acero estructural involucra una serie de revisiones que no pueden ser confiados a un programa de diseño por computadora. Esto debido a que existen parámetros específicos que las normas suponen que usualmente no se encuentran implementados en los mismos. No obstante es posible realizar un diseño de una estructura por varios métodos entre los que se pueden incluir los métodos por computadora, siempre y cuando se realicen las revisiones adicionales que AGIES recomienda para lograr diseños eficientes y seguros para Guatemala.

Las normas recomendadas de AGIES, son un compendio de recomendaciones estructurales y lineamientos de diseño redactados por primera vez en el año 1996 por un amplio grupo de profesiones y especialistas en las varias áreas y temas que las componen. Originalmente creadas a solicitud del Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas en el año 1986 a raíz del aniversario del terremoto del 4 de Febrero de 1976, tardaron 10 años en completarse en su primera versión quedando varias secciones sin terminar por lo que se llegó a la decisión de proponerlas más que como un código oficial, como una serie de normas recomendadas. En el año 2001 se realizó la última revisión a las mismas, tratando de cumplir un ciclo de 5 años entre revisiones, en ella se ampliaron y completaron capítulos faltantes, quedando algunos de ellos aún inconclusos, pero no llegó a implementarse con carácter oficial en Guatemala.

La norma recomendada NR-7-5:2001, que será tratada en este trabajo, comprende el diseño de edificaciones de acero estructural, abarca gran cantidad de configuraciones estructurales posibles y se enfoca principalmente en el diseño de las conexiones entre elementos, ya que en el acero a diferencia de otros materiales como el concreto, los elementos son estandarizados y normados por códigos especializados en los cuales se basan los fabricantes para su elaboración. Quedando principalmente a criterio de los diseñadores estructurales la forma en la cual realizarán estas uniones y en ocasiones, ciertas revisiones especiales que deberán realizarse a algunos elementos con el fin de implementar un mejor desempeño y un mayor grado de ductilidad en la estructura.

Para evaluar el uso de la norma recomendada NR-7-5:2001 de AGIES se procederá a realizar un modelo para el cual serán diseñadas conexiones y elementos específicos con el fin de ejemplificar el uso de la norma y las consideraciones que ésta recomienda. El análisis estructural del modelo será realizado por medio del uso de un programa de computadora especializado, esto para lograr una mayor precisión en los resultados y por tratarse de análisis extensos en cuanto a la cantidad de cálculos y el tiempo que toma realizarlos.

# CONTENIDO

	PÁGINAS
<b>PREFACIO</b> .....	vi
<b>RESUMEN</b> .....	vii
<b>CONTENIDO</b> .....	viii
<b>LISTADO DE CUADROS</b> .....	x
<b>LISTADO DE FIGURAS</b> .....	xi
<b>I. INTRODUCCIÓN</b> .....	01
<b>II. OBJETIVOS</b> .....	03
<b>A. Objetivo general</b> .....	03
<b>B. Objetivos específicos</b> .....	03
<b>III. APLICACIÓN DE LA NORMA RECOMENDADA NR-7-5:2001 EN ESTRUCTURAS DE ACERO</b> .....	04
<b>A. Aspectos generales de la norma</b> .....	04
1. Historia .....	04
2. Norma Recomendada NR-7-5:2001 – Edificios de Acero Estructural .....	05
3. Modelo .....	09
4. Recomendaciones sísmicas .....	12
5. Descripción estructural .....	13
6. Cargas y combinaciones de cargas .....	16
7. Acero estructural .....	20
<b>B. Análisis</b> .....	24
1. Bases de diseño .....	24
2. Derivas por nivel .....	51
3. Recomendaciones de ductilidad .....	52



	PÁGINAS
<b>IV. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO</b>	
<b>POR MÉTODO LRFD</b> .....	58
<b>A. Aplicación de criterios de AGIES</b> .....	58
1. Características del modelo .....	58
2. Cargas de viento aplicadas a la estructura .....	61
3. Aplicación de cargas sísmicas .....	64
4. Chequeo de elementos y diseño de conexiones .....	76
<b>B. Diagramas de uso de AGIES NR-7-5:2001</b> .....	96
1. Diagrama general para juntas y sujeciones .....	97
2. Diagrama general para columnas .....	98
3. Diagrama general para marcos especiales resistentes a momentos (MERM) .....	99
4. Diagrama general para marcos intermedios resistentes a momentos (MIRM) .....	101
5. Diagrama general para marcos ordinarios resistentes a momentos (MORM) .....	102
6. Diagrama general para marcos-armaduras especiales resistentes a momentos (MAEM) .....	103
7. Diagrama general para marcos especiales arriostrados concéntricamente (MEAC) .....	104
8. Diagrama general para marcos ordinarios arriostrados concéntricamente (MOAC) .....	106
9. Diagrama general para marcos arriostrados Excéntricamente (MAE) .....	107
<b>V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....	110
<b>VI. BIBLIOGRAFÍA</b> .....	111
<b>VII. SIMBOLOGÍA</b> .....	112

## LISTADO DE CUADROS

CUADRO		PÁGINAS
<b>01</b>	Factor de sobrerresistencia del sistema sismorresistente.....	18
<b>02</b>	Cargas vivas recomendadas AGIES .....	19
<b>03</b>	Cargas vivas especiales recomendadas AGIES .....	20
<b>04</b>	Factor de resistencia a cedencia ( $R_y$ ) .....	23
<b>05</b>	Nivel de protección sísmica .....	25
<b>06</b>	Funciones de amplificación dinámica .....	27
<b>07</b>	Valor de los períodos $T_a$ y $T_b$ para distintos perfiles de suelo .....	27
<b>08</b>	Aceleraciones máximas efectivas para el sismo básico y sismo frecuente .....	28
<b>09</b>	Factor de reducción de corte según AISC A360-05 Tabla D3.1 .....	31
<b>10</b>	Límite de relación ancho-espesor $\lambda_p$ para elementos a compresión .....	41
<b>11</b>	Cargas aplicadas a la estructura .....	59
<b>12</b>	Cargas de viento por Método I del código UBC97 .....	62
<b>13</b>	Cargas de viento por Método II del código UBC97 (Eje X) .....	63
<b>14</b>	Factores para cálculo de sismo estático AGIES .....	65
<b>15</b>	Corrección del factor de reducción R .....	65
<b>16</b>	Períodos y cortantes basales estáticos para cada dirección ortogonal .....	66
<b>17</b>	Factores para cálculo de sismo estático UBC97 .....	67
<b>18</b>	Cálculo de sismo estático UBC97 .....	67
<b>19</b>	Distribución de sismo estático UBC97 .....	68
<b>20</b>	Propiedades de las secciones y chequeos de compacidad sísmica .....	79
<b>21</b>	Diseño de vínculo en viga .....	80
<b>22</b>	Espesor y separación de rigidizantes en vínculo .....	80
<b>23</b>	Diseño de conexión de breiza a placa de unión .....	81
<b>24</b>	Diseño de conexión de alma a placa de unión .....	82
<b>25</b>	Diseño de conexión de placa de unión .....	83
<b>26</b>	Propiedades de viga y columna analizadas .....	86
<b>27</b>	Diseño de conexión por corte de viga a columna .....	87
<b>28</b>	Diseño de conexión por momento de viga a columna .....	88
<b>29</b>	Propiedades de viga principal y viga secundaria .....	93
<b>30</b>	Diseño de conexión por corte de viga secundaria a viga principal .....	94

## LISTADO DE FIGURAS

FIGURA		PÁGINAS
<b>01</b>	Vista isométrica del modelo de estructura por analizar .....	11
<b>02</b>	Planta niveles 1 a 3 .....	11
<b>03</b>	Planta niveles 4 y 5 .....	11
<b>04</b>	Planta niveles 6 a 10 .....	12
<b>05</b>	Configuración típica de embreizamiento en "V" invertida .....	13
<b>06</b>	Configuración típica de vigas principales y vigas secundarias .....	13
<b>07</b>	Configuración utilizada para las losas del modelo .....	14
<b>08</b>	Longitudes no embreizadas para elementos del modelo .....	15
<b>09</b>	Columna y anclaje típico .....	16
<b>10</b>	Diagrama esfuerzo-deformación unitaria para acero estructural en tensión.....	21
<b>11</b>	Mapa de AGIES de macrozonificación sísmica de Guatemala .....	28
<b>12</b>	Efecto P-Delta .....	52
<b>13</b>	Sistema bajo carga axial sin breizas .....	53
<b>14</b>	Sistema bajo carga axial con breizas .....	54
<b>15</b>	Sistema bajo esfuerzos de corte sin breizas .....	54
<b>16</b>	Sistema bajo esfuerzos de corte con breizas .....	55
<b>17</b>	Momentos resultantes en sistema sin breizas .....	56
<b>18</b>	Momentos resultantes en sistema con breizas .....	56
<b>19</b>	Forma de aplicación de las cargas al modelo .....	60
<b>20</b>	Tipo de estructura y consideraciones de análisis .....	61
<b>21</b>	Espectro de diseño AGIES para suelo S2 .....	69
<b>22</b>	Espectro de diseño AGIES generado en SAP2000 .....	70
<b>23</b>	Espectro de diseño UBC97 para suelo Sc y zona sísmica 4 .....	70
<b>24</b>	Espectro de diseño IBC2003 para suelo D .....	71
<b>25</b>	Comparación de espectros de diseño .....	72
<b>26</b>	Períodos para modos de vibración principales del modelo .....	73
<b>27</b>	Primer modo de vibración del modelo .....	74
<b>28</b>	Segundo modo de vibración del modelo .....	74
<b>29</b>	Tercer modo de vibración del modelo .....	75

FIGURA		PÁGINAS
<b>30</b>	Modos de vibración superiores del modelo .....	75
<b>31</b>	Viga & breiza para análisis .....	76
<b>32</b>	Propiedades y cargas de viga analizada .....	77
<b>33</b>	Propiedades y cargas de breiza analizada .....	78
<b>34</b>	Viga & columna para análisis .....	84
<b>35</b>	Propiedades y cargas de columna analizada .....	85
<b>36</b>	Esquema general de unión entre viga y columna .....	89
<b>37</b>	Viga principal y viga secundaria para análisis .....	90
<b>38</b>	Propiedades y cargas de viga principal analizada .....	91
<b>39</b>	Propiedades y cargas de viga secundaria analizada .....	92
<b>40</b>	Esquema general de unión entre viga principal y viga secundaria .....	95

# I. INTRODUCCIÓN

El proceso de diseño estructural es un arte que se basa en la experiencia y criterio personal del diseñador y en metodologías basadas en códigos y métodos de diseño, es por ello que existen los Códigos de Diseño, los cuales norman y encaminan todas estas variadas ideas, estableciendo parámetros mínimos de diseño en base a ensayos en materiales y sistemas, y a la experiencia obtenida en el diseño y la construcción de estructuras existentes.

Estos códigos han sido preparados y revisados conforme a los mejores métodos de diseño que han sido ideados y puestos en práctica. Han sido revisados a través de pruebas de laboratorio, actualizados conforme mejoran la calidad y propiedades de los materiales y corregido sus errores a través de estructuras que han fallado por acontecimientos naturales como los terremotos y otros desastres naturales. Existe una variedad de estas normas, en ocasiones cada país elabora sus propias normas tomando prestada la experiencia de otros códigos para complementarse, tal es el caso de Guatemala.

En Guatemala no existe una norma obligatoria para el diseño y la construcción civil, por ello se utilizan en gran medida códigos de los Estados Unidos de América por ser una región cercana, con localidades de características similares a las encontradas en Guatemala, especialmente en cuanto a sismicidad; y, debido a que gran cantidad de materiales especializados provienen de esta nación. No obstante existe una Norma Recomendada, adecuada a las características de nuestro país, optimizada en cuanto a aspectos sísmicos y considerada respecto a la calidad de algunos materiales y suelos que se encuentran de manera local, es decir, especialmente confeccionada para el diseño y construcción local.

Dentro de este compendio de normas se encuentra la norma "NR-7-5:2001 – Edificios de Acero Estructural" la cual detalla el uso de elementos de acero en la construcción de estructuras, normando aspectos de calidad, resistencia y consideraciones de diseño que deberían ser implementados para un eficiente diseño y construcción de una estructura nueva.

Es el objetivo de este trabajo la ilustración del proceso de diseño utilizando la Norma Recomendada de AGIES NR-7-5:2001 para ello se desarrollará una serie de ejemplos de diseño y finalmente se presentará un diagrama de flujo, con el fin de establecer una metodología clara que permita realizar un diseño acorde a las recomendaciones de esta norma.

Este trabajo se divide en varias secciones, siendo una de ellas la de generalidades y consideraciones respecto a la norma, en ella se muestran conceptos necesarios para la comprensión de ciertos aspectos referidos durante el diseño de una estructura, así mismo se describe el origen de la norma con el fin de que el lector conozca en que se basa la misma.

La siguiente sección muestra la forma como se realiza un análisis basado en los lineamientos de la norma, de manera que se describen conceptos que son utilizados en cada uno de los análisis. Así mismo se muestran los requerimientos que son referidos a otros códigos de diseños a los que la norma invoca al tratar de conservar la practicidad de la misma.

Existe también una sección que muestra un diseño utilizando las revisiones descritas en la norma y muestra al lector la manera práctica de lograrlo, mediante la ayuda de un diagrama de flujo de fácil seguimiento que muestra los pasos a seguir y consideraciones a tomar en casos donde el código muestre ambigüedad.

El trabajo, en general, está orientado a ingenieros y arquitectos con conocimientos en estructuras que deseen realizar un diseño con base a las normas de AGIES, ya sea como un diseño completo o como complemento para una revisión de diseños realizados con algún otro código existente.

Para la realización del análisis de las estructuras mostradas en este trabajo será utilizado el programa de diseño asistido por computadora, SAP2000 Versión 10.0.1. Este programa realiza con suficiente rapidez y precisión análisis estáticos y dinámicos de estructuras tanto de acero estructural como de otros materiales predefinidos y algunos definidos por el usuario. El método de análisis es por medio de elementos finitos, este tipo de análisis resulta impráctico si se realiza de forma manual, ya que involucra una serie de cálculos iterativos que tomarían a una persona una cantidad de tiempo considerable para realizarlo y por ello es bastante propenso a errores humanos. Aun cuando existen métodos aproximados de cálculos manual como el método de Cross, Kani y otros, de prefiere utilizar un programa de computadora, tantos por las razones de rapidez y precisión, así como por la facilidad con la que se pueden realizar cambios al diseño y la cantidad de resultados que arroja los cuales resultan ideales para mostrar el comportamiento de los elementos y observar los efectos de las recomendaciones de la norma AGIES.

## II. OBJETIVOS

### **A. Objetivo general**

Proporcionar una guía para el uso e interpretación de la Norma de AGIES "NR-7-5:2001 – Edificios de Acero Estructural" mediante la ejemplificación y la descripción de ciertos conceptos que la norma asume que el usuario conoce.

### **B. Objetivos específicos**

1. Describir algunos conceptos no detallados en la Norma de AGIES "NR-7-5:2001 – Edificios de Acero Estructural" necesarios para la interpretación.
2. Elaborar una guía del proceso de diseño y revisión de elementos estructurales según la Norma de AGIES "NR-7-5:2001 – Edificios de Acero Estructural".
3. Mostrar una serie de ejemplos prácticos de estructuras, detallando todo el proceso de diseño que conllevan acorde a la Norma de AGIES "NR-7-5:2001 – Edificios de Acero Estructural"

### III. APLICACIÓN DE LA NORMA RECOMENDADA NR-7-5:2001 EN ESTRUCTURAS DE ACERO

#### A. Aspectos generales de la norma

La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES) se ha encargado de elaborar y publicar un conjunto de normas estructurales de diseño y construcción, el cual, contiene una serie de normas recomendadas dirigidas a profesionales, empresas y toda persona relacionada con el diseño y construcción de edificaciones dentro del país.

**1. Historia.** La elaboración de las normas estructurales de diseño y construcción estuvo a cargo de un grupo de profesionales y miembros fundadores de AGIES: Ing. Joaquín Lottmann Edelmann, Ing. Luis Felipe Mérida Izaguirre, Dr. Héctor Monzón Despang y el Ing. Roberto Solís Hegel, esto debido a una solicitud presentada en 1986 por el Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas y su director el Ing. Eduardo Goyzueta, esto a raíz del Terremoto de San Salvador, ocurrido ese año. Para ello fue nombrada una Comisión Especial compuesta por este grupo de profesionales y apoyada logísticamente por el Instituto Nacional de Sismología, Vulcanología, Meteorología e Hidrología (INSIVUMEH).

Aunque la primera versión de las normas fue redactada en los años 1987 y 1988, ésta nunca llegó a publicarse y el proyecto permaneció archivado hasta que en el año 1994, Edy Sánchez, el director del INSIVUMEH, tomó la iniciativa de echar a andar nuevamente el proyecto y para ello se logró la ayuda de profesionales del extranjero y empresas que aportaron los fondos para que estas revisiones fueran posibles.

En los años 1994 y 1995, tanto el INSIVUMEH como la Comisión Especial realizaron gestiones para darle un carácter oficial y legal a las normas, pero esto no fue posible debido a diversas razones, aún así, esta ocasión fue aprovechada para revisar y pulir las normas.

En 1996, con motivo del XX Aniversario del Terremoto de Guatemala del 4 de Febrero de 1976, AGIES organizó un Seminario-Taller de Diagnóstico de la Prevención de Desastre en Guatemala, realizado durante el mes de febrero de ese año. Esta ocasión fue aprovechada para dar a conocer el proyecto como "Normas Recomendadas AGIES" y mediante la asamblea de dicha organización darle una vigencia de consenso técnico entre sus asociados.

Luego de ser publicada la primera edición en el año 1996, ésta se agotó, por lo que surgió la necesidad de realizar una segunda edición, pero debido al avance del conocimiento a lo largo de los años que le tomo a la norma adquirir su forma, se decidió que sería mejor trabajar en una actualización para posteriormente ser publicada. Para ello fue nombrado en 1999, el Ing. Rolado Torres como encargado de dicho trabajo, en el cual contó con la colaboración de la Secretaría de Coordinación Ejecutiva de la Presidencia (SCEP) y de un grupo de profesionales especializados, los cuales complementaron y actualizaron las normas existentes así como aquellas que se encontraban pendientes y no fueron incluidas en la primera versión.



Es así como luego de una discusión interna dentro de AGIES en Junio del 2001, fue publicada la segunda versión de las normas, la cual abarca tanto las normas incluidas en la primera versión de manera actualizada como las normas que en esa ocasión se encontraban pendientes de ser terminadas. Esta versión del 2001 aún no es una versión final y definitiva, pero sí incluye la suficiente información para ser utilizada en la práctica del diseño y construcción de edificaciones.

**a. Alcances y objetivos.** Las Normas Recomendadas AGIES establecen requisitos mínimos para el diseño de edificaciones nuevas, remodelaciones o reparaciones, así como para la evaluación de vulnerabilidad y potencial de readecuación de una obra existente.

Así mismo, las normas poseen unos objetivos básicos en los cuales son basadas, estos objetivos son:

**1) Proteger la vida y la integridad física de las personas que usan u ocupan edificaciones o pueden verse afectadas por ellas.** Eso como en cualquier edificación resulta ser la máxima prioridad, ya que las obras son construidas y diseñadas para ser habitadas o utilizadas por personas y deben ser lo suficientemente seguras para que ellas no perjudiquen la salud o la vida humana.

**2) Proveer un mínimo de calidad estructural que preserve la integridad de la obra sujeta a solicitaciones de cargas permanentes y cargas frecuentes.** Toda obra debe soportar adecuadamente las cargas a las cuales será sometida según las consideraciones de diseño, éstas no deberán causar daños irreparables o visualmente inadecuados durante un uso normal de la estructura.

**3) Proveer protección contra daño directo e indirecto causado por agentes naturales adversos.** Siendo Guatemala un país con alta sismicidad, es muy probable que durante la vida útil de una estructura, la misma tenga que soportar el embate de un sismo, así como otros agentes naturales como inundaciones, huracanes, deslizamientos, etc. teniendo cada estructura un conjunto de amenazas específicas. Ante el embate de alguno de estos desastres naturales, la estructura deberá ser capaz de soportarlos de tal manera que el daño que se genere por ellos sea mínimo y en el mejor de los casos fácilmente reparable,

**2. Norma Recomendada NR-7-5:2001 - Edificios de Acero Estructural.** Dentro del conjunto de normas recomendadas de AGIES sobresale la norma NR-7-5:2001 la cual fue agregada en la versión de las normas del año 2001. Esta sección comprende el diseño de estructuras de acero, mediante una serie de recomendaciones estructurales para asegurar el adecuado comportamiento de una estructura sometida a cargas debidas a un evento natural, y, siendo la principal amenaza para el país los sismos, la norma se enfoca en gran medida en recomendaciones para contrarrestar los efectos que produce en el acero un evento sísmico.

**a. Criterios para el diseño de edificios de acero estructural.** La norma NR-7-5:2001 supone la regulación de estructuras de acero estructural basada en una serie de criterios de diseño que aseguran tanto el cumplimiento con los tres objetivos generales de las Normas Recomendadas AGIES expuestos anteriormente como el correcto comportamiento y desempeño de estructuras de acero sometidas a cargas de diseño, tanto permanentes como las cargas eventuales debidas a eventos naturales.

**1) Comportamiento post-elástico de los elementos.** Se busca que para el caso de la ocurrencia de un evento sísmico de intensidad considerable, las fuerzas generadas por este evento en combinación con las fuerzas presentes en la estructura debido su uso normal, logren producir patrones de deformación inelásticas que permitan una eficiente disipación de energía en forma de deformaciones de los elementos, logrando así que se reduzcan los daños en la estructura general y que la misma adquiera un comportamiento inelástico que se encuentre dentro de los límites permitidos de diseño.

**2) Limitar los daños según la importancia de la estructura y el tipo de ocupación.** De acuerdo a los tipos de ocupación y los niveles de importancia que se definen en las normas recomendadas, se busca limitar los daños que se permiten dentro de la descripción en la misma. Siendo, por ejemplo, necesario que las estructuras estén habilitadas y en funcionamiento durante un evento en el máximo nivel de importancia y en el mínimo protejan la vida humana únicamente, respetando los objetivos generales de las normas.

**3) Mejor diseño de conexiones en base a observaciones.** Como es el caso en todos los códigos de diseño, los mismos son revisados al momento de que las estructuras diseñadas con ellos sufren un evento natural y se generan daños no contemplados. Tal es el caso con los eventos sísmicos ocurridos en Northridge, California el 17 de Enero de 1994 y Kobe, Japón en el 17 de Enero de 1995. En ambas ocasiones se logró observar que la mayoría de estructuras de acero diseñadas con los códigos locales sufrieron daños similares en las conexiones soldadas de los marcos de acero. Estos daños se debían principalmente, al movimiento cíclico y repetitivo de un sismo logrando que las mismas fallaran debido a fatiga del material. Tomando esto en consideración se incluyen recomendaciones en esta norma que buscan mitigar la presencia de estos defectos en las estructuras de acero.

**4) Incorporar las recomendaciones de la AISC para diseño sismorresistente.** El American Institute For Steel Construction (AISC) publicó por primera vez en 1997 una serie de recomendaciones y modificaciones a las normas de diseño estructural para incorporar la reducción de peligros producidos por los sismos que no habían sido considerados con anterioridad. Estas recomendaciones están agrupadas en lo que se conoce como "Seismic Provisions For Structural Buildings" (Provisiones Sísmicas para los Edificios de Acero Estructural). Se pretende incorporar por referencia estas recomendaciones en la presente norma como una forma de actualización permanente.

**5) Incorporar referencias de especificaciones detalladas de materiales y procedimientos.** Como una forma de actualización constante de las normas, se pretende incorporar una serie de referencias a normas que detallen tanto la composición y características de los materiales como procedimientos de elaboración de los mismos, capacitación de personal y procedimientos constructivos recientes. Estas normas externas son incluidas como referencias externas.

**b. Configuraciones estructurales.** La norma NR-3:2000 de AGIES establece seis posibles sistemas estructurales los cuales están clasificados como E1 a E5 como sistemas definidos y el E6 como un sistema estructural que será utilizado cuando sea imposible clasificar la estructura en alguno de los otro grupos estructurales definidos.

**1) Sistema de cajón (E1).** Este sistema estructural supone un sistema en el cual la estructura está compuesta por muros que soportan toda o casi toda la carga vertical aplicada a la estructura. Un sistema de cajón provoca que las fuerzas sísmicas sean transferidas a los muros estructurales en caso de mampostería o concreto y a macros arriostrados principalmente en el caso de acero estructural. Para esta configuración estructural es necesario que los elementos estén unidos por un diafragma rígido en el plano horizontal.

**2) Sistema de marcos (E2).** El sistema de marcos supone el uso de una serie de marcos espaciales resistentes a flexión los cuales soportan la carga vertical y demás cargas y esfuerzos sísmicos. Estos marcos deben estar unidos en el plano horizontal por medio de un diafragma rígido. Existen dos tipos de marcos, los marcos ordinarios y los marcos especiales.

**a) Sistema de marcos ordinarios (E2-1).** El sistema de marcos ordinarios involucra un sistema en el cual los requerimientos sísmicos son mínimos y no contempla ningún comportamiento post-elástico de la estructura.

**b) Sistema de marcos especiales (E2-2).** Involucra un sistema en el cual los marcos analizados deben cumplir requisitos sísmicos adicionales a los contemplados en el sistema de marcos ordinarios con el fin de lograr un comportamiento post-elástico adecuado.

**3) Sistema combinado de muros y marcos (E3).** Este sistema combina el uso de marcos espaciales para soportar las cargas verticales y donde las solicitaciones sísmicas serán resistidas con muros estructurales o marcos arriostrados que conforman parte de la estructura. También se supone el uso de un diafragma rígido en el plano horizontal. Los marcos de este sistema son marcos ordinarios.

**4) Sistema dual de muros y marcos (E4).** A diferencia del sistema combinado de muros y marcos, este sistema involucra el uso de marcos especiales donde éstos estarán a cargo de soportar la carga vertical aplicada a la estructura. Las cargas sísmicas serán soportadas por los muros estructurales o los marcos arriostrados en donde en este caso las riostras deben ser del tipo excéntricas, estas cargas serán resistidas y distribuidas de acuerdo a la rigidez relativa de los elementos tomando en cuenta su interacción. Se supone el uso de un diafragma rígido en el plano horizontal.

Existe un chequeo de diseño necesario en este tipo de sistemas, éste involucra el análisis completo de la estructura al momento de anular la rigidez lateral de los muros y la rigidez de las riostras, y, someter a la estructura a un 25% de las solicitaciones sísmicas.

**5) Sistema de péndulo invertido (E5).** En él, la totalidad de las cargas verticales y fuerzas sísmicas son soportadas por el sistema estructural, de manera que éste actúa como un voladizo vertical aislado.

**6) Otros sistemas estructurales (E6).** En este grupo se clasifican todo sistema estructural que no pueda ser clasificado como uno de los otros sistemas estructurales descritos anteriormente.

**c. Clasificación de obra.** La finalidad de utilizar un sistema de clasificación de obra radica en la necesidad de definir el impacto socioeconómico que implique de la falla o cesación de funciones de la estructura. Para esto la norma recomendada NR-1:2000 provee un sistema de clasificación dividido en cinco categorías. Debe notarse que estas categorías definen la importancia mínima de la obra en función de ciertas características, pero las estructuras pueden clasificarse en niveles mayores de importancia si esto es solicitado por alguna razón.

La clasificación de la obra pretende implementar parámetros de diseño más estrictos conforme aumente la importancia de la obra, implicando mayores costos y un mayor detallamiento del proceso de diseño mediante el requerimiento de mayores estudios en áreas como las cimentaciones, impacto, materiales, sistema estructural, etc.

**1) Obras críticas.** Son todas aquellas que resultan ser indispensables para el desenvolvimiento socioeconómico de una gran población y aquellas que en caso de colapso pongan en peligro a un número significativo de las personas. Dentro de este tipo de clasificación se pueden agrupar estructuras tan diversas como centrales eléctricas y sistemas de distribución, presas y cualquier obra de contención de grandes embalses de agua, puentes y demás estructuras de vialidad y cualquier otra obra que amerite esta clasificación.

**2) Obras esenciales.** Este tipo de clasificación abarca todas aquellas estructuras de las cuales se espera que permanezcan en operación durante y después de un desastre o evento natural. Estas obras proveen a la población de servicios básicos y ayuda pero un fallo estructural de las mismas no supone la total incomunicación de grandes poblaciones o la muerte de poblaciones enteras. En esta categoría se pueden agrupar por ejemplo, hospitales, instalaciones de defensa civil, bomberos, policía, plantas de tratamiento de agua y sus líneas de transporte, etc. Para una descripción completa de las obras que se agrupan en esta categoría es necesario referirse a la sección 1.3.2 de la norma NR-1:2000

**3) Obras importantes.** Las obras importantes se definen como aquellas que albergan un gran número de personas en cualquier instante y donde éstas puedan tener limitaciones de movimiento dentro de ellas, así mismo, contempla estructuras que albergan valores culturales y aquellas que prestan servicios importantes pero no esenciales después de un desastre o evento natural. Para una descripción completa de las obras que se agrupan en esta categoría es necesario referirse a la sección 1.3.3 de la norma NR-1:2000

**4) Obras ordinarias.** Esta es la clasificación más general y abarca a todas aquellas estructuras que por alguna razón no puedan ser clasificadas dentro de alguno de los otros grupos que se describen, contempla aquellas obras consideradas como construcciones menores e incluye viviendas, comercios y ciertos edificios industriales y agrícolas

**5) Obras utilitarias.** Siendo ésta la clasificación con el menor grado de importancia, es necesario tener especial cuidado de no clasificar dentro de ella a alguna obra que por el tipo de ocupación deba ser clasificada en un renglón de mayor importancia. En este tipo de clasificación se agrupan obras que no albergan a personas y si lo hacen esta ocupación es accidental y no permanente, obras auxiliares de infraestructura y bodegas de materiales donde no exista mayor actividad humana.

**3. Modelo.** Con el fin de evaluar la aplicación de la norma recomendada NR-7-5:2001 de AGIES y su aplicación en cuanto a sus requerimientos y recomendaciones se elaborará un modelo estructural para ser analizado por medio de programas de computadora, en este caso el programa SAP2000 Versión 10.0.01, y con base a los análisis proporcionados por los mismos obtener las fuerzas y reacciones que afectarán los elementos de la estructura para luego evaluarlos de acuerdo a las normas AGIES.

Este modelo será elaborado de acuerdo a criterios estructurales que logren crear una estructura eficiente en cuanto a su comportamiento, pero a la vez que la misma presente características que logren mostrar algunos de los principales problemas y dificultades que pudiera encontrar un diseñador estructural al momento de realizar un diseño.

No se modelará ningún espacio interior ni detalles arquitectónicos que no afecten el comportamiento de los elementos estructurales, en cambio se le dará a la estructura un diseño arquitectónico agradable para evitar que la misma sea desagradable a la vista y a la vez para lograr comportamientos distintos a los que se esperarían en una estructura simple con forma totalmente simétrica.

Como ya se mencionó, se utilizará para obtener los datos y elaborar el diseño, el programa de computadora SAP2000, este programa realiza el análisis de las estructuras mediante el uso de elementos finitos. La generación de una subdivisión individual para cada elemento a analizar dentro del análisis por elementos finitos es realizada automáticamente en base a las dimensiones y secciones de cada uno de ellos, por lo que el programa facilita el diseño al ser necesario únicamente modelar los elementos individuales y sus interconexiones, realizando el programa el resto y el cálculo de la interacción entre ellos.

**a. Geometría.** El modelo realizado para el análisis y aplicación de la norma NR-7-5:2001 consiste en una estructura de 10 plantas, con alturas variables, siendo las primeras tres de 15 pies ó 4.55m de altura cada una y el resto de 12 pies ó 3.65m.

Se seleccionan estas alturas con el fin de contemplar el peralte de los elementos que conformaran el sistema estructural de la edificación. Aunque algunas de las secciones serán de un peralte pequeño y la altura libre de cada planta resulte, en estos casos excesiva, es necesario tomar en cuenta las secciones que conformarán los bordes de la edificación y las vigas principales de la estructura. Ambas secciones quedarán escondidas dentro del cielo falso y demás acabados que se coloquen dentro de cada uno de los niveles con motivos decorativos y para proteger los sistemas de electricidad, red, agua y demás.

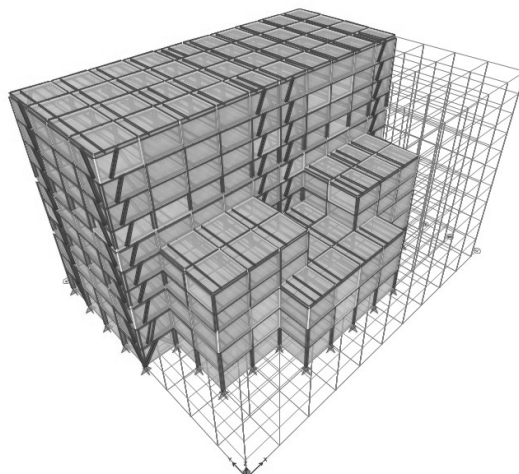
Las primeras tres plantas poseen una altura mayor debido a que en ellas usualmente se encuentran el lobby y comercios variados, así mismo da la sensación de amplitud al visitante, en cambio, las plantas superiores son de menor altura debido a que la cantidad de personas que las utilizan es menor por lo que se trata de optimizar el espacio.

Como dato adicional, se puede mencionar que la estructuración en planta del modelo consiste en ejes espaciados a 20 pies ó 6.00m, con lo cual se consiguen luces amplias para un uso de oficinas y a la vez se consigue lograr una estructuración redundante y con elementos de menor tamaño los cuales tienen una mayor facilidad de conseguirse localmente.

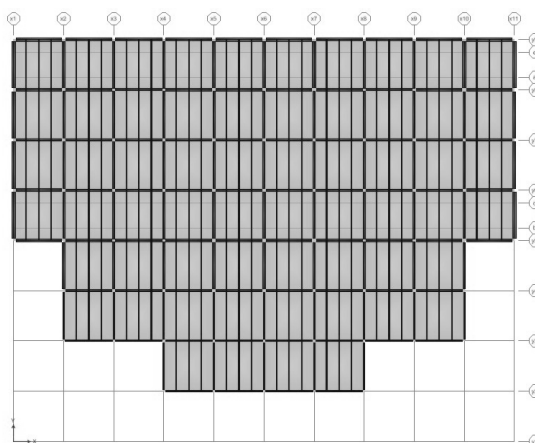
En estructuras de acero pueden lograrse luces mayores a las mostradas en el modelo que será analizado, siendo las luces de aproximadamente 9.00m las de mayor uso para parqueos y oficinas con espacios abiertos. Se decidió utilizar luces de 6.00m para los niveles superiores al nivel del suelo, donde no suelen haber parqueos, por ser éstas un múltiplo de las luces de 9.00m pensadas para niveles inferiores de sótanos de parqueos, en un diseño final puede conservarse los mismos ejes estructurales de los niveles superiores y continuarlos a los inferiores, eliminando únicamente los necesarios para la circulación de vehículos. En el presente trabajo no se analizarán sótanos ya que los mismos están sujetos a factores inherentes a la ubicación de la estructura, dependiendo de un estudio de suelos y un análisis de las estructuras circundantes para modelar las cargas de suelo y las transmitidas por otras estructuras hacia el sistema estructural.

A continuación se muestra una vista isométrica de la estructura a analizar por medio del uso del programa de computadora, la cual, como se puede observar, posee una estructuración en donde estructuras de menor tamaño se unen a la estructura principal ocasionando efectos interesantes en el comportamiento general de la estructura, así como un detalle arquitectónico que resulta tanto funcional como atractivo.

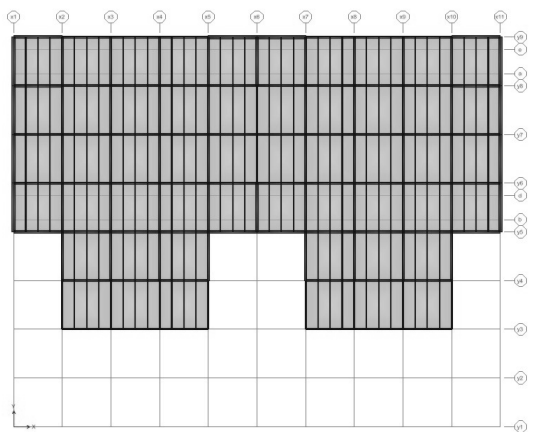
**Figura No. 01**  
**Vista isométrica del modelo de estructura por analizar**



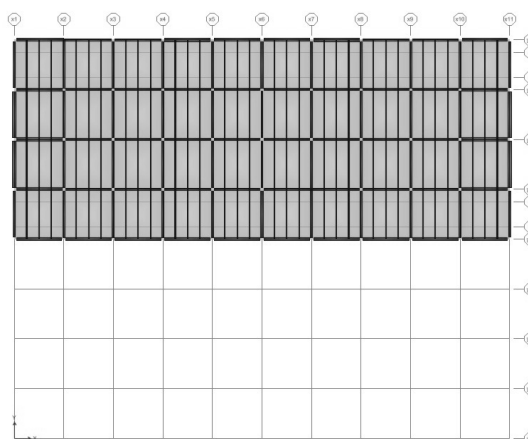
**Figura No. 02**  
**Planta niveles 1 a 3**



**Figura No. 03**  
**Planta niveles 4 y 5**



**Figura No. 04**  
**Planta niveles 6 a 10**



**4. Recomendaciones sísmicas.** Dentro del comportamiento de diversas estructuras, no existe un código específico que norme las configuraciones o las disposiciones arquitectónicas del diseño, queda por lo tanto a criterio del ingeniero del arquitecto encargado del diseño de la configuración estructural establecer la forma, dimensiones y detalles que ésta tendrá. Los códigos permiten diseñar los elementos que componen un sistema estructural en base a los requerimientos arquitectónicos, y dependiendo de la eficiencia, desde el punto de vista ingenieril, con base a la cual se hayan realizado, la estructura resultará más económica y con un mejor comportamiento ante fuerzas sísmicas.

Una forma de contrarrestar los efectos de las fuerzas sísmicas dentro de una estructura es mediante el uso de elementos que aporten suficiente resistencia ante estas fuerzas y que a la vez transfieran sus efectos hacia elementos que puedan soportarlos de mejor manera, es por ello que para el modelo a analizar dentro de este trabajo se utilizó un embreizamiento con elementos en "V" invertida.

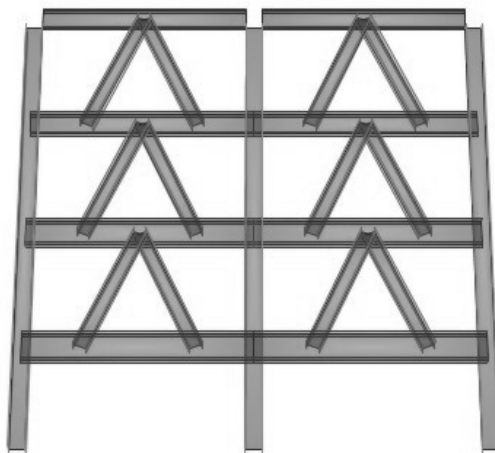
Este embreizamiento varias ventajas sismorresistentes, una de ellas es el hecho que redistribuye las fuerzas sísmicas como cargas axiales dentro de ellas y las aleja de los nudos y las columnas redistribuyéndolas en las vigas, las cuales son diseñadas para fluir y deformarse logrando un comportamiento dúctil de la estructura. En el caso del presente trabajo, las breizas son conectadas en puntos de las vigas alejados de los nudos con lo cual se hará trabajar la viga a corte principalmente.

Generalmente, al momento de aplicar cargas sísmicas a una estructura, los elementos que resultan más afectados por estas cargas suelen ser los elementos de borde y principalmente aquellos que se ubican en las esquinas o vértices exteriores de la estructura. Es por ello que resulta más eficiente ubicar los elementos sismorresistentes en estos puntos con el fin de maximizar sus efectos y lograr un mejor comportamiento de la estructura ante la aplicación de dichas cargas.

A continuación se muestra un ejemplo del embreizamiento utilizado en el modelo de este trabajo.



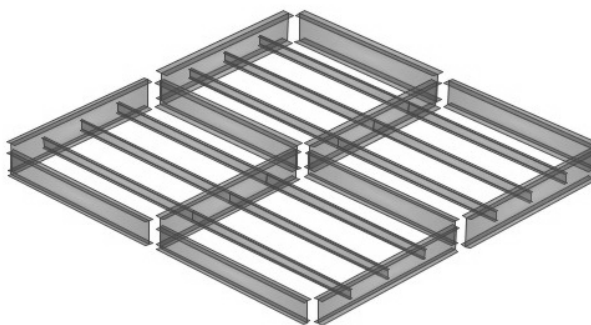
**Figura No. 05**  
**Configuración típica de embreizamiento en "V" invertida**



**5. Descripción estructural.** El modelo analizado consiste en un entramado de marcos de acero estructural unidos entre sí por medio de vigas principales y vigas secundarias, siendo estas últimas de una sección más pequeña y liviana.

En cuanto a las vigas principales, éstas están unidas por conexiones rígidas resistentes a momento, unidas a las columnas principales y cubren la totalidad de los claros, es decir, son elementos continuos entre ejes. Las vigas secundarias son colocadas en un solo sentido y ubicadas al mismo espaciamiento una de otra, éstas se encuentran conectadas a las vigas principales por medio de conexiones simples y no transmiten momento. La disposición en la cual las vigas se encuentra ubicadas permite que las cargas aplicadas a la losa sean distribuidas en un solo sentido, facilitando el análisis. A continuación se muestra un ejemplo de la disposición de las vigas y vigas secundarias dentro del modelo a analizar.

**Figura No. 06**  
**Configuración típica de vigas principales y vigas secundarias**



La losa de cada uno de los niveles está compuesta por medio de un sistema de deck metálico sobre el cual es fundido un topping de concreto, el espesor considerado para éste caso particular es de 7.5cm, esto con el fin de lograr un comportamiento de diafragma rígido, el siguiente es un modelo del deck metálico utilizado como base para el modelo.

**Figura No. 07**  
**Configuración utilizada para las losas del modelo**

Debido a que SAP2000 no posee un módulo para diseñar un deck metálico y que el mismo funcione como tal, es necesario elaborar un modelo equivalente que tenga las mismas propiedades estructurales y cargue de la misma manera a los elementos que lo sostienen, de la figura se puede notar que el espesor total del deck es de 10.00cm pero debido a las hendiduras que posee por la misma forma de la lámina metálica que lo conforma, se modela finalmente la losa como una losa de concreto reforzado de 7.50cm de espesor.

Así mismo, dentro del uso de un deck metálico, éste es adherido a las vigas y demás elementos que lo sostienen mediante el uso de pines los cuales poseen un espaciamiento, en este caso, de 1 pies. (Pasadores de corte, su función es transmitir el cortante entre el metal deck y la viga metálica, debido a la flexión en la viga, haciendo que la sección trabaje en forma compuesta). Este anclaje mecánico debe ser considerado en el diseño y esta consideración ayuda a la resistencia de los elementos ya que al estar unidos a la losa, funcionan en conjunto lográndose una mejor distribución de los esfuerzos, debido a la acción compuesta concreto-acero, en la cual la losa de concreto resiste la compresión y el patín de la viga de acero resiste la tensión; además de proveer un embreizamiento al patín en compresión, optimizando la capacidad a flexión de la viga metálica. Esta consideración puede ser lograda en el modelo que será analizado mediante los parámetros de la longitud no embreizada de los elementos. El código AISC LRFD establece parámetros para considerar estos factores dentro del diseño de elementos. La figura siguiente muestra cómo se toma en consideración este factor, en donde se altera la longitud no embreizada en el eje menor en un factor de 0.05, ya que a al tener una luz de 20ft, se logra la longitud de 1ft especificada

en el modelo del metal deck. Puede observarse también que la longitud no embreisada en el eje mayor fue alterada por un factor de 0.25, que en el caso de la luz de 20ft representa 5ft, la cual es la longitud existente entre vigas secundarias que funcionan de manera similar al limitar los movimientos y rotaciones dentro de las vigas a las cuales son conectadas.

**Figura No. 08**  
**Longitudes no embreisadas para elementos del modelo**

Item	Value
1	Current Design Section
2	w24x55
3	Program Determined
4	Program Determined
5	Yes
6	Program Determined
7	Program Determined
8	Program Determined
9	Program Determined
10	Program Determined
11	Program Determined
12	Program Determined
13	Program Determined
14	Program Determined
15	Program Determined
16	Program Determined
17	Program Determined
18	Program Determined
19	0.25
20	0.05
21	Program Determined
22	Program Determined
23	Program Determined
24	Program Determined

Item Description

Explanation of Color Coding for Values  
**Blue:** All selected items are program determined  
**Black:** Some selected items are user defined  
**Red:** Value that has changed during the current session

Set To Prog Determined (Default) Values: All Items Selected Items  
 Reset To Previous Values: All Items Selected Items

OK Cancel

Toda estructura suele tener en el perímetro de la misma una cubierta, ya sea esta de mampostería, ventanería o algún otro elemento que logre aislar a los usuarios de los efectos de la lluvia, sol y viento; en este caso este recubrimiento es considerado como ventanería la cual es difícil de modelar ya que no posee capacidad de transmitir esfuerzos. Dentro del modelo se utilizaron secciones de un material sin propiedades de resistencia ni peso con el fin de establecer un área periférica para toda la estructura en la cual puedan ser aplicadas cargas.

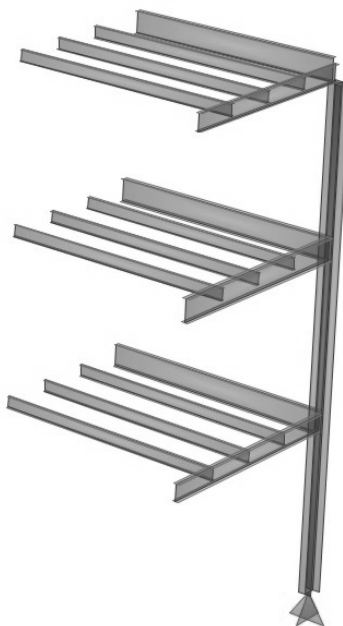
Este modelado de áreas en todo el perímetro resulta particularmente útil para modelar los efectos del viento en la estructura, los cuales, de aplicarse a una estructura abierta resultarían en un comportamiento distinto al que ocurriría en la realidad.

De igual manera se modelaron secciones de losa, aun cuando las cargas del metal deck son aplicadas directamente a los elementos que los sostienen, como se mostrará más adelante; con el fin de establecer una superficie donde modelar los efectos de diafragma rígido y demás propiedades que caracterizan a una losa estructural.

Debido a que los elementos de acero suelen ser particularmente débiles en su anclaje ante los efectos de las rotaciones ya que resulta particularmente difícil lograr conexiones que eficientemente funcionen como un empotramiento, las mismas son modeladas como simplemente apoyadas para así

contemplar que tendrán cierta rotación y los momentos resultantes en los apoyos deberían ser resistidos por el resto de elementos que conforman el sistema sismorresistente.

**Figura No. 09**  
**Columna y anclaje típico**



**6. Cargas y combinaciones de cargas.** Para la especificación de cargas y combinaciones de cargas, las normas AGIES refieren al código AISC LRFD de AISC, el cual a su vez refiere al código ASCE-7 "Minimum design loads for buildings and other structures". Todo este grupo de códigos poseen la misma filosofía en lo que se refiere al diseño de estructuras y los objetivos básicos de diseño de estructuras, por lo que son compatibles y no se contradicen en sus especificaciones.

**a. Combinaciones de carga AISC LRFD-1999.** La forma de establecer las cargas de diseño para un cierto tipo de estructura depende del tipo de uso y de la importancia de la misma, así como el material con el cual será edificado el sistema estructural básico. En este caso se enfocará en las combinaciones de cargas aplicables a estructuras de acero estructural.

Los factores de carga y combinaciones de carga se basan en la suposición que diversas cargas serán aplicadas a los elementos en combinación con la carga muerta de los elementos. Así mismo se asume que únicamente la carga muerta estará aplicada constantemente a máxima magnitud a todo lo largo de la vida útil de la estructura, mientras que las demás cargas estarán aplicadas arbitrariamente con un valor estimado en algún momento durante la vida útil.

Para la aplicación de las cargas es necesario establecer una serie de combinaciones que involucren las cargas actuantes y un factor de carga que establezca la magnitud de la misma.

$$\gamma_D D + \gamma_L L \quad (\text{Ecuación C-A4-1 AISC LRFD 99})$$

$$\gamma_D D + \gamma_{La} L_a + \gamma_w W \quad (\text{Ecuación C-A4-2 AISC LRFD 99})$$

$$\gamma_D D + \gamma_L L + \gamma_{Wa} W_a \quad (\text{Ecuación C-A4-3 AISC LRFD 99})$$

Las combinaciones anteriores son la forma general especificada en el código AISC LRFD y el factor de carga está representado por el símbolo  $\gamma$  y el símbolo  $a$  denomina que la carga es aplicada en algún momento arbitrario. De estas tres ecuaciones generales la tercera puede ser despreciada ya que el factor  $\gamma_{Wa} W_a$  supone la aplicación de un viento arbitrario durante un punto arbitrario, lo cual puede ser despreciado, resultando la primera ecuación.

Los factores de carga son obtenidos mediante procedimientos estadísticos y existen variaciones en cuanto a la cantidad de combinaciones y el tipo de combinaciones conforme nos refiramos a distintos códigos de diseño. Es por ello que para el diseño de cualquier estructura resulta adecuado probar las distintas combinaciones de carga aplicables al caso de diseño y establecer cual de ellas resulta en el caso más crítico, el cual será la base del diseño de la estructura.

El código AISC LRFD, al cual se refieren las normas de AGIES establece las siguientes combinaciones de cargas,

$$1.2D + 1.6L \quad (\text{Ecuación C-A4-4 AISC LRFD 99})$$

$$1.2D + 0.5L + 1.3W \quad (\text{Ecuación C-A4-5 AISC LRFD 99})$$

**b. Combinaciones de carga ASCE 7-05.** Adicionalmente se utilizará el código ASCE 7-05, al cual refiere el código AISC LRFD para establecer una serie de combinaciones de carga adicionales que pudieran aplicar para alguna estructura en particular, las cuales toman en cuenta efectos debidos tanto a las fuerzas sísmicas como a otros eventos naturales como viento y nieve. Las combinaciones de carga son las siguientes,

$$1.4(D + F) \quad (\text{Ecuación 1 ASCE 7-05 Sección 2.3.2})$$

$$1.2(D + F + T) + 1.6(L + H) + 0.5(L_r, S \text{ ó } R) \quad (\text{Ecuación 2 ASCE 7-05 Sección 2.3.2})$$

$$1.2D + 1.6(L_r, S \text{ ó } R) + (L \text{ ó } 0.8W) \quad (\text{Ecuación 3 ASCE 7-05 Sección 2.3.2})$$

$$1.2D + 1.6W + L + 0.5(L_r, S \text{ ó } R) \quad (\text{Ecuación 4 ASCE 7-05 Sección 2.3.2})$$

$$1.2D + 1.0E + L + 0.2S \quad (\text{Ecuación 5 ASCE 7-05 Sección 2.3.2})$$

$$0.9D + 1.6W + 1.6H \quad (\text{Ecuación 6 ASCE 7-05 Sección 2.3.2})$$

$$0.9D + 1.0E + 1.6H \quad (\text{Ecuación 7 ASCE 7-05 Sección 2.3.2})$$

En donde,

D = Carga muerta

E = Carga por sismo

F = Carga debido a fluidos con presiones definidas

H = Carga de presión lateral de suelos, agua o materiales de relleno

L = Carga viva

L<sub>r</sub> = Carga viva de techo

R = Carga por lluvia

- S = Carga por nieve  
 T = Carga por encogimiento  
 W = Carga por viento

Dentro del grupo de cargas mencionadas anteriormente, podemos notar que algunas de esas combinaciones no aplican generalmente a Guatemala, por lo que pueden ser obviadas y ser utilizadas únicamente aquella que se considere puedan aplicarse para la región donde se ubicará la estructura.

**c. Combinaciones de carga adicionales AGIES.** Existe una modificación que toma en consideración este código, y éstas se deben a la componente horizontal de la fuerza sísmica. Esto es debido a que en ocasiones es necesario amplificar dicha fuerza según sea el tipo de sistema estructural sismorresistente, esta amplificación se logra mediante el uso de un Factor de Sismorresistencia del Sistema, y, en casos donde éste no esté definido dentro del código que se está utilizando el mismo será establecido por la misma norma AGIES de acuerdo al siguiente cuadro,

**Cuadro No. 1**  
**Factor de sobrerresistencia del sistema sismorresistente**

Sistema Sismorresistente	$\Omega_o$
Marcos sismorresistentes basados en momentos	3.0
Marcos arriostrados excéntricamente (MAE)	2.5
Otros sistemas	2.0

De manera que las combinaciones adicionales de AGIES son las siguientes,

$$1.2D + 0.5L + 0.2S + \Omega_o Q_e \quad (\text{Ecuación 4.1 NR-7-5:2001})$$

$$0.9D - \Omega_o Q_e \quad (\text{Ecuación 4.2 NR-7-5:2001})$$

En donde,

- D = Carga muerta  
 L = Carga viva  
 Q<sub>e</sub> = Componente horizontal de la fuerza sísmica  
 S = Carga por sismo

**d. Cargas vivas para edificaciones.** Dentro de la norma recomendada de AGIES NR-2:2000 se encuentra descrita una serie de cargas vivas recomendadas para ser aplicada al diseño de estructuras, se incluyen en este trabajo con la finalidad de mostrar cuales cargas deberán ser utilizadas en el diseño de estructuras de acero estructural basadas en las normas AGIES,

**Cuadro No. 2**  
**Cargas vivas recomendadas AGIES**

Tipo de ocupación o uso	Wv (Kg / m <sup>2</sup> )	Pv (Kg)
Vivienda	200	0
Oficina	250	800
Hospitales (Encamamiento y habitaciones)	200	0
Hospitales (Servicios médicos y laboratorio)	350	800
Hoteles (Alas de habitaciones)	200	0
Hoteles (Servicios y áreas públicas)	500	800
Escaleras privadas	300	Sección 8.3.3 AGIES
Escaleras públicas o de escape	500	Sección 8.3.3 AGIES
Balcones, cornisas y marquesinas	300	0
Áreas de salida y/o escape	500	0
Vestibulos públicos	500	0
Plazas y áreas públicas a nivel de calle	500	800
Salones de reunión con asientos fijos	300	0
Salones de reunión sin asientos fijos	500	0
Escenarios y circulaciones	500	0
Instalaciones deportivas públicas (Zona de circulación)	500	0
Instalaciones deportivas públicas (Zona de circulación)	400	0
Canchas deportivas	Según tipo de cancha	0
Aulas y escuelas	200	400
Bibliotecas (Áreas de lectura)	200	400
Bibliotecas (Depósitos de libros)	600	800
Almacenes (Minoristas)	350	800
Almacenes (Mayoristas)	500	1200
Estacionamientos y garajes (Automóviles)	250	Sección 8.3.3 AGIES
Estacionamientos y garajes (Vehículos pesados)	Según vehículo	Sección 8.3.3 AGIES
Estacionamientos y garajes (Rampas de uso colectivo)	750	Sección 8.3.3 AGIES
Estacionamientos y garajes (Circulación)	500	Sección 8.3.3 AGIES
Estacionamientos y garajes (Servicio y reparación)	500	Sección 8.3.3 AGIES
Bodegas (Cargas livianas)	600	800
Bodegas (Cargas pesadas)	1200	1200
Fábricas (Cargas livianas)	400	800
Fábricas (Cargas pesadas)	600	1200
Azoteas de concreto con acceso	200	N/A
Azoteas sin acceso horizontal o inclinadas	100	N/A
Azoteas inclinadas de mas de 20°	75	N/A
Cubiertas livianas	50	N/A

**Cuadro No. 3**  
**Cargas vivas especiales recomendadas AGIES**

Tipo de carga especial	Carga Vertical	Carga Horizontal
Sistema portante de cielo falso	20 Kg/m <sup>2</sup>	N/A
Particiones y tabiques	N/A	15 Kg/m <sup>2</sup>
Elevadores (D + L)	2 x Carga total	N/A
Grúas (D + L)	1.25 x Carga total	N/A
Estanterías (+2m de altura)	N/A	50Kg
Fijación de lámparas y tuberías	50 Kg Mínimo	Sin oscilación
Barandales de uso público	N/A	75 Kg/m
Barandales de uso privado	N/A	30 Kg/m

**e. Reducción de carga viva.** El código AGIES permite una reducción en la magnitud de las cargas para las cargas mostradas en el cuadro No. 2, ésta se debe a que conforme el área de aplicación de la carga aumenta podemos asumir que las cargas sobre ella durante la ocupación normal de la estructura estarán distribuidas más ampliamente que lo que estarían en áreas menores. A continuación se muestran las ecuaciones para reducción de cargas uniformemente distribuidas,

$$K_v = [1 - 0.008(A_T - 15)] \quad \text{(Ecuación 8.1 AGIES NR-2:2000)}$$

$$K_v \geq 0.77 - 0.23(M/V) \quad \text{(Ecuación 8.2 AGIES NR-2:2000)}$$

En donde,

$K_v$  = Factor de reducción de cargas uniformemente distribuidas

$A_T$  = Área tributaria

Debe mencionarse que para esta reducción de cargas no está permitido aplicarla a áreas tributarias menores a 15m<sup>2</sup> y también se limita el factor  $K_v$  a un mínimo de 0.6 para miembros que reciban carga de un solo piso y 0.4 para miembros que reciben cargas de varios pisos. Así mismo es factor tendrá un valor de 1.0 en áreas de reunión públicas y para cargas vivas totales igual o mayores a 500Kg/m<sup>2</sup>.

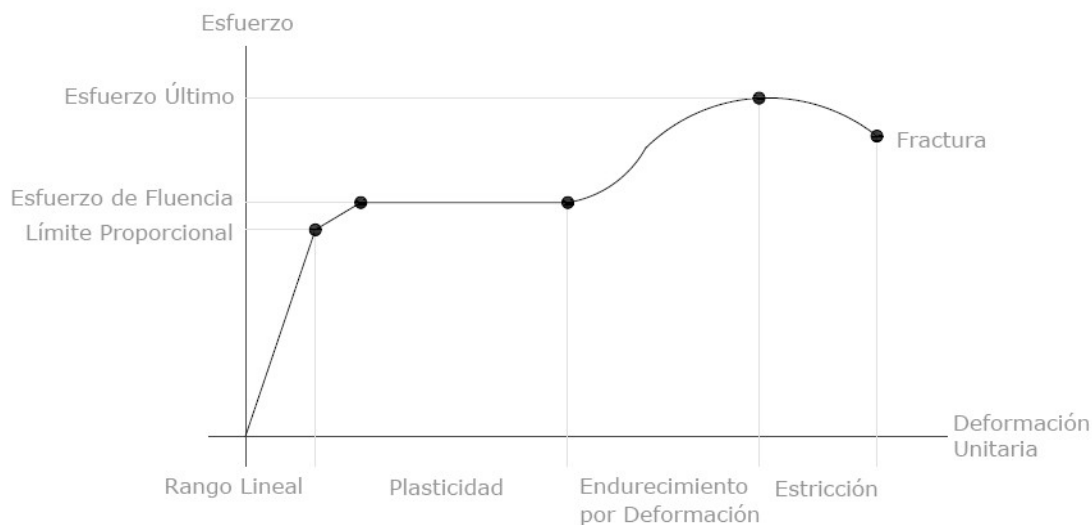
**7. Acero estructural.** El acero como cualquier otra materia prima para la elaboración de productos, en este caso elementos estructurales para la edificación de diversas estructuras; debe poseer ciertas características y propiedades definidas y previamente conocidas, las cuales, deben necesariamente ser comprobables para asegurar el correcto comportamiento de cualquier estructura. A continuación se describen ciertas propiedades que caracterizan a este material en cuanto a su comportamiento y resistencia.

**a. Características mecánicas del acero.** Se pueden clasificar al acero estructural, también conocido como acero dulce o acero al bajo carbono, como un material relativamente liviano en función de su alta resistencia. Una característica muy particular es el hecho que el acero es un material que tiende a deformarse cuando se sobrepasa su límite de elasticidad sin sufrir una falla estructural total. En un diseño sismorresistente el acero presenta características ideales para lograr una alta ductilidad en los elementos de la estructura, disipando una gran cantidad de energía por medio de deformaciones.



Este comportamiento del acero puede ser determinado por medio de un estudio de su diagrama de esfuerzo-deformación unitaria en tensión,

**Figura No. 10**  
**Diagrama esfuerzo-deformación unitaria para acero estructural en tensión**



En este diagrama se pueden notar varios rangos dentro del comportamiento del acero conforme es sometido a cargas de tensión. El primero de estos es el rango lineal, el cual muestra el comportamiento del material dentro de su comportamiento elástico, en esta fase el acero permite cierta deformación no permanente mientras aumenta la aplicación de esfuerzos. Diseñar en este rango resultaría en una estructura donde ninguno de los elementos sufriría deformaciones excesivas y la energía sería disipada únicamente en deformaciones elásticas, esto resulta en una estructura excesivamente cargada con elementos de gran tamaño, lo cual ocasiona que la misma tenga un gran costo haciendo que el proyecto no resulte factible. Lo ideal en todo diseño es aprovechar en la medida de lo posible las características plásticas del material para disipar energía por medio de deformaciones de los elementos estimadas dentro del análisis estructural. Esto se logra al cargar al material en su rango plástico, donde aún cuando no existe un aumento en la resistencia como se puede apreciar en la grafica, si se permite una deformación unitaria, tal que disipe energía al mismo tiempo que mantenga la integridad estructural de la edificación.

Existen otros rangos de comportamiento para el acero, uno de ellos es la etapa de endurecimiento del material, la cual es una propiedad particular de acero donde adquiere nuevamente mayor resistencia y permite una cierta deformación pero a cambio de ello sufre deformaciones en su forma y las secciones disminuyen su espesor debido a contracción lateral por la fluencia del material. No es recomendable alcanzar este estado en el material dentro de un diseño estructural, aun cuando aumenta su resistencia, ya que esta etapa no puede ser eficientemente estimada en cuanto a las propiedades de resistencia del material, por lo que existe la incertidumbre debida a las imperfecciones inherentes al proceso de fabricación del material.

Existe un uso práctico para esta característica del acero, ya que es una clara indicación de que un elemento está llegando a un punto donde se puede esperar el colapso del mismo, por lo que pueden

implementarse medidas correctivas previo a la falla, esto no ocurre en materiales más frágiles como el concreto donde la falla es repentina.

La última fase en el comportamiento del acero es la estricción, en ella el material pierde poco a poco su capacidad de resistencia hasta llegar a la fractura del material y la falla del elemento. Este punto se alcanza al sobrepasar el esfuerzo último del material. Este esfuerzo no debe alcanzarse dentro de las especificaciones del diseño estructural por ninguna razón ya que implica la falla total del elemento estructural.

**b. Tipos de acero aceptados por AGIES.** Tanto las normas recomendadas de AGIES como el código de diseño AISC LRFD basan las especificaciones para el tipo de materiales aceptados en estructuras diseñadas con ellos en las normas de la American Standards For Testing And Materials (ASTM) y la American Welding Society (AWS) que se describen a continuación,

ASTM A6	Standard specification for general requirements for rolled structural steel bars, plates, shapes and sheet piling
ASTM A36	Standard specification for carbon structural steel
ASTM A53	Standard specification for pipe, steel, black and hot-dipped, zinc-coated, welded and seamless
ASTM A283	Standard specification for low and intermediate tensile strength carbon steel plates
ASTM A325	Standard specification for structural bolts, steel, heat treated 120/105 Ksi minimum tensile strength
ASTM A490	Standard specification for heat-treated steel structural bolts, 10 Ksi minimum tensile strength
ASTM A500	Standard specification for cold-formed welded and seamless carbon steel structural tubing in rounds and shapes
ASTM A501	Standard specification for hot-formed welded and seamless carbon steel structural tubing
ASTM A572	Standard specification for high-strength low-alloy columbium-vanadium structural steel
ASTM A588	Standard specification for high-strength low-alloy structural steel with 50 Ksi [350 MPa] minimum yield point to 4 in [100 mm] thick
ASTM A673	Standard specification for sampling procedure for impact testing of structural steel
ASTM A913	Standard specification for high-strength low-alloy steel shapes of structural quality, produced by quenching and self-tempering process (QST)
ASTM A992	Standard specification for steel for structural shapes for use in building framing
AWS D1.1	Structural welding code-steel

El acero estructural utilizado para cualquier estructura mayor a un nivel donde se pretenda construir un sistema resistente a fuerzas sísmicas debe cumplir con las especificaciones descritas en el siguiente conjunto de normas de la ASTM que se describen a continuación,

ASTM A36	Standard specification for carbon structural steel
ASTM A53	Standard specification for pipe, steel, black and hot-dipped, zinc-coated, welded and seamless
ASTM A500	Standard specification for cold-formed welded and seamless carbon steel structural tubing in rounds and shapes
ASTM A501	Standard specification for hot-formed welded and seamless carbon steel structural tubing
ASTM A572	Standard specification for high-strength low-alloy columbium-vanadium structural steel
ASTM A588	Standard specification for high-strength low-alloy structural steel with 50 Ksi [350 MPa] minimum yield point to 4 in [100 mm] thick
ASTM A913	Standard specification for high-strength low-alloy steel shapes of structural quality, produced by quenching and self-tempering process (QST)
ASTM A992	Standard specification for steel for structural shapes for use in building framing

c. **Determinación de la resistencia requerida según el tipo de material.** La norma AGIES especifica en ciertos casos que la resistencia a cedencia del material para cierto tipos de elementos sea afectada por un factor  $R_y$ , cuando la norma especifique que debe alterarse este factor, el mismo deberá hacerse de acuerdo a la tabla que se muestra a continuación,

**Cuadro No. 4**  
**Factor de resistencia a cedencia ( $R_y$ )**

Aplicación	$R_y$
Platinas, placas y otros	1.1
Perfiles y barras laminadas en caliente	
ASTM A36	1.5
ASTM A572 Grado 42	1.3
ASTM A572 Otros grados	1.1
Secciones estructurales huecas	
ASTM A500	1.3
ASTM A501	1.3
ASTM A618	1.3
ASTM A847	1.3
Tubos de acero	
ASTM A53	1.4

La forma de relacionar la resistencia cedente esperada  $F_y$  y la resistencia cedente mínima especificada se describe a continuación,

$$F_y = R_y F_y$$

## B. Análisis

**1. Bases de diseño.** Para este trabajo se utilizará el programa SAP2000 Versión 10.0.1 para realizar los cálculos de los análisis estáticos y dinámicos, esto debido a que existen métodos manuales para realizar estos cálculos, pero los mismos requieren de un gran número de operaciones que resultan excesivas para ser incluidas dentro de este trabajo. Es por ello que únicamente se mostrarán los resultados obtenidos del programa de computadora y los mismos serán utilizados para el posterior análisis y diseño basado en las recomendaciones y consideraciones de la norma recomendada de AGIES NR-7-5:2001

**a. Resistencia especificada.** La resistencia de todos los elementos debe estar especificada por medio del uso de un análisis estructural y la combinación de cargas que sea aplicable según el tipo de estructura que se está edificando.

**b. Estados límite.** Al especificar un estado límite de diseño, se busca lograr que la estructura trabaje bajo el principio de que este ningún estado límite de resistencia o serviciabilidad sea sobrepasado al momento que la estructura sea sujeta a alguna combinación de cargas. Estructuralmente se busca evitar que la estructura sobrepase los límites de deformación y deflexión que afecten la apariencia y funcionalidad de la misma.

**1) Estado límite de servicio.** Este estado supone que las deformaciones de la estructura no deben causarle daño estructural que no se encuentre contemplado dentro de un análisis de comportamiento elástico lineal, ni ocasione disminución en la funcionalidad de la misma debido a las reparaciones que sean requeridas, es decir, en este estado la estructura soportará las cargas sísmicas de manera tal que la misma no salga de funcionamiento ni requiera reparaciones extensas como consecuencia de los daños causados por el evento sísmico.

Resulta indispensable considerar para este estado, el tipo de ocupación de la estructura y la actividad que se realizará dentro de ella con el fin de evitar efectos adversos debido a comportamientos dinámicos de la estructura en combinación con las cargas actuantes. Se puede mencionar el ejemplo de estructuras donde la actividad humana dentro de ellas se deba a actividades rítmicas grupales o debido a maquinaria con fuertes movimientos cíclicos, en estos casos puede darse el caso donde la frecuencia de vibración de la estructura coincida con la aplicación de las cargas llevando a la estructura a un posible estado dinámico de resonancia.

**2) Estado límite de cedencia.** Este estado supone que las deformaciones en cualquier elemento de la estructura que hayan sido calculados de acuerdo a sus capacidades y principios de elasticidad o plasticidad no excedan la capacidad límite de deformación de dicho elemento. Esto puede lograrse mediante la determinación de la capacidad de curvatura o rotación en la articulación plástica en las regiones de fluencia debido a efectos de flexión o a la elongación plástica en las regiones de fluencia.

Es necesario tomar especial cuidado en el diseño de estructuras de retención de suelos, ya que deben considerarse efectos de volteo y deslizamiento, los cuales deberán ser calculados y diseñados en función de las características mismas del tipo de suelo y para ello es necesario la obtención de datos del suelo obtenidos mediante un estudio de campo.

c. **Aspectos sísmicos.** La norma AGIES NR-2:2000 establece una serie de aspectos sísmicos adecuados para el tipo de fallas y las características especiales de la amenaza sísmica que presenta Guatemala. Para aplicar dichos criterios a una estructura es necesario determinar ciertos aspectos por medio de los cuales una estructura puede ser clasificada dentro de un rango específico de riesgo sísmico.

**1) Índice de sismicidad.** Esta es una medida relativa de la severidad esperada para un sismo especificado en una ubicación determinada. Es decir, muestra el nivel de protección sísmica necesaria para el diseño de una obra en un terreno específico.

Guatemala está dividida en lo que se llama *Macrozonas*, las cuales se caracterizan por tener cada una de ellas un índice de sismicidad distinto, variando desde un valor de 2 hasta 4, obviando el valor 1 por no tener en cuenta ninguna recomendación sísmica resultando en un procedimiento de diseño inadecuado para el país en general ya que, aun cuando existan regiones con baja sismicidad, no debe descartarse nunca la posibilidad de ocurrencia de un fenómeno sísmico sea cual sea su período de retorno.

Existe también un índice de sismicidad con un valor de 5, el cual resulta ser el máximo valor que la norma especifica e involucra la implementación de precauciones especiales debido a la expectativa de efectos sísmicos potencialmente severos.

**2) Nivel de protección sísmica.** Anteriormente en este trabajo se definió el sistema de clasificación de obras según la norma AGIES, en base a dicha clasificación la norma refiere un nivel de protección sísmica específico a una obra clasificada según su importancia y un nivel de protección específico. Este nivel de protección se encuentra definido en la sección 1.4 de la norma NR-1:2000. Dicha clasificación se muestra en la tabla mostrada a continuación.

**Cuadro No. 5**  
**Nivel de protección sísmica**

Índice de Sismicidad	Clasificación de obra				
	Crítica	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
5	E	E	D	C2	C1
4	E	D	C2	C1	B
3	D	C2	C1	B	B
2	C2	C1	B	B	A

**3) Sismos de diseño.** La norma AGIES especifica tres distintos sismos de diseño, siendo estos básico, frecuente y extremo. Los mismos se simplifican para su uso dentro de la norma por medio de la utilización de espectros de diseño estandarizados.

Como en cualquier espectro de diseño para un sismo, los mismos dependen tanto del perfil del tipo de suelo sobre el cual se cimienta como del período de vibración de la estructura. Estos dos parámetros están relacionados de manera que el suelo puede amplificar o amortiguar las ondas sísmicas resultando en efectos distintos en las estructuras según su ubicación física y las características del suelo predominante en el lugar.

**a) Perfiles de suelo.** El suelo sobre el cual se cimienta una estructura se puede clasificar en tres grandes categorías, esto se debe a que se trata de simplificar en todo lo posible la determinación de las características propias del suelo predominante; debe tenerse especial cuidado para la edificación de estructuras de cualidades especiales como presas, puentes o grandes edificios, en estos casos es necesario realizar un estudio geotécnico del suelo con el fin de determinar una cota de cimentación adecuada de acuerdo a las fuerzas que ejercerá la estructura.

El primer perfil es suelo tipo S1, éste contempla suelos compuestos mayormente de roca de cualquier tipo, con una velocidad de onda de corte mayor a 800 m/seg, o suelo con una base rocosa situada a una profundidad menor a 50m, compuesto de ceniza volcánica, arena o grava densa o incluso arcilla bien compactada. Este tipo de suelo representa el mejor caso posible de cimentación lo cual se transfiere en una reducción en el factor de amplificación dinámica en períodos mayores a 1 seg.

El segundo tipo de perfil, corresponde al suelo tipo S2, este incluye suelos firmes y compuestos de materiales similares al suelo tipo S1 como ceniza volcánica, arena y grava densas o arcillas compactadas pero dicho perfil de suelo posee una base rocosa a una profundidad mayor a 50m.

El tercer perfil es el suelo tipo S3 que incluye suelos compuestos por depósitos de 10m de espesor de cenizas volcánicas, arenas y limos sueltos, así como depósitos de 10m a 20m de espesor compuestos de arcillas blandas con o sin estratos intermedios de arena. Este perfil supone malas condiciones del suelo para la cimentación pero se encuentra dentro de los parámetros aceptables para soportar las cargas aplicadas por la estructura. Es posible que existan perfiles de suelo con estratos compuestos por suelos difíciles de trabajar como arcillas compresivas y depósitos orgánicos. En estos casos deberá realizarse estudios geotécnicos detallados con el fin de definir si el suelo es capaz de cargar la estructura, de lo contrario deberá seleccionarse otra ubicación para la misma. Los parámetros de amplificación sísmica deberán ser determinados en este estudio.

Cualquier perfil de suelo que no pueda clasificarse tanto como en un perfil de suelo S1 o S3, deberá clasificarse como tipo S2. Así mismo se asume para cálculos de cargas sísmicas un amortiguamiento del 5% para los perfiles de suelo.

Para la determinación del factor de amplificación sísmica es necesario utilizar las siguientes relaciones o referirse a las figuras 3.2, 3.3 y 3.4 de la norma NR-2:2000 para determinarse de forma gráfica, ambos métodos son equivalentes.

**Cuadro No. 6**  
**Funciones de amplificación dinámica**

Amplificación dinámica	
$T < T_a$	$D(T) = 1.0 + 1.5(T/T_a)$
$0 < T < T_b$	$D(T) = 2.5$
$T > T_b$	$D(T) = 2.5(T_b/T)^{0.67}$

**Cuadro No. 7**  
**Valor de los períodos  $T_a$  y  $T_b$  para distintos perfiles de suelo**

	Perfil del suelo		
	S1	S2	S3
$T_a$	0.12	0.12	0.12
$T_b$	0.40	0.60	1.00

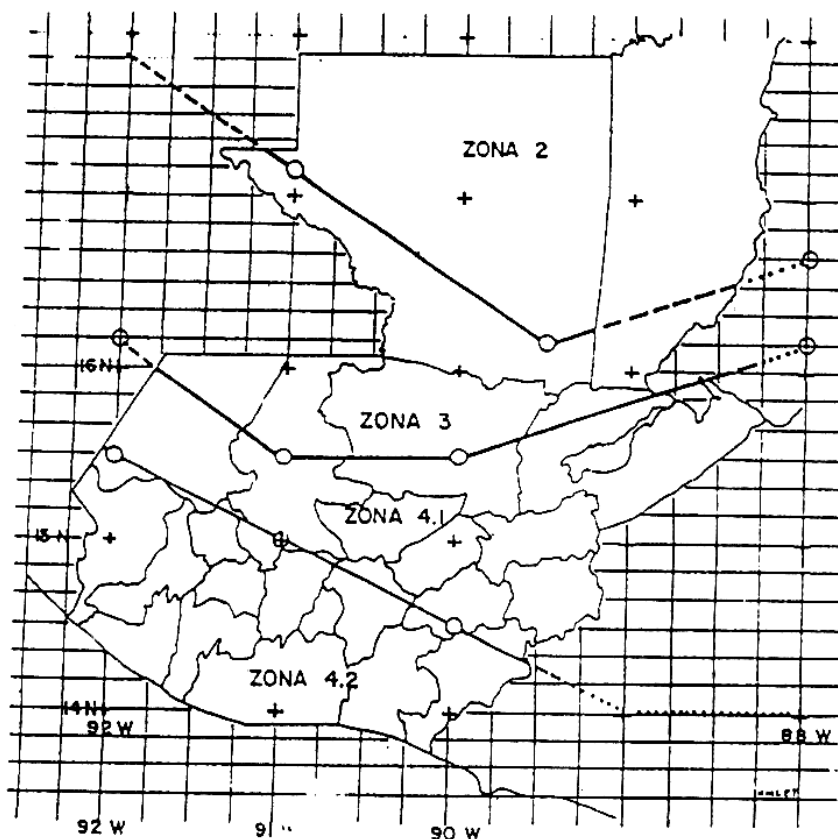
**b) Sismo básico.** Este sismo se define como un sismo con un 90% de probabilidad de no excedencia en 50 años, aplicado para el estado límite de cedencia. Este sismo es el que deberá utilizarse para el diseño de cualquier estructura que no requiera análisis de comportamiento postelástico, se asume que la estructura puede estar sujeta a las cargas sísmicas de un sismo básico durante su vida útil, pero éste no representa el máximo sismo que puede desarrollarse debido a las fallas presentes en la región. El mismo se define por medio de la siguiente ecuación,

$$S_a(T) = A_0 D(T) \quad (\text{Ecuación 3.1 AGIES NR-2:2000})$$

En donde,

- $S_a(T)$  = Respuesta sísmica máxima de un oscilador elástico de un grado de libertad
- $D(T)$  = Amplificación dinámica de la respuesta máxima del oscilador elástico de un grado de libertad, se determina por medio de las gráficas que se muestran a continuación y depende tanto del período de vibración de la estructura como del perfil del tipo de suelo sobre el cual se cimienta la estructura.
- $T$  = Período de vibración del oscilador, se define como el período fundamental de vibración de la estructura o de algún modo no fundamental que sea analizado.
- $A_0$  = Aceleración máxima efectiva del terreno correspondiente al sismo básico de diseño determinado por medio de la figura No. 1 y el cuadro No. 6 que se muestran a continuación,

Figura No. 11  
Mapa de AGIES de macrozonificación sísmica de Guatemala



La retícula de este mapa coincide con el mapa 1:50,000 de la República de Guatemala

Cuadro No. 8  
Aceleraciones máximas efectivas para el sismo básico y sismo frecuente

Zona	$I_0$	$A_0$	$A_f$
2	2	0.15g	0.015g
3	3	0.15g a 0.40g	0.015g a 0.150g
4.1	4	0.40g	0.150g a 0.200g
4.2	5	0.40g	0.200g

c) **Sismo de servicio.** Toda estructura es diseñada para una vida útil definida en donde al término de la misma puede llegar a darse el caso en donde el mantenimiento correctivo tenga un costo anual tan alto que resulte financieramente mas adecuado demoler y reedificar la estructura. Tomando esto en consideración, dentro del análisis sísmico se estima que la estructura estará sujeta una serie de sismos frecuentes, estos son denominados dentro de AGIES como sismos de servicios, los cuales la estructura deberá soportar sin sufrir daños estructurales y cualquiera de estos daños debe ser reparable. El sismo de servicio se define como se muestra,



$$S_r(T) = A_r D(T) \quad (\text{Ecuación 3.2 AGIES NR-2:2000})$$

En donde,

- $S_r(T)$  = La respuesta ante un sismo de servicio, medida en función de la gravedad.  
 $A_r$  = La medida de la aceleración máxima del suelo producida por un sismo de servicio definida por medio del cuadro No. 8 mostrado anteriormente.

**d) Sismo extremo.** Este sismo se define como la máxima intensidad que puede ocurrir en un sitio debido al riesgo que presentan las fallas cercanas. Este sismo resulta útil para el análisis de estructuras que requieran de un análisis de comportamiento postelástico donde los elementos lleguen a fluir por efectos de la ductilidad de la estructura. AGIES muestra una guía para el cálculo de los efectos de este tipo de sismos, pero se define como una guía general, una descripción más amplia para la determinación de un sismo extremo debe realizarse tomando en cuenta otros factores que pueden ser obtenidos de mapas de amenaza sísmica y estudios más detallados de la sismicidad de la zona. En todo caso, debe limitarse como mínimo valor de las cargas aplicadas por el sismo como las obtenidas mediante la siguiente ecuación,

$$S_u(T) = 1.3A_o D(T)k_u(T) \quad (\text{Ecuación 3.2 AGIES NR-2:2000})$$

En donde,

- $S_u(T)$  = Respuesta ante un sismo extremo  
 $k_u(T)$  = Factor de modificación de la función  $D(T)$  que toma en cuenta el amortiguamiento post-elástico de la estructura al momento que sus elementos fluyan.

**d. Diseño utilizando el método LRFD.** Las provisiones de diseño especificadas por el método LRFD implican que la resistencia de diseño de cada uno de los elementos estructurales iguale o supere la resistencia requerida determinada por medio de las combinaciones de carga LRFD.

El diseño se basa en la siguiente suposición,

$$R_u \leq \phi R_n \quad (\text{Ecuación B3-1 AISC A360-05})$$

En donde,

- $R_u$  = resistencia requerida según el método de diseño LRFD  
 $R_n$  = resistencia nominal determinada para el tipo de carga que es aplicada a la pieza  
 $\phi$  = factor de resistencia para el tipo de carga  
 $\phi R_n$  = resistencia de diseño del elemento

**1) Diseño de elementos a tensión.** Como en todo elemento sujeto a cargas, la esbeltez del mismo resulta en ciertos casos más crítica que las mismas cargas aplicadas, en el caso de la tensión no es necesario que los elementos cumplan con un factor de esbeltez determinado pero es recomendable limitar la esbeltez del elemento a,

$$(L/R) < 300$$

Donde L es la longitud no embreizada del elemento y r el radio de giro gobernante.

Para el caso de elementos sometidos a tensión es necesario realizar dos chequeos principales, el primero de ellos es para el caso de fluencia en la sección gruesa de la pieza y el segundo de ellos para la ruptura en la sección neta, a continuación se describe la forma de realizar estas comprobaciones,

Para el caso de fluencia por tensión en la sección gruesa utilizamos el factor de resistencia  $\phi_t = 0.90$

$$P_n = F_y A_g \quad (\text{Ecuación D2-1 AISC A360-05})$$

Y para el caso de ruptura de la sección neta a tensión utilizamos el factor de resistencia de  $\phi_t = 0.75$

$$P_n = F_u A_g \quad (\text{Ecuación D2-2 AISC A360-05})$$

El área gruesa se define como el área completa de una sección transversal a la dirección de aplicación de carga de la sección del elemento analizado.

El área neta,  $A_n$ , de la sección del elemento es la suma de los productos del espesor de la pieza y el ancho neto de cada elemento, calculado de la siguiente manera. Al momento de calcular el área neta para tensión y corte el ancho de un agujero para pernos debe considerarse como 1/16 de pulgada (2 mm) mayor de la dimensión nominal del mismo. Para una cadena de agujeros a lo largo de alguna diagonal o línea descrita a manera de zigzag, el espesor neto de la pieza debe ser obtenido al deducir del ancho grueso la suma de los diámetros de todos los agujeros a lo largo de la diagonal y adicionando para cada espacio en la cadena de agujeros la cantidad  $s^2/4g$ , donde s es el espaciamiento longitudinal de centro a centro de cualquier par de agujeros y g es el espaciamiento transversal de centro a centro entre las líneas de pernos.

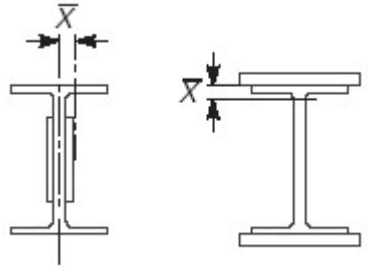
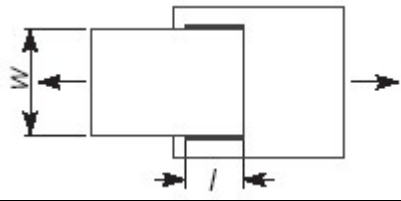
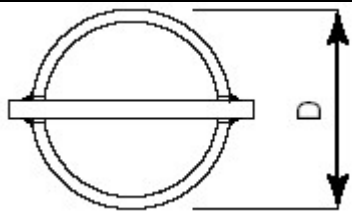
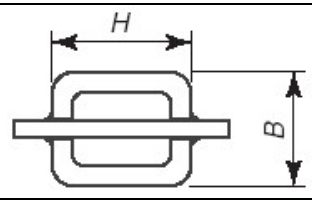
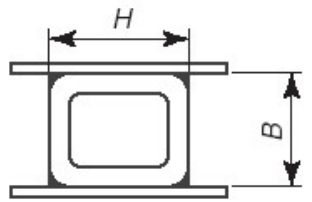
El área efectiva,  $A_e$ , del elemento a tensión se determina por medio de la siguiente ecuación,

$$A_e = A_n U \quad (\text{Ecuación D3-1 AISC A360-05})$$

Donde el factor U es determinado por medio de la tabla D3.1 de las especificaciones AISC A360-05 Specifications For Structural Steel Buildings.

Cuadro No. 9

## Factor de reducción de corte según AISC A360-05 Tabla D3.1

Factores de reducción de cote para conexiones de miembros a tensión				
Caso	Descripción del elemento	Factor de Corte U	Ejemplo	
1	Todos los miembros a tensión donde la carga de tensión es transmitida directamente a los elementos atravesados en sección por medio de sujetadores o soldaduras (Excepto casos 3, 4, 5 y 6)	$U = 1.0$	---	
2	Todos los miembros a tensión excepto platinas y secciones HSS, donde la carga de tensión es transmitida a algunos elementos atravesados en sección por medio de sujetadores o soldaduras longitudinales (Para secciones W, M, S y HP se usará el caso 7)	$U = 1 - \bar{x}/l$		
3	Todos los miembros a tensión donde la carga de tensión es transmitida por soldaduras transversales a algunos de los elementos atravesados en sección	$U = 1.0$ $A_n =$ área de los elementos directamente conectados	---	
4	Platinas donde la carga de tensión es transmitida únicamente por soldaduras longitudinales	$l \geq 2w \dots U = 1.0$ $2w > l \geq 1.5w \dots U = 0.87$ $1.5w > l \geq w \dots U = 0.75$		
5	Secciones redondas HSS con una placa conectora tipo gusset	$l \geq 1.3D \dots U = 1.0$ $D \leq l < 1.3D \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = D/\pi$		
6	Secciones rectangulares HSS	Una placa concéntrica gusset	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		Dos placas laterales gusset	$l \geq H \dots U = 1 - \bar{x}/l$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	

7	Secciones W, M, S, HP ó T derivadas de estas secciones. (Si U es calculado de acuerdo al caso 2, se permite el uso del mayor valor)	Con un patín conectado con 3 ó más sujetadores por línea en la dirección de la carga	$b_f \geq 2/3d \dots U = 0.90$ $b_f < 2/3d \dots U = 0.85$	---
		Con el alma conectada con 4 ó más sujetadores en la dirección de la carga	U = 0.70	---
8	Angulares simples (Si U es calculado de acuerdo al caso 2, se permite el uso del mayor valor)	Con 4 ó más sujetadores por línea en dirección de la carga	U = 0.80	---
		Con 2 ó 3 sujetadores por línea en dirección de la carga	U = 0.60	---
Donde L = longitud de la conexión, W = ancho de la placa, X = excentricidad de la conexión, B = ancho predominante de un miembro rectangular HSS medido en un ángulo de 90 grados a partir del plano de conexión, H = altura predominante de un miembro rectangular HSS medido en el plano de la conexión.				

Los elementos conectores de miembros a tensión necesitan de una serie de revisiones adicionales en las cuales se consideran efectos que ocurren en el material por el mismo efecto de la aplicación de las cargas estáticas, estos efectos son fluencia, fractura y bloque de cortante

En el caso del análisis de la fluencia de elementos de conexión soldados, remachados o atornillados es necesario realizar el siguiente chequeo

$$\phi_t P_n = \phi_t A_g F_y \quad \text{Tomando } \phi_t = 0.90 \quad (\text{Ecuación D2-1 AISC A360-05})$$

Para el caso de fractura en elementos de conexión atornillados o remachados se evalúa lo siguiente, tomando en cuenta que para estos casos el área neta,  $A_n$ , debe restringirse a un máximo de 0.85 veces el área gruesa,  $A_g$

$$\phi_t P_n = \phi_t A_n F_u \quad \text{Tomando } \phi_t = 0.75 \quad (\text{Ecuación D2-2 AISC A360-05})$$

En cuanto al análisis del bloque de cortante, este se debe al hecho que durante la aplicación de las cargas a un elemento de conexión se generan trayectorias de falla que involucren tensión en un plano y cortante en el plano perpendicular, pero se asume que estos efectos no alcanzan su máxima magnitud simultáneamente por lo que uno de los planos fluirá antes de alcanzar la ruptura. Por lo que el área menor fluirá ante los efectos de la tensión antes que ocurra la ruptura del área mayor. Debido a que en ocasiones resulta difícil discernir cual elemento estará sujeto a una carga determinada es necesario evaluar ambas condiciones simultáneamente, resultando en los dos posibles casos que se muestran a continuación,

Para evaluar fractura por tensión y fluencia por cortante se utiliza la siguiente comprobación,

$$P_{bs} = \phi(F_u A_{nt} + 0.6F_y A_{vg})$$

Para el caso de fractura por cortante y fluencia por tensión se comprueba los siguiente,

$$P_{bs} = \phi(F_y A_{tg} + 0.6F_u A_{ns})$$

Para ambos casos se tomará el factor  $\phi$  como 0.75, y los términos mostrados se definen como,

$A_{vg}$  = área total sujeta a cortante

$A_{tg}$  = área total sujeta a tensión

$A_{ns}$  = área neta sujeta a cortante

$A_{nt}$  = área neta sujeta a tensión

**2) Diseño de elementos a compresión.** Para el diseño de elementos sujetos a compresión axial, la resistencia compresiva nominal,  $P_n$ , debe ser el menor valor obtenido a partir del análisis de los estados límites de diseño para pandeo por flexión, pandeo torsional y pandeo debido a la combinación simultanea de flexión y torsión. Estos estados límites únicamente son aplicables de acuerdo a la sección que se utilice. Para el caso de secciones doblemente simétricas y simplemente simétricas es aplicable el pandeo por flexión. Para el caso de secciones simplemente simétricas, secciones asimétricas y ciertas secciones doblemente simétricas pueden ser aplicables los casos de pandeo por torsión o por la combinación de torsión y flexión.

El factor de resistencia utilizado para el análisis de elementos sujetos a compresión es de  $\phi_c = 0.90$

Las limitaciones de esbeltez para elementos sujetos a compresión axial se determinan por la siguiente relación,

$$KL / r < 200$$

Donde K es el factor efectivo de longitud del elemento, L es la longitud no embreizada del elemento y r es el radio de giro gobernante. El factor K es determinado de acuerdo a las condiciones de borde del elemento según se describe en la sección C2 de las especificaciones AISC A360-05 Specifications For Structural Steel Buildings.

Para elementos donde la longitud no embreizada torsional es mayor la longitud no embreizada lateral, resulta más crítico el diseño de elementos mediante el siguiente procedimiento para miembros sujetos a esfuerzos de compresión sin elementos esbeltos. La siguiente ecuación define la fuerza nominal compresiva,  $P_n$ ,

$$P_n = F_{cr} A_g$$

(Ecuación E3-1 AISC A60-05)

Donde el factor de resistencia al pandeo por flexión,  $F_{cr}$ , se determina de la siguiente manera,

$$\text{Cuando } \frac{KL}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{ó ocurra que } F_e \geq 0.44F_y$$

$$F_{cr} = \left[ 0.658 \frac{F_y}{F_e} \right] F_y \quad (\text{Ecuación E3-2 AISC A360-05})$$

$$\text{Cuando } \frac{KL}{r} \geq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \text{ó ocurra que } F_e < 0.44F_y$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (\text{Ecuación E3-3 AISC A360-05})$$

En donde,

$F_e$  = Esfuerzo elástico crítico para el pandeo determinado mediante la siguiente ecuación,

$$F_e = \frac{p^2 E}{\left( \frac{KL}{r} \right)^2} \quad (\text{Ecuación E3-4 AISC A360-05})$$

**e. Recomendaciones de diseño AGIES.** A continuación se detallarán las recomendaciones de AGIES para elementos dentro de un diseño de edificios de acero estructural, éstas en su gran mayoría son referidas principalmente al código AISC LRFD en la versión más reciente según se especifica en las normas.

El conjunto de recomendaciones pretende reforzar ciertos criterios sismorresistentes que pueden estar poco detallados en el código AISC LRFD, esto debido a que este código se enfoca tanto en aspectos sísmicos como en comportamiento ante fuerzas de viento, nieve y otros elementos. En vista de esto AISC elaboró un complemento en el año 2005 que provee criterios sismorresistentes, dicho complemento es el AISC A360-05 Specification for Structural Steel Buildings.

**1) Columnas.** Las columnas requieren un especial proceso de diseño y revisión ya que se pretende lograr un comportamiento llamado "columna fuerte, viga débil". Éste pretende lograr que al momento de que la estructura sufra el embate de un sismo o algún otro factor natural que puede llevar a aplicar fuerzas suficientemente grandes en magnitud como para hacer sobrepasar la resistencia especificada de los materiales en el diseño original, la estructura se comporte de manera que las vigas fluyan antes que las columnas lleguen a hacerlo. Esto logra que la estructura disipe cierta cantidad de energía adicional por medio del flujo plástico de los elementos, manteniendo su integridad estructural logrando proteger la vida humana. Las vigas suelen ser reparables, aun cuando hallan fluido, y esto

representa un menor costo en materiales y mano de obra de lo que representaría la reparación de una columna, donde la estructura podría quedar fuera de servicio durante este proceso.

Las columnas de una estructura deberán ser revisadas al momento de que la relación entre la resistencia nominal facturada y la carga última aplicada sea mayor a 0.40 de manera que,

$$(P_u/\phi P_n) > 0.4$$

En estos casos se deben satisfacer los siguientes requisitos,

**a) La resistencia requerida a compresión axial, en ausencia de momentos, será determinada por medio de la combinación de cargas**

**1.2D + 0.5L + 0.2S + WoQe.** Se deberá revisar dentro del método de diseño que la siguiente combinación de cargas se encuentre dentro de los chequeos realizados para el análisis estructural. Si se utiliza un programa de computadora, como ocurre en este caso, será necesario incluir dicha combinación de cargas dentro del conjunto de chequeos que realiza el programa.

**b) La resistencia requerida a compresión axial, en ausencia de momentos, será determinada por medio de la combinación de cargas**

**0.9D - WoQe.** Al igual que la combinación de cargas anterior, se deberá revisar que la combinación aquí mostrada sea incluida dentro de los chequeos realizados para el método de análisis estructural que se esté utilizando. Para efectos de diseño, se deberá utilizar la carga que produzca los efectos más críticos dentro de la estructura, pudiendo ser combinaciones de cargas descritas dentro de los códigos ASCE o AISC LRFD, como las distintas cargas de AGIES.

**c) No exceder las limitaciones establecidas por la norma.** Para las combinaciones de carga anteriormente mostradas es necesario que se limiten los efectos de dichas combinaciones a límites máximos en función de los efectos máximos ante una amenaza para Guatemala. Éstas incluyen limitar la carga máxima que se transfiere a las columnas teniendo en consideración para ello 1.10Ry veces las resistencias nominales de las vigas o contravientos que se encuentren físicamente conectadas a ellas.

Adicionalmente es necesario considerar como límite máximo para el diseño estructural el resultante de la resistencia de la cimentación al volteo, ya sean estas cimentaciones por medio de zapatas, pilotes, losas de cimentación, etc. ya que no importando el caso, el volteo puede producirse debido a irregularidades del terreno, siendo el suelo y su topografía el factor más crítico.

**d) Empalmes de columnas.** Para cualquier empalme en columna, éste deberá tener una resistencia de diseño que supere la resistencia requerida por la combinación de cargas 4.1 y 4.2 de la norma AGIES, así como los requerimientos de resistencia descritos en las secciones a) y b) de este capítulo.

Así mismo se especifica que para los empalmes de columnas, si éstos están realizados mediante soldaduras de filete o soldaduras de penetración parcial, no podrán ubicarse a una distancia mayor a 1.20m o la mitad de la altura libre de la columna, cualquiera sea el menor, medidos a partir de los extremos del elemento.

Si hubiera columnas sujetas a tensión, se deberá proveer cierta capacidad a deformación por ductilidad dentro de las soldaduras que sean utilizadas para ello serán requeridos materiales que dispongan de suficiente tenacidad como se describe en la sección de otras conexiones posteriormente en este trabajo. Y, adicionalmente satisfacer los siguientes requisitos.

El primero de ellos es asegurarse que la resistencia de diseño de cualquier junta realizada mediante soldadura de ranura de penetración parcial sea de al menos el 200% de la resistencia requerida por el diseño estructural. El segundo requisito implica que la resistencia mínima requerida para cada patín sea de al menos,

$$0.5R_yF_yA_r$$

Donde  $A_r$  es el área del patín de la columna empalmada más pequeña.

Adicionalmente, el uso de la soldadura de ranura de penetración parcial en empalmes donde ocurra reducción de espesores o anchos de platinas o almas no requerirá el uso de elementos adicionales para la reducción paulatina de áreas y espesores entre los elementos.

## 2) Tipo de conexiones

**a) Conexiones simples.** Una conexión simple es aquella en la cual se desprecia el momento a lo largo de la misma. Dentro de un análisis de la estructura se asume que las conexiones simples permiten rotaciones relativas entre los elementos que conectan. Una conexión simple debe tener la suficiente capacidad para acomodar la rotación requerida entre elementos determinada por el análisis de la estructura. En este tipo de conexiones es permitida la rotación inelástica.

**b) Conexiones a momento.** Este tipo de conexiones transmiten el momento a lo largo de la conexión. Existen dos tipos de conexiones resistentes a momento, Totalmente Restringida y Parcialmente Restringida.

**d) Conexión a momento totalmente restringida.** Supone que los elementos que están siendo conectados no sufren rotación relativa entre ellos, y, es necesario que en el diseño de las mismas sea puesta especial atención en la resistencia y rigidez de la pieza para que la misma posea la capacidad de mantener el ángulo entre los miembros conectados cuando se alcance el estado límite de resistencia. Cualquier rotación entre elementos puede ser despreciada.



**e) Conexión a momento parcialmente restringida.** Este tipo de conexiones transmiten momentos, pero la rotación relativa entre elementos conectados no puede ser despreciada. Dentro del análisis de la conexión, esta debe ser capaz de soportar la rotación y los esfuerzos que serán aplicados a la misma. Este tipo de conexiones deben tener la suficiente capacidad de deformación, resistencia y rigidez en los estados límite de resistencia.

**f) Juntas pernadas.** La norma de AGIES NR-7-5:2001 especifica que tanto este tipo de conexiones, si las mismas forman parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas satisfaga las especificaciones del código AISC LRFD en su edición más reciente. Así mismo se especifican ciertos requerimientos adicionales propuestos por la norma.

Como recomendación general, la norma AGIES, especifica que para las conexiones con pernos en cualquier miembro que forma parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas sean dispuestas de manera que se logre un estado límite dúctil lo que controle el diseño. De esta manera puede ser diseñada tanto la unión como el elemento que une, el que logre mediante la ductilidad que presente disipar las fuerzas sísmicas a las que pueda estar sujeta la estructura.

Dentro de los requerimientos generales, se especifica que las juntas con pernos no sean diseñadas para compartir cargas con juntas soldadas en la misma superficie de contacto, es decir, las uniones deberán ser diseñadas de manera que la falla de una de las dos conexiones ya sea por defectos del material o por ser sobrepasados sus esfuerzos últimos, no implique la falla inminente de la otra conexión.

Otro requerimiento especifica que, para las uniones pernadas, los agujeros que sean utilizados deberán ser agujeros estándar o agujeros rasurados para tener cierta holgura, tomando en cuenta que esta ranura deberá ser dispuesta de manera perpendicular al sentido de aplicación de la carga, a menos que mediante pruebas previas, el tipo de unión pueda ser garantizado.

En cuanto a la resistencia de las juntas pernadas éstas deberán ser diseñadas tanto para soportar corte como tensión combinada con corte mediante los requerimientos especificados por el código AISC LRFD, haciendo la revisión adicional que la resistencia nominal por aplastamiento en los agujeros pernados deberá ser menor a  $2.4d_t F_u$

**g) Conexiones soldadas.** Cualquier soldadura que sea realizada en campo deberá ser realizada por personal capacitado que siga los procedimientos de soldadura establecidos en la norma AWS D.1.1, está, como cualquier otro trabajo que se realice sobre cualquier elemento metálico en campo deberá ser revisado y aprobado por el ingeniero supervisor utilizando los métodos que éste considere pertinentes. Éste también será el encargado de realizar cualquier discontinuidad dentro de las zonas de articulación de los elementos estructurales, las cuales pudieran haber sido producidas debido a errores en obra, por defectos dentro de la fabricación o montaje de los mismos, socavaduras debido a defectos en las soldaduras de arco y cortes por medios térmicos.

Debido a que las soldaduras no proveen un eficiente comportamiento dúctil durante la aplicación de fuerzas sísmicas y el hecho que las mismas son aplicadas cíclicamente en los elementos, la norma AGIES recomienda que para el material utilizado para la soldadura, el mismo posea una tenacidad de muesca del tipo "Charpi V-Notch" de al menos 28 Kg-m a  $-29^{\circ}$  C determinada según requerimientos del código AWS y el fabricante del material de soldadura.

**h) Otras conexiones.** Existen otro tipo de conexiones que pueden ser realizadas en los elementos estructurales, éstas incluyen las conexiones a cortante que suelen ser unidas a los patines de los elementos mediante soldadura. La recomendación de la norma consiste en tratar de evitar que las mismas sean ubicadas en zonas donde se espere la formación teórica de una articulación plástica. Éstas zonas estarán definidas tomando como longitudes iguales hacia cada extremo del elemento medidas a partir del punto teórico de aparición de la articulación como un medio del peralte de la viga.

Como dato final, no se recomienda el uso de soldaduras, pernos, tornillos o uniones por medio de disparos para la sujeción de elementos no estructurales como angulares perimetrales, fachadas exteriores, particiones, ductos, tuberías, etc. dentro de las zonas donde se espere la aparición de una articulación plástica, esto debido a que las mismas pueden llegar a sufrir daños durante un sismo o evento adverso aplicado a la estructura que lleve a sus elementos a formar éste tipo de articulaciones. Fuera de estas zonas donde se espera la aparición de articulaciones plásticas es permitido el uso de conexiones que involucren la perforación de los miembros estructurales únicamente si se demuestra que el área neta al descontar los agujeros que fueron abiertos en el elemento debido a la conexión, no reduzcan la capacidad a momento del elemento por debajo de los requerimientos establecidos en el diseño estructural del mismo.

**3) Marcos especiales basados en momento (MERM).** Este tipo de marcos supone que la estructura experimentará deformaciones inelásticas de gran magnitud debido a la aplicación de fuerzas sísmicas. En este tipo de marcos se debe tener especial cuidado que las conexiones sean correctamente diseñadas para resistir los momentos que puedan ser aplicados durante un movimiento sísmico y que las mismas permitan la rotación de los elementos que unen. Los mismos deberán satisfacer las recomendaciones de AGIES para sus distintos componentes, siendo estos, los mismos elementos y las distintas particularidades de las uniones y conexiones.

**a) Juntas y conexiones entre vigas y columnas.** La manera de comprobar que las conexiones a momento funcionan en la práctica como conexiones que no permiten rotación de los elementos que unen, es mediante el uso de pruebas de laboratorio donde se compruebe que la conexión diseñada durante pruebas cíclicas demuestre una deriva angular entre pisos sucesivos de al menos 0.04 radianes. Esto se debe realizar mediante el uso de, al menos, dos pruebas cíclicas que se basen, ya sea, en pruebas de investigaciones previas o pruebas documentadas en otros proyectos con características razonablemente similares, o mediante pruebas realizadas específicamente para el proyecto donde deben usarse elementos, configuraciones de las conexiones y resistencias de materiales iguales a los que se utilizarán en el campo.

En obras donde no sea posible realizar estas pruebas y se disponga de datos de otros proyectos, pero los mismos no contengan las secciones específicas requeridas, es permitido que los datos sean obtenidos mediante la extrapolación o interpolación de resultados de ensayos siempre que esto sea realizado mediante un análisis racional que tome que cuenta que los elementos con espesores mayores y menores, así como las fuerzas de distintas magnitudes tienen diferentes efectos en los elementos estructurales. Existe, no obstante, ciertas limitaciones dentro de las posibles comparaciones de elementos, ya que las vigas que posean un  $F_y$  un 15% menor que el  $F_y$  de los elementos del análisis de los cuales se están obteniendo los datos no podrán ser comparadas ya que los comportamientos entre ambos varía lo suficiente como para requerirse un análisis específico.

Dentro de los ensayos entre conexiones de viga y columna, es necesario determinar que la resistencia a flexión determinada en una cara de la columna, iguale o supere al momento plástico de la viga en rotación inelástica, esto para lograr cumplir con la filosofía de viga débil, columna fuerte, donde se espera que la viga fluya primero y la columna logre cumplir en su rango dúctil los requerimientos de resistencia ante fuerzas sísmicas. Existen ciertos casos donde esto no es requerido, esto es cuando el límite de resistencia de la viga sea determinado por pandeo local y no por cedencia o cuando sean utilizadas vigas de sección reducida, en estos casos la resistencia flexional mínima deberá ser 0.8Mp de la viga.

En el caso donde las conexiones sean específicamente para soportar rotaciones debido a la deformación de los materiales y estos cumplan con la resistencia especificada en el diseño, deberá considerarse dentro del análisis estructural que esta rotación adicional sea soportada por la estructura completa, ya que se generan esfuerzos adicionales por efectos de segundo orden.

Para el diseño de la conexión entre viga y columna, el cortante último deberá ser determinado mediante la combinación de cargas 4.1 de AGIES sumada al cortante resultante de la aplicación de las fuerzas 1.1RyFyZ

**b) Zona de panel en conexión viga y columna en el eje fuerte.** Para determinar la resistencia a cortante de la zona de panel deberá tomarse como mínimo el resultante de la suma de momentos aplicados a las caras de las columnas al proyectar los momentos esperados en las articulaciones plásticas de las columnas hacia las caras, para el chequeo de esto deberá utilizarse la relación  $\phi_v R_v$ , utilizando  $\phi_v = 1.0$ , y las siguientes ecuaciones,

Cuando  $0.5P_y \geq P_u$

$$R_y = 0.6F_y d_c t_p \left[ 1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b b_c t_p} \right] \quad (\text{Ecuación K1-11 AISC LRFD 1999})$$

Cuando  $0.5P_y < P_u$

$$R_y = 0.6F_y d_c t_p \left[ 1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b b_c t_p} \right] \left[ 1.9 - \frac{1.2P_u}{P_y} \right] \quad (\text{Ecuación K1-12 AISC LRFD 1999})$$

El espesor de la zona del panel, que comprende el espesor del alma de la columna y cualquier platina de refuerzo que se encontrara presente no deberá ser menor a,

$$t \geq \frac{(d_z + w_z)}{90} \quad (\text{Ecuación 9-2 AGIES NR-7-5: 2001})$$

En donde,

$d_z$  = peralte de la zona del panel entre platinas

$w_z$  = ancho de la zona del panel entre patines de la columna

Las platinas de refuerzo en la zona del panel deben ser soldadas a los patines de la columna utilizando soldadura de acanaladura de penetración completa o soldadura de filete. Sea cual sea la forma de unión seleccionada, ésta deberá satisfacer los requerimientos de resistencia según el diseño de las columnas. Como recomendación, las platinas deberán ser soldadas en todo su ancho para lograr una eficiente distribución de las fuerzas al ser transmitidas hacia este elemento, así mismo deben colocarse, en la medida de lo posible en pares, aun cuando el diseño no lo requiera, esto con el fin de tener distribuciones simétricas tanto de elementos, así como en planos de resistencia.

**c) Limitaciones de vigas y columnas.** En cuanto al área del patín de la viga, este no deberá sufrir de cambios bruscos en las cercanías de donde pudieran ocurrir articulaciones plásticas a menos que se demuestre su resistencia y correcto comportamiento mediante pruebas de laboratorio. En cuanto a relaciones ancho espesor, las vigas deberán satisfacer el  $\lambda_p$  según el siguiente cuadro siempre y cuando el valor de la relación de momentos siguiente no sea igual a 2.0, para tal caso será necesario utilizar la el cuadro B5-1 del código AISC LRFD.

$$\frac{\Sigma M_{p_c}^*}{\Sigma M_{p_b}^*} > 1.0 \quad (\text{Ecuación 9-3 AGIES NR-7-5: 2001})$$

En donde,

$\Sigma M_{p_c}^*$  = Suma de los momentos de la columna por arriba y debajo de la junta en la intersección de las líneas centrales de la viga y de la columna, ésta se obtiene sumando las proyecciones desde la línea central de las resistencias flexionantes nominales. Si se aplica una reducción por fuerza axial aplicada a la columna, la suma se puede tomar como  $\Sigma Z_c (F_{y_c} - (P_{u_c}/A_g))$ . Donde  $Z_c$  es el módulo de sección plástico de la columna.

$\Sigma M_{p_b}^*$  = Suma de los momentos de la viga en la línea de intersección de las líneas centrales de la viga y columna, se calcula sumando las proyecciones hasta la línea central de la columna, de las resistencias flexionales esperadas de la viga desde la localización de la articulación plástica. Se puede tomar como  $\Sigma (1.1 R_y M_p + M_v)$ , donde  $M_v$  es el momento adicional debido a la amplificación del esfuerzo cortante desde la localización de la articulación plástica hasta la línea central de la columna. Si se utilizan vigas con sección reducida es permitido tomar la sumatoria como  $\Sigma (1.1 R_y F_y Z + M_v)$ , siendo  $Z$  el módulo de sección plástico mínimo de la sección reducida de la viga.

**Cuadro No. 10**  
**Límite de relación ancho-espesor  $\lambda_p$  para elementos a compresión**

Elemento	Relación Ancho/Espesor	Valor Límite $\lambda_p$
Patines de perfiles tipo "I" laminados, vigas híbridas o soldadas y canales en flexión	$\frac{b}{t}$	$\frac{436}{\sqrt{F_y}}$
Almas a compresión	$\frac{h_c}{t_w}$	$\text{Si } \frac{P_u}{(j_b P_y)} \leq \frac{4360}{\left(\frac{1.54 P_u}{j_b P_y}\right) \sqrt{F_y}}$ $\frac{P_u}{(j_b P_y)} \leq 0.125 \left\{ \frac{1602}{\left(2.33 - \frac{P_u}{j_b P_y}\right) \sqrt{F_y}} \right\} \geq \frac{2121}{\left(\frac{P_u}{j_b P_y}\right) \sqrt{F_y}}$
Tabular redondo HSS en compresión axial y flexional y axial combinadas	$\frac{D}{t}$	$\frac{10900}{\sqrt{F_y}}$
Tabular rectangular HSS en compresión axial y flexional combinadas	$\frac{b}{t}$ o $\frac{h_c}{t}$	$\frac{922}{\sqrt{F_y}}$

**d) Restricción de conexión viga-columna.** La norma especifica ciertos aspectos en cuanto a restricciones de conexiones entre vigas y columnas, siendo una de ellas el hecho que las alas de la columna en las conexiones entre vigas y columnas requieren de soporte lateral en el patín superior de las vigas cuando éstas permanezcan en su estado elástico fuera de la zona del panel durante la aplicación de cargas, esto puede ser revisado mediante la ecuación 9-3 de la norma NR-7-5:2001, cuando ésta sea mayor que 2.

Si lo anterior no se cumpliera para alguna de las restricciones deberá revisarse que las alas de las columnas sean soportadas lateralmente en tanto el patín superior como en el inferior de las vigas, cada sopote estaría diseñado para resistir el 2% de la resistencia nominal de la platina de la viga mediante la ecuación,

$$0.02F_y b_f t_{bf}$$

Así mismo, estas alas deberán ser soportadas lateralmente por medio del alma de la columna o por los patines de las vigas que se encuentran ubicadas perpendicularmente.

En conexiones no restringidas, las columnas que tengan una conexión entre viga y columna sin soporte lateral transversal al marco sismorresistente, cuando exista una conexión, ésta deberá ser diseñada cambiando el dato de la altura de la columna por el de la distancia vertical entre los soportes laterales adyacentes y mediante los requerimientos del código AISC LRFD capítulo H.

Deberán hacerse una serie de cambios a lo que el código AISC LRFD recomienda, éste cambio involucra el factor sísmico E dentro de la combinación de cargas A4-5 por el menor valor entre la fuerza sísmica amplificada de AGIES, el 125% de la resistencia de diseño del marco siendo ésta por resistencia flexional de la viga o por corte de la zona del panel, una relación de esbeltez de la columna  $L/r < 60$  o la resistencia flexional requerida de la columna en dirección transversal al marco sísmico incorporando efectos de segundo orden.

**e) Soporte lateral de vigas.** Se debe limitar la longitud no soportada entre soportes laterales a,

$$175000 \frac{R_y}{F_y}$$

Como recomendación se deberá poner soportes laterales cerca de los puntos de aplicación de las fuerzas concentradas que fueran aplicadas a la viga, en donde ocurran cambios de secciones transversales y en donde un análisis estructural indique que se formarán articulaciones plásticas.

**4) Marcos intermedios resistentes basados en momento (MIRM).** Este tipo de marcos suponen que sus elementos serán sometidos a fuerzas sísmicas y éstas ocasionarán deformaciones inelásticas de sus miembros y conexiones, éstos deberán tomar en consideración ciertos requerimientos que supone la norma AGIES.

**a) Juntas y conexiones entre viga y columna.** Todas las juntas y conexiones deberán ser revisadas y diseñadas en base a resultados de la aplicación de ensayos cíclicos de carga y descarga de los elementos y conexiones, los cuales deberán mostrar una deriva entre pisos de al menos 0.02 radianes, así mismo deberá cumplir con los requerimientos de los marcos especiales basados en momento, MERM.

Durante la revisión de los ensayos de conexiones entre vigas y columnas se deberá determinar que la cara de la columna tenga una resistencia flexional de al menos la misma magnitud que el momento plástico nominal de la viga en el punto de rotación inelástica, exceptuando los casos donde la resistencia flexional de la viga esté limitada por su resistencia al pandeo y no por cedencia de la viga, en caso de utilizar una sección reducida de viga la resistencia nominal será reducida a 0.8Mp. En cuanto a la resistencia a última a corte, ésta se determinará mediante la ecuación 4-1 de AGIES, adicionándole un momento definido por  $1.1R_yF_yZ$  en sentidos opuestos en cada extremo de la viga.

En cuanto a las rotaciones permitidas dentro de las conexiones, es necesario comprobar que éstas deberán estar limitadas a parámetros máximos considerados dentro el diseño estructural del proyecto, tomando en consideración efectos de segundo orden y estabilidad global.

**5) Marcos ordinarios resistentes basados en momento (MORM).** Los marcos ordinarios resistentes a momento suponen que sus elementos serán diseñados para soportar deformaciones inelásticas mínimas en sus elementos y conexiones al momento de ser aplicada una fuerza sísmica a la estructura. Éstos deberán cumplir con los requerimientos de la norma AGIES.

**a) Juntas y conexiones entre vigas y columnas.** En este tipo de marcos se deben utilizar únicamente dos tipos de conexiones para la unión de elementos, éstas pueden ser tanto de soldadura como de pernos de alta resistencia. Los dos tipos de conexiones son del tipo de rigidez total o RT y los de rigidez parcial o RP, variando estos dos tipos en los requerimientos de resistencia y comportamiento ante la flexión de los elementos.

Las conexiones a momento de rigidez total deben ser diseñadas para una resistencia flexional, de manera que se cumpla la siguiente ecuación,  $M_u \geq 1.1R_yM_p$  de la viga o al momento máximo que pueda aportar el sistema estructural. No deberán utilizarse soldaduras de ranura de penetración parcial de un solo lado ni soldaduras de filete de un solo lado cuando se requiera resistir esfuerzos de tensión. Si es permitido, en cambio, utilizar soldadura de penetración parcial de doble lado y soldaduras de filete de doble lado siempre que se diseñe para resistir esfuerzos definidos por,  $1.1R_yF_yA_g$  del elemento conectado.

La resistencia a corte de las conexiones de rigidez total debe ser determinada según la combinación de carga 4-1 de AGIES, adicionándole un momento definido por  $1.1R_yF_yZ$  aplicado en sentidos opuestos a los extremos de la viga.

En cuanto a conexiones de rigidez parcial, éstas serán únicamente permitidas cuando las conexiones satisfagan las condiciones de resistencia evaluadas para las conexiones de rigidez total, cuando la resistencia flexional nominal de la conexión no supere el 50% del momento plástico de la viga o columna conectada y cuando se haya considerado su comportamiento dentro del análisis estructural global de la estructura.

**b) Platinas de continuidad.** Si se realizan conexiones soldadas directamente entre los patines de las vigas, deberá proveerse placas para lograr una eficiente transmisión de cargas entre elementos, éstas son llamadas placas o platinas de continuidad y deben ser de un espesor igual al espesor de las platinas de las vigas. La soldadura de estos elementos deberá hacerse con soldadura de penetración total o soldaduras de ranura de penetración parcial de doble lado con refuerzo en soldaduras de filete o soldaduras de filete de doble lado. En cualquiera de los casos, la resistencia de la soldadura deberá soportar por lo menos las cargas de diseño de los elementos que se están uniendo. Si la unión se lleva a cabo en el alma de la viga, deberá proveer suficiente resistencia a corte que sea el menor de la suma de resistencias de diseño de conexiones de placa de continuidad de los patines de la columna, la resistencia de diseño acorte del área de contacto, la resistencia de diseño de la soldadura o la fuerza real transmitida por los elementos rigidizadores.

En caso de realizar ensayos en laboratorio o pruebas donde se logre demostrar que las uniones tienen un comportamiento adecuado bajo cargas sísmicas que serán aplicadas a la estructura que se está diseñando, podrá obviarse el uso de placas de continuidad.

**6) Marcos-Armaduras especiales basados en momento (MAEM).** Este tipo de marcos se utilizan generalmente como elementos de gran peralte para soportar claros y luces libres que son demasiado extensas para ser soportadas por elementos individuales dentro de una estructura más grande. Se espera que estos marcos soporten deformaciones inelásticas bajo cargas sísmicas. Como limitación máxima, se establece que el claro máximo entre columnas externas a este marco debe ser menor a 20m y la altura total de la armadura no sea mayor a 1.85m. Todos los elementos en los cuales se apoya la armadura como si se tratara de un elemento individual deben ser diseñados para que permanezcan elásticos bajo los esfuerzos generados por la armadura y tomando en consideración que estos pudieran haber sufrido cedencia total y endurecimiento por deformación.

**a) Segmentos especiales.** En este tipo de armaduras, las mismas son provistas en su tamo central de un segmento especial el cual posee requerimientos especiales para que la armadura completa pueda ser considerada satisfactoriamente como parte del sistema resistente a fuerzas sísmicas, éste segmento especial deberá ser de entre 0.1 ó 0.5 veces la longitud total de la armadura. La relación entre longitud y profundidad de cualquier panel del segmento especial debe estar comprendida entre 0.67 y 1.5.

Para que la armadura soporte eficientemente las fuerzas sísmicas, la misma deberá estar provista de paneles tipo Vierendeel o riostras en "X", no se pueden combinar ni utilizar otro tipo de riostras diagonales. Todos los segmentos diagonales deberán ser del tipo de embreizado en X y estar unidos en la interconexión de los mismos, donde su unión deberá soportar al menos el 25% de la resistencia nominal a tensión del elemento diagonal. No deben colocarse conexiones pernadas en el alma para estos segmentos especiales.

Debe tenerse especial consideración en no colocar empalmes en los miembros del segmento especial ni dentro de una longitud igual a la mitad de la longitud del panel del segmento especial medida a partir de los extremos del mismo. También, las fuerzas axiales facturadas no deberán exceder  $0.03F_yA_g$  para los segmentos diagonales del alma de los segmentos especiales.

**b) Resistencia nominal de los miembros del segmento especial.** Deberá buscarse la uniformidad y simetría en los elementos que conforman éste tipo de armaduras, es por ello que la norma especifica que los elementos del cordón superior y del cordón inferior sean elaborados con la misma sección y deben proveer de al menos el 25% de la resistencia requerida por el cortante vertical en estado plástico. En éste estado el segmento especial debe lograr una resistencia nominal de corte vertical por la flexión de sus elementos y la resistencia a carga axial en tensión y compresión de los elementos diagonales. La resistencia axial en los cordones no debe exceder  $0.45\phi F_yA_g$ , donde  $\phi = 0.9$ .



En cuanto a los elementos diagonales, éstos deberán fabricarse con secciones idénticas y los segmentos que se ubiquen en el segmento especial deberán soportar una resistencia axial nominal a tensión de  $R_y F_y A_g$ .

**c) Resistencia nominal de los miembros en segmentos no especiales.** Para elementos que no formen parte del segmento especial ya descrito anteriormente, es necesario que la resistencia sea calculada mediante las combinaciones de carga A4-5 y A4-6 del código AISC LRFD, y, las cargas laterales para desarrollar la resistencia a corte sean evaluadas mediante la siguiente ecuación,

$$V_{ne} = \frac{3.75 R_y M_n c}{L_s} + 0.075 \frac{EI(L - L_s)}{L_s^3} + R_y (P_{n_t} + 0.3 P_{n_t}) \sin \alpha$$

(Ecuación 12-1 AGIES NR-7-5:2001)

**d) Secciones compactas.** Con el fin de lograr que las secciones de los elementos utilizados en la armadura clasifiquen como secciones compactas, los miembros diagonales del segmento especial deberán ser fabricados por barras planas con una relación ancho/espesor igual o menor a 2.5. Para los demás elementos, como los cordones, se deberán limitar a las relaciones establecidas en el cuadro No. 9 mostrado en este trabajo. Los elementos del cordón del segmento especial no deberán exceder una relación ancho/espesor mayor que,

$$\frac{436}{\sqrt{F_y}}$$

**e) Arriostamiento lateral.** Tanto el cordón superior como el cordón inferior deberán ser arriostado lateralmente a intervalos que no excedan  $L_p$  tal como se define en el código AISC LRFD sección F1. Estas riostras laterales deberán estar diseñadas para soportar al menor un 5% de la resistencia nominal de compresión axial de los elementos de los cordones dentro del segmento especial, para el resto de riostras fuera del segmento especial se deberá diseñar para soportar un 2.5%.

**7) Marcos especiales arriostados concéntricamente (MEAC).** Estos marcos suponen deformaciones elásticas significativas ante cargas sísmicas, deberán tener mayor ductilidad que los marcos ordinarios arriostados concéntricamente ya que sufren de menor degradación de la resistencia cuando las riostras sufren de pandeo. Deberán cumplir con los requerimientos de AGIES.

**a) Riostras.** Las riostras que componen el sistema de marcos especiales arriostados concéntricamente se unen a los nudos de los elementos, lo que ocasiona que las fuerzas que deben contrarrestar sean concentradas en una parte más crítica que los claros de los elementos. Al concentrar las cargas en los nudos, este tipo de marcos son especialmente eficientes para contrarrestar fuerzas cuasiestáticas como el viento y cargas que no tendrán variaciones considerables en su forma y ciclos de aplicación. La norma AGIES especifica ciertos parámetros para el diseño de las riostras en un sistema de marcos.

Un parámetro que merece especial cuidado al momento de diseñar breizas es la esbeltez de éstos elementos, ya que suelen tener un peralte pequeño y una gran longitud libre en comparación con el resto de elementos que conforman el sistema de marcos, para contrarrestar esto, la norma AGIES establece como límite de esbeltez la relación,

$$\frac{Kl}{r} \leq \frac{8385}{\sqrt{F_y}}$$

El comportamiento de estos elementos al momento de resistir las fuerzas aplicadas a la estructura supone que los mismos resistan axialmente las componentes de las fuerzas sísmicas y de viento y las redistribuyan en los nudos. Cualquier riostra deberá resistir axialmente la carga factorada total que pueda ser aplicada al elemento determinada por  $\phi_c P_n$ . Así mismo debe considerarse que éstos elementos sufrirán de los efectos de la aplicación de las cargas laterales a la estructura las cuales afectaran la línea completa de riostras, es por ello que deberán disponerse las mismas de manera alterna en cuanto a los puntos donde se unen a los nudos, que para la aplicación de cualquier fuerza lateral a la estructura ente 30% y 70% de los elementos que componen el embreizamiento resistan los esfuerzos a tensión y que la resistencia de éstos elementos sea superior a la fuerza facturada determinada dentro del análisis sísmico y definida por las combinaciones de carga 4-1 y 4-2 de la norma NR-7-5:2001 de AGIES. Por definición una línea de arriostramiento se conoce como una sola línea o líneas paralelas con una separación en planta de un máximo de un 10% de la dimensión del edificio medida perpendicularmente.

En cuanto a la relación ancho/espesor de este tipo de elementos, los mismos deben cumplir con los requerimientos establecidos en las tablas B5.1 del código AISC LRFD y cumplir adicionalmente con los requerimientos de AGIES que sugieren que los elementos deben estar restringidos por los límites establecidos en el cuadro No. 9 de este trabajo. En caso de que se utilicen elementos angulares como embreizamiento, éstos deberán estar limitados en cuanto a su relación ancho/espesor a un máximo definido igual que para una sección compacta.

Si los miembros fueran ensamblados, estos deberán ser conectados mediante el uso de soldadura y se deberá evitar el uso de pernos dentro del cuarto central de la longitud libre de la riostra. Estas soldaduras deberán estar uniformemente distribuidas y no deberá usarse menos de dos de ellas, así mismo, estas deberán estar diseñadas para soportar en corte las fuerzas de tensión que puedan ser aplicadas a los elementos y sean determinadas mediante una análisis de las estructuras. Una revisión rápida de la distribución de las soldaduras establece que el espaciamiento de las mismas no debe exceder 0.4 veces la esbeltez crítica del elemento que une.

**b) Conexiones de las riostras.** Deberá determinarse cual es la resistencia requerida para la conexión de las riostras ya sea mediante un análisis de la estructura donde se puedan obtener los valores para los cuales deba diseñarse o mediante la resistencia nominal axial en tensión soportada por la riostra y determinada por  $R_y F_y A_g$ . Sea cual fuere el método de unión, éstos deberán determinarse mediante análisis de sus resistencias antes las fuerzas aplicadas y teniendo especial consideración en los efectos que pudiera ocasionar el pandeo de estos elementos de unión.

Las conexiones deberán diseñarse para soportar tensión y flexión de sus elementos, en lo referente a la resistencia a tensión, estos deberán estar determinados por el estado límite de ruptura a tensión de la sección neta efectiva y la resistencia a la ruptura del bloque de corte según el capítulo D del código AISC LRFD. Para el diseño en cuanto a resistencia a la flexión según la dirección más propensa al pandeo según como indica el análisis deberá ser capaz de resistir mayor carga que la resistencia nominal a flexión de la riostra alrededor del eje crítico de pandeo, definida por  $1.1 R_y M_p$

**c) Configuraciones especiales.** Existen diversas combinaciones de arrostramientos, siendo uno de los más comunes los en configuración en "V" o "V" invertida y los en configuración tipo "K". Estos últimos no son permitidos para los marcos especiales arriostrados concéntricamente. En cuanto a las otras dos configuraciones, "V" y "V" invertida, estos deben cumplir con una serie de requerimientos definidos por AGIES.

Se debe tener especial cuidado en que cualquier viga que sea intersectada por riostras debe ser continua entre las columnas sobre las cuales se apoya, ésta a la vez debe ser diseñada para soportar la totalidad de las cargas aplicadas al elemento según un análisis de la estructura y en base a las combinaciones de carga A4-1, A4-2 y A4-3 del código AISC LRFD asumiendo que la riostra no se encuentra presente al momento del análisis. Así mismo, esta viga debe soportar los efectos de las combinaciones de carga A4-5 y A4-6 alterando las mismas al sustituir el factor sísmico E por la componente horizontal del sismo definida por AGIES,  $Q_b$ , el cual es el efecto máximo de las cargas verticales no balanceadas, este efecto de carga debe ser calculado para un mínimo definido por,  $P_y = 0.3 \phi_c P_n$

Como dato adicional, se deberá tener especial cuidado y diseñar los patines de las vigas en el punto de intersección de las riostras para soportar una fuerza lateral igual a  $0.02 F_y b_t b_r$ .

**d) Columnas.** En cuanto a las columnas que componen un marco especial arriostrado concéntricamente, éstas deberán cumplir con los requerimientos establecidos en el cuadro No. 9 de este trabajo y adicionalmente incluir dentro de las consideraciones el diseño de los empalmes de las mismas, ya que estos deben ubicarse dentro del tercio medio de la altura libre de la columna y éstos deberán ser capaces de soportar la resistencia nominal a corte del miembro con menor capacidad y el 50% de la resistencia nominal a flexión menor de cualquier sección conectada.

**8) Marcos ordinarios arriostrados concéntricamente (MOAC).** Los marcos ordinarios arriostrados concéntricamente suponen un comportamiento donde se esperan limitadas deformaciones inelásticas en sus miembros y conexiones ante la aplicación de fuerzas sísmicas a la estructura.

Estos deberán ser diseñados para soportar cargas definidas por las combinaciones 4-1 y 4-2 de AGIES, tanto para sus elementos estructurales como para las conexiones de los mismos. Adicionalmente, en cuanto al diseño de las riostras, estas deberán ser diseñadas para soportar esfuerzos iguales o superiores a la resistencia tensional determinada por  $R_y F_y A_g$  y únicamente serán permitidas las riostras para configuraciones en "V" o "V" invertida si las mismas cumplen con la siguiente relación,

$$\frac{Kl}{r} \geq \frac{6040}{\sqrt{F_y}}$$

**9) Marcos arriostrados excéntricamente (MAE).** Un marco arriostrado excéntricamente posee un elemento característico conocido como vínculo o link, el cual es el punto dentro de la luz de la viga donde se conectan las breizas que a diferencia de los marcos concéntricos, estas no se unen a los nudos. Estos marcos excéntricos permiten mayores deformaciones inelásticas en sus elementos gracias a que son las vigas las que fluyen bajo la aplicación de cargas sísmicas y no son las columnas o los nudos los que sufren mayores daños durante éstos eventos. Los marcos arriostrados excéntricamente son especialmente beneficiosos para mejoras en el comportamiento sismorresistente de una estructura, ya que le agregan una mayor ductilidad y resistencia a fuerzas laterales sin aumentar en gran medida el peso de la estructura, lo cual repercute en el costo de la misma, así como alejan los esfuerzos de los nudos logrando que se cumpla la filosofía de columna fuerte y viga débil.

En este tipo de marcos, las riostras diagonales, columnas y segmentos de vigas fuera de los link deben ser diseñados para que los mismos permanezcan completamente elásticos bajo fuerzas generadas por los links plastificados completamente y endurecidos por deformación.

**a) Vínculos.** Estos elementos deben cumplir con ciertas limitaciones para asegurar el correcto comportamiento de los mismos bajo cargas sísmicas dentro del sistema de marcos arriostrados excéntricamente, uno de estos requisitos es cumplir con las limitaciones expuestas por el cuadro No. 9 de este trabajo.

En cuanto al acero que puede ser utilizado en los link, el mismo debe tener un esfuerzo mínimo de cedencia de  $3515 \text{ Kg/cm}^2$ , estos deben ser de un solo espesor sin refuerzos de doble platinas o aperturas.

A menos que la resistencia axial requerida del vínculo  $P_u$  sea igual a  $0.15 F_y A_g$  el esfuerzo axial no deberá considerarse y en cuanto a la resistencia requerida en corte del vínculo,  $V_u$  ésta no deberá exceder el diseño de corte del vínculo,  $\phi V_n$ ,

En donde,

$V_n$	=	Resistencia nominal a corte del vínculo y el igual al menor valor entre $V_p$ o $2Mp/e$
$V_p$	=	$0.60F_y(d-2t_f)t_w$
$\phi$	=	0.90
$e$	=	Longitud del link o vínculo en centímetros

Si la resistencia axial  $P_u$  sobrepasa  $0.15F_yA_g$  debe cumplirse con que la resistencia a corte del vínculo debe ser el menor de los valores  $\phi V_p$  ó  $2\phi Mp/e$ , tomando  $\phi = 0.90$  y donde,

$$V_{pa} = V_p \sqrt{1 - \left(\frac{P_u}{P_y}\right)^2} \quad (\text{Ecuación 15-1 AGIES NR-7-5:2001})$$

$$M_{pa} = 1.18Mp \left[ 1 - \left(\frac{P_u}{P_y}\right) \right] \quad (\text{Ecuación 15-2 AGIES NR-7-5:2001})$$

Así mismo, la longitud del link deberá estar limitada a los siguientes parámetros,

$$\left[ 1.15 - 0.5r \left(\frac{A_w}{A_g}\right) \right] 1.6 \frac{Mp}{V_p} \quad \text{cuando} \quad r \left(\frac{A_w}{A_g}\right) \geq 0.3 \quad (\text{Ecuación 15-3 AGIES NR-7-5:2001})$$

$$1.6 \frac{Mp}{V_p} \quad \text{cuando} \quad r \left(\frac{A_w}{A_g}\right) < 0.3 \quad (\text{Ecuación 15-4 AGIES NR-7-5:2001})$$

En donde,

$$A_w = (d_b - 2t_f)t_w$$

$$r = \frac{P_u}{V_u}$$

Se deberá limitar el ángulo de rotación del vínculo, el cual es el ángulo inelástico entre el vínculo y la viga exterior al mismo que ocurre cuando la deriva total del piso es igual a la deriva de diseño del piso, éstas limitaciones son,

0.08 radianes para links con longitudes igual o menores a  $1.6Mp/V_p$

0.02 radianes para links con longitudes igual o mayores a  $2.6Mp/V_p$

Mediante interpolación lineal para longitudes intermedias

**b) Rigidizadores del vínculo.** Los vínculos deberán ser provistos de rigidizadores del alma de altura total a ambos lados del link y en los extremos de la riostra diagonal, el ancho combinado de estos atezadores no debe ser menor que  $b_f - 2t_w$  y cada uno de ellos no deberá poseer un espesor menor a  $0.75t_w$  o 1.0cm. Estos elementos deben ser soldados a la viga y ser diseñados para resistir  $F_y A_{st}$  donde este último parámetro es el área del rigidizador cuando son unidos al alma y deben resistir un 25% de esa cantidad para la soldadura en los patines de la viga.

Los rigidizadores deberán ser colocados de acuerdo a la longitud del vínculo y al ángulo de rotación de la siguiente manera,

Para una longitud igual o menor a  $1.6M_p/V_p$  el espaciamiento máximo será de  $30t_w - d/5$  para ángulos de 0.08 radianes y  $53t_w - d/5$  para ángulos de 0.02 radianes, para valores intermedios deberá utilizarse una interpolación lineal. Y, para longitudes comprendidas entre  $2.6M_p/V_p$  y  $5M_p/V_p$  el espaciamiento de rigidizadores deberá ser de  $1.5b_f$  a partir de cada extremo del vínculo. En longitudes mayores no son requeridos rigidizadores.

Si el vínculo tiene una altura menor a 63cm, únicamente serán requeridos rigidizadores en un solo lado, estos serán de altura completa y con un espesor no menor a  $t_w$  o 1.0cm, y el ancho del mismo no menor que  $b_f/2 - t_w$ , en alturas mayores a 63cm sí serán requeridos rigidizadores en ambos lados.

**c) Conexiones de vínculo a columna.** Este tipo de uniones no son recomendadas y en caso de que sean utilizadas dentro de una estructura, las mismas deben estar respaldadas por ensayo de carga cíclica que demuestren una rotación inelástica 20% mayor que la calculada para la deriva de diseño del nivel. Aun cuando estas conexiones pueden darse muy cerca de la unión entre viga y columna, deberán evitarse por los efectos de fatiga que producen en los elementos y el hecho que transfieren las cargas directamente a los nudos, los cuales deben estar eficientemente reforzados de manera que soporte estas cargas adicionales.

**d) Apoyo lateral al vínculo.** Los vínculos deben ser capaces de resistir  $0.06R_y F_y b_f t_f$ , la cual es la resistencia nominal del patín del vínculo, estos deben ser resistidos por apoyos colocados en el patín superior e inferior de link.

**e) Riostra diagonal y viga fuera de vínculo.** Con el fin de asegurarnos un correcto comportamiento de la riostra, ésta debe ser diseñada para una resistencia combinada axial y flexionante igual a  $1.25R_y V_n$ , esto con el fin de tomar en cuenta los efectos por endurecimiento por deformación, ya que estamos aumentando en un 125% la resistencia nominal al corte del vínculo. En cuando a la resistencia de la riostra, esta debe diseñarse de acuerdo a lo establecido en el capítulo H del código AISC LRFD, adicionalmente las normas AGIES establecen ciertos requerimientos adicionales.

Se debe revisar que la resistencia requerida de la viga fuera del vínculo deba ser mayor o igual a  $1.10R_y V_n$ , adicionalmente se deberá proveer de suficiente soporte lateral a la viga para evitar pandeo los cuales deberán ser colocados tanto en el patín superior como en el patín inferior y deberán resistir  $0.02F_y b_f t_f$ .

Se debe tener especial cuidado con que la riostra quede efectivamente dentro del vínculo, permitiéndose que el eje de intersección quede tan lejos como el extremo del vínculo pero no fuera de él. Estas conexiones deben tener una resistencia que cumpla con los parámetros de las conexiones diseñadas para rigidez total, definidas anteriormente en este trabajo.

**f) Conexiones viga a columna.** Las conexiones de vigas alejadas de los vínculos pueden ser diseñadas de manera que estuvieran articuladas en el alma, pero capaces de resistir las rotaciones respecto al eje longitudinal de la viga, las cuales serán calculadas mediante la aplicación de dos fuerzas de igual magnitud en sentidos opuestos definidas por  $F_{yb}$ ,  $t_r$ .

**g) Resistencia requerida en la columna.** Esta debe determinarse mediante las combinaciones de carga A4-5 y A4-6 del código AISC LRFD, revisando adicionalmente que las cargas axiales y momentos inducidos no sobrepasen en un 10% la resistencia nominal del vínculo,  $R_y V_n$ , con el fin de tomar en cuenta el endurecimiento por deformación.

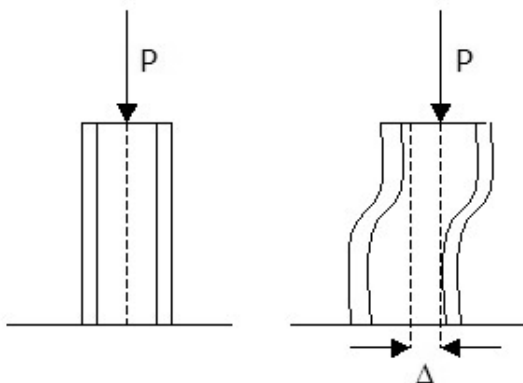
**4. Derivas por nivel.** Conforme se realiza un análisis dinámico o estático de cualquier estructura, se pueden obtener valores de deformación de los elementos y en el caso de estructuras de varios niveles se pueden obtener valores para las derivas o corrimientos entre los distintos niveles.

Las derivas pueden tener efectos adversos tanto en los ocupantes de la estructura como en los elementos que las componen. En cuanto a los ocupantes, las derivas de la estructura pueden generar una sensación de incomodidad o molestia y en algunos casos pueden provocar mareos. Esto se puede observar principalmente en estructuras de gran altura sujetas a la aplicación de cargas de viento relativamente grandes, en estos casos suele ocurrir que las estructuras se balancean de un lado hacia el otro en una forma cíclica ya que viento es una carga cuasiestática, la cual tiene una aplicación constante pero no permanente a diferencia de una carga estática que puede ser permanente y sin variación en su magnitud o una carga dinámica como un sismo.

En cuanto a los elementos de la estructura, las derivas excesivas pueden ocasionar que los elementos sufran de rotaciones en algunos de los nudos en magnitudes mayores a las que pueden soportar el diseño de las conexiones, así mismo puede ocasionar en estas uniones fatiga y grietas a largo plazo, dañando seriamente los elementos y siendo necesario repararlos o incluso cambiarlos.

Otro efecto que repercute en las estructuras al momento de sufrir derivas, es el ocasionado por el diferencial de distancia generado entre el centroide de los elementos y el punto de aplicación de las cargas verticales, esto se conoce como efecto P-Delta. Este efecto consiste en que las cargas son aplicadas no directamente al centroide lo cual ocasiona que exista un diferencial que se traduce en un brazo de palanca para la carga, generando momentos adicionales en los elementos que generalmente no suelen ser considerados en el diseño, a continuación se ejemplifica este efecto,

**Figura No. 12**  
**Efecto P-Delta**



En la figura anterior se puede notar cómo a la izquierda se muestra un elemento cargado axialmente por una fuerza  $P$ , ésta se encuentra aplicada sobre el eje centroidal del elemento, por lo cual cualquier brazo de palanca que pudiera generar momentos adicionales queda eliminado. A la derecha se muestra la misma carga  $P$  aplicada sobre el elemento, pero éste ha sufrido de cierta deformación producto de las derivas ocasionadas por la aplicación de otras cargas a la estructura como sismo o viento, se ve que el eje de aplicación de la carga se encuentra desfasado con respecto al eje centroidal del elemento por una distancia  $\Delta$ , la cual suele ser pequeña, esto genera un momento adicional que debe ser aplicado tanto al nudo superior como al nudo inferior del elemento, este momento tendrá una magnitud de  $P \cdot \Delta$ .

**5. Recomendaciones de ductilidad.** La ductilidad se puede definir como la capacidad de un elemento de absorber energía y disiparla en forma de deformaciones. Esto se logra al redistribuir las fuerzas en elementos que puedan sufrir deformaciones sin comprometer la integridad general de la estructura, usualmente esos elementos pueden ser fácilmente reparables o reemplazados a un bajo costo y de una manera sencilla y sin ocasionar mayores molestias a los ocupantes o al uso de la edificación.

Para elementos de concreto la ductilidad se logra utilizando secciones robustas, reforzadas por acero según requiera el diseño pero colocándolo de tal manera que se prevea la reversión de esfuerzos ocasionada por la aplicación de las fuerzas sísmicas a una estructura. Esto logrará que los elementos no sufran de fallas repentinas y explosivas y en cambio el acero sirva de sostén cuando el elemento falle, logrando que el sistema efectivamente logre tener una segunda línea de defensa ante el colapso.

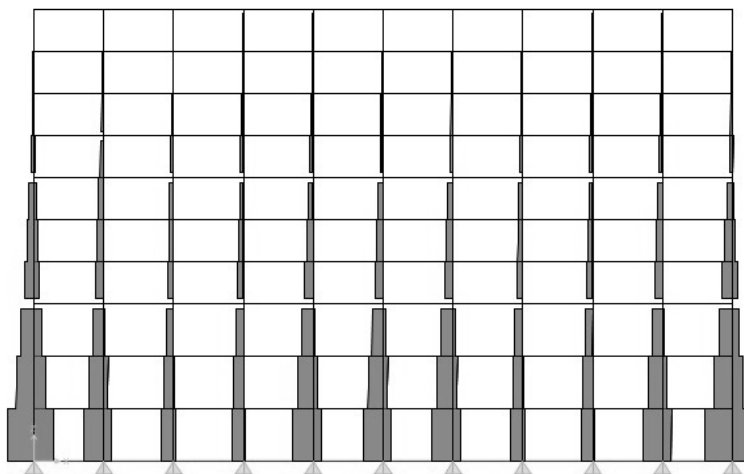
En elementos de acero, se busca lograr un comportamiento similar, proveer a la estructura de una segunda línea de defensa ante colapsos, esto se logra mediante la redistribución de los esfuerzos dentro de la estructura de manera que éstos afecten principalmente a elementos que puedan soportar deformaciones, de esta manera disipando energía, y, a la vez sean de fácil reparación o reemplazo.



Uno de los métodos para lograr esto es mediante la utilización de un sistema de embreizado dentro del sistema sismorresistente de la estructura, ya que estos elementos adicionales logran redistribuir las fuerzas y alejarlas de los puntos más críticos de las estructuras que suelen ser los nudos con sus conexiones y las columnas, por ser éstas los elementos principales sobre los cuales descansa la estructura.

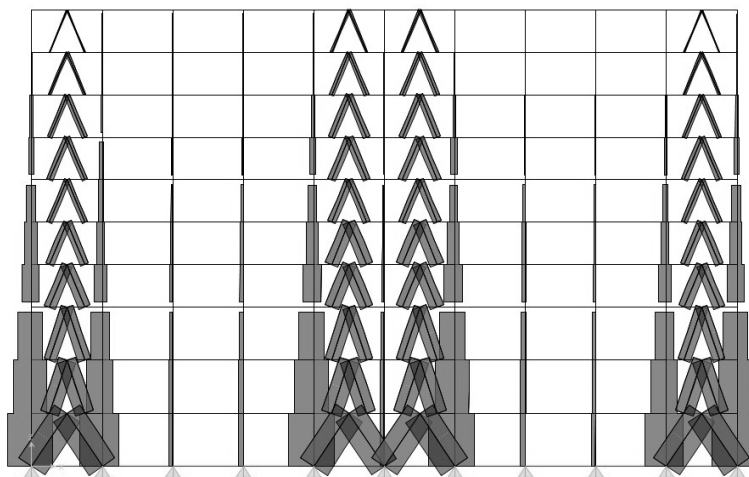
A continuación se mostrará un ejemplo de cómo una estructura, en este caso el modelo analizado para este trabajo; reacciona en cuanto a la distribución de fuerzas de acuerdo al uso o no de un sistema sismorresistente que simultáneamente resista las fuerzas laterales aplicadas por un sismo o viento, así como logre redistribuir las fuerzas en elementos fácilmente reparables y capaces de soportar deformaciones con el fin de disipar energía. En este caso se mostrará el uso de un sistema de breizas en "V" invertida colocadas en un marco bidimensional. Estos elementos tienen la particularidad que no son conectados a los nudos de forma concéntrica y en cambio son adheridos a secciones intermedias de las vigas, logrando de esta manera elementos dúctiles.

**Figura No. 13**  
**Sistema bajo carga axial sin breizas**



El sistema anterior muestra cómo las fuerzas axiales de la estructura son resistidas principalmente por las columnas, en este caso se ve que las cargas son concentradas principalmente en los puntos exteriores de la estructura, los bordes izquierdo y derecho, y en una menor medida al centro, vemos también que los tramos intermedios tienen una menor carga ya que las fuerzas se concentran en los extremos por ser estos elementos que poseen menor número de conexiones y, por lo tanto, menor número de elementos adicionales que los ayuden a distribuir las cargas que les son aplicadas.

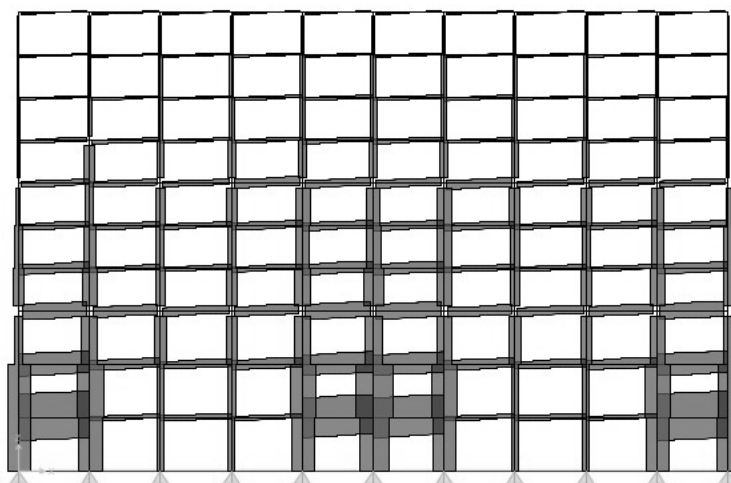
**Figura No. 14**  
**Sistema bajo carga axial con breizas**



Se observa cómo la distribución de esfuerzos es alterada con el uso de breizas en forma de "V" invertida. En este caso son las breizas las que absorben gran cantidad de las cargas axiales de la estructura, alejándolas de las columnas y concentrándolas en ciertas partes de la estructura que pueden ser fácilmente controlables. Estas breizas fueron colocadas en las secciones donde se pudo observar que ocurrirían las mayores concentraciones de cargas axiales, ya que resulta ineficiente colocarlas en las secciones con poca concentración de cargas.

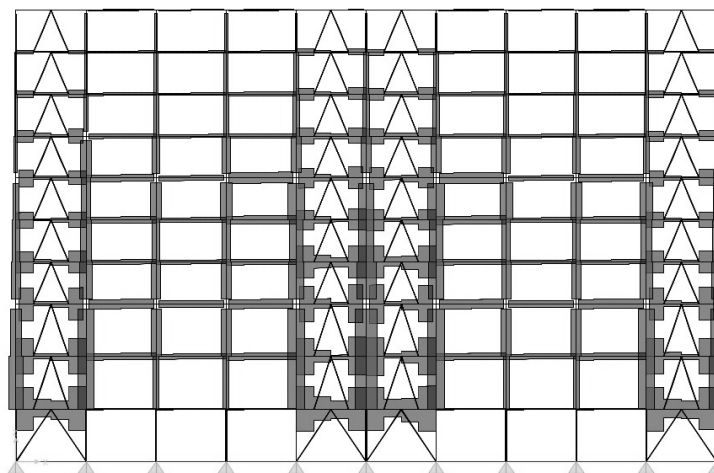
A continuación se mostrará otra comparación con base a los esfuerzos de corte aplicados a los elementos, también mediante el uso de una estructura sin breizas y la misma estructura con el uso de un embreizamiento en forma de "V" invertida.

**Figura No. 15**  
**Sistema bajo esfuerzos de corte sin breizas**



Se puede observar cómo en la figura anterior se nota una gran concentración de esfuerzos en los elementos del primer nivel, principalmente en las vigas de los tramos intermedios y en los extremos, así mismo se puede notar que, aunque las vigas son las que están afectadas principalmente por estos esfuerzos, las columnas también sufren de cierta carga, esto genera un comportamiento en las columnas que podría ser evitado, ya que es preferible que las mismas trabajen bajo cargas axiales únicamente y eviten la aplicación de cortantes y momentos que puedan disminuir su capacidad.

**Figura No. 16**  
**Sistema bajo esfuerzos de corte con breizas**

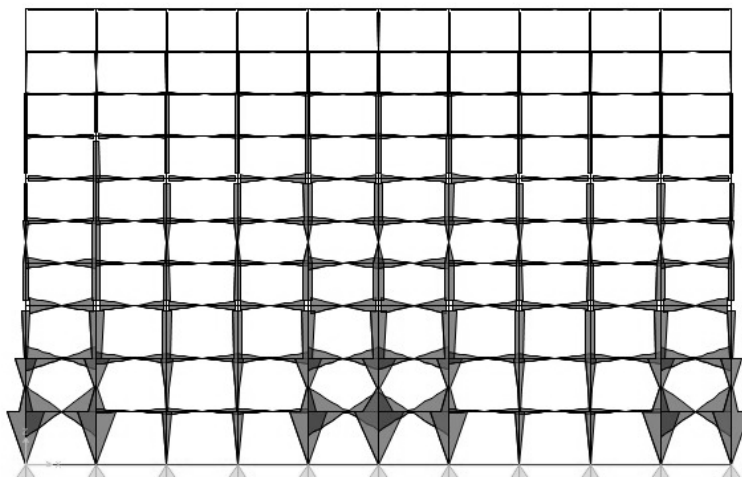


Se ve la variación entre la distribución de los cortantes cuando no hay breizas y cuando éstas sí se encuentran como se puede observar en la figura anterior. Se ve que con las breizas el corte se redistribuye hacia las vigas que soportan a las breizas por medio de links. En estos elementos es fácilmente resistido el cortante mediante el uso de soportes y platinas adicionales en estos elementos, esto resulta económico y práctico, ya que se reduce el peralte del resto de elementos de la estructura.

Se puede apreciar también que el cortante en los marcos intermedios ubicados entre las breizas de los extremos y del centro sufren de una disminución proporcional de las fuerzas de corte que son aplicados a ellos, por lo que se puede concluir que gran parte de los esfuerzos fueron redireccionados a las breizas y a las vigas que las soportan.

Por último, se analizará el comportamiento de los momentos aplicado a los dos tipos de marcos, el que contiene las breizas y el que no, es necesario mencionar que las figuras no tienen la misma escala y por ello no se mencionan valores ni magnitudes de las cargas, estas comparaciones se realizan con el fin de evaluar comportamientos y distribuciones de cargas únicamente.

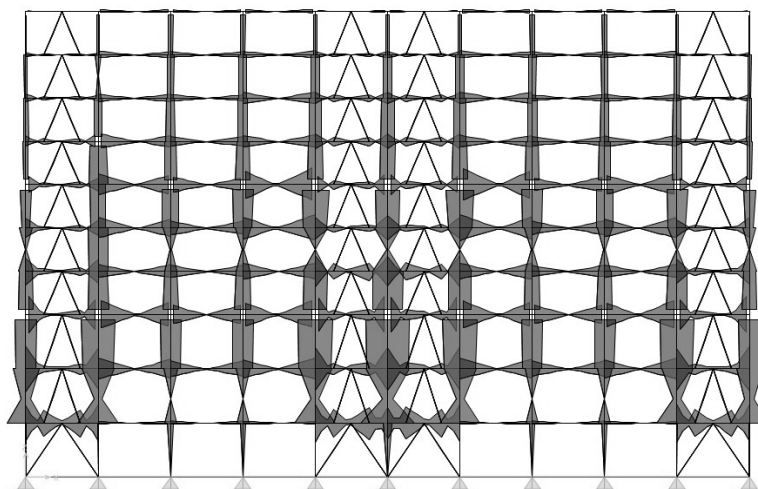
**Figura No. 17**  
**Momentos resultantes en sistema sin breizas**



Se puede notar nuevamente una mayor concentración en los extremos y en el centro de la estructura en cuanto a la aplicación de momentos en el sistema. Así mismo se debe poner especial atención a la particular concentración de momentos en la losa y en las columnas del primer nivel, esto ocasiona que estos momentos sean transferidos en parte a los apoyos de la estructura ocasionando que el anclaje de todo el sistema deba ser diseñado más estricta y robustamente para evitar problemas con los pernos de anclaje como "pull-out" y otros.

A continuación se ve una distribución de los momentos en el mismo sistema estructural, pero al estar éste dotado de breizas en "V" invertida en una configuración similar a la dispuesta en los modelos anteriores. Aunque en esta figura las gráficas parecen mayores, las cargas aplicadas al sistema siguen siendo las mismas, la variación se debe a la escala de los valores resultantes.

**Figura No. 18**  
**Momentos resultantes en sistema con breizas**



Esta distribución resulta particularmente extraña debido a que en ella se encuentran contempladas las cargas sísmicas y la escala a la cual es dibujada es distinta a la anterior figura, pero en ella se puede notar cómo el comportamiento general de la estructura ha variado notablemente ya que podemos observar cómo los momentos en el primer nivel han reducido drásticamente y se han alejado de los apoyos de la estructura. Se ve que con la ayuda de las breizas el sistema tiene un comportamiento en el cual los apoyos resultan menos críticos debido a la reducción de esfuerzos aplicados a los mismos, pudiendo asegurarlos de mejor manera y protegiéndolos ante las fuerzas sísmicas.

En general, se puede notar cómo el comportamiento de una estructura puede ser alterado por los elementos que la conforman y la disposición en la cual los mismos son colocados dentro de ella. El uso de las breizas como ayuda para lograr un sistema sismorresistente dentro de una estructura es sólo uno dentro de los muchos sistemas que pueden ser implementados con el fin de lograr una mejor ductilidad dentro de la estructura.

## IV. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO POR MÉTODO LRFD

### A. Aplicación de criterios de AGIES

Las normas recomendadas de AGIES suponen ciertos criterios y metodologías de diseño que en muchas ocasiones difieren de las especificadas en otros códigos y las disponibles para uso en ciertos programas de computadora.

Estas diferencias son de forma y no de fondo, ya que aun cuando pueden variar la forma de calcular y describir estas especificaciones, en el fondo los distintos métodos de diseño, no importando el código que se utilice siempre y cuando sean contemporáneos, ofrece resultados similares. Es importante recordar que los códigos, aunque son equivalentes, no deben mezclarse en un diseño general de una estructura, es decir, debe utilizarse un solo código como base de diseño para la totalidad de elementos de una estructura y seguir a cabalidad sus indicaciones.

Puede utilizarse un código o método de diseño adicional para el diseño de una estructura con el fin de comparar y evaluar resultados, pero no deben mezclarse, es decir, no debe diseñarse por ejemplo las columnas de un eje con el método LRFD y las del otro con ASD. Cada código mantiene su propia filosofía de diseño, la cual el diseñador adopta y debe mantener a lo largo de todo el diseño y detallamiento de una estructura.

**1. Características del modelo.** A continuación se describirán ciertos aspectos adicionales del modelo presentado anteriormente, los cuales complementarán el significado de su uso para la aplicación de la norma AGIES. Este modelo es un ejemplo que representa cualquier estructura de mediana altura que pudiera edificarse, claro está que las estructuras de acero no están limitadas a este tipo de configuración o altura y que las mismas pueden variar siendo las más sencillas de uno o dos niveles y las más elaboradas y complejas los grandes rascacielos de 50 ó más niveles. Estas estructuras de gran altura merecen especial consideración en cuanto a su diseño y modelo, para lo cual es necesario realizar modelos a escala en los cuales se probarán efectos como viento y sismos para luego obtener datos para un diseño. Adicionalmente, los materiales utilizados para los mismos suelen ser de mayor resistencia a los obtenidos en el mercado y, por lo tanto necesitan pruebas de laboratorio adicionales con el fin de obtener un juego de propiedades específicas útiles para el diseño.

Cabe mencionar que estas estructuras de gran altura suelen ser el campo de pruebas para los códigos actuales y en innumerables ocasiones los mismos son utilizados únicamente como referencia, ya que con base a las necesidades de la estructura analizada surgen diseños y soluciones novedosas que al ser implementadas y evaluadas en la práctica suelen transferirse en forma de conocimiento a los códigos futuros.

El modelo analizado fue realizado con la ayuda del programa de computadora SAP2000 Versión 10.0.1, con el fin de evaluar su comportamiento y obtener resultados de cargas aplicadas a distintos elementos para así aplicar la filosofía de la norma recomendada NR-7-5:2001 de AGIES y obtener secciones y elementos finales de acuerdo con las especificaciones de éste código.

**a. Tipo de ocupación.** En este caso, la estructura analizada es un edificio de uso de oficinas, las cuales estarán sujetas a las cargas normales que esto supone. No se espera que exista otro uso distinto a este. Así mismo se espera que la misma posea los primeros tres niveles como lobbies y pequeñas salas de reuniones, por lo que la altura libre entre losas en estos niveles es mayor que la del resto de la estructura.

Las cargas que son aplicadas a la estructura son las siguientes,

**Cuadro No. 11**  
**Cargas aplicadas a la estructura**

Tipo de carga	Nombre de la carga	Descripción	Magnitud
Viva	Ocupación	Carga por uso (Oficinas)	250 Kg/m <sup>2</sup>
Muerta	Instalaciones	Instalaciones eléctricas, red, agua y demás	25 Kg/m <sup>2</sup>
Muerta	Tabiques	Tabicación interna de tablayeso o material liviano	100 Kg/m <sup>2</sup>
Muerta	Piso	Piso de granito	25 Kg/m <sup>2</sup>
Muerta	Deck	Deck metálico con topping de concreto	180 Kg/m <sup>2</sup>

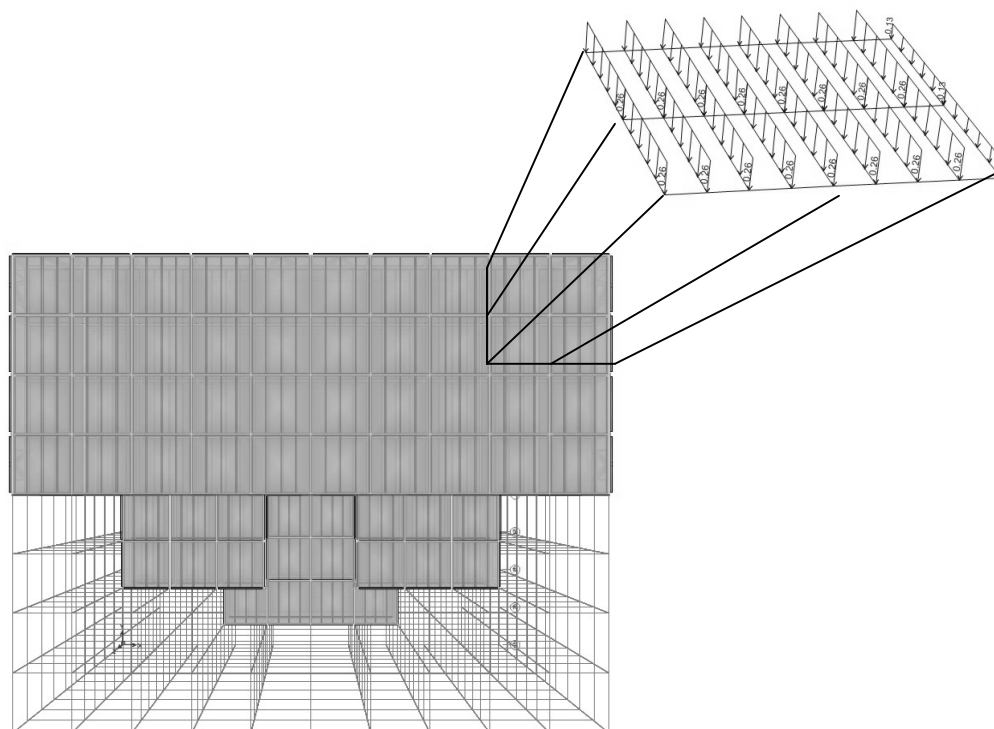
Se utilizó como carga de ocupación la carga definida por AGIES para uso de oficina descrita en la norma NR-2:2000 como base para el modelo de la estructura, las cargas adicionales obedecen a las cargas muertas asumidas para la ambientación de tabicaciones interiores de los espacios de oficina.

La carga para la losa compuesta por un deck metálico con topping de concreto fue modelada según como se expuso anteriormente en este trabajo. Esto con el fin de cargar las vigas en un solo sentido, siguiendo una filosofía de diseño que pueda ser fácilmente repetida por medio de métodos manuales como Cross. SAP2000 permite que las cargas distribuidas sean aplicadas a secciones de área entre los marcos y el programa calcula una distribución más precisa en función de la forma de éstas, este método es más preciso, pero requiere de cálculos extensos difíciles de realizar manualmente por lo que no pueden ser fácilmente reproducidos por métodos aproximados que puedan realizarse manualmente. De cualquier forma, se prefiere la aplicación de las cargas directamente a las vigas como una distribución de carga en un sentido con el fin de llevar un control claro de lo que el programa calcula internamente y saber en todo momento en base a que esta realizando los cálculos, de esta manera podemos realizar una comprobación rápida en cualquier momento y saber si el mismo está operando de manera correcta.

**b. Forma de aplicación de las cargas.** Como se mencionó anteriormente, se desea una aplicación de cargas que sea clara en el sentido de que se pueda comprobar de manera sencilla y rápida si el programa esta distribuyendo las cargas en los elementos de una manera adecuada y apegada a la realidad que un diseñador estructural asume en cuanto a distribución se refiere.

No se desea utilizar el método de distribución de cargas mediante áreas, ya que no es clara para el usuario, la forma como el programa las distribuye y los cálculos que realiza internamente, es por ello que se aplicaron las cargas en una distribución de losas en un sentido, debido a la geometría del modelo, y, las mismas fueron aplicadas como cargas lineales uniformemente distribuidas según la magnitud que le corresponde a cada uno de los casos que ya se mostraron. A continuación se ilustra la forma de aplicación de cargas.

**Figura No. 19**  
**Forma de aplicación de las cargas al modelo**



**c. Tipo de estructura.** Por el mismo hecho de contar con un sistema de marcos embreizados y debido a que los mismos están conectados a tramos intermedios de las vigas, el sistema se considera como un Sistema de Marcos de Metal Embreizados Excéntricamente y, por lo tanto se trabajará con base a las disposiciones y recomendaciones que el mismo supone.

El tipo de estructura se refiere a la forma como se trabajarán los factores que afectan a la misma y las suposiciones de ductilidad que la afectan. La selección de un sistema estructural puede resultar en ocasiones difícil ya que pueden haber elementos o conexiones dentro de una estructura que se adapten mejor a una clasificación de tipo de estructura distinta. En estos casos debe evaluarse la estructura como un todo, no enfocándose en los pequeños detalles con el fin de clasificarla dentro de una de las categorías disponibles. Si existen elementos internos que corresponden a un comportamiento distinto al seleccionado para la estructura general deberán ser diseñados de manera que el resultado del diseño corresponda al caso más crítico al cual pueda estar sometido el elemento o conexión.



A continuación se muestra las consideraciones asumidas para el modelo a analizar bajo el programa SAP2000 Versión 10.0.1

**Figura No. 20**  
**Tipo de estructura y consideraciones de análisis**

Item	Value
1 Design Code	AISC-LRFD99
2 Time History Design	Envelopes
3 Framing Type	EBF
4 Seismic Design Category	D
5 Phi (Bending)	0.9
6 Phi (Compression)	0.85
7 Phi (Tension-Yielding)	0.9
8 Phi (Tension-Fracture)	0.75
9 Phi (Shear)	0.9
10 Phi (Shear-Torsion)	0.75
11 Phi (Compression, Angle)	0.9
12 Ignore Seismic Code?	No
13 Ignore Special Seismic Load?	No
14 Is Doubler Plate Plug-Welded?	Yes
15 Consider Deflection?	Yes
16 DL Limit, L /	120.
17 Super DL+LL Limit, L /	120.
18 Live Load Limit, L /	360.
19 Total Limit, L /	240.
20 Total-Camber Limit, L /	240.
21 Pattern Live Load Factor	0.75
22 Stress Ratio Limit	0.95
23 Max Number of Auto Iterations	1

Item Description

Explanation of Color Coding for Values  
**Blue:** Default Value  
**Black:** Not a Default Value  
**Red:** Value that has changed during the current session

Set To Default Values: All Items, Selected Items  
Reset To Previous Values: All Items, Selected Items

OK Cancel

**2. Cargas de viento aplicadas a la estructura.** Las cargas por ocupación y uso que puedan aplicarse a una estructura no se encuentran limitadas a los requerimientos de ningún código, ya que estos más que normar la forma, implementan mínimos recomendados para cargas aplicadas con base a experiencia obtenida de problemas ocurridos en otras obras similares y a la estadística.

Aún cuando pueda preverse una estructura para un tipo específico de ocupación, es común observar que con el paso de los años y cambios de dueños, a éstas se les puede dar usos distintos a los contemplados en diseño, es por ello que pueden introducirse en la estructura cargas superiores a las especificadas por los códigos a criterio del diseñador estructural.

En el caso de cargas de viento, AGIES refiere a códigos externos la forma de aplicación de las mismas, es por ello que para este modelo se utilizó los parámetros del código UBC97 en cuanto a la aplicación de las cargas de viento.

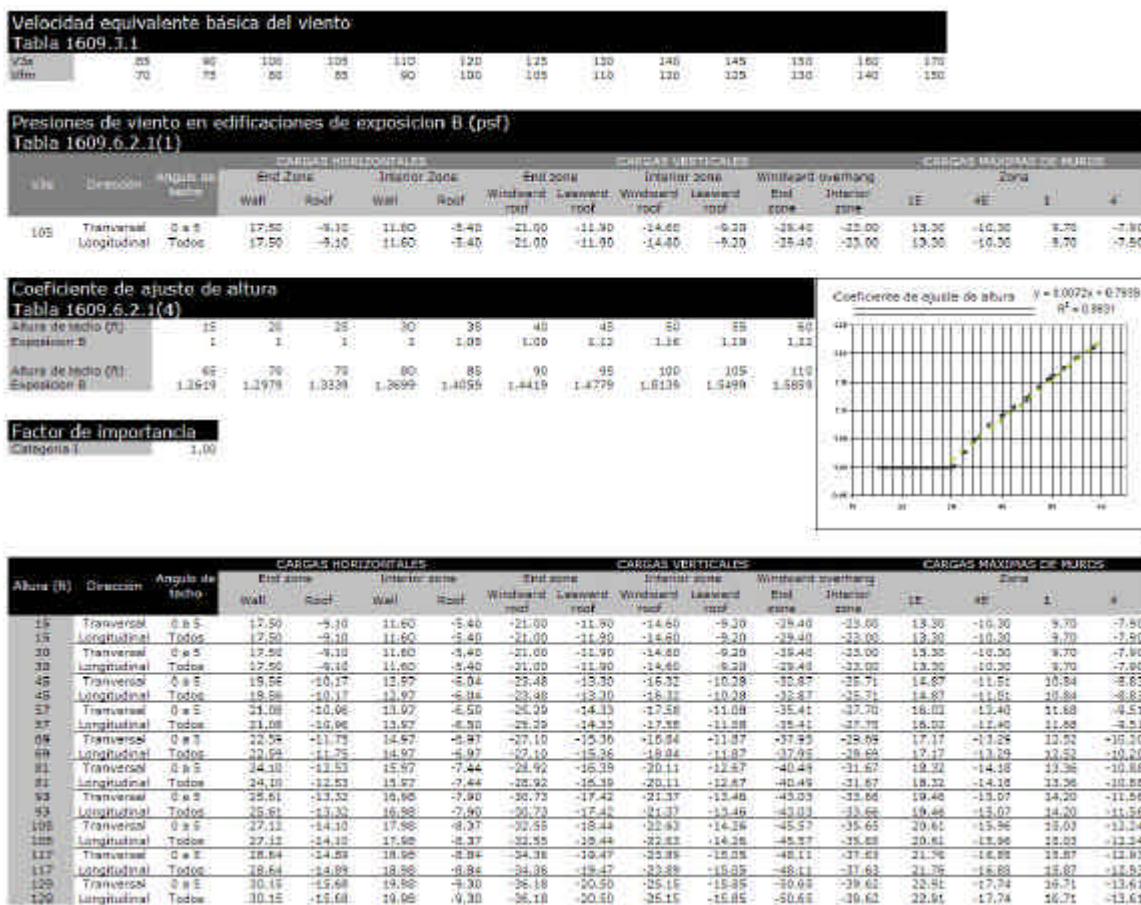
Como información cabe mencionar que en años recientes, específicamente en el año 2003 el código UBC97 fue reemplazado por el código IBC2003. Este último código amplía en gran medida las especificaciones en cuanto a sismo y viento, en comparación con el UBC97. El único problema es que el código fue enfocado específicamente para los Estados Unidos de América ya que varios de los parámetros que anteriormente eran usados para cálculo de cargas, los cuales estaban tabulados de acuerdo a la geografía, estructuras circundantes, alturas y demás fueron reemplazados por mapas específicos para regiones claramente delimitadas dentro de los territorios de dicha nación. Por lo que muchas de las

aplicaciones para regiones fuera de ese país queda a criterio del diseñador cual es la aproximación mas adecuada. Es por ello que el código no ha sido difundido tanto como lo hizo el UBC97 en su momento.

Es por ello que las cargas de viento para este modelo en particular fueron obtenidas en base al UBC97 por sobre al IBC2003 o incluso el ASCE7-05. Las mismas fueron obtenidas por medio de parámetros preestablecidos dentro del programa SAP2000 donde hace una distribución basada en áreas de exposición tomando en cuenta cada uno de los elementos individualmente, es decir haciendo uso de elementos finitos.

Esta distribución puede realizarse de forma aproximada por métodos manuales, existiendo dos de ellos, siendo el Método I y el Método II definidos claramente en la sección 16 del código UBC97. A continuación se muestra la aplicación manual de las cargas de viento a esta estructura si se hubiera deseado aplicarlas de esta manera en algún otro análisis por métodos aproximados.

**Cuadro No. 12**  
**Cargas de viento por Método I del código UBC97**



La anterior es la distribución que deberá utilizarse siguiendo las especificaciones del código UBC97 y el Método I para la distribución de cargas de viento en un sentido. Deberá considerarse que por ser una estructura tridimensional es necesario la aplicación de cargas de viento en el otro sentido, las mismas

siendo de igual magnitud pero alterando el punto de aplicación y dirección del viento. Ambos casos, eje X y eje Y no deberán combinarse puesto que resulta prácticamente imposible que se dé el viento máximo en dos direcciones distintas simultáneamente.

A continuación se mostrará la aplicación del Método II, el cual se basa en la altura de la estructura y el área de aplicación, éstas serían las cargas aplicadas al eje X (eje largo en el modelo) de haberse realizado la asignación de cargas de una manera manual. Deberá realizarse un análisis similar para el eje Y alterando las áreas de exposición según la geometría de la estructura si se deseara realizar un análisis manual.

**Cuadro No. 13**

**Cargas de viento por Método II del código UBC97 (Eje X)**

**Análisis de carga por viento (Eje X)**

Edificio 10 niveles  
Especificaciones UBC 97

**Método II**  $P = \text{Área} * C_e * C_q * q_s * I_w$

Nivel	Altura (ft)	b (ft)	h (ft)	Área (ft <sup>2</sup> )	C <sub>e</sub>	C <sub>q</sub>	q <sub>s</sub>	I <sub>w</sub>	Carga (lb)
1	15.00	140.00	15.00	2,100.00	0.62	1.30	12.60	1.00	21,326.76
2	30.00	140.00	15.00	2,100.00	0.76	1.30	12.60	1.00	26,142.48
3	45.00	140.00	13.50	1,890.00	0.87	1.40	12.60	1.00	28,922.10
4	57.00	120.00	12.00	1,440.00	0.93	1.40	12.60	1.00	23,737.80
5	69.00	120.00	12.00	1,440.00	0.99	1.40	12.60	1.00	25,160.28
6	81.00	80.00	12.00	960.00	1.04	1.40	12.60	1.00	17,687.98
7	93.00	80.00	12.00	960.00	1.10	1.40	12.60	1.00	18,602.44
8	105.00	80.00	12.00	960.00	1.14	1.40	12.60	1.00	19,254.41
9	117.00	80.00	12.00	960.00	1.19	1.40	12.60	1.00	20,143.47
Techo	129.00	80.00	6.00	480.00	1.22	0.70	12.60	1.00	5,164.99

**UBC 97**

C <sub>e</sub>	Coefficiente de exposición	Tabla 16-G	<--- Asumiendo una exposición tipo B
C <sub>q</sub>	Coefficiente de presión	Tabla 16-H	<--- Marcos principales y método II
q <sub>s</sub>	Presión de viento 33ft	Tabla 16-F	<--- Asumiendo una máxima de 70mph
I <sub>w</sub>	Factor de importancia	Tabla 16-K	<--- Estructura de ocupación estándar

En el caso del modelo analizado ambos casos, eje X y eje Y fueron generados por medio de comandos especializados que realizan la distribución automática de las cargas según el área de aplicación y la altura del elemento.

Las cargas fueron aplicadas en dos casos distintos siendo el primero de ellos el denominado VientoX, aplicado en la dirección del viento en el sentido X positivo y en sotavento en el sentido X negativo. Así mismo se generó el caso de carga de VientoY, el cual era aplicado en la dirección del viento en el sentido Y positivo y en sotavento en el sentido Y negativo. Ambos casos son independientes uno de otro y se aplican en direcciones perpendiculares por tratarse de una estructura con ejes ortogonales, en caso de existir grandes áreas dentro de la estructura que se encontraran en una dirección que no coincidiera con ninguno de los ejes principales del modelo, resulta necesario generar un caso de carga y aplicarla directamente en forma perpendicular al área en cuestión. De igual manera deberá procederse con los métodos I y II del UBC97 donde las cargas deberán aplicarse a los marcos aun cuando estos no correspondan a ningún eje principal de la estructura.

**3. Aplicación de cargas sísmicas.** Las fuerzas sísmicas son el producto de la aplicación de cargas distribuidas en la estructura en función de un evento sísmico esperado. Este tipo de cargas siempre estarán basadas en una suposición y no en valores definidos como lo pueden ser las cargas vivas por ocupación o las cargas muertas por el equipo que se utilice en el lugar. Así mismo dependen de factores como ubicación de la estructura, distancia a la falla, tipo de suelo y por último la historia sísmica del lugar obtenida a partir de catálogos sísmicos.

AGIES supone nos formas de aplicación para las cargas sísmicas siendo una de ellas mediante la utilización de un sismo estático aplicado a la estructura y la otra mediante el uso de un espectro de diseño para la aplicación de un sismo dinámico a la misma.

**a. Sismo estático.** El sismo estático supone una aproximación de acuerdo a otras estructuras diseñadas y construidas y su desempeño durante un evento sísmico. Estos cálculos aseguran un mínimo de carga de diseño que pueda ser aplicada a una estructura para que ésta resista eficientemente un sismo esperado para la zona, tipo de suelo y tipo de estructura que se seleccione para el cálculo.

Como toda estructura posee un comportamiento distinto con base a los elementos que la componen ya que los mismos varían en su rigidez y dimensiones, es imposible determinar mediante métodos estáticos, un comportamiento más apegado a la realidad del comportamiento de una estructura ante la presencia de cargas sísmicas.

Una de las limitaciones del método estático, especialmente en cuanto al diseño de estructura de acero, es el hecho que es necesario estimar el peso total de la estructura previo al cálculo de las fuerzas sísmicas ya que estas serán un porcentaje de este valor. Se cae en la necesidad de utilizar para el diseño del perfil de los elementos valores basados en las mismas propiedades de ellos, por lo que inevitablemente será necesario realizar cálculos iterativos con el fin de optimizar y obtener resultados comprobables respecto al diseño de los elementos. Para la estructura analizada intervienen otros factores como la altura y las irregularidades en planta y elevación, los cuales generan efectos que no pueden ser fácilmente determinados por medio del método estático

**1) AGIES.** AGIES supone el uso de una metodología estática similar a la utilizada en el código de diseño UBC97, la cual contempla una serie de factores que clasifican a una estructura y en base a los cuales se realizan cálculos de fuerzas sísmicas. Estas fuerzas posteriormente deberán ser distribuidas a la estructura de acuerdo a las rigideces de los elementos que la componen para por último realizar una serie de análisis y cálculos estructurales y de esta manera obtener los elementos de la estructura.

A continuación se ejemplifica la forma de calcular un sismo estático en base a la metodología de AGIES descritas en las normas NR-2:2000 y NR-3:200, para una estructura basada en el modelo a analizar, ubicada dentro de la capital de Guatemala.

**Cuadro No. 14**  
**Factores para cálculo de sismo estático AGIES**

Clasificación de obra	C1	Ordinaria
Zona	4.10	
Índice de sismicidad	4.00	
Factor A <sub>o</sub>	0.40 g	
Factor A <sub>f</sub>	0.20 g	
Factor de reducción R	3.50	
Tipo de suelo	S2	
D(T)	2.50	
Gravedad (g)	9.81 m/seg <sup>2</sup>	

Por ubicar la estructura dentro de la capital de Guatemala, vemos según la figura 11 de este trabajo que corresponde para ésta ubicación una zona sísmica 4.1, ésta es una clasificación propia de AGIES basada en probabilidades de ocurrencia de sismos según las fallas que conforman esta zona y el historial de sismos del catálogo sísmico para Guatemala. A esta zona le corresponde un índice de sismicidad de 4.0 por lo que tomamos a la estructura analizada como una estructura con clasificación C1 de tipo ordinario por ser una edificación para uso de oficinas sin ninguna particularidad que la haga ser una estructura esencial durante un evento sísmico. Asumimos también que el suelo es de tipo S2, por ser el que más comúnmente se encuentra dentro de la capital. El resto de factores son obtenidos mediante las ecuaciones mostradas tanto en este trabajo como en la norma recomendada NR-2:2000.

**Cuadro No. 15**  
**Corrección del factor de reducción R**

Corrección de factor de reducción R				
	X	Y	q <sub>i</sub> Min	q <sub>i</sub> Max
<b>Redundancia estructural</b>				
Número de tramos (q1)	2.50	2.50	-3.00	2.50
Ejes estructurales (q2)	2.50	2.50	-3.00	2.50
Muros o arriostras (q3)	2.00	2.00		3.50
<b>Configuración de planta</b>				
Regularidad en planta (q4)	2.00	2.00	-4.00	2.50
Excentricidad (q5)	5.00	5.00	-8.00	5.00
<b>Configuración vertical</b>				
Regularidad vertical (q5)	0.00	0.00	-12.00	0.00
<b>Factores finales</b>				
Factor de calidad Q	1.14	1.14	-30.00	16.00
Chequeo Q > u	OK	OK		
Factor genérico	3.50	3.50		
Factor de reducción	4.79	4.79		

El factor de reducción mostrado en el cuadro No. 13 se refiere al tipo de estructura que se desea analizar, en este caso es una estructura de marcos de metal excéntricamente embreizados para el cual le corresponde un factor de 3.50, la descripción general de estos factores se encuentra explicada dentro de la norma NR-3:2000 de AGIES y se puede hacer una analogía al factor R del código UBC97 el cual posee una lista más amplia de tipo y configuraciones estructurales, pero la cual no es compatible con AGIES por tratarse de ideologías distintas.

AGIES utiliza una corrección al factor para adecuarlo mejor a la configuración de ejes y marcos de la estructura, ofreciendo una mejora en cuanto a factores que basan su uso únicamente en el tipo de estructura sin importar sus dimensiones en planta o elevación. El procedimiento para realizar esta corrección se encuentra detallado mediante una hoja práctica para llenar con datos de la estructura la cual se encuentra disponible dentro de la norma NR-3:2000. La tabla que se muestra en el cuadro No. 14 fue llenada con los datos del modelo a analizar en este trabajo.

**Cuadro No. 16**  
**Períodos y cortantes basales estáticos para cada dirección ortogonal**

<b>Cortante X</b>			
<b>Periodo de vibración T</b>			
hn	39.50 m		
Kt	0.0850		
Eje X: Te empírico	0.6437 Segundos		$T_E = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{L}}$
Eje Y: Te empírico	0.0078 Segundos		
Te para marcos E2	1.3393 Segundos		$T_E = K_T (h_n)^{0.75}$
<b>Cortante basal estático equivalente</b>			
Sa(T)	9.81		
Sf(T)	4.91		
Cs	2.05		
Css	4.91		
Ws	3,154,401.36 Kg		
Vbs	2,320,850.80 Kg		Estado límite de servicio
Vb	969,444.78 Kg		Estado límite de cedencia
<b>Cortante Y</b>			
<b>Periodo de vibración T</b>			
hn	39.50 m		
Kt	0.0850		
Eje X: Te empírico	0.0078 Segundos		$T_E = 0.09 \frac{h_n}{\sqrt{L}}$
Eje Y: Te empírico	0.6437 Segundos		
Te para marcos E2	1.3393 Segundos		$T_E = K_T (h_n)^{0.75}$
<b>Cortante basal estático equivalente</b>			
Sa(T)	9.81		
Sf(T)	4.91		
Cs	2.05		
Css	4.91		
Ws	3,154,401.36 Kg		
Vbs	2,320,850.80 Kg		Estado límite de servicio
Vb	969,444.78 Kg		Estado límite de cedencia

El cuadro anterior muestra como finalmente es calculado un período empírico para la estructura analizada, dato que será utilizado posteriormente para contrastarlo un análisis dinámico. Según el período obtenido y el peso total de la estructura modelada ya analizada, obtenemos cual sería el cortante que debería ser aplicado a la estructura mediante una distribución en cada uno de los ejes según su rigidez.

**2) UBC97.** A continuación se mostrará el procedimiento usual para obtener una distribución de fuerzas sísmicas en una estructura de acuerdo con UBC97, en este caso también dicha estructura será el modelo analizado previamente con el fin de tener una comparación entre los resultados obtenidos de cada análisis.

El método de distribución de las fuerzas sísmicas por medio de los lineamientos del código UBC97 se basa en un conjunto de parámetros basados en el tipo de estructura, según una clasificación propia del código, los cuales son afectados por el período de la estructura y el tipo de suelo sobre el cual se cimenta. En esta metodología interviene un factor adicional y el mismo supone la ubicación de la fuente sísmica

respecto a la localización de la estructura, un factor que para su correcta determinación es necesario conocimiento respecto a las fallas locales.

**Cuadro No. 17**  
**Factores para cálculo de sismo estático UBC97**

Peso de la estructura		
	Por nivel	693,968.30 lb
	Total	6,939,683.00 lb

Cortante basal		
Factor de importancia	I = 1.00	Edificio de oficinas estándar
Zona sísmica tipo 4	Z = 0.40	Guatemala
Factor Cv	0.56Nv	Sismo cercano tipo B con epicentro mayor a 10Km
Nv	1.00	
Cv	0.56	
Factor de elementos	R = 7.00	Marco de acero embreizado excéntricamente
Altura total	h = 120.00 ft	Sismo cercano tipo B con epicentro mayor a 10Km
Periodo fundamental	T = 1.27 seg	
Cortante basal	V = 437,497.57 lb	

$$F = \frac{C_a I}{RT} W$$

$$T = C_t (h_n)^{3/4}$$

Los distintos factores utilizados para definir el sismo estático según UBC97 se encuentran expuestos en el capítulo 16 de dicho código, en el una serie de tablas indican cuál es la aplicación de cada uno de estos factores según el tipo, sistema estructural y demás características de la estructura.

A continuación se mostrarán los resultados de acuerdo a la aplicación del sismo estático de acuerdo a la metodología del código UBC97, se utilizaron los factores correspondientes a los utilizados para definir el código de AGIES con la finalidad de lograr una comparación objetiva entre ambos códigos.

**Cuadro No. 18**  
**Cálculo de sismo estático UBC97**

Chequeo UBC97 sección 1630.2.1		
Factor Ca	0.40	
Suelo Tipo Sc	0.40	
Factor Na	1.00	Sismo cercano tipo B con epicentro mayor a 10Km
Factor Ca	0.40	
Cortante basal (mayor)	V = 781,245.65 lb	OK
Cortante basal (menor)	V = 305,346.05 lb	OK
Cortante basal (zona 4)	V = 317,242.65 lb	OK

$$0.11C_a W < V < \frac{2.5C_a I}{RT} W$$

$$V > \frac{0.8ZV_w I}{R} W$$

Se puede observar que en el caso del UBC97, el corte basal producto de las cargas sísmicas es ligeramente menor al obtenido por medio del método definido en AGIES, esto debido principalmente a que el código UBC97 supone un uso general del mismo y por lo tanto no se encuentra optimizado para una región específica como lo es AGIES. Usualmente, las normas recomendadas de AGIES suelen castigar un poco más las estructuras al introducir en ella mayores cargas sísmicas dentro de sus elementos.

Es necesario recalcar, que estos resultados aplican únicamente para el modelo analizado en este trabajo, no es una regla que un código castigue más a una estructura que otro, puede darse el caso donde los códigos intercambien sus papeles respecto a cual provoca un resultado más crítico en una estructura en particular y es por ello necesario apegarse a un código como base de diseño y a otro como referencia únicamente y nunca mezclar resultados ni valores de los factores que ellos utilizan dentro de sus cálculos.

A continuación se mostrará como ejemplo, la forma de distribución de las cargas sísmicas en los distintos niveles de acuerdo a la altura de cada uno de ellos, este ejemplo se basa en los resultados del análisis de cargas sísmicas según UBC97 pero muy bien pueden adaptarse el sistema a la distribución del cortante basal obtenido por medio de AGIES.

**Cuadro No. 19**  
**Distribución de sismo estático UBC97**

Distribución de fuerzas							
Factor R	10,002,22 lb						
Factor (V-R)	199,635,34 lb						
Marcos en X	10,00						
Marcos en Y	0,00						
Nivel	h	W	h*W	Participación	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>	Dir
10.00	179.00	693,968.30	89,071,910.70	17.41%	106,709.78	0.21	
9.00	117.00	693,968.30	81,194,391.10	16.79%	82,042.40	0.00	
8.00	109.00	693,968.30	79,866,671.50	14.17%	56,495.76	0.08	
7.00	93.00	693,968.30	64,599,051.00	12.55%	50,031.16	0.07	
6.00	81.00	693,968.30	56,211,432.30	10.93%	43,575.83	0.06	
5.00	69.00	693,968.30	47,823,812.70	9.31%	37,119.86	0.05	
4.00	57.00	693,968.30	39,436,193.10	7.69%	30,664.08	0.04	
3.00	45.00	693,968.30	31,048,573.50	6.07%	24,208.62	0.03	
2.00	30.00	693,968.30	20,810,049.00	4.05%	15,199.08	0.02	
1.00	15.00	693,968.30	10,405,024.50	2.02%	8,069.54	0.01	
Base	0.00	0.00	0.00	0.00%	0.00	0.00	
Totales		5,939,589.00	514,230,510.30	100.00%	437,487.57	0.69	

Mazos X				Mazos Y			
Factor X	1.00			Factor X	0.30		
Factor Y	0.30			Factor Y	1.00		
F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>	F <sub>x</sub>	F <sub>y</sub>
106,709.78	4,059,701	3,747,605	1,257,54	62,042.40	2,960,341	1,989,229	786,903
56,495.76	2,118,255	1,504,604	706,849	50,031.16	1,876,168	1,500,936	425,995
43,575.83	1,634,083	1,307,355	644,694	37,119.86	1,901,908	1,117,507	469,986
30,664.08	1,149,021	919,027	383,092	24,208.62	907,824	726,257	309,078
15,199.08	605,215	484,125	207,388	8,069.54	302,603	242,086	100,693
0.00	0	0	0	0.00	0	0	0

**b. Sismo dinámico.** Con el advenimiento del uso de computadoras como ayuda para el diseño de estructuras, se implementó el uso cada vez más común de espectros de diseño para la utilización de sismos dinámicos dentro del análisis de diversas estructuras.

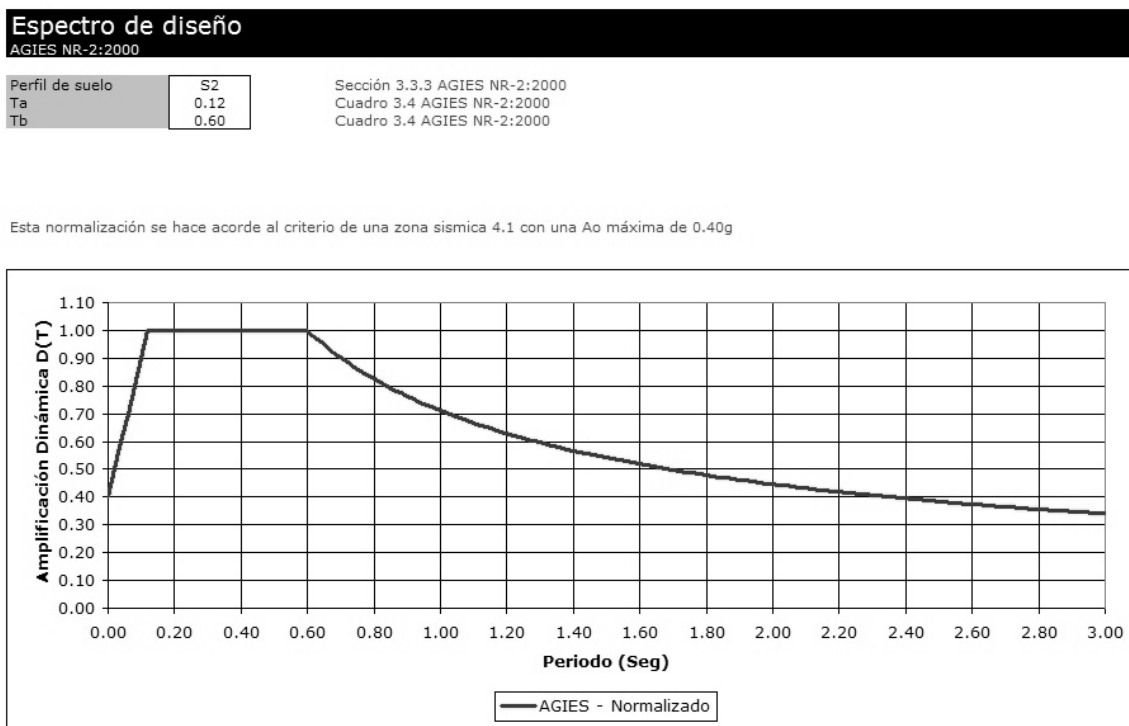
Este método de aplicación de cargas sísmicas no es exclusivo de métodos y programas de computadora, el mismo puede ser aplicado de forma manual con el único inconveniente que es necesario realizar una gran cantidad de operaciones matemáticas en las cuales pueden ocurrir errores involuntarios. Además resulta tedioso la aplicación de este tipo de sismos por métodos manuales ya que resulta necesario realizar todas los cálculos del diseño de la estructura tantas veces como modos de vibración sean requeridos para alcanzar una participación modal que alcance un 90% o 95% según sea el código que se utilice.

Al hacer uso de un programa de computadora resulta más eficiente la aplicación de un sismo dinámico en una estructura por varias razones, entre ellas se encuentra el hecho que este tipo de aplicación de cargas sísmicas toma en cuenta que la estructura es tridimensional y por ende sufre efectos de torsión que pueden ser calculados con base a un mejor conjunto de datos como la orientación de los elementos y la rigidez que presentan en cada uno de sus ejes mayores. Así como las diversas salientes o entrantes que pudiera tener la estructura, ya sea en planta o en perfil, es decir, toma en cuenta las irregularidades en planta y sección conforme éstas afecten a la estructura sin necesidad de recurrir a aproximaciones como se ejemplifica en el código UBC97.

Surge entonces la pregunta respecto a sí el espectro de diseño establecido por AGIES para uso dentro de esta norma es compatible y se encuentra acorde a los lineamientos de otros códigos de diseño con el fin de utilizar un equivalente dentro de un programa de computadora que no tenga definido el espectro de AGIES. Es por ello que se compararán los diversos espectros de diseño, UBC97, IBC2003 y AGIES, para así determinar las diferencias entre ellos y la disponibilidad de ser sustituido uno de ellos por otro cuando no se encuentren disponibles dentro de algún programa de diseño.



**Figura No. 21**  
**Espectro de diseño AGIES para suelo S2**



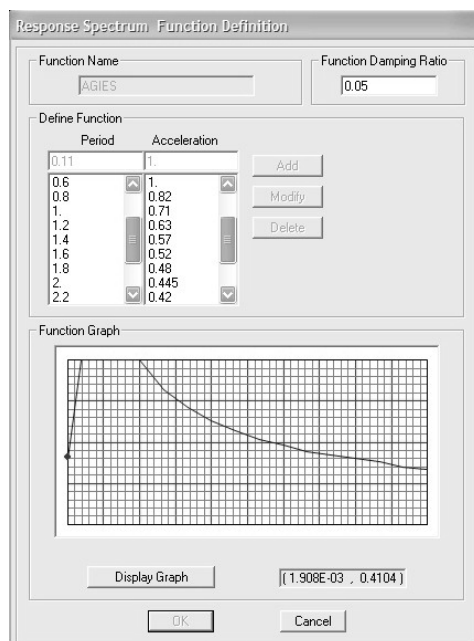
El espectro de diseño de AGIES es calculado mediante los parámetros establecidos en la norma recomendada NR-2:2000, la cual establece los procedimientos para generar un espectro de diseño en base a parámetros como el tipo de suelo y el período de la estructura. En este trabajo se incluyen los mapas de zonificación sísmica y las tablas necesarias para calcular los parámetros que definen este espectro.

Se puede observar a grandes rasgos cómo el espectro de AGIES para un suelo tipo S2, posee un rango bastante amplio donde se aplica la máxima aceleración definida por el código, este rango comprende periodos que abarcan desde 0.12seg hasta 0.60seg. En el segmento para periodos superiores se puede observar también que el decaimiento de la función es lento, por lo que se puede esperar que aún para estructuras con periodos altos que tengan una participación modal grande, las normas de AGIES aplicarán fuerzas sísmicas superiores a las que podríamos esperar de un espectro UBC97 por ejemplo.

Debido a que el SAP2000 no cuenta con la implementación de las normas recomendadas de AGIES, debido a su naturaleza como recomendaciones y no como un código formalmente establecido, es necesario generar un espectro que cumpla con las especificaciones de AGIES para de esta manera lograr un análisis que cumpla con los criterios sísmicos de la norma.

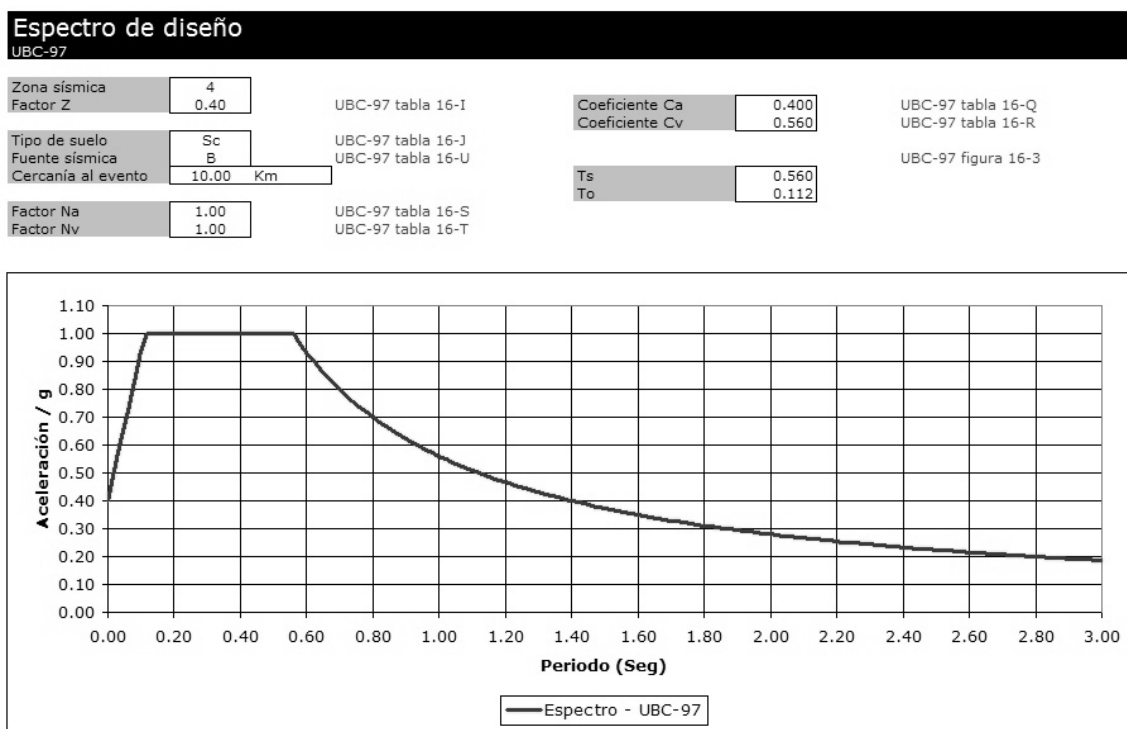
Para ello se utilizan las opciones disponibles dentro del programa que permiten la generación de un espectro definido por el usuario en donde éste ingrese valores de la curva previamente conocidos para de esta manera completar una región que abarque los posibles periodos que pudieran tener los distintos modos de vibración de la estructura.

**Figura No. 22**  
**Espectro de diseño AGIES generado en SAP2000**



A continuación se mostrará el espectro de diseño correspondiente al código UBC97 con parámetros de suelo equivalentes a los parámetros que consideran las normas recomendadas de AGIES con el fin de evaluar algunas de las diferencias y características de estos espectros.

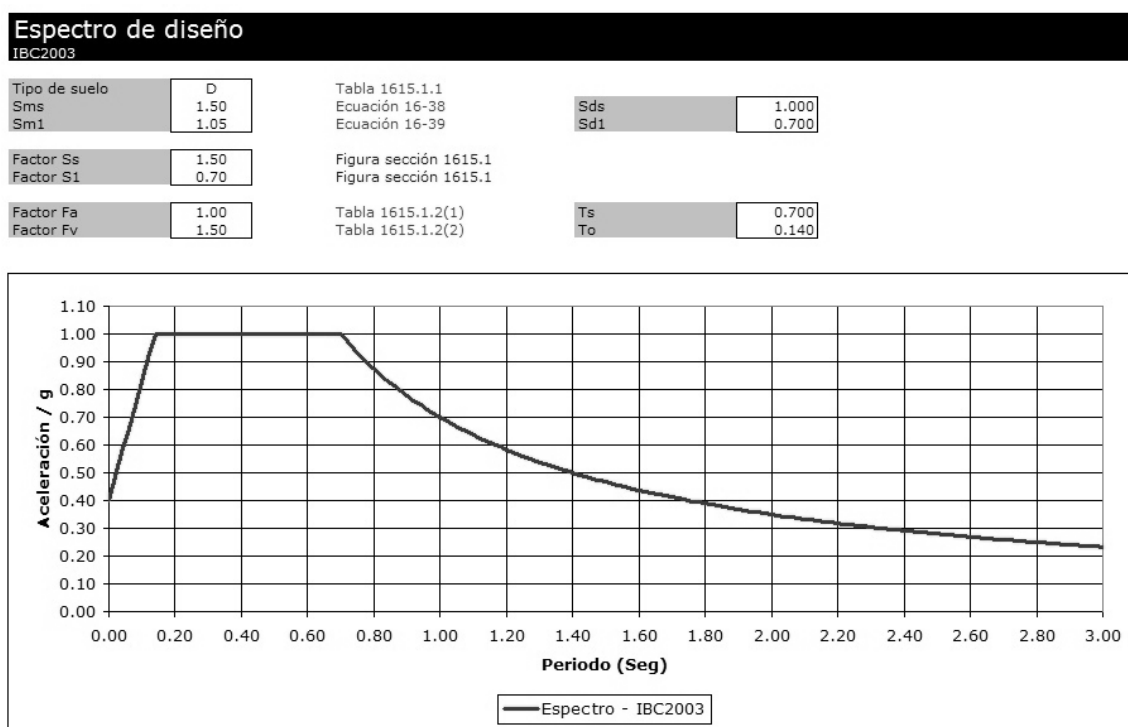
**Figura No. 23**  
**Espectro de diseño UBC97 para suelo Sc y zona sísmica 4**



A grandes rasgos podemos observar que el espectro de diseño del código UBC97 tiene un rango de períodos más estrecho en el cual aplica su máxima aceleración y empieza a decaer ligeramente antes del espectro de diseño AGIES. Así mismo, la tasa a la cual decae posterior a la zona límite de máxima aceleración es mayor a la tasa de AGIES. Se puede concluir entonces que el espectro de diseño para una estructura definido por AGIES resulta en cargas mayores a las aplicadas por medio de UBC97.

Por último se ve un código adicional, el cual es IBC2003, que representa la filosofía del UBC97 pero actualizada y mejorada con base a sismos y estudios recientes. Se selecciona para la elaboración de este espectro los parámetros de suelo más parecidos a los establecidos por el UBC97 y que a la vez se asemejen a los criterios de AGIES, este suelo es el tipo D, tal y como se define en la el capítulo 16 del código IBC2003. El espectro de diseño de este código es el siguiente.

**Figura No. 24**  
**Espectro de diseño IBC2003 para suelo D**



Se ve que este espectro se encuentra en un intermedio entre lo establecido por AGIES y por UBC97, posee una zona de máxima aceleración ligeramente mayor a AGIES pero una tasa de decaimiento en el tramo final muy parecido a UBC97.

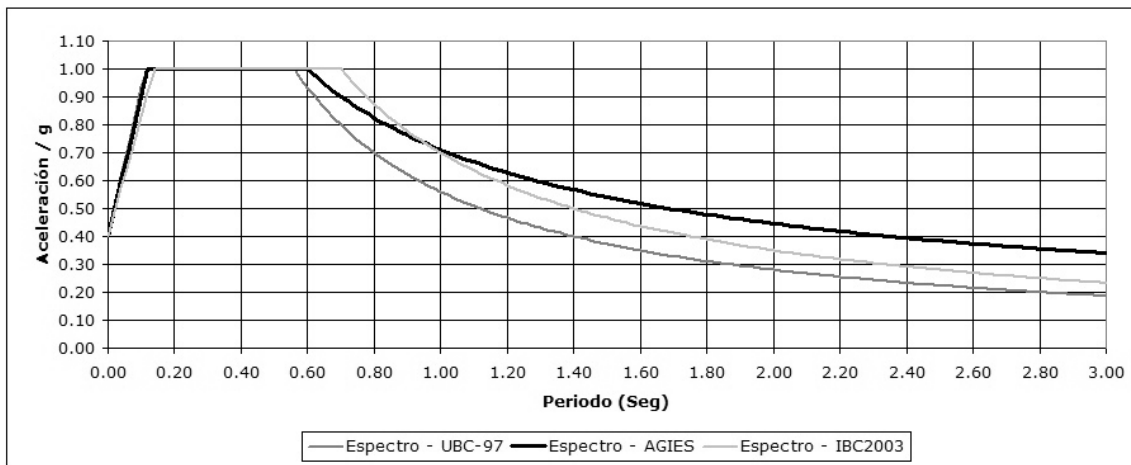
Con el fin de establecer diferencias, finalmente entre estos tres espectros de diseño se mostrará una última figura comparativa entre ellos con la finalidad de observar y distinguir las diferencias y de esta manera obtener un mejor criterio respecto a que espectro utilizar en cada caso particular al momento de no estar disponible el uso de los espectros de diseño de AGIES y estas habilitado algún otro de un código común como IBC2003 ó UBC97.

**Figura No. 25**  
**Comparación de espectros de diseño**

**Comparación de espectros**

AGIES, UBC-97, IBC2003

Los valores utilizados para calcular el espectro IBC 2003 fueron obtenidos a partir de gráficas establecidas para localidades en los EEUU, por ello se obtuvieron valores de sitios que presentarían la misma sismicidad que Guatemala, estos fueron obtenidos del sur de California en una zona de subducción superficial, lo cual es similar a la sismicidad de la costa sur de Guatemala.



Se puede observar que para períodos menores a aproximadamente 0.60seg, cualquiera de los espectros mostrados arroja resultados equivalentes, siendo el UBC97 menos crítico respecto a los otros. Esta afirmación aplica para estructuras cuyos períodos fundamentales de vibración y demás períodos de vibración que tengan una participación modal considerable, sean menores a 0.60seg. Si se toma la relación de 0.10seg por cada nivel, esto aplicaría únicamente para estructuras regulares de un máximo aproximado de 6 niveles. Para estructuras de gran altura será necesario evaluar que filosofía se desea adoptar a lo largo del diseño estructural ya que los períodos difieren de manera considerable.

En el modelo analizado se incluyeron cargas sísmicas obtenidas por medio de un espectro de diseño de AGIES, las mismas fueron distribuidas en dos ejes distintos teniendo en cada caso un eje principal con una carga sísmica del 100%, un eje perpendicular con una carga sísmica del 30% y un eje vertical para el movimiento trepidante de los sismos con una carga sísmica del 5%. Las combinaciones de carga utilizadas son las generadas a partir de la aplicación de un espectro de diseño fuerzas sísmicas en tres dimensiones, por lo que se obvian los requerimientos de AGIES de cargas horizontales adicionales y que de acuerdo con la manera como fueron distribuidas las cargas en el modelo se consideran estos efectos al incluir cargas sísmicas adicionales en cada uno de los ejes secundarios.

**c. Comparación entre análisis estático y análisis dinámico.** Usualmente, un análisis estático arroja resultados más apegados a la realidad cuando las estructuras que son analizadas poseen una geometría sin irregularidades tanto en planta como en sección, y, éstas no poseen detalles o elementos inusuales.

El análisis dinámico contempla estas variaciones ya que aplica las cargas sísmicas en función del período de vibración de la estructura, analizando tantos períodos como sean requeridos para lograr una participación modal que cumpla con los requerimientos del código de diseño que se utilice.

Una de las ventajas que ofrecen los programas de computadora para diseño estructural es el hecho que pueden realizar una gran cantidad de cálculos rápidamente que de otra manera tomarían una gran cantidad de tiempo, y, pueden mostrarlos casi de manera inmediata en formas prácticas que sirven al diseñador estructural para analizar el comportamiento mismo de la estructura de una forma gráfica.

La manera más sencilla de analizar si una estructura posee un comportamiento adecuado, es mediante el análisis de los modos de vibración que más participación poseen. En base al modelo analizado podemos observar como son calculados sus modos de vibración principales y compararlos con los períodos obtenidos en el análisis estático y observar las diferencias.

**Figura No. 26**

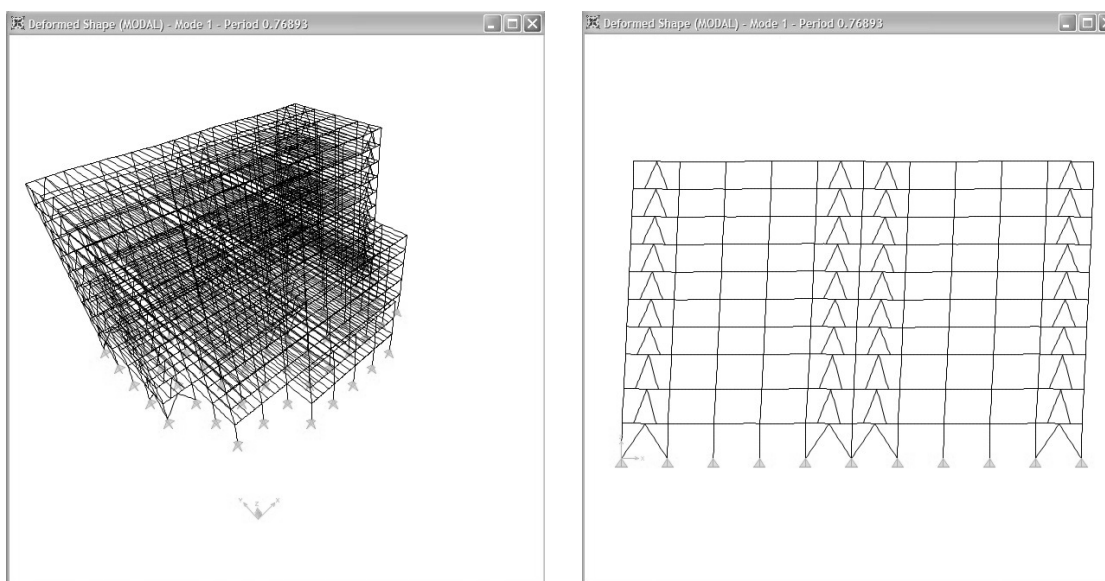
**Períodos para modos de vibración principales del modelo**

Found mode	of	48:	EV=	f=	T=
Found mode 1	of 48:	EV=	6.6771328E+01,	f=	1.300514, T= 0.768927
Found mode 2	of 48:	EV=	6.9551185E+01,	f=	1.327310, T= 0.753403
Found mode 3	of 48:	EV=	1.1658696E+02,	f=	1.718483, T= 0.581909
Found mode 4	of 48:	EV=	4.0813578E+02,	f=	3.215307, T= 0.311012
Found mode 5	of 48:	EV=	4.1449229E+02,	f=	3.240249, T= 0.308618
Found mode 6	of 48:	EV=	6.6423715E+02,	f=	4.101868, T= 0.243791
Found mode 7	of 48:	EV=	1.1968157E+03,	f=	5.505969, T= 0.181621
Found mode 8	of 48:	EV=	1.2663483E+03,	f=	5.663654, T= 0.176564
Found mode 9	of 48:	EV=	1.4292050E+03,	f=	6.016825, T= 0.166201
Found mode 10	of 48:	EV=	1.4292947E+03,	f=	6.017014, T= 0.166195
Found mode 11	of 48:	EV=	1.4292959E+03,	f=	6.017017, T= 0.166195
Found mode 12	of 48:	EV=	1.4456842E+03,	f=	6.051414, T= 0.165251
Found mode 13	of 48:	EV=	1.9307190E+03,	f=	6.993260, T= 0.142995
Found mode 14	of 48:	EV=	2.3696235E+03,	f=	7.747468, T= 0.129074
Found mode 15	of 48:	EV=	2.5733663E+03,	f=	8.073669, T= 0.123859
Found mode 16	of 48:	EV=	2.5779391E+03,	f=	8.080839, T= 0.123750
Found mode 17	of 48:	EV=	2.6153896E+03,	f=	8.139324, T= 0.122860
Found mode 18	of 48:	EV=	2.6532190E+03,	f=	8.197977, T= 0.121981
Found mode 19	of 48:	EV=	2.6558098E+03,	f=	8.201978, T= 0.121922
Found mode 20	of 48:	EV=	3.0748915E+03,	f=	8.825413, T= 0.113309
Found mode 21	of 48:	EV=	3.1231568E+03,	f=	8.894408, T= 0.112430
Found mode 22	of 48:	EV=	3.2767295E+03,	f=	9.110463, T= 0.109764
Found mode 23	of 48:	EV=	3.3457161E+03,	f=	9.205867, T= 0.108626
Found mode 24	of 48:	EV=	3.5263945E+03,	f=	9.451170, T= 0.105807

Podemos observar que el período obtenido mediante un análisis dinámico tridimensional es superior al período obtenido por AGIES de 0.6437seg e inferior al período obtenido por medio de UBC97 de 1.27seg. Esto se debe a que un análisis tridimensional contempla, como ya se expuso anteriormente, todas las irregularidades que el sistema pueda presentar y afecte el desempeño.

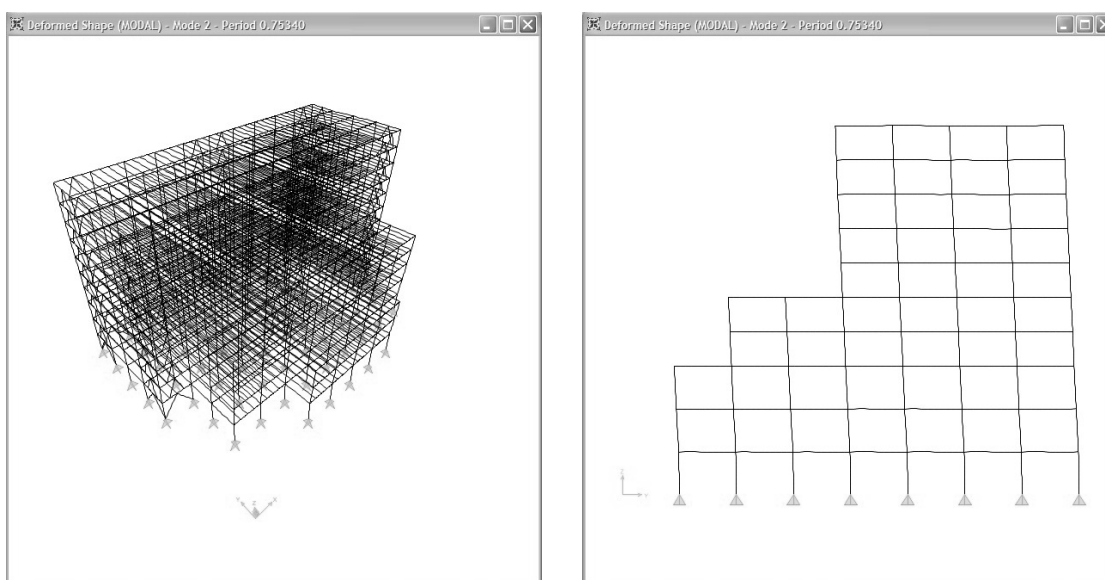
A continuación se mostrarán con fines de ilustración cómo los modos de vibración obtenidos en un análisis dinámico tridimensional son representados gráficamente con ayuda de un programa de computadora, mostrando las facilidades que presentan los mismos sobre los análisis manuales que pudieran realizarse a cualquier estructura, que, en este caso se trata del modelo analizado.

**Figura No. 27**  
**Primer modo de vibración del modelo**

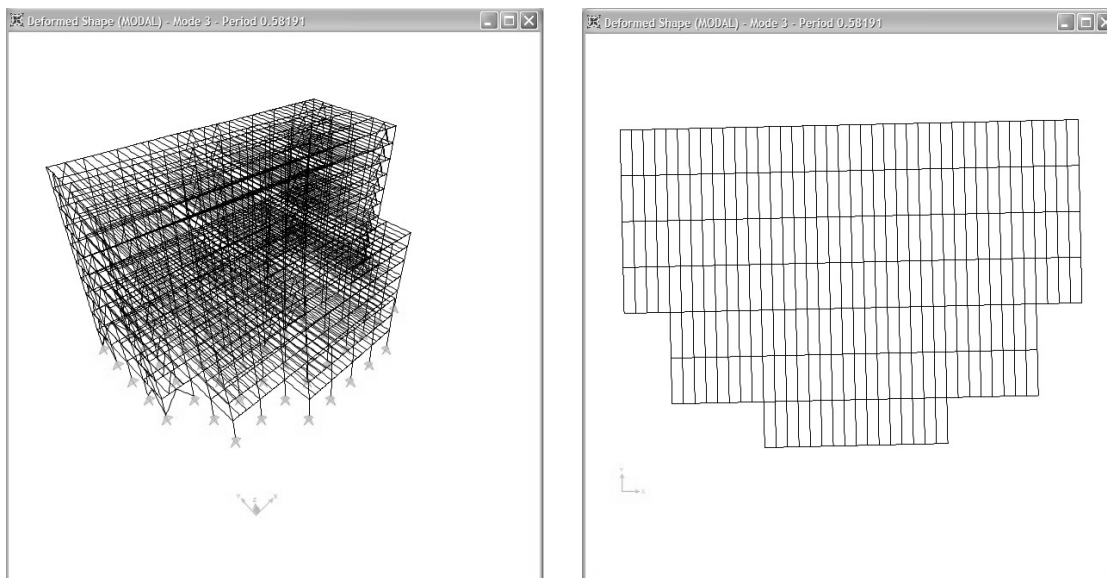


Se observa que este primer modo tiene un alto porcentaje de participación en el eje X, indicando que éste es el eje más débil de la estructura bajo el conjunto de cargas aplicadas a la misma. Según los datos mostrados de los períodos de vibración de la estructura notamos que el segundo modo tiene un período bastante similar al primero y teniendo éste un alto grado de participación en el eje Y, como se verá a continuación, hace suponer que la estructura resulta ser bastante regular en su respuesta a los efectos de un sismo, aún siendo ésta irregular por las salientes de los primeros 6 niveles.

**Figura No. 28**  
**Segundo modo de vibración del modelo**



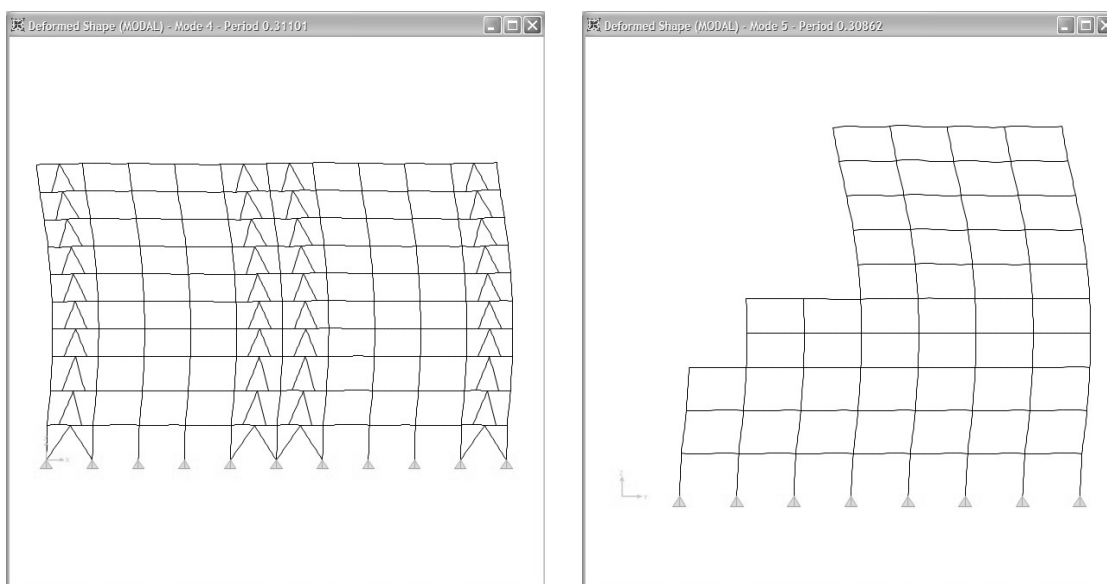
**Figura No. 29**  
**Tercer modo de vibración del modelo**



El tercer modo de vibración, en este caso, supone la torsión de la estructura debido a las excentricidades producidas por las diferencias entre el centro de masa y el centro de rigidez del sistema. En estructuras regulares es necesario introducir una excentricidad accidental para propiciar el apareamiento de este efecto, el cual puede ser provocado por el mismo uso de la estructura y la redistribución de las cargas durante la vida útil de la estructura.

Los modos superiores suponen un comportamiento de la estructura donde se combinan los efectos de los modos predominantes, en este caso los primeros tres modos de vibración.

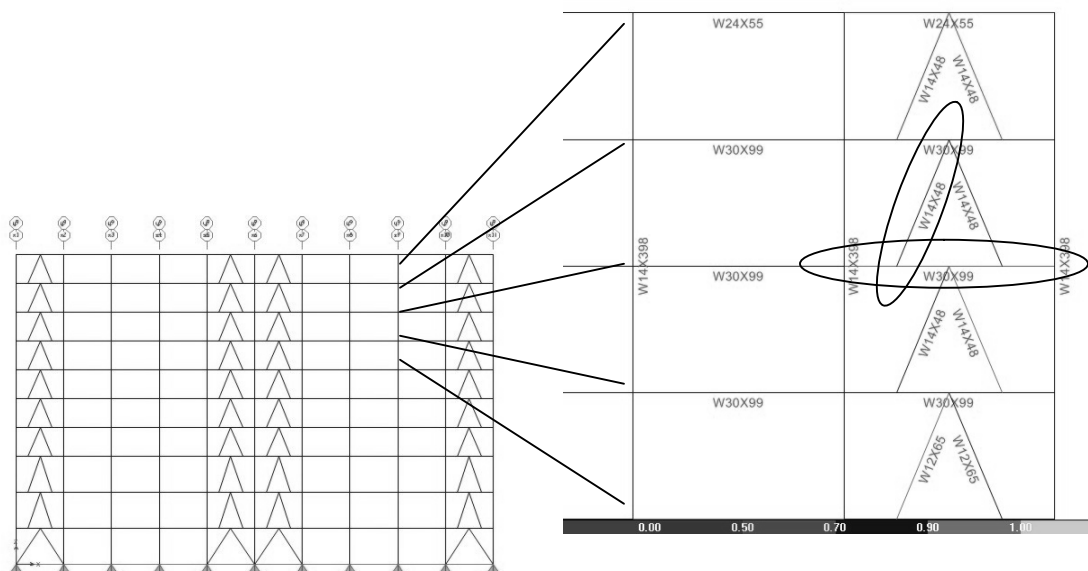
**Figura No. 30**  
**Modos de vibración superiores del modelo**



**4. Chequeo de elementos y diseño de conexiones.** A continuación se mostrará mediante la ayuda de hojas de cálculo la metodología de AGIES expuesta en la norma recomendada NR-7-5:2001 para el chequeo de elementos y el diseño de conexiones en estructuras de acero. La misma está basada y refiere constantemente a los lineamientos del código AISC LRFD por lo que gran parte de los chequeos están basados en esta norma.

**a. Diseño de conexión de breiza.** A continuación se presentará un ejemplo práctico del diseño de una conexión excéntrica para una breiza en configuración en "V" invertida, para ello se seleccionó un elemento del modelo con el fin de mostrar cómo a partir de los datos obtenidos a partir del análisis por computadora del modelo presentado se pueden revisar tanto las recomendaciones de las normas recomendadas de AGIES como las referencias que éste hace hacia el código LRFD.

**Figura No. 31**  
**Viga & breiza para análisis**



La viga seleccionada para el análisis es una viga de sección "I" del tipo W30X99. La razón por la cual se seleccionó dicho elemento se debe a que es una sección común dentro del análisis general resultante de la estructura. Al seleccionar una sección como esta se podrá generalizar el tipo de unión, siempre que un análisis de cada una demuestre que las cargas no varían considerablemente, logrando que el trabajo de fabricación de las piezas de la estructura sea más sencillo y pueda lograrse hacer detalles en serie, lo cual repercute en un ahorro en costos y en tiempo de fabricación.

Así mismo, en obra es común que piezas similares, pero de distintas resistencias y propiedades sean mezcladas por los armadores por lo cual es necesario en la medida de lo posible uniformizar secciones y detalles, aún cuando estos en ocasiones se encuentren sobrediseñados con el fin de que no existan confusiones con el armado y edificación de la estructura, eliminando de ella cualquier posible fuente de error y fallas futuras.



A continuación se mostrarán los detalles de carga y las cargas máximas resultantes para la viga analizada a partir del análisis por computadora del modelo.

**Figura No. 32**  
**Propiedades y cargas de viga analizada**

Frame		Design Sect:		Units	
Frame	: 1979	Design Sect:	W30X99	Units	Kip, ft, F
X Mid	: 190.000	Design Type:	Beam		
Y Mid	: 160.000	Frame Type:	Eccentrically Braced Frame		
Z Mid	: 105.000	Sect Class:	Seismic		
Length	: 20.000	Major Axis:	0.000 degrees counterclockwise from local 3		
Loc	: 20.000	RLLF	: 1.000		
Area	: 0.202	SMajor	: 0.155	rMajor	: 0.976
IMajor	: 0.192	SMinor	: 0.014	rMinor	: 0.175
IMinor	: 0.006	ZMajor	: 0.181	E	: 4176000.000
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 0.022	Fy	: 5184.000
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS					
Location	20.000	Pu	0.000	Mu33	-377.987
				Mu22	0.000
				Uu2	127.536
				Uu3	0.000
				Tu	0.018
PMH DEMAND/CAPACITY RATIO					
Governing Equation (H1-1b)		Total Ratio	0.449	P Ratio	0.000
				MMajor Ratio	0.449
				MMinor Ratio	0.000
				Ratio Limit	0.950
				Status Check	OK
AXIAL FORCE DESIGN					
		Pu Force	0.000	phi*Pnc Capacity	888.927
				phi*Pnt Capacity	942.840
MOMENT DESIGN					
		Mu Moment	-377.987	phi*Mn Capacity	842.400
				Cn Factor	1.000
				B1 Factor	1.000
				B2 Factor	1.000
				K Factor	1.000
				L Factor	0.250
				Cb Factor	1.345
		Major Moment	-377.987		
		Minor Moment	0.000		
SHEAR DESIGN					
		Uu Force	127.536	phi*Un Capacity	300.231
				Stress Ratio	0.425
				Status Check	OK
				Tu Torsion	0.000
		Major Shear	127.536		
		Minor Shear	0.000		

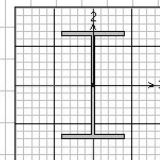


En cuanto a al breiza que se une a la viga, la misma es una sección W14X48, para ambas breizas conectadas. Es recomendable en este caso uniformizar secciones en la medida de lo posible, tanto por efectos como reversión de esfuerzos ante las cargas sísmicas como por el hecho de utilizar conexiones similares que tanto agreguen practicidad al proceso de edificación y fabricación de elementos como el aspecto estético de la estructura en donde los miembros aparenten ser uniformes a la vista cuando estos se encuentren sin acabados sobre ellos.

A continuación se muestran los detalles y cargas aplicadas a la breiza que se desea revisar su conexión.

Figura No. 33  
Propiedades y cargas de breiza analizada

Frame		Design Sect:		W14X48		Units		Kip, ft, F							
X Mid	: 187.500	Design Type	:	Brace											
V Mid	: 160.000	Frame Type	:	Eccentrically Braced Frame											
Z Mid	: 111.000	Sect Class	:	Seismic											
Length	: 13.000	Major Axis	:	0.000 degrees counterclockwise from local 3											
Loc	: 6.500	RLLF	:	1.000											
Area	: 0.098	SMajor	:	0.041	rMajor	:	0.489	AMMajor	:	0.033					
IMajor	: 0.023	SMinor	:	0.007	rMinor	:	0.159	AMMinor	:	0.055					
IMinor	: 0.002	ZMajor	:	0.045	E	:	4176000.000								
Ixy	: 0.000	ZMinor	:	0.011	Fy	:	5184.000								
<b>STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS</b>															
Location	6.500	Pu	-186.895	Mu33	0.391	Mu22	-0.026	Uu2	0.000	Uu3	0.003	Tu	-2.781E-04		
<b>PMM DEMAND/CAPACITY RATIO</b>															
Governing Equation (H1-1a)	Total Ratio	P Ratio	0.618	M Major Ratio	0.616	M Minor Ratio	0.002	Ratio Limit	0.950	Status Check	OK				
<b>AXIAL FORCE DESIGN</b>															
Axial	Pu Force	phi*Pnc Capacity	303.606	phi*Pnt Capacity	456.840										
<b>MOMENT DESIGN</b>															
Major Moment	Mu Moment	phi*Mn Capacity	211.680	Cm Factor	1.000	B1 Factor	1.034	B2 Factor	1.000	K Factor	1.000	L Factor	1.000	Cb Factor	1.316
Minor Moment	-0.026	51.848	0.732	1.059	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000					
<b>SHEAR DESIGN</b>															
Major Shear	Uu Force	phi*Un Capacity	91.146	Stress Ratio	0.000	Status Check	OK	Tu Torsion	0.000						
Minor Shear	0.004	154.803	2.358E-05	OK	OK	0.000									



Case: DSTL15

Items: Axial (P and T) | Max/Min Env

End Length Offset (Location)

I-End: Jt: 2004  
0.00000 ft  
(0.0000 ft)

J-End: Jt: 2210  
0.00000 ft  
(13.0000 ft)

Display Options

Scroll for Values

Show Max

---

Resultant Axial Force

**Axial**

174.155 Kip  
at 13.0000 ft

-187.185 Kip  
at 0.0000 ft

---

Resultant Torsion

**Torsion**

2.639E-04 Kip-ft  
at 13.0000 ft

-2.781E-04 Kip-ft  
at 13.0000 ft

Reset to Initial Units
Done
Units: Kip, ft, F

Con la finalidad de ilustrar un ejemplo de proceso de diseño y chequeo de una conexión entre elementos, en este caso una viga con una breiza en configuración de "V" invertida conectada excéntricamente; se hará uso de tablas de cálculo para realizar todas las operaciones matemáticas que involucren estas revisiones.

Estas tablas se encuentran realizadas de tal forma que en ellas se describe exactamente el chequeo que se está realizando al indicar la ecuación que se está utilizando o la tabla hacia la cual se refiere algún chequeo.

**Cuadro No. 20**  
**Propiedades de secciones y chequeo de compacidad sísmica**

## Diseño de conexión excéntrica

Dato    Código    Resultado    **Chequeo**    Fórmula

### Cargas aplicadas

Momento viga	377.987 Kips-ft	Momento aplicado a la viga
Momento breiza	0.000 Kips-ft	Momento aplicado a la breiza
Corte breiza	0.000 Kips	Corte aplicado a la breiza
Corte viga	127.536 Kips	Corte aplicado a la viga
Carga axial	187.185 Kips	Carga axial transmitida por la breiza
Torsión	0.000 Kips-ft	Torsión generada en el sistema

### Viga

#### W30x99

Fy	36.000 Ksi	Resistencia del material
Fu	58.000 Ksi	Resistencia del material
Área	29.100 in <sup>2</sup>	Area de la sección
Depth (d)	29.700 in	Altura del perfil
Width (bf)	10.500 in	Longitud del patín
Flange (tf)	0.670 in	Espesor del patín
Web (tw)	0.520 in	Espesor del alma
bf/2tf	7.800	Características del perfil
h/tw	51.900	Características del perfil
rx	11.700 in	Radio de giro sobre el eje X
Z x-x	312.000 in <sup>3</sup>	Características del perfil
Distance (k)	1.563 in	Características del perfil
Distance (T)	26.500 in	Altura libre del alma

### Breiza

#### W14x48

Fy	36.000 Ksi	Resistencia del material
Fu	58.000 Ksi	Resistencia del material
Área	14.100 in <sup>2</sup>	Area de la seccion
Depth (d)	13.800 in	Altura del perfil
Width (bf)	8.030 in	Longitud del patin
Flange (tf)	0.595 in	Espesor del patin
Web (tw)	0.340 in	Espesor del alma
bf/2tf	6.750	Características del perfil
h/tw	33.600	Características del perfil
rx	5.850 in	Radio de giro sobre el eje X
Z x-x	78.400 in <sup>3</sup>	Características del perfil
Distance (k)	1.438 in	Características del perfil
Distance (T)	10.875 in	Altura libre del alma

### Requisitos de compacidad sísmica

Elemento	Viga	W30x99	Elemento y perfil a analizar
Flange (tf)	0.670 in		Espesor del patín
Relación b/t (bf/2tf)	7.800		Propiedades del perfil
$b/t < 0.30(E/Fy)^{0.5}$	8.515		Límites de compacidad sísmica tabla B5.1
Chequeo	OK		Código sísmico A341-02 tabla I-8-1
Web (tw)	0.520 in		Espesor del alma
Relación b/t (h/tw)	51.900		Propiedades del perfil
$b/t < 0.30(E/Fy)^{0.5}$	69.537		Límites de compacidad sísmica tabla B5.1
Chequeo	OK		Código sísmico A341-02 tabla I-8-1

Elemento	Breiza	W14x48	Elemento y perfil a analizar
Flange (tf)	0.595 in		Espesor del patín
Relación b/t (bf/2tf)	6.750		Propiedades del perfil
$b/t < 0.30(E/Fy)^{0.5}$	8.515		Límites de compacidad sísmica tabla B5.1
Chequeo	OK		Código sísmico A341-02 tabla I-8-1
Web (tw)	0.340 in		Espesor del alma
Relación b/t (h/tw)	33.600		Propiedades del perfil
$b/t < 0.30(E/Fy)^{0.5}$	69.537		Límites de compacidad sísmica tabla B5.1
Chequeo	OK		Código sísmico A341-02 tabla I-8-1

En los chequeos anteriores se revisan las secciones en cuanto a sus propiedades de compacidad sísmica con el fin de clasificarlas como secciones adecuadas para uso en sistemas sismorresistentes. AGIES sugiere estas revisiones; pero no establece procedimientos y refiere a los mismos al código AISC LRFD, por lo que se utiliza el código AISC A341-02 en cuanto a provisiones sísmicas.

**Cuadro No. 21**  
**Diseño del vínculo en viga**

<b>Resistencia a corte del link</b>		
Largo (e)	36.000 in	Largo asumido para el vínculo a diseñar
$A_w = (d-2t_f)tw$	14.747 in <sup>2</sup>	Área del alma del vínculo
$Rho'$	1.468	Relación entre carga axial de breiza y corte de viga
$\Phi$	0.900	Factor en base al tipo de carga aplicada
$V_p = 0.6F_y(d-2t_f)tw$	318.540 Kips	Resistencia a corte del vínculo
$M_p = (1/12)(F_y/Z_{xx})$	936.000 Kips-ft	Momento plástico del elemento
$V_n$	318.540 Kips	Resistencia nominal, menor de $V_p$ o $2M_p/e$
$P_y = F_yA_g$	1,047.600 Kips	Resistencia nominal axial a cedencia
$0.15P_y = 0.15F_yA_g$	157.140 Kips	Para comparación con carga axial del vínculo
Necesario Chequeo	Si	Es o no necesario el chequeo por carga axial
<b>Chequeo de corte</b>		
$V_{pa} = V_p((1-(P/0.15P_y))^2)^{0.5}$	313.413 Kips	Resistencia a corte del vínculo
$M_{pa} = 1.18M_p(1-(P/P_y))$	907.132 Kips-ft	Resistencia a momento del vínculo
Corte de diseño	282.072 Kips	Mínimo entre $Rho'V_{pa}$ o $2\Phi(M_{pa}/e)$
<b>Chequeo de largo</b>		
$A = Rho'(A_w/A_g)$	0.744	Chequeo AISC A360-05 para factores $>0.3$
Largo max $L = 1.6(M_p/V_p)$	43.899 in	Si $A > 0.3$ multiplicar por $(1.15-0.5A)*1.6(M_p/V_p)$
Rotación (Min 0.02 Max 0.08)	0.080 Radianes	0.080 para largos menores a $1.6(M_p/V_p)$
Largo final (e)	43.899 in	Ancho final del vínculo según chequeos

Como parte del diseño del vínculo o link, es necesario comprobar tanto el corte como el momento plástico es por ello que se muestra estas revisiones en el cuadro anterior. Una característica particular de los vínculos es que los mismos deben tener una longitud mínima la cual debe estar reforzada con atiesadores con el fin de provocar que el segmento de la viga a donde convergen las cargas axiales transmitidas por la breiza tenga un comportamiento dúctil bajo cargas sísmicas.

**Cuadro No. 22**  
**Espesor y separación de rigidizantes en el vínculo**

<b>Rigidizantes en el link</b>		
Ancho combinado bf-2tw	9.460 in	Ancho combinado del vinculo y demas elementos
Espesor mínimo	0.390 in	Mínimos 0.75tw o 3/8in
<b>Rigidizantes intermedios</b>		
$L = 1.6M_p/V_p$	56.417 in	Chequeo de espaciamiento según longitud del link
$L = 2.6M_p/V_p$	91.678 in	Chequeo de espaciamiento según longitud del link
$L = 5M_p/V_p$	176.305 in	Chequeo de espaciamiento según longitud del link
$L = 30tw-d/5$	9.660 in	Chequeo de espaciamiento según longitud del link
$L = 52tw-d/5$	21.100 in	Chequeo de espaciamiento según longitud del link
Separación	9.660 in	Separación seleccionada en base a lineamientos
Soldadura alma $twTF_y$	372.060 Kips	Resistencia requerida en el alma
Soldadura patín $(1/8)(twTF_y)$	46.508 Kips	Resistencia requerida en el patín

Se muestra el cálculo para la separación de los rigidizantes del vínculo en función de la longitud del mismo. Estas condiciones se encuentran definidas tanto en el código AISC A341-02 dentro de las provisiones sísmicas para link, como dentro de las normas recomendadas de AGIES NR-7-5:2001. Aun cuando las provisiones sísmicas de AGIES contemplan algunos de los chequeos mostrados se procedió a realizar adicionalmente los chequeos detallados en el código del AISC ya que presenta revisiones adicionales y las normas AGIES refieren al mismo.

A continuación se muestra la forma de calcular la resistencia del link ante la máxima carga que pueda ser aplicada al mismo como consecuencia del análisis de la estructura y la aplicación de las cargas de diseño.

**Cuadro No. 23**  
**Diseño de conexión de breiza a placa de unión**

<b>Fuerzas en breiza</b>		
Ry	1.100	Código sísmico A341-02 tabla I-6-1
2Mp/Vp	5.877	Condición a cumplir según A341-02 C15.6
<b>Fuerza máxima link</b>		
Kl/r < 200	26.667	OK
Fcr	29.500	Limitante por código
Carga axial	374.355 Kips	Capacidad de sección LRFD
Resistencia a Mu	801.133 Kips-ft	$0.9F_{cr}A_g \quad V = 1.25R_yV_p$
Resistencia a Vu	437.992 Kips	$M = e(1.25R_yV_p) / 2$
Interacción	0.500	OK
		$(P/P_u) + (V/V_u) + (M/M_u)$
<b>Diseño de la conexión de la breiza a la placa de unión</b>		
Carga en alma	187.185 Kips	Asumimos que tanto el alma como los patines absorben el total de la carga
Carga en patines	187.185 Kips	
<b>Pernos por corte</b>		
Diámetro de pernos	1.000 in	Diámetro nominal de pernos seleccionados
Tipo de perno	A325-N	Tipo de perno, N rosca no incluida & X rosca incluida
Resistencia de pernos	28.300 Kips	Resistencia a tensión de los pernos LRFD 7-10
Pernos a usar	6.614 Pernos	Pernos requeridos para resistir cargas aplicadas
Usamos	7.000 Pernos	Pernos totales a utilizar como mínimo
<b>Angular a utilizar para la unión</b>		
Tipo	L4X4X5/8	Perfil seleccionado para unión
Ag	4.610 in <sup>2</sup>	Área gruesa de la sección
Yp	0.576 in	Características del perfil
tw	0.625 in	Espesor de la sección
Fy	50.000 Ksi	Resistencia del material
Fu	65.000 Ksi	Resistencia del material
<b>Chequeos de resistencia</b>		
Resistencia a fluencia	207.450 Kips	OK
Resistencia a ruptura	190.460 Kips	OK
An	3.907 in <sup>2</sup>	$0.9F_yA_g > \text{Carga en patines}$ $0.75F_yA_n > \text{Carga en patines}$ $A_g - (dp - 1/8)tw$
<b>Chequeo bloque de cortante</b>		
Leh	2.000 in	Factor según el número de pernos
Lev	2.000 in	Factor según el número de pernos
Phi-0.6FuAnv	380.000 Kips/in	Tabla 9-4a LRFD
Phi-FuAnt	62.500 Kips/in	Tabla 9-3a LRFD
Phi-FyAgt	54.000 Kips/in	Tabla 9-4b LRFD
(a)	271.250 Kips	
(b)	276.563 Kips	
Phi-Rn	271.250 Kips	$\phi R_n = \phi [0.6F_uA_{nv} + F_yA_{gt}] \leq \phi [0.6F_uA_{nv} + F_uA_{nt}]$
Phi-Rn > Corte	OK	Chequeo de resistencia sobre el corte aplicado
Ag	4.610 in <sup>2</sup>	Área gruesa del elemento
a	4.000 in	Factor según el número de pernos
b	4.000 in	Factor según el número de pernos
Agv	2.500 in <sup>2</sup>	$A_{gv} = a*tw$
Agt	2.500 in <sup>2</sup>	$A_{gt} = b*tw$
Ant	2.188 in <sup>2</sup>	$A_{nt} = (b - 0.5dp)tw$
Anv	-1.875 in <sup>2</sup>	$A_{nv} = (a - \#dp)tw$
FuAnt	142.188 Kips	Factores de resistencia del bloque a cortante
0.6FuAnv	-73.125 Kips	Factores de resistencia del bloque a cortante
FyAgt	125.000 Kips	Factores de resistencia del bloque a cortante
0.6FyAgv	75.000 Kips	Factores de resistencia del bloque a cortante
Rn del bloque de cortante	217.188 Kips	OK

La conexión de la breiza a la columna es realizada mediante la ayuda de una placa conectora a la cual se unirán ambos elementos mediante el uso de pernos. En este caso la placa conectora se fabricará con un angular 4X4X5/8 con el fin de facilitar el proceso constructivo ya que el angular ofrece ayuda durante el montaje como consecuencia de su forma y a la vez aporta a la unión resistencia adicional en el plano perpendicular, ofreciendo un refuerzo adicional ante posibles efectos torsionales limitando el pandeo en la unión.

**Cuadro No. 24**  
**Diseño de conexión de alma a placa de unión**

<b>Diseño de la conexión entre el alma y la placa de unión</b>			
Diámetro de pernos	1.000 in		Diámetro nominal de pernos seleccionados
Tipo de perno	A325-N		Tipo de perno, N Rosca no incluida & X Rosca incluida
Resistencia de pernos	28.300 Kips		Resistencia a tensión de los pernos LRFD 7-10
Pernos a usar	6.614 Pernos		Pernos requeridos para resistir cargas aplicadas
Usamos	7.000 Pernos		Pernos totales a utilizar como mínimo
<b>Placa a utilizar</b>			
tw	0.500 in		Espesor asumido de la placa
Largo	12.000 in		Largo asumido de la placa
Área	6.000 in <sup>2</sup>		Área de la sección
Fy	50.000 Ksi		Resistencia del material
Fu	65.000 Ksi		Resistencia del material
<b>Revisión de esfuerzos en placa</b>			
Resistencia a fluencia	270.000 Kips	OK	0.9FyAg > Carga en alma
Resistencia a ruptura	265.078 Kips	OK	0.75FuAn > Carga en alma
An	5.438 in <sup>2</sup>		Ag - (dp- 1/8)tw
<b>Chequeo bloque de cortante</b>			
Leh	2.000 in		Factor según el número de pernos
Lev	2.000 in		Factor según el número de pernos
Phi-0.6FuAnv	380.000 Kips/in		Tabla 9-4a LRFD
Phi-FuAnt	62.500 Kips/in		Tabla 9-3a LRFD
Phi-FyAgt	54.000 Kips/in		Tabla 9-4b LRFD
(a)	217.000 Kips		$\phi R_n = \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}] \leq \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_u A_{nt}]$
(b)	221.250 Kips		
Phi-Rn	217.000 Kips		
Phi-Rn > Corte	OK		Chequeo de resistencia sobre el corte aplicado
Ag	6.000 in <sup>2</sup>		Área gruesa del elemento
a	5.000 in		Factor según el número de pernos
b	5.000 in		Factor según el número de pernos
Agv	2.500 in <sup>2</sup>		Agv = a*tw
Agt	2.500 in <sup>2</sup>		Agt = b*tw
Ant	2.250 in <sup>2</sup>		Ant = (b-0.5dp)tw
Anv	-1.000 in <sup>2</sup>		Anv = (a-#dp)tw
FuAnt	146.250		Factores de resistencia del bloque a cortante
0.6FuAnv	-39.000		Factores de resistencia del bloque a cortante
FyAgt	125.000		Factores de resistencia del bloque a cortante
0.6FyAgv	75.000		Factores de resistencia del bloque a cortante
Bloque de cortante	221.250 Kips	OK	

Se muestra en la tabla presentada anteriormente el diseño de la conexión entre el alma y la placa de unión. Para ello es necesario realizar las revisiones usuales para el diseño de elementos de acero sujetos a carga axial cuando estos tienen perforaciones por el uso de pernos.

Estos chequeos incluyen la comprobación de la resistencia a fluencia de la placa de metal, en donde tiene particular importancia el área gruesa de la sección. La resistencia a ruptura como consecuencia de la reducción del área en la sección debido a los pernos utilizados en la unión y la cantidad o disposición de los mismos.

Para la revisión del bloque a cortante se realizan ambos chequeos mediante los dos métodos definidos por el código AISC LRFD los cuales refieren a las tablas 9.3a, 9.4a y 9.4b los cuales muestran factores de acuerdo al tamaño de los pernos, la cantidad de los mismos y a la disposición en cuanto a separaciones de los bordes.

**Cuadro No. 25**  
**Diseño de conexión de placa de unión**

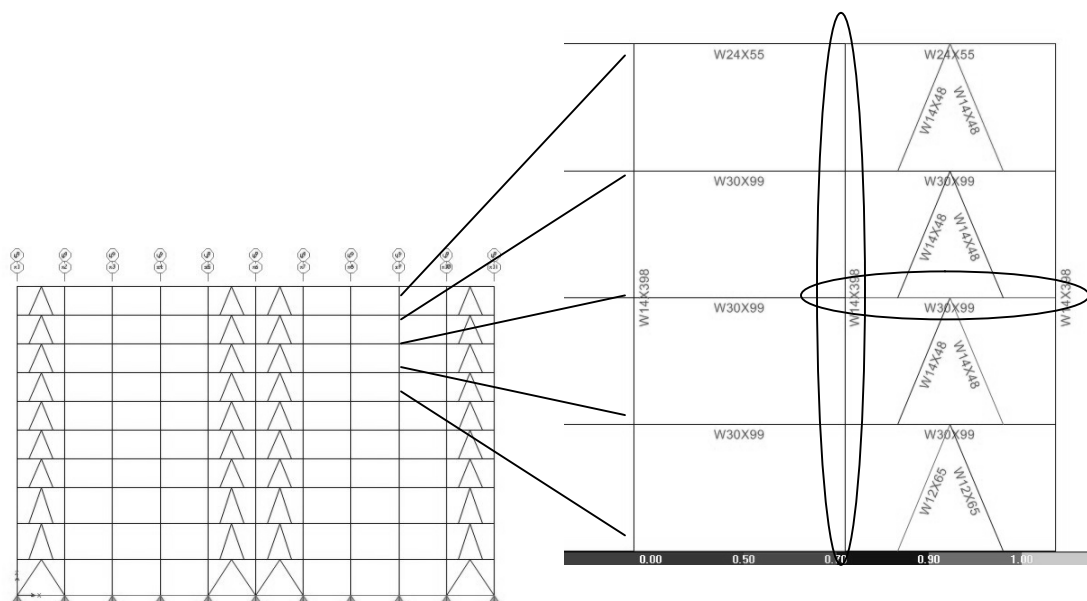
<b>Diseño de la conexión de placa de unión</b>			
tw	1.000 in		Espesor asumido de la placa
Largo	6.000 in		Largo asumido de la placa
Área	6.000 in <sup>2</sup>		Área de la sección
Fy	50.000 Ksi		Resistencia del material
Fu	65.000 Ksi		Resistencia del material
<b>Revisión de esfuerzos en placa</b>			
Resistencia a fluencia	270.000 Kips	OK	0.9FyAg > Carga en alma
Resistencia a ruptura	237.656 Kips	OK	0.75FyAn > Carga en alma
An	4.875 in <sup>2</sup>		Ag - (dp- 1/8)tw
<b>Chequeo bloque de cortante</b>			
Leh	2.000 in		Factor según el número de pernos
Lev	2.000 in		Factor según el número de pernos
Phi-0.6FuAnv	380.000 Kips/in		Tabla 9-4a LRFD
Phi-FuAnt	62.500 Kips/in		Tabla 9-3a LRFD
Phi-FyAgt	54.000 Kips/in		Tabla 9-4b LRFD
(a)	434.000 Kips		$\phi R_n = \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}] \leq \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_u A_{nt}]$
(b)	442.500 Kips		
Phi-Rn	434.000 Kips		
Phi-Rn > Corte	OK		Chequeo de resistencia sobre el corte aplicado
Ag	6.000 in <sup>2</sup>		Área gruesa del elemento
a	4.000 in		Factor según el número de pernos
b	4.000 in		Factor según el número de pernos
Agv	4.000 in <sup>2</sup>		Agv = a*tw
Agt	4.000 in <sup>2</sup>		Agt = b*tw
Ant	3.500 in <sup>2</sup>		Ant = (b-0.5dp)tw
Anv	-3.000 in <sup>2</sup>		Anv = (a-#dp)tw
FuAnt	227.500		Factores de resistencia del bloque a cortante
0.6FuAnv	-117.000		Factores de resistencia del bloque a cortante
FyAgt	200.000		Factores de resistencia del bloque a cortante
0.6FyAgv	120.000		Factores de resistencia del bloque a cortante
Bloque de cortante	347.500 Kips	OK	

Por último se muestra cómo es calculada la placa de unión la cual se colocará unida al patín de la viga provista de rigidizantes en el área y longitud del vínculo. Esta placa deberá ser suficientemente rígida para soportar la totalidad de las cargas axiales transferidas por las breizas, así como posee suficiente capacidad para soportar el pandeo, fluencia y ruptura por el uso de pernos en las uniones de los elementos que une, en este caso la viga con la breiza.

**b. Diseño de conexión de viga a columna.** A continuación se presentará un ejemplo práctico del diseño de una conexión entre una viga principal con una columna en su eje fuerte. Para ello se utilizará la misma viga que se utilizó para el análisis de la conexión de una breiza y su conexión a la columna inmediata la cual es una sección "I" del tipo W14X398. Para las columnas fueron seleccionadas secciones W14 ya que éstas poseen una mayor resistencia en su eje débil debido a que las mismas poseen una geometría que logra distribuir el hacer de una manera que bajo cargas axiales poseen menos riesgo de flexionarse que el resto de secciones con un gran peralte que pudieran tener una mayor resistencia axial pero poca esbeltez.

A continuación se muestran la viga y la columna utilizadas del modelo para realizar el análisis de la conexión.

**Figura No. 34**  
**Viga & columna para análisis**



Las columnas de la estructura fueron modeladas para apegarse lo más posible a la realidad donde se utilizarán elementos que abarcan varios niveles en su altura, es decir, como parte del proceso constructivo las columnas son elaboradas con elementos que poseen una gran longitud, esto con el fin de agilizar la edificación de la misma estructura así como ubicar la menor cantidad posible de empalmes dentro de el largo total de la columna.

Como recomendación tanto del código AISC LRFD como de las normas recomendadas de AGIES, se prescribe que los empalmes de las columnas deberán alejarse en la medida de lo posible de los nudos de la estructura, los mismos deberán ubicarse alejados al menos 1.20m metros de los nudos y ubicarse lo más cercano a la altura media de los niveles que atraviesa.

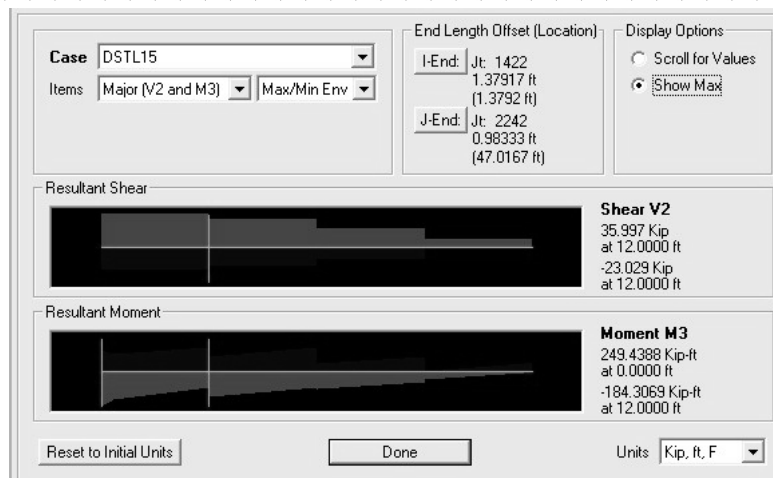
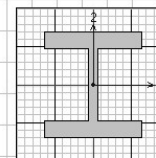
En estos empalmes es posible lograr una reducción en la sección de la columna y es aquí en donde entra a relucir las ventajas del uso de secciones W14 ya que éstas aparte de tener buenas propiedades resistivas en ambos ejes y evitar en mayor cantidad el pandeo, poseen una igual profundidad del alma lo cual facilita el anclaje entre elementos y el diseño de las platinas ya que éstas pueden ser fácilmente ubicadas dentro de las almas de los elementos.

Es por ello que las columnas fueron modeladas como elementos de varios niveles de longitud, pero alterando sus propiedades para considerar el hecho que a cada nivel que atraviesa, la columna es soportada por las vigas que se conectan a ella logrando reducir su longitud no embreizada y ocasionando un comportamiento más apegado a la realidad, a continuación se muestran las propiedades calculadas para la columna y las consideraciones realizadas con base a las cargas aplicadas y el momento y carga axial resultante.



Figura No. 35  
Propiedades y cargas de columna analizada

Frame : 2796		Design Sect: W14X398		Units   Kip, ft, F	
X Mid	: 180.000	Design Type	: Column		
V Mid	: 160.000	Frame Type	: Eccentrically Braced Frame		
Z Mid	: 105.000	Sect Class	: Seismic		
Length	: 48.000	Major Axis	: 0.000 degrees counterclockwise from local 3		
Loc	: 1.379	RLLF	: 1.000		
Area	: 0.813	SMajor	: 0.380	rMajor	: 0.597
IMajor	: 0.289	SMinor	: 0.151	rMinor	: 0.359
IMinor	: 0.105	ZMajor	: 0.464	E	: 4176000.000
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 0.233	Fy	: 5184.000
AMajor	: 0.225				
AMinor	: 0.546				
<b>STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS</b>					
Location		Pu	Mu33	Mu22	Uu2
1.379		-273.603	199.974	-628.478	-23.029
					Uu3
					111.351
					Tu
					-0.059
<b>PMH DEMAND/CAPACITY RATIO</b>					
Governing Equation (H1-1b)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit
	0.724	= 0.038	+ 0.092	+ 0.593	0.950
					Status Check
					OK
<b>AXIAL FORCE DESIGN</b>					
	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity		
Axial	-273.603	3566.291	3790.800		
<b>MOMENT DESIGN</b>					
	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cn Factor	B1 Factor	B2 Factor
Major Moment	199.974	2162.700	0.850	1.000	1.000
Minor Moment	-628.478	1059.494	0.850	1.000	1.000
				K Factor	L Factor
				0.250	0.250
					Cb Factor
					1.135
<b>SHEAR DESIGN</b>					
	Uu Force	phi*Un Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion
Major Shear	35.997	629.331	0.057	OK	0.000
Minor Shear	117.729	1529.228	0.077	OK	0.000



Se puede observar que las cargas axiales en la columna aumentan conforme se desciende en los distintos niveles que posee la estructura, en esta columna particular, la misma está diseñada para abarcar los cuatro niveles superiores de la estructura.

También se ve que los momentos resultantes por las distintas conexiones de las vigas principales que se unen a ella aumentan también conforme se disminuye en altura de la estructura, se puede observar un leve cambio en la distribución de momentos dentro de las conexiones que corresponden al séptimo nivel de la estructura y esto se debe al hecho que en este punto cambian de sección los elementos de las vigas principales para acomodarse a los requerimientos adicionales de carga que experimenta la estructura.

**Cuadro No. 26**  
**Propiedades de viga y columna analizadas**

## Diseño de conexión

Dato	Código	Resultado	Chequeo	Fórmula
------	--------	-----------	---------	---------

### Cargas aplicadas

Momento	377.987 Kips-ft	Momento aplicado a la unión
Corte	127.536 Kips	Corte desarrollado en la unión

### Viga

#### W30x99

Fy	50.000 Ksi	Resistencia del material
Fu	65.000 Ksi	Resistencia del material
Área	29.100 in <sup>2</sup>	Área de la sección
Depth (d)	29.700 in	Altura del perfil
Width (bf)	10.500 in	Longitud del patín
Flange (tf)	0.670 in	Espesor del patín
Web (tw)	0.520 in	Espesor del alma
Inercia X	3,990.000 in <sup>4</sup>	Inercia en el eje X
Inercia Y	128.000 in <sup>4</sup>	Inercia en el eje Y
Radio de giro X	11.700 in	Radio de giro sobre el eje X
Radio de giro Y	2.100 in	Radio de giro sobre el eje Y
Z x-x	312.000 in <sup>3</sup>	Características del perfil
Z y-y	38.600 in <sup>3</sup>	Características del perfil
Distancia (k)	1.320 in	Características del perfil
Distancia (T)	26.500 in	Altura libre del alma

### Columna

#### W14X398

Fy	50.000 Ksi	Resistencia del material
Fu	65.000 Ksi	Resistencia del material
Área	117.000 in <sup>2</sup>	Área de la sección
Depth (d)	18.300 in	Altura del perfil
Width (bf)	16.600 in	Longitud del patín
Flange (tf)	2.850 in	Espesor del patín
Web (tw)	1.770 in	Espesor del alma
Inercia X	6,000.000 in <sup>4</sup>	Inercia en el eje X
Inercia Y	2,170.000 in <sup>4</sup>	Inercia en el eje Y
Radio de giro X	7.160 in	Radio de giro sobre el eje X
Radio de giro Y	4.310 in	Radio de giro sobre el eje Y
Z x-x	801.000 in <sup>3</sup>	Características del perfil
Z y-y	402.000 in <sup>3</sup>	Características del perfil
Distancia (k)	3.440 in	Características del perfil
Distancia (T)	10.000 in	Altura libre del alma

Tanto las columnas como las vigas principales en un sistema sismorresistente deben cumplir con los chequeos de resistencia a corte y momentos aplicados. En este caso por ser un marco arriostrado excéntricamente, es necesario considerar de manera especial los efectos que estos dos tipos de cargas pudieran tener en los nudos.

Los nudos de la estructura deberán ser diseñados para soportar de manera eficiente las cargas aplicadas teniendo especial consideración en las relaciones de interacción de estos dos tipos particulares de carga.

Cuando las conexiones entre viga y columna se realizan en el eje fuerte de la columna, éstas pueden ser fácilmente realizables con la ayuda de platinas soldadas a los patines de la columna, en estos casos no resulta crítico el ancho del patín de las vigas aun cuando este sea superior al ancho del patín de la columna. Debe tenerse especial consideración en proveer al nudo de rigidizantes en las líneas de aplicación de las cargas en coincidencia con los patines de la viga, de manera que los rigidizantes coincidan con los patines dándole continuidad a las vigas a lo largo del espesor del alma de la columna. Es por ello que resulta recomendable el uso de secciones similares a lo largo de un mismo eje.

En el caso de conexiones realizadas directamente al eje débil de las columnas será necesario proveer al alma de ésta de platinas de soporte con el fin de proveerla de suficiente capacidad para soportar las cargas aplicadas sin provocar efectos como el pandeo local y la fluencia del alma de la columna. Deberán proveer de rigidizadores a todo lo ancho del alma de la columna con el fin de unirlos a los patines para lograr una mayor resistencia de los momentos que serán transmitidos por las vigas.

**Cuadro No. 27**  
**Diseño de conexión por corte de viga a columna**

<b>Diseño por corte</b>		
Diámetro de pernos	1.000 in	Diámetro del perno
Tipo de perno	A325-N	N rosca no incluida & X rosca incluida
<b>Chequeo de capacidad a flexión de viga</b>		
Zreq	100.796 in <sup>3</sup>	Asumimos dos líneas de pernos en agujeros estandar
Líneas de pernos	3.000 Líneas	Líneas de pernos estimadas
Afg	7.035 in <sup>2</sup>	Área utilizada en cálculos
Afn	4.774 in <sup>2</sup>	Área utilizada en cálculos
(a) 0.75FuAfn	232.720 Kips	Fluencia
(b) 0.90FyAfg	316.575 Kips	Fractura
Chequeo (a)<(b)	<b>OK Usar Afe</b>	$A_{fg} = \frac{5 F_u}{6 F_y} A_{fn}$
Afe	5.172 in <sup>2</sup>	$A_{fn} = A_{fg} - 2(d_b + (1/8))t_f$ $A_{fg} = b_f t_f$
Reducción GFA	26.488 %	Reducción de área neta
Ze	256.656 in <sup>3</sup>	$Z_{req} = \frac{M_u}{0.9 F_y}$ $Z_e \approx Z_x - 2\left(\%GFA * A_{fg} \frac{d}{2}\right)$
Ze > Zreq	<b>OK</b>	
<b>Conexión de placa simple a corte</b>		
Diámetro de pernos	1.000 in	Diámetro del perno
Tipo de perno	A325-N	Según tipos de pernos en código
Fy	36.000 Ksi	Fluencia
Fu	58.000 Ksi	Fractura
Phi-Rn	29.500 Kips	Tabla 7-10 LRFD
Pernos requeridos	4.323 Pernos	Número teórico de pernos requeridos
Utilizamos	5.000 Pernos	Redondeamos al entero par inmediato superior
<b>Características de la placa</b>		
Espesor	1.000 in	Dimensión de platina
Ancho	5.000 in	Dimensión de platina
Largo	10.000 in	Dimensión de platina
Distancia a Eje (Le)	1.500 in	1.5 Veces el diámetro
Separación (s)	3.000 in	3.0 Veces el diámetro
Espesor crítico	0.520 in	Espesor mínimo a utilizar en platina
Phi-Rn	83.700 Kips/Perno	Tabla 7-12 LRFD
Pernos requeridos	1.524 Pernos	Número teórico de pernos requeridos
Utilizamos	2.000 Pernos	Redondeamos al entero par inmediato superior
Pernos PL < Corte	<b>Crítico -&gt; Corte en pernos</b>	
Pernos (override)	0.000 Pernos	Utilizado para forzar el número de pernos
Pernos totales	5.000 Pernos	Número de pernos a utilizar

En este chequeo se puede observar cómo están dos posibles escenarios de falla en la unión correspondiente a la viga, ya que puede fallar tanto la palca conectora como el corte en los pernos, por lo cual resulta necesario comprobar ambos casos con el fin de distinguir entre el elemento más crítico que gobierne el diseño.

En este caso en particular resulta crítico el corte en los pernos, debido a que la placa de unión supera los requerimientos por corte en un mayor porcentaje que los pernos. Siendo una primera solución aumentar la cantidad de pernos, para lograr esto deberá considerarse que los mismos reducen la capacidad de la placa al restarle área al elemento de metal, por lo que deberá nuevamente realizarse un análisis para rediseñar la placa. En resumen, es necesario considerar simultáneamente el efecto de la placa y los pernos dentro de ella con el fin de determinar la resistencia crítica de la unión y de esta

manera asegurar la que la misma sobrepase los requerimientos debido a las cargas aplicadas a la conexión.

Cuadro No. 28

## Diseño de conexión por momento de viga a columna

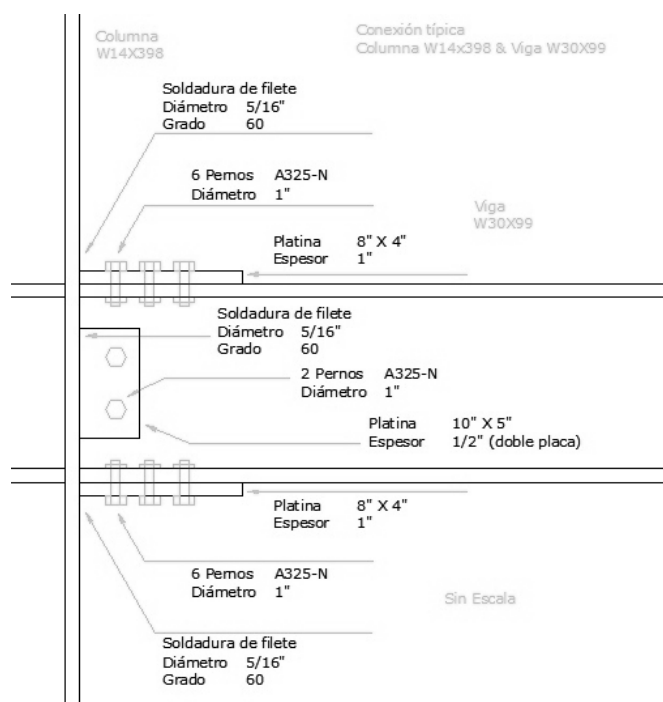
Diseño por momento		
Diámetro de pernos	1.000 in	Diámetro de pernos a utilizar
Tipo de perno	A325-N	N rosca no incluida & X rosca incluida
Características de la placa		
Espesor	1.000 in	Dimensión de platina
Ancho	4.000 in	Dimensión de platina
Largo	8.000 in	Dimensión de platina
Distancia a eje (Le)	1.500 in	1.5 Veces el diámetro
Separación (s)	3.000 in	3.0 Veces el diámetro
Espesor crítico	1.000 in	Espesor mínimo de la platina
Diseño de placa y conexión a flexión		
Puf = Mu*12/d	152.722 Kips	Carga aplicada
Phi-Rn	29.500 Kips	Tabla 7-10 LRFD
Pernos requeridos	5.177 Pernos	Número teórico de pernos requeridos
Pernos override	0.000 Pernos	Utilizado para forzar el número de pernos
Utilizamos	6.000 Pernos	Número de pernos a utilizar
Chequeo de cedencia de placa		
Phi-Rn=PhiFyAg	259.200 in	Fuerza aplicada a la platina
Chequeo	OK	
Chequeo de fluencia de placa		
An	4.625 in	Área de placa bajo carga
Phi-Rn=PhiFuAn	201.188	Chequeo de fluencia de la platina
Chequeo	OK	
Diseño soldadura		
D=Puf/2*1.5*1.392L	4.571 /16	Diámetro requerido según cálculos
Utilizamos	5.000 Dieciseisavos	Diámetro redondeado a soldadura práctica
Mínimo según LRFD	0.313 (5/16)	Diámetro mínimo de soldadura según código
Utilizamos	0.313 in	Diámetro a utilizar
Diseño de placa y conexión a compresión		
K	0.650	Características de la placa
Flange L	2.000 in	Características de la placa
KL/r	0.563	Cálculo de requerimientos por código
Phi-Fcr	30.600 Ksi	Tabla 3-36 LRFD
Phi-Rn=PhiCFcrA	244.800 Kips	Resistencia de la placa
Phi-Rn>Puf	OK	

Para el chequeo por momento de la conexión entre una viga principal y la columna es necesario considerar que los momentos suelen sufrir de reversión en su aplicación y magnitud como consecuencia de la naturaleza cíclica de los sismos y la forma como los mismos alteran su dirección de aplicación de cargas.

Es por ello que resulta necesario proveer a la conexión una platina, tanto en el patín superior como en el patín inferior, diseñados para la misma capacidad de momento y a la vez diseñados de manera separada, es decir, ambos deberán soportar de manera independiente los momentos transmitidos por las vigas conectadas y no compartir la resistencia de los mismos.

Las placas de unión deberán ser diseñadas de la manera usual con que se diseñan elementos a tensión, revisando su resistencia a la cedencia y fluencia de los mismos de manera que cumplan con los requerimientos de las cargas aplicadas.

**Figura No. 36**  
**Esquema general de unión entre viga y columna**



El esquema general mostrado aplica para una unión general entre viga principal y columna en su eje fuerte, es decir, unido a los patines del elemento. Los pernos son colocados en dos líneas en dirección a la aplicación de las cargas.

Las platinas son conectadas a la columna por medio de soldadura de filete de grado 60. Esta unión es usualmente realizada en planta para que al momento de llegar a la obra sea únicamente requerido el unir las vigas a la columna y el resto de conexiones sea realizado con ayuda de pernos que pueden ser fácilmente apretados al torque especificado por el fabricante.

Es preferible realizar en la medida de lo posible y mientras resulte práctico y económico, toda soldadura que sea requerida para el anclaje de cualquier platina o elementos estructural en planta, ya que en obra existe poco control respecto a la calidad que esta soldadura pueda lograr, debido a que se depende de la experiencia del personal encargado de la soldadura, quienes en ocasiones deben trabajar a grandes altura y en posiciones difíciles, así mismo resulta poco práctico el realizar la prueba de calidad mediante el uso de rayos X ya que muchas de las uniones se encuentran en lugares poco accesibles tanto para el personal como para la maquinaria.

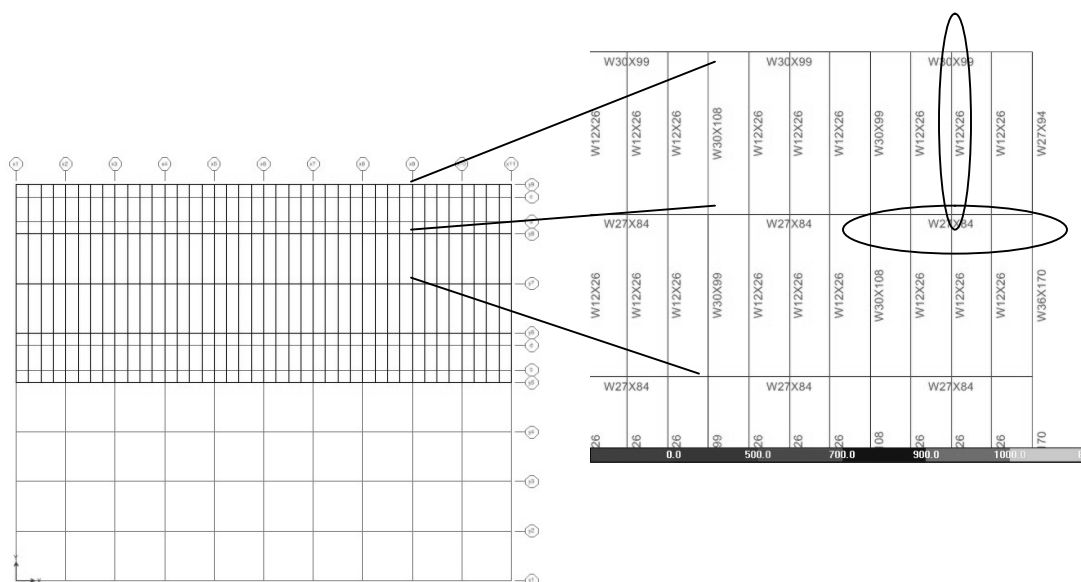
La facilidad que presentan los pernos es que pueden ser revisados cada uno por el fabricante o en laboratorio, y, en caso de resultar defectuoso alguno de ellos puede ser fácilmente reemplazable sin perder la integridad estructural del sistema.

Los pernos también proveen al sistema de facilidad para realizar reparaciones ya que los elementos de un sistema sismorresistente son diseñados para proveer de la ductilidad necesaria a la estructura con el fin que la misma evite el colapso ante la presencia de cargas sísmicas ligeramente superiores a las consideradas en el diseño. Los pernos facilitan el proceso de reemplazo de elementos dañados por deformaciones excesivas y evitan que ocurra fatiga en los materiales y el apareamiento de microgrietas en las uniones como consecuencia de las cargas cíclicas.

**c. Diseño de conexión de viga secundaria a viga primaria.** A continuación se presentará un ejemplo práctico del diseño de una conexión entre una viga secundaria con una viga principal. En el modelo se utiliza para las vigas secundarias secciones W12X26 para la totalidad de la estructura, esto debido a que a lo largo de los distintos tramos y niveles las vigas secundarias se encuentran igualmente separadas y en luces de igual dimensión. Así mismo se selecciona como ejemplo la viga principal más común para tramos intermedios que resulta según el análisis de la estructura en secciones W27X84. La finalidad es ilustrar la unión más general que se desarrolla en la estructura y de esta manera generar un detalle general para este tipo de uniones.

A continuación se muestran la viga principal y la viga secundaria utilizadas del modelo para realizar el análisis de la conexión.

**Figura No. 37**  
**Viga principal & viga secundaria para análisis**



En la figura siguiente se mostrarán los resultados para el análisis de la viga principal a la cual será conectada un conjunto de vigas secundarias del mismo tipo de sección. Puede observarse en el diagrama de cortante mostrado para la viga, la distribución de las vigas secundarias conectadas a ella y cómo las mismas alteran el cortante en la viga principal.

Figura No. 38  
Propiedades y cargas de viga principal analizada

Frame	: 1989	Design Sect:	W27X84	Units	Kip, ft, F
X Mid	: 190.000	Design Type:	Beam		
V Mid	: 140.000	Frame Type:	Eccentrically Braced Frame		
Z Mid	: 105.000	Sect Class:	Seismic		
Length	: 20.000	Major Axis:	0.000 degrees counterclockwise from local 3		
Length Loc	: 20.000	RLLF	: 1.000		
Area	: 0.172	SMajor	: 0.124	rMajor	: 0.893
IMajor	: 0.137	SMinor	: 0.012	rMinor	: 0.172
IMinor	: 0.005	ZMajor	: 0.141	E	: 4176000.000
Ixy	: 0.000	ZMinor	: 0.019	Fy	: 5184.000
				AMMajor	: 0.085
				AMMinor	: 0.074

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS						
Location	Pu	Mu33	Mu22	Uu2	Uu3	Tu
20.000	0.000	-464.218	0.000	56.521	0.000	0.004

PHM DEMAND/CAPACITY RATIO						
Governing Equation (H1-1b)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
H1-1b	0.705	0.000	0.705	0.000	0.950	OK

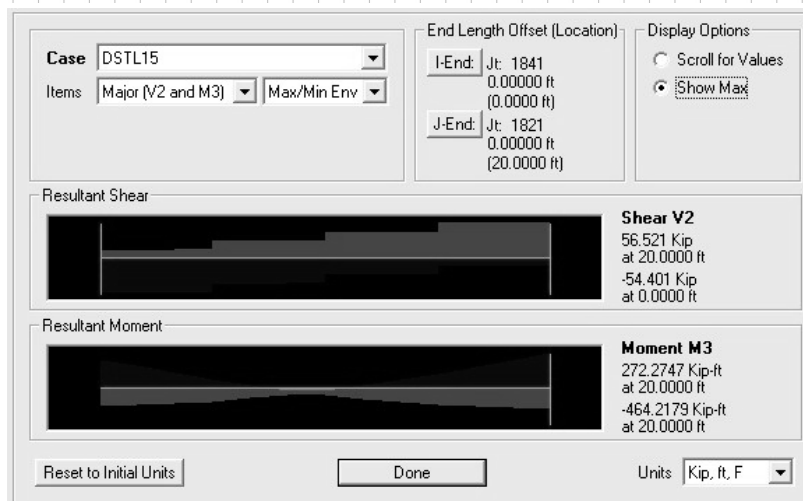
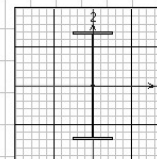
AXIAL FORCE DESIGN			
	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity
Axial	0.000	757.535	803.520

MOMENT DESIGN								
	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cn Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	L Factor	Cb Factor
Major Moment	-464.218	658.800	1.000	1.000	1.000	1.000	0.250	1.111
Minor Moment	0.000	86.205	1.000	1.000	1.000	1.000	0.050	

SHEAR DESIGN				
	Uu Force	phi*Un Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	56.521	238.762	0.237	OK
Minor Shear	0.000	206.531	0.000	OK



Al observar la distribución del constante en el diagrama podemos observar como las cargas de las vigas secundarias son transferidas correctamente entre los elementos. El momento resultante en la columna aparenta una forma distinta a la que corresponde del diagrama de cortante debido a que la combinación de cargas que se muestra es una combinación sísmica que incluye tanto las cargas aplicadas como los efectos del sismo dinámico aplicado.

En el caso de las vigas secundarias, debido a que las mismas por estar simplemente apoyadas son afectadas en menor medida por las fuerza sísmicas, resulta en ellas más críticas las combinaciones usuales de 1.2M y 1.6V definidas tanto por los códigos AISC LRFD y las normas recomendadas de AGIES. Por lo cual a continuación se muestran los diagramas resultantes de la aplicación de las cargas donde podemos notar cómo en los apoyos existe efectivamente un apoyo simple en el diseño y en el modelo ya

que no se puede notar efectos de momentos. Se ve también que la carga aplicada tiene una forma rectangular en su aplicación lo cual confirma lo expuesto anteriormente en este trabajo donde se preveía introducir las cargas directamente a los elementos con el fin de poder realizar una comprobación rápida manual y de esta manera comprobar los resultados que arroja el programa de computadora utilizado para realizar y analizar el modelo.

**Figura No. 39**  
**Propiedades y cargas de viga secundaria analizada**

Frame : 2155	Design Sect: W12X26						Units: Kip, ft, F
X Mid : 190.000	Design Type: Beam						
Y Mid : 150.000	Frame Type: Eccentrically Braced Frame						
Z Mid : 105.000	Sect Class: Compact						
Length : 20.000	Major Axis : 0.000 degrees counterclockwise from local 3						
Loc : 10.000	RLLF : 1.000						
Area : 0.053	SMajor : 0.019	rMajor : 0.430	AVMajor : 0.020				
IMajor : 0.010	SMinor : 0.003	rMinor : 0.125	AVMinor : 0.029				
IMinor : 8.343E-04	ZMajor : 0.022	E : 4176000.000					
Ixy : 0.000	ZMinor : 0.005	Fy : 5184.000					
<b>STRESS CHECK FORCES &amp; MOMENTS</b>							
Location	Pu	Mu33	Mu22	Uu2	Uu3	Tu	
10.000	0.000	42.320	0.000	0.000	0.000	0.000	
<b>PMH DEMAND/CAPACITY RATIO</b>							
Governing Equation (H1-1b)	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check	
	0.668	= 0.000	+ 0.668	+ 0.000	0.950	OK	
<b>AXIAL FORCE DESIGN</b>							
	Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity				
Axial	0.000	47.228	247.868				
<b>MOMENT DESIGN</b>							
	Mu Moment	phi*Mn Capacity	Cm Factor	B1 Factor	B2 Factor	K Factor	
Major Moment	42.320	63.359	1.000	1.000	1.000	1.000	
Minor Moment	0.000	21.592	1.000	1.000	1.000	1.000	
					L Factor	Cb Factor	
					4.000	1.143	
<b>SHEAR DESIGN</b>							
	Uu Force	phi*Un Capacity	Stress Ratio	Status Check	Tu Torsion		
Major Shear	0.000	54.638	0.000	OK	0.000		
Minor Shear	0.000	79.904	0.000	OK	0.000		

Case: DSTL2

Items: Major (V2 and M3) | Single valued

End Length Offset (Location)

I-End: Jt: 1996  
0.00000 ft (0.00000 ft)

J-End: Jt: 2005  
0.00000 ft (20.00000 ft)

Display Options

Scroll for Values

Show Max

---

Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Forces in Kip, Concentrated Moments in Kip-ft)

**Dist Load (2-dir)**

0.846 Kip/ft at 16.00000 ft

Positive in -2 direction

---

Resultant Shear

**Shear V2**

-8.464 Kip at 0.00000 ft

---

Resultant Moment

**Moment M3**

42.3203 Kip-ft at 10.00000 ft

---

Deflections

**Deflection (2-dir)**

0.042578 ft at 10.00000 ft

Positive in -2 direction

Absolute

Relative to Beam Minimum

Relative to Beam Ends

Reset to Initial Units

Done

Units: Kip, ft, F



Cuadro No. 29

## Propiedades de viga principal y viga secundaria

## Diseño de conexión

Dato	Código	Resultado	Chequeo	Fórmula
------	--------	-----------	---------	---------

Cargas aplicadas		Viga secundaria típica	
Momento	0.000 Kips-ft	Momento aplicado a la unión	
Corte	6.950 Kips	Corte desarrollado en la unión	
Viga W12X26		Viga receptora W27X84	
Fy	50.000 Ksi	Resistencia del material	
Fu	65.000 Ksi	Resistencia del material	
Área	7.650 in <sup>2</sup>	Área de la sección	
Depth (d)	12.200 in	Altura del perfil	
Width (bf)	6.490 in	Longitud del patín	
Flange (tf)	0.380 in	Espesor del patín	
Web (tw)	0.230 in	Espesor del alma	
Inercia X	204.000 in <sup>4</sup>	Inercia en el eje X	
Inercia Y	17.300 in <sup>4</sup>	Inercia en el eje Y	
Radio de giro X	5.170 in	Radio de giro sobre el eje X	
Radio de giro Y	1.510 in	Radio de giro sobre el eje Y	
Z x-x	37.200 in <sup>3</sup>	Características del perfil	
Z y-y	8.170 in <sup>3</sup>	Características del perfil	
Distancia (k)	0.680 in	Características del perfil	
Distancia (T)	10.125 in	Altura libre del alma	
Fy	50.000 Ksi	Resistencia del material	
Fu	65.000 Ksi	Resistencia del material	
Área	24.800 in <sup>2</sup>	Área de la sección	
Depth (d)	26.700 in	Altura del perfil	
Width (bf)	9.960 in	Longitud del patín	
Flange (tf)	0.640 in	Espesor del patín	
Web (tw)	0.460 in	Espesor del alma	
Inercia X	2,850.000 in <sup>4</sup>	Inercia en el eje X	
Inercia Y	106.000 in <sup>4</sup>	Inercia en el eje Y	
Radio de giro X	10.700 in	Radio de giro sobre el eje X	
Radio de giro Y	2.070 in	Radio de giro sobre el eje Y	
Z x-x	244.000 in <sup>3</sup>	Características del perfil	
Z y-y	33.200 in <sup>3</sup>	Características del perfil	
Distancia (k)	1.240 in	Características del perfil	
Distancia (T)	23.625 in	Altura libre del alma	

Existen distintos tipos de conexiones entre elementos que pueden ser previstos dentro de una estructura, para el caso de vigas secundarias las uniones de las mismas pueden ser tanto resistentes a momentos donde deberán diseñarse para soportar tanto los momentos como el cortante resultante; así como simplemente apoyadas para lo cual será únicamente necesario un diseño por resistencia al cortante resultante.

Las vigas secundarias suelen ser conectadas a las vigas principales por medio del uso de conexiones simplemente apoyadas las cuales no son diseñadas para soportar momentos y los cuales no deben aparecer dentro del análisis de dichos elementos. Estas conexiones son en parte realizadas de esta manera ya que es común que existan diferencias notables en las dimensiones de los peraltes de ambas vigas, sendo uno de ellos imposible de conectar a los patines del otro elemento, usualmente es la viga secundaria la que tiene dificultades de anclaje por ser mas pequeña. Diseñar las conexiones de estos dos elementos como resistentes a momentos y no simplemente apoyadas puede generar en las vigas principales o en elemento receptor, efectos de pandeo local y torsión que deberán ser considerados en el diseño y son cargas que pueden ser evitadas con el fin de optimizar el comportamiento de estos elementos estructurales.

Cuadro No. 30

## Diseño de conexión por corte de viga secundaria a viga principal

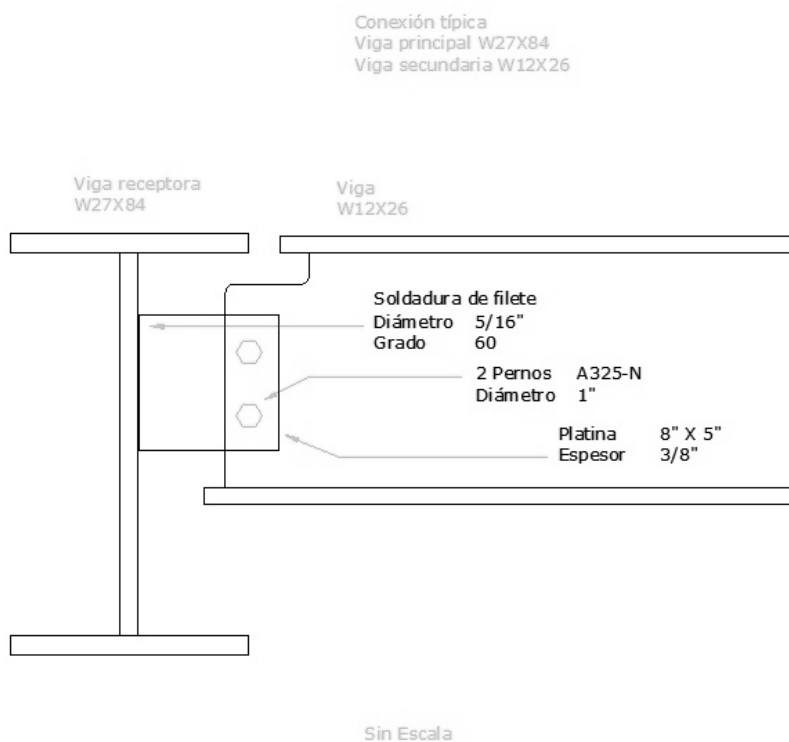
Diseño por corte		
Diámetro de pernos	1.000 in	Diámetro del perno
Tipo de perno	A325-N	N rosca no incluida & X rosca incluida
Chequeo de capacidad a flexión de viga		
Zreq	0.000 in <sup>3</sup>	Asumimos dos líneas de pernos en agujeros estándar
Líneas de pernos	2.000 Líneas	Líneas de pernos estimadas
Afg	2.466 in <sup>2</sup>	Área utilizada en cálculos
Afn	1.611 in <sup>2</sup>	Área utilizada en cálculos
(a) 0.75FuAfn	78.546 Kips	Fluencia
(b) 0.90FuAfg	110.979 Kips	Fractura
Chequeo (a) < (b)	OK Usar Afe	$A_{fg} = \frac{5 F_u}{6 F_y} A_{fn}$
Afe	1.745 in <sup>2</sup>	$A_{fn} = A_{fg} - 2(d_b + (1/8))t_f$ $A_{fg} = b_f t_f$
Reducción GFA	29.224 %	Reducción de área neta
Ze	28.407 in <sup>3</sup>	$Z_{req} = \frac{M_u}{0.9 F_y}$ $Ze \approx Z_x - 2 \left( \%GFA * A_{fg} \frac{d'}{2} \right)$
Ze > Zreq	OK	
Conexión de placa simple a corte		
Diámetro de pernos	1.000 in	Diámetro del perno
Tipo de perno	A325-N	Según tipos de pernos en código
Fy	36.000 Ksi	Fluencia
Fu	58.000 Ksi	Fractura
Phi-Rn	28.300 Kips	Tabla 7-10 LRFD
Pernos requeridos	0.246 Pernos	Número teórico de pernos requeridos
Se utilizan	1.000 Pernos	Redondeamos al entero par inmediato superior
Características de la placa		
Espesor	0.375 in	Dimensión de platina
Ancho	5.000 in	Dimensión de platina
Largo	8.000 in	Dimensión de platina
Distancia a eje (Le)	1.500 in	1.5 Veces el diámetro
Separación (s)	3.000 in	3.0 Veces el diámetro
Espesor crítico	0.230 in	Espesor mínimo a utilizar en platina
Phi-Rn	83.700 Kips/Perno	Tabla 7-12 LRFD
Pernos requeridos	0.083 Pernos	Número teórico de pernos requeridos
Se utilizan	1.000 Pernos	Redondeamos al entero par inmediato superior
Pernos PL < Corte	Crítico - Corte en placa	
Pernos (override)	0.000 Pernos	Utilizado para forzar el número de pernos
Pernos totales	2.000 Pernos	Número de pernos a utilizar
Chequeo defluencia en placa		
0.9(0.6FyAg)	58.320 Kips	Chequeo de fluencia de la placa de unión
Phi-Rn > Corte	OK	
Chequeo de ruptura en placa		
Au	2.156 in <sup>2</sup>	Se utiliza el número de pernos totales calculados
0.75(0.6FuAu)	56.278 Kips	$A_u = (L_{ag} o - \#Pernos (Diámetro + 1/8))Espesor$
Phi-Rn > Corte	OK	
Chequeo bloque de cortante		
Leh	2.500 in	Dimensión horizontal
Lev	2.500 in	Dimensión vertical
Phi-0.6FuAnv	99.500 Kips/in	Tabla 9.4a LRFD
Phi-FuAnt	84.300 Kips/in	Tabla 9.3a LRFD
Phi-FyAgt	67.500 Kips/in	Tabla 9.4b LRFD
(a)	62.625 Kips	$\phi R_n = \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_y A_{gt}] \leq \phi [0.6 F_u A_{nv} + F_u A_{nt}]$
(b)	68.925 Kips	
Phi-Rn	62.625 Kips	Resistencia calculada
Phi-Rn > Corte	OK	
Espesor de soldadura para columna		
Dmin	0.312 /16	Diámetro requerido según cálculos
Se utilizan	1.000 Dieciseisavos	Diámetro redondeado a soldadura práctica
Mínimos Segun LRFD	Mínimos (5/16)	Diámetro mínimo de soldadura según código
Utilizamos	0.063 in	Diámetro a utilizar

La unión entre viga principal y viga secundaria se realiza únicamente revisando su resistencia a corte debido a la forma de anclaje que se supone y se especifica para este tipo de elementos. Como se verá ejemplificado en la figura siguiente, la unión de estos dos elementos es realizada usualmente en la parte superior del mismo con el fin de lograr que la superficie superior de ambos patines coincida y de esta

manera se facilite la colocación de la losa o algún sistema para soportar las cargas como en este caso resulta ser el deck metálico.

Podrán colocarse atezadores en el alma de la viga principal cuando esta lo requiere debido a la aplicación de grandes cargas de cortante y las mismas se encuentren suficientemente desfasadas del centroide de la viga principal de manera que esta excentricidad genere momentos que ocasionen en la viga efectos adversos como pandeo o torsión.

**Figura No. 40**  
**Esquema general de unión entre viga principal y viga secundaria**



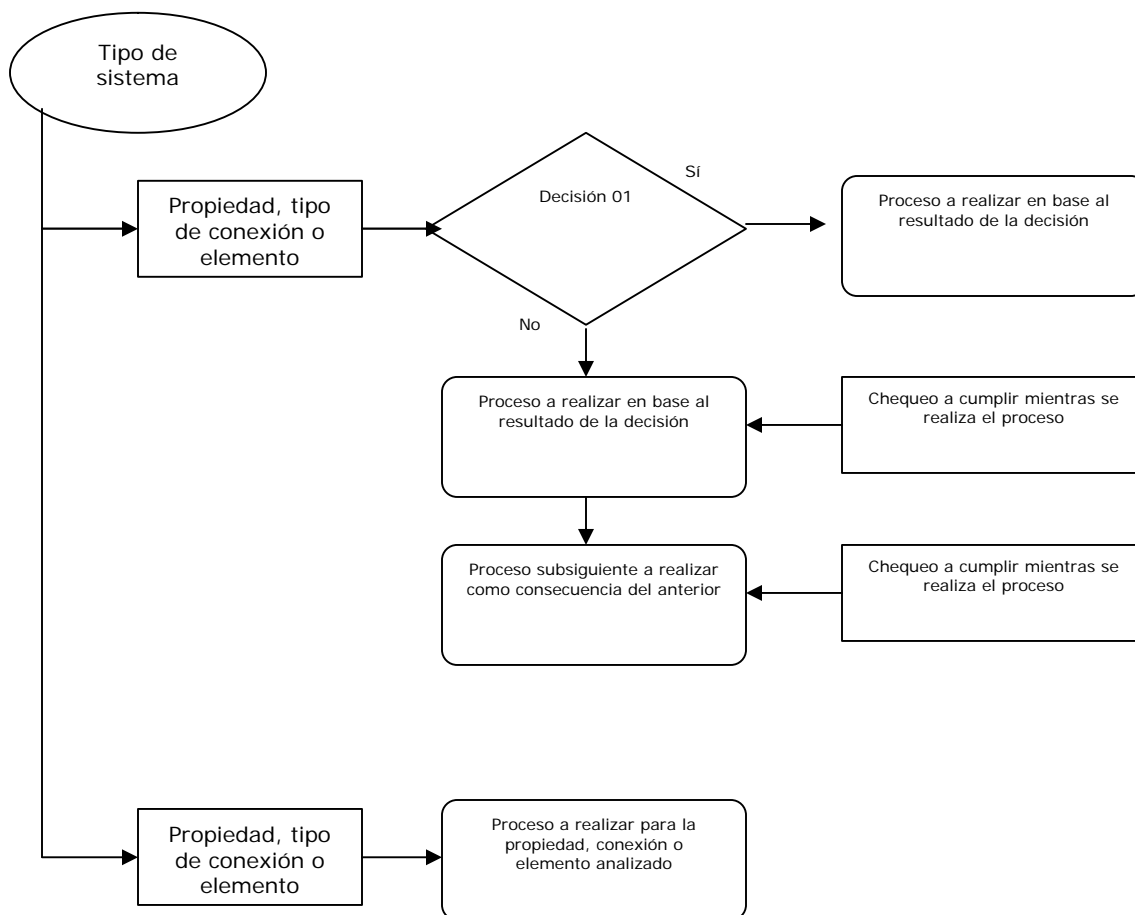
## B. Diagramas de uso de norma AGIES NR-7-5:2001

Como parte de la aplicación de la norma recomendada de AGIES NR-7-5:2001 se muestran una serie de diagramas que ilustran el proceso de diseño. Estos ilustran el procedimiento para analizar, según los requerimientos de AGIES, cada tipo de marco definido en la norma, así como lineamientos básicos para juntas, sujeciones y columnas.

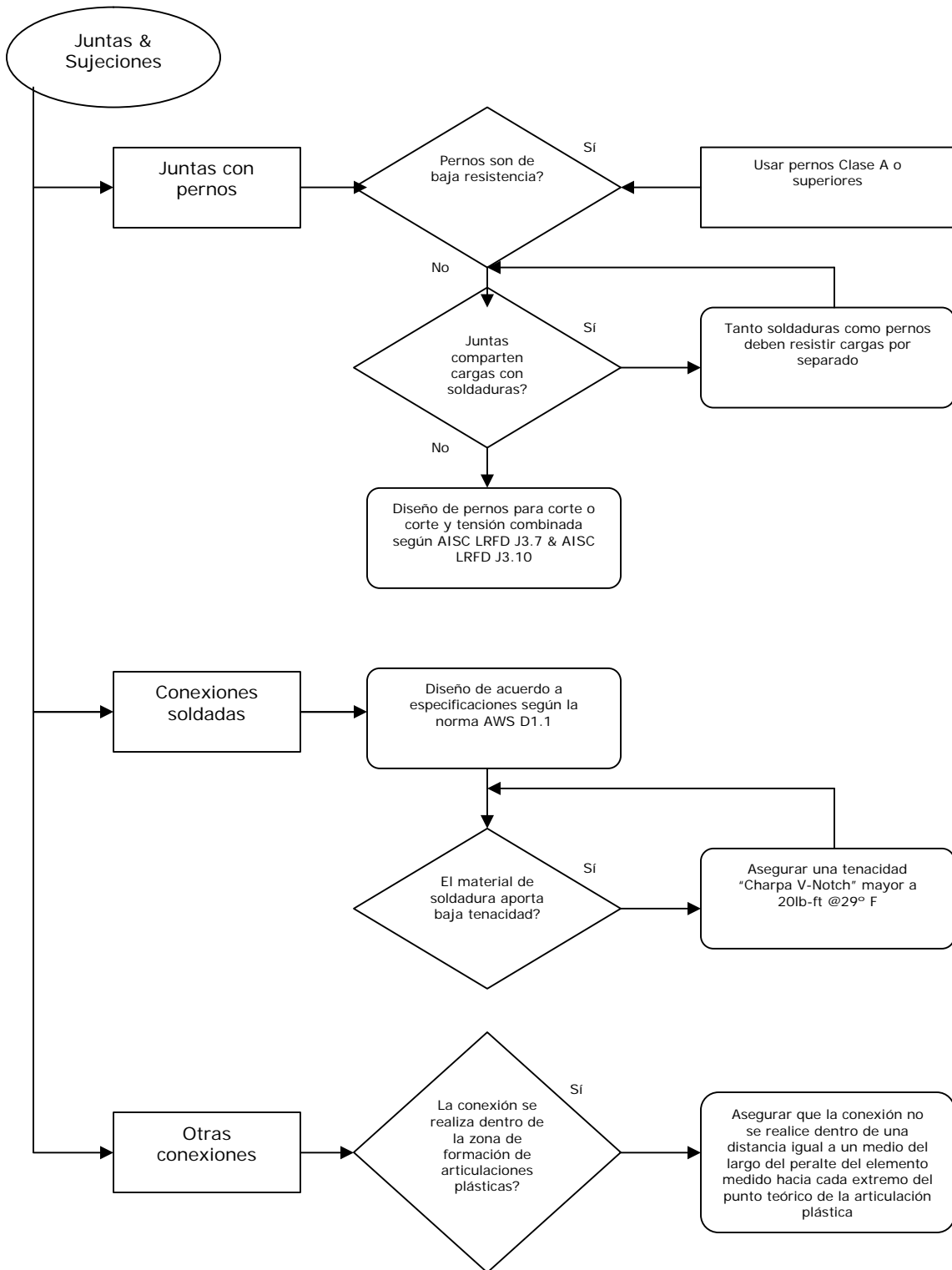
Es necesario mencionar que, en general, las normas recomendadas de AGIES se enfocan en el diseño de juntas y conexiones y relegan el diseño de los elementos a referencias a otros códigos siendo la principal fuente de información el código AISC LRFD.

Muchas de las recomendaciones de AGIES se centran en los procesos constructivos y de detallamiento no estructural. Estos detalles tratan de aumentar la capacidad de los miembros para que los mismos posean un comportamiento más adecuado ante la presencia de cargas sísmicas, tales como aumento en la ductilidad y provisiones para evitar la fatiga bajo cargas cíclicas.

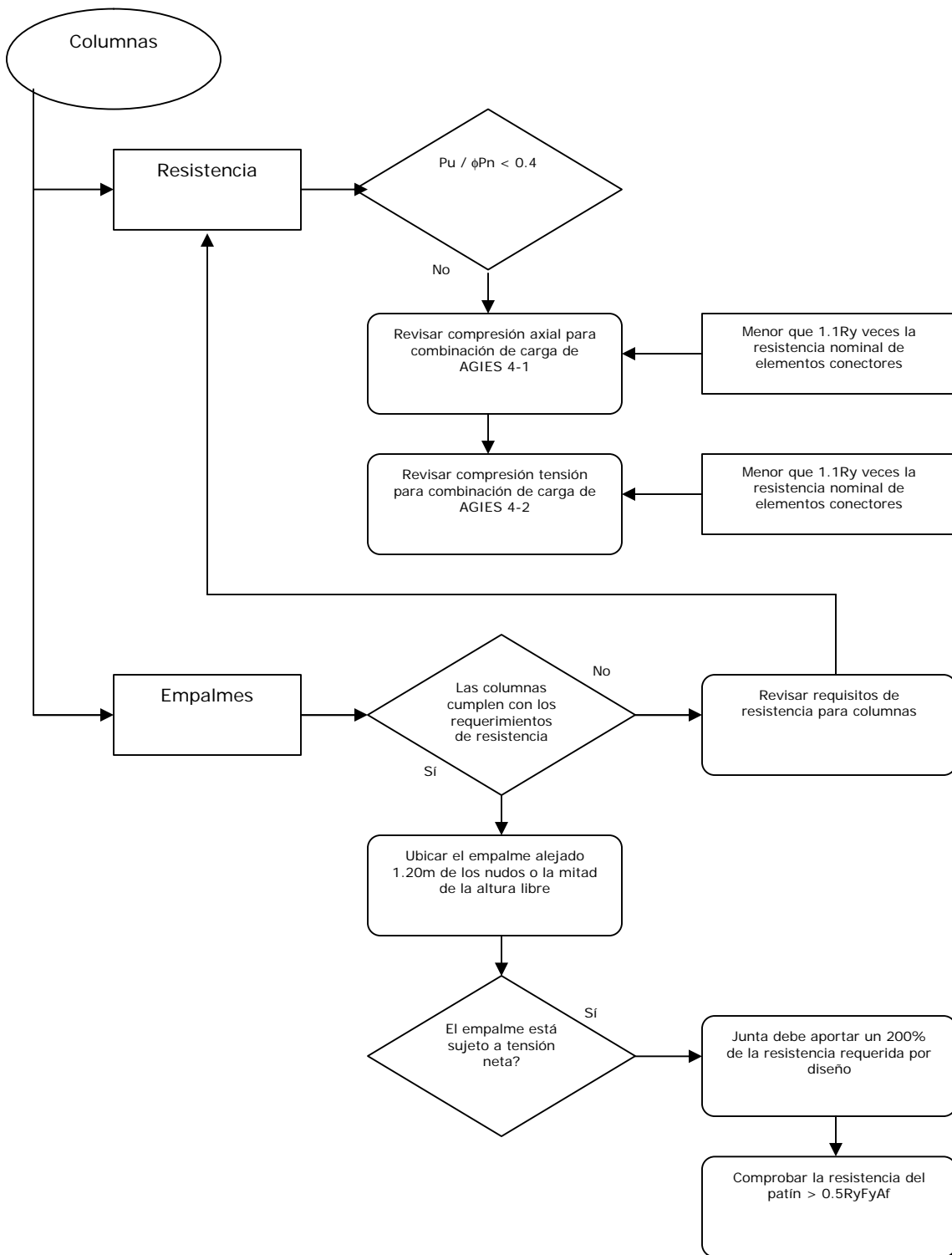
El esquema general de los diagramas se basa en un sistema de diagrama de flujo, donde se detallan los chequeos a realizar o las secciones a las cuales se refieren las normas recomendadas de AGIES para revisiones de capacidad de elementos. A continuación se ejemplifica el proceso mediante un diagrama modelo.



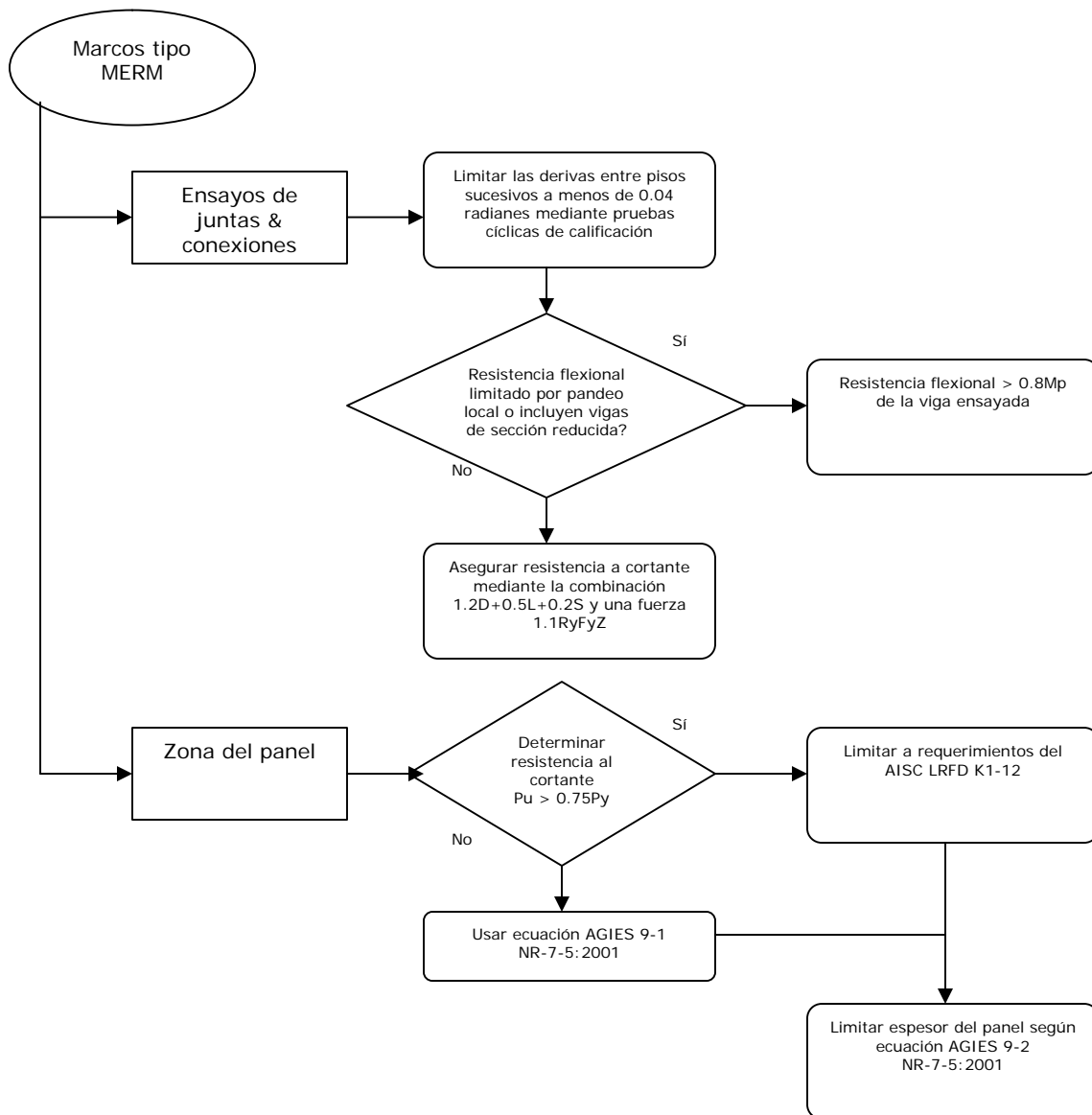
1. Diagrama general para juntas y sujeciones

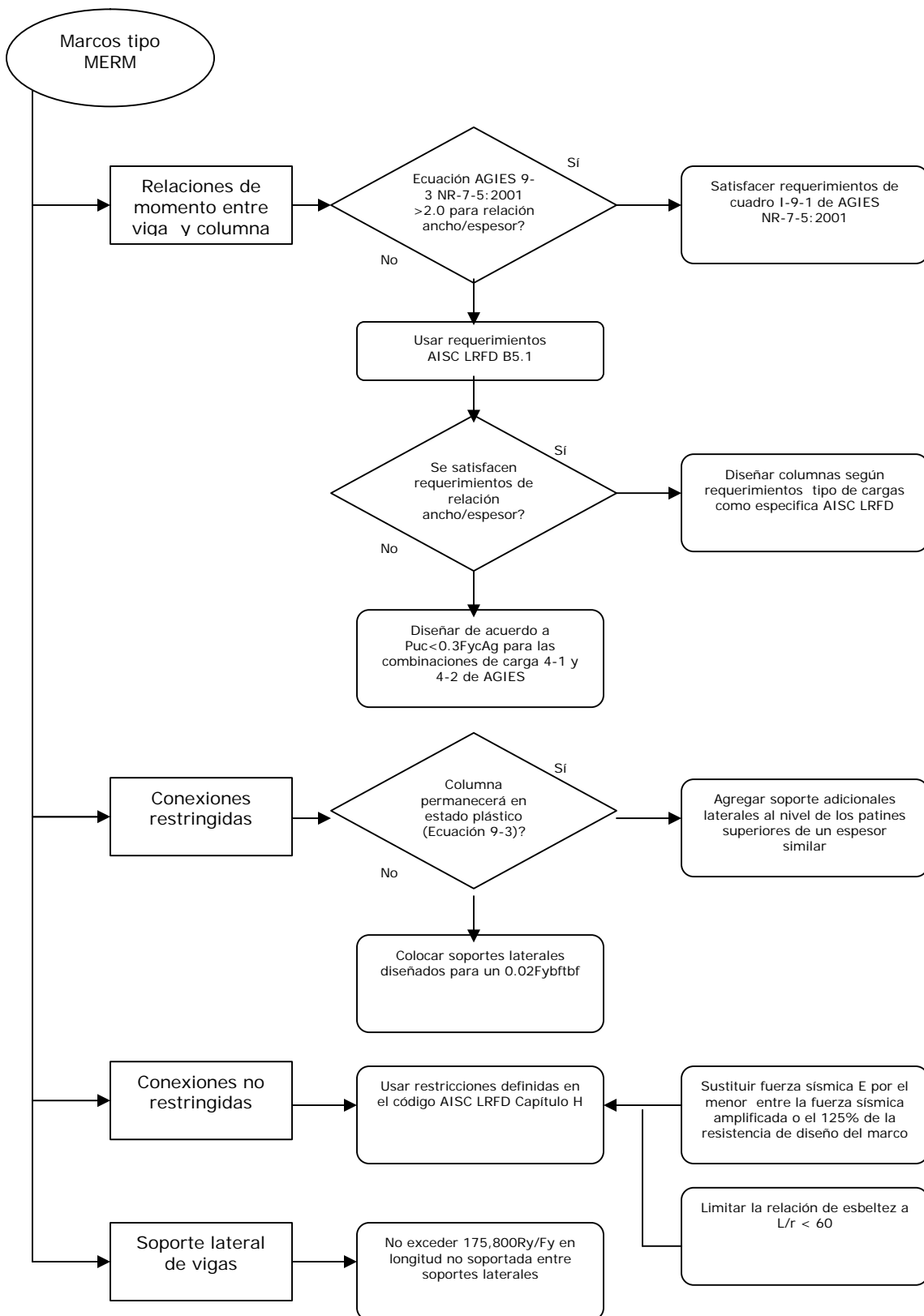


2. Diagrama general para columnas



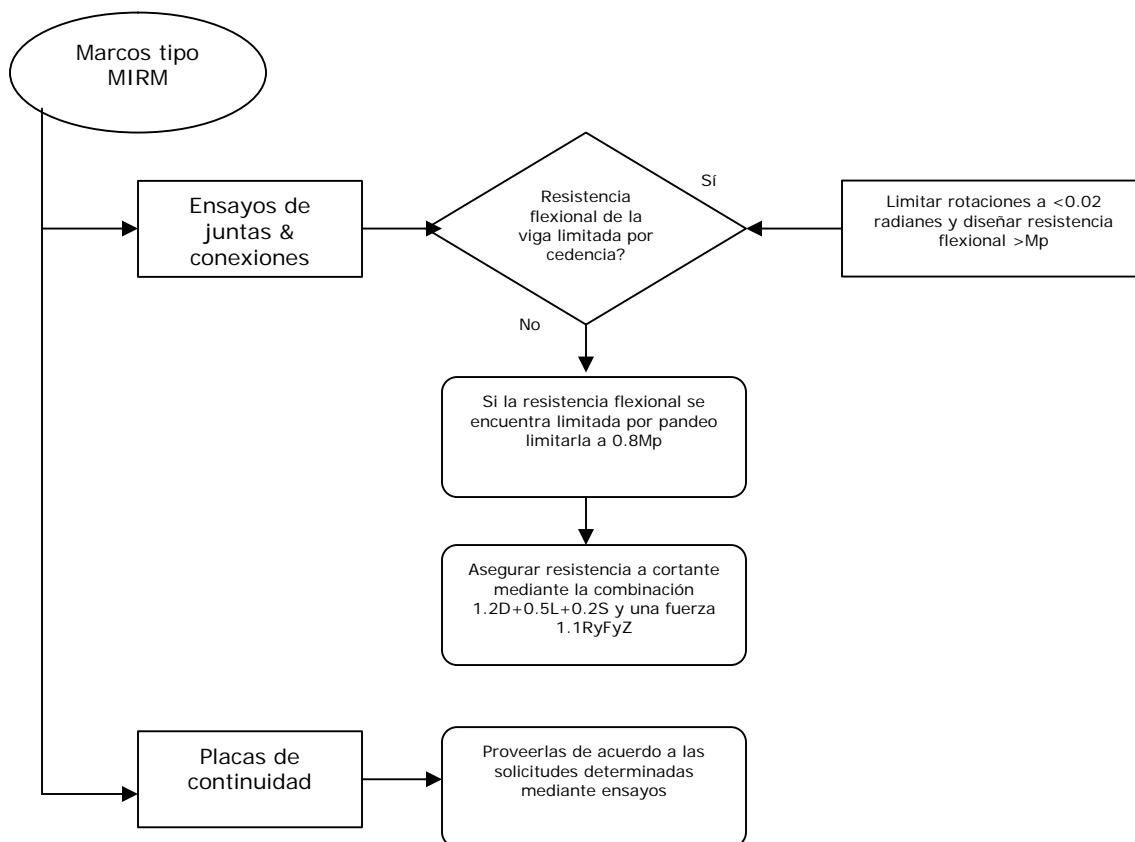
### 3. Diagrama general para Marcos Especiales Resistentes a Momentos (MERM)



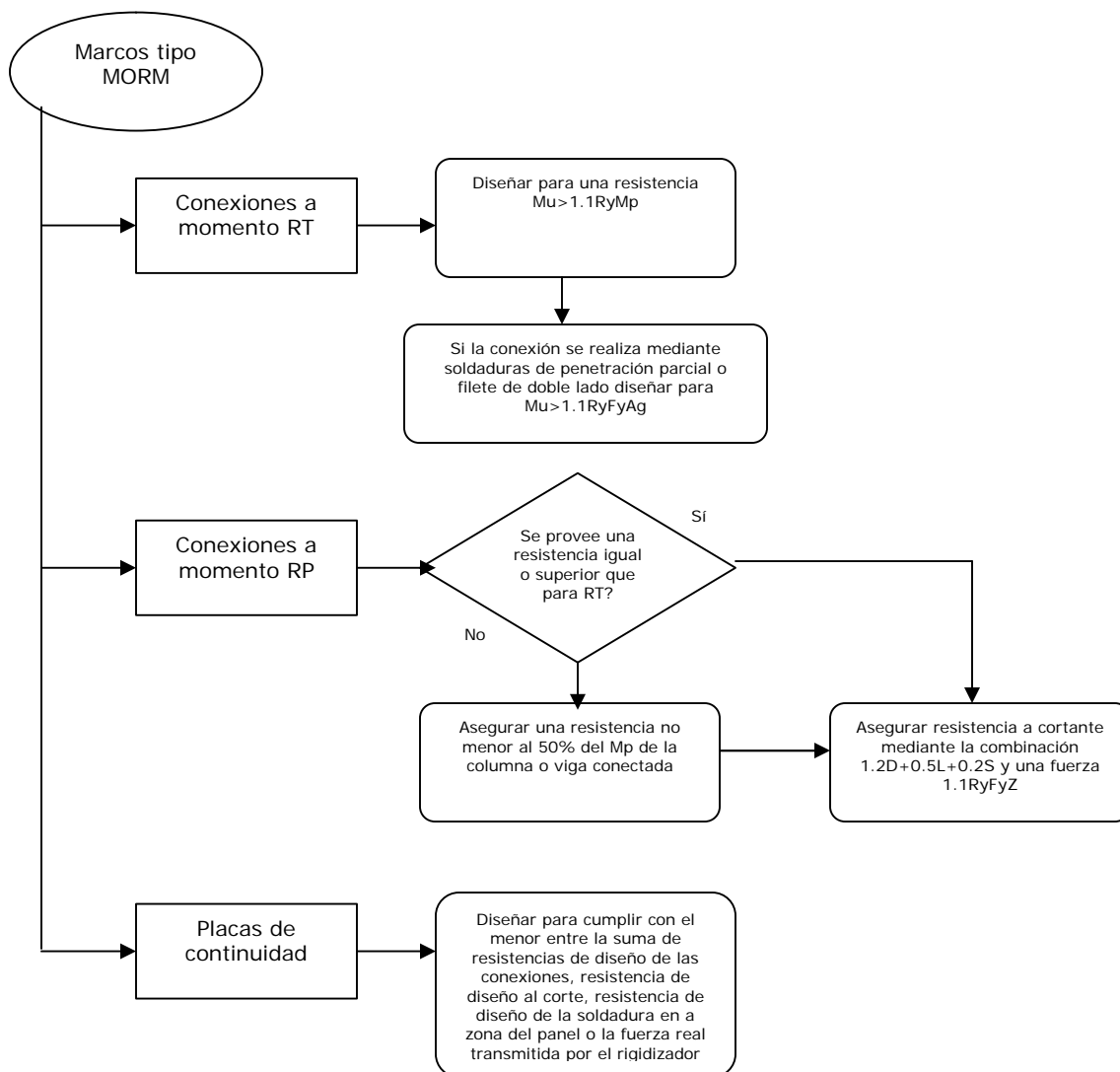




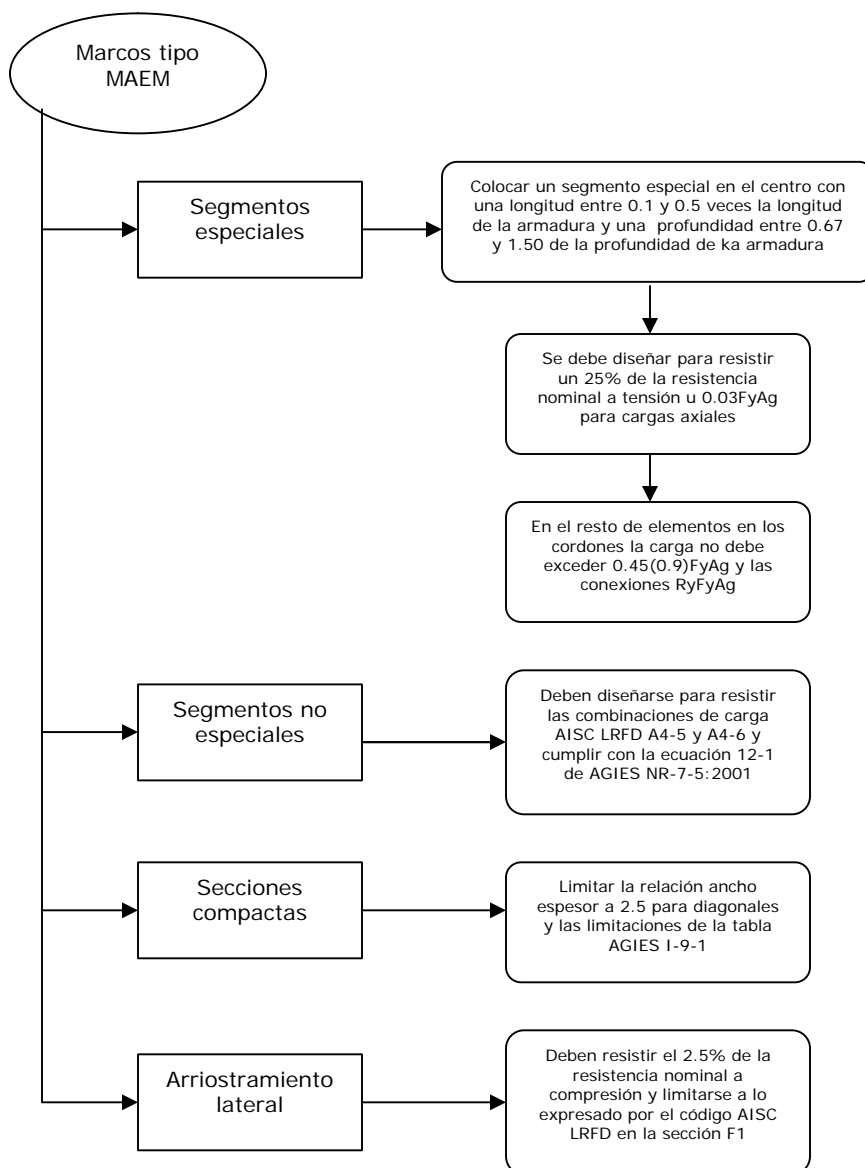
#### 4. Diagrama general para Marcos Intermedios Resistentes a Momentos (MIRM)



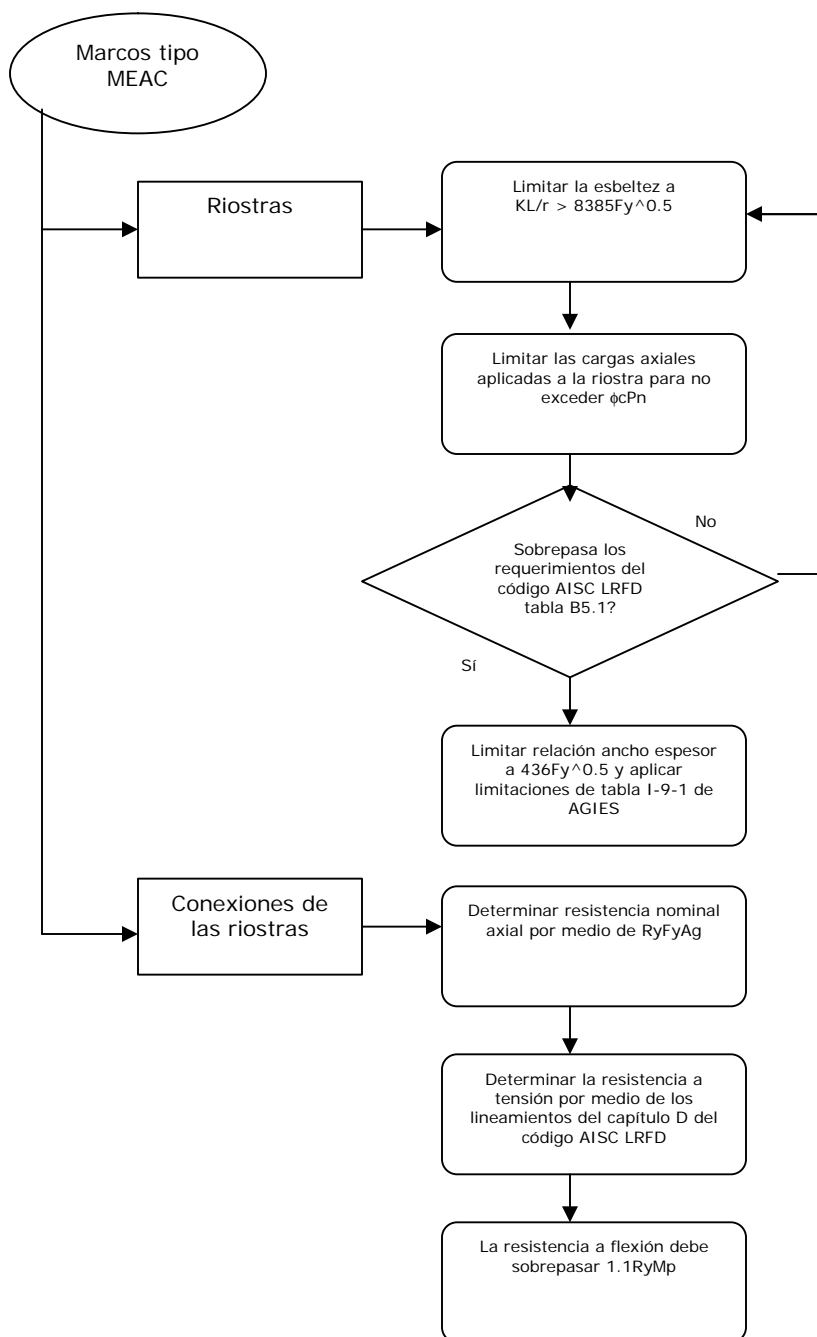
### 5. Diagrama general para Marcos Ordinarios Resistentes a Momentos (MORM)

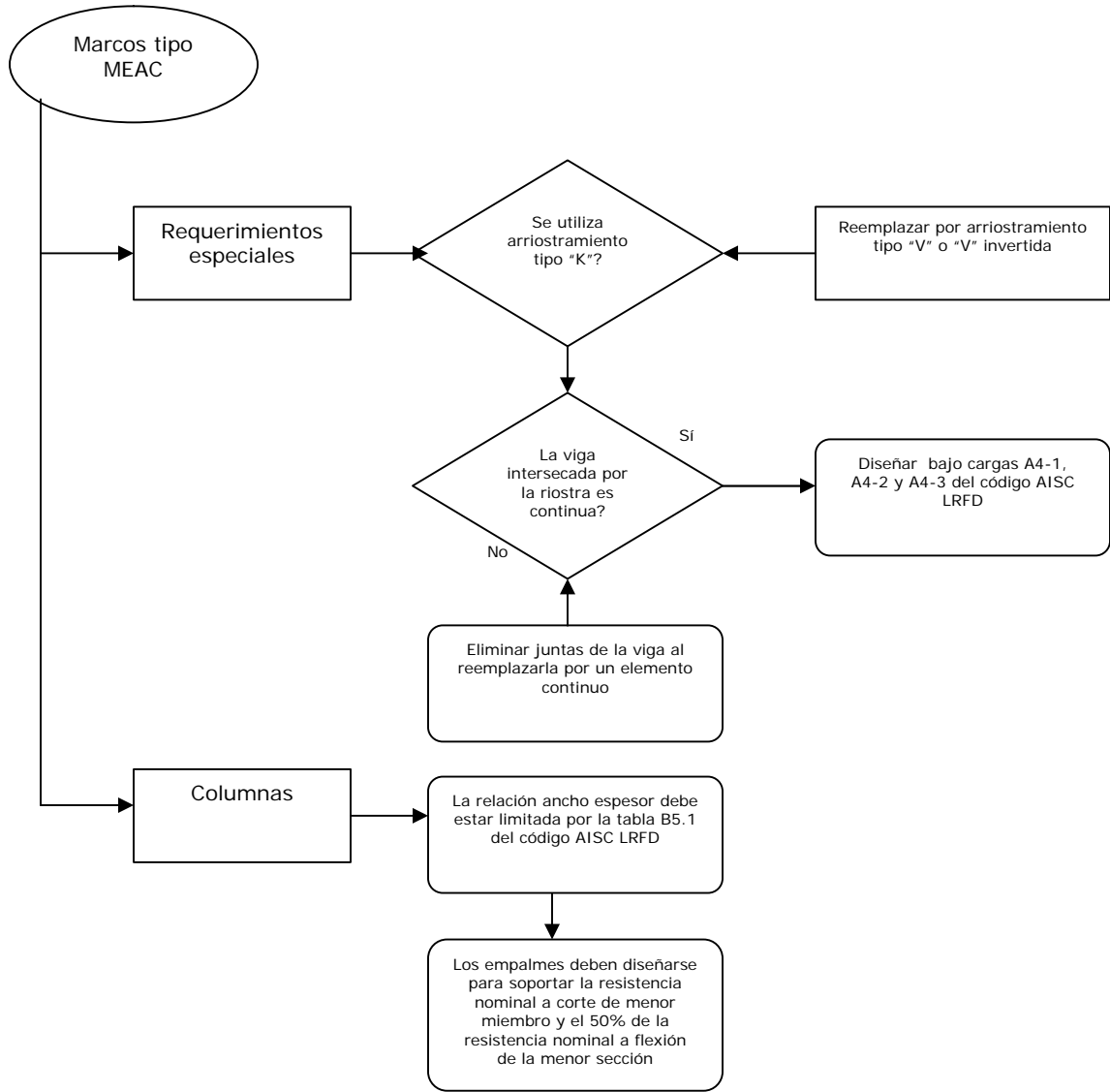


## 6. Diagrama general para Marcos-Armaduras Especiales Resistentes a Momentos (MAEM)

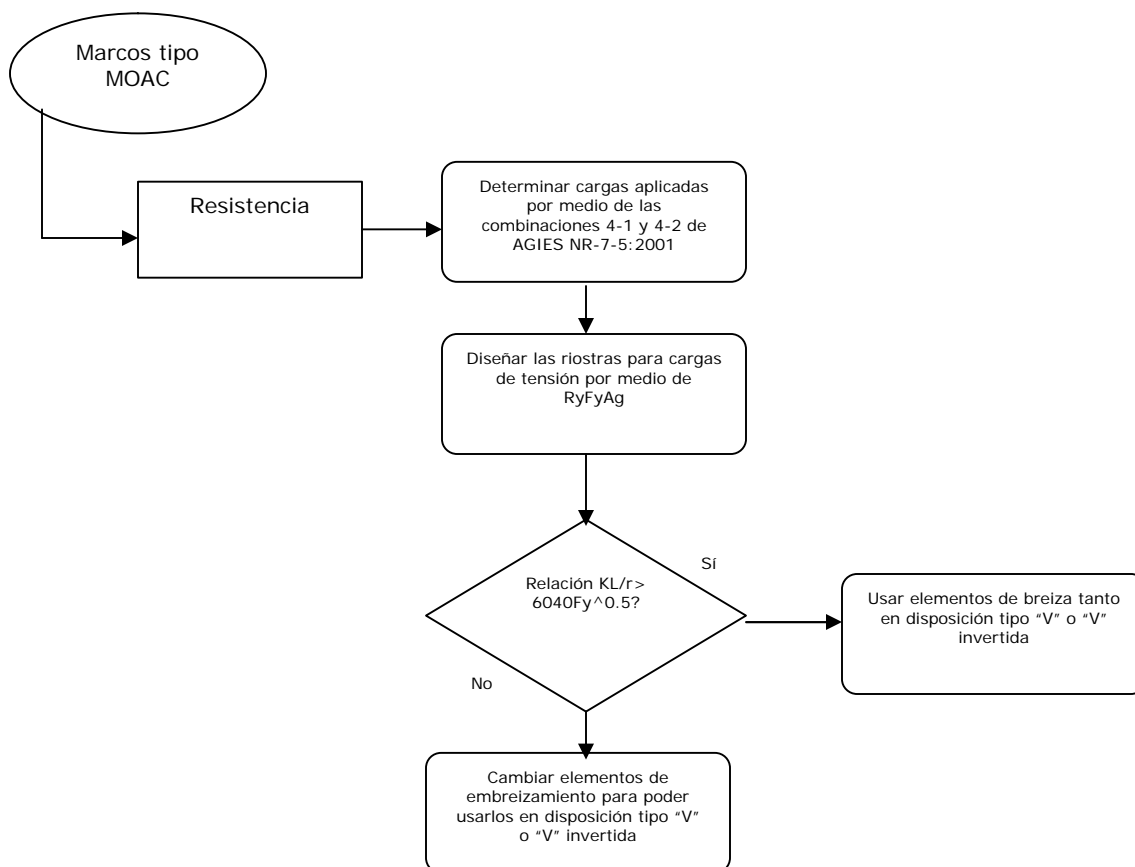


## 7. Diagrama general para Marcos Especiales Arriostrados Concéntricamente (MEAC)

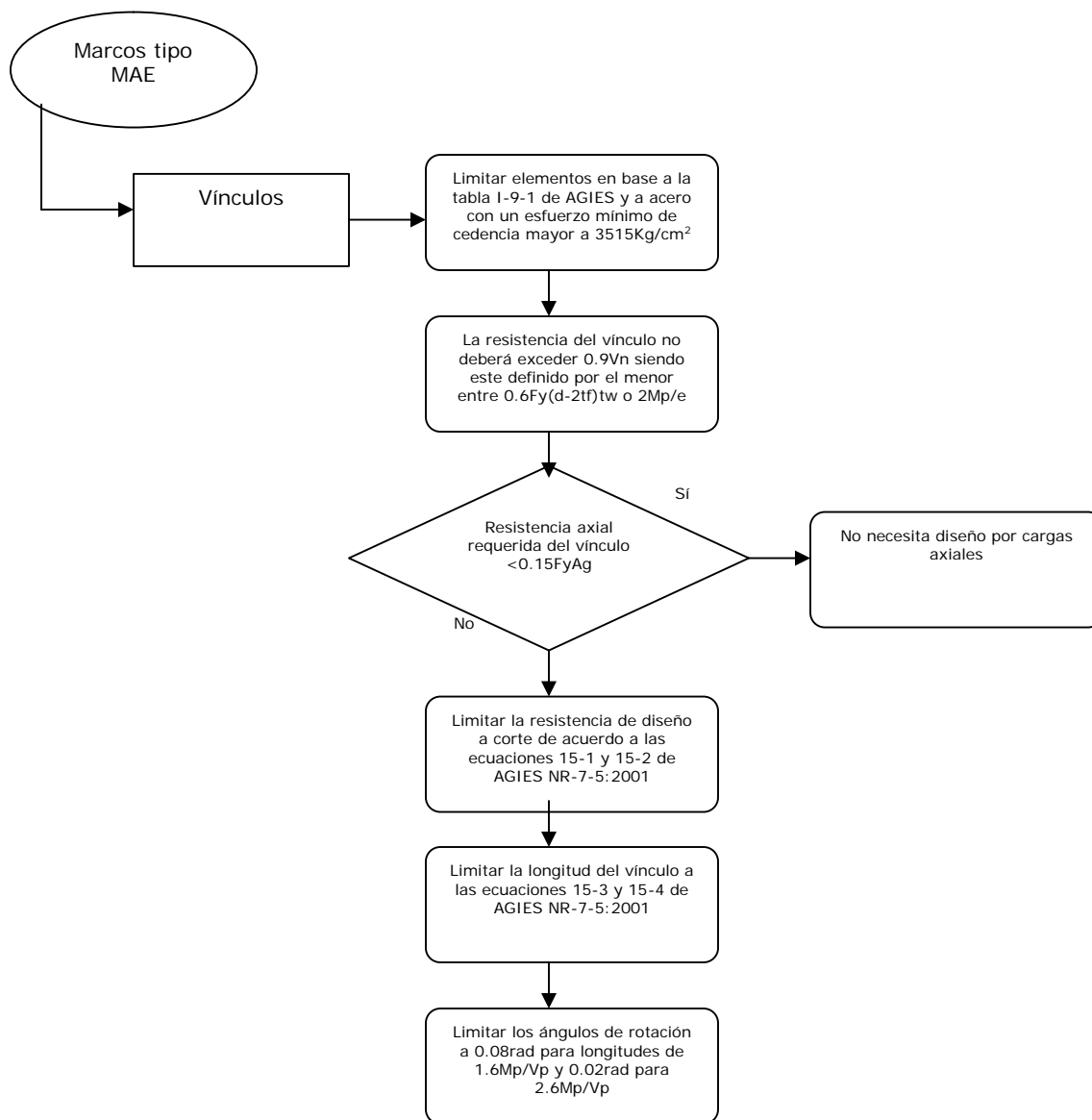


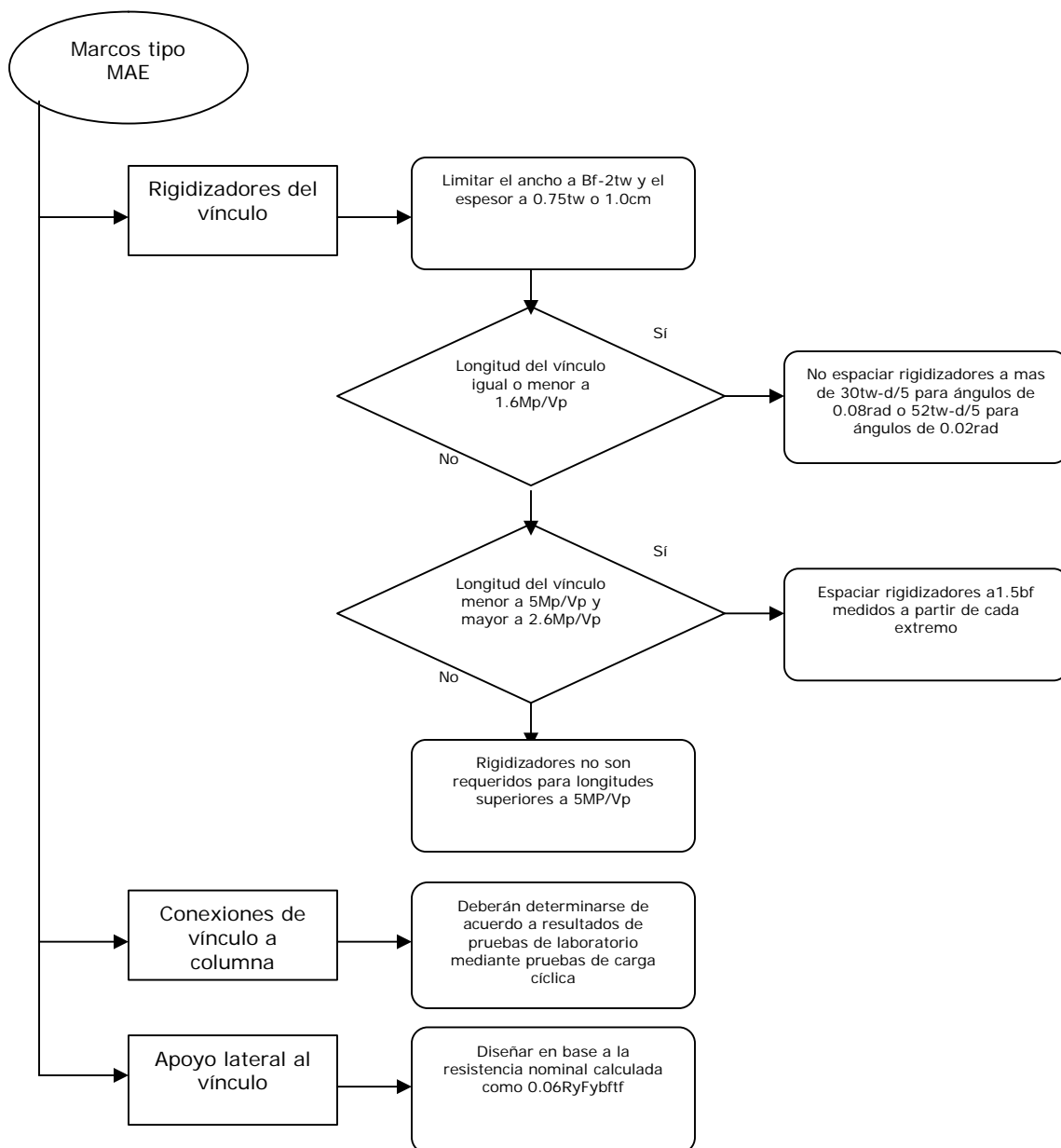


## 8. Diagrama general para Marcos Ordinarios Arriostrados Concéntricamente (MOAC)

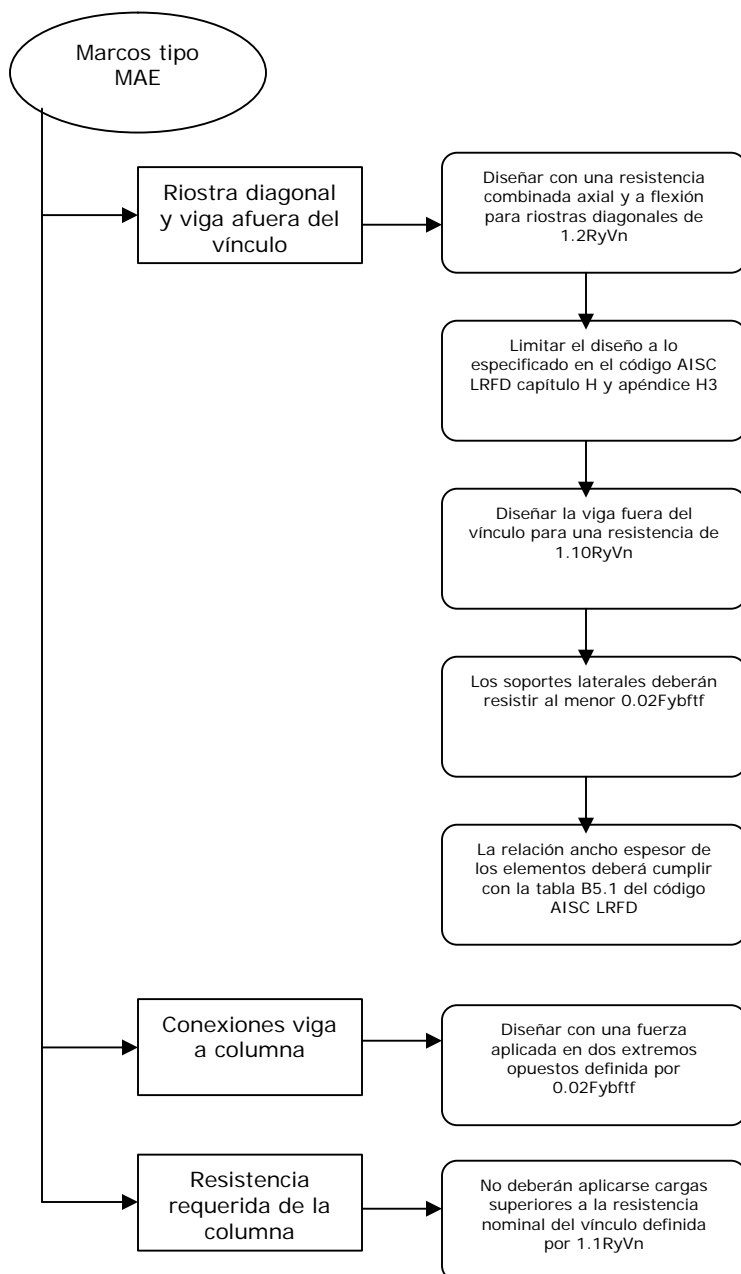


## 9. Diagrama general para Marcos Arriostrados Excéntricamente (MAE)









## V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. Los requerimientos para el diseño estructural de la norma AGIES son compatibles con los requerimientos expresados en otros códigos de diseño, en cuanto a resistencia mínima de los elementos y limitaciones en cuanto a las secciones que se puedan utilizar según los esfuerzos generados por las cargas aplicadas a la estructura.
2. Es necesario realizar una revisión de la norma recomendada de AGIES NR-7-5:2001 ya que la misma se encuentra desactualizada en cuanto a los requerimientos a los cuales refiere en el código AISC LRFD en su versión más reciente.
3. Es posible utilizar métodos de diseño alternativos, basados en otros códigos de diseño, si estos se acoplan a las especificaciones de AGIES en cuanto a capacidades y cargas mínimas, siempre y cuando se compruebe mediante un análisis y cálculo que ambos resultados son similares y equivalentes a juicio del diseñador estructural.
4. Es necesario obtener una mayor cantidad de acelerogramas de las regiones más propensas a sismos en Guatemala con el fin de hacer uso de los avances en programas de diseño estructural y la aplicación de cargas sísmicas a estructuras nuevas.
5. Cualquier requerimiento que el código proponga como mínimo para un diseño estructural seguro y eficiente deberá respetarse como tal aún cuando pruebas de laboratorio arrojen resultados que aseguren un comportamiento adecuado de los elementos que no cumplan con estos mínimos.
6. La implementación de un código de diseño oficial para Guatemala como las normas recomendadas de AGIES, es necesaria con el fin de evitar variaciones en cuanto a criterios y diseños de las estructuras, así como para proveer al diseñador estructural una base legal sobre la cual pueda defender su diseño y cálculos.
7. Es necesario difundir el uso de las normas recomendadas de AGIES con el fin de evitar que las mismas sean olvidadas y pasadas por alto ante la presencia de códigos de diseño de amplio uso pero los cuales no están usualmente optimizados para los materiales, sismicidad, tipo de suelo y demás características propias de Guatemala.

## VI. BIBLIOGRAFÍA

American Concrete Institute (ACI). 2005. *ACI 318-05*. USA

American Institute For Steel Construction (AISC). 2002. *AISC A341-02 Seismic Provisions For Structural Steel Buildings*. USA

American Institute For Steel Construction (AISC). 2005. *AISC A360-05 Specification For Structural Steel Buildings*. USA

American Institute For Steel Construction (AISC). 1999. *Load And Resistance Factored Design Specification For Structural Steel Buildings*. USA

American Society Of Civil Engineers (ASCE), 2005, *ASCE 7-05*. USA

Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES). 2000. *Normas Recomendadas AGIES*. Guatemala

Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica (AGIES). 2001. *Norma Recomendada NR-7-5:2001 – Edificios de Acero Estructural*. Guatemala

Computers And Structures Inc., 2005, *SAP2000 Version 10.0.1*. USA

International Code Council (ICC). 2003, *2003 International Building Code*. USA

## VII. SIMBOLOGÍA

<b>D</b>	Deriva del piso de diseño (cm)
<b>SM<sub>pc</sub></b>	Momento en la intersección de las líneas centrales de la columna y viga, determinado proyectando la suma de los momentos nominales de resistencia plástica de las columnas, reducidas por acción del esfuerzo axial $P_{u_c}/A_g$ desde las caras superior e inferior de la conexión a conexión a momento de la viga (Kg-cm)
<b>SM<sub>pb</sub></b>	Momento en la intersección de las líneas centrales de la columna y viga, determinado proyectando la suma de los momentos máximos desarrollados por la viga, desde la cara de la columna. Los momentos máximos desarrollados serán determinados partiendo de los resultados de ensayo (Kg-cm)
<b>W<sub>o</sub></b>	Factor de sobrerresistencia sísmica horizontal (Adimensional)
<b>r'</b>	Relación entre la fuerza axial requerida $P_u$ y la resistencia requerida a corte $V_u$ de un vínculo (Adimensional)
<b>l</b>	Parámetro de esbeltez (Adimensional)
<b>l<sub>p</sub></b>	Parámetro limitante de la esbeltez de un miembro compacto (Adimensional)
<b>l<sub>r</sub></b>	Parámetro limitante de la esbeltez de un miembro no compacto (Adimensional)
<b>j</b>	Factor de resistencia (Adimensional)
<b>j<sub>c</sub></b>	Factor de resistencia para compresión (Adimensional)
<b>j<sub>y</sub></b>	Factor de resistencia para la resistencia a corte de la zona del panel de las conexiones viga-columna (Adimensional)
<b>a</b>	Ángulo que los miembros diagonales forman con la horizontal (Grados)
<b>A<sub>f</sub></b>	Área de patín de una viga tipo I (cm <sup>2</sup> )
<b>A<sub>g</sub></b>	Área gruesa de una sección (cm <sup>2</sup> )
<b>A<sub>st</sub></b>	Área de rigidizador de vínculo (cm <sup>2</sup> )
<b>A<sub>w</sub></b>	Área del alma del vínculo (cm <sup>2</sup> )
<b>b</b>	Ancho de elementos en compresión (cm)

**Mora**

<b>b<sub>cf</sub></b>	Ancho del patín de la columna (cm)
<b>b<sub>f</sub></b>	Ancho del patín de una viga (cm)
<b>d</b>	Diámetro nominal de un perno (cm)
<b>D</b>	Carga muerta debida al peso de los elementos estructurales y a distintos elementos permanentes de una edificación (Ton)
<b>d<sub>b</sub></b>	Peralte total de una viga (cm)
<b>d<sub>c</sub></b>	Peralte total de una columna (cm)
<b>d<sub>z</sub></b>	Peralte total de la zona del panel dentro del espacio comprendido entre las platinas de continuidad (cm)
<b>e</b>	Longitud del vínculo en marcos excéntricamente embreizados (cm)
<b>E</b>	Efecto de fuerzas horizontales y verticales inducidas durante un sismo (Ton)
<b>EI</b>	Rigidez flexional elástica de los miembros que constituyen los cordones superiores e inferiores de los segmentos especiales (Kg/cm <sup>2</sup> )
<b>F<sub>y</sub></b>	Esfuerzo cedente mínimo especificado del tipo de acero a ser usado. El esfuerzo cedente denota, y asea, el punto de cedencia especificado para los que lo poseen o bien la resistencia de cedencia para aquellos que carecen de esta característica. (Kg/cm <sup>2</sup> )
<b>F<sub>y<sub>b</sub></sub></b>	F <sub>y</sub> de una viga (Kg/cm <sup>2</sup> )
<b>F<sub>y<sub>c</sub></sub></b>	F <sub>y</sub> de una columna (Kg/cm <sup>2</sup> )
<b>F<sub>y<sub>e</sub></sub></b>	Resistencia cedente esperada del acero utilizado (Kg/cm <sup>2</sup> )
<b>F<sub>y<sub>f</sub></sub></b>	F <sub>y</sub> del patín de una viga tipo I (Kg/cm <sup>2</sup> )
<b>F<sub>y<sub>w</sub></sub></b>	F <sub>y</sub> de la zona del panel (Kg/cm <sup>2</sup> )
<b>F<sub>u</sub></b>	Resistencia mínima a tensión del acero utilizado (Kg/cm <sup>2</sup> )
<b>H</b>	Altura promedio de pisos localizados por arriba y por debajo de una conexión viga-columna (cm)
<b>h<sub>c</sub></b>	Altura efectiva del alma, para estabilidad (cm)

<b>K</b>	Factor efectivo de longitud para un miembro prismático (Adimensional)
<b>L</b>	Carga viva debida a la ocupación y equipo superpuesto en una edificación (Ton) Longitud del claro de una armadura (cm) Longitud no arriostrada de un miembro en compresión o riostra (cm)
<b>L<sub>p</sub></b>	Límite de la longitud no arriostrada lateralmente para una resistencia flexional plástica completa en el caso de momento uniforme (cm)
<b>L<sub>s</sub></b>	Longitud de un segmento especial (cm)
<b>Mn<sub>c</sub></b>	Resistencia nominal a flexión de los miembros de los cordones del segmento especial (Kg-cm)
<b>M<sub>p</sub></b>	Resistencia plástica nominal a flexión (Kg-cm)
<b>M<sub>p<sub>a</sub></sub></b>	Resistencia plástica nominal a flexión modificada por carga axial (Kg-cm)
<b>M<sub>p<sub>e</sub></sub></b>	Resistencia plástica nominal a flexión usando la resistencia cedente esperada del acero (Kg-cm)
<b>M<sub>u</sub></b>	Resistencia plástica requerida a flexión de un miembro o de una junta (Kg-cm)
<b>PD</b>	Efecto de segundo orden de las cargas axiales sobre columnas actuando sobre las deflexiones laterales, y su efecto sobre los momentos de los miembros (Kg-cm)
<b>P<sub>n</sub></b>	Resistencia nominal axial de una columna (Kg)
<b>P<sub>n<sub>c</sub></sub></b>	Resistencia nominal a compresión axial de miembros diagonales en el segmento especial (Kg)
<b>P<sub>n<sub>t</sub></sub></b>	Resistencia nominal a tensión de miembros diagonales del segmento especial (Kg)
<b>P<sub>u</sub></b>	Resistencia axial requerida de una columna o de un vínculo (Kg)
<b>P<sub>u<sub>c</sub></sub></b>	Resistencia axial requerida de una columna en compresión (Kg)
<b>P<sub>y</sub></b>	Resistencia nominal axial a la cedencia de un miembro, $[F_y \cdot A_g]$ (Kg)
<b>Q<sub>b</sub></b>	Efecto de la máxima carga vertical no balanceada aplicada a una viga por las riostras (Kg)
<b>Q<sub>e</sub></b>	Efecto de las fuerzas sísmicas horizontales producidas por el corte en la base de una edificación (Ton)
<b>r</b>	Radio de giro dominante (cm)
<b>R<sub>n</sub></b>	Resistencia nominal (Kg)

<b>Ru</b>	Resistencia requerida (Kg)
<b>r<sub>y</sub></b>	Radio de giro alrededor del eje Y (cm)
<b>Ry</b>	Relación entre la resistencia esperada a la cedencia $F_{y_e}$ y la resistencia mínima especificada a la cedencia $F_y$ (Adimensional)
<b>S</b>	Carga de nieve (Kg)
<b>S<sub>a</sub></b>	Aceleración espectral de diseño (Gravedad)
<b>t</b>	Espesor de una parte conectada (cm)
<b>t<sub>bf</sub></b>	Espesor del patín de una viga (cm)
<b>t<sub>cf</sub></b>	Espesor del patín de una columna (cm)
<b>t<sub>f</sub></b>	Espesor del patín (cm)
<b>t<sub>p</sub></b>	Espesor de la zona del panel, incluyendo las platinas de refuerzo (cm)
<b>t<sub>w</sub></b>	Espesor del alma (cm)
<b>t<sub>z</sub></b>	Espesor de la zona del panel entre las alas de la columna, no necesariamente incluido el espesor de las platinas (cm)
<b>Vn</b>	Resistencia nominal acorte de un miembro (Kg)
<b>Vp<sub>a</sub></b>	Resistencia nominal a corte de un vínculo activo, modificado por la magnitud de la carga axial (Kg)
<b>Vu</b>	Resistencia requerida a corte de un miembro (Kg)
<b>w<sub>z</sub></b>	Ancho de la zona del panel entre las alas de la columna (cm)
<b>Z</b>	Módulo plástico de sección de un miembro (cm <sup>3</sup> )