

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
CENTRO UNIVERSITARIO DE OCCIDENTE  
DIVISIÓN DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL



**CONEXIONES DE PLACA DE ALA EMPERNADA (BFP) EN MARCOS DE ACERO  
Y SU COMPORTAMIENTO BAJO LA INFLUENCIA DE ASENTAMIENTOS  
DIFERENCIALES.**

DANIEL ESTUARDO SON

QUETZALTENANGO, ABRIL DE 2018



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
CENTRO UNIVERSITARIO DE OCCIDENTE  
DIVISIÓN DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL



**CONEXIONES DE PLACA DE ALA EMPERNADA (BFP) EN MARCOS DE ACERO  
Y SU COMPORTAMIENTO BAJO LA INFLUENCIA DE ASENTAMIENTOS  
DIFERENCIALES.**

TRABAJO DE GRADUACIÓN  
PRESENTADO A LAS AUTORIDADES  
DE LA DIVISIÓN DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA  
POR:

**DANIEL ESTUARDO SON**

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

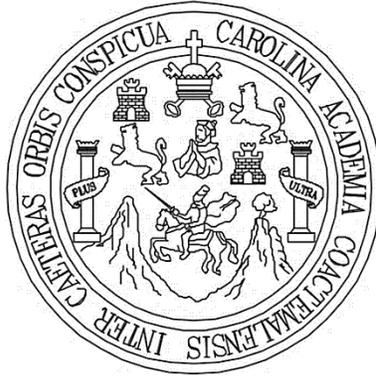
**INGENIERO CIVIL**

EN EL GRADO ACADÉMICO DE LICENCIADO

QUETZALTENANGO, ABRIL DE 2018



UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA  
CENTRO UNIVERSITARIO DE OCCIDENTE  
DIVISIÓN DE CIENCIAS DE LA INGENIERÍA  
INGENIERÍA CIVIL



**AUTORIDADES DE LA USAC**

RECTOR MAGNÍFICO: DR. CARLOS GUILLERMO ALVARADO CEREZO  
SECRETARIO GENERAL: DR. CARLOS ENRIQUE CAMEY RODAS

**INTEGRANTES DEL CONSEJO DIRECTIVO**

PRESIDENTE: MSC. MARÍA DEL ROSARIO PAZ CABRERA  
SECRETARIO: MSC. SILVIA DEL CARMEN RECINOS CIFUENTES

**REPRESENTANTES DE DOCENTES**

MSC.ING. HÉCTOR OBDULIO ALVARADO QUIROA  
MSC. ING. EDELMAN CÁNDIDO MONZÓN LÓPEZ

**REPRESENTANTE DE EGRESADOS**

LICDA. VILMA TATIANA CABRERA ALVARADO DE OCHOA

**REPRESENTANTES DE ESTUDIANTES**

BR. LUIS ÁNGEL ESTRADA GARCÍA  
BR. JULIA HERNÁNDEZ DE DOMÍNGUEZ

**TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN TÉCNICO PROFESIONAL**

**SECRETARIO:** ING. HAMILTON PÉREZ HERNÁNDEZ  
**EXAMINADOR:** ING. NERY IVÁN PÉREZ MORALES  
**EXAMINADOR:** ING. WALTER RAMÍREZ



**HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad de San Carlos de Guatemala, presento a su consideración el trabajo de graduación titulado:

**CONEXIONES DE PLACA DE ALA EMPERNADA (BFP) EN MARCOS DE ACERO  
Y SU COMPORTAMIENTO BAJO LA INFLUENCIA DE ASENTAMIENTOS  
DIFERENCIALES.**

Tema que fuera presentado y aprobado por el coordinador de la carrera de Ingeniería Civil, de la División de Ciencias de la Ingeniería, según acta No 16-2016 de fecha 20 de mayo de 2016.

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Daniel Estuardo Son', written over a horizontal line.

Daniel Estuardo Son



Quetzaltenango, 25 de abril de 2018

Ing. Nery Ivan Pérez Morales  
Coordinador de la Carrera de Ingeniería Civil  
División de Ciencias de la Ingeniería  
Centro Universitario de Occidente

Respetable Ingeniero:

Por medio de la presente me dirijo a usted, para dar mi **APROBACIÓN** en calidad de **ASESOR**, del trabajo de graduación: **CONEXIONES DE PLACA DE ALA EMPERNADA (BFP) EN MARCOS DE ACERO Y SU COMPORTAMIENTO BAJO LA INFLUENCIA DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES.**

Dicho trabajo fue desarrollado por: **Daniel Estuardo Son**, con número de carné: **2204 65193 0901** y Registro Académico: **200931920**

Habiendo encontrado que cumple con los requerimientos necesarios, extendiendo mi aprobación y beneplácito a dicha propuesta, y para los usos legales que requiera el interesado, extendiendo la presente constancia.

Atentamente.

  
Gonzalo Arriaga Zamora  
Ingeniero Civil  
Col. No. 5212  
Gonzalo Arriaga Zamora  
Ingeniero Civil  
Colegiado No. 5212  
Asesor de Trabajo de Graduación



Quetzaltenango, 26 de abril de 2018.

Ingeniero:

Nery Iván Pérez Morales.

Coordinador de la Carrera de Ingeniería Civil.

Centro Universitario de Occidente.

Universidad de San Carlos de Guatemala.

Distinguido Ingeniero:

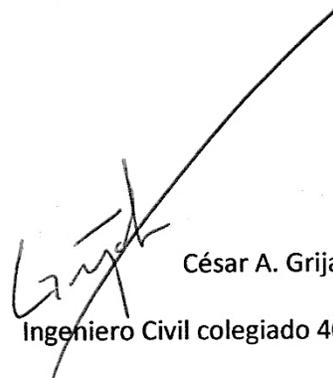
Al saludarlo y dirigirme a usted, es con el fin de dar mi APROBACIÓN en calidad REVISOR, del trabajo de graduación: CONEXIONES DE PLACA DE ALA EMPERNADA (BFP) EN MARCOS DE ACERO Y SU COMPORTAMIENTO BAJO LA INFLUENCIA DE ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES. Un trabajo que aporta y hace propuesta al tema de estructuras en Guatemala.

Dicho escrito es de: Daniel Estuardo Son, CUI: 2204-65193-0901 y Registro académico: 200931920.

Por este medio extiendo mi aprobación y beneplácito a dicha propuesta, en el marco de los requisitos de que pide la Universidad de San Carlos de Guatemala.

Sin otro particular me suscribo de usted.

Atentamente



César A. Grijalva.  
Ingeniero Civil colegiado 4097.  
Revisor Trabajo de Graduación.





## **ACTO QUE DEDICO**

### **A DIOS**

Creador del universo, mi Padre Celestial y Señor de mi vida, por ayudarme cada día, por ser mi guía, la fuente de la sabiduría para mi vida, por cuidar de mí, por su ayuda y su compañía y porque sin Él nada de esto fuera posible. Para Él es mi gratitud completa, mi admiración y mi corazón por siempre.

### **A MI MADRE**

Aracely del Rosario Son García, por amarme y cuidarme desde el primer día de mi vida, por su ejemplo, por su apoyo, por enseñarme cada día a ser una mejor persona y por ayudarme a alcanzar este sueño.

### **A MI HERMANO**

Juan Nolberto Son, por todo su aprecio, por mostrarme siempre su apoyo, por alegrarme con su compañía, por ser una motivación para lograr mis metas y por también ayudarme a alcanzar este sueño.

### **A MIS TÍAS**

Maydy, América, Miriam, Antonieta e Irma, por sus consejos, su apoyo y por brindarme animo cada día.

### **A MIS TÍOS**

Miguel, Luis y Jaime, por su especial cariño, y por tratarme como a un hijo desde que tengo memoria. Y a mis tíos Carlos y Martin, por sus consejos y desear siempre lo mejor para mí.

### **A TODA MI FAMILIA**

Por compartir mis penas y gozarse de mis alegrías.



## **AGRADECIMIENTOS**

- A DIOS** Por ser el mejor Padre, por ayudarme en el transcurrir de esta carrera, y por darme las fuerzas necesarias para continuar cuando sentía que no podía más.
- A MI MADRE** Por todo su esfuerzo y sacrificio, y por brindarme la oportunidad de desarrollarme como persona y llegar a ser un profesional.
- A MI HERMANO** Porque su apoyo ha sido fundamental en esta etapa de mi vida.
- A ING. GONZALO ARRIAGA** Por el tiempo dedicado a asesorar este trabajo, por su valioso apoyo y sus sabios consejos.
- A ING. CESAR GRIJALVA** Por brindarme su apoyo, conocimientos y amistad a lo largo de mi carrera, y por el tiempo dedicado a la revisión técnica de este trabajo.
- A LA IGLESIA DE DIOS  
EVANGELIO COMPLETO** Por haber sido fundamental en mi crecimiento espiritual y personal, por brindarme su apoyo y amor, y porque en ella he encontrado a mis mejores amigos.
- A MIS AMIGOS** A cada uno por nombre, por todo el tiempo compartido, porque sin ustedes esta experiencia y esta vida no serían igual.
- AI CENTRO UNIVERSITARIO  
DE OCCIDENTE** Por abrir sus puertas y permitirme la oportunidad de desarrollar en él mi formación académica.





## ÍNDICE GENERAL

<b>ÍNDICE DE ILUSTRACIONES</b>	<b>VII</b>
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b>	<b>XIX</b>
<b>ABREVIATURAS, SIGLAS Y SÍMBOLOS</b>	<b>XI</b>
<b>GLOSARIO</b>	<b>XVII</b>
<b>INTRODUCCIÓN</b>	<b>XIX</b>
<b>OBJETIVOS</b>	<b>XXI</b>

### Capítulo I

<b>Elementos que intervienen en un asentamiento diferencial</b>	<b>1</b>
1.1. El Suelo.	1
1.1.1. Conceptos básicos.	2
1.1.1.1. Relaciones volumétricas y gravimétricas del suelo.	2
1.1.1.2. Esfuerzos en la masa de suelo.	4
1.1.2. La deformación del suelo.	5
1.1.2.1. Componentes del asentamiento total.	6
1.1.2.2. Asentamientos relevantes según el tipo de suelo.	8
1.1.3. Asentamiento por consolidación.	8
1.1.3.1. Ensayo edométrico.	9
1.2. La estructura de cimentación.	12
1.2.1. Tipología de las cimentaciones	12
1.2.1.1. Cimentaciones superficiales.	13
1.2.1.2. Cimentaciones profundas.	14
1.3. Asentamientos Admisibles	15
1.3.1. Asentamientos globales.	15
1.3.2. Asentamientos diferenciales.	15
1.3.3. Efecto de los asentamientos diferenciales en las estructuras	18

### Capítulo II

<b>Diseño estructural de edificios de acero a base de marcos a momento</b>	<b>21</b>
2.1. Clasificación de los edificios y otras estructuras	22

2.1.1. Categoría I: obras utilitarias.	22
2.1.2. Categoría II: obras ordinarias.	23
2.1.3. Categoría III: obras importantes.	23
2.1.4. Categoría IV: obras esenciales.	23
2.1.5. Método de clasificación de obras.	25
2.2. Amenaza sísmica	25
2.2.1. Índice de sismicidad.	25
2.2.2. Nivel de protección sísmica (NPS).	26
2.3. Marcos de acero a momento	28
2.3.1. Marcos ordinarios a momento (OMF).	31
2.3.1.1. Requerimientos del sistema.	31
2.3.1.2. Miembros.	31
2.3.1.3. Conexiones.	31
2.3.2. Marcos intermedios a momento (IMF).	32
2.3.2.1. Requerimientos del sistema.	32
2.3.2.2. Miembros.	32
2.3.2.3. Conexiones.	33
2.3.3. Marcos especiales a momento (SMF).	34
2.3.3.1. Requerimientos del sistema.	34
2.3.3.2. Miembros.	37
2.3.3.3. Conexiones.	37
2.3.4. Comparación de los requerimientos de diseño.	38

## **Capítulo III**

### **Diseño de conexiones viga-columna y su influencia en el comportamiento estructural 41**

3.1. Clasificación de las conexiones	41
3.1.1. Conexiones simples.	41
3.1.2. Conexiones totalmente restringidas (FR).	42
3.1.3. Conexiones parcialmente restringidas (PR).	43
3.2. Soldadura en las conexiones	45
3.2.1. Procesos utilizados en las soldaduras estructurales.	46

3.2.1.1.	Soldadura de arco de electrodo revestido (SMAW).	46
3.2.1.2.	Soldadura de arco sumergido (SAW),	46
3.2.1.3.	Soldadura de arco con núcleo fundente (FCAW),	46
3.2.1.4.	Soldadura de arco metálico gaseoso (GMAW),	47
3.2.2.	Tipos de soldadura según su ejecución.	47
3.2.2.1.	Soldaduras a tope.	47
3.2.2.2.	Soldadura de filete.	47
3.2.2.3.	Soldadura de tapón y de ranura.	47
3.2.3.	Clasificación de las soldaduras según su desempeño estructural.	48
3.2.3.1.	Soldaduras no-sísmicas:	48
3.2.3.2.	Soldaduras sísmicas:	48
3.2.3.3.	Soldaduras de demanda crítica.	48
3.3.	Conexiones con pernos de alta resistencia	49
3.3.1.	Tipos de pernos estructurales.	49
3.3.1.1.	Pernos A307.	49
3.3.1.2.	Pernos A325.	50
3.3.1.3.	Pernos A490.	50
3.3.1.4.	Tuercas y arandelas de alta resistencia.	50
3.3.2.	Mecanismos de transferencia de carga.	51
3.3.2.1.	Uniones resistentes por fricción.	51
3.3.2.2.	Uniones resistentes por aplastamiento.	53
3.3.3.	Tipos de juntas empernadas.	53
3.3.3.1.	Juntas de apriete ajustado (ST).	54
3.3.3.2.	Juntas con pernos pretensados (PT).	54
3.3.3.3.	Juntas de deslizamiento crítico (SC).	55
3.3.4.	Tamaños y uso de las perforaciones.	56
3.3.4.1.	Espaciamiento mínimo.	57
3.3.4.2.	Distancia mínima al borde.	57
3.3.4.3.	Distancia máxima entre pernos.	57
3.4.	Requisitos de las conexiones de acuerdo al sistema estructural	58
3.4.1.	Requisitos de las conexiones en marcos ordinarios resistentes a momento.	58

3.4.1.1. Soldaduras críticas.	58
3.4.1.2. Requerimientos de las conexiones de momento totalmente restringidas (FR) en marcos ordinarios.	58
3.4.1.3. Requerimientos de las conexiones de momento parcialmente restringidas (PR) en marcos ordinarios.	59
3.4.2. Requisitos de las conexiones en marcos intermedios resistentes a momento.	60
3.4.2.1. Soldaduras de demanda crítica.	60
3.4.2.2. Demostración de cumplimiento.	60
3.4.2.3. Resistencia requerida a cortante.	60
3.4.2.4. Zona panel.	60
3.4.2.5. Placas de continuidad.	60
3.4.3. Requisitos de las conexiones en marcos especiales resistentes a momento.	61
3.4.3.1. Demostración de cumplimiento.	61
3.4.3.2. Resistencia requerida a cortante de la conexión.	61
3.4.3.3. Zona panel.	61
3.4.3.4. Placas de continuidad.	64
3.5. Precalificación de conexiones viga-columna	66
3.5.1. Conexiones precalificadas para marcos especiales e intermedios para aplicaciones sísmicas.	67
3.5.1.1. Conexión precalificada de placa de ala empernada (BFP).	68

## **Capítulo IV**

### **Metodología adoptada para el análisis de la influencia de los asentamientos diferenciales en las conexiones de acero de placa de ala apernada**

4.1. Definición de las características estructurales de los marcos de acero a analizar	73
4.1.1. Desarrollo de arquetipos del sistema estructural.	73
4.1.2. Índice de configuraciones arquetípicas.	75
4.1.2.1. Variables de la configuración y comportamiento estructural.	75
4.1.3. Grupos de desempeño.	78
4.1.3.1. Identificación de los grupos de desempeño.	78
4.1.4. Diseños del índice de arquetipos.	78

4.1.4.1. Método de diseño sísmico.	79
4.1.4.2. Criterios de diseño de la carga sísmica.	79
4.1.4.3. Período de Transición.	80
4.1.4.4. Cortante basal	81
4.1.4.5. Periodo fundamental, “ $t$ ”.	81
4.1.4.6. Consideraciones del diseño estructural.	82
4.2. Diseño de las conexiones BFP de los marcos de acero a analizar	87
4.2.1. Aplicación del procedimiento de diseño de las conexiones BFP.	87
4.2.1.1. Cálculo del máximo momento probable en la rótula plástica, $M_{pr}$ .	89
4.2.1.2. Cálculo del máximo diámetro permitido para los pernos del ala.	90
4.2.1.3. Cálculo de la resistencia nominal a cortante por cada perno.	90
4.2.1.4. Propuesta del número de pernos para la placa de ala.	91
4.2.1.5. Cálculo de la ubicación de las rotulas plásticas, $S_h$ .	91
4.2.1.6. Cálculo de la fuerza cortante en $S_h$ en cada extremo de la viga.	92
4.2.1.7. Cálculo del momento esperado en el rostro de la columna.	93
4.2.1.8. Cálculo de la fuerza $F_{pr}$ en la placa de ala debida al momento $M_f$ .	93
4.2.1.9. Verificación del número de pernos requeridos por la placa de ala.	93
4.2.1.10. Verificación del espesor de la placa de ala.	94
4.2.1.11. Verificación de la placa de ala por ruptura en tracción.	94
4.2.1.12. Verificación del ala de la viga por bloque de cortante.	95
4.2.1.13. Verificación de la placa de ala por pandeo por compresión.	96
4.2.1.14. Cálculo de la resistencia requerida a cortante de la conexión	97
4.2.1.15. Diseño de la placa simple de corte o placa de alma.	97
4.2.1.16. Verificación de los requisitos de las placas de continuidad.	102
4.2.1.17. Verificación de los requerimientos para la zona panel.	106
4.3. Modelado del asentamiento diferencial en los marcos de acero.	114
4.3.1. Valores del asentamiento.	114
4.3.2. Ubicación del asentamiento diferencial.	114
4.3.3. Método para el modelado del asentamiento en los marcos.	115
4.3.4. Modelado del asentamiento y las combinaciones de carga.	116

## **Capítulo V**

### **Efecto del asentamiento diferencial en los marcos de acero y las conexiones de placa de ala apernada 117**

5.1. Efecto del asentamiento diferencial en los marcos especiales resistentes a momento	117
5.1.1. Esfuerzos internos debido al asentamiento diferencial.	117
5.2. Análisis del efecto del asentamiento diferencial en las conexiones de placa de ala apernada en marcos especiales resistentes a momento	123
5.2.1. Desempeño esperado de la conexión en condiciones óptimas.	123
5.2.2. Efecto del asentamiento diferencial en el desempeño de la conexión.	124

### **CONCLUSIONES XXIII**

### **RECOMENDACIONES XXV**

### **BIBLIOGRAFÍA XXVII**

### **ANEXOS XXXI**

#### Anexo I

Diseño estructural de los arquetipos para el análisis de la influencia de los asentamientos diferenciales en las conexiones BFP en marcos de acero.	XXXIII
---	--------

## ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Figura 1.	Fases del suelo.	2
Figura 2.	Curva tiempo-asentamiento para un incremento de carga.	8
Figura 3.	Representación esquemática de la consolidación.	10
Figura 4.	Ensayo edométrico.	11
Figura 5.	Notación para asentamientos diferenciales.	16
Figura 6.	Zonificación sísmica de la república de Guatemala.	27
Figura 7.	Elementos de un marco de acero a momento.	29
Figura 8.	Formación de rótulas plásticas en vigas, zona panel y columnas.	29
Figura 9.	Conexión en marcos especiales a momento pre-Northridge 1994.	30
Figura 10.	Mecanismo de rotulación plástica en vigas.	34
Figura 11.	Arriostramiento para estabilidad de miembros con alta ductilidad.	36
Figura 12.	Fallas por pandeo lateral torsional en vigas sin arriostramientos laterales.	36
Figura 13.	Conexión simple o de corte.	42
Figura 14.	Conexión simple de angular empernado al alma..	42
Figura 15.	Conexión de momento totalmente restringida (FR).	43
Figura 16.	Conexión FR de placa de ala empernada con atiesadores en la columna.	43
Figura 17.	Conexión parcialmente restringida.	44
Figura 18.	Tipos de conexiones semirrígidas.	45
Figura 19.	Elementos de un perno estructural, tuerca y arandela.	50
Figura 20.	Marcas requeridas para pernos y tuercas de ensamble aceptables.	51
Figura 21.	Transferencia de la carga en conexiones tipo fricción.	52
Figura 22.	Transmisión de cortante en conexiones tipo aplastamiento.	53
Figura 23.	Tipos de agujeros para la instalación de pernos.	56
Figura 24.	Zona panel de las conexiones viga-columna.	62
Figura 25.	Zona panel de las conexiones viga-columna.	62
Figura 26.	Bordes de placas de continuidad.	65
Figura 27.	Conexión de momento de placa de ala empernada (BFP).	69
Figura 28.	Esquema de la metodología para el desarrollo de modelos para el análisis de un sistema estructural.	74
Figura 29.	Configuración en planta para el diseño espacial de arquetipos.	77

Figura 30.	Índice de configuraciones arquetípicas para marcos especiales de momento.	77
Figura 31.	Perfiles del arquetipo 1FLE.	88
Figura 32.	Longitud del perno y ubicación del plano de corte respecto a la rosca.	90
Figura 33.	Diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga entre las rotulas plásticas.	92
Figura 34.	Bloques de corte para las alas en tracción de una viga.	95
Figura 35.	Dimensiones de la placa simple de corte.	97
Figura 36.	Bloque de corte del alma de la viga.	99
Figura 37.	Bloque de corte del alma de la viga.	101
Figura 38.	Dimensiones de las placas de continuidad.	104
Figura 39.	Modelado del asentamiento en marco 1FLE en columna interior y de borde.	115
Figura 40.	Modelado del asentamiento para la evaluación de las conexiones BFP.	115
Figura 41.	Distribución de las cargas axiales debidas al asentamiento diferencial, modelo 2FLE, en columna interior y en columna de borde.	118
Figura 42.	Distribución de los cortantes debidos al asentamiento diferencial, modelo 2FLE, en columna interior y en columna de borde.	118
Figura 43.	Distribución de momentos debidos al asentamiento diferencial, modelo 2FLE, en columna interior y en columna de borde.	119
Figura 44.	Diagrama de cortantes debido a la carga gravitacional y al efecto del asentamiento, modelo 3FLE.	120
Figura 45.	Diagrama de momentos debido a la carga gravitacional y al efecto del asentamiento, modelo 3FLE.	120
Figura 46.	Relaciones demanda/capacidad para el estado límite de flexión y carga axial del modelo 3FLE.	121
Figura 47.	Distorsión angular máxima permitida por la estructura.	122
Figura 48.	Conexión BFP y desempeño esperado.	123
Figura 49.	Incrementos porcentuales en las resistencias requeridas por la conexión BFP con relación al asentamiento diferencial.	126
Figura 50.	Incrementos porcentuales en los estados límite de la conexión BFP con relación a cada valor del asentamiento diferencial evaluado.	127
Figura 51.	Relaciones demanda/capacidad para el estado límite de flexión y carga axial del modelo 3FLE.	129

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.	Mecanismos generadores de asentamiento.	7
Tabla 2.	Causas de asentamientos diferenciales.	17
Tabla 3.	Asentamientos admisibles.	18
Tabla 4.	Recomendaciones de los valores de asentamientos admisibles.	18
Tabla 5.	Distorsión angular límite.	19
Tabla 6.	Clasificación de obra por función y carga de ocupación.	24
Tabla 7.	Nivel mínimo de protección sísmica.	26
Tabla 8.	Requerimientos de diseño para marcos de acero a momento.	38
Tabla 9.	Coefficientes y factores para diseño de sistemas sismorresistentes.	39
Tabla 10.	Grado y acabado de las tuercas ASTM A563 y arandelas F436.	52
Tabla 11.	Sumario de aplicaciones de juntas atornilladas.	54
Tabla 12.	Dimensiones de agujeros según tipo de perforación.	57
Tabla 13.	Distancia mínima al borde en pulgadas.	58
Tabla 14.	Listado de conexiones precalificadas.	68
Tabla 15.	Variables de la configuración estructural y rangos definidos en el espacio de diseño de arquetipos de marcos especiales SMF.	76
Tabla 16.	Grupos de desempeño de arquetipos de marcos especiales SMF.	79
Tabla 17.	Aceleraciones espectrales de diseño para periodos cortos.	80
Tabla 18.	Aceleraciones espectrales de diseño para periodos de un segundo.	80
Tabla 19.	Periodos de transición.	80
Tabla 20.	Coefficiente para el límite superior del periodo calculado.	82
Tabla 21.	Periodo fundamental de arquetipos de análisis.	82
Tabla 22.	Propiedades de diseño de los arquetipos de marcos especiales SMF.	83
Tabla 23.	Combinaciones de carga para el diseño de arquetipos.	84
Tabla 24.	Dimensiones de los elementos para SMF, PG-1FLE.	85
Tabla 25.	Dimensiones de los elementos para SMF, PG-2FLE.	85
Tabla 26.	Dimensiones de los elementos para SMF, PG-3FLE.	86
Tabla 27.	Dimensiones de los elementos para SMF, PG-4FLE.	86
Tabla 28.	Resumen de los estados límite de la conexión BFP.	88
Tabla 29.	Aceros utilizados en los elementos y algunas de sus propiedades.	88

Tabla 30.	Resistencia de los pernos ASTM 490.	89
Tabla 31.	Dimensiones y propiedades de los perfiles WF del modelo 1FLE.	89
Tabla 32.	Resumen de los estados límite de la conexión BFP.	108
Tabla 33.	Resumen de las dimensiones de la placa de ala apernada de todas las conexiones.	109
Tabla 34.	Resumen de las dimensiones de la placa simple de corte para todas las conexiones.	111
Tabla 35.	Resumen de las dimensiones de las placas de continuidad para todas las conexiones.	113
Tabla 36.	Valores del asentamiento a modelar. .	114
Tabla 37.	Estados límite de falla en que se excede la capacidad de la conexión debido al asentamiento diferencial.	129

## ABREVIATURAS, SIGLAS Y SÍMBOLOS

$(D/C)_{P-M \text{ máx}}$	La máxima de las relaciones demanda capacidad del estado límite de flexión y carga axial de las vigas de todo el SMF
$A$	Distancia entre el centro de la hilera de pernos y el borde libre
$A_{bw}$	Área del conjunto de pernos que conectan la placa de alma
$A_g$	Área gruesa de la columna, in <sup>2</sup> . (mm <sup>2</sup> ).
$A_{gv}$	Área gruesa de corte del bloque de cortante.
$A_{nt}$	Área neta a tensión del bloque de cortante.
$A_{nv}$	Área neta de corte del bloque de cortante.
$B$	Distancia entre centros de hileras de pernos.
$C_{pr}$	Factor que toma en cuenta la máxima resistencia de la conexión incluyendo la sobrerresistencia del material, restricciones locales, refuerzo adicional y otras condiciones de la conexión.
$C_s$	Coefficiente sísmico al límite de cedencia.
$C_u$	Coefficiente para el límite superior del periodo empírico calculado para una estructura.
$D$	Carga muerta.
$D/C$	Relación de demanda/capacidad de un miembro o elemento.
$D_{bf}$	Diámetro del perno del ala
$D_{bfh}$	Diámetro del agujero del perno de las alas y placa de ala
$D_{bw}$	Diámetro de los pernos de alma
$D_{bwh}$	Diámetro del agujero del perno del alma y placa de alma
$E$	Módulo de elasticidad del acero, E=29,000 ksi (200,000 Mpa).
$E_{mh}$	Efecto de la carga sísmica horizontal incluyendo el factor de sobrerresistencia, kips (N).
$F_a$	Coefficiente de sitio para periodos de vibración cortos.
$F_{AT}$	Fuerza para la cual se deben diseñar las placas de continuidad.
$FCAW$	Soldadura de arco sumergido
$F_{cr}$	Tensión crítica.
$F_e$	Tensión elástica por pandeo.
$F_{pr}$	Fuerza en la placa de ala debido a $M_f$ .

<i>FR</i>	Conexión totalmente restringida al giro, conexión rígida.
<i>F<sub>v</sub></i>	Coefficiente de sitio para periodos de vibración largos.
<i>F<sub>y</sub></i>	Esfuerzo mínimo de fluencia especificado del tipo de acero, ksi (Mpa)
<i>F<sub>y<sub>b</sub></sub></i>	Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la viga, ksi (Mpa)
<i>F<sub>y<sub>c</sub></sub></i>	Esfuerzo de fluencia mínimo especificado del acero de la columna, ksi (Mpa)
<i>F<sub>y<sub>f</sub></sub></i>	Esfuerzo mínimo de fluencia del tipo de acero del ala del perfil.
<i>F<sub>y<sub>w</sub></sub></i>	Esfuerzo mínimo de fluencia del tipo de acero del alma del perfil.
<i>GMAW</i>	Soldadura de arco con núcleo fundente
<i>H</i>	Altura de piso, es permitido tomarla como, la distancia entre ejes del entramado del sistema de piso o la distancia entre el tope de las losas superior e inferior, in. (mm).
<i>IMF</i>	Marco intermedio resistente a momento, de acero estructural.
<i>K</i>	Factor de longitud efectiva.
<i>K<sub>c</sub></i>	Distancia de la cara exterior del ala de una columna al borde del filete del alma.
<i>L</i>	Carga viva.
<i>L<sub>AT</sub></i>	Longitud total del atiesador.
<i>L<sub>b</sub></i>	Espaciamiento entre puntos que están arriostrados contra desplazamiento lateral en alas a compresión o arriostrados contra giro de la sección neta, in. (mm).
<i>L<sub>cf</sub></i>	Luz libre de la viga, in. (mm).
<i>L<sub>fp</sub></i>	longitud de la placa de ala
<i>L<sub>h</sub></i>	Distancia entre rótulas plásticas de la viga, in. (mm).
<i>LSL</i>	Perforación de ranura larga.
<i>L<sub>w<sub>p</sub></sub></i>	Longitud de la placa de alma
<i>M<sub>pb</sub><sup>*</sup></i>	Momentos en la intersección de la viga y los ejes de las columnas, determinados por proyección de los máximos momentos desarrollados en la cara de la columna, kip-in. (N-mm).
<i>M<sub>pc</sub><sup>*</sup></i>	Momento en el eje de la viga y la columna, determinado por proyección de la suma de la resistencia plástica nominal a momento de la columna, reducida por el esfuerzo axial $P_{uc}/A_g$ , de la parte superior e inferior de la conexión, kip-in. (N-mm).
<i>MCE</i>	Sismo máximo considerado.

$M_f$	Momento esperado en el rostro de las alas de la columna.
$M_{n\_PR}$	Resistencia nominal a flexión de la conexión parcialmente restringida, kip-in. (N-mm).
$M_p$	Resistencia nominal plástica a flexión, kip-in. (N-mm).
$M_{pc}$	Resistencia plástica nominal a flexión de la columna, kip-in. (N-mm).
$M_{pr}$	Maximo momento probable en la rótula plastica, kip-in. (N-mm).
$M_{uv}$	Momento adicional en la viga debido a la amplificación producida por corte desde la rótula plástica hasta el eje de la columna, kip-in. (N-mm).
$N_{bf}$	Número de pernos de la placa de ala
$N_{bw}$	Número de pernos de alma
$NdP$	Nivel de protección sísmica, equivalente a SDC
$OMF$	Marco ordinario resistente a momento, de acero estructural.
$OVS$	Perforación sobremedida.
$P_c$	$1.0 * F_y$
$PR$	Conexión parcialmente restringida al giro, conexión semirrígida.
$P_r$	Resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga de LRFD
$PT$	Junta pre-tensionada.
$P_u$	Carga puntual ultima, ya factorada.
$P_{uc}$	Resistencia requerida a compresión de la columna, kips (N).
$P_y$	Resistencia axial de fluencia $F_y A_g$ , kips (N).
$Q_e$	Carga sísmica.
$R$	Coefficiente de modificación de respuesta sísmica.
$R_n$	Resistencia nominal.
$R_u$	Resistencia requerida utilizando combinaciones de LRFD.
$R_y$	Coefficiente de relación del esfuerzo de fluencia esperado con respecto al mínimo especificado $F_y$ .
$R_{yb}$	Coefficiente $R_y$ esperado del acero de la viga.
$R_{yc}$	Coefficiente $R_y$ esperado del acero de la columna.
$S_{Id}$	Ordenada espectral calibrada a nivel de diseño requerido para periodos de un segundo.
$S_{If}$	Distancia desde el centro del perno al borde soldado de la placa de ala

$S_{1r}$	Ordenada espectral de periodo de un segundo de la región de interés.
$S_{1s}$	Ordenada espectral de periodo de un segundo en el sitio de interés.
$S_{1w}$	Distancia desde el centro del perno al borde inferior de la placa de alma
$S_{2f}$	Gramil, distancia entre centros de pernos de la placa de ala
$S_{2w}$	Distancia entre centros de los pernos de la placa de alma
$S_{3f}$	Distancia desde el centro del perno al borde libre de la placa de ala
$S_{3w}$	Distancia desde el centro del perno al borde superior de la placa de alma
$SAW$	Soldadura de arco metálico gaseoso.
$SC$	Junta de deslizamiento crítico.
$S_{cd}$	Ordenada espectral calibrada a nivel de diseño requerido para periodos cortos.
$S_{cr}$	Ordenada espectral de periodo corto de la región de interés.
$S_{cs}$	Ordenada espectral de periodo corto en el sitio de interés.
$SDC$	Categoría de diseño sísmico.
$S_h$	Ubicación de las rótulas plásticas de la viga medida desde el rostro del ala de la columna hacia la rótula plástica próxima.
$SMAW$	Soldadura de arco de electrodo revestido
$SMF$	Marco especial resistente a momento, de acero estructural.
$SSL$	Perforación de ranura corta.
$ST$	Junta de apriete ajustado
$STD$	Perforación de diámetro estándar.
$T$	Periodo de vibración de la estructura.
$T_a$	Periodo de vibración aproximado.
$T_s$	Periodo de transición.
$U_{bs}$	Factor de uniformidad de tensión de tracción.
$V_b$	Cortante basal
$V_c$	Esfuerzo de corte en la columna ubicada por encima de la zona panel.
$V_n$	Resistencia requerida a cortante, kips (N).
$V_p$	Resistencia requerida en el panel nodal.
$V_{pz}$	Corte actuante en la zona panel
$V_u$	Resistencia requerida a cortante de la viga y de la conexión del alma de la viga al ala de la columna

$W_s$	Peso sísmico efectivo.
$W_u$	Carga distribuida ultima, ya factorada.
$Z$	Módulo de sección plástico de un miembro, in. <sup>3</sup> (mm <sup>3</sup> ).
$Z_b$	Módulo de sección plástico de la viga, in. <sup>3</sup> (mm <sup>3</sup> ).
$Z_c$	Módulo de sección plástico de la columna, in. <sup>3</sup> (mm <sup>3</sup> ).
$Z_e$	Módulo de sección plástico efectivo de la viga, in. <sup>3</sup> (mm <sup>3</sup> ).
$Z_x$	Módulo de sección plástica, con respecto al eje x, in. <sup>3</sup> (mm <sup>3</sup> ).
$b_{AT}$	Ancho de las placas de continuidad.
$b_{AT}$	Ancho efectivo de las placas de continuidad.
$b_{fp}$	Ancho de la placa de ala
$b_{wp}$	Ancho de la placa de alma
$d_b$	Peralte de la viga, in. (mm).
$d_c$	Peralte de la columna, in. (mm).
$d_z$	$d-2t_{bf}$ de la viga de mayor peralte de la conexión, in. (mm).
$K$	Distancia desde el rostro exterior de las alas de la viga, al borde del filete del alma.
$r_y$	Radio de giro en torno al eje y, in. (mm).
$r_n$	Corte que controla la resistencia nominal por perno.
$t_{AT}$	Espesor de las placas de continuidad, in. (mm).
$t_{bf}$	Espesor del ala de la viga, in. (mm).
$t_{cf}$	Espesor de las alas de la columna
$t_{cf}$	Espesor del ala de la columna; en placas de continuidad, espesor mínimo del ala de la columna cuando no se dispone de placas de continuidad, in. (mm).
$t_{cw}$	Espesor del alma de la columna
$t_{fp}$	espesor de la placa de ala
$t_{lim}$	Espesor mínimo de las alas de la columna que no requiere placas de continuidad
$t_{pz}$	espesor mínimo de cada placa de refuerzo individual de la zona panel y del alma de la columna.
$t_w$	Espesor del alma de la columna, in. (mm).
$t_{wp}$	Espesor de la placa de alma
$\beta$	Distorsión angular.
$\delta$	Asentamiento diferencial.

$\Delta\rho$	Diferencia de asentamiento entre dos puntos.
$\lambda_{hd}$	Parámetro límite de esbeltez par miembros de alta ductilidad.
$\lambda_{md}$	Parámetro límite de esbeltez par miembros de moderada ductilidad.
$\rho$	Asentamiento total en cualquier punto.
$\rho$	Factor de redundancia.
$\Phi_d$	Factor de reducción de resistencia de estados límites de falla dúctiles.
$\Phi_n$	Factor de reducción de resistencia de estados límites de falla no dúctiles.
$\Phi R_n$	Resistencia de diseño.
$\Omega$	Factor de sobrerresistencia.

## GLOSARIO

<b>Análisis de primer orden</b>	Análisis estructural en el cual las condiciones de equilibrio se formulan en la geometría inicial de la estructura sin deformar.
<b>Análisis elástico:</b>	Análisis estructural basado en la hipótesis de que la estructura recupera su geometría inicial cuando se retira la carga
<b>Arriostramiento:</b>	Miembro o sistema que proporciona rigidez y resistencia para limitar los movimientos fuera del plano de algún otro miembro en un punto de arriostramiento.
<b>Arriostramiento lateral:</b>	Miembro o sistema que está diseñado para inhibir el pandeo lateral o el pandeo lateral torsional de miembros estructurales.
<b>Carga:</b>	Fuerza u otra acción que resulta del peso de los materiales de construcción de la edificación, el peso y la actividad de sus ocupantes y pertenencias, efectos ambientales y climáticos, movimientos diferenciales, o restricciones a los cambios dimensionales.
<b>Carga lateral:</b>	Carga actuando en dirección lateral, tal como los efectos producidos por el viento o sismo.
<b>Cargas ficticias:</b>	Carga virtual aplicada en un análisis estructural para tomar en cuenta efectos desestabilizadores de diversos tipos, cuyos efectos no son ficticios.
<b>Conexión:</b>	Combinación de elementos estructurales y elementos de unión para transmitir fuerzas entre dos o más miembros.
<b>Deriva:</b>	Desplazamiento relativo de entrepiso, desplazamiento lateral de una estructura.
<b>Estabilidad:</b>	Condición en que la carga de un componente estructural, marco o estructura en la cual una ligera perturbación en las cargas o la geometría no produce grandes desplazamientos.
<b>Estado límite:</b>	La situación más allá de la cual una estructura, miembro o

componente estructural queda inútil para su uso previsto o para alcanzar el agotamiento de su capacidad resistente.

**Estado límite de servicio:** Condición límite que afecta la capacidad de la estructura de preservar su apariencia, mantenimiento, durabilidad, confort de sus ocupantes o funcionamiento de maquinarias bajo condiciones normales de ocupación y uso.

**Estado límite resistente:** Condición límite que afecta la seguridad de la estructura, y en la cual se alcanza la capacidad de agotamiento resistente.

**Longitud no arriostrada:** Distancia entre puntos arriostrados de un miembro, medida entre los centros de gravedad de los miembros de arriostramiento.

**Marco o pórtico resistente a momento:** Sistema aporticado que suministra resistencia a las fuerzas laterales y proporciona estabilidad al sistema estructural, principalmente por la resistencia al corte y a la flexión de sus miembros y conexiones.

**Momento plástico:** Momento resistente teórico de una sección que ha fluido completamente.

**Resistencia de diseño:** Resistencia nominal multiplicada por el correspondiente factor de resistencia,  $\Phi R_n$ .

**Resistencia requerida:** Son las fuerzas, tensiones y deformaciones que actúan en el componente estructural, determinadas por un análisis estructural, para las combinaciones de carga del método empleado, LRFD, para esta tesis.

**Rigidez:** La resistencia a la deformación de un miembro o estructura.

**Rótula plástica:** También denominada articulación plástica. Es una zona completamente en fluencia, que se forma en un miembro estructural cuando se alcanza el momento plástico.

**Sistema estructural:** Es un ensamblaje de componentes unidos para resistir cargas, cuya unión suministra interacción o interdependencia.

## INTRODUCCIÓN

El presente trabajo es una investigación que aborda dos temas particulares y su relación entre sí. El primero de ellos, y que constituye el objeto de estudio, son las conexiones rígidas viga-columna en marcos de acero a momento. Del universo de conexiones existentes, se estudia la conexión precalificada de placa de ala apernada (BFP), que forma parte de las conexiones recomendadas por el AISC 358-16 para ser utilizadas en marcos especiales e intermedios resistentes a momento.

La razón por la que existe un interés especial en las conexiones viga-columna, es porque éstas desempeñan un rol crítico en el comportamiento de las estructuras de acero; de ellas depende el desempeño adecuado del sistema estructural seleccionado, pues permiten al sistema disipar energía en eventos sísmicos por medio de deformaciones inelásticas, si estas poseen características adecuadas que les provean de suficiente ductilidad y rigidez.

El otro tema de interés para esta investigación, son los asentamientos diferenciales, los cuales no se abordan desde el punto de vista de la mecánica de suelos y cimentaciones, sino que el enfoque está en sus efectos en las estructuras. Varios estudios existentes muestran que los asentamientos diferenciales pueden ser perjudiciales para el comportamiento estructural, y que los efectos de los mismos son distintos según el tipo de estructura.

La investigación se desarrolla en torno a establecer la relación existente entre la ocurrencia de un asentamiento diferencial y el alcance de sus efectos en las estructuras de acero, miembros y elementos estructurales. Para determinar en última instancia los valores de asentamiento diferencial que puede tolerar una estructura de marcos de acero con conexiones BFP y la forma en que el asentamiento diferencial altera el comportamiento esperado de la conexión al ocurrir un evento sísmico.

En el desarrollo del estudio se abordan los conceptos fundamentales para entender los aspectos del suelo y la cimentación que pueden conducir a un asentamiento diferencial y las formas en que este fenómeno afecta a las estructuras y sus componentes. Asimismo se exponen los fundamentos que rigen el diseño estructural de las edificaciones de acero y sus conexiones, adoptando como base el contexto normativo guatemalteco que brindan las NSE 2017, y las especificaciones para los sistemas de acero estructural provistas por el AISC.

La metodología empleada para determinar la influencia de los asentamientos en las conexiones ha sido, desarrollar inicialmente un conjunto de pórticos tomando en cuenta algunas recomendaciones de FEMA P695, para que este conjunto de pórticos fuesen representativos del sistema de marcos especiales a momento. Luego se diseñaron las conexiones para todos los pórticos. Y finalmente se modelaron tres valores de asentamiento diferencial en cada marco de acero diseñado. A partir de la comparación de las estructuras con y sin asentamiento se ha determinado la influencia del asentamiento diferencial en los marcos de acero y en las conexiones de placa de ala apernada. El análisis utilizado ha sido un análisis elástico lineal en dos dimensiones con modelos de barras.

Al final de la investigación se comprueba que existen variaciones en los esfuerzos internos de las estructuras que sufren asentamientos diferenciales, y la forma en que estos afectan el comportamiento de la conexión estudiada. Se espera que los resultados permitan identificar en qué momento una estructura aporticada de acero se encuentra en riesgo debido a un asentamiento diferencial.

## OBJETIVOS

### GENERALES

- Determinar el comportamiento de las conexiones de placa de ala empernada (BFP) en marcos de acero bajo la influencia de asentamientos diferenciales.

### ESPECÍFICOS

- Conocer los conceptos fundamentales del suelo que explican el fenómeno de los asentamientos e identificar los aspectos del suelo y la cimentación que pueden conducir a un asentamiento diferencial de la estructura.
- Determinar la influencia que tiene un asentamiento diferencial en la distribución de esfuerzos en una estructura de acero con conexiones de momento de placa de ala empernada (BFP).
- Determinar la manera que un asentamiento diferencial influye las demandas de resistencia de las conexiones de momento de placa de ala empernada (BFP) de una estructura.
- Calcular los máximos asentamientos diferenciales permitidos por una conexión de momento de placa de ala empernada (BFP) sin perjuicio de la funcionalidad de la estructura y sin perjuicio del comportamiento esperado en el estado límite de resistencia
- Comparar los resultados obtenidos con los parámetros de asentamientos diferenciales máximos permitidos en las normas vigentes en Guatemala.



## **Capítulo I**

### **Elementos que intervienen en un asentamiento diferencial**

Una estructura convencional usualmente se divide para su análisis y diseño en infraestructura o estructura de cimentación y superestructura, las cuales forman un todo que en conjunto brindan estabilidad, resistencia y un adecuado comportamiento a fin de satisfacer las necesidades que dieron origen a la misma.

Cada estructura interactúa con un medio continuo sobre el cual se apoya, y al que son transmitidas las cargas, el cual es el suelo. De tal forma que el comportamiento real de la estructura, a través del tiempo, depende del comportamiento del suelo, de la estructura de cimentación y de la superestructura. Sí una alteración del comportamiento previsto ocurre en cualquiera de estos tres elementos, influye en mayor o menor medida en el comportamiento del resto.

Las acciones que las estructuras ejercen sobre el suelo, producen cambios en los estados de esfuerzos del mismo, que en algunos casos, conducen a cambios en sus relaciones volumétricas, generando deformaciones en los estratos. De igual manera, el efecto de agentes externos, como filtraciones, operaciones constructivas o aspectos no previstos del suelo como expansiones o variaciones en la compresibilidad pueden generar asentamientos globales y diferenciales en las estructuras.

Estos cambios y deformaciones pueden provocar esfuerzos internos adicionales en cada estructura e influir también en el comportamiento de sus miembros.

El propósito de esta tesis, es analizar los efectos que los asentamientos diferenciales ejercen en el comportamiento de una estructura de acero; especialmente en sus conexiones. En este capítulo se abordan los conceptos fundamentales para entender los aspectos del suelo y la cimentación que pueden conducir a un asentamiento diferencial y las formas en que este fenómeno afecta a las estructuras y sus componentes.

#### **1.1. El Suelo.**

“Suelo es una delgada capa sobre la corteza terrestre de material proveniente de la desintegración y/o alteración física y/o química de las rocas y residuos de las actividades de los seres vivos que sobre ella se asientan” (Crespo, 2004, p.18).

Es sobre esta capa, relativamente delgada en comparación con la corteza terrestre, que se cimentan la mayoría de estructuras, y sus propiedades determinan el comportamiento de las mismas.

### 1.1.1. Conceptos básicos.

#### 1.1.1.1. Relaciones volumétricas y gravimétricas del suelo.

A la definición de suelo anteriormente dada, podemos agregar que es un medio poroso, y para su análisis se puede considerar formado por tres fases distintas: “a) fase sólida, formada por partículas orgánicas y/o minerales, b) fase líquida, que llena parcial o totalmente los vacíos del suelo y c) fase gaseosa, que llena parcial o totalmente los vacíos que deja la fase líquida” (Crespo, 2004, p.61).

Al modelar el suelo con base en las tres fases mencionadas, se están definiendo fronteras inexistentes en la realidad, pero que permiten analizarlo de manera efectiva.

“Estas tres fases se representan esquemáticamente y en forma imaginativa nada más en la figura 1. En la que  $V_t$  representa el volumen total del suelo,  $V_v$  el volumen de vacíos y  $V_s$  el de las partículas sólidas” (Crespo, 2004, p.61).

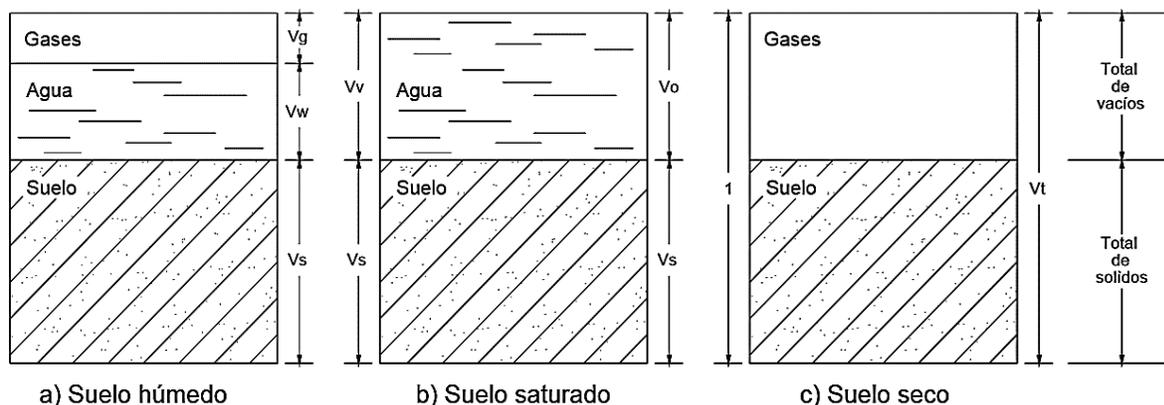


Figura 1. Fases del suelo. Fuente: Crespo, 2004.

De lo anterior se desprende que:

$$V_t = V_v + V_s \quad \text{Ec.1. (16,61)}$$

Por otra parte, el volumen de vacíos está ocupado por gases,  $V_g$ , y por agua,  $V_w$ , de manera que la expresión anterior puede escribirse así:

$$V_t = V_g + V_w + V_s \quad \text{Ec.2 (16,62)}$$

Un depósito de suelo, a lo largo del tiempo puede sufrir variaciones tanto en su volumen total, como en el volumen de cada una de sus fases, su contenido de agua puede variar por las condiciones del ambiente, o puede disminuir el volumen de vacíos de un suelo húmedo si se ejercen presiones constantes sobre él.

Para conocer el estado de un suelo y facilitar su análisis, resultan útiles las siguientes relaciones volumétricas:

*1.1.1.1.1. Relación de vacíos.*

Que es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen de sólidos:

$$e = V_v/V_s \quad \text{Ec.3. (16,62)}$$

*1.1.1.1.2. Porosidad.*

Que es la relación entre el volumen de vacíos y el volumen total; expresada usualmente en porcentaje:

$$n = 100 * V_v/V_t \quad \text{Ec.4. (16,62)}$$

La relación de vacíos puede expresarse en función de la porosidad de la manera siguiente:

$$e = n / (1 - n) \quad \text{Ec.5. (16,.62)}$$

De igual manera la porosidad puede expresarse en función de la relación de vacíos así:

$$n = [1 / (1 + e)] * e \quad \text{Ec.6. (16,62)}$$

*1.1.1.1.3. Humedad.*

Es la relación del peso del agua al peso de los sólidos en una determinada masa de suelo, expresada generalmente en porcentaje.

$$w = 100 * P_w/P_s \quad \text{Ec.7. (16,64)}$$

*1.1.1.1.4. Grado de saturación.*

Es la relación porcentual del volumen de agua contenida en el suelo al volumen de vacíos.

$$G = 100 * V_w/V_v \quad \text{Ec.8. (16,64)}$$

*1.1.1.1.5. Peso volumétrico seco.*

Es la relación del peso de los sólidos del suelo a su volumen total, expresada así:

$$\gamma_s = D_a / (1 + e) \quad \text{Ec.9. (16,63)}$$

#### 1.1.1.1.6. *Peso volumétrico saturado*

$$\gamma_{\text{sat}} = (D_a + e) / (1 + e) \quad \text{Ec.10. (16,63)}$$

#### 1.1.1.1.7. *Peso volumétrico sumergido.*

$$\gamma' = (D_a - 1) / (1 + e) \quad \text{Ec.11. (16,63)}$$

### 1.1.1.2. *Esfuerzos en la masa de suelo.*

Un suelo está formado por fluidos y por partículas sólidas de diversos tamaños, formas y variadas propiedades químicas. Cuando una masa de suelo es sometida a la influencia de una carga externa, son sus variadas propiedades las que determinan sus características de deformación. No se pueden analizar sus esfuerzos internos y deformaciones tratándole como un sólido, sino que se puede modelar su comportamiento como un medio continuo deformable.

El suelo puede ser considerado como un medio continuo bajo las siguientes hipótesis:

- Las partículas constituyentes son suficientemente pequeñas con respecto a un volumen elemental representativo  $dV$ .
- El masivo de suelo no posee planos de deslizamiento ni discontinuidades que puedan abrirse bajo el efecto de las cargas.

Estas hipótesis son en general válidas en las aplicaciones prácticas de mecánica de suelos, por lo que sistemáticamente se aceptará la hipótesis de medio continuo. No obstante, los principios de la mecánica del continuo se aplican a la mecánica de suelos con algunas adaptaciones:

- Una convención de signos especial para esfuerzos y deformaciones.
- Un enfoque particular para describir el comportamiento mecánico del agua y de las partículas o esqueleto. En el caso de suelos saturados, este enfoque está asociado a la noción de esfuerzos efectivos, mientras que en suelos parcialmente saturados la descripción es más compleja. (Sáez, 2010, p.34)

#### 1.1.1.2.1. *Principio del esfuerzo efectivo.*

Para analizar el comportamiento ingenieril de los suelos, es necesario tener la capacidad

de distinguir entre los tipos de esfuerzos que actúan a lo interno del mismo. Existen esfuerzos que resultan de las fuerzas que actúan entre los puntos de contacto de las partículas, y también existen esfuerzos dentro del fluido que llena los espacios vacíos en un suelo saturado (Velásquez, 2007).

A los esfuerzos que actúan contra el fluido que llena el espacio continuo de los poros del suelo, se les denomina esfuerzos neutros o presiones de poro.

Los esfuerzos efectivos se definen como la diferencia entre los esfuerzos totales y los esfuerzos de poro. Dado que en un suelo saturado, parte de los esfuerzos son tomados por el fluido, solamente una parte del esfuerzo total es tomado por las partículas del suelo, a esta porción del esfuerzo total es a la que se denomina esfuerzo efectivo.

La definición de esfuerzo efectivo y el hecho de que éste está relacionado con el comportamiento del suelo se combinan para establecer el principio de esfuerzos efectivos que pueden plantearse de la forma siguiente:

- El esfuerzo efectivo es igual al esfuerzo total menos la presión de poro.
- El esfuerzo efectivo controla ciertos aspectos del comportamiento del suelo, principalmente la consolidación y la resistencia.

Se puede razonar intuitivamente que el esfuerzo efectivo estará relacionado más directamente con el comportamiento del suelo que el esfuerzo total o la presión de poro. Por ejemplo, un aumento del esfuerzo efectivo producirá un reajuste de las partículas de suelo pasando a una agrupación más compacta; sin embargo, un aumento análogo del esfuerzo total o de la presión intersticial, manteniendo constante el esfuerzo efectivo producirá lógicamente un efecto escaso o nulo sobre la compacidad de las partículas. (Velásquez, 2007, p.17)

Son los cambios en los valores del esfuerzo efectivo los que controlan los cambios de volumen en la masa del suelo.

### **1.1.2. La deformación del suelo.**

La mayoría de los materiales sufren deformaciones bajo la acción de una carga, siendo estas deformaciones inicialmente elásticas. Las deformaciones pueden tener lugar en una sola dirección o alterar la forma y volumen de los materiales. En el caso del suelo, las deformaciones

suelen ser mucho más complejas que en los materiales analizados por medio de la mecánica de sólidos.

Las deformaciones en el suelo se pueden producir por cargas externas debido al peso de una estructura; también se pueden generar por variaciones en el contenido de humedad o por el reacomodo de las partículas del suelo y pueden tener lugar de manera inmediata, a mediano o a largo plazo. Son estas particularidades las que hacen del análisis de las deformaciones del suelo un fenómeno realmente excepcional, sin embargo, en la práctica se suelen utilizar simplificaciones que, bajo hipótesis congruentes y compatibles con la realidad observada, permiten calcular las deformaciones de una manera confiable si se conocen las características del suelo y su comportamiento bajo las cargas analizadas.

Cuando se realiza el cálculo de las deformaciones del suelo, se debe tener en cuenta que las condiciones que se han supuesto sean una representación razonable de las condiciones reales y que estas tengan la probabilidad de persistir a lo largo del periodo de vida del edificio, ya que la mayor parte de daños en estructuras ocurren debido a la aparición repentina de condiciones no previstas en los suelos (Whitlow, 1996).

Con relación a la dirección de las deformaciones del suelo se sabe que “en buena parte de los problemas de ingeniería, la superficie del suelo es prácticamente horizontal y las cargas aplicadas son verticales. En dichas condiciones, las deformaciones verticales suelen controlar el problema” (Sáez, 2010, p.68).

La deformación vertical que experimenta el suelo por una sobrecarga que causa un incremento en su estado de esfuerzos se conoce como “asentamiento total”, el cual está definido en función del tiempo y constituido por tres tipos de desplazamientos verticales: inmediato, por consolidación primaria y por consolidación secundaria.

Debido a que un asentamiento puede ser provocado por más de una causa, se hace necesaria una adecuada identificación de los mecanismos generadores de asentamiento para hacer estimaciones correctas de los asentamientos totales y también para formular medidas de prevención, la tabla 1 brinda una clasificación general de estas causas.

#### ***1.1.2.1. Componentes del asentamiento total.***

Como se mencionó anteriormente, un estrato no se deformará de forma brusca y total,

sino que su deformación será un proceso a lo largo del tiempo, que tendrá lugar rápidamente al inicio de la aplicación de alguna carga y continuará durante cierto tiempo a una velocidad menor, figura 2. A continuación se describen los componentes de dicha deformación:

*1.1.2.1.1. Asentamiento Inmediato.*

“El asentamiento inmediato es provocado por la deformación elástica del suelo sin ningún cambio de volumen. Para determinarlo se utilizan ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad. Generalmente se considera que el asentamiento inmediato ocurre durante la construcción” (Henríquez, Pedrals, & Valdés, 2010, p.3).

*1.1.2.1.2. Asentamiento por Consolidación primaria.*

“Es el resultado de un cambio de volumen en suelos saturados cohesivos, debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos. Este asentamiento está representado por el ensayo edométrico, y corresponde a una deformación unidimensional” (Henríquez, et al., 2010, p.3).

Tabla 1. *Mecanismos generadores de asentamiento. Fuente: Delgado, 1999.*

Causa	Forma como se produce	Magnitud del asentamiento	Velocidad del asentamiento
	Deformación (cambio de forma de la masa de suelo)	Calcular por la teoría elástica	Instantánea
<i>Carga Estructural</i>	Consolidación: cambio de la relación de vacíos	Inicial	De la curva de compresibilidad
		Primaria	De la curva de compresibilidad
		Secundaria	De la curva tiempo-asentamiento
<i>Carga debida al medio</i>	Retracción debida al secado	Estimar de la curva de compresibilidad y límite de perdida de humedad por retracción	Igual a la velocidad de secado (rara vez es posible estimarla)
	Consolidación debida al descenso del nivel freático	Calcula de la curva de compresibilidad	Calcular por la teoría de Terzaghi

### 1.1.2.1.3. Asentamientos Por Consolidación Secundaria.

“Es el ajuste plástico de la estructura del suelo y ocurre cuando la consolidación primaria ha terminado, ocurre después que los excesos de presión neutra se han disipado y que toda la carga ha sido entregada a la estructura de suelo” (Henríquez, et al., 2010, p.4).

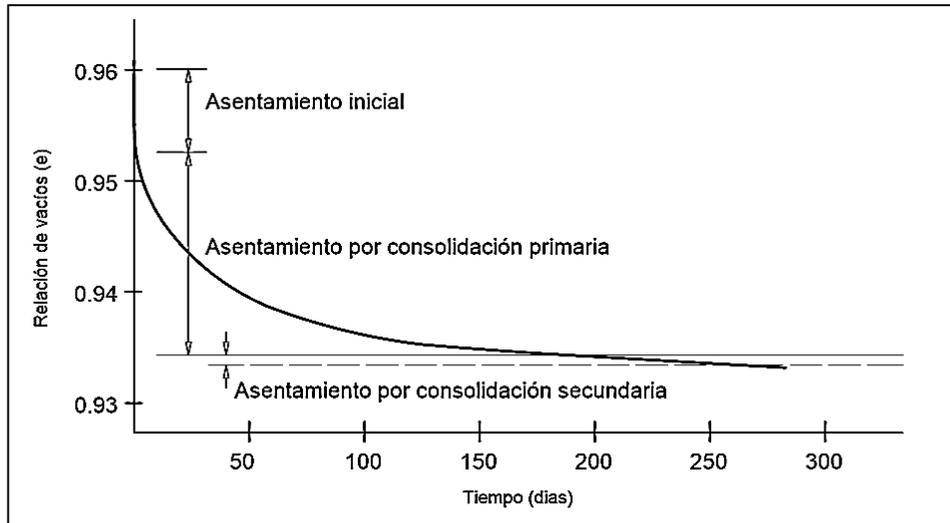


Figura 2. Curva tiempo-asentamiento para un incremento de carga. Fuente: Sowers, 1990.

### 1.1.2.2. Asentamientos relevantes según el tipo de suelo.

En el caso de suelos granulares, de alta permeabilidad, el asentamiento instantáneo es el más relevante, ya que se considera que la expulsión de agua (consolidación primaria) ocurre inmediatamente, por lo que el asentamiento instantáneo y la consolidación primaria ocurren en conjunto durante la construcción.

En suelos finos, de baja permeabilidad, el asentamiento por consolidación toma relevancia, ya que éste puede tomar una gran cantidad de tiempo y una magnitud considerable.

En suelos orgánicos y suelos inorgánicos altamente compresibles, es la consolidación secundaria la que toma una alta relevancia. (Henríquez, et al., 2010, p.4)

### 1.1.3. Asentamiento por consolidación.

Cuando una carga es aplicada en la superficie del suelo, este se deforma, tan solo una parte de esta deformación sucede de manera inmediata a la carga. Sin embargo el suelo se continuará deformando a lo largo del tiempo mientras se mantenga la carga en su superficie. Para

que esta deformación a largo plazo suceda, el suelo necesita expulsar parte del agua que contiene y que esta expulsión del fluido permita un reacomodo de sus partículas.

En función de los esfuerzos de la masa de suelo, el proceso anterior es descrito de la siguiente manera: la carga aplicada en la superficie provoca un incremento de las presiones de poro, para liberar este exceso de presión de poro el agua fluye transitoriamente hasta alcanzar la condición de equilibrio hidráulico, este flujo está relacionado con la permeabilidad del suelo, mientras la presión de poro disminuye se incrementan los esfuerzos efectivos del suelo, es decir que, los esfuerzos provocados por la carga aplicada pasan de ser tomados por el agua a ser tomados paulatinamente por las partículas del suelo, este proceso provoca una reducción del volumen del suelo y es conocido como fenómeno de la consolidación.

Esquemáticamente se puede representar el comportamiento de la fase sólida de suelo mediante un resorte y la permeabilidad del suelo está ligada al tamaño de la abertura del pistón en la figura 3. Se pueden distinguir 3 etapas

- En el instante  $t=0$  en el que la carga  $\Delta\sigma$  se transmite al agua, (el resorte no está cargado).
- El agua empieza a salir por la abertura del pistón, cae la presión del agua y la carga  $\Delta\sigma$  es progresivamente tomada por el resorte.
- La sobre presión del agua debido a la carga inicial se ha disipado completamente. El flujo termina y la carga  $\Delta\sigma$  se ha transferido completamente al resorte. (Sáez, 2010, p.79)

#### ***1.1.3.1. Ensayo edométrico.***

“Con el fin de establecer la relación entre la presión aplicada de un suelo y su reducción de volumen, y entre esta deformación y el tiempo necesario, se recurre a la prueba de consolidación unidimensional, ideada por el Dr. Terzaghi” (Crespo, 2004, p.206).

La prueba de consolidación unidimensional, es también conocida como ensayo edométrico y consiste en aplicar carga a un espécimen de suelo confinado lateralmente, de tal manera que se deforme en una sola dirección, y se reproduzcan las condiciones de un suelo horizontal cargado verticalmente de forma que la única deformación posible sea la vertical (Crespo, 2004, Sáez, 2010).

El aparato consta de una célula donde se ubica la muestra y un sistema de aplicación de carga. La célula de la muestra está conformada por un anillo rígido dentro del cual se coloca el espécimen del suelo, dos piedras porosas que se colocan en las caras circulares para asegurar el drenaje.

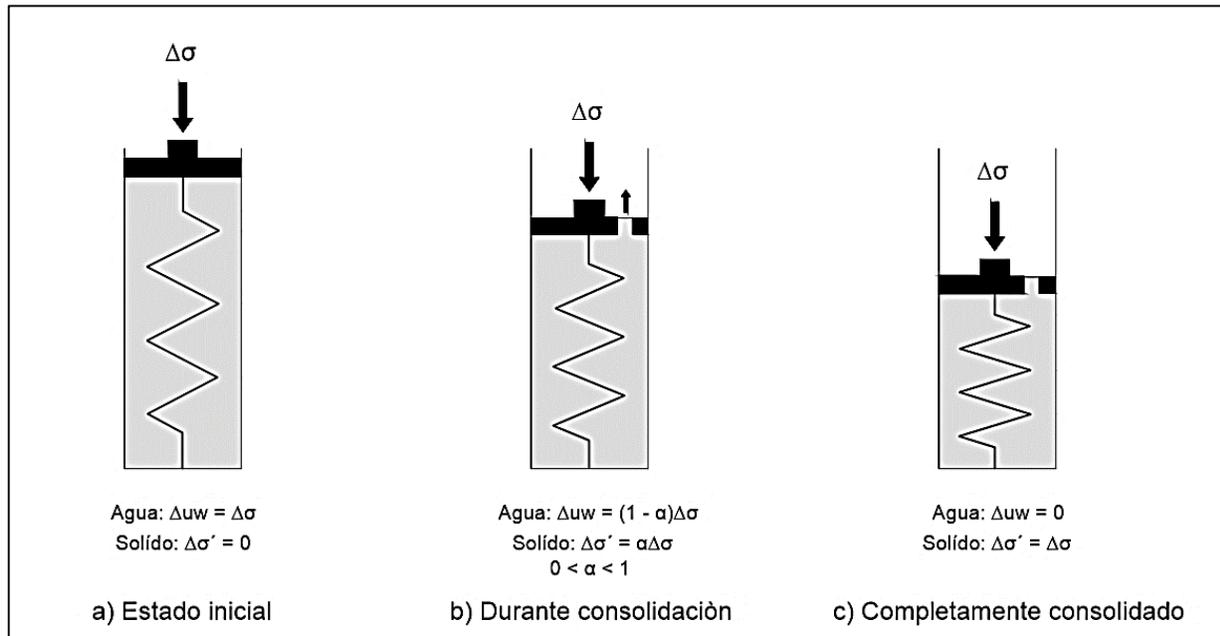


Figura 3. Representación esquemática de la consolidación. Fuente: Sáez, 2010.

Durante la prueba, se aplica una serie de incrementos crecientes de carga axial y, por efecto de éstos, el agua tiende a salir del espécimen a través estas piedras porosas, el aparato también tiene un depósito cilíndrico que permite saturar el espécimen y donde se colocan los elementos anteriores. El sistema de carga está integrado por un pistón que se desliza al interior del anillo para cargar el suelo, y un sistema de medición para controlar los desplazamientos verticales del pistón (Crespo, 2004; Velásquez, 2007; Sáez, 2010).

La ejecución del ensayo incluye las etapas siguientes:

- Tallado de la probeta e instalación en el sistema y saturación de la probeta.
- Aplicación de la carga a través del pistón y medición de la evolución del asentamiento en función del tiempo transcurrido. En general, se agrega cada vez un peso igual al doble del precedente.
- Al final del ensayo, la muestra se pesa antes y después de secarla de forma de determinar el índice de vacíos. (Sáez, 2010, p.70)

Para cada incremento de carga aplicada se miden los cambios volumétricos, usando intervalos apropiados para efectuar las mediciones. Los datos registrados conducen a la obtención de la curva de consolidación (Velásquez, 2007, p.36).

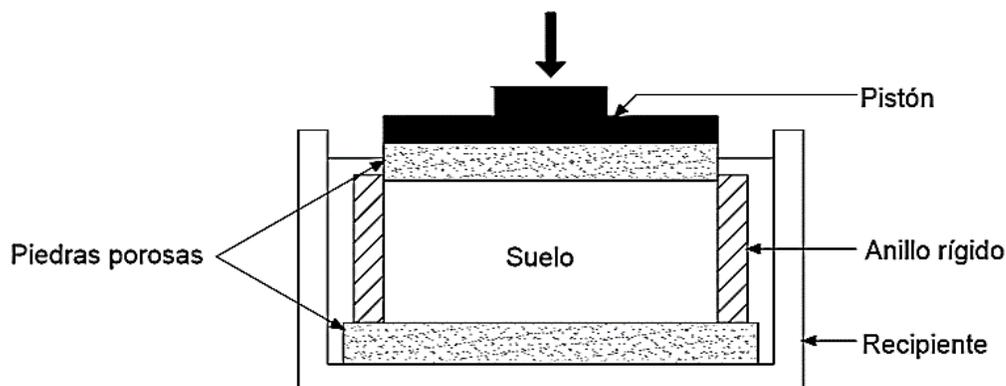


Figura 4. Ensayo edométrico. Fuente: Sáez, 2010.

Con los datos obtenidos del ensayo edométrico, es posible obtener ciertos parámetros que definen las características de compresibilidad del suelo, estos valores son útiles al momento de calcular los asentamientos de la estructura.

Debe tenerse en cuenta que independientemente del método empleado en la estimación del asentamiento, estos cálculos no deben considerarse como precisos, son solo una indicación aproximada del asentamiento esperado.

#### 1.1.3.1.1. Coeficiente de compresibilidad.

Representa la relación de deformación-esfuerzo del suelo sin tomar en cuenta el tiempo, y que geoméricamente, es igual a la pendiente de la curva de relaciones de vacíos y presiones.

$$a_v = - (\Delta e)/(\Delta p) \quad \text{Ec.12. (39,73)}$$

$$a_v = - (e_2 - e_1)/(p_2 - p_1) \quad \text{Ec.13. (16,209)}$$

“En la expresión anterior  $a_v$  es el coeficiente de compresibilidad en  $\text{cm}^2/\text{kg}$ ,  $e_1$ ,  $p_1$  son la relación de vacíos y la presión en una etapa 1 y  $e_2$ ,  $p_2$ , en una etapa 2” (Crespo, 2004, p.209).

#### 1.1.3.1.2. Coeficiente de variación volumétrica.

“Físicamente este coeficiente expresa la compresibilidad del suelo relacionada con su volumen inicial” (Juárez & Rico, 2005, p.269).

$$m_v = a_v / (1 + e_o) \quad \text{Ec.14. (39,73)}$$

#### 1.1.3.1.3. *Módulo edométrico.*

Es el inverso del coeficiente de variación volumétrica, y es una forma clásica de representar la compresibilidad del suelo.

$$E_{ed} = 1/m_v \quad \text{Ec.15. (39,73)}$$

## 1.2. **La estructura de cimentación.**

La estructura de cimentación también influye en la forma en que los asentamientos tienen lugar. Definidas las características de resistencia y deformación del suelo, los principios generales para el diseño de cualquier cimentación consisten en verificar que, las cargas transmitidas por la cimentación no sobrepasen la resistencia del suelo y además, que la cimentación garantice un nivel de deformación aceptable.

“Para evitar los asientos diferenciales debe procurarse que la tensión del terreno bajo las diferentes cimentaciones sea la misma. No obstante, como el terreno no es homogéneo, ni las dimensiones de las cimentaciones son constantes, inevitablemente se producirán asientos diferenciales” (López & López, 1999, p.6).

Usualmente se limitan los asentamientos totales a valores tolerablemente pequeños, buscando de esta forma reducir al máximo los posibles asentamientos diferenciales entre las distintas partes de la estructura. Para lograrlo es importante transmitir la carga a un estrato que brinde suficiente resistencia y diseñar una cimentación que distribuya adecuadamente las cargas al suelo.

### 1.2.1. **Tipología de las cimentaciones**

Las cimentaciones se pueden clasificar en dos grupos, dependiendo de la profundidad del estrato al que son transferidas las cargas: cimentaciones superficiales y cimentaciones profundas. Estos tipos de cimentaciones difieren en geometría, funcionalidad, procedimiento constructivo, costos y comportamiento del suelo.

Independientemente del tipo de cimentación “se buscará estabilidad y seguridad que eviten asentamientos, hundimientos, licuefacción, erosión, deslizamientos y condiciones inseguras a corto y a largo plazo” (NSE 2.1-17, p.5-1).

### ***1.2.1.1. Cimentaciones superficiales.***

Se utilizan cimentaciones superficiales cuando los estratos presentes cercanos al nivel inferior de la edificación poseen características adecuadas de resistencia, las cimentaciones superficiales son elementos estructurales con un ancho varias veces mayor que su altura, y que trasladan las cargas de la edificación a profundidades menores de cuatro metros con respecto al nivel de la superficie natural del terreno o del nivel más bajo de la edificación (Garza, 2000). Para su diseño no se debe exceder el esfuerzo de ruptura por corte en el suelo y así mismo que la presión que se genera no produzca deformaciones mayores que las aceptables (AGIES NSE 2-17).

Generalmente los procesos constructivos de las cimentaciones superficiales no presentan grandes dificultades, las cimentaciones más comúnmente utilizadas de este tipo son: zapatas aisladas, corridas y losas de cimentación.

#### ***1.2.1.1.1. Zapatas aisladas.***

Una zapata aislada es un elemento estructural que sirve de base para columnas u otros elementos puntuales, que permite una ampliación de la superficie de apoyo, para entregar al suelo las cargas de la estructura sin sobrepasar los esfuerzos que el suelo puede soportar. Las zapatas aisladas suelen ser de forma cuadrada o rectangular.

Cuando el suelo tiene buena capacidad de carga, las zapatas aisladas son una opción apropiada, sin embargo no se recomienda utilizarlas en suelos con bajas presiones de expansión (Morán, 2007), ya que las variaciones de humedad provocarían movimientos diferenciales en las zapatas.

El diseño de una cimentación con zapatas aisladas se rige por los criterios expuestos anteriormente, no exceder la capacidad de carga del suelo y que no existan deformaciones excesivas, por lo que se debe ser cuidadoso en las dimensiones dadas a cada zapata. De acuerdo con Garza (2000) dos zapatas con igual presión pero distinto tamaño tendrán distinto asentamiento, por lo que puede ser más compatible con la hipótesis de diseño, diseñar para iguales asentamientos en lugar de iguales presiones.

Para reducir la diferencia entre los asentamientos de dos zapatas aisladas, es posible utilizar vigas conectoras, estas reducirán el asentamiento diferencial en función de su rigidez.

También pueden proveer de un mejor comportamiento sísmico a la estructura.

#### *1.2.1.1.2. Zapatas corridas.*

Son elementos que sirven para cimentar en su mayoría miembros estructurales continuos, como muros, reciben cargas lineales y son de gran longitud en comparación con su sección transversal, usualmente se cimentan en zapatas corridas estructuras con sistema de pórticos o de mampostería.

“En general, Si el área requerida para la cimentación es mayor del 30% pero menor del 50 % del área de la planta del edificio o estructura, se puede pensar en una viga continua como posible sistema de cimentación” (Garza, 2000, p.128).

#### *1.2.1.1.3. Losas de cimentación.*

Una losa de cimentación es una placa de concreto reforzado, que recibe la carga de varias columnas y que se extiende bajo toda la edificación.

Resulta un tipo de cimentación conveniente cuando el área de zapatas necesaria es más de la mitad del área de construcción. También cuando la capacidad portante del terreno es muy baja. Con relación a los asentamientos, en una losa de cimentación este es aproximadamente la mitad del asentamiento que ocurriría si la misma estructura estuviese cimentada en zapatas (Alva, 2000).

Cuando el depósito de suelo tiene una estratificación desigual, el uso de losas de cimentación puede reducir el asentamiento diferencial, ya que la placa transmite esfuerzos con valores más pequeños. Si el suelo es blando y se encuentra a una profundidad relativamente superficial, la losa de cimentación reducirá el asentamiento. Sin embargo si el material blando está a mayor profundidad no se reducirá los asentamientos (Alva, 2000).

#### *1.2.1.2. Cimentaciones profundas.*

Cuando cerca de la superficie no existen estratos con suficiente resistencia a los cuales transmitir las cargas de una estructura, entonces se busca trasladar la carga a estratos de mejor calidad a mayor profundidad. Las cimentaciones profundas se constituyen de elementos esbeltos, con bastante altura con relación a su sección transversal que trasladan las cargas a profundidades que generalmente oscilan entre los 4 y 40 metros (Garza, 2000). También son una solución adecuada cuando el terreno tiende a sufrir expansiones y retracción por las variaciones

estacionales o cuando el nivel freático se encuentra bastante cerca de la superficie.

Las cimentaciones profundas pueden ser: pilotes o pilas. Se denominan pilotes cuando tienen un diámetro menor a 0.80 m, los cuales son relativamente más flexibles que las pilas. Se considera una pila de cimentación cuando el diámetro es superior a los 0.80 m (Garza, 2000). Existen pilotes hincados que pueden ir desde los 0.30 m. de lado en adelante.

Las cimentaciones profundas también son susceptibles de ser afectadas por acciones debidas a desplazamientos del terreno, provocados por efectos de consolidación, hinchamiento, cargas adyacentes, fluencia del suelo u otros, y estos fenómenos se consideran también en su diseño ya que pueden afectar a los pilotes causando rozamiento negativo, levantamiento, tracciones, cargas transversales y movimientos (EN 1997-1, 2009).

### **1.3. Asentamientos Admisibles**

A los máximos asentamientos tolerables que se considera pueden ser disipados por una estructura por medio de deformaciones inelásticas, se les denomina: asentamientos admisibles. Es posible que un asentamiento mayor al admisible pueda inducir esfuerzos internos en las estructuras o condiciones desfavorables para su uso.

Los asentamientos admisibles están en función del reglamento local y de la ocupación de cada estructura y se limitan para que no se vea afectada su funcionalidad o estética.

Dependiendo de la uniformidad en que los asentamientos puedan ocurrir, se pueden clasificar en totales y diferenciales, a continuación se describen cada uno de estos tipos de asentamientos y los límites de seguridad impuestos a cada uno.

#### **1.3.1. Asentamientos globales.**

El asentamiento total o global, es el máximo valor absoluto de deformación vertical de un estrato o una masa de suelo. Cuando tiene lugar un asentamiento vertical uniforme bajo una obra, no representa en general riesgo alguno, ya que no induce esfuerzos en la superestructura. Sin embargo si son excesivos podrían provocar daño en las construcciones vecinas o en los servicios públicos como agua y drenajes.

#### **1.3.2. Asentamientos diferenciales.**

La diferencia de asentamiento entre dos puntos A y B se denomina asentamiento

diferencial. Este tipo de asentamiento puede provocar agrietamientos moderados o severos e incluso puede comprometer la integridad de una estructura al inducir esfuerzos significativos en la misma (Sáez, 2010).

Otra forma de caracterizar los asentamientos diferenciales es por medio de la distorsión angular  $\beta$ , que es la pendiente de la recta entre dos puntos que se asientan, figura 5b y 5c.

$$\beta = (\rho_{\text{máx}} - \rho_{\text{mín}})/L = \delta/L \quad \text{Ec.16. (39,78)}$$

Donde:

$\Delta\rho$  es la diferencia de asentamiento entre dos puntos, y  $L$  la distancia entre ellos.

También se adoptara la siguiente simbología con relación al asentamiento:

$\rho$  = asentamiento total en cualquier punto.

$\beta$  = distorsión angular.

$\delta$  = asentamiento diferencial.

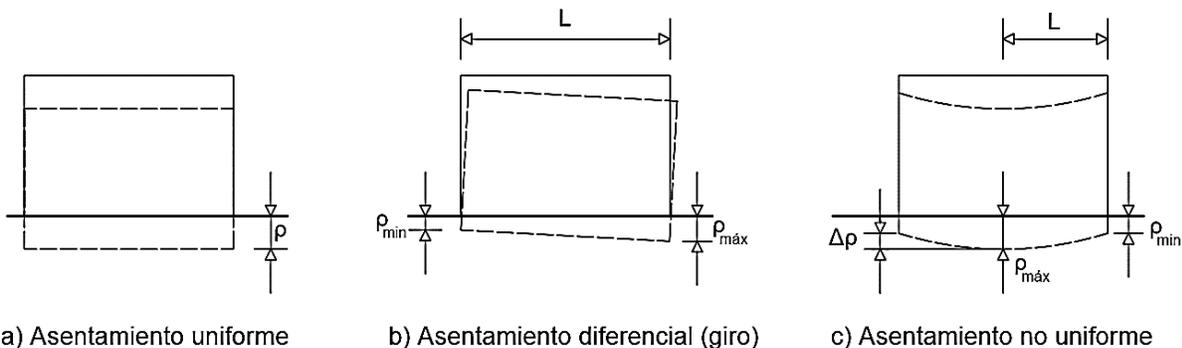


Figura 5. Notación para asentamientos diferenciales. Fuente: Sáez, 2010.

Un asentamiento diferencial puede tener orígenes diversos, debido a la naturaleza del suelo y a los elementos que intervienen en este fenómeno. En la tabla 2 se identifican algunas causas y los mecanismos de asentamiento que estas generan.

Limitar los valores de los asentamientos globales y diferenciales es importante para evitar efectos desfavorables en las estructuras. La normativa guatemalteca NSE 2-17 en referencia a los asentamientos permisibles, indica que los valores esperados del asentamiento y también los valores tolerables deben ser determinados por el consultor geotécnico, tanto para el diseño de cimentaciones superficiales, como para el diseño de cimentaciones por pilotes. También sugiere que con la información proporcionada por el consultor geotécnico, la responsabilidad de tomar en cuenta los posibles asentamientos diferenciales queda en manos del ingeniero de estructuras

Asimismo debido a los orígenes diversos que puede tener el asentamiento, la norma NSE 2.1-17 indica que se debe evaluar el sitio de construcción y el subsuelo “tomando en cuenta los riesgos asociados tales como ruptura o callamiento por corte del suelo, asentamientos causados por compresibilidad del suelo en condiciones estáticas, asentamientos causados por cargas dinámicas y asentamientos o deformaciones permanentes causados por licuación o licuefacción” (p.2-1), esto se investigara de acuerdo a la categoría de ocupación de la obra.

Tabla 2. *Causas de asentamientos diferenciales. Fuente: Delgado, 1999.*

Causas	Descripción del mecanismo
a) Variación del espesor y características del estrato compresible	Asentamiento proporcional al espesor. Puede ser convexo, cóncavo y por ladeamiento
b) Variación en las presiones de la cimentación en el contacto con el suelo	Distribución no uniforme de presiones generadas por las cargas
c) Grandes áreas cargadas sobre cimentaciones flexibles	Asentamiento cóncavo de cimentaciones de placa corrida o cimentaciones aisladas de columnas de gran área
d) Diferencia entre los tiempos de construcción para diferentes partes de una estructura	Mayor asentamiento en la parte reciente que en la antigua, donde ya se desarrolló asentamiento
e) Variaciones en las condiciones de compresibilidad del lugar.	Construcción sobre áreas previamente ocupadas por cargas pesadas, que sobreconsolidaron los mantos compresibles.
f) Variaciones en las condiciones de compresibilidad por operaciones constructivas.	Descompresiones por excavaciones aledañas. Expansión y posterior recompresión generadas por la excavación para construir la cimentación

En la literatura técnica se pueden hallar valores sugeridos para los asentamientos admisibles, se muestran en las tablas 3 a 5 los valores propuestos para limitar los asentamientos globales y diferenciales.

Cuando el asentamiento diferencial máximo admisible se expresa en función de la distorsión angular límite  $\beta$ , (la cual es adimensional), el valor del asentamiento diferencial se

calcula despejando  $\delta$  de la ecuación 16. Así que, por ejemplo, para una distancia entre apoyos de 10 metros, si la distorsión angular límite del sistema es 1/500, el asentamiento diferencial máximo admisible será:  $(1/500) * 10 \text{ m} = 0.02 \text{ m}$ .

Tabla 3. *Asentamientos admisibles. Fuente: Skempton & McDonald, 1956, USSR Building Code, 1955.*

Tipo de estructura	Arena y arcilla dura	Arcilla plástica
Estructuras de acero y concreto	1/500	1/500
Estructuras donde no surgen deformaciones auxiliares durante asentamientos no uniformes de cimentaciones	1/200	1/200
Inclinación de chimeneas, torres, silos, etc.	1/250	1/250
Asentamiento máximo, $\rho$	32 mm	45 mm
Asentamiento diferencial máximo en fundaciones aisladas	51 mm	76 mm
<b>Distorsión angular máxima, <math>\beta</math> (Skempton &amp; MacDonald)</b>		<b>1/300</b>

Tabla 4. *Recomendaciones de los valores de asentamientos admisibles, Fuente: CEN, 1994.*

Valores límite para condiciones de servicio		
Cimentaciones superficiales aisladas	$\rho$	25 mm
Placas de cimentación	$\rho$	50 mm
Marcos con particiones rígidas	$\delta$	5 mm
Marcos con particiones flexibles	$\delta$	10 mm
Marcos abiertos	$\delta$	20 mm
Estructuras en general	$\beta$	1/500
Movimientos máximos aceptables en la cimentación		
Cimentaciones superficiales aisladas	$\rho$	50 mm
Cimentaciones superficiales aisladas	$\delta$	20 mm
Cimientos en general	$\beta$	1/500

### 1.3.3. Efecto de los asentamientos diferenciales en las estructuras

Como se ha mencionado anteriormente, un asentamiento diferencial puede tener orígenes diversos, la mayoría asociados al comportamiento del suelo y en algunos casos inducidos por cimentaciones inadecuadas. La razón por la que los asentamientos diferenciales son tan importantes radica primordialmente en los efectos que ejercen en la superestructura.

Tabla 5. *Distorsión angular límite. Fuente: Bjerrum, 1963.*

Categoría por daño potencial	$\beta$
Peligro a maquinaria sensible a asentamientos	1/750
Peligro a marcos con diagonales	1/600
Limite seguro para no tener ningún agrietamiento en edificios	1/500
La inclinación de los edificios rígidos altos se vuelve visible	1/250
Peligro de daño estructural en edificios generales	1/150
Limite seguro para muros flexibles de ladrillos	1/150

El asentamiento puede tener importancia por tres razones, incluso aunque la falla no sea inminente: aspecto, condiciones de servicio y daños de la estructura.

- Los asentamientos pueden alterar el aspecto de una estructura, provocando grietas en los muros y en los revoques de los mismos. También pueden dar lugar a que la estructura se incline lo suficiente para que pueda apreciarse a simple vista.
- El asentamiento también interfiere con el servicio de una estructura en diversas formas: las grúas, bombas, compresoras, etc. Pueden desajustarse; y las unidades de seguimiento como el radar pierden precisión.
- Además puede producir el fallo estructural de la edificación, incluso aunque el factor de seguridad contra la falla por corte sea elevado. (Pérez & Santos, 1999, p.12)

El asentamiento que cada estructura puede asimilar depende de su función y sistema constructivo. Por ejemplo “pocos edificios de concreto reforzado soportan hasta 2 cm de asentamiento diferencial entre columnas adyacentes. Una estructura de acero podría soportar un poco más. Sin embargo una estructura de mampostería puede soportar un poco más sin daño serio” (Asentamientos diferenciales y diseño de zapatas, 2010, p.12).

Las edificaciones de mampostería asimilan en mayor medida los movimientos diferenciales, mientras que las estructura de concreto son más sensibles al asentamiento, siendo las estructuras de acero las que presentan un comportamiento intermedio (Perez & Santos, 1999).

Los efectos del asentamiento diferencial pueden hacerse visibles en los miembros de las estructuras, y en sus componentes estructurales como en los no estructurales. En los componentes no estructurales es posible ver grietas y más. En las columnas o vigas, cambios de

esfuerzos; en las losas y pisos posibles agrietamientos o desnivelaciones.

Uno de los efectos más importantes a considerar, es que un asentamiento diferencial puede inducir esfuerzos internos en las estructuras que no fueron considerados durante el diseño (Orozco, 1975).

## Capítulo II

### Diseño estructural de edificios de acero a base de marcos a momento

El diseño estructural tiene por objeto determinar las acciones externas a las que estarán sujetas las estructuras construidas en un lugar específico y “determinar un arreglo y dimensionamiento de las estructuras y sus partes de tal manera que las mismas soporten satisfactoriamente las cargas que a las que será sometida durante su vida útil, cumpliendo adecuadamente las funciones para las cuales estará destinada” (Paredes Ruiz, 1996, p.1).

Debido a que las estructuras tienen un lugar de localización, en el cual existen acciones externas, naturales o humanas, que tienen la probabilidad de incidir en su comportamiento, el diseño estructural permite tomar en cuenta dichas acciones y proveer a la estructura un adecuado nivel de protección que permita mantener a salvo en primera instancia la vida humana. Dicho nivel de protección es definido por los códigos y reglamentos de construcción, como se mostrará en el desarrollo de este capítulo.

De acuerdo con la Estrategia Internacional para la Reducción de Desastres de las Naciones Unidas [UNISDR] (2009) los fenómenos que pueden ocasionar la muerte, lesiones u otros impactos a la salud, daños a la propiedad, daños sociales, económicos o ambientales, se conocen como amenazas. Se reconoce como medidas estructurales, a la aplicación de técnicas de ingeniería para lograr la resistencia y la resiliencia de las estructuras o de los sistemas frente a las amenazas.

La susceptibilidad de las construcciones a sufrir daño ante las amenazas de origen natural o antropogénico se denomina vulnerabilidad (Crisafulli, 2014). La UNISDR (2009) comenta al respecto: “existen diversos aspectos de la vulnerabilidad que surgen de varios factores físicos, sociales, económicos y ambientales. Entre los ejemplos se incluyen el diseño inadecuado y la construcción deficiente de los edificios” (p.35).

Las amenazas existentes no son posibles de modificar aún, sin embargo es posible reducir la vulnerabilidad de las edificaciones por medio de técnicas de ingeniería que permitan obtener un adecuado desempeño de las estructuras.

La reducción del riesgo está ligada de manera íntima con la seguridad estructural de las construcciones y con las medidas de prevención. Un inadecuado diseño estructural por el contrario, aumenta la vulnerabilidad.

Las normas y códigos de construcción de la actualidad se han desarrollado con el objetivo de reducir la vulnerabilidad de las estructuras mediante buenas prácticas y procedimientos de ingeniería.

La Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica [AGIES] ha propuesto las Normas de Seguridad Estructural [NSE] (2017) vigentes en Guatemala, las cuales tienen como objetivos:

- Proteger la vida y la integridad física de las personas que usan u ocupan edificaciones o estructuras;
- Proveer un mínimo de calidad estructural que preserve la integridad de la obra sujeta a sollicitaciones de cargas permanentes y cargas frecuentes;
- Proveer protección contra daños directos e indirectos causados por amenazas naturales (NSE 3-17, p.1-10).

Un valioso esfuerzo se ha realizado para determinar las amenazas naturales de mayor interés, para un adecuado diseño en Guatemala con el afán de evitar las pérdidas de vida sufridas en el pasado. Razón por la cual el diseño de las estructuras de todo tipo debe basarse en los objetivos normativos vigentes.

A continuación se describen aspectos generales del diseño de estructuras de acero de marcos a momento, con énfasis particular en los aspectos sísmicos del diseño, de acuerdo a los códigos de AISC aplicados tomando en cuenta el contexto guatemalteco provisto por las normas vigentes.

## **2.1. Clasificación de los edificios y otras estructuras**

Como parte inicial de diseño, la NSE 1-17 indica que todos los edificios y otras estructuras deberán ser clasificados en categorías ocupacionales, basados en el riesgo a la vida humana, salud y bienestar asociados al impacto socioeconómico que pueda implicar la falla o cese de funciones de la obra. Cada edificio u otra estructura deberán ser asignados a la mayor categoría de riesgo aplicable.

### **2.1.1. Categoría I: obras utilitarias.**

Las estructuras de categoría I, generalmente abarcan edificios y otras estructuras que normalmente no tienen ocupantes, que albergan personas de manera incidental y que podría

resultar en un en un riesgo de poca importancia al público en caso de falla. La NSE 1-17 muestra que las obras típicamente clasificadas en esta categoría incluyen: instalaciones agrícolas o industriales de ocupación incidental, graneros, garitas y estructuras pequeñas similares, bodegas que no deban clasificarse como obras importantes, obras auxiliares de redes de infraestructura de ocupación incidental que de fallar no interrumpan el funcionamiento del sistema, entre otras.

#### **2.1.2. Categoría II: obras ordinarias.**

La categoría de riesgo II incluye la mayoría de estructuras, pues son las obras que no están en las categorías I, III o IV y que tienen una carga de ocupación inferior a 300 personas. La carga de ocupación se calcula de acuerdo a la tabla 6.

#### **2.1.3. Categoría III: obras importantes.**

Las obras en esta categoría son aquellas que “albergan o pueden afectar a gran cantidad de personas; aquellas donde los ocupantes estén restringidos a desplazarse; las que prestan servicios importantes (pero no esenciales después de un desastre) a gran número de personas o entidades; obras que albergan valores culturales reconocidos” (NSE 1-17, p.3-1).

La categoría III, incluye obras tales como: “Edificios educativos y guarderías públicas y privadas, instalaciones de salud públicas y privadas que no clasifiquen como esenciales, garajes de vehículos de emergencia, prisiones, museos y edificaciones con una carga de ocupación mayor a 350 personas” (NSE 1-17, p.3-2).

#### **2.1.4. Categoría IV: obras esenciales.**

Las obras de la categoría IV son “las que deben permanecer en operación continua durante y después de un siniestro” (NSE 1-17, p.3-2); integrada por estructuras, que en caso de falla podrían inhibir la asequibilidad de los servicios esenciales en la comunidad necesarios para solucionar una situación de emergencia.

De acuerdo con AGIES NSE 1-17, estas son algunas de las obras que deben permanecer esencialmente operativas durante y después de un desastre o evento: Instalaciones de salud con servicios de emergencia, de cuidado intensivo o quirófanos, instalaciones de defensa civil, bomberos, policía y de comunicaciones asociadas con la atención de desastres, centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión, aeropuertos, puentes principales, plantas de energía entre otras.

Tabla 6. Clasificación de obra por función y carga de ocupación. Fuente: AGIES, NSE 1-17.

Uso	Clasificación mínima <sup>(1)</sup>	Factor de carga de ocupación m <sup>2</sup> /persona <sup>(2)</sup>
<b>Áreas de reunión</b>		
Salones con asiento fijo <sup>(5)</sup>	Ordinario	3.15
Salones sin asiento fijo	Ordinario	1.6
Pistas de baile, estadios, graderíos <sup>(5)</sup>	Ordinario	3.15
<b>Edificios educativos<sup>(4)</sup></b>		
Aulas	Importante	2.35
Salones para almacenar útiles	Importante	31
Talleres en colegios e institutos vocacionales	Importante	5
Salas de lectura de bibliotecas	Importante	5
Otras áreas	Importante	5.2
<b>Atención médica</b>		
Hospitales sanatorios, centros de salud sin quirófano a de atención de día	Importante	8.25
Hospitales con quirófano	Esencial	8.25
<b>Vivienda y habitación</b>		
Hoteles y apartamentos	Ordinario	21
Complejos habitacionales (casas)	Ordinario	28
Orfanatos y hogares de ancianos	Ordinario	8.25
<b>Comercio</b>		
Cocinas comerciales	Ordinario	21
Centros comerciales	Ordinario	5
Tiendas y salas de ventas	Ordinario	5
<b>Varios</b>		
Fabricas	Ordinario	19.5
Guarderías	Importante	4
Oficinas	Ordinario	11
Juzgados	Ordinario	4.15
Dormitorios	Ordinario	5
Salones para hacer ejercicio	Ordinario	5
Estacionamientos <sup>(3)</sup>	Ordinario	18.5
Pistas de patinaje	Ordinario	5
Piscinas	Ordinario	5
Bodegas	Ordinario	45
Hangares de aviación (sin área para reparaciones)	Ordinario	45
Salones para subastas	Ordinario	0.8
Todos los demás	Ordinario	10.5

<sup>(1)</sup> La clasificación mínima indica la categoría más baja que puede aplicarse a la edificación. Dentro de una edificación de uso múltiple, la categoría que indique más personas registrará para toda la estructura

<sup>(2)</sup> Para determinar la carga de ocupación, el “factor de carga de ocupación” indica los metros cuadrados nominales que una persona utiliza en ese tipo de ocupación. Este factor se aplicara sobre el área bruta, es decir sobre el área total en planta incluyendo áreas de circulación y vestíbulos

<sup>(3)</sup> El área de estacionamientos es un segundo factor a revisar, las personas que usan los estacionamientos son las mismas que utilizan el resto del edificio. Por lo anterior debe de calcularse la carga de ocupación para los estacionamientos independientemente del resto de la edificación y utilizar el valor mayor aplicado a todo el conjunto. Aunque usualmente la carga de ocupación de los estacionamientos no resulte ser la crítica, puede darse el caso de un complejo de varios edificios con un estacionamiento en común, en el cual debe entonces calcularse la carga de ocupación de todo el estacionamiento y esta al ser mayor que la carga de cada edificio registrará el diseño del conjunto.

<sup>(4)</sup> Los edificios educativos tendrán que clasificarse, como mínimo, como importantes por lo sensitivo de los ocupantes y por su eventual uso como alberges después de un evento sísmico.

<sup>(5)</sup> Alternativamente se podrá calcular por número de asientos, siempre que este cálculo se respalde con un plano donde se muestre la distribución y número de asientos.

### **2.1.5. Método de clasificación de obras.**

Las obras se clasifican en primer lugar de acuerdo a su función, tomando como referencia las secciones 3.1.2 a 3.1.5 de NSE 3-17, también como se indica en la columna de clasificación mínima de la tabla 6.

Si la categoría de obra resultante es la categoría II, y puede esa obra albergar nominalmente a más de 300 personas, entonces será asignada a la categoría III.

La siguiente relación se utilizara para determinar si la carga de ocupación es de 300 o más tomando en cuenta los factores de ocupación de la tabla 6.

$$Carga\ de\ ocupación = \frac{\sum \text{Área bruta de piso}}{\text{Factor de carga ocupación}} \quad \text{Ec.17. (9,3-3)}$$

## **2.2. Amenaza sísmica**

La amenaza sísmica describe la probabilidad de que ocurra o se exceda cierta intensidad sísmica o aceleración del suelo, en un sitio determinado, durante un periodo de tiempo y que obviamente puede resultar en consecuencias desfavorables para la sociedad y sus obras de infraestructura.

Aunque los sismos son eventos con baja probabilidad de ocurrencia, sus consecuencias pueden ser tremendas en términos de destrucción y del sufrimiento que provocan (Crisafulli, 2014). Por ello la amenaza sísmica constituye uno de los factores de mayor importancia en el diseño de las estructuras.

### **2.2.1. Índice de sismicidad.**

De acuerdo con AGIES NSE-2 (2017) el índice de sismicidad ( $I_o$ ) es una medida relativa de la severidad esperada del sismo en una localidad, “Incide sobre el nivel de protección sísmica necesario para diseñar una edificación e incide en la selección del espectro sísmico de diseño” (p.4-1).

Para los efectos de la aplicación de las normas y la determinación de las demandas sísmicas, el territorio nacional se ha dividido en siete regiones según lo muestra el mapa de zonificación sísmica para la república de Guatemala, figura 6, cada región corresponde a distintos índices de sismicidad, se adopta el índice correspondiente al lugar donde se desarrollara la obra u otra edificación, este índice, junto con la clasificación de la obra se utiliza para

determinar el nivel de protección sísmica.

### 2.2.2. Nivel de protección sísmica (NPS).

Este término es equivalente a la “Categoría de Diseño Sísmico” (SDC), término usado en la mayor parte de normas y códigos extranjeros, representa una clasificación asignada a una estructura con base en la clasificación de obra, y la severidad del sismo de diseño en el sitio (índice de sismicidad), es una medida del grado de protección suministrado al público y a los usuarios de las obras nuevas o existentes contra los riesgos derivados de las solicitaciones sísmicas

En la norma NSE 2-17 se describen cinco niveles de protección “A, B C D y E”, siendo el menor el nivel “A” y el mayor el nivel “E”, el nivel de protección sísmica se determina de acuerdo a la matriz que muestra la tabla 7

Tabla 7. Nivel mínimo de protección sísmica. Fuente: AGIES, 2017b.

Índice de Sismicidad	Clase de Obra			
	Esencial	Importante	Ordinaria	Utilitaria
$I_o = 4$	E	D	D	C
$I_o = 3$	D	C	C	B
$I_o = 2$	C	B	B	A

Definir un nivel de protección sísmica es importante para cumplir con los objetivos de las normas descritos al inicio de este capítulo, esta clasificación está ligada a los niveles de desempeño esperados.

Para cumplir adecuadamente con el desempeño esperado de la estructura durante los sismos de diseño, las estructuras deben exhibir un comportamiento dúctil y a mayor nivel de protección sísmica deben tener entonces una mayor capacidad de disipación de energía

La ductilidad y capacidad de disipación de energía son una propiedad del sistema estructural en su conjunto, es decir, tanto de los materiales de estructuración, como de la disposición de sus miembros, diversos sistemas estructurales se han desarrollado teniendo en cuenta estos aspectos.

Algunos de los sistemas estructurales en acero son: marcos no arriostrados, marcos

arriostrados concéntricamente, marcos arriostrados excéntricamente, marcos con riostras de pandeo restringido, muros de corte con placas de acero; dichos sistemas presentan variaciones en su comportamiento estructural y también diferencias constructivas, funcionales y económicas. La selección de un adecuado sistema estructural está también relacionada con las restricciones que impone el nivel de protección sísmica como se mostrará para el caso de los marcos no arriostrados.

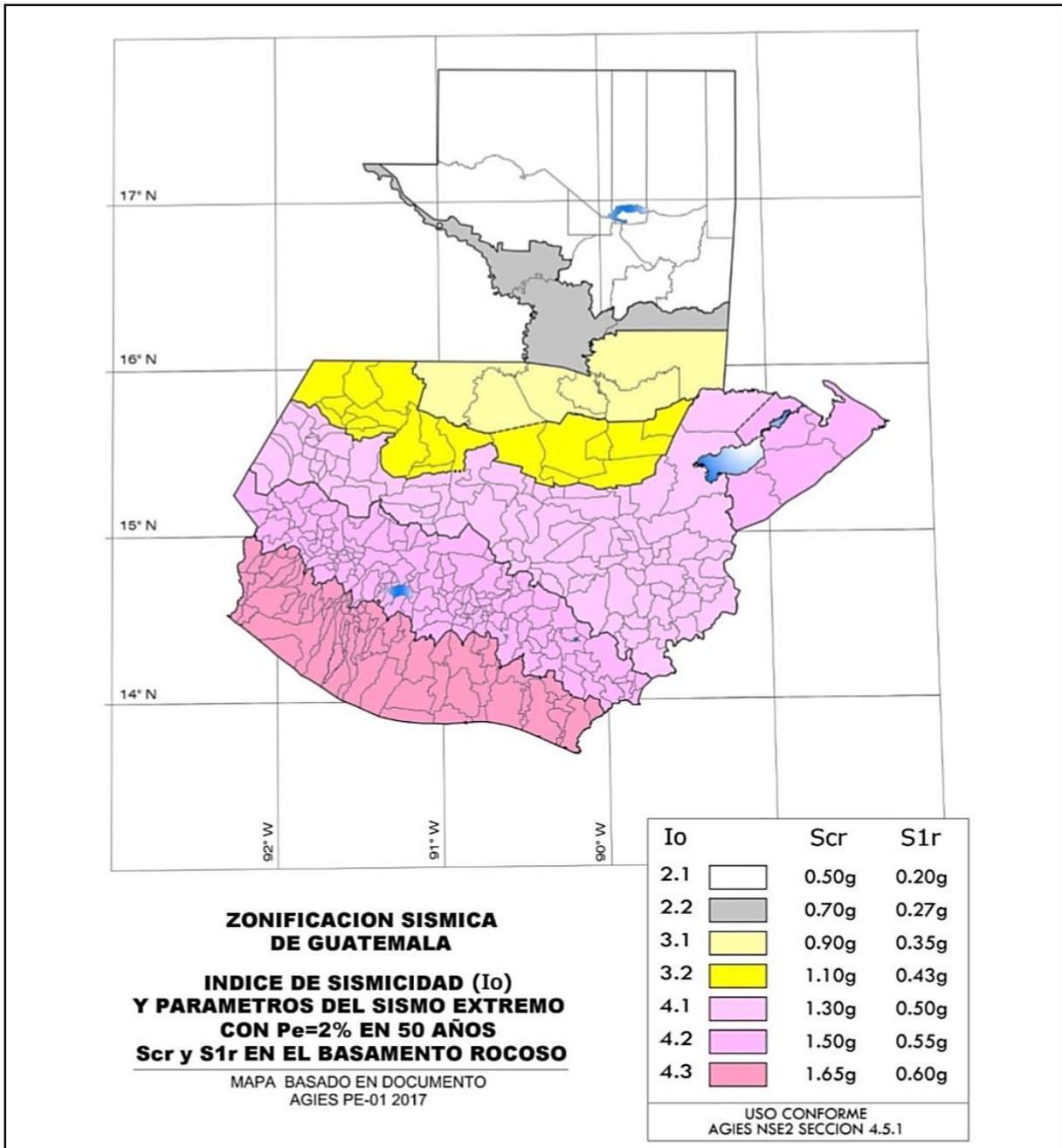


Figura 6. Zonificación sísmica de la república de Guatemala. Fuente: AGIES, 2017b.

### **2.3. Marcos de acero a momento**

Los marcos de acero a momento, o pórticos no arriostrados, constituyen uno de los sistemas estructurales de mayor uso. Esto debido a la versatilidad que presentan desde el punto de vista arquitectónico, los pórticos no arriostrados pueden considerarse como menos invasivos, debido a que otorgan mayor libertad al diseñador en la distribución de espacios, en comparación con los pórticos arriostrados (Crisafulli, 2014).

Otras ventajas son su alta ductilidad y seguridad, aunque poseen baja rigidez elástica, razón por la cual el diseño de sus miembros puede ser gobernado por la restricción de las distorsiones de piso. Estos tendrán un límite de altura debido al mismo tema de distorsiones de piso, donde económicamente sea más factible el uso de arriostramientos o breizas, sujeto a revisar por arquitectura y su flexibilidad en el uso de cada planta.

Los marcos de acero se estructuran a base de columnas y vigas, que se unen por medio de conexiones para formar una estructura reticular. Las cargas gravitacionales y laterales inducen esfuerzos cortantes y momentos flectores que controlan el diseño de sus miembros. Los marcos a momento obtienen su resistencia y rigidez de las propiedades de las secciones de las vigas y columnas que forman el marco, y de la interconexión de estos elementos en las conexiones viga-columna. Las conexiones viga-columna constituyen uno de los elementos de mayor importancia en el comportamiento de los marcos a momento, las mismas se estudian con mayor profundidad en el capítulo 3. Las conexiones viga-columna en marcos resistentes a momento son el objeto de estudio de la presente tesis, es por ello que se aborda únicamente este sistema estructural.

Las estructuras sismorresistentes, en su mayoría, se diseñan para responder en el rango inelástico, a modo de desarrollar ductilidad y disipar energía durante la ocurrencia de un sismo severo. Además el desarrollo de la ductilidad implica la ocurrencia de daño estructural, como resultado de la fluencia del acero. Este daño debe ser localizado en una zona adecuada por medio de la selección de los elementos fusibles. En el caso de los marcos a momento estos elementos se conocen como rótulas plásticas; estas son regiones que soportaran grandes rotaciones inelásticas antes de la fractura o inestabilidad, y deben ser detalladas adecuadamente para tal fin.

El resto de elementos del marco se diseñan para ser de mayor resistencia que las regiones de articulación plástica.

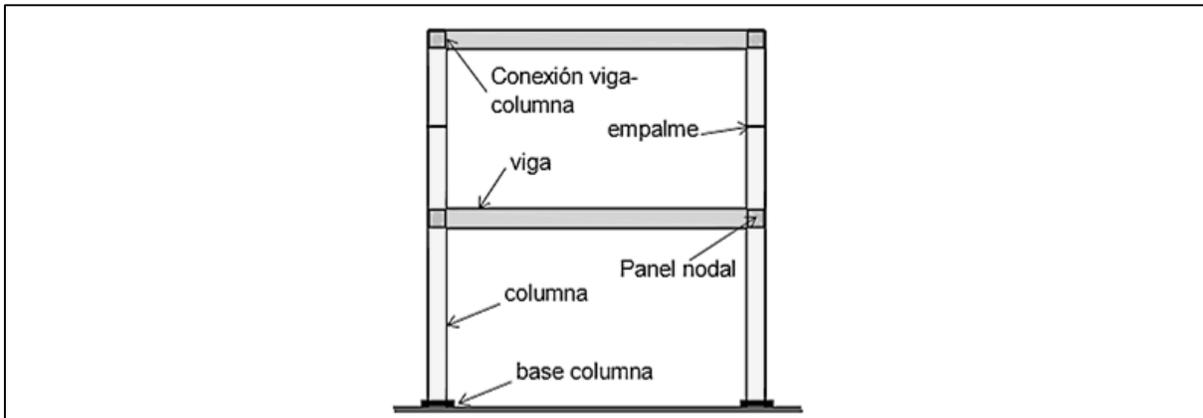


Figura 7. Elementos de un marco de acero a momento. Fuente: Crisafulli, 2014.

Las posibles zonas para la formación de las rótulas plásticas son: los extremos de las vigas, la zona panel y en las columnas, figura 8, la ubicación preferible para la formación de las rótulas plásticas son los extremos de las vigas, fig. 8(a). En marcos en los que es necesario disipar una gran cantidad de energía se permite la formación de rótulas en la zona panel, fig. 8(b) siempre que se controlen las deformaciones, aunque esto reduce la rigidez lateral de la estructura. La aparición de rótulas plásticas en los extremos de las columnas, fig. 8(c), es totalmente indeseable, ya que provocan una reducción de la rigidez en el nivel donde se producen y se tiene el suficiente potencial para inducir a la estructura al colapso por el efecto de piso débil.

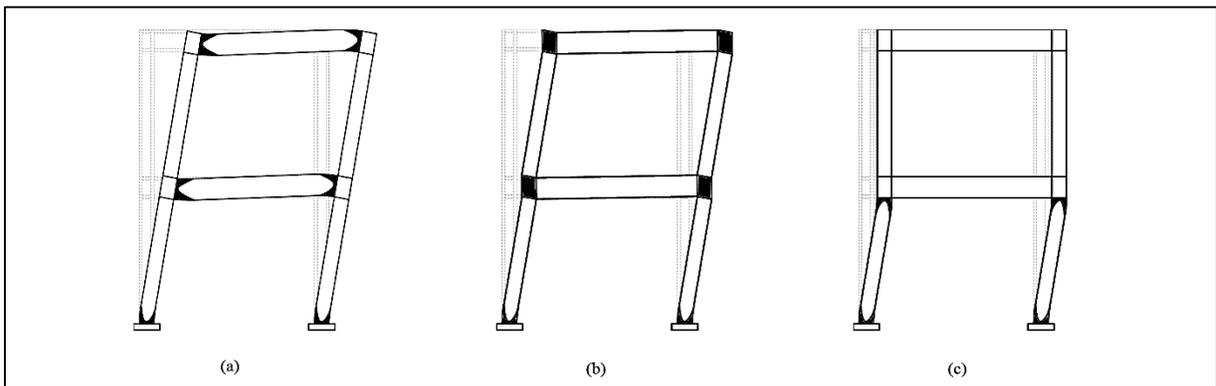


Figura 8. Formación de rótulas plásticas, (a) en vigas, (b) zona panel, (c) en columnas. Fuente: Engelhardt, 2007

Parte esencial del diseño es la adecuada selección y diseño de los mecanismos de disipación de energía de tal forma que se garantice la estabilidad global de la estructura, de forma congruente con el nivel de protección asignado; para lograrlo se han desarrollado tres categorías de marcos a momento, de acuerdo a su capacidad de disipación de energía. Esta clasificación surge a raíz de los terremotos de Northridge (1994) y Kobe (1995), donde se evidenció un

comportamiento frágil de las conexiones usadas en ese tiempo, que puso en peligro las edificaciones de acero.

Los sistemas de marcos no arriostrados eran: el sistema de marcos ordinarios de momento (OMF) y los marcos especiales resistentes a momento (SMRF), se permitía el uso de marcos OMF en edificios con alto nivel de protección sísmica y el límite de altura de este sistema era de 48 m.

Para los marcos SMRF las disposiciones sísmicas del AISC de ese entonces prescribían el uso de una conexión con un detallado sencillo, figura 9, que consistía en una placa simple atornillada al alma de la viga y soldadura de penetración completa en las alas de la viga, usando placas de apoyo para la soldadura, dicha conexión presentó numerosas fallas durante los sismos de 1994 y 1995, especialmente fracturas en la soldadura y en las regiones cercanas a esta, a raíz del comportamiento observado se realizó un esfuerzo de investigación a gran escala que permitiera identificar los medios para dotar a las estructuras del comportamiento dúctil esperado (Hamburger, 2009).

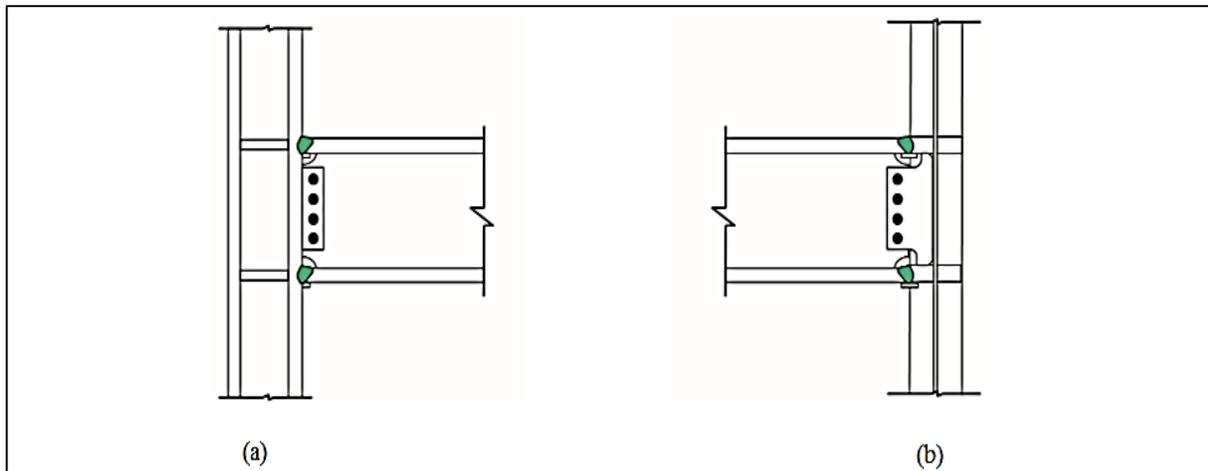


Figura 9. Conexión en marcos especiales resistentes a momento pre-Northridge 1994, (a) conexión al eje fuerte, (b) conexión al eje débil. Fuente: *Hamburger, 2009*

Beltrán y Herrera (2006) indican que las primeras conclusiones del proyecto “SAC” permitieron que AISC editara la primera versión de las disposiciones sísmicas post-Northridge (AISC 1997), indicando, sin embargo en el prefacio, que se trataba de una especificación en desarrollo, fue en el año 2005, que el AISC publicó la versión de las disposiciones sísmicas (AISC 341, 2005) donde recoge mucha de la experiencia y conocimiento adquirido luego de los terremotos de 1994 y 1995.

El capítulo “E” de las provisiones sísmicas de AISC 341 (2016) muestra la clasificación que se describe a continuación y los requerimientos aplicables a cada sistema.

### **2.3.1. Marcos ordinarios a momento (OMF).**

Son marcos que no se someterán a deformaciones inelásticas de importancia, por lo existen pocas limitaciones en la configuración de estas estructuras y sus conexiones. Se espera que los OMF provean un mínimo nivel de capacidad de deformación inelástica.

Se diseñan para proveer una mayor resistencia lateral para compensar su baja ductilidad, el valor del factor de modificación de respuesta sísmica “R” es 3.5, un valor bastante bajo con relación a los otros sistemas de marcos (AISC 341-16).

Debido a la limitada ductilidad de los OMF, la normativa guatemalteca les denomina “Marcos de acero resistentes a momento de ductilidad baja” y asigna limitaciones significativas de altura y de uso a este tipo de marcos, restringiendo su uso a las obras con un nivel de protección sísmica entre B hasta 33 metros de altura y C hasta 12 metros. En el resto de niveles de protección sísmica su uso no es permitido (NSE 3-17).

Los pórticos no arriostrados ordinarios o convencionales

#### **2.3.1.1. *Requerimientos del sistema.***

No existen requerimientos adicionales al sistema.

#### **2.3.1.2. *Miembros.***

##### **2.3.1.2.1. *Requerimientos básicos.***

No existen limitaciones de la relación ancho-espesor de los miembros para marcos ordinarios, más que los descritos por la especificación AISC 360-16. No se requiere arriostramiento para estabilidad en las vigas ni en las conexiones.

##### **2.3.1.2.2. *Zonas protegidas.***

No existen zonas protegidas en los OMF

#### **2.3.1.3. *Conexiones.***

Las conexiones pueden ser totalmente restringidas o parcialmente restringidas, los requerimientos para las conexiones en los OMF se abordan con detalle en la sección 2.5.1.

### **2.3.2. Marcos intermedios a momento (IMF).**

Se espera que los IMF provean una limitada capacidad de deformación inelástica por medio de la fluencia por flexión de las vigas y columnas, así como fluencia por corte en la zona panel.

Estos marcos presentan una capacidad de ductilidad moderada; “las especificaciones sísmicas AISC vigentes indican los requisitos propios que deben cumplir los marcos intermedios, que en este caso son menos estrictos que para los marcos especiales. Se requiere también del uso de conexiones precalificadas” (Crissafulli, 2014, p.76).

Debido a que los IMF poseen una habilidad reducida para permanecer estables durante largos ciclos de deformación inelástica (en comparación con los marcos especiales SMF) los códigos de construcción limitan el uso de IMF a algunas aplicaciones para estructuras con elevado nivel de protección sísmica. En algunos casos no se permite el uso de este tipo de marcos.

En Guatemala no se permite el uso en estructuras con nivel de protección sísmica “E”, en el resto de niveles de protección sísmica se permite su uso con limitantes en la altura, este sistema se denomina en la norma NSE 3-17 como “Marcos de acero resistentes a momento de ductilidad intermedia”.

#### **2.3.2.1. Requerimientos del sistema.**

##### *2.3.2.1.1. Arriostramiento para estabilidad en vigas.*

Las vigas deben ser arriostradas para satisfacer los requerimientos para miembros de moderada ductilidad. Las alas superiores e inferiores de las vigas deben ser arriostradas lateralmente o la sección transversal de las mismas debe ser arriostrada torsionalmente, la distancia máxima entre arriostramientos será:

$$L_b = 0.19 * r_y * E/F_y \quad \text{Ec.18. (3,1-18)}$$

Adicionalmente los arriostramientos deben colocarse en zonas de concentración de esfuerzos, cambios de sección y otras zonas donde el análisis muestre que una articulación plástica tendría lugar durante las deformaciones inelásticas de los IMF (AISC 341, 2016).

#### **2.3.2.2. Miembros.**

##### *2.3.2.2.1. Requerimientos básicos.*

Los miembros usados para integrar un sistema IMF deberán tener las alas conectadas continuamente al alma, y su relación ancho-espesor no debe exceder el límite de la relación ancho espesor,  $\lambda_{md}$ , para miembros de moderada ductilidad de la tabla D1.1 de ANSI/AISC 341.

#### *2.3.2.2.2. Alas de las vigas.*

Un cambio abrupto del área de las alas no se permite en regiones de articulación plástica, pues puede provocar una fractura debido a las concentraciones de esfuerzos. Tampoco se permiten cortes que reduzcan el ancho de las alas, ni la perforación de agujeros a menos que ensayos hayan demostrado que esto brinda un desempeño adecuado para acomodar las articulaciones plásticas para lograr la distorsión de piso requerida (AISC 341-16).

#### *2.3.2.2.3. Zonas protegidas.*

Las zonas protegidas son regiones donde se prohíbe la introducción de irregularidades como: pinchazos de soldadura, piezas utilizadas para facilitar el ensamble de elementos no estructurales, conectores de corte soldados, y perforaciones (Beltrán & Herrera, 2006).

La región sujeta a tensión inelástica al final de cada viga se deberá diseñar como una zona protegida; Crisafulli (2014).

### **2.3.2.3. Conexiones.**

#### *2.3.2.3.1. Empalmes de columnas.*

Para todas las columnas de edificios, incluso las que no forman parte del sistema resistente a cargas sísmicas, los empalmes deben estar localizados a 1.20 m. o más de distancia de los bordes de las conexiones viga-columna. Los requisitos de resistencia se indican en la sección D2.5 de las provisiones sísmicas de AISC, que aplican para todos los sistemas.

#### *2.3.2.3.2. Conexiones viga-columna.*

Las conexiones vigas-columnas utilizadas en sistemas que resisten cargas sísmicas; deben ser capaces de desarrollar una rotación debido al desplazamiento entre niveles de al menos 0.02 radianes y la capacidad a la flexión de la conexión, medida en la cara de la columna, ser de al menos  $0.8M_p$  de la viga conectada para una rotación debido al desplazamiento entre pisos de 0.02 radianes. (AISC 341, 2016). Los requerimientos para las conexiones viga-columna en marcos intermedios se abordan con detalle en la sección 3.4.2.

### 2.3.3. Marcos especiales a momento (SMF).

Los marcos SMF se diseñan con el fin de que experimenten deformaciones inelásticas significativas durante eventos sísmicos severos. Son marcos con alta ductilidad. Se espera que la mayor parte de la deformación inelástica tenga lugar en las rotaciones que desarrollen las rótulas plásticas en las vigas y que se produzca una deformación limitada en la zona panel, figura 10, disipando de esta forma la energía del sismo. Se permite el uso de este tipo de marcos en estructuras de cualquier nivel de protección sísmica, sin restricciones ni limitantes en su altura.

La unión de las vigas y las columnas debe realizarse por medio de conexiones precalificadas, es decir, debe ser demostrable, por medio de ensayos y por medio de la literatura técnica y científica, que tienen un desempeño adecuado y que son capaces de mantener una distorsión de piso de hasta 0.04 rad. El AISC recomienda el uso de algunas conexiones precalificadas en el documento *“Prequalified connections for special and intermediate steel moment frames for seismic applications”* AISC 358-16, se brindan más detalles al respecto en la sección 3.5.

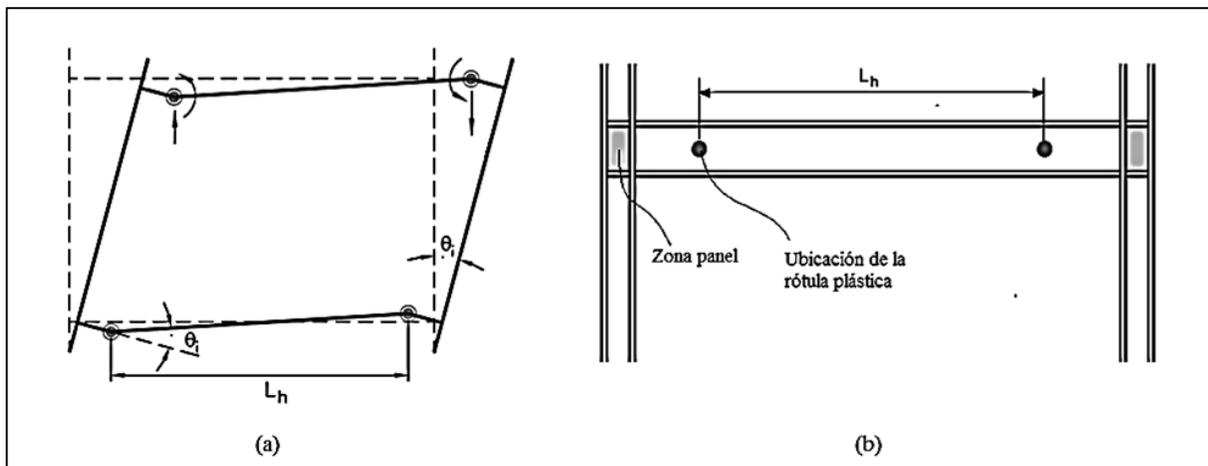


Figura 10. (a) Mecanismo de rotulación plástica en vigas, (b) zona panel y rótulas plásticas. Fuente: Crisafulli, 2014.

#### 2.3.3.1. Requerimientos del sistema.

##### 2.3.3.1.1. Razón de momento viga-columna.

El concepto de columna-resistente viga-débil es el motivo de este requerimiento. El beneficio de cumplir con el mismo es lograr que las columnas sean generalmente lo suficientemente resistentes como para forzar la fluencia por flexión en las vigas en los múltiples

niveles del marco, logrando de esta manera una mayor capacidad de disipación de energía del sistema (AISC 341, 2016). Se debe cumplir con la siguiente relación en la conexión viga-columna:

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad \text{Ec.19. (3,1-40)}$$

Donde:

$\sum M_{pc}^*$  = la suma de los momentos plásticos en las columnas por encima y debajo del nudo, considerando la reducción por efecto de la carga axial. El cual se determina de la siguiente manera:

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - \alpha_s P_r / A_g) \quad \text{Ec.20. (3,1-40)}$$

$\sum M_{pb}^*$  = es la suma de las proyecciones de la resistencia flexional esperada en las vigas en la ubicación de las rotulas plásticas al centro de la columna, determinado de la siguiente manera:

$$\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + \alpha_s M_v) \quad \text{Ec.21. (3,1-40)}$$

$P_{uc}$  = la resistencia requerida a compresión de la columna

$M_{uv}$  = momento adicional en la viga debido a la amplificación producida por corte desde la rótula plástica hasta el eje de la columna.

Existen excepciones para este requerimiento, las cuales pueden consultarse en las provisiones sísmicas de ANSI/AISC 341, también se permite determinar  $\sum M_{pb}^*$  de forma alternativa, consistente con el diseño de conexiones precalificadas como se designan en ANSI/AISC 358-16.

### 2.3.3.1.2. Arriostramiento para estabilidad en vigas.

Las alas superiores e inferiores de las vigas deben ser arriostradas lateralmente o la sección transversal de las mismas debe ser arriostrada torsionalmente, figura 11. Para evitar fallas por pandeo lateral o torsional, figura 12. El AISC 341-16 indica que la distancia máxima entre arriostramientos será:

$$L_b = 0.095 * r_y * E / (R_y F_y) \quad \text{Ec.22. (3,1-18)}$$

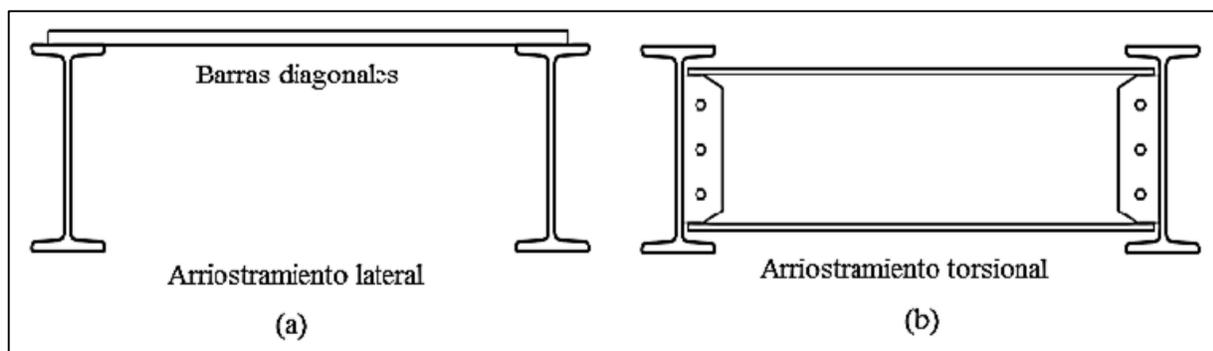


Figura 11. Arriostramiento para estabilidad de miembros con alta ductilidad. Fuente: *Crisafulli, 2014*

Adicionalmente los arriostramientos deben colocarse en zonas de concentración de esfuerzos, cambios de sección y otras zonas donde el análisis muestre que una articulación plástica tendría lugar durante las deformaciones inelásticas de los SMF (AISC 341, 2016). La ubicación del arriostramiento lateral también debe ser compatible con el tipo de conexión precalificada utilizado.

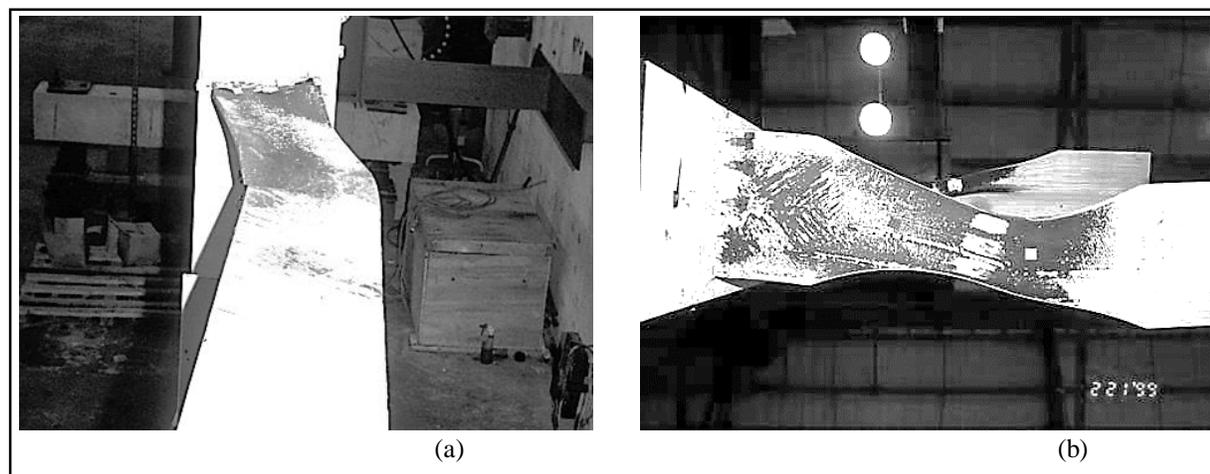


Figura 12. Fallas por pandeo lateral torsional en vigas sin arriostramientos laterales. Fuente: *Hamburger, 2009*

### 2.3.3.1.3. Arriostramiento para estabilidad en conexiones viga-columna.

Las alas de las columnas en la conexión viga-columna, requieren arriostramiento lateral solo a nivel del ala superior de la viga cuando las almas de la columna y viga son coplanares, y la columna permanece elástica fuera de la zona panel, Se considera que se cumple esta última condición cuando la relación de resistencia entre columnas y vigas definida por la ecuación 18 es mayor que 2.0. (AISC 341, 2016).

Cuando no puede asegurarse la condición anterior, deben restringirse lateralmente las alas de la columna a nivel del ala superior e inferior de las vigas. La restricción lateral se logra

mediante la losa de piso, riostras o indirectamente con rigidizadores (Crisafulli, 2014). Las excepciones a este requerimiento están identificadas en la sección E3-4c de las provisiones sísmicas de AISC

### **2.3.3.2. Miembros.**

#### *2.3.3.2.1. Requerimientos básicos.*

Los miembros usados para integrar un sistema SMF deberán tener las alas conectadas continuamente al alma, y su relación ancho-espesor no debe exceder el límite de la relación ancho espesor,  $\lambda_{hd}$ , para miembros de alta ductilidad de la tabla D1.1 de ANSI/AISC 341-16.

#### *2.3.3.2.2. Alas de las vigas.*

Un cambio abrupto del área de las alas es prohibido en regiones de articulación plástica.

#### *2.3.3.2.3. Zonas protegidas.*

Las zonas protegidas son regiones donde se prohíbe la introducción de irregularidades como: pinchazos de soldadura, piezas utilizadas para facilitar el ensamble de elementos no estructurales, conectores de corte soldados, y perforaciones (Beltrán & Herrera, 2006).

La región sujeta a tensión inelástica al final de cada viga se deberá diseñar como una zona protegida; Crisafulli (2014) indica que “usualmente, la longitud de la zona protegida se extiende desde la cara de la columna hasta una distancia igual a la mitad de la altura de la sección medida a partir del punto de la rótula plástica” (p.75).

### **2.3.3.3. Conexiones.**

#### *2.3.3.3.1. Empalmes de columnas.*

Los requerimientos son los mismos que para los marcos intermedios IMF.

#### *2.3.3.3.2. Conexiones viga-columna.*

Las conexiones viga-columna, utilizadas en sistemas que resisten cargas sísmicas, deben ser capaces de desarrollar una rotación debido al desplazamiento entre niveles de al menos 0.04 radianes y la capacidad a la flexión de la conexión, medida en la cara de la columna, debe ser de al menos  $0.8M_p$  de la viga conectada para una rotación debido al desplazamiento entre pisos de 0.04 radianes. (AISC 341, 2016). Los requerimientos de desempeño que deben cumplir las conexiones se logran por medio del uso de las conexiones indicadas en el documento

ANSI/AISC 358-16, por medio del uso de conexiones precalificadas o conexiones con un registro de verificación experimental como lo indican las secciones K1 y K2 de AISC 341-16.

Las conexiones viga columna requieren de una verificación especial de la zona panel, así como de placas de continuidad. Estos requerimientos se abordan con detalle en la sección 3.5.3.

### 2.3.4. Comparación de los requerimientos de diseño.

El factor de reducción de respuesta sísmica “R”, es mayor para los marcos especiales, lo que implica que estos se diseñan para una menor resistencia en sus elementos. Esto se compensa con la alta ductilidad del sistema que le permite disipar una gran cantidad de energía, por ello deben cumplir con una mayor cantidad de restricciones que aseguren el comportamiento esperado. Se comparan en la tabla 8 los distintos requerimientos para el diseño de los marcos de acero a momento.

Tabla 8. *Requerimientos de diseño para marcos de acero a momento.* Fuente: *Crisafulli, 2014.*

Requerimiento	Categoría		
	Especial	Intermedio	Ordinario
Factor R	8	4.5	3.5
Capacidad de rotación plástica en rótulas	0.03	0.01	No
Distorsión de piso en las conexiones	0.04	0.02	No
Conexiones viga-columna	Precalificada o verificación experimental	Precalificada o verificación experimental	No
Zonas protegidas	Extremo de viga	Extremo de viga	No
Relación anchura-espesor del perfil	$\lambda_{hd}$	$\lambda_{md}$	No
Requiere arriostramiento para estabilidad en vigas	$L_b=0.095r_y * E/RyF_y$	$L_b=0.19r_y * E/RyF_y$	No
Requiere arriostramiento para estabilidad en conexiones viga-columna	Si	No	No
Verificación de la zona panel	Si	No	No
Razón de momento viga-columna	Si	No	No

Es importante determinar el nivel de protección sísmica de cualquier edificación para identificar los sistemas permitidos por los reglamentos para cada nivel de protección. En la tabla 9 se resumen los coeficientes y factores para el diseño de sistemas de marcos de acero a momento en base a las norma NSE 3-17

Tabla 9. Coeficientes y factores para diseño de sistemas sismorresistentes. Fuente: AGIES, 2017d.

Sistema Estructural		Parámetros de Diseño			Límite de altura (m.)			
Sistema de Marcos		R	$\Omega_r$	$C_d$	Nivel de Protección			
					B	C	D	E
Marcos dúctiles <b>DA</b>	SMF	8	3	5.5	SL	SL	SL	SL
Ductilidad intermedia <b>Di</b>	IMF	4.5	3	4	55	20	12	NP
Ductilidad baja <b>DB</b>	OMF	3.5	3	3	33	12	NP	NP

SL= sin límite. NP = no se permite.



## Capítulo III

### Diseño de conexiones viga-columna y su influencia en el comportamiento estructural

En las edificaciones con estructuras de acero se utilizan elementos diversos, los cuales deben estar debidamente unidos unos a otros para que la estructura se comporte adecuadamente. Para tal fin se utilizan conectores de diversos tipos, siendo los principales los pernos y la soldadura; los cuales son utilizados en las conexiones de acuerdo al interés del diseñador.

En este capítulo se exponen criterios generales para el diseño de conexiones, su clasificación y los requerimientos de las mismas de acuerdo al sistema estructural al que pertenecen.

#### 3.1. Clasificación de las conexiones

Dependiendo del análisis estructural que se vaya a utilizar, resulta necesario atender a uno o más parámetros siguientes: rigidez rotacional al giro, resistencia a momento y capacidad de rotación plástica.

Estos tres elementos deben considerarse para tener una definición completa de la unión y con base en estos, se puede realizar su clasificación. Según la rigidez rotacional se describen tres tipos de unión: simple, rígida y semirrígida.

##### 3.1.1. Conexiones simples.

Las conexiones simples representan un modelo idealizado, donde la rigidez y la resistencia al momento son pequeñas, y es razonable despreciarlas, llegando así al concepto de unión articulada.

Debido a que la conexión no presenta restricción alguna al giro, se permite diseñarla tomando en cuenta únicamente los esfuerzos cortantes provenientes de las vigas, su valor es igual a la reacción en el apoyo de la viga, figura 13. El corte es transmitido a las columnas por medio de angulares de asiento, angulares de alma, o placas soldadas o empernadas al alma de la viga, figura 14.

Estas conexiones deben “transmitir a las columnas solo el esfuerzo cortante presente en la viga. Puede considerarse que, de modo ocasional transmiten los esfuerzos axiales de la viga al pilar. Para satisfacer estas suposiciones deben poder girar sin producir momentos significativos” (Cabrero, 2006, p.29).

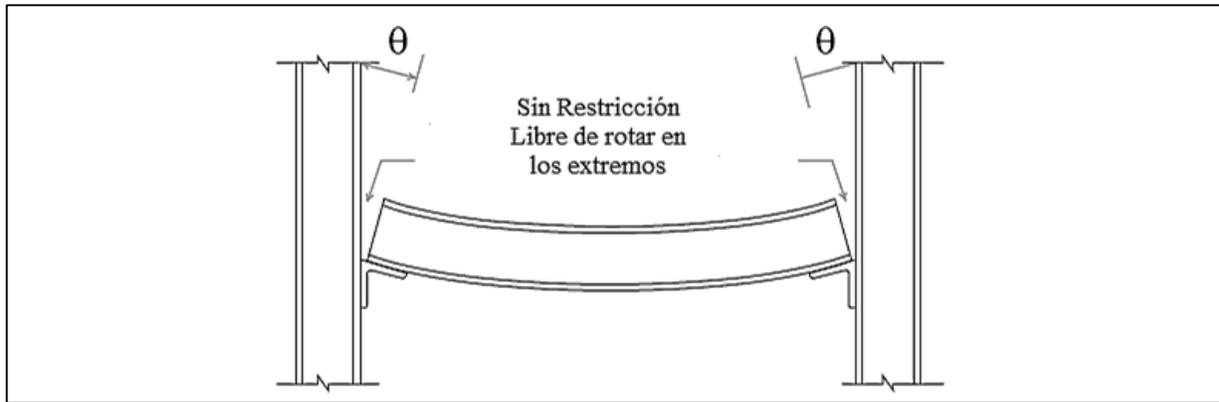


Figura 13, Conexión simple o de corte. Fuente: *Macro Steel Project, 2010.*

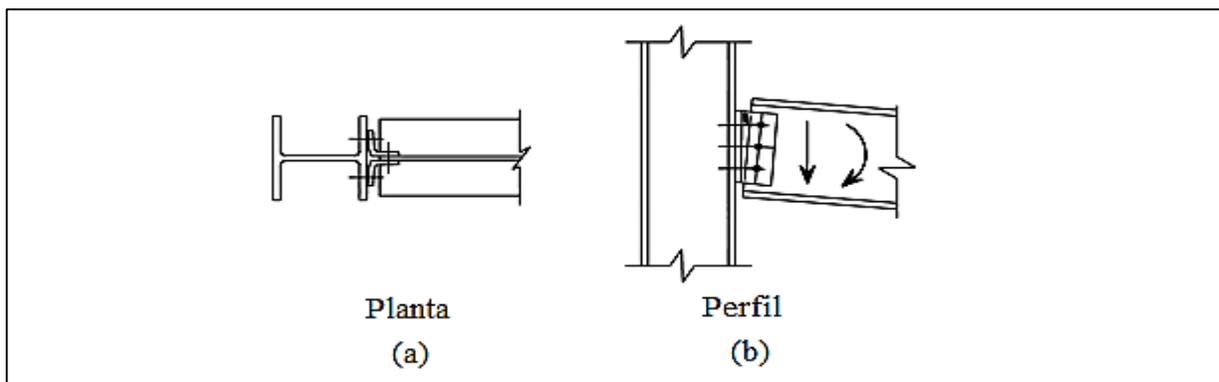


Figura 14. Conexión simple de angular empernado al alma. Fuente: *ITEA, 2010.*

### 3.1.2. Conexiones totalmente restringidas (FR).

Las conexiones de momento completamente restringidas (FR) son aquellas que se considera tienen la suficiente resistencia y rigidez para transmitir momento con una rotación despreciable. Aunque en el análisis de la estructura se hace la suposición de que no existe rotación relativa entre los miembros conectados, figura 15.

McCormac & Csernak (2013) las definen como “aquellas que teóricamente no permiten rotación en los extremos de la viga y transfieren casi el 100% del momento al empotramiento” (p.534). Se diseñan para resistir el efecto combinado de momentos flectores y esfuerzos cortantes. El momento de extremo de la viga así como la reacción de apoyo de la viga se transmiten a la columna.

En las conexiones FR “la rigidez rotacional es muy elevada y la resistencia al momento de la unión es, por lo menos, la de la viga. Entonces, se mantiene la continuidad sin rotación de la viga respecto al pilar” (ITEA, 2010, p.24). Se dota a la conexión de la suficiente rigidez por

medio de placas de ala extendida, pernos, rigidizadores o soldadura de las alas de viga en diversos arreglos, como se indica en la figura 16.

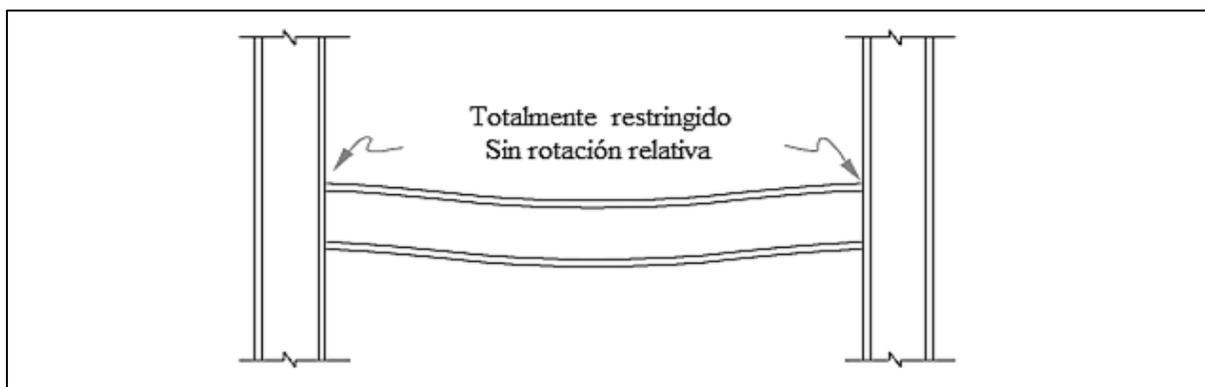


Figura 15. Conexión de momento totalmente restringida (FR). Fuente: *Macro Steel Project, 2010*

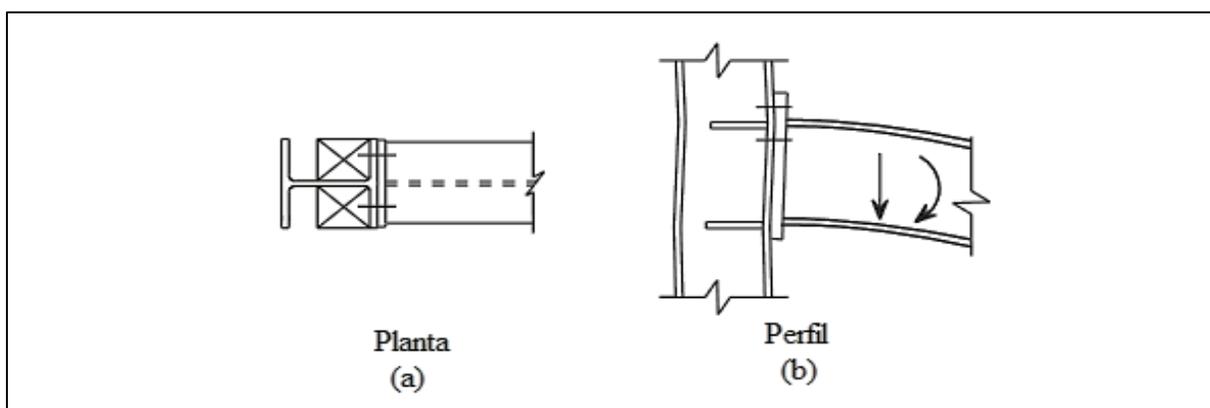


Figura 16. Conexión FR de placa de ala empotrada con atiesadores en alma de la columna. Fuente: *ITEA, 2010*.

### 3.1.3. Conexiones parcialmente restringidas (PR).

Son conexiones que transmiten momento, pero permitiendo una rotación relativa entre los miembros que conectan, dicha rotación no es despreciable, pues la flexibilidad de la conexión influye en el comportamiento de la estructura y debe ser tomada en cuenta durante el análisis, figura 17.

El AISC permite su uso bajo la condición de que debe existir suficiente documentación técnica o ensayos que demuestren que la unión es capaz de proporcionar, como mínimo, un porcentaje de empotramiento predecible, y que mantenga suficiente resistencia, rigidez y capacidad de deformación. Algunas uniones con un comportamiento semirrígido se muestran en la figura 18.

Debido que las conexiones no son ni rígidas ni simples, la influencia de su rigidez debe

tomarse en cuenta en el análisis, lo que supone un reto considerable para el análisis y diseño convencional, dado que los trabajos en este campo en su mayoría han sido muy enfocados al análisis, y con una carga considerable de aportaciones teóricas.

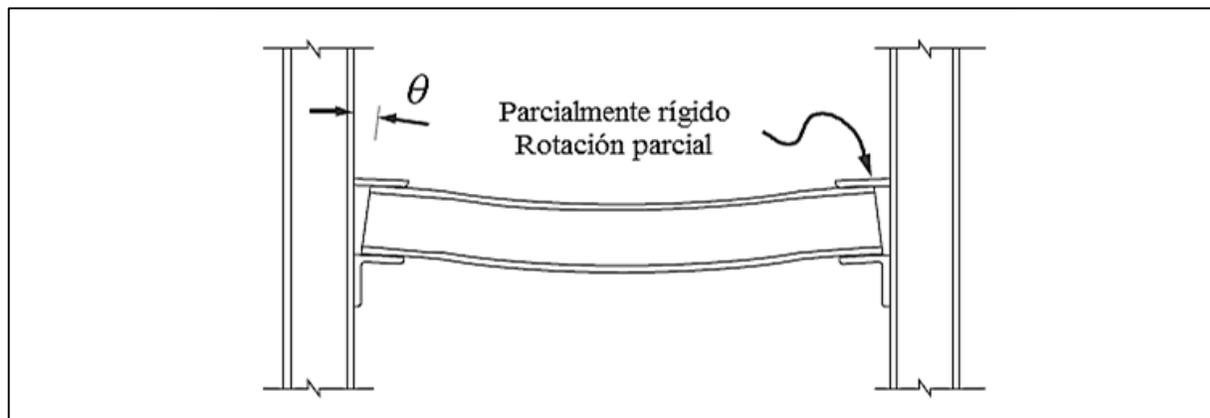


Figura 17. Conexión parcialmente restringida. Fuente: *Macro Steel Project*, 2010.

El trabajo de Rex y Goverdhan (2000) en este campo es de sumo interés, ya que plasma una visión práctica del diseño de estructuras con conexiones semirrígidas. Posterior a este trabajo, resalta la obra de Cabrero y Bayo (2004) quienes formularon un algoritmo para el diseño de estructuras con conexiones semirrígidas en base a la rigidez optima, además existe un procedimiento simplificado para el diseño de conexiones con chapa de testa extendida propuesto por Cabrero (2006).

Las mayores ventajas del uso de conexiones semirrígidas son de índole económica, los aportes de Chen, Goto y Richard Liew (1996) indican que pórticos con uniones semirrígidas, pueden combinarse con sistemas arriostrados o rígidos para limitar los desplazamientos laterales debidos al viento, además el ensamblado en obra es más sencillo, y reduce el plazo de ejecución, con su consiguiente ahorro en mano de obra, lo cual confirmaron Murray y Sumner (2004), pues afirman que las conexiones semirrígidas no requieren soldadura en obra.

Couchman (1997) halló que las conexiones semirrígidas proporcionan una redistribución de los momentos en el vano de la viga, así mismo, Anderson y Tahir (1996) obtuvieron que, en comparación con diseños de uniones articuladas, la construcción con conexiones semirrígidas abarataba en aproximadamente un 5.5% el costo. En el caso de pórticos sin arriostrar el ahorro podía llegar hasta el 20% respecto al diseño con uniones rígidas.

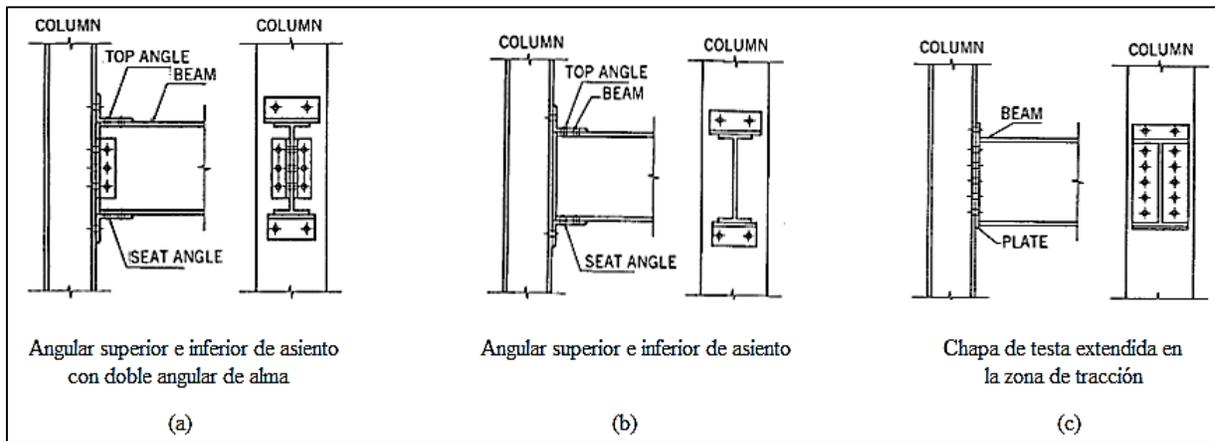


Figura 18. Tipos de conexiones semirrígidas. Fuente: *Chen et al., 1996 en Cabrero, 2006*

Montoya (2013) indica que “a pesar de las múltiples ventajas de las uniones semirrígidas, las cuales han sido expuestas por varios investigadores, no existen muchas edificaciones reales realizadas con ellas” (p.109). Esto puede ser debido a que los avances en este campo constan de procedimientos complejos y refinados en exceso, además de abundar los aportes teóricos, sin que se muestre aún aspectos prácticos y completos del diseño.

Puede ser oportuno un análisis que recomiende o limite el uso de las conexiones semirrígidas en Guatemala, iniciando por la selección de un método de análisis y diseño de entre los métodos existentes, y en base al mismo se identifiquen las regiones donde es aplicable, además de alentar su uso plasmando una visión practica del diseño.

### 3.2. Soldadura en las conexiones

De acuerdo con García C. (2003) “la soldadura es un proceso en el que se unen partes metálicas mediante el calentamiento de su superficie a un estado plástico, permitiendo que las partes fluyan y se unan con o sin la adición de otro metal fundido” (p.15)

La soldadura es una forma bastante práctica y en la mayoría de los casos bastante económica de efectuar uniones cuando las condiciones de trabajo son favorables, por ello la mayoría de las uniones que se realizan en un taller son soldadas. En el campo sin embargo, es más difícil controlar las condiciones atmosféricas para un adecuado control de calidad de las soldaduras, por ello se realizan comúnmente conexiones atornilladas en los procesos de montaje de las estructuras, preparando usualmente en el taller las piezas que componen la conexión atornillada (ITEA, 2010).

### **3.2.1. Procesos utilizados en las soldaduras estructurales.**

Dentro de los procesos existentes para realizar soldaduras, se dispone tanto de soldadura de gas como de arco, la mayor parte de la soldadura estructural es de arco eléctrico (García C., 2003).

El arco eléctrico es una descarga continuada entre dos conductores separados ligeramente, por donde pasa la corriente, al hacerse conductor el aire o gas comprendido entre los mismos; el arco es un achispa continua, entre el electrodo y las piezas que se sueldan, provocando la fusión (Sensico, 2013, García C. 2003).

Los procesos comúnmente utilizados son:

#### **3.2.1.1. Soldadura de arco de electrodo revestido (SMAW).**

El soldeo por arco con electrodo revestido es un proceso en el que la fusión del metal se produce gracias al calor generado por un arco eléctrico establecido entre el extremo de un electrodo revestido y el metal base de una unión a soldar. El material de aportación se obtiene por la fusión del electrodo en forma de pequeñas gotas. La protección se obtiene por la descomposición del revestimiento en forma de gases y en forma de escoria líquida que flota sobre el baño de fusión y, posteriormente, solidifica (Sensico, 2013, p.110).

#### **3.2.1.2. Soldadura de arco sumergido (SAW),**

“Es un proceso automático, en el cual un alambre desnudo es alimentado hacia la pieza, el arco se mantiene sumergido en una masa de fundente, provisto desde una tolva, que se desplaza delante del electrodo de esta manera el arco resulta invisible” (Indura, 2009, p.10).

“Las soldaduras SAW se hacen rápida y eficientemente y son de alta calidad, exhibiendo alta resistencia al impacto, alta resistencia a la corrosión y buena ductilidad” (García C., 2003, p.16).

#### **3.2.1.3. Soldadura de arco con núcleo fundente (FCAW),**

La técnica de soldeo utiliza un alambre hueco y relleno de fundente el cual, al fundirse por la acción del arco eléctrico, deposita un metal fundido protegido con una fina capa de escoria.

Puede realizarse con o sin protección gaseosa. Su velocidad de aplicación es muy alta por lo que el costo de mano de obra es bajo (Sensico, 2013).

#### **3.2.1.4. Soldadura de arco metálico gaseoso (GMAW),**

“Es un sistema de soldadura al arco con protección gaseosa, que utiliza el intenso calor de un arco eléctrico generado entre un electrodo de tungsteno no consumible y la pieza a soldar, donde puede o no utilizarse metal de aporte” (Indura. 2009).

Este proceso también se denomina TIG, no queda escoria, sin embargo es sensible a la presencia de aire, por lo que no se usa en soldaduras de campo sino en el taller, donde se puede tener control de las condiciones atmosféricas. (García C. 2003).

#### **3.2.2. Tipos de soldadura según su ejecución.**

El AISC 360-16 brinda los requerimientos y limitaciones generales para las soldaduras a tope, de filete y de tapón y ranura.

##### **3.2.2.1. Soldaduras a tope.**

Su característica principal es que no presentan excentricidad entre las fuerzas que se hallan a cada lado de la conexión.

Las partes a conectar pueden no tener ninguna preparación (espesores hasta 5/16”), o biselés sencillos o dobles que facilitan la penetración de la soldadura para espesores mayores.

##### **3.2.2.2. Soldadura de filete.**

Se aplica por un lado del elemento a conectar, por lo tanto resulta una excentricidad entre la fuerza aplicada por ese elemento y la reacción en el elemento de apoyo. Su diseño depende del tamaño del cordón y de la resistencia del metal de aporte

##### **3.2.2.3. Soldadura de tapón y de ranura.**

Son conectores formados al rellenar un círculo (de tapón) o una ranura con material de aporte. Estos unen dos piezas, en una de las cuales se hacen las perforaciones necesarias para soldar.

Estos tipos de soldadura pueden utilizarse cuando los miembros se traslapan y no se tiene la longitud de filete de soldadura. También pueden utilizarse para unir partes de un miembro como en el caso de tener que fijar las cubreplacas en un miembro compuesto.

Las soldaduras también se clasifican según el tipo de junta se clasifican en: a tope, traslapada, en te, de canto, en esquina, entre otras. (García C. 2003).

### **3.2.3. Clasificación de las soldaduras según su desempeño estructural.**

De acuerdo con Crisafulli (2014) “la soldadura es un medio de unión muy utilizado en todo tipo de conexiones por sus muchas ventajas. Sin embargo, es importante reconocer que presenta limitaciones y que el diseño y la construcción de conexiones soldadas requieren de especial cuidado” (p.59), con respecto al desempeño esperado de las soldaduras en las estructuras se pueden considerar tres tipos:

#### **3.2.3.1. Soldaduras no-sísmicas:**

“Son aquellas que corresponden a estructuras sin requerimientos sismorresistentes o bien estructuras donde se considera un factor de comportamiento  $R=3$ . En este caso, el diseño se realiza de acuerdo con las especificaciones ANSI/AISC 360-16 y AWS 1.1 *Structural Welding Code-Steel*” (Crisafulli, 2014, p.59).

#### **3.2.3.2. Soldaduras sísmicas:**

“Incluye todas las soldaduras de sistemas sismorresistentes (con  $R>3$ ) y deben ajustarse a las especificaciones AISC 341-16 y AWS D1.8 *Structural Welding Code-Seismic Supplement*” (Crisafulli, 2014, p.59).

#### **3.2.3.3. Soldaduras de demanda crítica.**

Son soldaduras en sistemas sismorresistentes que pueden quedar sometidas a niveles de deformación de fluencia, de modo que su falla origina degradación de rigidez y resistencia en el sistema.

Los electrodos y procedimientos constructivos deben cumplir con criterios adicionales indicados en las especificaciones ANSI/AISC 341-16 y en AWS D1.8 *Structural Welding Code-Seismic Supplement*.

Las especificaciones ANSI/AISC 341-16 identifican específicamente los casos en que deben considerarse soldaduras de demanda crítica. Las soldaduras entre las alas de vigas y las columnas en pórticos no arriostrados especiales e intermedios y los empalmes soldados en columnas de pórticos arriostrados excéntricamente son ejemplos de dicho tipo de soldadura. (Crisafulli, 2014, p.59)

En las conexiones de pórticos especiales deben considerarse como soldaduras de

demanda crítica las siguientes: Las soldaduras de ranura o penetración en empalmes de columna, los cordones de soldadura en conexiones del extremo inferior de la columna a la base y los cordones de penetración completa en soldaduras que conectan las alas y alma de la viga a la columna. (Crisafulli, 2014, p.70)

### **3.3. Conexiones con pernos de alta resistencia**

Los pernos son “barras metálicas de sección transversal circular, con una cabeza en un extremo y espiga roscada en el otro; se introducen en agujeros perforados en los elementos a unir y se aprietan con tuercas en el lado roscado” (Vinnakota, 2006, p.179), figura 19.

Su uso en las conexiones brinda múltiples ventajas en la construcción con acero, facilita el montaje de las estructuras, no requiere de equipos de alto costo, permite el desensamblado para realizar modificaciones y son en general más económicas que las soldaduras en campo.

#### **3.3.1. Tipos de pernos estructurales.**

El uso de pernos en las conexiones de las estructuras debe cumplir con lo especificado por AISC 360, la cual permite el uso de pernos A307 en ciertas aplicaciones. El uso de pernos de alta resistencia A325 y A490 se requiere en situaciones donde existan acciones dinámicas, o de inversión de carga, especialmente para elementos que forman parte del sistema resistente a cargas sísmicas.

Los lineamientos para la correcta aplicación de los pernos de alta resistencia se encuentran descritos en la “Especificación para juntas estructurales usando pernos de alta resistencia” del Consejo de Investigación de Uniones Estructurales, conocida como la Especificación RCSC 2014. A continuación se muestran mayores detalles de los tipos de pernos mencionados en esta sección.

##### **3.3.1.1. Pernos A307.**

También conocidos como pernos comunes o corrientes, “son fabricados con acero al carbono con características de esfuerzos y deformaciones similares a las del acero A36, (...), pueden ser utilizados en estructuras ligeras sujetas a cargas estáticas y en miembros secundarios como largueros, correas, riostras, plataformas, armaduras pequeñas, etc.” (McCormac & Csernak, 2013, p.390).

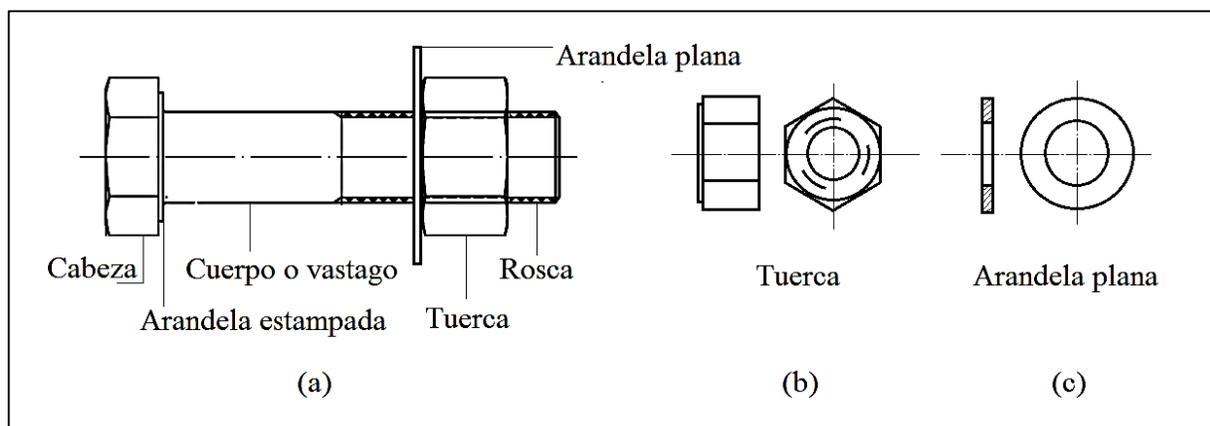


Figura 19. (a) Elementos de un perno estructural, (b) tuerca, (c) arandela. Fuente: Vinnakota, 2006

### 3.3.1.2. Pernos A325.

Estos pertenecen a la categoría de pernos de alta resistencia, el RCSC permite el uso del perno A325 Tipo 1, fabricado en acero al medio carbono, y el perno A325 Tipo 3, el cual es mejorado con un recubrimiento para brindar resistencia ante la corrosión y las condiciones atmosféricas. En conexiones que forman parte de un sistema destinado a resistir cargas sísmicas, se requiere el uso de este tipo de pernos.

### 3.3.1.3. Pernos A490.

Los pernos de alta resistencia A490 son pernos de baja aleación templados, los cuales tienen propiedades mecánicas más altas que los A325 (Garzón, 2010). También se permite el uso de dos tipos de pernos; el perno A490 Tipo 1, el cual es fabricado en acero de baja aleación, mientras el perno A490 Tipo 2, es dotado de resistencia a la corrosión y efectos atmosféricos. No se permite el galvanizado de los pernos A490 ni su recubrimiento o tratamiento con zinc; también son utilizados en aplicaciones sísmicas.

La figura 20 indica el marcaje de la cabeza que permite identificar los distintos tipos de pernos de alta resistencia y las tuercas hexagonales.

### 3.3.1.4. Tuercas y arandelas de alta resistencia.

Una tuerca es una pieza metálica cuadrada o hexagonal, con un agujero circular en el centro, labrado en forma helicoidal para ajustarse a la rosca de un perno para fijarlo.

Una arandela es una pieza de poco espesor, generalmente circular y con un orificio en el centro, que sirve para mantener apretados una tuerca o tornillo, o evitar el roce entre dos piezas,

ver figura 19. A su vez “aporta una superficie endurecida no abrasiva bajo el elemento atornillado (la tuerca o con menos frecuencia, la cabeza del tornillo) que se pretensa” (Vinnakota, 2006, p.184).

Tornillo/Tuerca	Tipo 1		Tipo 2	
Perno ASTM A325	Tres líneas radiales a intervalos de 120° son opcionales			
Perno ASTM F1852	Tres líneas radiales a intervalos de 120° son opcionales			
Perno ASTM A490				
Tuerca ASTM A563	Arcos indican grado C		Arcos con "3" indican grado C3	
	Marca grado DH		Marca grado DH3	

Figura 20, Marcas requeridas para pernos y tuercas de ensamble aceptables, Fuente: RCSC, 2004.

Las tuercas hexagonales pesadas deben de cumplir con los requerimientos de ASTM A563, Las arandelas planas circulares o las arandelas biseladas cuadradas o rectangulares, que se usen en juntas estructurales en combinación con pernos de alta resistencia deben cumplir los requerimientos de ASTM F436. La tabla 10 muestra el tipo de tuerca y acabado de la misma, así como el tipo de arandela y acabado que debe ser utilizado de acuerdo al tipo de perno.

### 3.3.2. Mecanismos de transferencia de carga.

#### 3.3.2.1. Uniones resistentes por fricción.

En una conexión los pernos se utilizan para transmitir la carga de una a otra de las partes conectadas. Cuando el perno de una conexión se aprieta hasta inducirse un esfuerzo de tensión tal, que evite el movimiento de las partes conectadas, permite que las superficies en contacto desarrollen una fuerza de fricción que se oponga a la fuerza cortante, figura 21.

Tabla 10, Grado y acabado de las tuercas ASTM A563 y arandelas ASTM F436. Fuente: RCSC, 2014.

Designación ASTM	Tipo de perno	Acabado del perno	Tuerca ASTM A563, grado y acabado	Arandela ASTM F436, tipo y acabado
A325	1	Liso (no recubierto)	C, C3, D, DH y DH3; liso	1; liso
		Galvanizado	DH ; galvanizado y lubricado	1; galvanizado
	3	Liso	C3 y DH3; liso	3; liso
F1852	1	Liso (no recubierto)	C, C3, DH y DH3; liso	1; liso
		Galvanizado mecánicamente	DH; galvanizado mecánicamente y lubricado	1; galvanizado mecánicamente
	3	Liso	C3 y DH3; liso	3; liso
A490	1	Liso	DH y DH3; liso	1; liso
	3	Liso	DH3; liso	3; liso

a. Aplicable solo si la arandela se requiere en la sección 6 de la especificación RCSC 2014

b. Requerido en todos los caso bajo la tuerca por la sección 6 de la especificación RCSC 2014

c. La sustitución por tuercas ASTM A194 grado 2H en lugar de las tuercas ASTM A563 grado DH es permitido

d. "Galvanizado" se usa en esta tabla como referencia a galvanizado en caliente de acuerdo con ASTM A153 o galvanizado mecánicamente de acuerdo con ASTM B695

Sí la resistencia por fricción es mayor que la carga por corte, se denomina conexión tipo fricción; la resistencia por fricción es aportada por las características de las placas en contacto y por la tensión del perno.

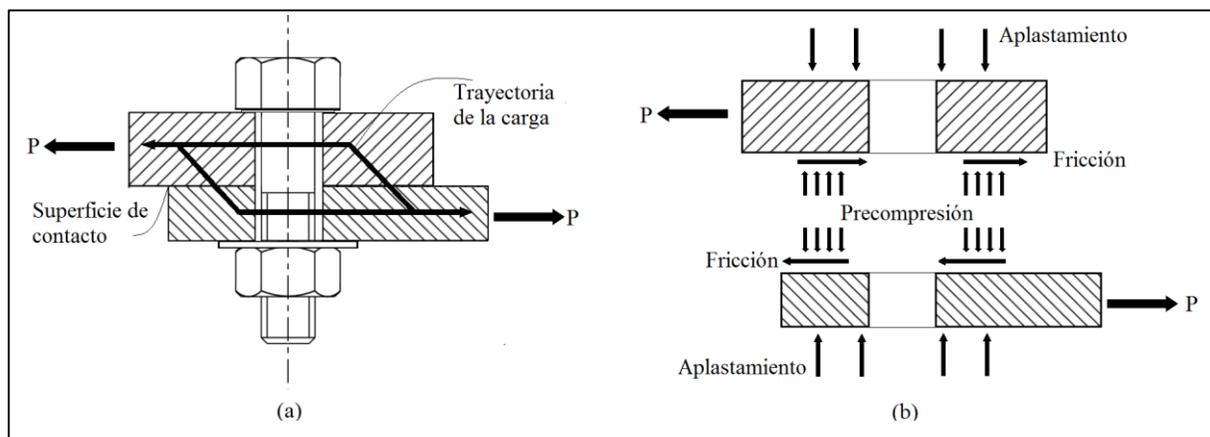


Figura 21, Transferencia de la carga en conexiones tipo fricción. Fuente: Vinnakota, 2006.

Las ventajas principales de las uniones pretensadas [tipo fricción] son su mayor rigidez y su capacidad de resistir esfuerzos alternativos periódicos. Su comportamiento bajo sollicitaciones de fatiga también es mejor que el de las uniones atornilladas resistentes por corte [tipo aplastamiento], sin embargo los costes son mayores que los de las uniones resistentes por corte. Por todo ello, únicamente se utilizan uniones pretensadas cuando es importante la rigidez de la unión, cuando las cargas cambian de signo o cuando existe sollicitación de fatiga. (Instituto Técnico de la Estructura de Acero, 2010, p.105)

### 3.3.2.2. Uniones resistentes por aplastamiento.

Cuando en una conexión ocurre el deslizamiento de las partes conectadas, éstas entran en contacto con el perno, el cual toma el esfuerzo y lo transmite por aplastamiento entre cada una de las partes conectadas como lo indica la figura 22.

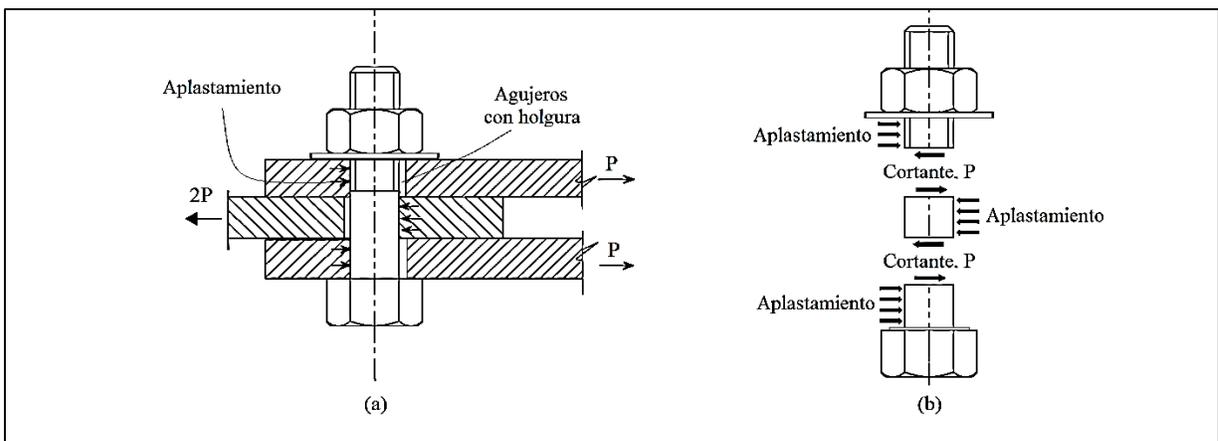


Figura 22. Transmisión de cortante en conexiones tipo aplastamiento. Fuente: ITEA, 2010.

Existen dos clases de conexiones tipo aplastamiento, las que involucran juntas de apriete ajustado, donde los pernos solo se aprietan para que no exista holgura, y las juntas con pernos pretensados, donde se pretensionan los pernos por razones distintas a las de evitar el deslizamiento.

### 3.3.3. Tipos de juntas empernadas.

De acuerdo al tipo de carga al que ésta sujeta la conexión, se debe determinar el tipo de junta a utilizar, tabla 11. Los pernos de una conexión pueden estar sujetos a tensión, corte o corte y flexión combinados, por lo cual se pueden utilizar tres tipos de juntas: con pernos pretensados, pernos con apriete ajustado y juntas de deslizamiento crítico.

### 3.3.3.1. Juntas de apriete ajustado (ST).

En este tipo de conexión, las tuercas se aprietan lo suficiente para evitar que se aflojen y para evitar que exista juego por holgura en las piezas que se conectan, “por lo general esto se obtiene con el esfuerzo total de un operario con una llave de cola o con algunos impactos de una llave neumática” (McCormac & Csernak, 2013, p.393), lo que permite que todos los planos estén en contacto firme entre sí.

Tabla 11, *Sumario de aplicaciones de juntas atornilladas*. Fuente: RCSC, 2004

Carga que transfiere	Aplicación	Tipo de Junta <sup>a</sup>	Preparar la superficie de contacto
Solamente corte	Resistencia a la fuerza cortante por aplastamiento	ST	No
	Resistencia al corte por aplastamiento. Pernos pretensados son requeridos, pero por razones distintas que por resistencia al deslizamiento	PT	No
	Resistencia a la fuerza cortante por fricción en las superficies de contacto es requerido	SC	Si
Corte y tensión combinados	Resistencia al corte por aplastamiento. Únicamente cargas estáticas de tensión.	ST	No
	Resistencia al corte por aplastamiento. Pernos pretensados son requeridos, pero por razones distintas que por resistencia al deslizamiento	PT	No
	Resistencia a la fuerza cortante por fricción en las superficies de contacto es requerido	SC	Si
Solamente tensión	Cargas estáticas únicamente <sup>b</sup>	ST	No
	Todas las demás condiciones de cargas de tensión únicamente	PT	No

**a.** Sub tipo de junta: ST=Apriete ajustado, PT=Pre tensionado y SC=Deslizamiento crítico

**b.** El uso de pernos ASTM A490 en juntas de apriete ajustado con cargas de tensión no es permitido

Estas juntas se permiten donde no se requieran pernos pretensados o juntas de deslizamiento crítico. El comentario del RCSC (2014) indica que la resistencia última de una

conexión es independiente de la pretensión del perno y del deslizamiento.

Existen numerosos casos prácticos en las estructuras donde sí el deslizamiento ocurre, no existiría detrimento del servicio de la estructura, existen ciertos casos donde el deslizamiento de la junta es deseable, para permitir rotación o para minimizar la transmisión de momento. Para estos casos se permite el uso de juntas de apriete ajustado mientras se utilizan pernos de alta resistencia.

### **3.3.3.2. Juntas con pernos pretensados (PT).**

Para este tipo de juntas es necesario llevar los pernos a la condición de apriete ajustado, luego se eleva el esfuerzo de tensión en los pernos hasta llegar al 70% del esfuerzo mínimo de tensión. Esto se logra por medio de alguno de los métodos como: giro de un tercio de tuerca, llave calibrada, indicador de tensión directo o pernos indicadores de carga.

El RCSC indica que juntas pretensadas son requeridas únicamente en los siguientes casos:

- Juntas sujetas a inversiones significativas de carga
- Juntas que están sujetas a cargas de fatiga sin inversiones de la dirección de la carga
- Juntas con pernos ASTM A325 o F1852 que están sujetas a fatiga por tensión
- Juntas con pernos ASTM A490 que están sujetas a tensión o combinación de tensión y corte, con o sin fatiga.

### **3.3.3.3. Juntas de deslizamiento crítico (SC).**

Las juntas de deslizamiento crítico poseen las mismas características de una junta con pernos pretensados, salvo que deben ser tratadas las superficies de contacto de la conexión. El RCSC requiere este tipo de juntas en aplicaciones que involucran corte o corte y tensión combinadas como las siguientes:

- Juntas sujetas a fatiga con inversiones de la dirección de la carga
- Juntas que utilizan agujeros sobredimensionados
- Juntas que utilizan agujeros de ranura, excepto aquellas con una aplicación de la carga aproximadamente normal a la dirección de la mayor dimensión de la ranura.
- Juntas en las cuales el deslizamiento de las superficies de contacto podría causar un detrimento del desempeño de la estructura.

### 3.3.4. Tamaños y uso de las perforaciones.

Existen distintos tipos de perforaciones para la instalación de pernos, las cuales se usan de acuerdo a la junta que se esté trabajando. Los agujeros estándar (STD), figura 23(a), se caracterizan por tener un diámetro  $1/16''$  mayor que el diámetro nominal, lo que permite cierta holgura que facilita la instalación y el montaje.

Los agujeros estándar se pueden utilizar para todas las aplicaciones en conexiones atornilladas, “sin embargo, es posible que en algunas condiciones existentes en el montaje en campo de uniones, y en particular de las grandes, se requiera de un ajuste mayor que aquel que la holgura estándar pueda proporcionar” (Vinnakota, 2006, p.185).

Las perforaciones sobremedidas (OVS), figura 23 (b), son  $3/16''$  mayor que el diámetro nominal. Se permite el uso de perforaciones sobremedidas en una o en todas las piezas de conexiones de deslizamiento crítico, previa aprobación del ingeniero estructural responsable del proyecto, sin embargo estos agujeros no deben usarse en conexiones tipo aplastamiento.

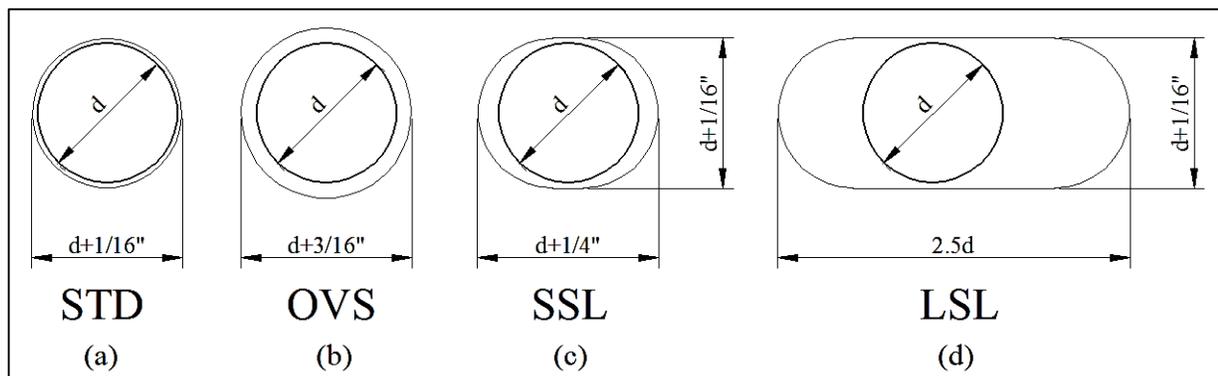


Figura 23. Tipos de agujeros para la instalación de pernos. Fuente: Vinnakota, 2006

Las perforaciones de ranura corta (SSL), figura 23(c), tienen un ancho  $1/16''$  mayor que el diámetro nominal, el largo de la ranura se indica en la tabla 12.

Se permite el uso de perforaciones de ranura corta en una o en todas las piezas de conexiones de deslizamiento crítico, sin importar la dirección de la carga, en conexiones tipo aplastamiento su longitud debe ser en la dirección normal a la carga (AISC 2016a).

Las perforaciones de ranura larga (LSL), figura 23(d), tienen un ancho  $1/16''$  mayor que el diámetro nominal, el largo de la ranura se indica en la tabla 12, Se permite el uso de perforaciones de ranura larga en solo en una de las partes conectadas, en conexiones de

deslizamiento crítico, pueden ser usadas sin importar la dirección de la carga. En conexiones tipo aplastamiento su longitud debe estar en la dirección normal a la carga (AISC 2016a).

Tabla 12. Dimensiones de agujeros según tipo de perforación. Fuente: AISC 360-16.

Diámetro del perno	Estándar STD (diámetro)	Sobre medidas OVS (diámetro)	Ranura corta SSL (ancho x largo)	Ranura larga LSL (ancho x largo)
1/2	9/16	5/8	9/16 x 11/16	9/16 x 1-1/4
5/8	11/16	13/16	11/16 x 7/8	11/16 x 1-9/16
3/4	13/16	15/16	13/16 x 1	13/16 x 1-7/8
7/8	15/16	1-1/16	15/16 x 1.1/8	15/16 x 2-3/16
1	1 1/16	1-1/4	1-1/16 x 1-5/16	1-1/16 x 2-1/2
> 1 1/8	d + 1/16	d + 5/16	(d + 1/16) x (d + 3/8)	(d + 1/16) x (2.5*d)

#### 3.3.4.1. Espaciamiento mínimo.

La distancia entre centros de perforaciones estándar, sobremedidas, o ranuradas, no debe ser menor que 2 2/3 veces el diámetro nominal, d, del conector; se prefiere una distancia de 3d (AISC, 2016a).

#### 3.3.4.2. Distancia mínima al borde.

La distancia desde el centro de una perforación estándar hasta el borde de una parte conectada en cualquier dirección no debe ser menor que el valor aplicable de la tabla 13.

Estas distancias deben de conservarse para evitar fallas por desgarramiento. Para calcular la distancia desde el centro de una perforación en un agujero sobredimensionado o ranurado hasta el borde de una parte conectada se debe consultar la tabla J3.5 de la especificación ANSI/AISC 360-16.

#### 3.3.4.3. Distancia máxima entre pernos.

De acuerdo con la especificación AISC 360, la distancia máxima desde el centro de cualquier perno hasta el borde más cercano de las partes en contacto debe ser 12 veces el espesor de la parte bajo consideración pero no más de 6". La razón principal de este requerimiento es para evitar la formación de espacios entre las partes conectadas en donde el agua se pueda acumular provocando corrosión.

Tabla 13, *Distancia mínima al borde en pulgadas*. Fuente: AISC 360-16.

Diámetro del perno	Distancia mínima al borde
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1-1/8
1	1-1/4
1 1/8	1-1/2
1-1/4	1-5/8
Sobre 1-1/4	1 1/4 x d

### 3.4. Requisitos de las conexiones de acuerdo al sistema estructural

Los requerimientos para aplicaciones sísmicas indican que todas las juntas atornilladas, deben realizarse con pernos pretensados de alta resistencia. Las soldaduras deben ser diseñadas como lo indica el capítulo “J” de la especificación AISC 360-16 y todo metal de aporte de la soldadura debe ser suministrado de acuerdo al AWS D1.8/D1.8M. Los requerimientos específicos para cada sistema se indican a continuación.

#### 3.4.1. Requisitos de las conexiones en marcos ordinarios resistentes a momento.

##### 3.4.1.1. Soldaduras críticas.

La soldadura que une alas de vigas con alas de columnas, demanda soldaduras críticas, de junta de penetración complete de ranura y debe cumplir los requerimientos de las secciones A3.4b de AISC 341-16.

##### 3.4.1.2. Requerimientos de las conexiones de momento totalmente restringidas (FR) en marcos ordinarios.

Cuando las conexiones FR forman parte de un sistema resistente a cargas laterales en marcos ordinarios, deben cumplir con uno de los siguientes requerimientos:

- Determinar la resistencia requerida a flexión como  $1.1R_yM_p$  y la resistencia requerida a cortante,  $V_u$ , en base a las combinaciones de carga que incluyan la amplificación de la carga sísmica. En la determinación de la carga sísmica amplificada el efecto de las fuerzas horizontales incluyendo la sobrerresistencia,  $E_{mh}$ , debe ser tomado como:

$$E_{mh} = 2(1.1R_y M_p) / L_{cf} \quad \text{Ec.23. (3,1-34)}$$

- Diseñar las conexiones FR para una resistencia requerida a flexión y un corte requerido igual al máximo momento y su correspondiente corte que puede ser transferido por la conexión al sistema, incluyendo los efectos de sobrerresistencia del material y el endurecimiento por deformación..
- Diseñar la conexión de acuerdo a los requerimientos de marcos intermedios o especiales de AISC 341-16.

Para las primeras dos opciones es necesario proveer de placas de continuidad o atiesadores como lo requiere la sección J10.1 y J10.2 y J10.3 de la especificación AISC 360-16. El momento de torsión usado para verificar las placas de continuidad debe ser el mismo momento de torsión usado para diseñar la conexión viga-columna  $1.1R_y M_p$  o el máximo momento que puede ser transferido por la conexión al sistema.

No se debe olvidar las limitaciones del sistema de marcos ordinarios que establecen las normas de diseño estructural de edificaciones en Guatemala.

### ***3.4.1.3. Requerimientos de las conexiones de momento parcialmente restringidas (PR) en marcos ordinarios.***

Conexiones tipo PR se permiten si se cumplen los siguientes requerimientos:

- Las conexiones deberán ser diseñadas para el máximo momento y corte de las combinaciones de carga aplicables
- La rigidez, resistencia y capacidad de deformación de conexiones PR deberá ser considerada en el diseño, incluyendo su efecto en el análisis de la estabilidad global del marco.
- La resistencia nominal a flexión de la conexión,  $M_{n,PR}$  no debe ser menor que 50% de  $M_p$ , la resistencia nominal a flexión, de la viga conectada, a excepción de estructuras de un solo piso, donde  $M_{n,PR}$  no deberá ser menor que el 50% del  $M_p$  de la columna conectada.
- $V_u$ , debe ser determinado en base a las combinaciones de carga que incluyan la amplificación de la carga sísmica.  $E_{mh}$ , debe ser tomado como:

$$E_{mh} = 2(1.1R_y M_{n,PR}) / L_{cf} \quad \text{Ec.24. (3,1-36)}$$

### **3.4.2. Requisitos de las conexiones en marcos intermedios resistentes a momento.**

#### **3.4.2.1. Soldaduras de demanda crítica.**

Las siguientes soldaduras son de demanda crítica y deben diseñarse como tales: las soldaduras de ranura en el caso de pilares, la soldadura en las conexiones de placa de columna a la base y las soldaduras de ranura de penetración completa en la unión de alas y alma de la viga a las columnas, a menos que el AISC 358 indique otra cosa, o haya sido determinado de otro modo en una precalificación de conexión de acuerdo con la Sección K1, o K2 de AISC 341.

#### **3.4.2.2. Demostración de cumplimiento.**

Para que las conexiones usadas en el sistema resistente a fuerzas sísmicas [SFRS] desarrollen los requerimientos esperados, rotación de 0.02 rad y capacidad de flexión de  $0.8M_p$ , como se indica en la sección 2.3.2.3.2 se debe utilizar uno de los siguientes medios:

- Utilizar una conexión para IMF diseñada de acuerdo con ANSI/AISC 358
- Uso de una conexión precalificada para IMF de acuerdo con la sección K1 de AISC 341 o proveer de resultados de calificación cíclicos de acuerdo con la sección K2 de AISC 341.

#### **3.4.2.3. Resistencia requerida a cortante.**

La resistencia requerida de la conexión debe ser determinada en base a las combinaciones de carga aplicables  $V_u$ , debe ser determinado en base a las combinaciones de carga que incluyan la amplificación de la carga sísmica.  $E_{mh}$ , debe ser tomado como:

$$E_{mh} = 2(1.1R_y M_p) / L_{cf} \quad \text{Ec.23.}$$

En lugar de la ecuación anterior, el corte requerido de la conexión puede ser determinado según se especifique en ANSI/AISC 358, o como se determine en la precalificación de la conexión.

#### **3.4.2.4. Zona panel.**

No existen requerimientos para la zona panel aparte de los indicados para todas las estructuras en la sección J10.6 de la especificación AISC 360.

#### **3.4.2.5. Placas de continuidad.**

Las placas de continuidad deben ser provistas de igual manera que en un marco especial.

### **3.4.3. Requisitos de las conexiones en marcos especiales resistentes a momento.**

#### **3.4.3.1. Demostración de cumplimiento.**

Para que las conexiones usadas en el sistema resistente a fuerzas sísmicas [SFRS] desarrollen los requerimientos esperados, rotación de 0.02 rad y capacidad de flexión de  $0.8M_p$ , como se indica en la sección 1.3.2.3.2 se debe utilizar uno de los siguientes medios:

- Utilizar una conexión para SMF diseñada de acuerdo con ANSI/AISC 358
- Uso de una conexión precalificada para SMF de acuerdo con la sección K1 de AISC 341 o proveer de resultados de calificación cíclicos de acuerdo con la sección K2.de AISC 341

#### **3.4.3.2. Resistencia requerida a cortante de la conexión.**

La resistencia requerida a corte de la conexión se debe determinar con base en las combinaciones de carga del código de construcción aplicable, que incluye la carga sísmica amplificada. En la determinación de la carga sísmica amplificada el efecto de las fuerzas horizontales incluyendo la sobrerresistencia,  $E_{mh}$ , deberá ser tomado como:

$$E_{mh} = 2(1.1R_y M_p) / L_{cf} \quad \text{Ec.23.}$$

En lugar de la ecuación anterior, el corte requerido de la conexión puede ser determinado según se especifique en ANSI/AISC 358, o como se determine en la precalificación de la conexión.

#### **3.4.3.3. Zona panel.**

La zona panel de las conexiones se define geoméricamente, como la región comprendida entre las alas de vigas y columnas, figura 24. “Este panel es un componente de los pórticos no arriostrados, que se caracteriza por su flexibilidad y por estar sometido a elevadas solicitaciones que puede ocasionar deformaciones excesivas” (Crisafulli, 2014, p.71), por lo cual se debe diseñar y detallar adecuadamente.

Para satisfacer los requerimientos sísmicos del sistema, las especificaciones de AISC 341 requieren de la verificación de la resistencia de la zona panel, para esto es necesario hallar los esfuerzos internos del panel nodal, estos se pueden determinar mediante el diagrama de cuerpo libre de la figura 25(a), donde se observan los esfuerzos de corte, axiales y momentos en las

caras del panel (Crissafulli, 2014).

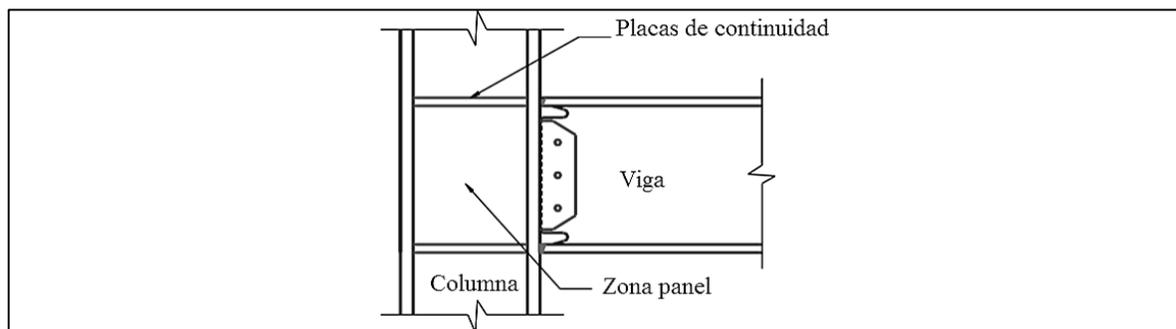


Figura 24. Zona panel de las conexiones viga-columna. Fuente: Crissafulli, 2014.

A partir de consideraciones de equilibrio entre las fuerzas indicadas en el diagrama de cuerpo libre se puede determinar la resistencia requerida a corte en el panel nodal (Naeim, 2001):

$$V_P = \frac{M_1}{(d_{b1} - t_{bf1})} + \frac{M_2}{(d_{b2} - t_{bf2})} - V_c \quad \text{Ec.25. (17,72)}$$

Donde  $V_c$  es el esfuerzo de corte en la columna ubicada por encima del nudo,  $d_{b1}$  y  $d_{b2}$  el peralte total de las vigas que llegan al nudo y  $M_1$  y  $M_2$  los momentos flectores en los extremos de dichas vigas

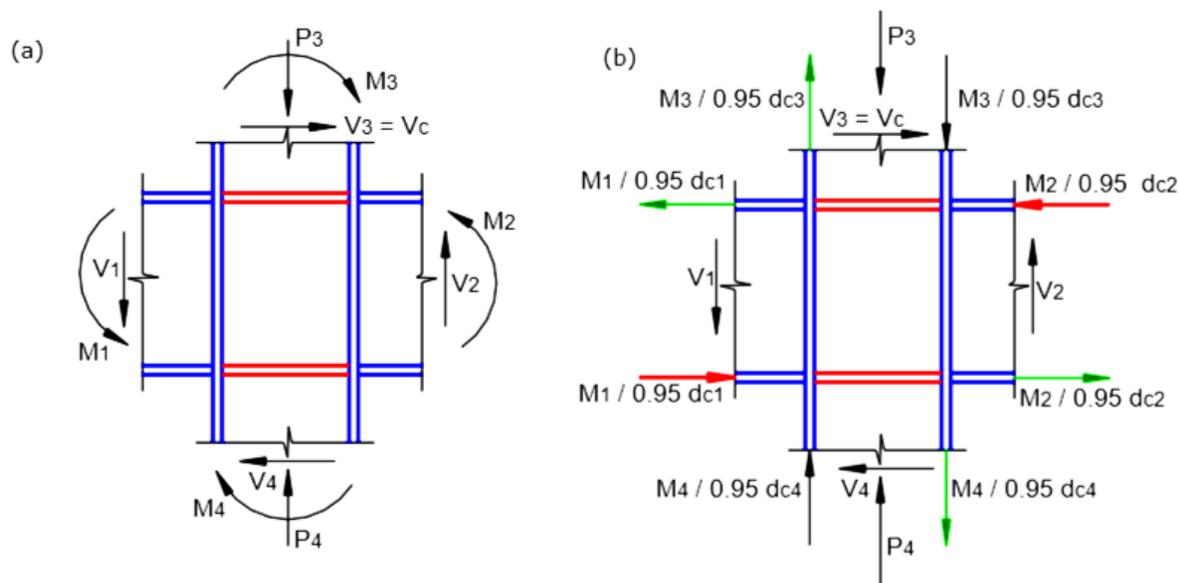


Figura 25. Zona panel de las conexiones viga-columna. Fuente: Crissafulli, 2014.

De acuerdo con Crissafulli (2014) desde el punto de vista práctico, la ecuación 24 puede simplificarse ignorando el corte  $V_c$  debido a que disminuye la fuerza requerida en el panel y es despreciable frente a los otros términos, en el caso en que ambas vigas son iguales puede

determinarse como:

$$V_P \approx \frac{\Sigma M}{(d_b - t_{bf})} \quad \text{Ec.26. (17,73)}$$

#### 3.4.3.3.1. Resistencia requerida a cortante

La resistencia requerida a cortante en la zona panel debe ser determinada de la sumatoria de los momentos en las caras de las columnas, proyectando los momentos esperados en los puntos de articulación plástica al rostro de la columna. La resistencia de diseño a cortante debe ser  $\Phi_v R_n$ . Donde  $\Phi_v = 1$  y la resistencia nominal al corte,  $R_n$ , de acuerdo con el estado límite de fluencia en corte es determinado de la siguiente manera:

- Cuando no se considera en el análisis el efecto de la deformación de la zona panel en la estabilidad del marco:

Para  $\alpha P_r \leq 0.4 P_y$

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \quad \text{Ec.27. (5,1-146)}$$

Para  $\alpha P_r > 0.4 P_y$

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w (1.4 - \alpha P_r / P_y) \quad \text{Ec.28. (5,1-146)}$$

- Cuando se considera en el análisis la estabilidad del marco, incluyendo el efecto de la deformación plástica de la zona panel:

Para  $\alpha P_r \leq 0.75 P_y$  Ec.29. (5,1-146)

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w [1 + (3 b_{cf} (t_{cf})^2) / (d_b d_c t_w)]$$

Para  $\alpha P_r > 0.75 P_y$  Ec.30. (5,1-146)

$$R_n = 0.6 F_y d_c t_w \left[ 1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_c d_b t_w} \right] \left[ 1.9 - \left( \frac{1.2 \alpha P_r}{P_y} \right) \right]$$

Sí se usa una conexión precalificada, el espesor de la zona panel debe ser determinado con el método usado en el proporcionamiento de la zona panel del ensayo o según indique el diseño de la conexión precalificada

#### 3.4.3.3.2. Espesor de la zona panel.

Para evitar pandeo local, el espesor individual,  $t$ , del alma de la columna y las placas de refuerzo, si son usadas, debe cumplir con la siguiente ecuación:

$$t \geq (d_z + w_z)/90 \quad \text{Ec.31. (3,1-46)}$$

Alternativamente, cuando para prevenir el pandeo local se pueden usar soldaduras de tapón para unir las placas de refuerzo al alma de la columna, y dichas soldaduras son colocadas dividiendo la placa conforme al ancho indicado en la ecuación 27, se podrá considerar el nuevo espesor total de la zona panel para verificar la ecuación 27.

#### 3.4.3.3.3. *Placas de refuerzo de la zona panel.*

Las placas de refuerzo deben ser colocadas unidas directamente al alma de la columna, cuando el alma de la columna no cumple con la ecuación 30, en el resto de casos, se permite colocar las placas de refuerzo directamente al alma de la columna o a cierta distancia del alma.

Cuando las placas de refuerzo están en contacto con el alma de la columna, estas pueden ser soldadas a las alas de la columna por medio de penetración completa o con soldadura de filete, sí las placas de refuerzo se colocan separadas del alma de la columna, deben ser colocadas usando soldadura de penetración completa, y simétricamente en pares, localizadas entre  $\frac{1}{2}$  y  $\frac{2}{3}$  de la distancia el borde de las alas y el eje de la columna

Cada placa de refuerzo debe ser soldada a las placas de continuidad, si no hay placas de continuidad las placas de refuerzo se deben extender 6" por encima y debajo del límite geométrico de la zona panel.

#### 3.4.3.4. *Placas de continuidad.*

Proveer de continuidad a las alas de las vigas por medio de placas de continuidad, figura 24, es útil por múltiples propósitos en las conexiones de momento. Ellas ayudan a distribuir las fuerzas de las alas de la viga al alma de la columna, rigidizan el alma de la columna para evitar fallas locales bajo cargas concentradas en las alas de la viga y minimizan las concentraciones de esfuerzo que puedan ocurrir en la junta entre las alas de la viga y columna. (AISC 341, 2016)

Se debe proveer placas de continuidad en todos los casos, exceptuando aquellos que cumplan con las siguientes condiciones:

- Cuando así se halla determinado durante el proceso de precalificación de una determinada conexión.
- Cuando la viga se suelda al ala de una columna, formada por un perfil I de alas anchas o un perfil armado, con un espesor,  $t_{cf}$ , que cumple con las siguientes condiciones:

$$t_{lim} = 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}} \quad \text{Ec.32. (3,1-49)}$$

$$t_{lim} = \frac{b_{bf}}{6} \quad \text{Ec.33. (3,1-49)}$$

- Cuando la viga se suelda al ala de una columna, formada por un perfil I de sección cajón, cuyo espesor,  $t_{cf}$ , satisface las ecuaciones siguientes:

$$t_{lim} = 0.4 \sqrt{\left[1 - \frac{b_{bf}}{b_{cf}^2} \left(b_{cf} - \frac{b_{bf}}{4}\right)\right] * 1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{R_{yb} F_{yb}}{R_{yc} F_{yc}}} \quad \text{Ec.34. (3,1-49)}$$

$$t_{lim} = \frac{b_{bf}}{12} \quad \text{Ec.35. (3,1-49)}$$

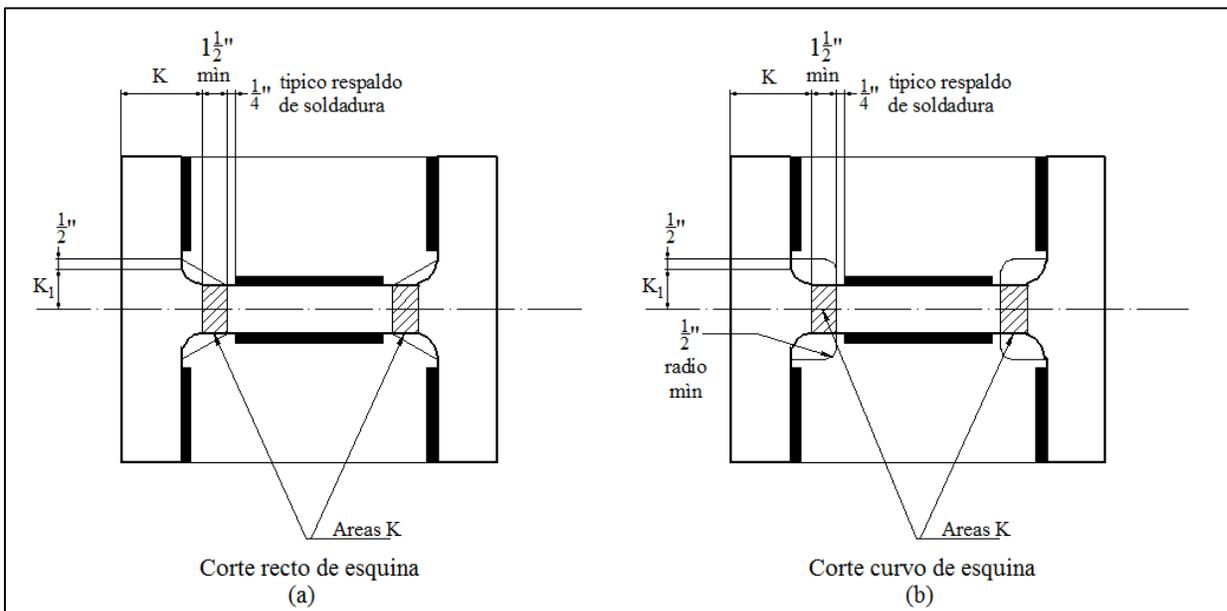


Figura 26. Bordos de placas de continuidad. Fuente: AISC 341-16

Las longitudes aceptables para la soldadura de placas de continuidad al alma y alas de perfiles rolados se detallan en la figura 26, los bordes esquinados o redondeados son necesarios para evitar concentraciones de esfuerzos en las áreas k.

Cuando se requieren placas de continuidad para una columna con un solo lado con conexiones rígidas, el espesor de la placa deberá ser al menos un medio del espesor de las alas de la viga, cuando la columna tenga conexiones en ambos lados (nodos interiores), el espesor de la placa de continuidad debe ser por lo menos, igual al espesor de las alas de las vigas en ambos lados de la columna, también se debe de considerar los requerimientos de la sección J10 de la especificación AISC 360-16.

### 3.5. Precalificación de conexiones viga-columna

Antes del terremoto de Northridge en 1994 en EE.UU. las provisiones sísmicas permitían el uso de una conexión con un detallado sencillo, la cual consistía una placa simple de corte, atornillada al alma de la viga y soldadura de ranura de penetración completa en las alas de la viga, figura 9. El diseño de esta conexión asumía que la placa pernada del alma podría transferir el 100% del corte de la viga a la columna, más no la flexión, y que la soldadura de las juntas podría transferir el 100% del momento plástico esperado de las vigas.

Sin embargo, poco después del terremoto de Northridge se descubrió que muchas de las conexiones mencionadas habían experimentado fallas frágiles ante niveles relativamente bajos de carga sísmica. Estas fracturas se ubicaban cerca de las soldaduras de penetración completa en el ala inferior de las vigas, algunas fallas atravesaban todo el ala inferior de las vigas, fracturas que se extendían a las alas de la columna y otras que se extendían hasta el alma de la columna (Hamburger, 2009).

El descubrimiento de estas fallas en numerosos edificios causó una gran consternación entre ingenieros y autoridades de la construcción. Poco después se adoptó un cambio de emergencia que removió la conexión de los códigos y en su lugar se requirió a los ingenieros demostrar, por medio de un programa de ensayos de calificación, que las conexiones usadas en una estructura eran capaces de tener un adecuado desempeño cíclico inelástico. Este requerimiento de desempeño imponía esencialmente la necesidad de realizar ensayos de laboratorio a escala real de las conexiones para cada proyecto, lo que suponía realizar un esfuerzo con un alto costo económico (Hamburger, 2009).

En el año 2000 tiene lugar la publicación de los resultados de las investigaciones realizadas por el “*SAC Joint Venture*”, una coalición de universidades, asociaciones profesionales y grupos de la industria del acero, bajo el respaldo de la Agencia federal de control de emergencias de los Estados Unidos, FEMA, con el objetivo de brindar recomendaciones con respecto al diseño y construcción de marcos resistentes a momento, para reducir la posibilidad de daño en futuros eventos sísmicos.

Siguiendo las recomendaciones de FEMA, el AISC requirió que las conexiones de momento utilizadas en marcos especiales o intermedios, demostraran por ensayo su capacidad de proveer la ductilidad necesaria, actualmente se permiten dos maneras de demostrarlo:

- Realizando ensayos específicos para el proyecto con un número limitado de especímenes de escala real, que sean representativos de las conexiones que se usaran en la estructura, las cuales deben ser ensayadas bajo un protocolo de carga descrito en el capítulo K del AISC 341-16
- Debido a que los ensayos para cada proyecto tienen un alto costo económico y de tiempo, se brinda la alternativa de usar conexiones que hayan pasado previamente por un proceso riguroso de ensayo, evaluación analítica y revisión por un panel independiente de expertos, el cual las precalifica para su uso bajo las limitaciones dentro de las cuales fueron concebidas.

La opción de usar conexiones precalificadas no altera el punto de vista principal de que el desempeño de las conexiones viga-columna debe ser confirmado mediante ensayos.

### **3.5.1. Conexiones precalificadas para marcos especiales e intermedios para aplicaciones sísmicas.**

Una conexión precalificada es una conexión que ha sido sometida a suficientes ensayos, análisis, evaluación y revisión, de tal forma que exista un alto nivel de confianza de que la conexión cumple con los requisitos para proveer un adecuado comportamiento de acuerdo con lo requerido por los marcos especiales o intermedios.

La precalificación debe basarse inicialmente en pruebas de laboratorio, pero con soporte de estudios analíticos del comportamiento de la conexión y por el desarrollo de criterios y procedimientos detallados de diseño. El comportamiento y desempeño esperado de una conexión precalificada deberá ser bien entendido y predecible (AISC, 2016c).

AISC 358-16 provee información sobre distintos tipos de conexiones precalificadas para marcos especiales e intermedios, el uso de estas conexiones es permitido en cumplimiento con los requerimientos de diseño sísmico, estas han demostrado tener un satisfactorio desempeño si son diseñadas y construidas de acuerdo a los especificado en dicha norma.

La tabla 14 lista las conexiones precalificadas proporcionadas por AISC 358-16.

Tabla 14. *Listado de conexiones precalificadas.* Fuente; AISC 358-16.

<b>Conexiones de momento precalificadas</b>	
<b>Tipo de conexión</b>	<b>Sistemas</b>
Viga de sección reducida (RBS)	SMF, IMF
Conexión emperrada con placa de extremo no atiesada (BUEEP)	SMF, IMF
Conexión emperrada con placa de extremo atiesada (BSEEP)	SMF, IMF
Placa de ala emperrada (BFP)	SMF, IMF
Alas soldadas no reforzadas-alma soldada (WUF-W)	SMF, IMF
Kaiser con soportes emperrados (KBB)	SMF, IMF
Conexión de momento ConXtech ConXL (ConXL)	SMF, IMF
Conexión de momento de placa de lado (SidePlate)	SMF, IMF
Conexión de momento Simpson Strong-Tie	SMF, IMF
Conexión de momento de doble tee.	SMF, IMF

### **3.5.1.1. Conexión precalificada de placa de ala emperrada (BFP).**

La conexión de momento de placa de ala emperrada es la conexión que se analizara durante el presente estudio. De acuerdo con Zambrano (2008) esta conexión brinda la ventaja de permitir que las soldaduras sean ejecutadas en taller, con condiciones adecuadas de limpieza y temperatura, donde se puede llevar a cabo un proceso adecuado de control de calidad, asegurando un adecuado desempeño de la conexión ante cargas cíclicas debidas a los sismos. Además de permitir llevar a cabo en campo el montaje con el uso de pernos, lo cual requiere de mano de obra menos especializada.

La conexión está formada por placas soldadas en las alas de la columna, estas placas son idénticas en la parte superior e inferior y se conectan por medio de pernos a las alas de la viga, figura 27.

Las placas son soldadas a las alas de la columna usando soldadura de penetración completa, los pernos deben ser de alta resistencia. El alma de la viga se conecta al ala de la columna usando una placa de corte emperrada con agujeros de ranura corta SSL.

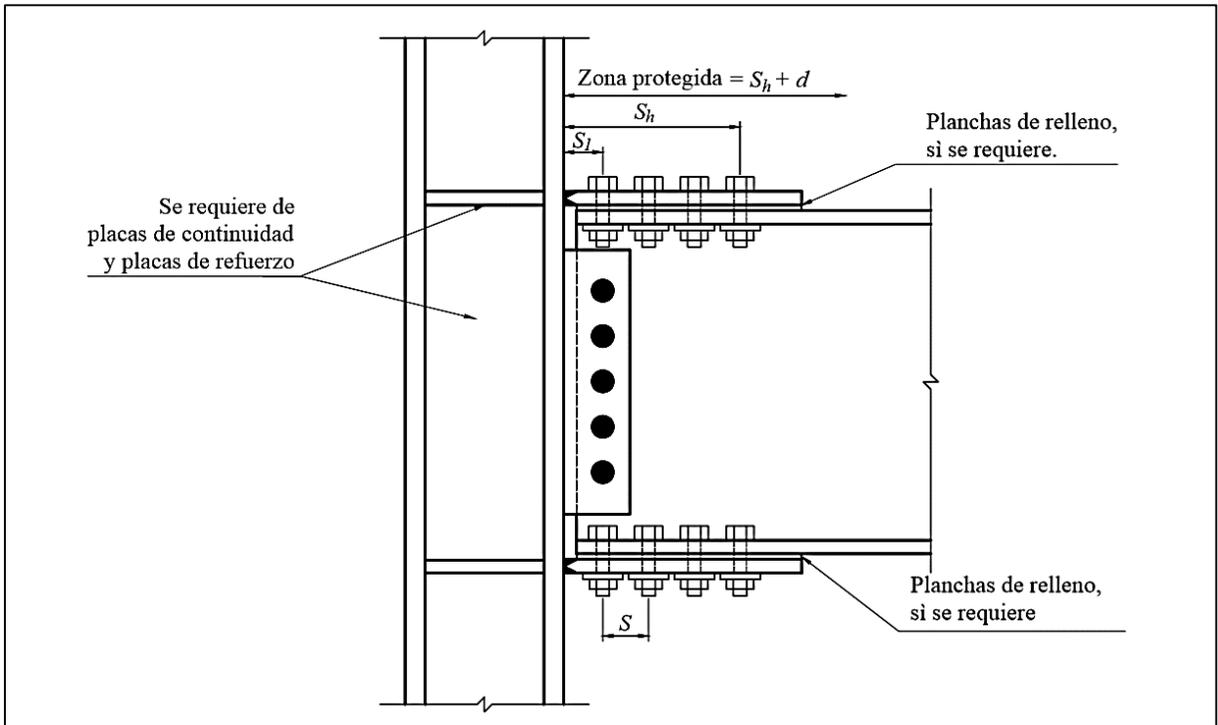


Figura 27. Conexión de momento de placa de ala empernada (BFP). Fuente: AISC 358-16.

El diseño de la conexión BFP se basa en un comportamiento dúctil, por ende, se privilegia los modos de falla que exhiben una mayor disipación de energía. La filosofía del diseño es proveer a todos los elementos que conforman esta conexión con la resistencia suficiente para evitar las fallas de tipo frágil que tienen como consecuencia una pobre respuesta inelástica de la estructura frente a sismos considerados como severos. Investigaciones y ensayos (FEMA-350, 2000) de este tipo de conexión han demostrado que la mayor ductilidad se observa cuando ocurre una fluencia balanceada entre: la viga, las placas de refuerzo y la zona panel. (Zambrano Leiva, 2008, p.94)

Esta conexión se puede utilizar en sistemas de marcos especiales SMF y marcos intermedios IMF, con las limitaciones propias de la conexión.

#### 3.5.1.1.1. Procedimiento de diseño:

El AISC 358-16 indica la metodología para el diseño de esta conexión, la cual se describe a continuación:

- **Paso 1:**

Calcular el máximo momento probable en la rótula plástica,  $M_{pr}$ , de la siguiente

manera:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y F_y Z_e \quad \text{Ec.36. (4,7)}$$

Donde  $C_{pr}$ , es un factor que toma en cuenta las alteraciones de la resistencia del acero y se calcula así:

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} \leq 1.2 \quad \text{Ec.37. (4,8)}$$

- Paso 2:

Calcular el máximo diámetro a usar en los pernos, para prevenir la falla por tensión en las alas de la viga. Para agujeros estándar con dos pernos por hilera:

$$D_{bf} = \frac{b_{bf}}{2} \left( 1 - \frac{R_y F_y}{R_t F_u} \right) - \frac{1}{8} \text{ in} \quad (4,42)$$

- Paso 3:

Asumir un espesor de placa,  $t_{fp}$ . Estimar el ancho de la placa  $b_{fp}$ , considerando el diámetro del perno y los requisitos de distancias al borde, así como el ancho de la viga. Determinar el corte que controla la resistencia nominal por perno, considerando el tipo de junta que está siendo utilizada.

$$r_n = \text{mín.} \begin{cases} 1.0 F_{nv} * A_h \\ 2.4 F_{ub} * D_{bf} * t_{bf} \\ 2.4 F_{up} * D_{bf} * t_{fp} \end{cases} \quad (4,42)$$

- Paso 4:

Seleccionar un número de pernos, para verificar más adelante.

- Paso 5:

Determinar la ubicación de las rótulas plásticas,  $S_h$ , medidas desde la cara de la columna:

$$S_h = S_{1f} + S_{2f} \left( \frac{N_{bf}}{2} - 1 \right) \quad \text{Ec.38. (4,43)}$$

- Paso 6:

Calcular la fuerza cortante en la ubicación de las rótulas plásticas en cada extremo de

la viga.

La fuerza cortante,  $V_h$ , debe ser determinada de un diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga entre las rótulas plásticas. Este cálculo debe asumir que el momento en la articulación plástica es  $M_{pr}$  y debe incluir las cargas gravitacionales actuando en la viga.

- Paso 7:

Calcular el momento esperado en el rostro de las alas de la columna:

$$M_f = M_{pr} + V_h S_h \quad \text{Ec.39. (4,44)}$$

Donde  $V_h$ , es el mayor de los dos valores de la fuerza cortante en las rótulas plásticas de cada extremo de la viga.

- Paso 8:

Calcular  $F_{pr}$ , la fuerza en la placa de ala debido a  $M_p$ .

$$F_{pr} = \frac{M_f}{(d_b + t_{fp})} \quad \text{Ec.40. (4,44)}$$

- Paso 9:

Confirmar que el número de pernos escogido en el paso 4 es adecuado:

$$N_{bf} \geq \frac{F_{pr}}{\phi_n r_n} \quad \text{Ec.41. (4,44)}$$

- Paso 10:

Chequear que el espesor de la placa de ala asumido en el paso 3 es el adecuado:

$$t_{fp} \geq \frac{F_{pr}}{\phi_d F_y b_{fp}} \quad \text{Ec.42. (4,44)}$$

- Paso 11:

Chequear la placa de ala, por tensión de ruptura:

$$F_{pr} \geq \phi_n R_n \quad \text{Ec.43. (4,44)}$$

Donde  $R_n$ . se define según AISC 360-16, capítulo J.

- Paso 12:

Chequear el ala de la viga, por bloque de cortante:

$$F_{pr} \geq \phi_n R_n \quad \text{Ec.44.}$$

Donde  $R_n$ . se define según AISC 360-16, capítulo J.

- Paso 13:

Chequear la placa de ala, por pandeo por compresión:

$$F_{pr} \geq \phi_n R_n \quad \text{Ec.44.}$$

Donde  $R_n$ . se define según AISC 360-16, capítulo J.

- Paso 14:

Determinar la resistencia requerida a cortante,  $V_u$ , de la viga y de la conexión del alma de la viga-ala de columna:

$$V_u = \frac{2M_{pr}}{L_h} + V_{gravitacional} \quad \text{Ec.44. (4,45)}$$

- Paso 15:

Diseñar la placa simple de corte de la conexión para el corte requerido,  $V_u$ , calculado en el paso 14 y localizado en el rostro de la columna, de acuerdo a los requerimientos de AISC 360-16.

- Paso 16:

Revisar los requisitos de placas de continuidad y proveerlas según lo requiera el sistema estructural.

- Paso 17:

Revisar los requerimientos para la zona panel, y proveer de placas de refuerzo según lo requiera el sistema estructural.

## Capítulo IV

### **Metodología adoptada para el análisis de la influencia de los asentamientos diferenciales en las conexiones de acero de placa de ala apernada**

Para evaluar la influencia que un asentamiento diferencial tiene sobre una conexión de acero, es necesario desarrollar inicialmente un conjunto de pórticos para los cuales se diseñarán las conexiones, y en los cuales se modelará el asentamiento. El conjunto de pórticos a diseñar, debe ser tal que permita obtener resultados representativos del comportamiento del sistema estructural analizado.

Asimismo las conexiones que se diseñan para los pórticos deben cumplir con los requerimientos vigentes de diseño. Finalmente el asentamiento se debe modelar en los pórticos de acero y verificar el comportamiento de las conexiones diseñadas ante las variaciones de esfuerzos que este provoque. A continuación se desarrolla con amplitud cada paso de la metodología adoptada.

#### **4.1. Definición de las características estructurales de los marcos de acero a analizar**

Para desarrollar un conjunto limitado de modelos que permitieran obtener resultados representativos de la influencia de los asentamientos diferenciales en las conexiones BFP, se ha empleado la metodología descrita en capítulo IV del documento “*Quantification of Building Seismic Performance Factors, FEMA P695*”

Como parte del proceso se introducirá el concepto de: “arquetipo”: un arquetipo es una representación prototípica de un sistema resistente a fuerzas sísmicas, que pretende reflejar la gama de parámetros de diseño y atributos del sistema que se consideran representaciones razonables de un diseño espacial factible y que tienen un impacto medible en la respuesta del sistema. Se utilizan para salvar la brecha entre el comportamiento de un solo edificio específico y las predicciones generalizadas de comportamiento necesarias para determinar el desempeño de un conjunto más amplio de determinada clase de edificios (FEMA, 2009).

##### **4.1.1. Desarrollo de arquetipos del sistema estructural.**

De forma general se puede describir esta parte de la metodología de la manera siguiente: inicialmente se desarrolla un conjunto de configuraciones de edificios tomando en cuenta los aspectos más relevantes de la configuración estructural que influyen en su comportamiento, a

este conjunto se denomina “índice de configuraciones arquetípicas”.

El índice de configuraciones arquetípicas se sitúa dentro del rango general de configuraciones permitidas, parámetros de diseño y otras propiedades que definen los límites de aplicación del sistema estructural; a este rango se denomina “espacio de diseño de los arquetipos”. Este espacio de diseño posteriormente se divide en grupos que comparten características comunes o de comportamiento llamados “grupos de desempeño”. Finalmente se llevan a cabo los diseños estructurales específicos para cada configuración, basados en los criterios especificados de diseño, y estos diseños formarán la base para el análisis de interés, que en este caso son los asentamientos diferenciales (FEMA, 2009). Este proceso se esboza en la Figura 28.

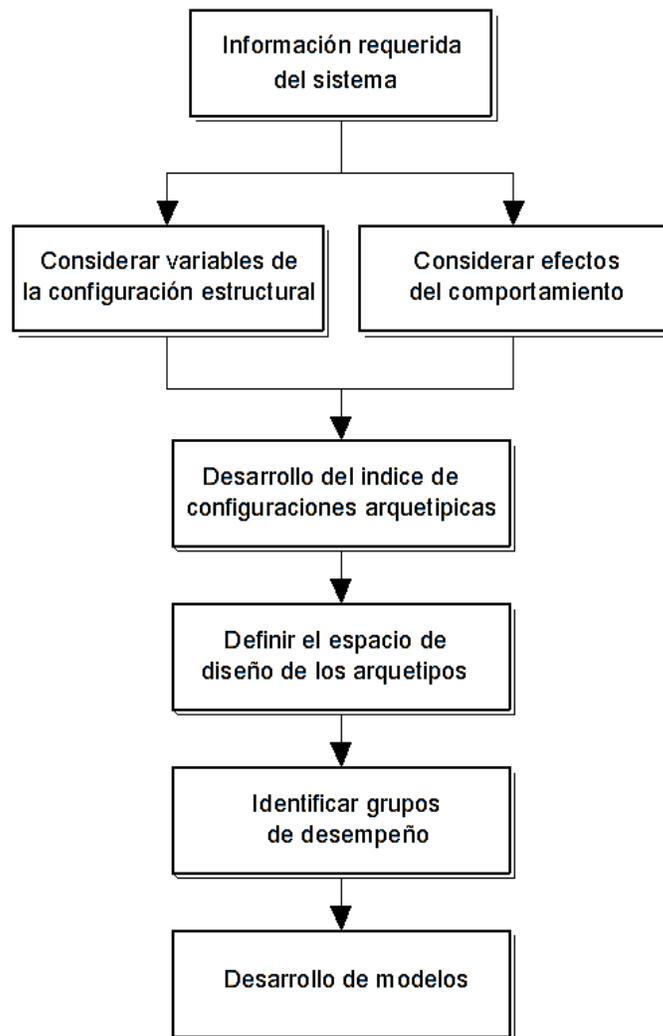


Figura 28. Metodología para el desarrollo de modelos para el análisis de un sistema estructural, Fuente: FEMA P695.

#### **4.1.2. Índice de configuraciones arquétipicas.**

Se denomina así al conjunto de configuraciones de un edificio, en donde se varían características clave de estructuración y comportamiento, el índice de configuraciones arquétipicas debe tener un alcance lo suficientemente amplio como para captar la gama de situaciones que son viables bajo los requisitos de diseño, pero suficientemente limitado para ser práctico de evaluar (FEMA, 2009).

##### ***4.1.2.1. Variables de la configuración y comportamiento estructural.***

Dentro de los aspectos que se deben incluir en el análisis de la configuración estructural se encuentra la influencia del uso y ocupación, el tipo de estructuración y variación geométrica, y la intensidad de las cargas gravitacionales y laterales. Los siguientes aspectos se utilizan como guía para establecer el índice de configuraciones arquétipicas.

La ocupación y el uso al que se destina un edificio pueden influir en el sistema de estructuración, en el diseño y su configuración en planta y elevación, pues las alturas de piso y las cargas vivas en ocupaciones residenciales suelen ser bastante diferentes de las ocupaciones de oficina o centro comercial. Del mismo modo, los marcos de momento de acero y el marco de gravedad asociado utilizado para las ocupaciones industriales pueden ser diferentes de los utilizados para oficinas o edificios institucionales estas variaciones pueden afectar el periodo de vibración y la localización de deformaciones inelásticas (FEMA, 2009).

La medida en que los tipos de componentes estructurales pueden variar dentro de un sistema también debe reflejarse en el índice de configuraciones arquétipicas. Se deben incluir el o los tipos de conexión de momento a analizar y los elementos de acero (HSS, tubería o perfil W) (FEMA, 2009).

Con relación a las cargas sísmicas, los sistemas deben ser evaluados para la categoría de diseño sísmico más alta (más severa) para la cual se proponen, y luego verificados en categorías de diseño sísmico inferiores, asimismo se debe considerar la naturaleza, magnitud y variación de las cargas gravitacionales. Incluyendo el peso propio de la estructura, las cargas inerciales y las cargas vivas relacionadas con la ocupación, y los parámetros de diseño que afectan la carga gravitatoria tributaria, tales como el tamaño de las luces y la altura del edificio (FEMA, 2009).

Los límites para las variables de configuración estructural del sistema de interés en la

presente tesis se han definido como se indica en la tabla 15. Estas variables y los rangos definidos proveen la base para identificar un número finito de variaciones a usar en el diseño del índice de configuraciones arquetípicas.

Tabla 15. Variables de la configuración estructural y rangos definidos en el espacio de diseño de arquetipos de marcos especiales a momento SMF. Fuente: Fema P695; Autor.

Variables clave de Diseño	Rango considerado en el diseño espacial de arquetipos
<b>Sistema Estructural</b>	
Marcos Especiales de Momento (SMF) de Acero (Según AISC 341-16)	Todos los diseños cumplirán los requerimientos de los códigos correspondientes
Sistema de estructuración	Marcos sísmicos perimetrales
<b>Configuración</b>	
Configuraciones en planta	1
Altura de las estructuras	1 a 8 pisos
Ancho de las crujeías	25 pies
Altura de primer piso y superiores	15 y 13 pies
<b>Componentes estructurales</b>	
Diseño de vigas y columnas	De conformidad con: AISC 341, AISC 360
Acero de los perfiles	ASTM A992, Secciones WF
Tipo de Conexiones	BFP, como se definen en AISC 358
Acero en placas de conexiones	ASTM A572, Grado B
Apoyos de las columnas	Empotramiento
<b>Cargas gravitacionales y sísmicas</b>	
Cargas vivas de diseño	50 y 100 Psf.
Categoría de diseño sísmico	D y C
Método de análisis sísmico	Fuerza lateral equivalente, NSE 3-17
2d vs 3d	Análisis de marcos planos

Para la presente investigación se ha propuesto una configuración en planta mostrada en la figura 29, con un sistema de marcos especiales a momento de tres crujeías en cada lado del perímetro del edificio, de los cuales se analizarán los marcos del eje “A”, esta configuración en planta será la misma para todo el rango de alturas y parámetros de diseño a analizar.

En el proceso de diseño se ha asumido que los marcos especiales de momento resistirán la totalidad de las cargas sísmicas, pero solo recibirán las cargas gravitacionales que tributan a

estos marcos, como se muestra en el área sombreada de la figura 29.

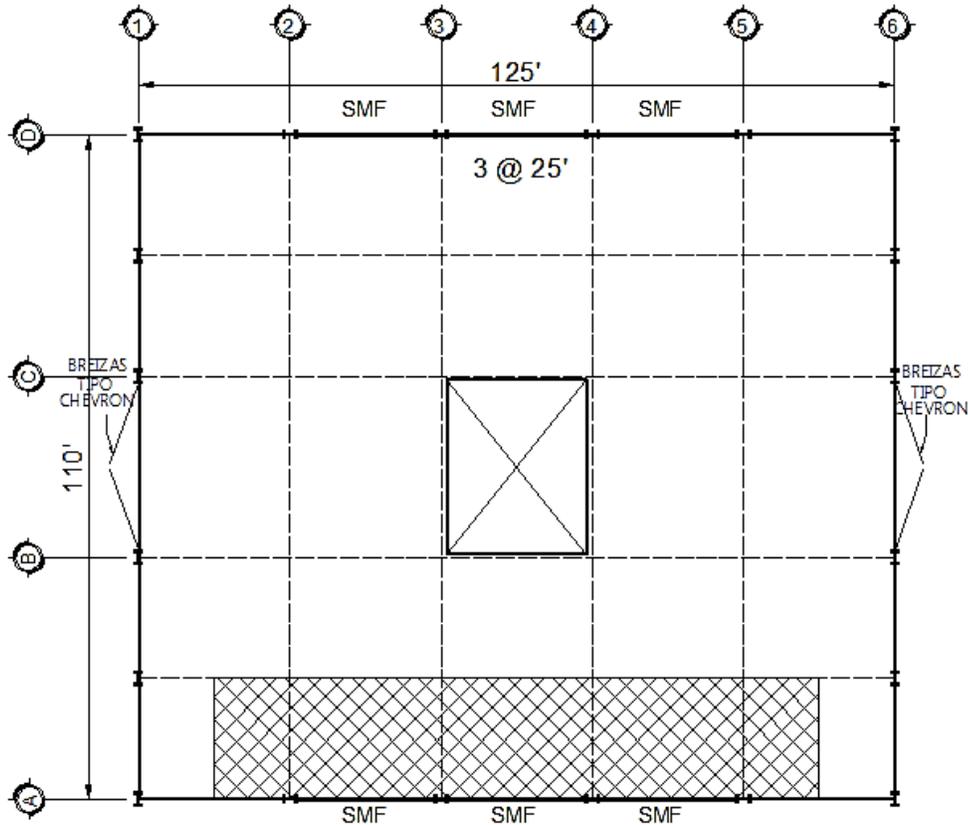


Figura 29. Configuración propuesta en planta para el diseño espacial de arquetipos. Fuente: Autor.

De acuerdo con FEMA (2009) “para marcos de momento en general, tres crujiás se consideran como el número mínimo factible para capturar variaciones en el comportamiento relacionadas con la diferencia entre columnas y conexiones interiores y exteriores” (p.C-5).

La altura de los edificios a analizar estará en el rango de uno a ocho pisos, y la altura de piso típico es de 13 pies y del primer piso 15 pies, estas alturas son adecuadas para la mayoría de ocupaciones típicas de una estructura, (vivienda, educación, oficinas).

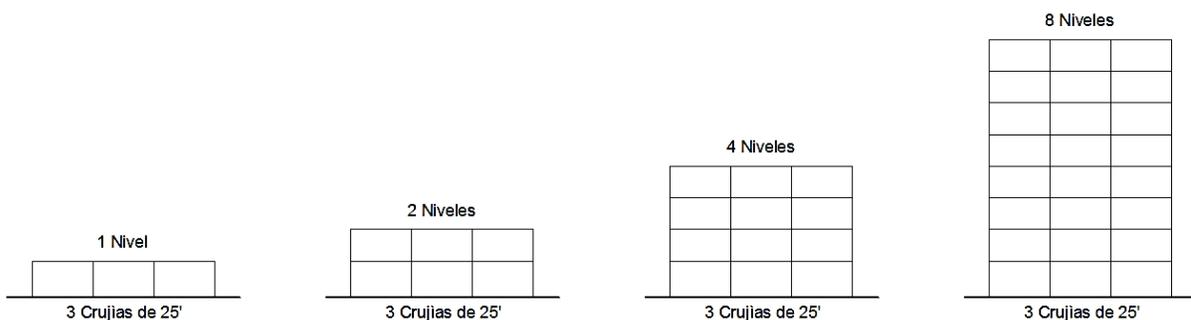


Figura 30. Índice de configuraciones arquetípicas para marcos especiales de momento. Fuente: Autor.

### **4.1.3. Grupos de desempeño.**

Luego de haberse definido el índice de configuraciones arquetípicas, los arquetipos se agrupan en grupos de desempeño que reflejan diferencias importantes en la configuración, diseño gravitacional e intensidad de la carga sísmica, período estructural y otros factores que pueden afectar significativamente el comportamiento sísmico dentro del espacio de diseño del arquetipo (FEMA, 2009).

#### ***4.1.3.1. Identificación de los grupos de desempeño.***

Los grupos de desempeño deben ser organizados para considerar la configuración estructural básica, el nivel de carga por gravedad, la categoría de diseño sísmico y el dominio de periodo.

El número de configuraciones estructurales básicas variará según el sistema (es decir, 1 a N), y la variación en los niveles de carga por gravedad puede (o puede no afectar) el rendimiento de ciertos sistemas. “Como mínimo, asumiendo una configuración estructural básica y ninguna dependencia de las cargas de gravedad, todos los sistemas tendrán al menos cuatro grupos de desempeño basados en combinaciones de dos niveles de diseño sísmico y dos dominios de período” (FEMA, 2009, p.4-11).

Cada grupo de desempeño debe incluir al menos tres arquetipos del índice. No hay un número máximo de arquetipos en cada grupo de desempeño, pero se espera que cada grupo tenga típicamente tres a seis configuraciones de arquetipos del índice. Este requisito mínimo puede ser renunciado si es imposible tener tres diseños alternativos dentro de un grupo de rendimiento específico, como en el caso de sistemas dúctiles de marcos a momento, puede no ser posible tener tres configuraciones de arquetipos distintas dentro del dominio de período corto (FEMA, 2009).

Considerando las variables de diseño identificadas en la sección anterior, se han desarrollado 8 arquetipos que se han agrupado en cuatro grupos de desempeño, los cuales se identifican en la tabla 16, teniendo todos como base para el diseño el procedimiento de la carga lateral equivalente.

#### **4.1.4. Diseños del índice de arquetipos.**

A continuación se describe el método de diseño, criterios sísmicos, cargas de diseño,

combinaciones de carga y los requisitos relacionados para la preparación de diseños del índice de arquetipos. Estos criterios se basan principalmente en los requisitos de diseño contenidos dentro de la norma NSE 3-17 y en los requisitos específicos del sistema estructural.

Tabla 16. *Grupos de desempeño de arquetipos de marcos especiales a momento SMF.* Fuente: NEHERP; El Autor.

Sumario de Grupos de Desempeño					
No de ID de grupo de diseño del arquetipo	Criterios de Agrupación				Numero de Arquetipos
	Configuración Básica	Nivel de diseño de Cargas		Periodo	
		Gravitacionales	Sísmicas		
GD-1FLE	Marco perimetral SMF. Tres crujías 25 pies a ejes Conexiones BFP.	Altas	SDC D	Corto	1
GD-2FLE				Largo	3
GD-3FLE			SDC C	Corto	1
GD-4FLE				Largo	3

#### **4.1.4.1. Método de diseño sísmico.**

Se utilizara el procedimiento de análisis de la Fuerza Lateral Equivalente (ELF) del capítulo 2 de la norma NSE 3-17 para el diseño de los arquetipos.

#### **4.1.4.2. Criterios de diseño de la carga sísmica.**

Las normas de seguridad estructural de AGIES especifican las cargas sísmicas y criterios de diseño en función del nivel de protección sísmica (NPS) de las estructuras, en función del NPS se asignan las cargas sísmicas a cada estructura. La metodología FEMA P695 asume una ocupación de categoría II (obras ordinarias) para el diseño de los arquetipos.

Los niveles de protección sísmica para las estructuras de categoría II (obras ordinarias) varían de B a D en las regiones con el índice de sismicidad más bajo y el más alto respectivamente (ver Tabla 7).

De acuerdo con los valores de las aceleraciones espectrales para periodos cortos y para periodos de un segundo indicados en el mapa de zonificación sísmica de la República de Guatemala, figura 6, se han definido las respectivas aceleraciones espectrales de diseño como se indican en la tabla 17 y 18.

Tabla 17. *Aceleraciones espectrales de diseño para periodos cortos.* Fuente: AGIES, 2017d.

Nivel de Protección Sísmica	Sismo máximo considerado MCE			$S_{cd}$
	$S_{cr}$	$F_a$	$S_{cs}$	
D	1.50	1.20	1.80	1.20
C	0.90	1.20	1.08	0.72
B	0.70	1.20	0.84	0.56

Tabla 18. *Aceleraciones espectrales de diseño para periodos de un segundo.* Fuente: AGIES, 2017d.

Nivel de Protección Sísmica	Sismo máximo considerado MCE			$S_{1d}$
	$S_{1r}$	$F_v$	$S_{1s}$	
D	0.55	1.40	0.77	0.51
C	0.35	1.50	0.53	0.35
B	0.27	1.50	0.41	0.27

#### 4.1.4.3. *Período de Transición.*

La metodología de FEMA P695 requiere la evaluación estadística de los arquetipos de período corto separado de arquetipos de periodo largo, y distingue entre ellos sobre la base del período de transición,  $T_s$ .

El período de transición define el límite entre la región de aceleración constante y la región de velocidad constante del espectro de respuesta de diseño. El período de transición,  $T_s$ , se ha calculado de acuerdo a la ecuación 46, y se muestra en la tabla 19 el periodo de transición tomando como base un perfil de suelo C:

$$T_s = \frac{S_{1d}}{S_{cd}} \quad \text{Ec.45. (7, 4-7)}$$

Tabla 19. *Periodos de transición.* Fuente: AGIES.

Nivel de Protección Sísmica	$T_s$
D	0.428
C	0.486
B	0.482

#### 4.1.4.4. Cortante basal

El cortante basal  $V_b$ , aplicado en el diseño de los arquetipos ha sido calculado tal como se define a continuación

$$V_b = C_s * W_s \quad \text{Ec.46. (10, 2-1)}$$

Donde  $C_s$  es el coeficiente de respuesta sísmica y  $W_s$  es el peso sísmico efectivo, la integración de cargas y del peso sísmico efectivo para el diseño de los arquetipos se muestra en el apéndice 1. La ecuación para cortante en la base se utiliza como la base de las fuerzas aplicadas cuando se utiliza el procedimiento de la fuerza lateral equivalente para el diseño (FLE).

El coeficiente sísmico,  $C_s$ , se define para arquetipos de periodo corto cuando  $T_o \leq T \leq T_G$  como:

$$C_s = \frac{S_{cd}}{R} \quad \text{Ec.47. (7, 4-9)}$$

Y para arquetipos de periodo largo donde  $T > T_s$

$$C_s = \frac{S_{ld}}{T^*R} \quad \text{Ec.48. (7, 4-9)}$$

#### 4.1.4.5. Periodo fundamental, “ $t$ ”.

El período fundamental aproximado  $T_a$ , se utiliza dentro de la metodología para establecer el cortante basal de diseño, en la norma NSE 3-17 se permite calcular el periodo fundamental,  $T$ , por medio de la formula empírica siguiente:

$$T_a = K_t h_n^x \quad \text{Ec.49. (10, 2-3)}$$

Donde  $h_n$  es la altura del edificio en metros, y los valores de los parámetros de la ecuación que se han utilizado son  $K_t = 0.072$  y  $x = 0.80$ . Los valores equivalentes si se introduce la altura en pies son  $K_t = 0.028$  y  $x = 0.80$ , estos valores corresponden al sistema de marcos de acero que sean abiertos o con fachadas de vidrio o paneles livianos y pocas particiones rígida, otros valores de estos parámetros se pueden hallar en la sección 2.1.6 de la norma NSE 3-17.

El período fundamental aproximado,  $T_a$ , se basa en el análisis de regresión de los datos reales de construcción, y representa el límite inferior (media menos una desviación estándar) valores de período de construcción (Chopra et al., 1998).

El periodo fundamental de la estructura no debe exceder el límite impuesto por el

producto del periodo aproximado por el coeficiente  $C_u$ , el cual se muestra en la tabla 20.

Tabla 20. *Coeficiente para el límite superior del periodo calculado.* Fuente: ASCE/SEI 7-10.

$S_{1d}$	Coeficiente $C_u$
$\geq 0.4$	1.4
0.30	1.4
0.20	1.5
0.15	1.6
$< 0.1$	1.7

En base a los procedimientos mencionados anteriormente se muestra el cálculo del periodo fundamental para los arquetipos de análisis en la tabla 21.

Tomando en cuenta los parámetros clave de diseño para marcos especiales de momento SMF que se han definido hasta el momento, se resumen en la tabla 22, en ella se incluye el periodo fundamental, el coeficiente de corte basal y el nivel de carga sísmica asignada.

Tabla 21. *Periodo fundamental de arquetipos de análisis.* Fuente: Autor,

Calculo del periodo fundamental			
<b>h piso 1</b>	15	<b><math>C_u</math></b>	1.4
<b>h pisos</b>	13	<b><math>C_t</math></b>	0.028
<b>Pisos</b>	<b>h en pies</b>	<b><math>x</math></b>	0.8
		<b><math>T_a</math></b>	<b><math>T(sec) Máx</math></b>
1	15	0.244	0.342
2	28	0.403	0.564
4	54	0.681	0.953
8	106	1.168	1.635

#### 4.1.4.6. *Consideraciones del diseño estructural.*

El diseño de los arquetipos se ha realizado tomando en cuenta los requerimientos mostrados en los códigos respectivos, para satisfacer los requisitos de resistencia y derivas, tomando además en cuenta los efectos de segundo orden.

Se ha realizado un análisis de primer orden utilizando el método de análisis directo que

se describe en la sección C1.1 de AISC 360-16, la rigidez axial y a flexión se ha reducido en un 20%, y las imperfecciones iniciales se han incluido en el análisis por medio de cargas laterales ficticias de 0.2% de las cargas gravitacionales. Los efectos P-delta y P-lambda se han incluido por medio del método de análisis de primer orden amplificado que se muestra en el Apéndice 8 del AISC 360-16.

Tabla 22. *Propiedades de diseño de los arquetipos de marcos especiales de momento SMF. (Base de diseño: FLE). Fuente: Autor.*

No de ID de diseño del arquetipo	No de Pisos	Parámetros clave del diseño de los arquetipos				
		Cargas Gravitacionales	Criterios de Diseño Sísmico			
			SDC	R	T (sec)	V/W (g)
<b>Grupo de Desempeño No. GD-1FLE</b>						
1FLE	1	Altas	D	8	0.342	0.150
<b>Grupo de Desempeño No. GD-2FLE</b>						
2FLE	2	Altas	D	8	0.564	0.114
3FLE	4	Altas	D	8	0.953	0.067
4FLE	8	Altas	D	8	1.635	0.053
<b>Grupo de Desempeño No. GD-3FLE</b>						
5FLE	1	Altas	C	8	0.342	0.090
<b>Grupo de Desempeño No. GD-4FLE</b>						
6FLE	2	Altas	C	8	0.564	0.078
7FLE	4	Altas	C	8	0.953	0.046
8FLE	8	Altas	C	8	1.635	0.032

Con respecto a las cargas y combinaciones, se han incluido en el diseño la carga muerta (D) la cual incluye el peso propio y las cargas muertas superpuestas, la carga viva (L) incluyendo los factores de reducción de carga, y por ultimo también se ha incluido las carga sísmica ( $Q_E$ ). No se ha incluido la carga de viento pues no ocurre simultáneamente en combinación con la carga sísmica, siendo esta última la que rige el diseño en la mayoría de situaciones típicas.

Las combinaciones de carga se han desarrollado en base a la sección 8.3 de la norma NSE 3-17, las combinaciones resultantes se muestran a continuación en la tabla 23, se incluyen en estas las cargas ficticias que modelan las imperfecciones iniciales, también se muestran las

combinaciones que se han utilizado para el diseño de las columnas incluyendo el factor de sobrerresistencia  $\Omega$ , como lo requiere la sección D1.4a AISC 341-16. Los valores del factor de redundancia  $\rho$  se ha tomado como 1.2 (NSE 3-17, sección 1.10) y el factor de sobrerresistencia  $\Omega$  como 3.0, el cual es propio del sistema estructural (SMF).

El análisis de las estructuras se ha realizado por medio del programa de análisis y diseño Etabs v.16, se han analizado marcos planos en dos dimensiones que representan adecuadamente el sistema estructural, y en los cuales se modelara posteriormente el asentamiento.

Tabla 23. *Combinaciones de carga para el diseño de arquetipos.* Fuente: NSE 3-17, AISC 341-16

Combinaciones de carga.	
1	$1.4 D \pm 1.4 D_{\text{Ficticia}}$
2	$1.3 D \pm 1.3 D_{\text{Ficticia}} + 1.6 L \pm 1.6 L_{\text{Ficticia}}$
3	$(1.2 + 0.2 S_{cd})D \pm \rho Q_E + L$
4	$(0.9 - 0.2 S_{cd})D \pm \rho Q_E$
5	$(1.2 + 0.2 S_{cd})D \pm \Omega Q_E + L$
6	$(0.9 - 0.2 S_{cd})D \pm \Omega Q_E$

Algunos criterios específicos que se han tomado para la el diseño de los miembros de cada arquetipo han sido los siguientes:

- Los miembros fueron diseñados utilizando acero ASTM A992 y  $F_y = 50$  ksi.
- La carga muerta fue de 55 libras por pie cuadrado distribuidos de manera uniforme sobre cada piso, la sobrecarga por instalaciones y artefactos fue de 12 libras por pie cuadrado en pisos intermedios y 7 libras por pie cuadrado en las losas finales. El peso del revestimiento se aplicó como carga perimetral de 25 libras por pie cuadrado. La carga viva sin reducir fue de 100 libras por pie cuadrado (psf) en todos los pisos y 50 psf en el techo, la carga viva se redujo de acuerdo a lo permitido por la norma NSE 2-17
- El tamaño de las columnas en pisos inferiores no ha sido menor que las columnas de pisos superiores. Todas las vigas en un nivel de piso tienen la misma sección.
- La longitud no arriostrada de la columna se tomó como la altura libre de piso.
- El diseño por corte de las zonas panel se basó en AISC-360 Ecuaciones J10-11 y J10-12.
- Cuando se requieren placas de refuerzo en la zona panel, el espesor se ha redondeado hasta el 1/16 de pulgada más cercano.

Los resultados del diseño de los arquetipos se muestran de forma resumida en las tablas 25 a 27, agrupados según el grupo de desempeño. El siguiente punto en la metodología es el diseño de las conexiones BFP para cada arquetipo diseñado.

Tabla 24. Dimensiones de los elementos para SMF, Grupos de desempeño PG-1FLE. Fuente: Autor.

Grupo de desempeño GD-1FLE, SDC D						
Piso	Elevación (Pulg)	Viga	Columna Exterior	Columna Interior	Placas de refuerzo	
					Col. Exterior	Col. Interior
Modelo 1FLE 1-Piso						
1	180	W18X50	W18X106	W18X106	0	3/8

Tabla 25. Dimensiones de los elementos para SMF, Grupos de desempeño PG-2FLE. Fuente: Autor.

Grupo de desempeño GD-2FLE, SDC D						
Piso	Elevación	Viga	Columna Exterior	Columna Interior	Placas de refuerzo	
					Col. Exterior	Col. Interior
Modelo 2FLE 2-Pisos						
1	180	W21X93	W21X147	W21X147	7/16	3/4
2	336	W21X111	W21X147	W21X147	7/16	1
Modelo 3FLE 4-Pisos						
1	180	W27X94	W24X250	W24X250	0	9/16
2	336	W30X108	W24X250	W24X250	0	9/16
3	492	W24X84	W24X207	W24X207	0	1/2
4	648	W21X50	W24X162	W24X162	0	7/16
Modelo 4FLE 8-Pisos						
1	180	W33X141	W27X368	W27X368	0	5/8
2	336	W33X141	W27X368	W27X368	0	5/8
3	492	W33X141	W27X368	W27X368	0	5/8
4	648	W33X141	W27X368	W27X368	0	5/8
5	804	W33X130	W27X307	W27X307	0	5/8
6	960	W30X124	W27X258	W27X258	0	5/8
7	1116	W27X102	W27X217	W27X217	0	5/8
8	1272	W21X50	W27X178	W27X178	0	5/8

Tabla 26. Dimensiones de los elementos para SMF, Grupos de desempeño PG-3FLE. Fuente: Autor.

Grupo de desempeño GD-3FLE, SDC C						
Piso	Elevación	Viga	Columna Exterior	Columna Interior	Placa de refuerzo	
					Col. Exterior	Col. Interior
<b>Modelo 5FLE 1-Piso</b>						
1	180	W14x38	W18x76	W18x76	0	3/8

Tabla 27. Dimensiones de los elementos para SMF, Grupos de desempeño PG-4FLE. Fuente: Autor.

Grupo de desempeño GD-4FLE, SDC C						
Piso	Elevación	Viga	Columna Exterior	Columna Interior	Placa de refuerzo	
					Col. Exterior	Col. Interior
<b>Modelo 6FLE 2-Pisos</b>						
1	180	W18x46	W21X147	W21X147	0	7/16
2	336	W21x83	W21X147	W21X147	7/16	5/8
<b>Modelo 7FLE 4-Pisos</b>						
1	180	W24X84	W24X162	W24X162	1/2	1/2
2	336	W27X94	W24X162	W24X162	9/16	5/8
3	492	W21X83	W24X146	W24X146	1/2	9/16
4	648	W18X50	W24X131	W24X131	0	7/16
<b>Modelo 8FLE 8-Pisos</b>						
1	180	W30X108	W24X279	W24X279	0	9/16
2	336	W30X108	W24X279	W24X279	0	9/16
3	492	W30X108	W24X279	W24X279	0	9/16
4	648	W27X102	W24X250	W24X250	0	9/16
5	804	W27X102	W24X207	W24X207	0	9/16
6	960	W27X94	W24X176	W24X176	9/16	5/8
7	1116	W21X83	W24X162	W24X162	1/2	1/2
8	1272	W21X50	W24X146	W24X146	0	1/2

## **4.2. Diseño de las conexiones BFP de los marcos de acero a analizar**

El siguiente punto en la metodología empleada para evaluar la influencia del asentamiento diferencial en el comportamiento de las conexiones BFP, es el diseño de las conexiones de cada uno de los arquetipos de análisis, definidos en la sección anterior. Estas conexiones se diseñan bajo las condiciones normales de diseño y se analizarán posteriormente bajo la influencia de asentamientos diferenciales inducidos a cada estructura.

Para realizar el diseño de las conexiones, se ha realizado primero el análisis y diseño de cada arquetipo, luego se diseñan las conexiones de cada nivel para cada arquetipo, tomando los valores de momento y cargas gravitacionales de la crujía central de la estructura al ser los mayores valores indicados por el análisis estructural.

Los elementos de esta conexión lo constituyen las placas de ala y la placa de corte del alma. Los pernos que conectan las alas de la viga con la placa de ala, y los pernos que conectan la placa de corte con el alma de la viga, también se considera parte de la conexión la zona panel.

Para que la conexión se desempeñe correctamente, todos los elementos conectores deben diseñarse de acuerdo a los estados límites de falla indicados en la tabla 28. También se debe verificar que en los miembros conectados no se exceda ningún estado límite. Por último se debe cumplir con los requisitos para la zona panel, placas de continuidad y placas de refuerzo.

### **4.2.1. Aplicación del procedimiento de diseño de las conexiones BFP.**

El procedimiento de diseño de esta conexión se realiza de acuerdo con AISC 358-16 y se describe de forma general en la sección 3.5.1 de esta tesis. A continuación se muestra a detalle el diseño de las conexiones para el arquetipo 1FLE. En este procedimiento se detallan todos los criterios utilizados para el diseño de las conexiones, ecuaciones e información relacionada con cada paso del diseño.

Mediante el proceso de diseño de la conexión se verificará que se satisfagan todas las condiciones mostradas en la tabla 28.

Con los perfiles finales del marco especial es posible iniciar el proceso de diseño de la conexión, se muestran los perfiles de los marcos del arquetipo 1FLE en la figura 4, las características del acero de los perfiles, las placas y los pernos se resumen en la tabla 29 y 30 y las propiedades relevantes de los perfiles involucrados en las conexiones se resumen en la tabla

31. Posteriormente se inicia el diseño de las conexiones.

Tabla 28. Resumen de los estados límite de la conexión BFP. Fuente: Autor.

Elemento	Estado límite de falla
Pernos de ala	Ruptura por corte o aplastamiento
Placa de ala	Ruptura en tracción
	Pandeo por compresión
Alas de viga	Ruptura por bloque de corte
Pernos de alma	Ruptura por corte
Placa de corte	Fluencia en tracción
	Ruptura del bloque de corte
	Aplastamiento y desgarre
Alma de viga	Fluencia y ruptura en tracción
	Ruptura por bloque de corte
	Aplastamiento y desgarre
Placas de continuidad	Resistencia a compresión
Zona panel	Corte del alma de la columna
	Corte de las placas de refuerzo

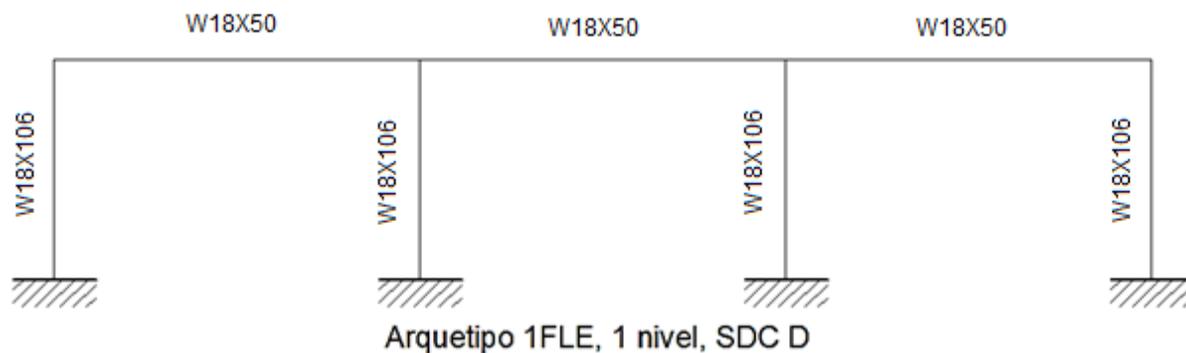


Figura 31. Perfiles del arquetipo 1FLE. Fuente: Autor.

Tabla 29. Aceros utilizados en los elementos y algunas de sus propiedades. Fuente: AISC.

Tipo de acero	Elemento	F <sub>y</sub> kip/in <sup>2</sup>	F <sub>u</sub> kip/in <sup>2</sup>	R <sub>y</sub> --	R <sub>t</sub> --
ASTM A992 Grado 50	Perfiles	50	65	1.1	1.1
ASTM A572 Grado 50	Placas	50	65	1.1	1.2

Tabla 30. Resistencia de los pernos ASTM 490. Fuente: AISC.

Condición con respecto al plano de corte	Fnt kip/in <sup>2</sup>	Fnv kip/in <sup>2</sup>
Rosca en el plano de corte	113	68
Cuerpo en el plano de corte	113	84

Tabla 31. Dimensiones y algunas propiedades de los perfiles WF del modelo 1FLE. Fuente: AISC.

Perfil	d IN	b <sub>f</sub> IN	t <sub>f</sub> IN	t <sub>w</sub> IN	Z <sub>x</sub> IN <sup>3</sup>	k IN	k <sub>1</sub> IN
W18X50	18.00	7.50	0.570	0.36	101.00	0.97	0.81
W18x106	18.70	11.20	0.940	0.59	230.00	1.34	1.13

#### 4.2.1.1. Cálculo del máximo momento probable en la rótula plástica, $M_{pr}$ .

Para calcular  $M_{pr}$  se necesita primero hallar el factor  $C_{pr}$  calculado al aplicar la ecuación 36, los valores  $F_y$  y  $F_u$  empleados corresponden al acero de la viga.

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y} = \frac{50 + 65}{100} = 1.15$$

El módulo plástico efectivo de la sección  $Z_e$ , se obtiene tomando en cuenta los vacíos dejados por las perforaciones para los pernos en las alas de la viga.

Para calcularlo se propone inicialmente el diámetro de los pernos del ala, el proceso de diseño de las conexiones es por lo general iterativo, así que si el diámetro propuesto en este punto no satisface los requisitos de resistencia de la conexión entonces se calcula nuevamente el módulo plástico efectivo  $Z_e$  de la sección con el nuevo diámetro, se propone un diámetro del perno para las placas de ala  $D_{bf}$  de  $\frac{3}{4}$  in.

$$Z_e = Z_x - 2D_{bf}t_{fb}(d_b - t_{fb}) \quad \text{Ec.50. (45,258)}$$

$$Z_e = 101 \text{ in}^3 - 2(0.75 \text{ in})(0.57 \text{ in})(18 \text{ in} - 0.63 \text{ in}) = 84.86 \text{ in}^3$$

Con el módulo plástico efectivo y el factor  $C_{pr}$  es posible hallar el momento máximo probable en la rótula plástica aplicando la ecuación 35,

$$M_{pr} = 1.15 * 1.1 * 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} * 84.86 \text{ in}^3 \approx 5367.40 \text{ kip-in} \approx 447.28 \text{ kip-pie}$$

#### 4.2.1.2. Cálculo del máximo diámetro permitido para los pernos del ala.

Se debe calcular el máximo diámetro permitido a usar en los pernos para prevenir una falla por tensión en las alas de la viga. Para esta conexión se usan dos hileras de pernos en las alas de la viga, para hallar el máximo diámetro permitido se aplica la ecuación 37.

$$D_{bf} = \frac{7.50 \text{ in}}{2} * \left( 1 - \frac{1.1 * 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}}{1.1 * 65 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}} \right) - \frac{1}{8} \text{ in} = 0.74 \text{ in}$$

Se comprueba que el diámetro propuesto en el punto anterior sea menor o igual a 0.74 in. y también se verifica que permita una distancia al borde que cumpla los requisitos de la tabla 13.

Diámetro propuesto para pernos del ala,  $D_{bf}$ :  $\frac{3}{4}$  in.  $\approx 0.74$  in.

Distancia mínima al borde: 1 in.

Distancia al borde  $(b_{bf} - t_{bw})/4$ : 1.79 in  $> 1$  in.

#### 4.2.1.3. Cálculo de la resistencia nominal a cortante por cada perno.

Se debe proponer un espesor de placa,  $t_{fp}$  y el ancho de la placa  $b_{fp}$  tomando en cuenta el diámetro del perno y los requisitos de distancias mínimas al borde,

Espesor propuesto de la placa de ala,  $t_{fp}$ : 1 in.

Ancho propuesto para la placa de ala,  $b_{fp}$ : 8.5 in.

Es necesario verificar si la rosca del perno queda incluida o no en el plano de corte de la conexión.

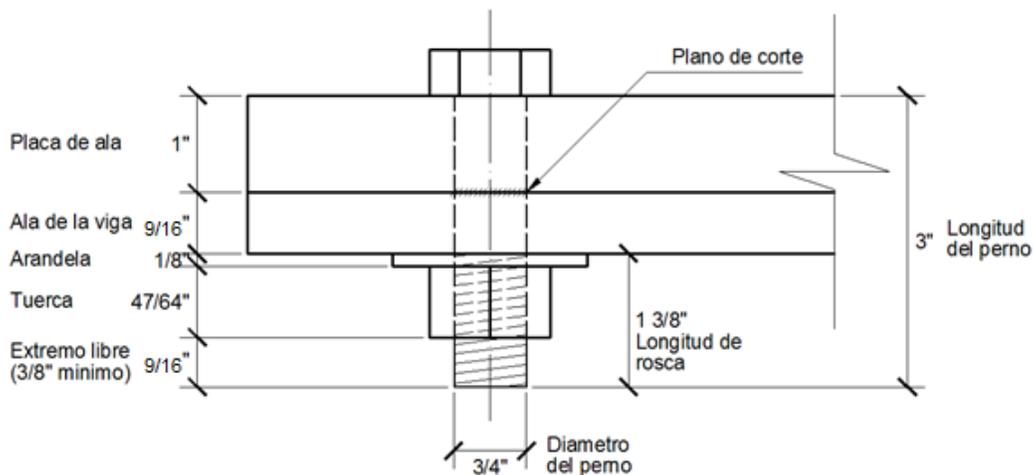


Figura 32. Longitud del perno y ubicación del plano de corte respecto a la rosca. Fuente: Autor.

Con las dimensiones propuestas de la placa de ala y el espesor del ala de la viga se determina la longitud necesaria de los pernos, incluyendo en este cálculo el tamaño de las tuercas y arandelas según el diámetro propuesto, tomando en cuenta el diámetro propuesto.

Para esta conexión se ha verificado que la rosca del perno queda fuera del plano de corte.

La resistencia cortante nominal por perno de acuerdo a la ecuación 38 será la menor de las siguientes:

$$r_n = \text{mín.} \left\{ \begin{array}{l} 1.0F_{nv}A_h = 1.0*(84 \text{ kip/in}^2)*(0.442 \text{ in}^2) = 37.11 \text{ kip.} \\ 2.4F_{ub}D_{bf}t_{bf} = 2.4*(65 \text{ kip/in}^2)*(3/4 \text{ in})*(0.63) = 73.71 \text{ kip} \\ 2.4F_{up}D_{bf}t_{fp} = 2.4*(65 \text{ kip/in}^2)*(1 \text{ in})*(0.63) = 117.0 \text{ kip} \end{array} \right.$$

La resistencia cortante nominal  $r_n$  por perno es 37.11 kip.

#### 4.2.1.4. Propuesta del número de pernos para la placa de ala.

Se debe proponer un número de pernos para la placa de ala, el cual se podrá verificar posteriormente, se puede utilizar la ecuación 52 para obtener un número aproximado de pernos. En cada paso donde los factores de resistencia  $\Phi_n$  y  $\Phi_d$  se utilicen se adoptaran los valores indicados en AISC 358-16, para estados limite dúctiles el valor  $\Phi_d$  es igual a la unidad, para estados limites no dúctiles  $\Phi_n$  es igual a 0.90.

$$N_{bf} \geq \frac{1.25M_{pr}}{\phi_n r_n (d_b + t_{fp})} \quad \text{Ec.51. (4,43)}$$

$$N_{bf} \geq \frac{1.25 * (5367.40 \text{ lb-in}^2)}{0.90 * 37.11 \text{ kip} * (18 \text{ in} + 1 \text{ in})} = 10.57$$

Se propone un número  $N_{bf}$  de 12 pernos para la placa de ala de la conexión.

#### 4.2.1.5. Cálculo de la ubicación de las rotulas plásticas, $S_h$ .

Para determinar la ubicación de las rotulas plásticas,  $S_h$ , medidas desde la cara de la columna, se debe definir el espaciamiento entre pernos,  $S_{2f}$ , el cual será equivalente a tres diámetros, y se asigna una distancia  $S_{1f}$  de 2.5 pulgadas. Con estos valores se calcula la ubicación de las rotulas según la ecuación 39.

$$S_h = 2.5 \text{ in} + 2.25 \text{ in} \left( \frac{12}{2} - 1 \right) = 13.75 \text{ in}$$

#### 4.2.1.6. Cálculo de la fuerza cortante en $S_h$ en cada extremo de la viga.

Como siguiente paso se debe calcular la fuerza cortante en la ubicación de las rótulas plásticas en cada extremo de la viga, la fuerza cortante,  $V_h$ , se puede determinar mediante un diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga entre las rotulas plásticas, se debe incluir el momento  $M_{pr}$ , en la articulación plástica y las cargas gravitacionales actuantes.

Las cargas gravitacionales actuantes en las vigas del modelo 1FLE y el respectivo diagrama de cuerpo libre se muestran a continuación

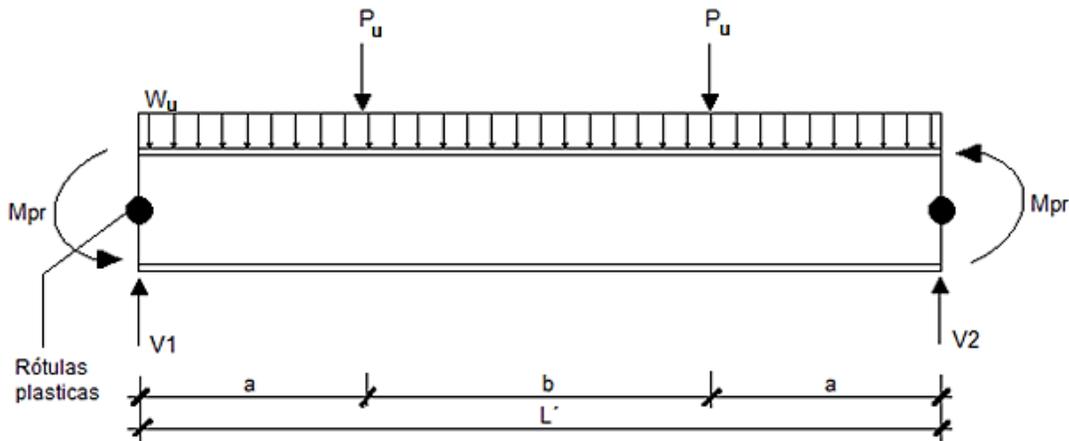


Figura 33. Diagrama de cuerpo libre de la porción de la viga entre las rotulas plásticas. Fuente: Autor.

Las cargas gravitacionales aplicadas a la viga son:

$$P_u = 1.2 D + 1.0 L = 1.2 * 11.213 + 1.0 * 7.25 = 20.705 \text{ kip.}$$

$$W_u = 1.2 D + 1.0 L = 1.2 * 0.306 + 1.0 * 0.025 = 0.392 \text{ kip/ft.}$$

Con los valores de las cargas aplicadas se obtiene el valor del cortante en las rótulas plásticas, por medio del equilibrio estático, quedando las ecuaciones simplificadas para el cálculo del corte en cada rótula plástica de la siguiente manera:

$$V_1 = \frac{(L' * P_u + \frac{1}{2} W_u * L'^2 + 2M_{pr})}{L'} \quad \text{Ec.52.}$$

$$V_1 = \frac{(21.083 \text{ in} * 20.705 \text{ kip} + 0.196 \text{ kip/ft} * (21.083 \text{ ft})^2 + 2 * 447.28 \text{ kip-ft})}{21.083 \text{ ft}} = 67.26 \text{ kip}$$

$$V_2 = \frac{(L' * P_u + \frac{1}{2} W_u * L'^2 - 2M_{pr})}{L'} \quad \text{Ec.53.}$$

$$V_2 = \frac{(21.083 \text{ in} * 20.705 \text{ kip} + 0.196 \text{ kip/ft} * (21.083 \text{ ft})^2 - 2 * 447.28 \text{ kip-ft})}{21.083 \text{ ft}} = -21.53 \text{ kip}$$

Para hallar los cortantes en las rotulas plásticas también se pueden calcular primero los cortantes gravitacionales en la ubicación de las rotulas y luego incluir el efecto del momento plástico probable  $M_{pr}$  aplicando las ecuaciones 55 y 56.

Esto es especialmente útil si se obtienen los cortantes gravitacionales por medio de un software de análisis y también cuando se toma en cuenta el asentamiento diferencial en el cálculo de los cortantes gravitacionales.

$$V_1 = V_{g1} + \frac{2M_{pr}}{L'} \quad \text{Ec.54.}$$

$$V_2 = V_{g2} - \frac{2M_{pr}}{L'} \quad \text{Ec.55.}$$

#### **4.2.1.7. Cálculo del momento esperado en el rostro de la columna.**

Se debe calcular el momento esperado en el rostro de las alas de la columna,  $M_f$ , por medio de la ecuación 40.

$$M_f = 5367.40 \text{ kip-in} + 67.26 \text{ kip} * 13.75 \text{ in} = 6292.25 \text{ kip-in}$$

#### **4.2.1.8. Cálculo de la fuerza $F_{pr}$ en la placa de ala debida al momento $M_f$ .**

Se calcula  $F_{pr}$ , la fuerza en la placa de ala debido a  $M_f$ , aplicando la ecuación 41, en este cálculo el peralte  $d_b$  de la viga se obtiene de la tabla 30 y el espesor de la placa  $t_{fp}$  es el propuesto en el paso 4.2.1.3.

$$F_{pr} = \frac{6292.25 \text{ kip-in}}{(18 \text{ in} + 1 \text{ in})} = 331.17 \text{ kip.}$$

#### **4.2.1.9. Verificación del número de pernos requeridos por la placa de ala.**

Ahora es posible confirmar por medio de la ecuación 42 si el número de pernos escogido en el paso 4.2.1.4 es adecuado, la resistencia nominal del perno  $r_n$  se ha calculado en el paso 4.2.1.3.

$$N_{bf} \geq \frac{331.17 \text{ kip}}{0.90 * 37.11 \text{ kip}}$$

$$N_{bf} \geq 9.92$$

Se propuso previamente usar 12 pernos en la placa de ala, se confirma que esta cantidad es mayor al número de pernos requeridos.

#### 4.2.1.10. Verificación del espesor de la placa de ala.

Se debe verificar por medio de la ecuación 43 que el espesor de la placa de ala asumido en el paso 3 (1 in) es el adecuado

$$t_{fp} \geq \frac{331.17 \text{ kip}}{1.00 * 50 \text{ kip/in} * 8.5 \text{ in}}$$
$$t_{fp} \geq 0.78 \text{ in}$$

El espesor de la placa  $t_{fp}$  y el ancho propuesto  $b_{fp}$  son adecuados.

#### 4.2.1.11. Verificación de la placa de ala por ruptura en tracción.

El paso 11 del proceso de diseño de la conexión BFP requiere chequear la placa de ala, por ruptura en tracción de acuerdo a la ecuación 44. La resistencia a la ruptura por tensión de elementos conectados  $R_n$  se define por medio de la ecuación 57 como:

$$R_n = F_u A_e \quad \text{Ec.56. (5,137)}$$

Donde  $A_e$  es el área neta de la placa de ala sujeta a tensión, la cual se define en AISC 360-16 así:

$$A_e = A_n U \quad \text{Ec.57. (5,29)}$$
$$A_e = \left[ (1 \text{ in} * 8.5 \text{ in}) - 2 * \left( \frac{3}{4} \text{ in} + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right] * 0.871 = 5.99 \text{ in}^2$$

Donde  $U$  es el factor de corte diferido el cual se ha calculado de esta forma;

$$U = 1 - \bar{x}/l \quad \text{Ec.58. (5,30)}$$

$$U = 1 - (t_{fp} + k)/l$$

$$U = 1 - \frac{1 \text{ in} + 1.03 \text{ in}}{15.75 \text{ in}} = 0.871$$

El valor  $l$  corresponde a la longitud de la conexión, aplicando los valores hallados por medio de las ecuaciones anteriores se determina la resistencia a tensión de ruptura como:

$$\phi_n R_n = 0.90 * 65 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} * 5.99 \text{ in} = 350.42 \text{ kip}$$

Se verifica que la resistencia a la tensión de ruptura es mayor que la fuerza en la placa de ala, por lo tanto las dimensiones de la placa de la son adecuadas.

#### 4.2.1.12. Verificación del ala de la viga por bloque de cortante.

Se verifica la resistencia del ala de la viga por bloque de corte, de acuerdo con AISC 360-16, sección J4.3 la resistencia disponible para el estado límite de bloque de corte a lo largo de una falla por corte y una trayectoria perpendicular de falla por tracción debe tomarse como:

Ec.59. (5,138)

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.60F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt}$$

Dónde:  $A_{nv}$  = Área neta de corte

$A_{nt}$  = Área neta a tensión

$A_{gt}$  = Área gruesa de corte

$U_{bs}$  = Factor de uniformidad de tensión de tracción, 1 en este caso.

Para evaluar la resistencia de la viga para este estado límite se han considerado los tres bloques de corte mostrados en la figura 34

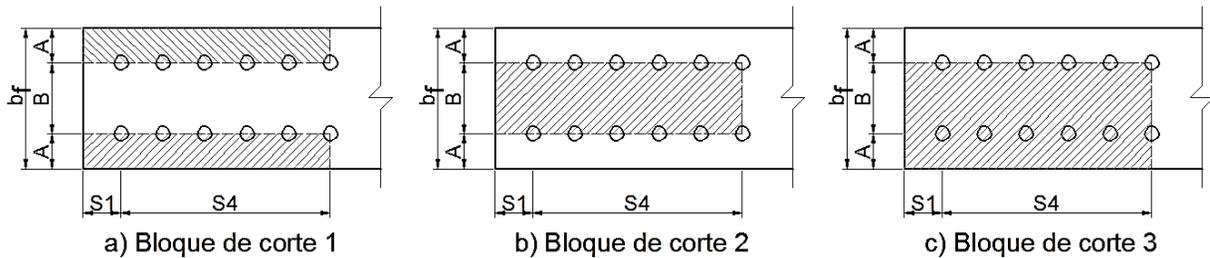


Figura 34. Bloques de corte para las alas en tracción de una viga. Fuente: FEMA-355D

Para el bloque de corte 01 los valores de:  $A_{nv}$ ,  $A_{nt}$  y  $A_{gt}$ , se determinan así:

$$A_{gv} = 2(S_1 + S_4)t_{bf} \quad \text{Ec.60. (45,224)}$$

$$A_{nv} = A_{gv} - D_{bfh}(N_{bf} - 1)t_{bf} \quad \text{Ec.61. (45,224)}$$

$$A_{nt} = (2A - D_{bfh})t_{bf} \quad \text{Ec.62. (45,224)}$$

Para el bloque de corte 02 los valores de:  $A_{nv}$ ,  $A_{nt}$  y  $A_{gt}$ , se determinan así:

$$A_{gv} = 2(S_1 + S_4)t_{bf} \quad \text{Ec.63. (45,225)}$$

$$A_{nv} = A_{gv} - D_{bfh}(N_{bf} - 1)t_{bf} \quad \text{Ec.64. (45,225)}$$

$$A_{nt} = (B - D_{bfh})t_{bf} \quad \text{Ec.65. (45,225)}$$

Para el bloque de corte 03 los valores de:  $A_{nv}$ ,  $A_{nt}$  y  $A_{gt}$ , se determinan así:

$$A_{gv} = 2(S_1 + S_4)t_{bf} \quad \text{Ec.66. (45,226)}$$

$$A_{nv} = A_{gv} - D_{bfh} * (N_{bf} - 1)/2 * t_{bf} \quad \text{Ec.67. (45,226)}$$

$$A_{nt} = (A + B - 1.50D_{bfh})t_{bf} \quad \text{Ec.68. (45,226)}$$

La resistencia de diseño para el bloque de corte 1 se ha verificado así:

$$R_n = 0.60F_u * 10.58 \text{ in} + 1.0 * F_u * 1.57 \text{ in} \leq 0.60F_y * 15.68 \text{ in} + 1.0 * F_u * 1.57 \text{ in}$$

$$R_n = 514.67 \text{ kip} \leq 572.45 \text{ kip}$$

$$\phi_n R_n = 463.203 \text{ kip} \leq 515.205 \text{ kip}$$

La resistencia de diseño para el bloque de corte 2 se ha verificado así:

$$R_n = 0.60F_u * 10.58 \text{ in} + 1.0 * F_u * 1.78 \text{ in} \leq 0.60F_y * 15.68 \text{ in} + 1.0 * F_u * 1.78 \text{ in}$$

$$R_n = 528.32 \text{ kip} \leq 586.1 \text{ kip}$$

$$\phi_n R_n = 475.48 \text{ kip} \leq 527.5 \text{ kip}$$

La resistencia de diseño para el bloque de corte 3 se ha verificado así:

$$R_n = 0.60F_u * 5.29 \text{ in} + 1.0 * F_u * 2.56 \text{ in} \leq 0.60F_y * 7.84 \text{ in} + 1.0 * F_u * 2.56 \text{ in}$$

$$R_n = 372.71 \text{ kip} \leq 401.60 \text{ kip}$$

$$\phi_n R_n = 335.44 \text{ kip} \leq 361.44 \text{ kip}$$

La resistencia de diseño por bloque de cortante es el menor de los dos valores indicados para cada bloque de corte, se ha verificado que en todos los casos la resistencia de diseño del bloque de cortante es mayor o igual que la fuerza de corte  $F_{pr}$ .

#### **4.2.1.13. Verificación de la placa de ala por pandeo por compresión.**

Como paso 13 se requiere chequear la placa de ala, por pandeo por compresión, de acuerdo a lo indicado en la sección J4.4 del AISC 360-16, para verificar la resistencia de la placa ante el pandeo por compresión se puede aplicar la ecuación 71 si la relación  $KL/r$  es mayor que

25. Para el caso de esta conexión el AISC 358-16 permite calcular  $KL/r$  así:

$$\frac{KL}{r} = \frac{0.65 * S_I}{r} = \frac{0.65 * 2.5 \text{ in}}{1 \text{ in}/\sqrt{12}} = 5.63 \quad \text{Ec.69. (4,45)}$$

La resistencia de la placa por pandeo se calcula entonces como sigue:

$$P_n = A_g F_y \quad \text{Ec.70. (5,138)}$$

$$\phi_n P_n = 0.90 * 8.50 \text{ in}^2 * 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} = 382.5 \text{ kip}$$

La resistencia de diseño es mayor que  $F_{pr}$ .

#### 4.2.1.14. Cálculo de la resistencia requerida a cortante de la conexión

Como siguiente paso se debe determinar la resistencia requerida a cortante,  $V_u$ , de la viga y de la conexión del alma de la viga al ala de la columna por medio de la ecuación 45.

$$V_u = \frac{2 * (447.28 \text{ lb-ft})}{L_h} + 26.00 \text{ kip} = 68.30 \text{ kip}$$

#### 4.2.1.15. Diseño de la placa simple de corte o placa de alma.

Se debe diseñar la placa simple de corte de la conexión para el corte requerido,  $V_u$ . Para el diseño de la placa simple de corte se deben verificar los estados límite de la placa, el alma de la viga y también diseñarse los pernos, cada procedimiento requerido para el diseño de la placa de corte se detalla a continuación.

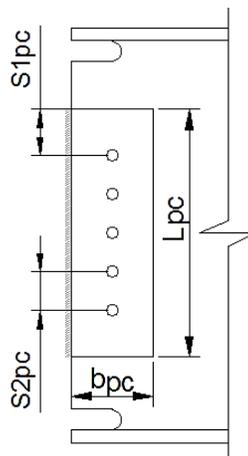


Figura 35. Dimensiones de la placa simple de corte. Fuente: Autor.

##### 4.2.1.15.1. Diseño de los pernos de la placa.

Se diseñan para resistir la fuerza  $V_u$ , se propone inicialmente un diámetro de 5/8" y un

número de 5 pernos para calcular la resistencia de acuerdo a la ecuación siguiente:

$$\phi R_n = 0.75 F_n A_{bw} \quad \text{Ec.71. (5,131)}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 68 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} * \left( \frac{5 * \pi * \left(\frac{5}{8} \text{ in}\right)^2}{4} \text{ in}^2 \right) = 78.23 \text{ kip}$$

Se verifica que la resistencia al corte que proveen los pernos es mayor que  $V_u$ , Posteriormente se proponen las dimensiones de la placa de corte, el ancho de la placa,  $b_{pc}$ , será de 3", se propone una longitud de placa,  $L_{pc}$ , de 11". El gramil  $S2_{pc}$  es equivalente a tres veces el diámetro del perno de la placa.

#### 4.2.1.15.2. Verificación del alma de la viga por tensión de fluencia y ruptura.

La resistencia a la tensión de fluencia de elementos conectados en corte se puede calcular así:

$$R_n = 0.6 F_y A_{gv} \quad \text{Ec.72. (5,137)}$$

$$R_n = 0.6 * 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} * (d_b - 2t_{bf}) * t_{bw}$$

$$\phi R_n = 1.00 * 0.6 * 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} * (18.00 \text{ in} - 2 * 0.57 \text{ in}) * 0.355 \text{ in} = 179.56 \text{ kip}$$

La resistencia a la tensión de ruptura de elementos conectados en corte se define como:

$$R_n = 0.6 F_u A_{nv} \quad \text{Ec.73. (5,137)}$$

$$R_n = 0.6 * 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} * [(d_b - 2t_{bf}) - N_{bw} D_{bwh}] * t_{bw}$$

$$R_n = 0.6 * 65 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} * \left[ (18.00 \text{ in} - 2 * 0.57 \text{ in}) - 5 * \left( \frac{5}{8} \text{ in} + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right] * 0.355 \text{ in}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 185.83 \text{ kip} = 139.37 \text{ kip}$$

Se observa que la resistencia de diseño por tensión de fluencia y ruptura es mayor que  $V_u$ .

#### 4.2.1.15.3. Verificación del alma de la viga por bloque de cortante.

Se verifica a continuación la resistencia por bloque de corte en el alma de la viga, la resistencia se determina como se mostró en la ecuación 60, para evaluar la resistencia del alma de la viga para este estado límite se ha considerado el bloque mostrado en la figura 36.

Para el bloque de corte los valores de:  $A_{nv}$ ,  $A_{nt}$  y  $A_{gv}$ , se determinan así:

$$A_{gv} = [(d_b - 2t_{bf}) - S_{lw}] * t_{bw} \quad \text{Ec.74. (45,236)}$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (D_{bwh})(N_{bw} - 1/2)t_{bw} \quad \text{Ec.75. (45,236)}$$

$$A_{nt} = (b_{pc} - D_{bwh})t_{bw}/2 \quad \text{Ec.76. (45,236)}$$

La resistencia de diseño para este bloque de corte se ha verificado así:

$$R_n = 0.60F_u * 3.23 \text{ in} + 1.0 * F_u * 0.41 \text{ in} \leq 0.60F_y * 4.32 \text{ in} + 1.0 * F_u * 0.41 \text{ in}$$

$$R_n = 152.62 \text{ kip} \leq 156.25 \text{ kip}$$

$$\phi_n R_n = 114.46 \text{ kip} \leq 117.18 \text{ kip}$$

La resistencia de diseño del bloque de corte es la menor de las calculadas, es decir 114.46 kip, se comprueba que esta es mayor que el corte  $V_u = 68.30 \text{ kip}$ .

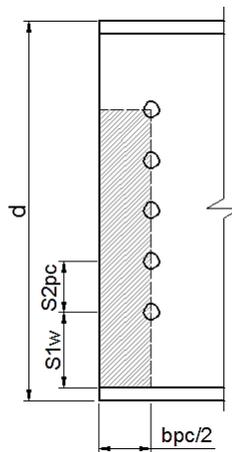


Figura 36. Bloque de corte del alma de la viga. Fuente: Zambrano, 2008.

#### 4.2.1.15.4. Verificación del alma de la viga por desgarre y aplastamiento.

De acuerdo con las consideraciones de la especificación AISC 360-16, sección J3.10 se puede determinar la resistencia por aplastamiento de la manera siguiente:

$$R_n = 2.4N_{bw}d_b t_{bw} F_u \quad \text{Ec.77. (5,136)}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 2.4 * 5 * \left( \frac{5}{8} + \frac{1}{16} \right) * (0.355 \text{ in}) * 65 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} = 142.77 \text{ kip}$$

La resistencia de diseño por desgarre es la siguiente:

$$R_n = 1.2L_c t_{bw} F_u \quad \text{Ec.78. (5,137)}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 1.2 * (S I_w + 3S 2_{pc} - 3.5d_{bw}) * (0.355 \text{ in}) * 65 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} = 164.03 \text{ kip}$$

Se verifica que en aplastamiento y desgarre el corte ultimo requerido es mayor que la resistencia de diseño.

$$V_u \leq \phi R_n$$

#### 4.2.1.15.5. Espesor propuesto de la placa de corte.

Al verificar los estados límite en el alma de la viga se procede a diseñar la placa simple de corte, con las dimensiones propuestas al inicio del paso 15, falta ahora determinar el espesor de la placa y verificar que cada estado limite se satisface con estas dimensiones.

Para prevenir el pandeo local de la placa se recomienda el espesor mínimo de:

$$t_{pc \text{ min}} = \frac{L_{pc}}{64} \geq 1/4 \text{ in} \quad \text{Ec.79. (45,240)}$$

$$t_{pc \text{ min}} = \frac{12 \text{ in}}{64} = \frac{3}{16} \text{ in} \rightarrow t_{pc \text{ min}} = 1/4 \text{ in}$$

Para proporcionar ductilidad al giro en la placa se recomienda un espesor máximo de:

$$t_{pc \text{ máx}} = \frac{d_{bpc}}{2} + \frac{1}{16} \quad \text{Ec.80. (45,240)}$$

$$t_{pc \text{ min}} = \frac{5/8 \text{ in}}{2} + \frac{1}{16} \text{ in} = 3/8 \text{ in}$$

Se asume un espesor para la placa  $t_{pc}$  de 3/8 in.

#### 4.2.1.15.6. Verificación de la placa de corte por tensión de fluencia y ruptura.

La resistencia a la tensión de fluencia se ha calculado según la ecuación 57:

$$R_n = 0.6 * 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} * L_{pc} t_{pc}$$

$$\phi R_n = 1.00 * 0.6 * 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} * (11 \text{ in}) * 3/8 \text{ in} = 123.75 \text{ kip}$$

La resistencia a la tensión de ruptura se ha calculado por la ecuación 58 así:

$$R_n = 0.6 * 65 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} * \left[ 11 \text{ in} - 5 * \left( \frac{5}{8} \text{ in} + \frac{1}{16} \text{ in} \right) \right] * 3/8 \text{ in}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 110.60 \text{ kip} = 82.95 \text{ kip}$$

Se observa que la resistencia de diseño por tensión de fluencia y ruptura es mayor que  $V_u$ .

#### 4.2.1.15.7. Verificación de la placa por bloque de cortante.

Se verifica a continuación la resistencia por bloque de corte en la placa de acuerdo a la ecuación 60.

Para el bloque de corte los valores de:  $A_{nv}$ ,  $A_{nt}$  y  $A_{gv}$ , se determinan así:

$$A_{gv} = [L_{pc} - S_{lpc}] * t_{pc} \quad \text{Ec.81. (45,236)}$$

$$A_{nv} = A_{gv} - (d_{bwh})(N_{bw} - 1/2) t_{pc} \quad \text{Ec.82. (45,236)}$$

$$A_{nt} = (b_{pc} - d_{bwh})t_{pc}/2 \quad \text{Ec.83. (45,236)}$$

La resistencia de diseño para este bloque de corte se ha verificado así:

$$R_n = 0.60F_u * 2.31 \text{ in} + 1.0 * F_u * 0.434 \text{ in} \leq 0.60F_y * 3.47 \text{ in} + 1.0 * F_u * 0.434 \text{ in}$$

$$R_n = 118.30 \text{ kip} \leq 132.31 \text{ kip}$$

$$\phi_n R_n = 88.72 \text{ kip} \leq 99.23 \text{ kip}$$

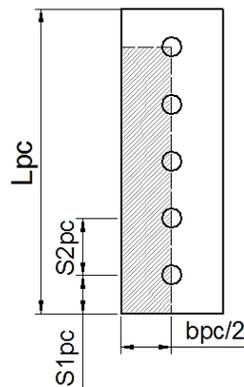


Figura 37. Bloque de corte del alma de la viga. Fuente: Autor.

La resistencia de diseño del bloque de corte es la menor de las calculadas, es decir 88.72 kip, se comprueba que ésta es mayor que el corte  $V_u = 68.30$  kip.

#### 4.2.1.15.8. Verificación de la placa de corte por desgarre y aplastamiento.

De acuerdo con las consideraciones de la especificación AISC 360-16, sección J3.10 se puede determinar la resistencia por aplastamiento de la manera siguiente:

$$R_n = 2.4N_{bw}d_b t_{pc} F_u \quad \text{Ec.84. (5,136)}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 2.4 * 5 * \left( \frac{5}{8} + \frac{1}{16} \right) * (3/8 \text{ in}) * 65 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} = 150.82 \text{ kip}$$

La resistencia de diseño por desgarre es la siguiente:

$$R_n = 1.2L_c t_{pc} F_u \quad \text{Ec.85. (5,136)}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 1.2 * (S1_{pc} + 3S2_{pc} - 3.5d_{bw}) * \left( \frac{3}{8} \text{ in} \right) * 65 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} = 141.22 \text{ kip}$$

Se verifica que en aplastamiento y desgarre el corte ultimo requerido es mayor que la resistencia de diseño.

$$V_u \leq \phi R_n$$

#### **4.2.1.16. Verificación de los requisitos de las placas de continuidad.**

Se deben revisar los requisitos de placas de continuidad y proveerlas según lo requiera el sistema estructural.

##### *4.2.1.16.1. Placa de continuidad requerida por espesor del ala de la columna.*

De acuerdo con AISC 341-16 existen dos circunstancias bajo las cuales se debe de proveer placas de continuidad a la conexión, la primera de ellas se refiere al espesor de las alas de la columna, el cual debe ser mayor que  $t_{lim}$ .

$$t_{lim} = \frac{b_{fp}}{6} \quad \text{Ec.86. (3,49)}$$

$$t_{lim} = \frac{9 \text{ in}}{6} = 1.50 \text{ in} \quad \wedge \quad t_{cf} = 0.94 \text{ in}$$

Se determina que el espesor de las alas de la columna,  $t_{cf}$ , es menor al espesor limite, por tanto se requieren placas de continuidad.

##### *4.2.1.16.2. Placa de continuidad requerida por resistencia de estados límite de la columna.*

También se requieren placas de continuidad si al verificar los estados límite de la columna en la zona de la conexión se encuentra que en alguno de ellos la resistencia es menor que la fuerza  $F_{pr} = 331.17 \text{ kip}$ .

Para evaluar esta condición se requiere analizar los siguientes estados límite de la

columna en la zona de la conexión:

1.- Flexión local del ala de la columna:

$$R_n = 6.25F_{yf}t_{cf}^2 \quad \text{Ec.87. (5,142)}$$

$$R_n = 6.25 * 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} * (0.94 \text{ in})^2$$

$$\phi R_n = 0.90 * 276.125 \text{ kip} = 248.51 \text{ kip}$$

2.- Fluencia local del alma por compresión del ala:

$$R_n = F_{yw}t_{cw}(2.5k_c + l_b) \quad \text{Ec.88. (5,143)}$$

$$R_n = 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} * 0.59 \text{ in} * (2.5 * 1.34 \text{ in} + 1.34 \text{ in})$$

$$\phi R_n = 1.00 * 138.35 \text{ kip} = 138.35 \text{ kip}$$

3.- Aplastamiento del alma de la columna:

$$\text{Ec.89. (5,144)}$$

$$R_n = 0.40t_w^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{l_b}{d_c} \right) \left( \frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_{cf}}{t_{cw}}}$$

$$R_n = 0.40 * (0.59 \text{ in})^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{1.34 \text{ in}}{18.70 \text{ in}} \right) \left( \frac{0.59 \text{ in}}{0.94 \text{ in}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{29000 * 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} * 0.94 \text{ in}}{0.59 \text{ in}}}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 234.25 = 175.70 \text{ kip}$$

4.- Pandeo de compresión del alma:

$$R_n = \frac{24t_{cw}^3 \sqrt{EF_{yw}}}{d_c - 2k_c} \quad \text{Ec.90. (5,145)}$$

$$R_n = \frac{24 * (0.59 \text{ in})^3 * \sqrt{29000 * 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}}}{18.7 \text{ in} - 2 * 1.34 \text{ in}}$$

$$\phi R_n = 0.90 * 0.5 * 370.50 \text{ kip} = 166.72 \text{ kip}$$

Al evaluar los distintos estados límite de la columna en la zona de la conexión se ha determinado que en más de uno de ellos la fuerza  $F_{pr}$  excede la resistencia disponible, por lo que se debe proveer placas de continuidad.

La fuerza para la cual se deben de diseñar las placas de continuidad  $F_{AT}$  se obtiene de la diferencia de la fuerza  $F_{pr}$  y la menor resistencia disponible hallada.

$$F_{AT} = \frac{F_{pr} - \text{Min}R_n}{2} \quad \text{Ec.91. (45,243)}$$

$$F_{AT} = (331.17 \text{ kip} - 138.35 \text{ kip})/2 = 96.41 \text{ kip}$$

#### 4.2.1.16.3. Diseño de las placas de continuidad.

Las placas de continuidad provistas deben cumplir con los requerimientos de la sección E3.6f.2 de AISC 341-16 tomando esto en cuenta se han asignado las siguientes dimensiones (figura 38) a las placas de continuidad:

Longitud de la placa de continuidad,  $L_{AT} = 16.82 \text{ in}$

Ancho de la placa de continuidad,  $b_{AT} = 5 \text{ in}$

Ancho efectivo de la placa,  $b_{eAT} = b_{AT} - (K_{Ic} - t_{wc}/2) - 1/2 \text{ in} = 3.68 \text{ in}$

Espesor de la placa de continuidad,  $t_{AT} = 7/8 \text{ in}$ .

Con las dimensiones propuestas de las placas de continuidad, se procede a verificar su resistencia de acuerdo con AISC 360-16, J4.1 y J4.4

1.- Verificación por fluencia en tracción por medio de la ecuación siguiente:

$$R_n = F_y A_g \quad \text{Ec.92. (5,137)}$$

$$R_n = 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} * b_{eAT} * t_{AT}$$

$$\phi R_n = 0.90 * 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} * 3.68 \text{ in} * \frac{7}{8} \text{ in} = 144.9 \text{ kip}$$

Se cumple que  $\phi R_n \geq F_{AT}$

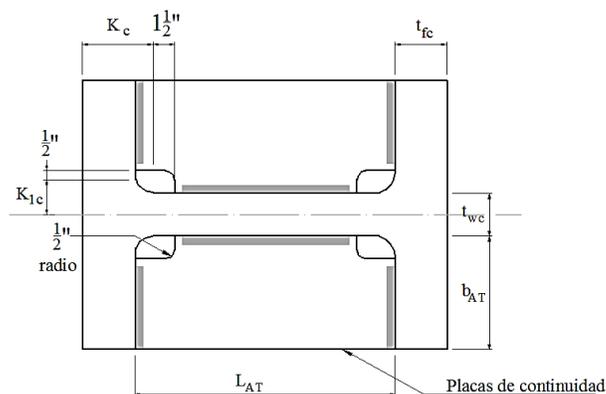


Figura 38. Dimensiones de las placas de continuidad. Fuente: Autor.

2.- Verificación por ruptura en tracción, aplicando la ecuación 57 tenemos:

$$R_n = F_u A_e$$

$$R_n = 65 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} * b_{e_{AT}} * t_{AT}$$

$$\phi R_n = 0.75 * 65 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} * 3.68 \text{ in} * \frac{7}{8} \text{ in} = 156.97 \text{ kip.}$$

Se cumple que  $\phi R_n \geq F_{AT}$

3.- Verificación por compresión. AISC 360, sección J4.4 y E3

En primer lugar se verifica la esbeltez de la placa, si la relación de esbeltez es menor o igual que 25 se aplican las ecuaciones de la sección J4.4 de AISC 360, si es mayor que 25 aplica la sección E3 de AISC 360-16.

$$\frac{K_{AT} L_{AT}}{r_{AT}} = \frac{1.00 * 16.82 \text{ in}}{0.2526 \text{ in}} = 66.58$$

Donde:

Radio de giro de la placa de continuidad,  $r_{AT} = t_{AT}/\sqrt{12} = 0.252 \text{ in}$

Factor de longitud efectiva de la placa,  $K_{AT} = 1.00$

Debido a que la relación de esbeltez es mayor a 25, la resistencia a compresión de las placas de continuidad se debe chequear de acuerdo al estado límite de pandeo por flexión.

$$P_n = F_{cr} A_g \quad \text{Ec.93. (5,35)}$$

El valor de  $F_{cr}$  y  $F_e$  se calculan por medio de las ecuaciones siguientes:

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{K_{AT} L_{AT}}{r_{AT}}\right)^2} \quad \text{Ec.94. (5,36)}$$

$$F_e = \frac{\pi^2 * 29000 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}}{(66.58)^2} = 64.57$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{F_y}{F_e}\right) F_y \quad \text{Ec.95. (5,35)}$$

$$F_{cr} = \left(0.658 \frac{50.00}{64.57}\right) * 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} = 36.16 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2}$$

Aplicando la ecuación 94:

$$P_n = 36.16 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} * b_{e_{AT}} * t_{AT} = 36.16 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} * 3.68 \text{ in} * 7/8 \text{ in}$$

$$\phi P_n = 0.90 * 116.43 \text{ kip} = 104.79 \text{ kip}$$

Se cumple que  $\phi R_n \geq F_{AT}$

$$104.79 \text{ kip} \geq 96.41 \text{ kip}$$

Se ha verificado que las dimensiones propuestas proveen suficiente resistencia a las placas de continuidad.

#### 4.2.1.17. Verificación de los requerimientos para la zona panel.

La resistencia para la cual se debe diseñar la zona panel, se debe determinar por medio de la sumatoria de los momentos en el rostro de la columna determinados proyectando los momentos esperados en los puntos de articulación plástica a los rostros de la columna. Como se ha expuesto en la sección 3.4.3, se determina la resistencia requerida de la zona panel por medio de la ecuación 25.

$$V_{PZ} = \frac{2M_f}{d_b - t_{bf}}$$

$$V_{PZ} = \frac{2 * 6292.25 \text{ kip-in}}{18 \text{ in} - 0.57 \text{ in}} = 722 \text{ kip}$$

Con los resultados del análisis estructural es posible determinar la relación  $P_r/P_c$  la cual es útil para establecer la ecuación que describa la resistencia nominal de la zona panel, ver sección 3.4.3.1. Para esta conexión la relación  $P_r/P_c$  es 0.022, además se ha incluido el efecto de la deformación plástica de la zona panel en el análisis de la estructura, por lo que se debe utilizar la ecuación 97.

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_{cw} \left( 1 + \frac{3 b_c t_{cf}^2}{d_b d_c t_{cw}} \right) \quad \text{Ec.96. (5,146)}$$

$$R_n = 0.60 * 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} * 18.70 \text{ in} * 0.59 \text{ in} \left( 1 + \frac{3 * 11.20 \text{ in} * (0.94 \text{ in})^2}{18.00 \text{ in} * 18.70 \text{ in} * 0.59 \text{ in}} \right)$$

$$\phi R_n = 1.00 * 380.47 = 380.47 \text{ kip}$$

Se observa que la resistencia de diseño del alma en la zona panel es menor que el cortante al que estará sujeta.

$$V_{PZ} > \phi R_n$$

$$722 \text{ kip} > 380.47 \text{ kip}$$

La resistencia adicional que se debe proveer por medio de placas refuerzo es:

$$V_{dp} = 722 \text{ kip} - 380.47 \text{ kip} = 341.53 \text{ kip}$$

Se propone el uso de dos placas de refuerzo con un espesor de 3/8", se verifica su resistencia por medio de la ecuación 98.

$$V_n = 0.60F_yA_w \quad \text{Ec.97. (5,137)}$$

$$V_n = 0.60F_y(d_c - 2t_{cp})t_{cp}$$

$$V_n = 0.60 * 50 \frac{\text{kip}}{\text{in}^2} * (18.7 \text{ in} - 2 * 0.94 \text{ in}) * \frac{3}{8} \text{ in} * 2 \text{ placas}$$

$$\phi V_n = 1.00 * 378.45 = 378.45 \text{ kip}$$

La resistencia que las placas de refuerzo proveen es mayor que la resistencia adicional requerida por corte. Finalmente se debe verificar que el espesor del alma de la columna y de las placas de refuerzo cumple con el mínimo espesor requerido.

$$t_{PZ} = (d_z + w_z)/90 \quad \text{Ec.98. (3,46)}$$

Donde:

$d_z = d_b - 2t_{bf}$  de la viga de mayor peralte que llega a la conexión

$t_{pz}$  = espesor del alma de la columna o placa individual de la zona panel

$w_z$  = ancho de la zona panel entre las alas de la columna

$$t_{PZ} = [(18.00 \text{ in} - 2 * 0.57 \text{ in}) + (18.70 - 2 * 0.94 \text{ in})]/90$$

$$t_{PZ} = (33.68 \text{ in})/90 = 0.37 \text{ in}$$

Las placas de refuerzo y el alma cumplen con este requisito.

De esta manera se finaliza el diseño de la conexión interior del modelo 1FLE, esta metodología ha aplicado para el diseño de todas las conexiones de los modelos definidos en la sección 4.1.

Al finalizar el diseño de esta conexión se resume en la tabla 32 la relación entre la resistencia requerida y la resistencia de diseño de cada estado límite de falla

Tabla 32. Resumen de los estados límite de la conexión BFP. Fuente: Autor.

Elemento	Estado límite de falla	Ru/ $\Phi$ Rn (%)
Pernos de ala	Ruptura por corte o aplastamiento	82.7%
Placa de ala	Ruptura en tracción	94.2%
	Pandeo por compresión	86.7%
Alas de viga	Ruptura por bloque de corte	98.8%
Pernos de alma	Ruptura por corte	87.3%
Placa de corte	Fluencia en tracción	82.4%
	Ruptura del bloque de corte	77.1%
	Aplastamiento y desgarre	48.4%
Alma de viga	Fluencia y ruptura en tracción	49.0%
	Ruptura por bloque de corte	59.8%
	Aplastamiento y desgarre	47.9%
Placas de continuidad	Resistencia a compresión	92.4%
Zona panel	Corte en la zona panel	90.5%

El procedimiento desarrollado en esta sección se ha aplicado para el diseño de las conexiones de cada arquetipo de la sección 4.1, se muestra en las tablas 33 a 35 el resumen con las dimensiones de todas las conexiones.

Tabla 33(a). Resumen de las dimensiones de la placa de ala apernada de todas las conexiones. Fuente: Autor.

Piso	$D_{bf}$ IN	$N_{bf}$ #	$t_{fp}$ IN	$b_{fp}$ IN	$L_{fp}$ IN	$S1_f$ IN	$S2_f$ IN	$S3_f$ IN
<b>1 - FLE</b>								
01	3/4	12	1	8 1/2	15 3/4	2 1/2	2 1/4	2
<b>2 - FLE</b>								
01	7/8	14	1 7/16	10 1/2	20 1/4	2 1/2	2 5/8	2
02	1 1/8	12	1 1/2	12 1/2	21 7/8	2 1/2	3 3/8	2 1/2
<b>3 - FLE</b>								
01	1	12	1 1/2	11	23 3/8	3 1/2	3 3/8	3
02	1	14	1 1/2	12	28	4	3 1/2	3
03	7/8	14	1 1/4	11	20 3/4	2 1/2	2 5/8	2 1/2
04	5/8	14	1	8	18 1/4	4	1 7/8	3
<b>4 - FLE</b>								
01	1 1/8	14	1 3/4	14	30 1/2	4	3 3/4	4
02	1 1/8	14	1 3/4	14	30 1/2	4	3 3/4	4
03	1 1/8	14	1 3/4	14	30 1/2	4	3 3/4	4
04	1 1/8	14	1 3/4	14	30 1/2	4	3 3/4	4
05	1 1/8	14	1 9/16	14	31 3/4	4 1/2	3 7/8	4
06	1 1/8	12	1 1/2	13 1/2	25 1/4	3 1/2	3 3/4	3
07	1	12	1 1/4	13	23	3 3/4	3 1/4	3
08	3/4	12	3/4	10	18	3	2 1/2	2 1/2

*Dimensiones de la placa de ala apernada*

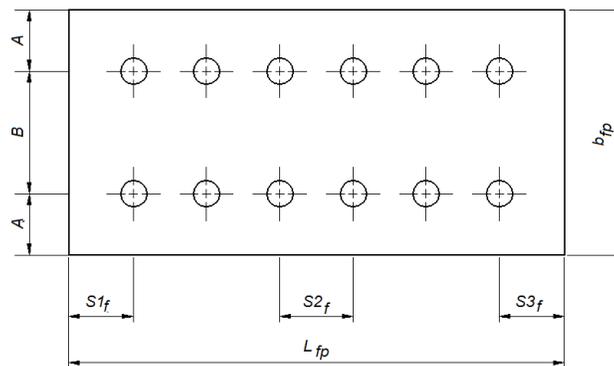


Tabla 33(b) Resumen de las dimensiones de la placa de ala apertada de todas las conexiones. Fuente: Autor.

Piso	$D_{bf}$ IN	$N_{bf}$ #	$t_{fp}$ IN	$b_{fp}$ IN	$L_{fp}$ IN	$SI_f$ IN	$S2_f$ IN	$S3_f$ IN
<b>5 - FLE</b>								
01	5/8	12	3/4	8 1/2	13 3/8	2	1 7/8	2
<b>6 - FLE</b>								
01	5/8	14	1	7 1/2	15 1/4	2	1 7/8	2
02	7/8	12	1 1/8	11 1/2	17 1/8	2	2 5/8	2
<b>7 - FLE</b>								
01	7/8	14	1 1/4	11	21 3/4	3	2 5/8	3
02	1	12	1 1/4	12 1/2	23 11/16	3 1/2	3 7/16	3
03	7/8	14	1 1/8	12	20 3/4	2 1/2	2 5/8	2 1/2
04	3/4	12	1	8 1/2	15 3/4	2 1/2	2 1/4	2
<b>8 - FLE</b>								
01	1	14	1 3/8	13	28	4	3 1/2	3
02	1	14	1 3/8	13	28	4	3 1/2	3
03	1	14	1 3/8	13	28	4	3 1/2	3
04	1	12	1 1/4	13	23 1/4	3 1/2	3 1/4	3 1/2
05	1	12	1 1/4	13	23 1/4	3 1/2	3 1/4	3 1/2
06	1	12	1 1/4	12 1/2	24	3 1/2	3 1/2	3
07	7/8	14	1 1/8	12	20 3/4	2 1/2	2 5/8	2 1/2
08	3/4	12	3/4	10	18	3	2 1/2	2 1/2

Donde:

$A$  = distancia entre el centro de la hilera de pernos y el borde libre,  $(b_f - 2A)$ .

$B$  = distancia entre centros de hileras de pernos,  $(b_{fp} - t_{bw})/4$ .

$D_b$  = diámetro del perno

$D_{bh}$  = diámetro del agujero del perno,  $(D_b + 1/16)$

$t_{fp}$  = espesor de la placa de ala

$b_{fp}$  = ancho de la placa de ala

$L_{fp}$  = longitud de la placa de ala

$SI_f$  = distancia desde el centro del perno al borde soldado de la placa de ala

$S2_f$  = gramil, distancia entre centros de pernos de la placa de ala

$S3_f$  = distancia desde el centro del perno al borde libre de la placa de ala

$N_{bf}$  = número de pernos de la placa de ala

Tabla 34(a). Resumen de las dimensiones de la placa simple de corte para todas las conexiones. Fuente: Autor.

Piso	$D_{bw}$ IN	$N_{bw}$ #	$t_{wp}$ IN	$b_{wp}$ IN	$L_{wp}$ IN	$S1_w$ IN	$S2_w$ IN	$S3_w$ IN
<b>1 - FLE</b>								
01	5/8	5	3/8	3	11	1 3/4	1 7/8	1 3/4
<b>2 - FLE</b>								
01	3/4	6	7/16	5	15 1/2	1 1/2	2 1/2	1 1/2
02	7/8	5	1/2	4	15 1/2	2 1/2	2 5/8	2 1/2
<b>3 - FLE</b>								
01	7/8	6	1/2	5 1/2	18	1 13/16	2 7/8	1 13/16
02	7/8	7	1/2	5	21	2 5/8	2 5/8	2 5/8
03	7/8	5	1/2	5	15	2 1/4	2 5/8	2 1/4
04	5/8	5	3/8	3	12	2 1/4	1 7/8	2 1/4
<b>4 - FLE</b>								
01	1	8	9/16	6	27	2 1/8	3 1/4	2 1/8
02	1	8	9/16	6	27	3	3	3
03	1	8	9/16	6	27	3	3	3
04	1	8	9/16	6	27	3	3	3
05	1	7	9/16	6	24 1/2	3 1/4	3	3 1/4
06	7/8	8	1/2	6	24	2 13/16	2 5/8	2 13/16
07	7/8	6	1/2	5	18	2 7/16	2 5/8	2 7/16
08	5/8	5	3/8	3	12	2 1/4	1 7/8	2 1/4

*Dimensiones de la placa simple de corte*

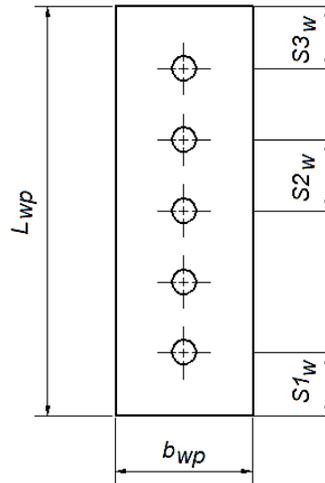


Tabla 34(b) Resumen de las dimensiones de la placa simple de corte para todas las conexiones. Fuente: Autor.

Piso	$D_{bw}$ IN	$N_{bw}$ #	$t_{wp}$ IN	$b_{wp}$ IN	$L_{wp}$ IN	$S1_w$ IN	$S2_w$ IN	$S3_w$ IN
<b>1 - FLE</b>								
01	5/8	4	3/8	3	9	1 11/16	1 7/8	1 11/16
<b>6 - FLE</b>								
01	5/8	5	3/8	4	12	1 3/4	2 1/8	1 3/4
02	3/4	5	7/16	4	14	2 1/2	2 1/4	2 1/2
<b>7 - FLE</b>								
01	3/4	7	7/16	6	18	1 1/2	2 1/2	1 1/2
02	7/8	6	1/2	5	18	2 7/16	2 5/8	2 7/16
03	3/4	6	7/16	5	15	1 7/8	2 1/4	1 7/8
04	5/8	5	3/8	3	12	2 1/4	1 7/8	2 1/4
<b>8 - FLE</b>								
01	7/8	7	1/2	5	21	1 7/8	2 7/8	1 7/8
02	7/8	7	1/2	5	21	2 5/8	2 5/8	2 5/8
03	7/8	7	1/2	5	21	2 5/8	2 5/8	2 5/8
04	7/8	6	1/2	5	18	2 7/16	2 5/8	2 7/16
05	7/8	6	1/2	5	18	2 7/16	2 5/8	2 7/16
06	7/8	6	1/2	5	18	2 7/16	2 5/8	2 7/16
07	3/4	6	7/16	4	15	1 7/8	2 1/4	1 7/8
08	5/8	5	3/8	3	12	2 1/4	1 7/8	2 1/4
<p>Donde:</p> <p><math>D_{bw}</math> = diámetro del perno del alma</p> <p><math>D_{bh_w}</math> = diámetro del agujero del perno de la placa de alma, (<math>D_{bw}+1/16</math>)</p> <p><math>t_{wp}</math> = espesor de la placa de alma</p> <p><math>b_{wp}</math> = ancho de la placa de alma</p> <p><math>L_{wp}</math> = longitud de la placa de alma</p> <p><math>S1_w</math> = distancia desde el centro del perno al borde inferior de la placa de alma</p> <p><math>S2_w</math> = gramil, distancia entre centros de pernos de la placa de alma</p> <p><math>S3_w</math> = distancia desde el centro del perno al borde superior de la placa de alma</p> <p><math>N_{bw}</math> = número de pernos de la placa de alma</p>								

Tabla 35. Resumen de las dimensiones de las placas de continuidad para todas las conexiones. Fuente: Autor.

Piso	$t_{AT}$ IN	$L_{AT}$ IN	$b_{AT}$ IN	Piso	$t_{AT}$ IN	$L_{AT}$ IN	$b_{AT}$ IN
<b>1-FLE</b>				<b>5-FLE</b>			
01	7/8	16 41/50	5	01	3/4	16 21/25	5 23/80
<b>2-FLE</b>				<b>6-FLE</b>			
01	1 1/4	19 4/5	5 8/9	01	3/4	19 4/5	5 1/2
02	1 1/2	19 4/5	5	02	1 1/8	19 4/5	5 8/9
<b>3-FLE</b>				<b>7-FLE</b>			
01	1 1/8	22 13/25	6	01	1 1/4	22 14/25	6
02	1 1/8	22 13/25	6 2/25	02	1 5/16	22 14/25	6 9/61
03	1	22 14/25	6 5/77	03	1 1/4	22 13/25	6 1/8
04	3/4	22 14/25	6	04	7/8	22 29/50	6
<b>4-FLE</b>				<b>8-FLE</b>			
01	1 5/16	25 11/25	6	01	1	22 13/25	6
02	1 1/8	25 11/25	6 33/50	02	1	22 13/25	6 4/57
03	1	25 11/25	6 33/50	03	1	22 13/25	6 4/57
04	1 5/16	25 11/25	6	04	1	22 13/25	6
01	1 3/16	25 21/50	6 1/2	01	1 1/4	22 14/25	6
02	1 1/4	25 23/50	6 33/50	02	1 5/16	22 13/25	6 3/40
03	1 1/4	25 2/5	6 40/63	03	1 1/4	22 14/25	6
04	3/4	25 21/50	6 1/2	04	3/4	22 13/25	6 1/2

### 4.3. Modelado del asentamiento diferencial en los marcos de acero.

Hasta este punto de la metodología se han desarrollado ocho arquetipos que representan el sistema de marcos especiales resistentes a momento, cuyas características se describen en las tablas 24 a 27, luego se han diseñado las conexiones para cada nivel de cada una de las estructuras obtenidas, con un total de 30 conexiones, como parte final de la metodología, el modelado de los asentamientos diferenciales se hará de la siguiente manera:

#### 4.3.1. Valores del asentamiento.

Los valores a modelar se han seleccionado en función de los límites brindados por las normas y autores mencionados en la sección 1.3.2.

Se han seleccionado los valores en función de la distorsión angular  $\beta$ , ya que este valor toma en cuenta la relación entre el asentamiento diferencial máximo y la distancia entre los puntos en que se mide.

$$\beta = \tan^{-1} \left( \frac{\Delta\delta}{L} \right) \approx \frac{\Delta\delta}{L}$$

Los valores a ser modelados se describen en tabla siguiente:

Tabla 36. Valores del asentamiento a modelar. Fuente: Autor.

$\beta$	Asentamiento diferencial <sup>4</sup>		Descripción del valor de la distorsión angular
1/500	0.60 in	1.5 cm.	Límite aceptable para evitar cualquier daño <sup>1</sup>
1/250	1.20 in	3.0 cm.	Inclinación apreciable, daño arquitectónico <sup>2</sup>
1/150	2.40 in	6.1 cm.	Límite de peligro estructural <sup>3</sup>

<sup>1</sup>Según: Skempton y Mac Donald (1956), Polshin y Tokar (1957), Bjerrum (1963), Eurocodigo 7 (2004).

<sup>2</sup>Según: Bjerrum (1963), Olson (1989)

<sup>3</sup>Según: Skempton y Mac Donald (1956), Mayerhoff (1979) Eurocodigo 7 (2004).

<sup>4</sup>Valor del asentamiento a asignar en el apoyo, correspondiente a  $\beta$ , L = 25 pies.

#### 4.3.2. Ubicación del asentamiento diferencial.

El modelado del asentamiento se realizará tomando en cuenta la ubicación de este dentro del marco de la siguiente forma:

Para el análisis de la influencia del asentamiento en los esfuerzos internos de la estructura se modelará el asentamiento en una columna a la vez, evaluándose dos situaciones: El asentamiento diferencial en una columna interna y el asentamiento diferencial en una columna de borde del marco.

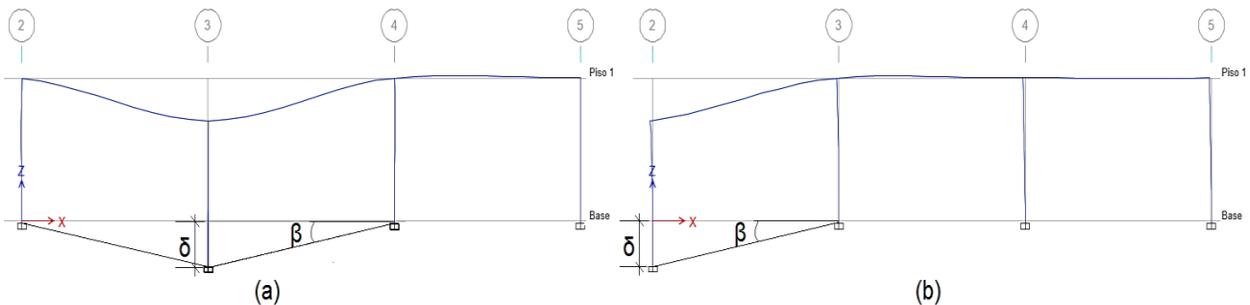


Figura 39. Modelado del asentamiento en el marco 1FLE, a) asentamiento en columna interior, b) asentamiento en columna de borde del marco. Fuente: Autor.

Para evaluar la influencia que tiene el asentamiento en el desempeño de las conexiones de placa de ala apernada se estudiará la condición en que una de las columnas del marco sufra asentamiento, siendo ésta una de las columnas del vano central, se asentará esta columna para observar el efecto que este asentamiento tiene en las conexiones de la columna de esquina y de la columna interior opuesta, como se observa en la figura 39.

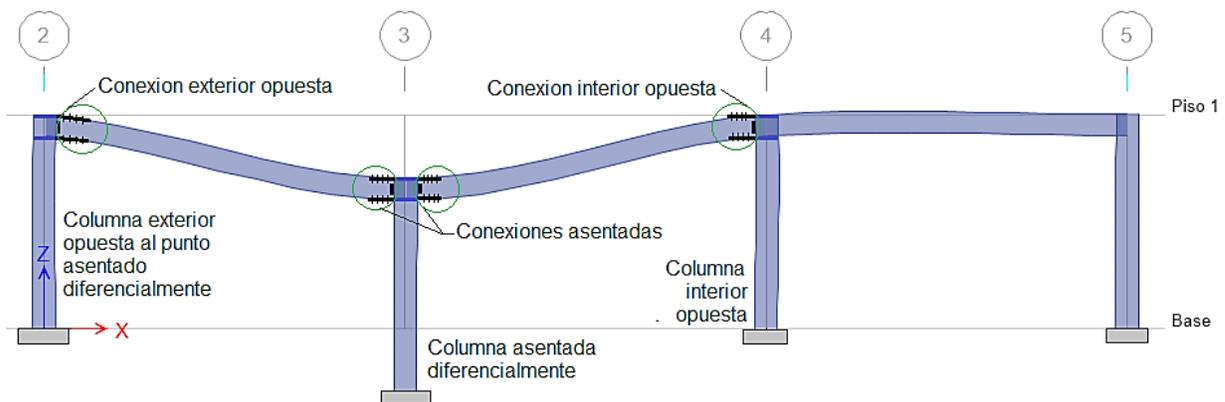


Figura 40. Modelado del asentamiento para la evaluación de las conexiones BFP. Fuente: Autor.

#### 4.3.3. Método para el modelado del asentamiento en los marcos.

El modelado del asentamiento se realizará por medio del software de análisis y diseño ETABS V.16. La forma en que el asentamiento se integrará al modelo de análisis es por medio de la opción de carga del “Ground displacement load”, la cual se usa para aplicar un desplazamiento específico al extremo soportado en el terreno de cualquier apoyo (*joint*

*restraints, joint spring, and one-joint Link/Support object*)” (CSI, 2016, p.46).

Es importante comprender que la carga por desplazamiento del terreno se aplica al terreno, y no afecta a la estructura a menos que la estructura esté soportada por elementos tipo “*joint restraints, joint spring, o one-joint Link/Support*” en la dirección de la carga. Los apoyos tipo “*restraints*” deben ser considerados como conexiones rígidas entre las juntas y los grados de libertad del terreno (CSI, 2016, p.46).

Los desplazamientos del terreno se modelan como cargas puntuales en los apoyos, pueden ser desplazamientos verticales o rotaciones en cada grado de libertad del apoyo.

En el modelado de los marcos de acero se han utilizado apoyos rígidos, restringidos contra la rotación y el desplazamiento, es en el apoyo mostrado en la figura 39 donde se asigna el desplazamiento al terreno y este desplazamiento se transfiere a la estructura. .

#### **4.3.4. Modelado del asentamiento y las combinaciones de carga.**

Para tomar en cuenta el asentamiento diferencial en el comportamiento total de la estructura se ha involucrado un nuevo tipo de carga en el modelo, denominada “Carga por Asentamiento (A)”, se ha tratado el asentamiento como una carga independiente debido a los efectos observados en la estructura, esta carga será adicionada a cada combinación, de servicio y de resistencia, el factor de carga será igual a la unidad.

Con esto se adicionarán los efectos del asentamiento de la estructura a los efectos de cada tipo de carga y combinación, lo que permitirá determinar el comportamiento de la estructura para cada estado límite de servicio y de falla.

## **Capítulo V**

### **Efecto del asentamiento diferencial en los marcos de acero y las conexiones de placa de ala apernada**

A continuación se describen los resultados obtenidos al aplicar la metodología del capítulo anterior. Se han identificado los efectos principales del asentamiento diferencial en los marcos de acero, y también se identifican los estados límite de las conexiones que son susceptibles a estos efectos.

#### **5.1.Efecto del asentamiento diferencial en los marcos especiales resistentes a momento**

El análisis de las estructuras de acero sometidas a asentamiento diferencial, ha mostrado que existen algunos efectos de importancia para el comportamiento de los marcos especiales a momento, estos describen a continuación.

##### **5.1.1. Esfuerzos internos debido al asentamiento diferencial.**

Cuando un asentamiento tiene lugar en la estructura, esta se opone a la deformación que provoca este asentamiento en su geometría, esta oposición es causada por la rigidez de la propia estructura.

Dependiendo de la ubicación del apoyo en que se origina el asentamiento diferencial, los esfuerzos internos debido al asentamiento tienen distinta distribución, se han evaluado dos situaciones en particular: a) asiento diferencial en una columna interior, y b) asiento diferencial en una columna del borde del marco. Se describe a continuación los efectos que estas situaciones tienen en la distribución de fuerzas axiales, cortantes y momentos que se originan en la estructura.

Con respecto a las cargas axiales, en ambas situaciones la columna que se asienta sufre tensión, mientras las columnas contiguas sufren compresión. Estos efectos surgen en las columnas cercanas al asentamiento y no se extienden más allá en el resto de columnas, en las vigas se observa que, en la primera situación se generan tensiones y compresiones en las vigas que conectan con la columna asentada, en el resto de vigas la influencia es casi nula, en la segunda situación también se generan compresiones y tensiones en las vigas, estos esfuerzos suceden en las vigas que conectan con la columna asentada y se extienden a las vigas del tramo siguiente del marco, no tienen efecto más allá del segundo tramo contiguo a la columna con

asentamiento. Lo anterior se puede observar en la figura 41, donde se muestran las tensiones en tono claro y las compresiones en tono oscuro, del modelo 2FLE, la distribución en todas las estructuras evaluadas sigue este mismo patrón y los efectos son directamente proporcionales a la magnitud del asentamiento diferencial.

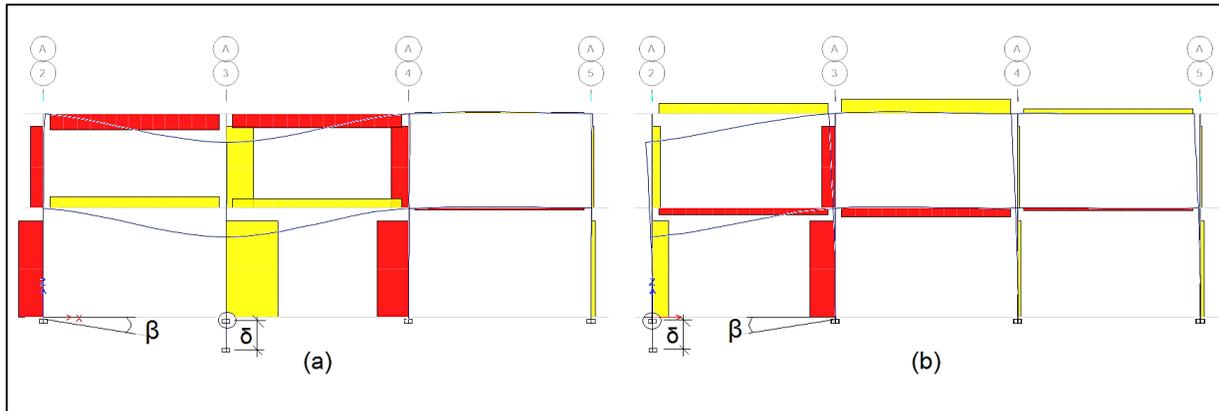


Figura 41. Distribución de las cargas axiales debidas al asentamiento diferencial, modelo 2FLE, a) asentamiento en columna interior, b) asentamiento diferencial en columna de borde. Fuente: Autor.

También se generan esfuerzos cortantes cuya distribución varía dependiendo del lugar donde se genera el asentamiento diferencial. Un asentamiento en una columna interior provoca cortantes que se concentran en las columnas a los lados de la columna con asentamiento y en las vigas que conectan a esta columna, mientras que un asentamiento en una columna del borde del marco genera cortantes, que se distribuyen en todo el marco decreciendo en magnitud a medida que se incrementa la distancia de los elementos con respecto a la columna que se asienta.

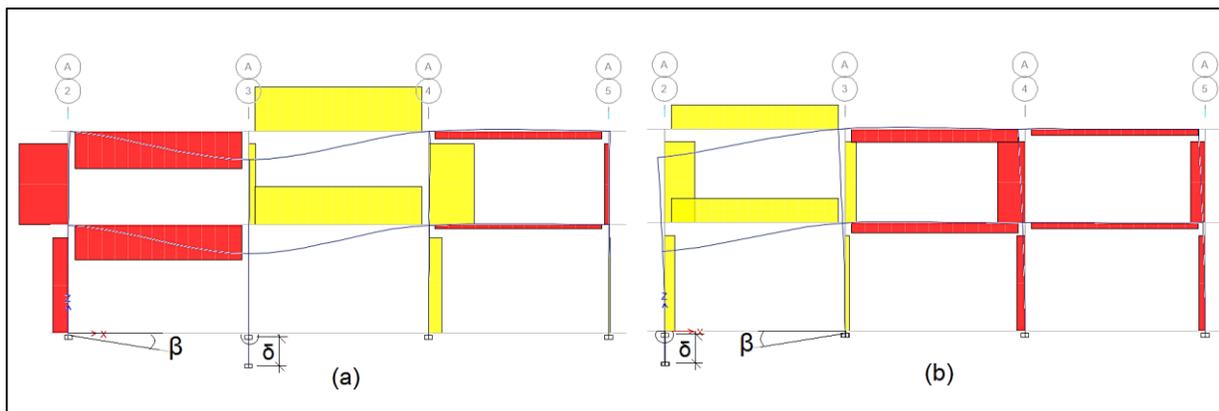


Figura 42. Distribución de los cortantes debidos al asentamiento diferencial, modelo 2FLE, a) asentamiento en columna interior, b) asentamiento diferencial en columna de borde. Fuente: Autor.

El asentamiento diferencial también genera momentos flectores, que se distribuyen en la

estructura así: en las columnas los momentos que se generan son de menor valor que los que se originan en las vigas.

Se observa que en los extremos de las vigas que conectan con la columna asentada los momentos son de signo positivo, mientras que en los extremos de la viga opuestos al asentamiento se generan momentos negativos, las zonas en que tiene influencia el asentamiento según su ubicación, son las mismas que para el esfuerzo de corte, tomando en cuenta iguales valores de asentamiento para realizar estas comparaciones, figura 43.

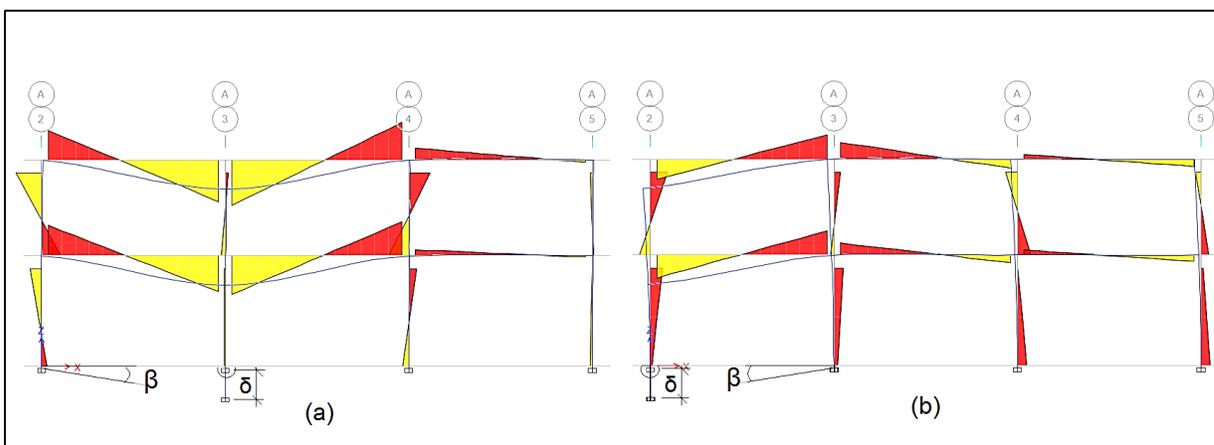


Figura 43. Distribución de momentos debidos al asentamiento diferencial, modelo 2FLE, a) asentamiento en columna interior, b) asentamiento diferencial en columna de borde. Fuente: Autor.

En resumen se puede afirmar que un asentamiento diferencial genera esfuerzos internos en la estructura, debido a que su rigidez se opone a dichos asentamientos diferenciales, y que estos esfuerzos internos se distribuyen en la estructura de acuerdo al lugar en donde tiene origen el asentamiento diferencial, se concentran en las zonas adyacentes al asentamiento si este se origina en una columna interior.

Pero se distribuyen en una mayor cantidad de elementos sí el asentamiento tiene lugar en una columna de borde, sin embargo, las mayores magnitudes de los esfuerzos inducidos en la estructura, tienen lugar cuando el asentamiento diferencial se origina en una columna interior.

Cuando se combinan los efectos de las cargas gravitacionales con los del asentamiento diferencial, se observa en primer lugar, que a medida que aumenta el asentamiento diferencial, los cortantes gravitacionales van disminuyendo en los extremos asentados de las vigas hasta llegar a concentrarse en los extremos opuestos al asentamiento cuando este alcanza un valor alto.

Debido a que los momentos inducidos por el asentamiento son positivos en los extremos

asentados de las vigas, el momento por carga gravitacional en estos extremos disminuye, mientras aumenta en los extremos de las vigas opuestos al asentamiento, figura 45.

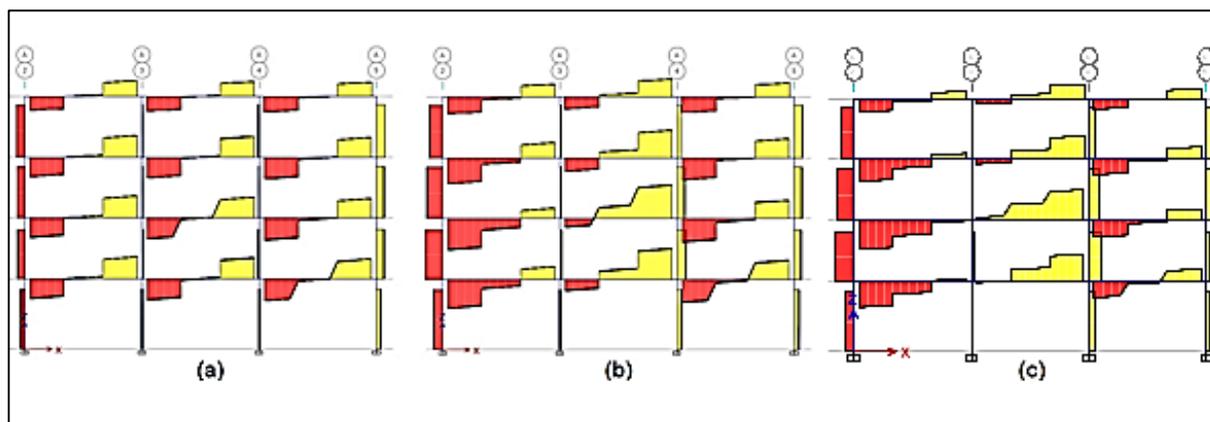


Figura 44. Diagrama de cortantes debido a la carga gravitacional y al efecto del asentamiento, modelo 3FLE, a) estructura sin asentamiento, b)  $\beta=1/500$  y c)  $\beta=1/250$ . Fuente: Autor.

Esto provoca una redistribución de los esfuerzos internos de la estructura, que resulta generalmente en un incremento de los momentos y cortantes máximos, incremento que es proporcional a la magnitud del asentamiento diferencial.

El mayor incremento de esfuerzos sucede en los valores del momento flector negativo, pudiendo llegar a excederse la capacidad de las secciones de las vigas.

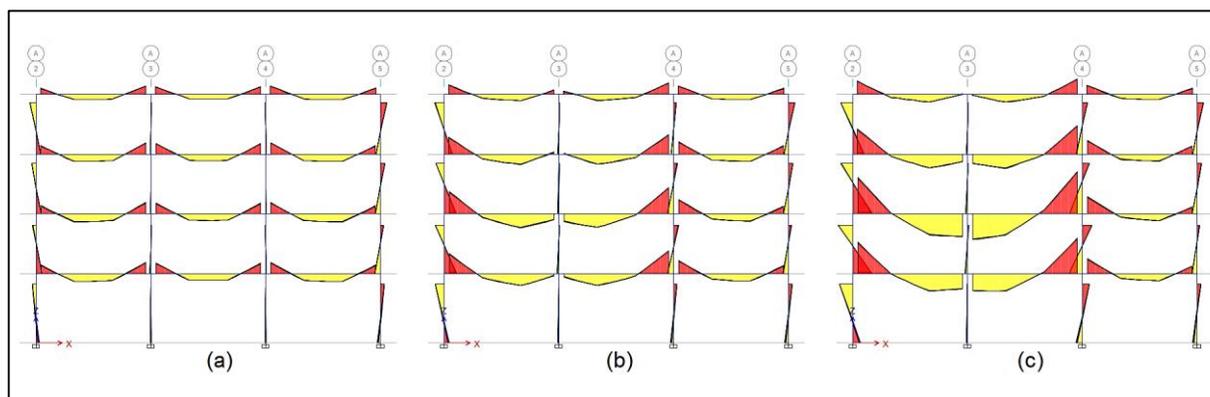


Figura 45. Diagrama de momentos debido a la carga gravitacional y al efecto del asentamiento, modelo 3FLE, a) estructura sin asentamiento, b)  $\beta=1/500$  y c)  $\beta=1/250$ . Fuente: Autor.

Se han verificado las relaciones demanda/capacidad de los correspondientes estados límite de los miembros de las estructuras de acero analizadas y se ha encontrado que es la revisión por flexión y carga axial la que mayor sensibilidad muestra ante el efecto del asentamiento diferencial; tomando en cuenta para la revisión tanto las cargas gravitacionales como las cargas

laterales, se ha encontrado que el asentamiento diferencial puede llevar a la falla a uno o varios elementos a medida que este se incrementa.

Lo anterior se ve reflejado en la figura 46, donde se muestran las distintas relaciones demanda/capacidad por flexión y carga axial, y como estas relaciones van incrementándose a medida que se incrementa el asiento diferencial en una columna interior.

La máxima relación demanda/capacidad del estado límite por flexión y carga axial de las vigas del SMF puede ser un indicador del máximo asentamiento diferencial que puede tolerar una estructura antes de que sea propensa a una falla por flexión.

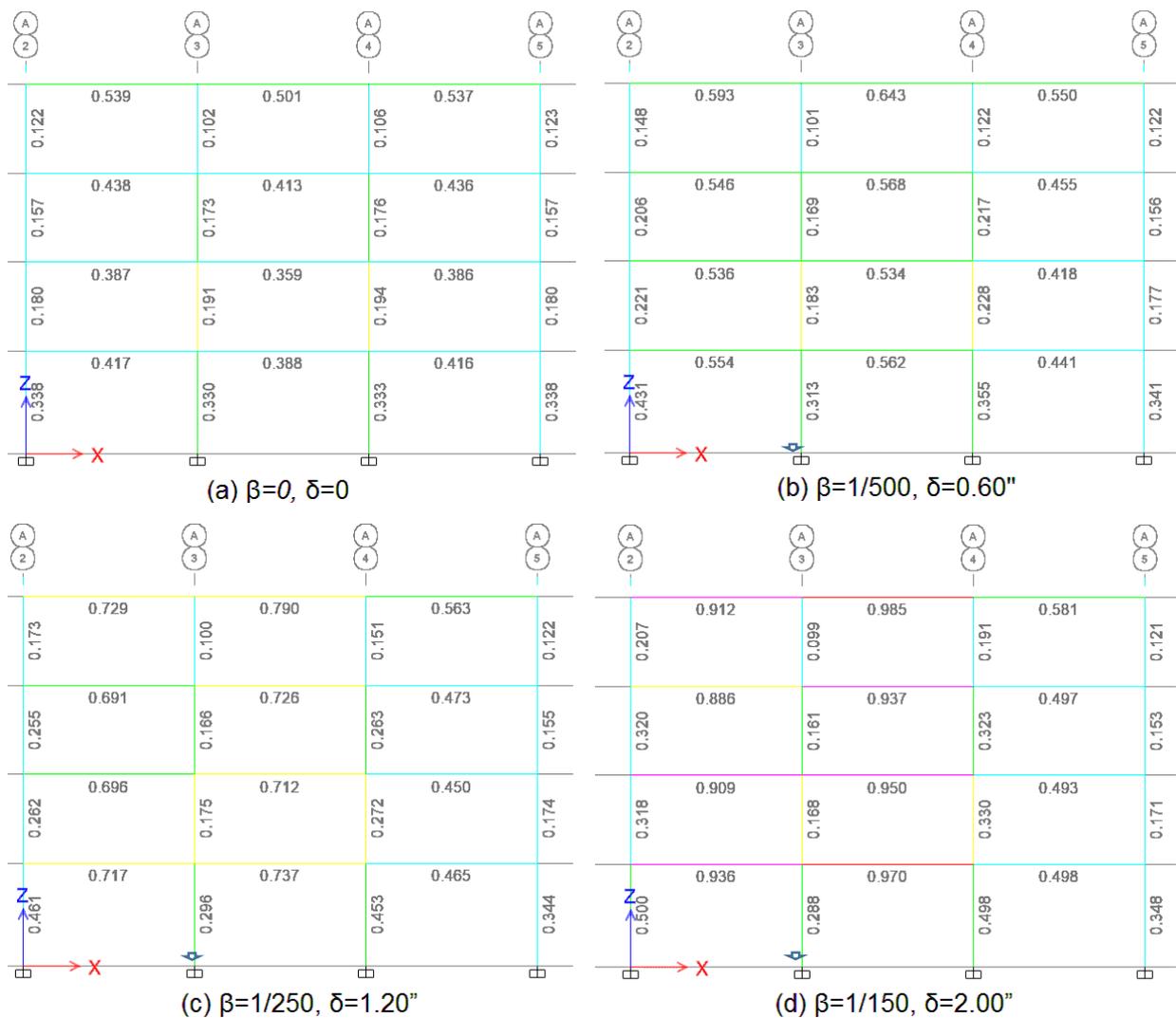


Figura 46. Relaciones demanda/capacidad para el estado límite de flexión y carga axial del modelo 3FLE, a) estructura sin asentamiento, b)  $\beta=1/500$  y c)  $\beta=1/250$ , y d)  $\beta=1/150$  Fuente: Autor.

Tomando la máxima relación demanda/capacidad por flexión y carga axial de las vigas de cada estructura analizada y relacionándola con el asentamiento diferencial que provoca la falla por flexión y carga axial en la estructura, se ha obtenido la siguiente gráfica en función de la distorsión angular  $\beta$ .

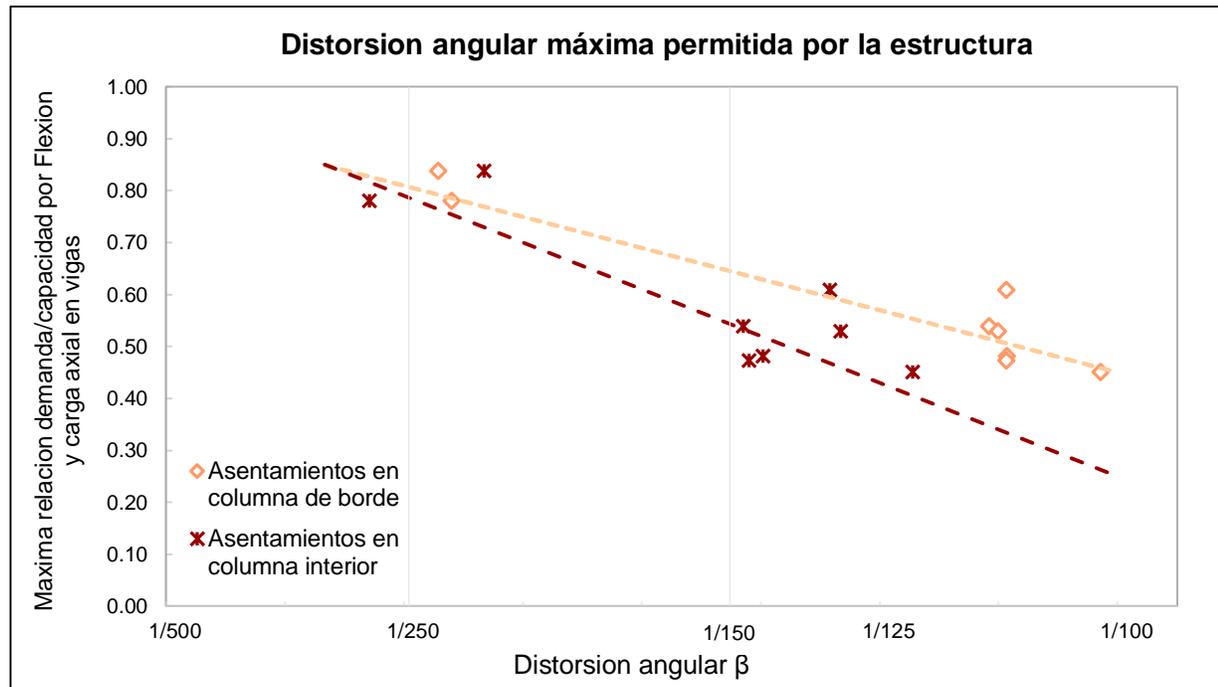


Figura 47. Distorsión angular máxima permitida por la estructura Fuente: Autor.

Con base en el gráfico anterior, se proponen las siguientes relaciones para determinar la máxima distorsión angular  $\beta$  que puede ser tolerada por una estructura de acero de marcos especiales de momento:

- Cuando el asentamiento diferencial máximo ocurre en columnas interiores:

$$\beta_{m\acute{a}x} = [1.15 - (D/C)_{P-M\ m\acute{a}x}]/90$$

- Cuando el asentamiento diferencial máximo ocurre en una columna exterior:

$$\beta_{m\acute{a}x} = [1.05 - (D/C)_{P-M\ m\acute{a}x}]/60$$

Donde:

$(D/C)_{P-M\ m\acute{a}x}$  = La máxima de las relaciones demanda capacidad del estado límite de flexión y carga axial de las vigas de todo el SMF

## 5.2. Análisis del efecto del asentamiento diferencial en las conexiones de placa de ala apernada en marcos especiales resistentes a momento

### 5.2.1. Desempeño esperado de la conexión en condiciones óptimas.

La conexión precalificada de placa de ala apernada es una parte vital para el adecuado comportamiento de los marcos especiales a momento, y es diseñada para desarrollar deformaciones inelásticas que permitan disipar suficiente energía durante un evento sísmico de alta intensidad.

La filosofía de diseño de las conexiones precalificadas, consiste en asegurar que la falla en la conexión no suceda sin que antes la viga haya entrado en cedencia, por medio de la formación de una rótula plástica a cierta distancia de la columna, figura 48.

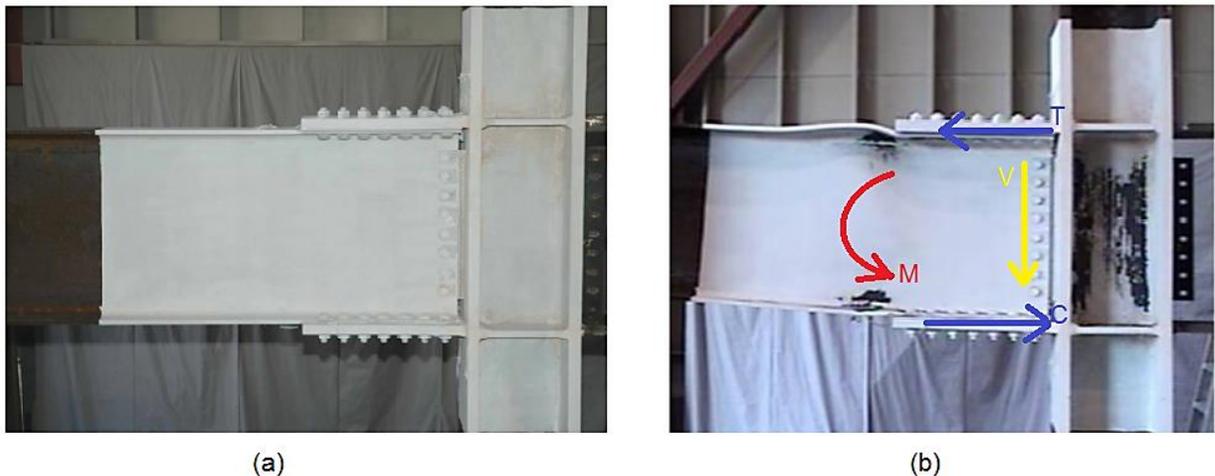


Figura 48. Ensayo de una conexión BFP, a) vista general de la conexión, b) comportamiento de la conexión ensayada, fluencia y pandeo local de la viga. Fuente: Sato, Newen & Uang, 2007.

La formación de la rótula plástica en la viga provoca un cortante y un momento que se trasladan al rostro de la columna, y este momento y corte son los que definen la resistencia de la conexión. Por lo tanto, el diseño de la conexión se realiza en función de la capacidad del perfil.

El momento máximo probable en la rótula depende de la sección del perfil, ver ecuación 35; cuando este momento se traslada al rostro de la columna, se incluye el momento provocado por el corte gravitacional en la rótula plástica, ecuación 40, y el cortante en el rostro de la columna está compuesto por el corte proveniente de la rótula plástica más el cortante gravitacional, ecuación 45.

El momento en el rostro de la columna controla el diseño de las dimensiones de la placa

de ala, el chequeo del bloque de corte en las alas de la viga. El diseño por cortante de los pernos del ala y la verificación de la zona panel y placas de continuidad en la columna; el cortante en el rostro de la columna controla el diseño de la placa simple de corte y las verificaciones en el alma de la viga.

De acuerdo con el comentario del AISC 358-16, el desempeño de las conexiones precalificadas de ala apernada es de los mejores entre los observados en las distintas conexiones precalificadas y permite rotaciones entre pisos de hasta 0.054 radianes, sin embargo los distintos estados límite de falla que deben ser verificados hacen de su diseño un proceso complejo.

El desempeño sísmico fundamental esperado con una conexión BFP de momento, incluye:

- 1) Fluencia inicial de la viga al nivel del último perno desde el rostro de la columna
- 2) Deslizamiento de los pernos de la placa de ala, el cual ocurre a similar nivel de resistencia que la fluencia en el ala de la viga, pero el deslizamiento no contribuye en gran manera con la capacidad total de deformación de la conexión.
- 3) Fluencia secundaria en la zona panel de la columna, la cual ocurre con la capacidad de momento esperada, ocurre endurecimiento por deformación
- 4) Fluencia limitada en la placa de ala, que ocurre cuando tienen lugar las máximas deformaciones.

Esta secuencia de fluencia tiene como resultado una gran capacidad de deformación inelástica para la conexión de momento BFP, pero el procedimiento de diseño es un poco más complejo que el de otras conexiones precalificadas debido a los múltiples mecanismos de fluencia y de falla que componen la conexión. (AISC 358.16, comentario, p.178)

### **5.2.2. Efecto del asentamiento diferencial en el desempeño de la conexión.**

Para evaluar el efecto del asentamiento del asentamiento diferencial en el comportamiento de las conexiones de placa de ala apernada, se relacionarán primero los efectos que produce la condición de asentamiento diferencial en el marco especial, con el proceso de diseño de la conexión.

Debido a que en la estructura se desarrollan esfuerzos internos inducidos por el asentamiento diferencial, estos afectan la distribución de momentos y cortantes, siendo la distribución de momentos la que sufre una variación mayor, sin embargo los momentos internos de la estructura no son tomados en cuenta en el proceso de diseño de la conexión, pues se diseña para el momento máximo probable en la rótula, el cual está en función de la sección de la viga.

Con respecto a la variación del esfuerzo cortante por causa del asentamiento diferencial, se ha mostrado que la magnitud del esfuerzo cortante gravitacional en las vigas, medido en el rostro de la columna, desciende en el extremo que conecta con la columna que se asienta y aumenta en el extremo opuesto al asentamiento, esto indica que de existir algún efecto en el comportamiento de la conexión debido a la variación del esfuerzo cortante gravitacional; éste afectará únicamente las conexiones ubicadas en los extremos de las vigas opuestos al máximo asentamiento diferencial.

Se ha evaluado la influencia de la variación de los esfuerzos internos por causa del asentamiento diferencial en el desempeño de las conexiones diseñadas, calculando las relaciones demanda/capacidad de cada conexión tomando en cuenta los resultados del análisis de las estructuras modeladas con los tres valores de referencia del asentamiento diferencial, y comparando los resultados obtenidos con las relaciones demanda/capacidad de cada estado límite de las conexiones diseñadas para las estructuras sin asentamiento diferencial.

La comparación se hace tomando en cuenta, tanto las variaciones porcentuales de la resistencia requerida, como los valores de las relaciones demanda/capacidad, para cada valor del asentamiento diferencial, identificando así los estados límite que muestran mayor sensibilidad a los efectos del asentamiento diferencial y las situaciones en que debido a ello la demanda excede la capacidad.

En la figura 49 se muestran las variaciones porcentuales de las fuerzas que controlan el diseño de la conexión; la fuerza en la placa de ala,  $F_{pr}$ , determina las dimensiones requeridas de la placa de ala, tanto por tensión como compresión, controla el diseño de los pernos del ala por cortante- También se usa para determinar la ruptura del bloque de corte en las alas de la viga, y para verificar la zona panel y las placas de continuidad, por otro lado, el cortante último,  $V_u$ , sirve para determinar la resistencia requerida de la placa simple de corte, y comprobar el alma de la viga en la zona de la conexión.

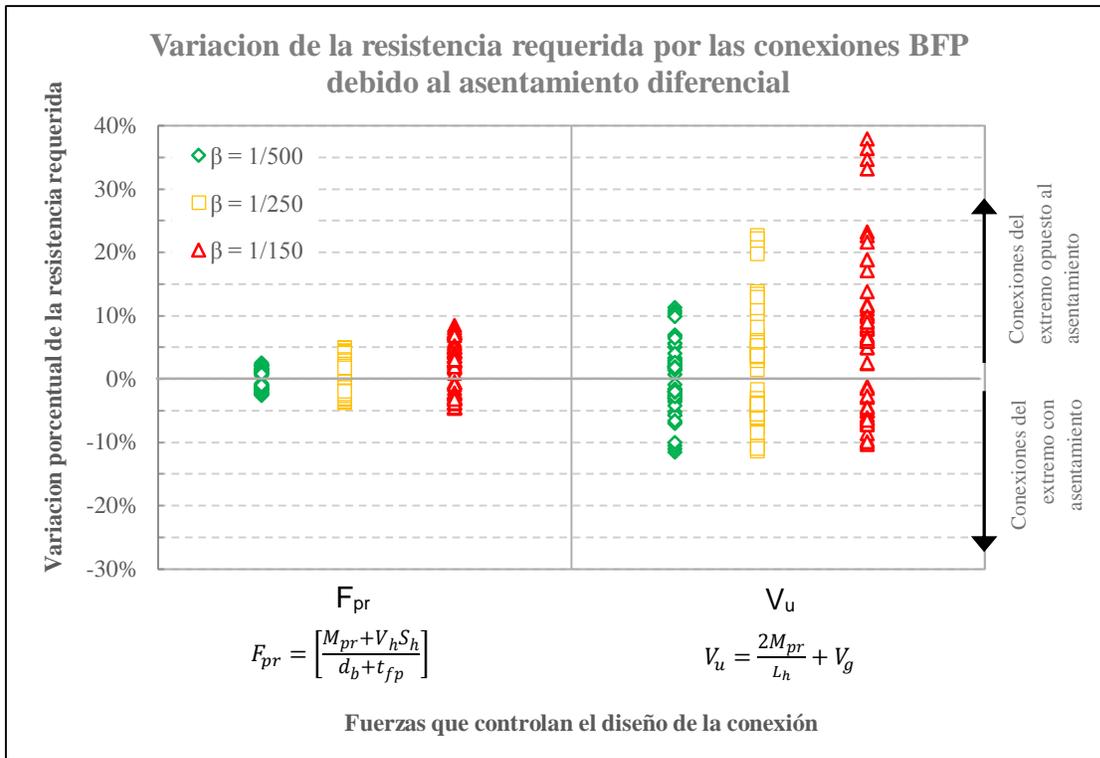


Figura 49. Incrementos porcentuales en las resistencias requeridas por la conexión BFP con relación a cada valor del asentamiento diferencial evaluado. Fuente: Autor.

En el gráfico anterior se observa que existen incrementos de las magnitudes de las fuerza de diseño en las conexiones en los extremos opuestos al asentamiento diferencial, mientras que en los extremos que se asientan la resistencia requerida disminuye, de aquí en adelante se ha prestado atención únicamente a los incrementos de la resistencia requerida en las conexiones en el extremo opuesto al asentamiento.

Existe poca variación en la fuerza de la placa de ala, por lo que se espera que el asentamiento diferencial no tenga influencia notoria en los estados límite que dependen de esta fuerza, los incrementos máximos han sido para  $\beta=1/250$  del 5% y para  $\beta=1/150$  del 8%, sin embargo para el cortante último se observan incrementos significativos a menor valor de distorsión angular, 11% para  $\beta=1/500$ , 22% para  $\beta=1/250$  y hasta 38% para  $\beta=1/150$ .

Las conexiones diseñadas inicialmente sin tomar en cuenta ningún asentamiento diferencial en las estructuras se han evaluado de nuevo para los distintos incrementos de la resistencia requerida debido al asentamiento diferencial. Los resultados de este análisis se resumen en la gráfica de la figura 50.

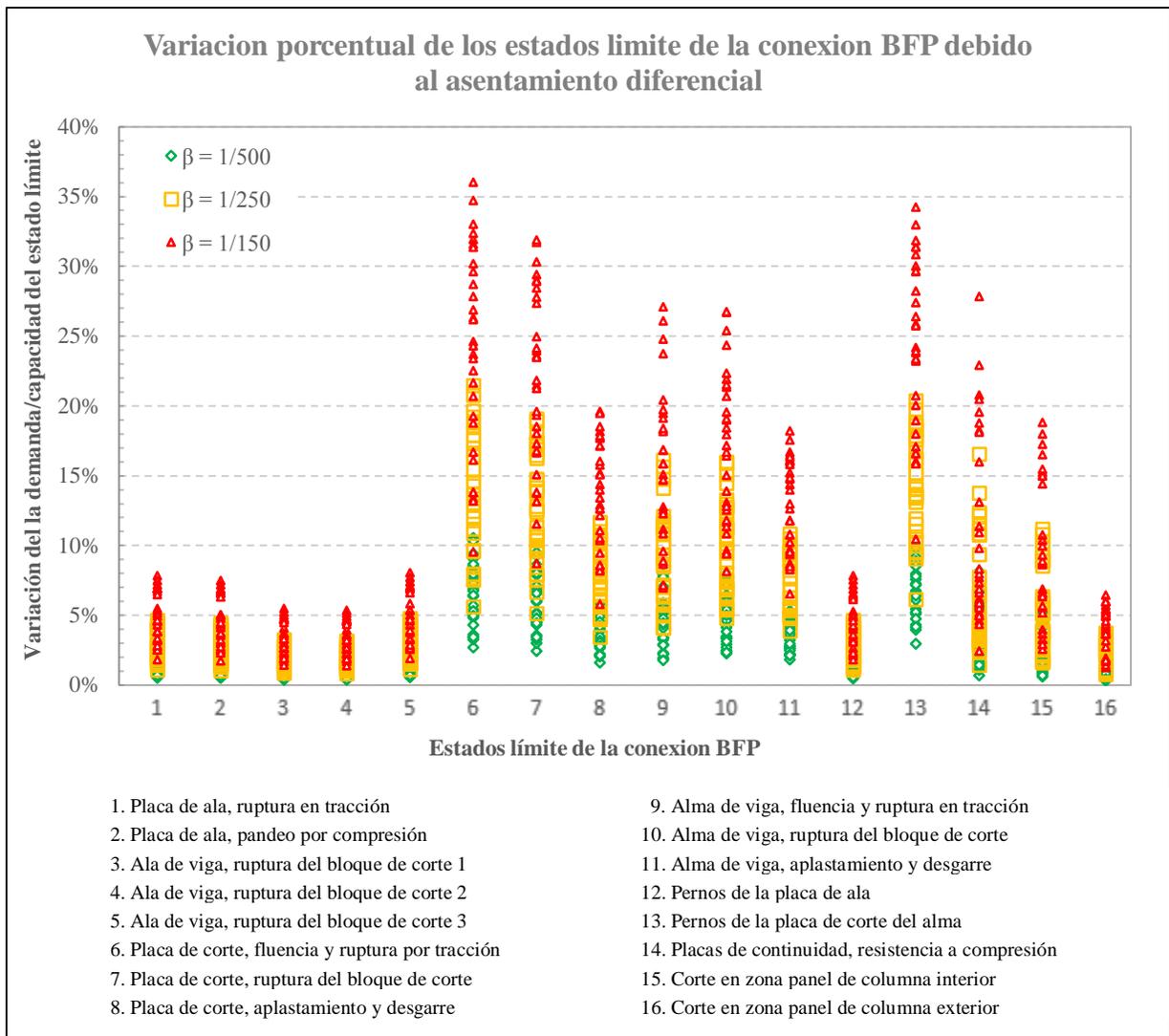


Figura 50. Incrementos porcentuales en los estados límite de la conexión BFP con relación a cada valor del asentamiento diferencial evaluado. Fuente: Autor.

Al comparar los incrementos en las relaciones demanda/capacidad de los estados límite para el diseño de la placa de ala, pernos de la placa de ala, y alas de la viga, no se observa influencia de importancia debido al asentamiento.

Las relaciones demanda/capacidad de la conexión en la zona panel aumentan moderadamente, especialmente en las columnas interiores donde para  $\beta=1/250$  se incrementan en un 10% y para  $\beta=1/150$  en un 20%. El asentamiento diferencial aumenta la resistencia requerida de la zona panel de las conexiones interiores, se observa que el incremento mayor ocurre en las columnas de los primeros pisos de los modelos de ocho plantas, mientras que a menor altura de las estructuras evaluadas, menor fue el incremento de resistencia requerida en la

zona panel, esto debido a que el asentamiento diferencial provoca una progresiva concentración de esfuerzos cortantes en las vigas inferiores.

El aumento en la demanda de capacidad por cortante en la placa de alma, es el mayor que se observa, incrementándose la relación un 21% para  $\beta=1/250$  y 36% para  $\beta=1/150$ , en el estado límite de ruptura por tracción de la placa de corte, también se incrementa la relación demanda/capacidad por ruptura del bloque de corte, y en menor medida por aplastamiento y desgarre, igual comportamiento tienen las verificaciones en el alma de la viga y los pernos de la placa de corte, aunque los incrementos son un poco menores en el alma que en la placa de corte.

Habiendo comparado los incrementos de las resistencias requeridas, y los incrementos de las relaciones demanda/capacidad para cada estado límite de la conexión, finalmente se analizan los valores totales de las relaciones demanda/capacidad, es posible observar que existen ciertos estados límite en los cuales por causa del asentamiento diferencial se ha superado la resistencia que proveen los elementos de la conexión, figura 51.

Los estados límite donde se excede la capacidad de la conexión, para un valor se extraen en la tabla 37.

Habiéndose expuesto los resultados del análisis realizado se pueden realizar las siguientes observaciones importantes:

Dado que la conexión precalificada de ala apernada se diseña por capacidad de la sección de la viga para permitir la formación de una rotula plástica en el momento de un sismo, mientras el sismo no ocurra y la estructura se encuentre sujeta únicamente a cargas gravitacionales, los asentamientos diferenciales no afectaran a la conexión, pues la capacidad de la conexión es superior a los cortantes y momentos gravitacionales máximos en combinación con los efectos del asentamiento diferencial, en base a una distorsión angular de hasta  $1/150$ .

Cuando la estructura con asentamiento diferencial es sometida al sismo de diseño, entonces, el asentamiento sí influirá en la forma en que responda el sistema estructural en conjunto.

En primer lugar, en función de las relaciones demanda/capacidad por flexión y carga axial de las vigas, y en función de la distorsión angular debida al asentamiento diferencial, puede ocurrir una cedencia prematura de la viga. La viga puede fallar por fluencia formándose las

rotulas plásticas ante una intensidad menor que la del sismo de diseño.

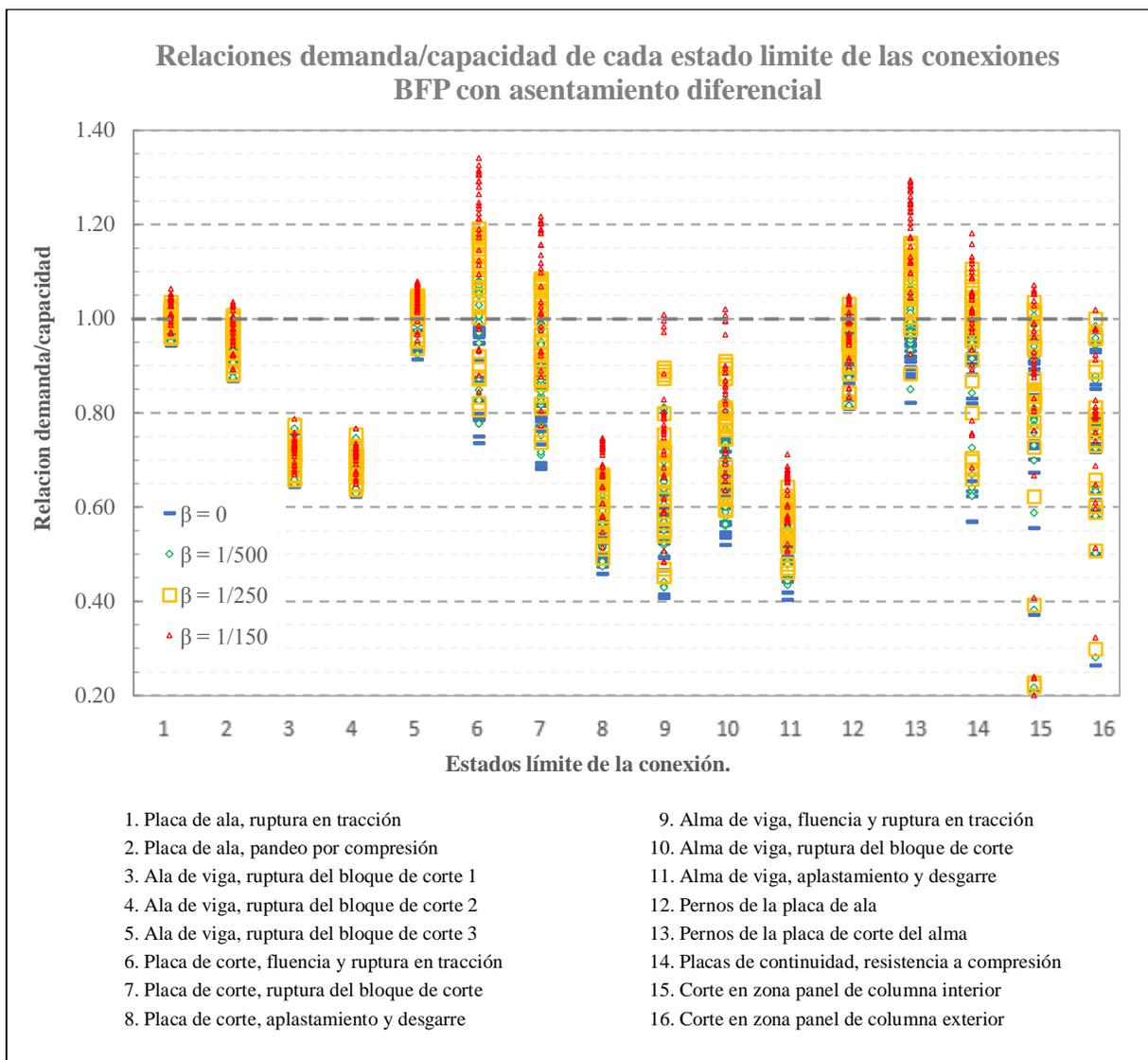


Figura 51. Relaciones demanda/capacidad para el estado límite de flexión y carga axial del modelo 3FLE, a) estructura sin asentamiento, b)  $\beta=1/500$  y c)  $\beta=1/250$ , y d)  $\beta=1/150$  Fuente: Autor.

Tabla 37. Estados límite de falla en que se excede la capacidad de la conexión debido al asentamiento diferencial. Fuente: Autor.

Estado límite de falla	$\beta=0$	$\beta=1/500$	$\beta=1/250$	$\beta=1/150$
5 Ruptura del bloque de corte en las alas de la viga	0.99	1.01	1.04	1.06
6 Ruptura en tracción de la placa de alma	0.99	1.07	1.19	1.34
7 Ruptura del bloque de corte en la placa de alma	0.96	0.98	1.07	1.20
13 Ruptura por cortante en los pernos del alma	0.97	1.06	1.16	1.28
14 Pandeo por compresión de las placas de continuidad	0.97	1.04	1.10	1.15

En segundo lugar, la conexión BFP en una estructura con asentamiento y sometida a sismo no sufre variaciones significativas en su comportamiento si la distorsión angular se limita a 1/500, o inclusive 1/250 si las máximas relaciones de demanda/capacidad de cada estado límite de la conexión que depende del corte último,  $V_u$ , se limitan a 0.90.

Debido a que la conexión posee un eficiente desempeño sísmico, por medio de la fluencia de la viga en las alas, deslizamiento de los pernos en la placa de ala, fluencia en la zona panel y fluencia en la placa de ala, y dado que estos estados límite no sufren variaciones significativas ante la presencia del asentamiento, si tiene lugar la formación de la rótula plástica el desempeño de las conexiones de placa de ala apernada continuara siendo óptimo.

Tomando en cuenta que la conexión privilegia los modos de falla dúctiles, evitando los modos de falla frágiles, por medio de asignar una resistencia mayor a estos modos de falla, se observa que los cambios observados en el cortante requerido por la conexión en la placa de ala, pueden hacer que tenga lugar una falla frágil antes que se desarrolle la capacidad por fluencia de los modos de falla dúctiles.

Si tiene lugar la falla por ruptura en tracción de la placa de alma, ruptura del bloque de corte en la placa de alma o ruptura por cortante en los pernos del alma, (los límites últimos que más sensibilidad muestran ante el asentamiento diferencial), estas fallas serian frágiles

De tener lugar cualquiera de estos modos de falla, no se permitiría desarrollar el momento de articulación plástica, y el desempeño y capacidad de deformación inelástica de la conexión se vería debilitado.

Por lo tanto, un asentamiento diferencial puede provocar un menoscabo de la capacidad de deformación de la conexión de placa de ala apernada, al incrementar el corte progresivamente en proporción al asentamiento diferencial en las conexiones que están en los extremos opuestos al asentamiento. Por lo cual se debe limitar el asentamiento diferencial permitido en los marcos especiales a momento de acero con conexiones precalificadas de placa de ala apernada.

## CONCLUSIONES

1. Un asentamiento global puede tener diversas fuentes de origen, causas relacionadas al suelo, sus propiedades y su interacción con el medio, tales como la retracción, expansión, la consolidación por cargas aplicadas o la consolidación por el descenso del nivel freático.
2. El asentamiento diferencial se produce cuando en la estructura no se presenta un asentamiento uniforme, y puede tener orígenes diversos debido a la naturaleza del suelo y a los elementos que intervienen en este fenómeno, los más relevantes son: irregularidades en las propiedades del suelo debajo de la cimentación, por una inadecuada transmisión de las presiones de la cimentación al suelo, y causas externas, tales como filtraciones, concentraciones de humedad, arboles, entre otros.
3. Un asentamiento diferencial por encima de un valor  $\beta=1/500$  es capaz de generar esfuerzos internos en la estructura, debido a que la rigidez de la estructura se opone al asentamiento diferencial.
4. Los esfuerzos internos provocados por el asentamiento diferencial se distribuyen en la estructura de acuerdo al lugar donde este ocurre, concentrándose en la zona próxima al máximo asentamiento diferencial.
5. En una columna de un marco de acero que se asienta diferencialmente, se generan tensiones, mientras que en las columnas contiguas aparecen compresiones. También se producen cortantes que se concentran en las vigas que conectan con la columna asentada. En los extremos de las vigas que conectan con la columna asentada aparecen momentos de signo positivo, mientras que en los extremos de la viga opuestos al asentamiento se generan momentos negativos.
6. Cuando un asentamiento diferencial tiene lugar, este provoca un incremento de la resistencia requerida en las conexiones en los extremos opuestos al asentamiento diferencial, mientras que en los extremos de las vigas ubicadas en las columnas que se

asientan diferencialmente, la resistencia requerida disminuye.

7. Los estados límite de la conexión de placa de ala apernada, que mayor susceptibilidad tienen a los efectos del asentamiento diferencial son los siguientes: ruptura en tracción de la placa de alma, ruptura del bloque de corte en la placa de alma, ruptura por cortante en los pernos del alma, y pandeo por compresión de las placas de continuidad.
8. El asentamiento diferencial no afecta el desempeño de la conexión de placa de ala apernada en las condiciones normales de servicio de la estructura, pues la capacidad de la conexión es superior a los cortantes y momentos gravitacionales máximos en combinación con los efectos del asentamiento diferencial.
9. Un asentamiento diferencial provoca un menoscabo de la capacidad de deformación de la conexión de placa de ala apernada, al incrementar el corte progresivamente en proporción al asentamiento diferencial en las conexiones que están en los extremos opuestos al asentamiento.
10. La conexión BFP en una estructura con asentamiento y sometida a sismo no sufre variaciones significativas en su comportamiento si la distorsión angular se limita a  $1/500$ . o inclusive  $1/250$  si las máximas relaciones de demanda/capacidad de cada estado límite de la conexión que depende del corte último,  $V_u$ , están por debajo de 0.90.
11. Debido a que la normativa guatemalteca NSE 2-17 muestra que los valores de los asentamientos esperados y tolerables, deben ser determinados por el consultor geotécnico, y que también indica que con la información proporcionada por el consultor geotécnico, la responsabilidad de tomar en cuenta los posibles asentamientos diferenciales queda en manos del ingeniero de estructuras en la solución y dimensionamiento del sistema y sus cimentaciones; por ello los valores anteriores son de utilidad al identificar los asentamientos diferenciales tolerables por las estructuras del sistema de marcos especiales a momento de acero estructural.

## RECOMENDACIONES

1. Utilizar como fundamento para el diseño estructural de edificaciones de acero las normas de seguridad estructural para la república de Guatemala, desarrolladas por la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica, en conjunto con las especificaciones y provisiones del AISC, observando cuidadosamente la correcta aplicación del marco normativo con el fin de evitar el aumento de la vulnerabilidad de las edificaciones de acero en Guatemala.
2. Estudiar adecuadamente las características del suelo, para seleccionar las medidas necesarias a fin de reducir el riesgo de asentamientos diferenciales en cualquier tipo de estructura.
3. Se recomienda que en el proceso para identificar el tipo de conexión adecuada para determinado proyecto, se tomen en cuenta aspectos tanto técnicos como económicos.
4. Que la máxima relación demanda/capacidad en los estados límite relacionados con el diseño de la placa simple de corte de la conexión BFP sea menor que 0.90.
5. Se recomienda que el uso de software para el análisis y diseño de estructuras se realice al dominar primeramente los procedimientos fundamentales del análisis y diseño del sistema estructural, para evitar caer en errores por desconocimiento de los requisitos normativos de diseño, ya que aunque el uso de programas facilita el proceso de análisis y diseño, estos no sustituyen el buen juicio ingenieril.
6. Atender a las limitaciones propias de cada programa de análisis y diseño, como a los requerimientos normativos, poniendo atención especial a que el modelado represente adecuadamente las condiciones físicas de la estructura, y evitando su uso si se desconoce la forma en que el programa realiza el análisis o si no se han realizado verificaciones con otros procedimientos de diseño.



## BIBLIOGRAFÍA

1. Alva Hurtado, J. (2000). *Cimentaciones superficiales*. Universidad Nacional de Ingeniería.
2. American institute of steel construction. (2016). *Code of standard practice for steel buildings and bridges: ANSI/AISC 303-16*. Chicago, Illinois.
3. American institute of steel construction. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings: ANSI/AISC 341-16*. Chicago, Illinois.
4. American institute of steel construction. (2016). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings: ANSI/AISC 358-16*. Chicago, Illinois.
5. American institute of steel construction. (2016). *Specification for Structural Steel Buildings: ANSI/AISC 360-16*. Chicago, Illinois.
6. American Society of Civil Engineers. (2010). *Minimum design loads for buildings and other structures: ASCE/SEI 7-10*. Reston, Virginia: ASCE.
7. Asociación guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica. (2017). Normas de seguridad estructural para la república de Guatemala. *NSE 2. Demandas estructurales, condiciones de sitio y niveles de protección*. Guatemala.
8. Asociación guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica. (2017). Normas de seguridad estructural para la República de Guatemala. *NSE 2.1. Estudios geotécnicos*. Guatemala.
9. Asociación guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica. (2017). Normas de seguridad estructural para la República de Guatemala. *NSE 1. Generalidades, administración de las normas y supervisión técnica*. Guatemala.
10. Asociación guatemalteca de ingeniería estructural y sísmica. (2017). Normas de seguridad estructural para la República de Guatemala. *NSE 3. Diseño estructural de edificaciones*. Guatemala.
11. Beltrán, J. F., & Herrera, R. (2006). Las nuevas disposiciones sísmicas para edificios de acero estructural de la AISC. Universidad de Chile.
12. Bjerrum, L. (1963). *Allowable settlement of structures*.
13. Cabrero Ballarín, J. M. (2006). Desarrollo de un Metodo de Diseño Practico para Porticos

- con Uniones Semirrígidas. *Nuevas Propuestas para el Diseño de Porticos y Uniones Semirrígidas de Acero*. Pamplona, España: Tesis Doctoral, Universidad de Navarra.
14. Cabrero, J. M., & Bayo, E. (2004). Uniones semirrígidas en estructuras de acero; una vision desde el diseño. *Congreso de la estructura de acero, Artécniun*. A Coruña, España.
  15. Computer & structures Inc. (2016). *CSI Analysis reference manual*. Berkeley, California: Computer & structures Inc.
  16. Crespo Villalaz, C. (2004). *Mecánica de suelos y cimentaciones* (5a ed.). México: Limusa.
  17. Crisafulli, F. J. (2014). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Santiago de Chile: Asociacion Latinoamericana del Acero - Alacero.
  18. Engelhardt, M. D. (2007). Design of seismic-resistant steel building structures. *Seismic design, Module 2*. Austin, Texas.
  19. Estrategia internacional para la reduccion de desastres. (2009). *Terminologia sobre la reduccion del riesgo de desastres*. Ginebra: Naciones Unidas.
  20. Federal emergency management agency. (2000). *State of the art report on connection performance: FEMA-355D*. Washington D.C.
  21. Federal emergency management agency. (2009). *Quantification of building seismic performance factors: FEMA P695*. Washington, D.C.
  22. García C., S. L. (2003). *Confrontación de la teoría estructural de falla de conexiones metálicas atornilladas y soldadas contra los resultados obtenidos en laboratorio*. Tesis de pregrado, Universidad nacional de Colombia, Facultad de minas, Medellín.
  23. Garza Vasquez, L. (2000). *Diseño y construcción de cimentaciones*. Medellin: Universidad Nacional de Colombia.
  24. Hamburger, R. O. (2009). Earthquakes and seismic design. *Facts for steel buildings, number 3*. EE. UU.: American Institute of Steel Construction.
  25. Herniquez, S., Pedrals, A., & Valdés, P. (2010). *Casos de asentamientos inadmisibles en suelos finos*. (Trabajo final de diploma), Universidad de Chile, Facultad de ciencias fisicas y matematicas.
  26. Indura. (2005). *Manual de sistemas y materiales de soldadura*. Santiago de Chile, Chile.

27. Instituto Tecnico de la Estructura de Acero. (2010). *Diseño de Uniones* (Vol. 13). España: ESDEP.
28. López García, L., & López Perales, J. (1999). *Elementos de construcción*. Universidad de Castilla-La Mancha.
29. Macro Steel Project. (2010). Proyecto ILAFA. *Modulo de conexiones apernadas y soldadas*. Departamento de ingeniería de diseño.
30. McCormac, J., & Csernak, S. (2013). *Diseño de estructuras de acero* (5a ed.). México: Alfaomega grupo editor.
31. Morán Bello, S. (2007). *Modelación computacional de la distorsion angular en cimentaciones reticulares sobre suelos expansivos y su remediación*. (Tesis de maestría), Universidad Autónoma de Querétaro, Facultad de ingeniería.
32. NEHRP consultants joint venture. (2010). *Evaluation of the FEMA P-695 methodology for quantification of building seismic performance factors*. Redwood City, California: U.S. Department of Commerce.
33. Orozco, L. F. (1975). *Efecto de los Asentamientos en las Estructuras*. Bogota.
34. Paredes Ruiz, P. (1996). *Guia teorica y practica del curso de diseño estructural*. (Tesis de pregrado), Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala.
35. Perea Olvera, T., Mora Juarez, E., & León, R. T. (2014). *Comportamiento Sismico de Marcos de Acero Con Conexiones Semirrígidas Compuestas (PRCC)*. Mexico: Universidad Autonoma Metropolitana de Azcapotzalco.
36. Perez Marrero, J., & Santos Simoza, E. (1999). *Busqueda de Parametros Adimensionales en la Determinacion de Efectos de Asentamientos en Porticos de Acero y Concreto*. (Tesis de pregrado), Universidad Catolica Andres Bello, Facultad de Ingeniería, Caracas.
37. Research council on structural connections RCSC. (2014). *Specification for structural joints using high-strength bolts*. Chicago, illinois.
38. Rex, C. O., & Goverdhan, P, A. V. (2000). *Design And Behavior of a Real PR Building*. Atlanta, Georgia : Stanley D. Lindsey and Associates Ltd.
39. Sáez, E. (2010). *Fundamentos de Geotecnia*. Pontificia Universidad Catolica de Chile,

Departamento de ingeniería Estructural y Geotecnia.

40. Sato, A., Newell, J., & Uang, C.-M. (2007). *Cyclic testing of bolted flange plate steel moment connections for special moment frames*. University of California, Department of structural engineering , San Diego.
41. Servicio nacional de capacitacion para la industria de la construcción, SENSICO. (2013). *Curso modular, soldador de estructuras metálicas*. Lima, Perú: Gerencia de formación profesional.
42. Valencia Clement, G. (2006). *Estructuras de acero, introducción al diseño*. Bogota: Universidad Nacional de Colombia.
43. Velásquez, D. (2007). *Guía práctica para el cálculo de asentamientos por consolidación, en suelos saturados*. (Tesis de pregrado), Universidad de San Carlos de Guatemala, Facultad de ingeniería.
44. Vinnakota, S. (2006). *Estructuras de acero: comportamiento y LRFD*. Mexico: McGraw-Hill/Interamericana.
45. Zambrano Leiva, P. B. (2008). *Diseño sismorresistente de conexiones rígidas viga-columna y arriostramientos excéntricos para un edificio de acero de 15 pisos emplazado en la ciudad de Valdivia*. (Tesis de pregrado), Universidad Austral de Chile.

## **ANEXOS**



## **Anexo I**

### **Diseño estructural de los arquetipos para el análisis de la influencia de los asentamientos diferenciales en las conexiones BFP en marcos de acero.**

Se presenta a continuación el proceso utilizado para el diseño estructural de los arquetipos presentados en las tablas 24 a 27, se detallan las normas y códigos adoptados para el diseño, características de los materiales, la integración y combinaciones de carga, la metodología empleada para el análisis estructural, resultados y diseño de los miembros.

#### **A1.1. Normas de diseño**

Los códigos y reglamentos adoptados como base técnica para el diseño han sido los siguientes:

- Normas de Seguridad Estructural de la Asociación Guatemalteca de Ingeniería Estructural y Sísmica **AGIES NSE (2017)**, se han utilizado para la clasificación de obras, cargas gravitacionales, espectro de respuesta, y metodología del diseño estructural.
  - **NSE 1-17** “Generalidades, administración de las normas y supervisión técnica”
  - **NSE 2-17** “Demandas estructurales y condiciones de sitio”
  - **NSE 3-17** “Diseño Estructural de Edificaciones”
- **ASCE 7-10** “Minimum Design Loads for Buildings and other Structures”. Referencia alternativa para consideraciones generales del diseño estructural.
- **ACI 318S-14** “Requisitos de Reglamento Para Concreto Estructural y Comentarios”:
- **AISC 360-16** “Especificaciones para edificios de acero estructural”:
- **AISC 341-16** “Provisiones sísmicas para edificios de acero estructural”:
- **AISC 358-16** “Conexiones precalificadas para marcos de acero especiales e intermedios resistentes a momento”:

#### **A1.2. Descripción de los arquetipos**

El conjunto de arquetipos a diseñar se ha desarrollado en base a las variables de configuración estructural definidas en la tabla 15, se ha adoptado una sola configuración en planta y en base a esta configuración se proyectaran 4 diferentes arreglos en altura; cada estructura se diseñara para dos distintas intensidades sísmicas.

Las 8 estructuras resultantes de las variables definidas en la sección 4.1.2 estarán sometidas a las mismas cargas vivas y tendrán las mismas características de configuración en planta y se diseñaran bajo los mismos criterios.

#### **A1.2.1. Descripción de la configuración en planta.**

Las estructuras se diseñaran para la configuración en planta mostrada en la figura 26, esta configuración propuesta muestra un sistema típico que puede ser adoptado para un edificio de uso comercial o de oficinas, es una configuración sin irregularidades en planta.

En la dirección oeste-este de la planta existen 5 crujiás de igual longitud, 25 pies, y en la dirección sur-norte las longitudes de las crujiás son 40, 30 y 40 pies respectivamente, excepto en las fachadas, donde las luces de 40 pies se han dividido en dos marcos de 20 pies.

El cerramiento exterior lo conforman paneles prefabricados y vidrio, el sistema está anclado a las vigas de todo el perímetro, estos paneles se extenderán 3.5 pies por encima del nivel de la losa final de cada estructura por motivos arquitectónicos.

El sistema de piso de todos los niveles de cada estructura está formado por una losa compuesta, de concreto reforzado de peso normal de 3" de espesor, colocado sobre losacero calibre 22, la cual tiene un peralte de 2.5", para hacer un espesor total de losa de 5.5", la losa soportada por vigas secundarias en la dirección sur-norte a una separación a ejes de 8 pies y 4", estas vigas a su vez son cargadas por vigas principales en la dirección oeste-este y finalmente por las columnas que forman parte del sistema gravitacional y también por las columnas de los sistemas de carga lateral.

En el centro de la estructura existe una abertura de 25 x 30 pies, todas las columnas son empotradas en su base a pedestales de concreto sobre zapatas, un sistema de cimentación tradicional.

La configuración considera a la vez marcos especiales a momento y marcos arriostrados para el sistema resistente a las cargas laterales. En la dirección sur-norte los marcos arriostrados con riostras tipo chevron se ubican en las caras de la estructura, mientras que en las fachadas oeste y este se ubican los marcos especiales a momento (SMF), los cuales constituyen el sistema de interés para este análisis y diseño.

Se han propuesto las dimensiones en planta y de los miembros mostrados en la figura A.1, y se utilizaran estas características para la integración de cargas gravitacionales y cálculo de las cargas sísmicas de todos los arquetipos. Se diseñaran los marcos especiales a momento (SMF) del índice de configuraciones arquetípicas (4.1.2) los cuales tendrán conexiones precalificadas de placa de ala apernada (BFP), este apéndice se centrara en el diseño de los marcos SMF tomando en cuenta las características de esta única configuración en planta.

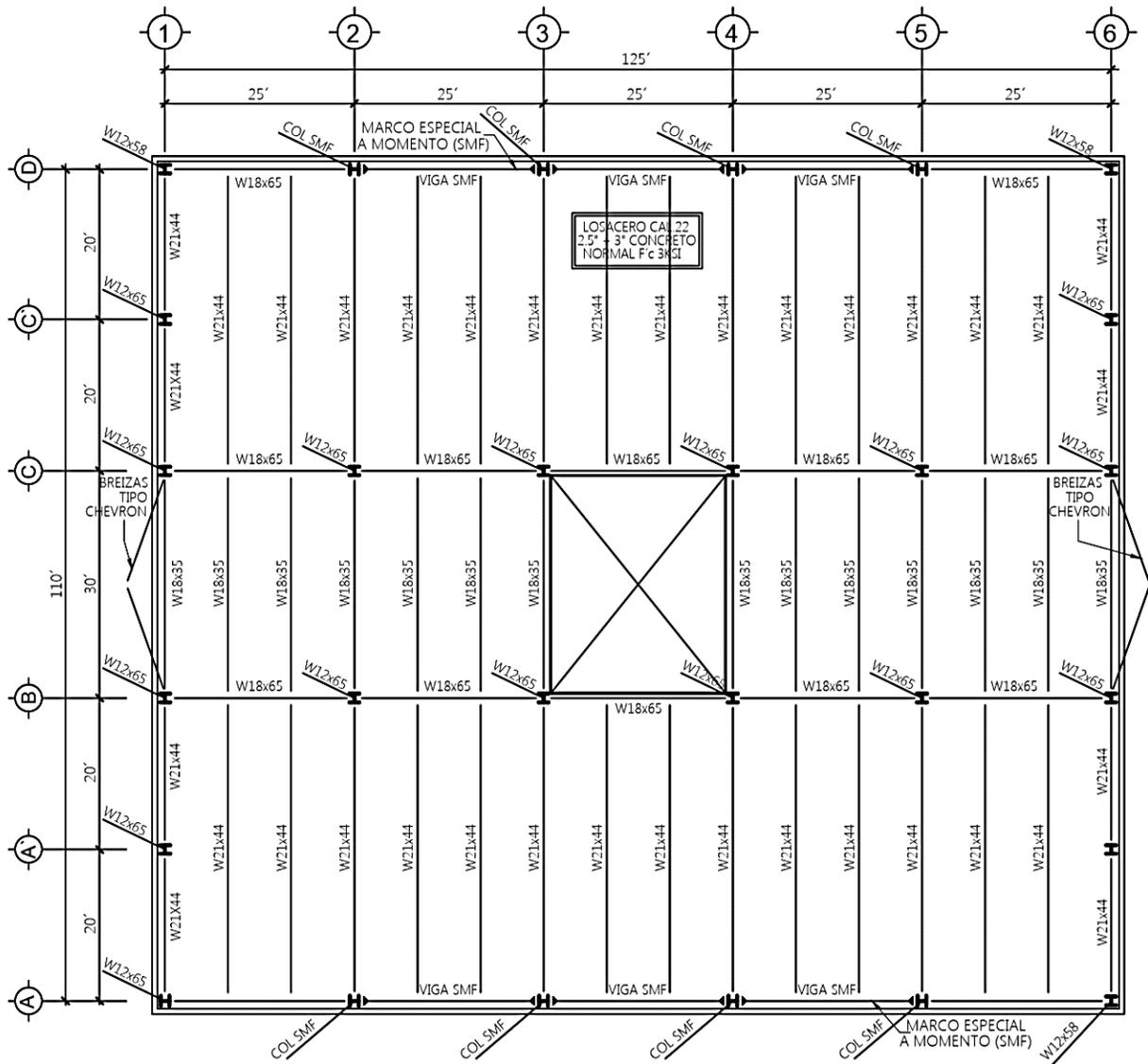


Figura A1. Configuración general en planta para todos los arquetipos. Fuente: Autor.

### A1.3. Metodología de análisis y diseño

El análisis de las estructuras se ha realizado por medio del software de análisis y diseño Etabs versión 2016, de la empresa Computers & Structures Inc.

El modelado para el diseño ha sido por marcos en dos dimensiones, de acuerdo con lo expresado por la metodología de la sección 4.1.2.1, la cual indica que “una representación en dos dimensiones captura significativamente el comportamiento de los marcos y que una configuración de tres crujeas captura las diferencias entre columnas interiores y exteriores” (FEMA, 2009, p.5-15).

Se han modelado los marcos especiales a momento como marcos planos por medio de un modelo de barras utilizando el programa Etabs, el programa calcula automáticamente el peso propio del marco

en función a una primera iteración donde se proponen las secciones de los elementos, las cargas que gravitacionales que tributan a los marcos se han calculado de forma independiente, así como las cargas sísmicas y se han incluido posteriormente para el análisis global de la estructura.

Los apoyos de los marcos se han considerado rígidos.

El programa calcula los esfuerzos internos debidos a las cargas, así como las derivas de piso, por ultimo permite diseñar los elementos de los marcos en base a los resultados del análisis. El proceso descrito se aborda con detalle a continuación.

### **A1.3.1. Clasificación de las estructuras**

De acuerdo con lo expuesto en la sección 2.1 como parte inicial del análisis de las estructuras se determinara su clasificación de obra o categoría de riesgo, esto se ha determinado en base a la sección 4.1.4 y a las variables definidas en la tabla 15.

<i>Clasificación de Obra:</i>	<b>Ordinaria. (NSE 1-17, Ver nota en esta pág.)</b>
<i>Factor de importancia por sismo:</i>	<b>I = 1.00, (ASCE 7-10, Tabla 1.5-2))</b>
<i>Índice de Sismicidad:</i>	<b>Io = 4 (Para modelos 1FLE a 4FLE), Fig. 6</b> <b>Io = 3 (Para modelos 5FLE a 8FLE), Fig. 6</b>
<i>Categoría de diseño sísmico:</i>	<b>SDC = D, (Modelos 1FLE a 4FLE)</b> <b>SDC = C, (Modelos 5FLE a 8FLE)</b>
<i>Condiciones de Sitio:</i>	<b>Suelo Clase D, (NSE 2-10, sección 4.5.5)</b>

(Notas: Se ha asignado la clasificación de obra *ordinaria* a las estructuras diseñadas, únicamente para los efectos de esta tesis, sin embargo esta clasificación debe ser cuidadosamente asignada de acuerdo a los requisitos de la norma NSE 1-17, como también se expuso en el capítulo 2 de esta tesis.

El factor de importancia por sismo debe ser congruente con la clasificación de obra, este factor que aparece en el ASCE/SEI 7.10 es requerido cuando se utiliza en programa Etabs, se debe verificar la correspondencia entre este factor y la clasificación de obra y el método de cálculo de fuerzas sísmicas de las normas NSE.

En esta ocasión se escogen dos índices de sismicidad, uno para cada grupo de modelos, según lo indicado en la sección 4.2.1.1. de esta tesis. Dado que lo que se está diseñando es un conjunto pequeño de estructuras que representan al sistema de marcos especiales de acero, se están diseñando estructuras para la categoría de diseño sísmico más severa para la cual se proponen, y estructuras para categorías de diseño sísmico inferiores).

### **A1.3.2. Solicitaciones de cargas.**

Las cargas a considerar en el diseño de acuerdo a las razones expuestas en la sección 4.1.4.6 son las siguientes:

- **Carga Muerta ( $D$ )**
- **Carga Viva ( $L$ )**
- **Carga Sísmica ( $Q_E$ )**

El marco del eje “A” recibe la carga gravitacional por el área tributaria de la figura 29, se acotan sus dimensiones en la figura A2.

Se observa que las vigas interiores soportan las cargas provenientes de las losas y las transfieren como cargas puntuales al marco, así mismo el marco recibe directamente las cargas del cerramiento, de la porción de la losa que esta sobre él y de su propio peso.

Se integran primero las cargas gravitacionales ( $D$ ,  $L$ ), posteriormente se calcula el peso sísmico efectivo y se calculan y distribuyen las fuerzas sísmicas en el marco ( $Q_E$ ).

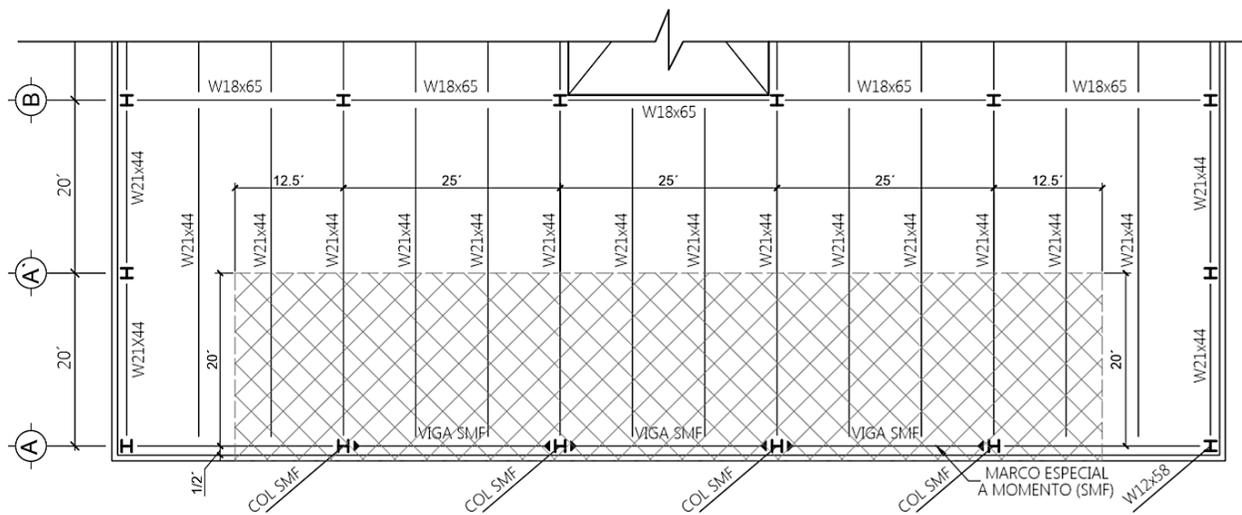


Figura A2. Área que tributa las cargas gravitacionales al SMF. Fuente: Autor.

Se muestra a continuación los valores utilizados para las cargas muertas y vivas, así como la integración del peso sísmico efectivo y el cálculo de las cargas sísmicas.

Se tomara como referencia para el diseño el modelo 1FLE para el detalle de la mayoría de los cálculos, los resultados de las cargas aplicadas a todos los modelos se resumen en las tablas A1, A2 y A5.

#### A1.3.2.1. Integración de la carga muerta ( $D$ ).

Las cargas muertas consideradas han sido:

- Losacero calibre 22	= $7.28 \text{ kg/m}^2 =$	1.50 Psf
- Peso de la losa = $(2400 \text{ kg/m}^3) \cdot (0.08\text{m} + 0.0635 \text{ m}/2)$	= $264 \text{ kg/m}^2 =$	53.50 Psf.
- Piso, cielo e instalaciones en losa final =		7.00 Psf.
- Piso, cielo e instalaciones en losa intermedia =		12.00 Psf.
- Cerramiento =		25.00 Psf.

Las vigas secundarias mostradas en la planta de la figura A1 soportar el peso de la losa y lo transfieren a las vigas y columnas principales como cargas puntuales, se calculan estas cargas y las reacciones para el modelo 1FLE.

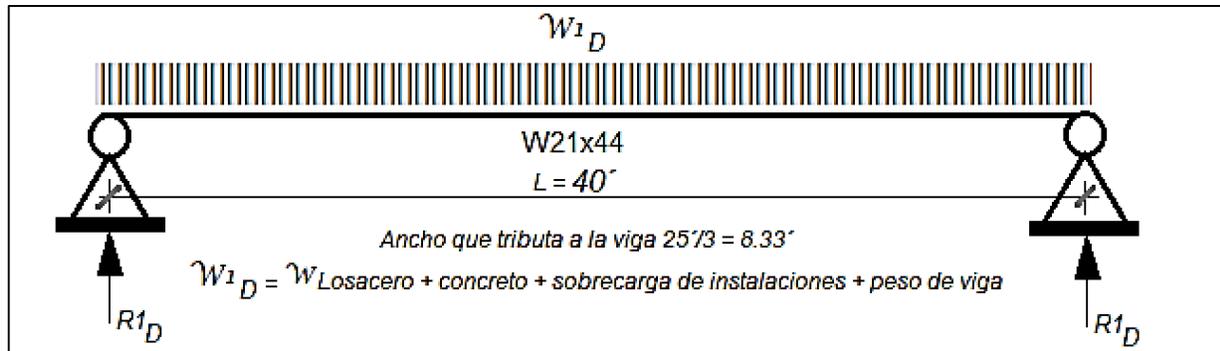


Figura A3. Cargas muertas sobre las vigas secundarias. Fuente: Autor.

Reacciones por la carga muerta (D) uniformemente distribuida sobre las vigas secundarias de losa final:

$$W_{D \text{ VIG SEC. CUBIERTA}} = W_{1D} = (53.5 \text{ Psf} + 1.5 \text{ Psf} + 7 \text{ Psf}) * (\text{ancho trib}) + (44 \text{ lb/pie})$$

$$= (62 \text{ Psf}) * (8.33') + 44 \text{ lb/pie} = 560.66 \text{ lb/pie}$$

$$R_{1D \text{ VIG SEC. CUBIERTA}} = (W_{D} * L) / 2 = (608.98 \text{ lb/pie}) * (40 \text{ pies}) / 2 = 11,213.33 \text{ lb} = 11.213 \text{ Kip.}$$

Habiendo calculado las reacciones de la viga, éstas se transmiten al marco especial, el cual también soporta la carga del cerramiento perimetral, el peso del concreto sobre la viga y la sobrecarga.

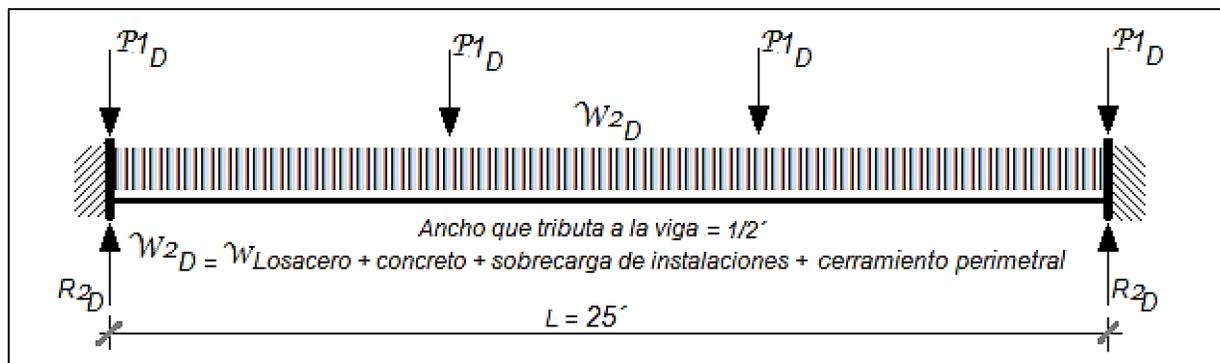


Figura A4. Cargas muertas sobre las vigas del marco especial a momento. Fuente: Autor.

Carga muerta uniformemente distribuida sobre las vigas del SMF en la losa final

$$W_{D \text{ VIG SMF}} = W_{2D} = (53.5 \text{ Psf} + 1.5 \text{ Psf} + 7 \text{ Psf}) * (\text{ancho trib}) + (25 \text{ Psf}) * (\text{altura tributaria})$$

$$= (62 \text{ Psf}) * (0.50') + (25 \text{ Psf}) * (11') = 306 \text{ lb/pie.} = 0.306 \text{ Kip/pie}$$

$$R_{1D} = P_{1D}$$

$$R_{2D \text{ VIG SMF}} = (W_{1D} * L) / 2 + (4P_{1D}) / 2 = 26,251.66 \text{ lb} = 26.252 \text{ Kip.}$$

Las columnas externas del marco reciben la carga proveniente de la viga adyacente, la cual es igual a la reacción  $R_{2D}$  más  $\frac{1}{2}$  del peso total de la viga WF18x65.

$$P_{2D} = R_{2D \text{ VIG SMF}} + (65 \text{ lb} \cdot 25 \text{ pies})/2 = 26,251.66 \text{ lb} + 812.50 \text{ lb} = 27,064.16 \text{ lb} = 27.064 \text{ kip.}$$

El diagrama de cargas muertas que tributan al marco especial quedaría de la manera siguiente:

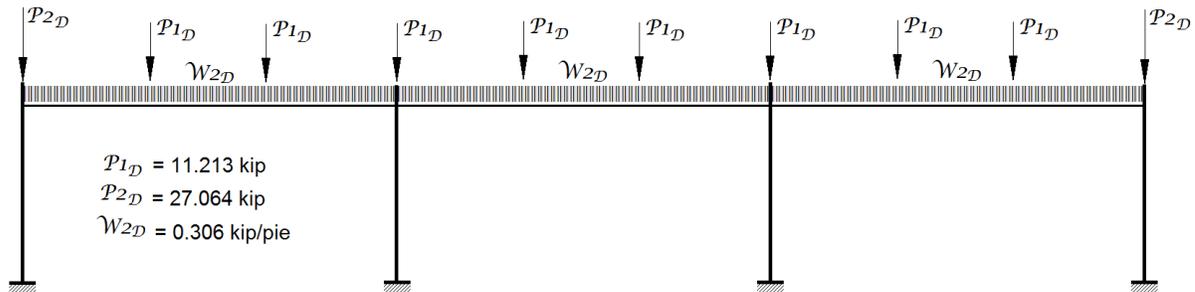


Figura A5. Cargas muertas sobre el marco especial a momento, modelo 1FLE. Fuente: Autor.

En la tabla A1 se resumen los valores de las cargas muertas que tributan a los marcos especiales de momento para todos los modelos analizados.

Tabla A1. Cargas muertas que tributan a los SMF. Fuente: Autor.

PISO	$P_{1D}$ KIP	$P_{2D}$ KIP	$W_{2D}$ KIP/PIE
1FLE Y 5 FLE			
01	11.213	27.064	0.306
2FLE Y 6 FLE			
01	12.047	29.700	0.384
02	11.213	26.752	0.281
3FLE Y 7 FLE			
01	12.047	29.700	0.384
02	12.047	29.387	0.359
03	12.047	29.387	0.359
04	11.213	26.752	0.281
4FLE Y 8 FLE			
01	12.047	29.700	0.384
02	12.047	29.387	0.359
03	12.047	29.387	0.359
04	12.047	29.387	0.359
05	12.047	29.387	0.359
06	12.047	29.387	0.359
07	12.047	29.387	0.359
08	11.213	26.752	0.281

### A1.3.2.2. Integración de la carga viva (L).

Las cargas vivas que se han considerado han sido:

- 100 Psf, para todas las áreas de la planta en todos los pisos excepto la cubierta
- 50 Psf, como carga para la losa final de todas las estructuras.

El procedimiento para el cálculo de las cargas vivas que tributan a los marcos especiales es el mismo que el mostrado para las cargas muertas, sin embargo se han realizado primero las reducciones de la carga viva permitidas por AGIES en la norma NSE 3-17, sección 3.5.

#### Reducción de la carga viva en las vigas secundarias:

$$K_v = [1 - 0.008(A_T - 15)]$$

$$K_v = [1 - 0.008(30.96 \text{ m}^2 - 15)]$$

$$K_v = 0.87$$

Dónde:  $K_v$  es el factor de reducción de carga viva

$A_T$  es el área tributaria del elemento en  $\text{m}^2$

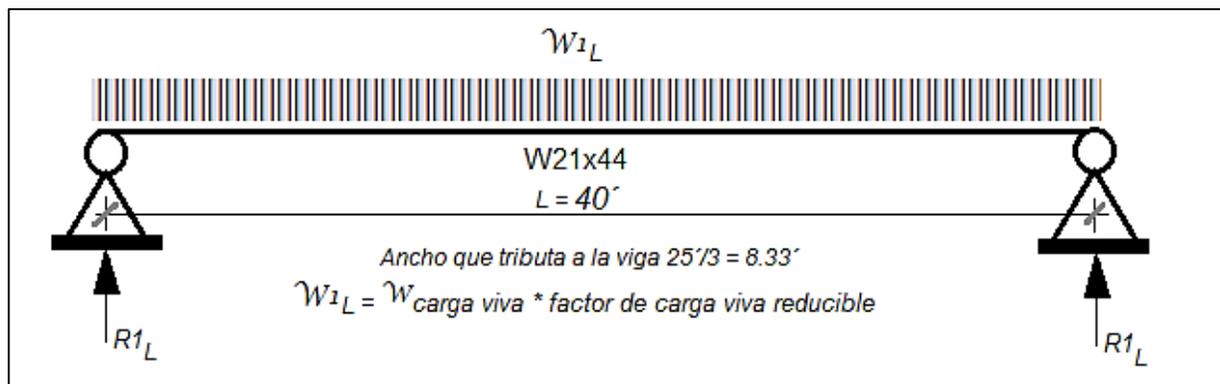


Figura A6. Cargas vivas sobre las vigas secundarias. Fuente: Autor.

#### Reacciones por la Carga Viva (L) uniformemente distribuida sobre las vigas secundarias de losa final:

$$\begin{aligned} W_{L \text{ VIG SEC. CUBIERTA}} &= W_{1L} = (50 \text{ psf}) * (\text{ancho trib}) * K_v \\ &= (50 \text{ Psf}) * (8.33) * 0.87 = 362.5 \text{ lb/pie} \end{aligned}$$

$$R_{1L \text{ VIG SEC. CUBIERTA}} = (W_{1L} * L) / 2 = (362.5 \text{ lb/pie}) * (40 \text{ pies}) / 2 = 7250 \text{ lb} = 7.25 \text{ Kip.}$$

Habiendo calculado las reacciones de la viga secundaria, éstas se transmiten al marco especial.

Para las vigas del marco especial a momento no aplica la reducción de carga viva, puesto que el

área que tributa a estas vigas es menor a 15 m<sup>2</sup>

Carga viva uniformemente distribuida sobre las vigas del SMF en losa final

$$W_{L \text{ VIG SMF}} = W_{2L} = (50 \text{ Psf}) * (\text{ancho trib})$$

$$= (50 \text{ Psf}) * (0.50 \text{ pie}) = 25 \text{ lb/pie.} = 0.025 \text{ Kip/pie}$$

$$R_{1L} = P_{1L}$$

$$R_{2L \text{ VIG SMF}} = (W_{2L} * L) / 2 + (4P_{1L}) / 2 = 14,812.50 \text{ lb} = 14.813 \text{ Kip.}$$

$$R_{2L} = P_{2L}$$

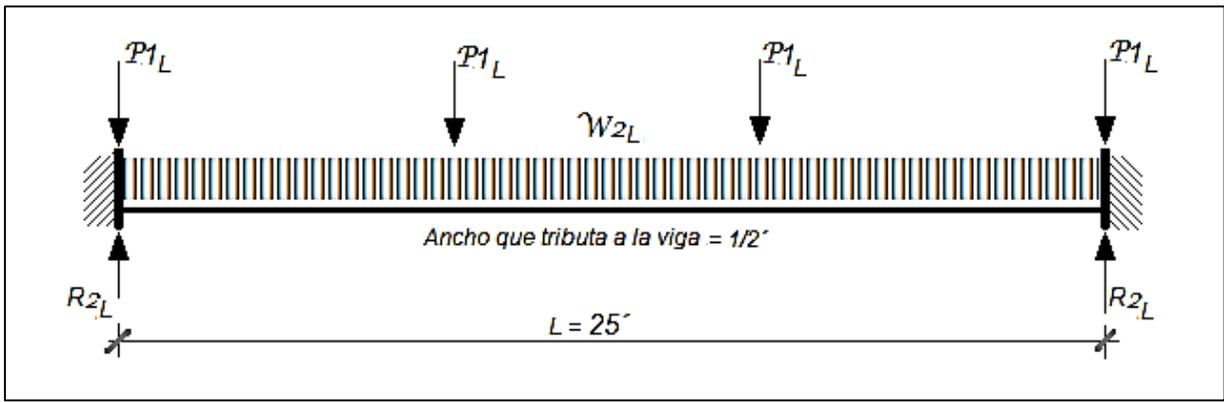


Figura A7. Cargas vivas sobre las vigas del marco especial a momento. Fuente: Autor.

Las columnas externas del marco reciben la carga proveniente de la viga adyacente, la cual es igual a la reacción  $R_{2L}$ . Con ello el diagrama de las cargas vivas que tributan al marco especial quedaría de la manera siguiente:

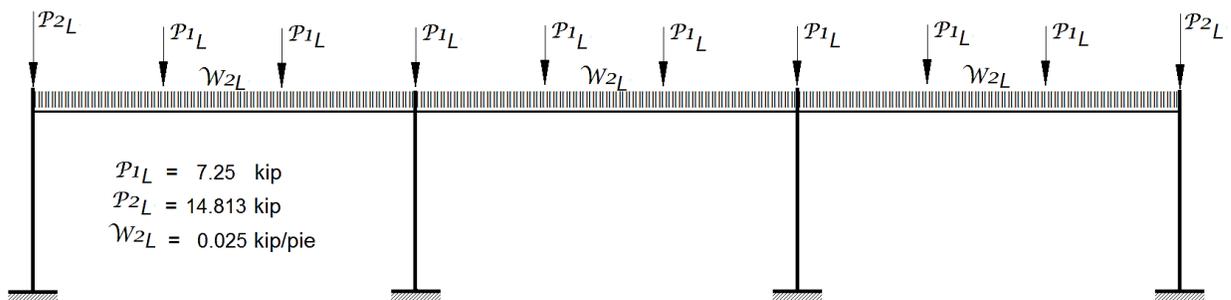


Figura A8. Cargas muertas sobre el marco especial a momento, modelo 1FLE. Fuente: Autor.

En la tabla A2 se resumen los valores de las cargas vivas que tributan a los marcos especiales de momento para todos los modelos analizados.

Tabla A2. Cargas vivas que tributan a los SMF. Fuente: Autor.

PISO	P1 <sub>L</sub> KIP	P2 <sub>L</sub> KIP	W2 <sub>L</sub> KIP/PIE
1FLE Y 5 FLE			
01	7.250	14.813	0.025
2FLE Y 6 FLE			
01	14.500	29.625	0.050
02	7.250	14.813	0.025
3FLE Y 7 FLE			
01	14.500	29.625	0.050
02	14.500	29.625	0.050
03	14.500	29.625	0.050
04	7.250	14.813	0.025
4FLE Y 8 FLE			
01	14.500	29.625	0.050
02	14.500	29.625	0.050
03	14.500	29.625	0.050
04	14.500	29.625	0.050
05	14.500	29.625	0.050
06	14.500	29.625	0.050
07	14.500	29.625	0.050
08	7.250	14.813	0.025

**A1.3.2.3. Integración de la carga sísmica ( $Q_E$ ).**

La carga sísmica se ha calculado de acuerdo a lo indicado en la sección 4.1.4.1 y 4.1.4.2, en estas secciones se ha definido el método de análisis sísmico y el cálculo de los coeficientes sísmicos. La distribución de los pesos sísmicos se ha realizado como se indica en la figura A9. (De acuerdo al método presentado en el cap.4 de Paredes Ruiz, 1996).

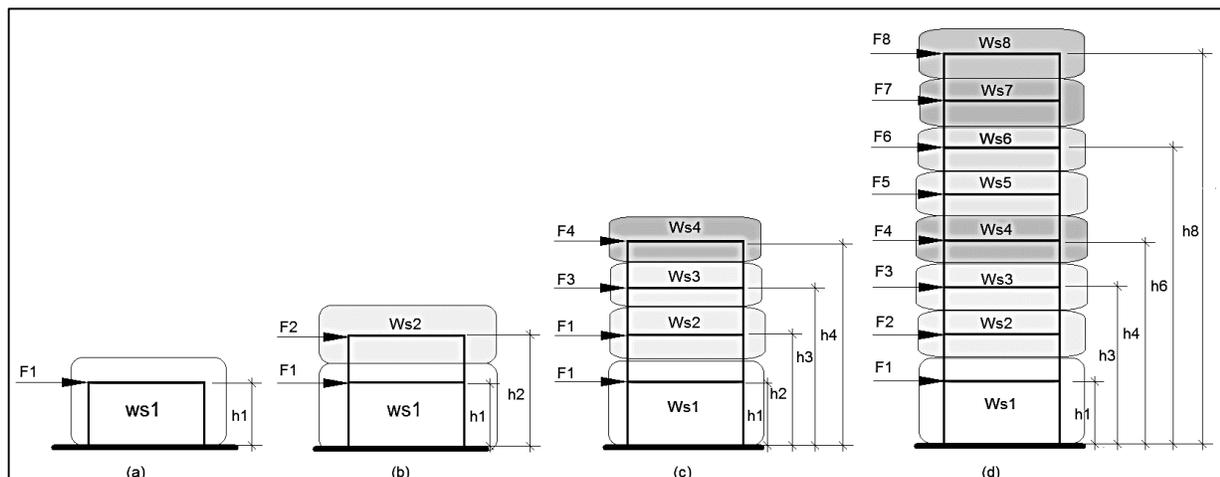


Figura A9. Diagramas de la distribución del peso sísmico de cada nivel, para el cálculo y distribución de las fuerzas sísmicas a lo alto de todos los modelos analizados. Fuente: Autor.

La integración del peso sísmico efectivo de los modelos se ha realizado de acuerdo con AGIES NSE 3-17, sección 1.11.3, el peso sísmico efectivo está compuesto por la totalidad de las cargas muertas más el 25% de las cargas vivas. Se muestra la integración del peso sísmico efectivo para el modelo 1FLE, el mismo procedimiento se ha aplicado al resto de modelos.

Tabla A3. Integración del peso sísmico efectivo del modelo 1FLE. Fuente: Autor.

<b>Peso proveniente de las cargas muertas sobre la losa</b>			
Carga	W distribuida	Área	Total
	Psf	Pie <sup>2</sup>	KIP
Losa	55.00	13287.85	730.83
Sobrecarga	7.00	13287.85	93.01
<b>Peso proveniente del cerramiento de la estructura</b>			
Carga	W distribuida	Área	Total
	Psf	Pie <sup>2</sup>	KIP
Cerramiento perimetral	25.00	8695.00	217.38
<b>Peso de las vigas y columnas</b>			
Carga	W lineal	Longitud	Total
	Lb/Pie	Pie	KIP
Vigas W18x35	35	420	14.70
Vigas W18x55	55	150	8.25
Vigas W18x65	65	350	22.75
Vigas W21x44	44	1280	56.32
<b>Peso de las vigas y columnas</b>			
Carga	W lineal	Longitud	Total
	Lb/Pie	Pie	KIP
Columnas W18x119	119	60	7.14
Columnas W18x143	143	60	8.58
<b>Total de la carga muerta (KIP)</b>			<b>1178.04</b>
<b>25% de la carga viva (KIP)</b>			<b>166.10</b>
<b>total peso sísmico efectivo (KIP)</b>			<b>1344.14</b>

Para el cálculo del corte basal, se ha empleado la ecuación 2.1.2-1 de NSE 2-17, como se indica en la sección 4.1.4.4 de esta tesis. Para el modelo 1FLE tenemos que:

$$V_b = C_s * W_s$$

$$V_b = 0.15 * 1344.14 \text{ Kip} = 201.62 \text{ Kip.}$$

La mitad de este cortante basal corresponde a cada uno de los dos marcos especiales en la dirección de análisis.

$$V_b \text{ por cada marco} = \frac{1}{2} * 201.62 \text{ Kip} = 100.81 \text{ Kip.}$$

La carga sísmica no se ha asignado al marco de forma directa sobre un solo nodo, sino que se ha

distribuido entre los cuatro nodos del nivel 1 de la estructura, de tal forma que la carga asignada a cada nodo es  $1/8*V_b = 25.20$  kip, como se muestra en la figura A10.

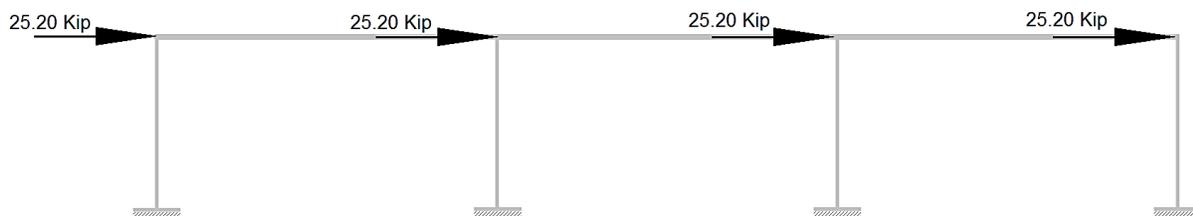


Figura A10. Distribución de la carga sísmica en el SMF del modelo 1FLE. Fuente: Autor.

La misma forma de integración del peso sísmico efectivo se ha llevado a cabo con todos los modelos, en la tabla A4 se calcula el corte basal de cada modelo en base al peso sísmico efectivo, el periodo y los coeficientes sísmicos  $C_s$ , los cuales se muestran en la tabla 22 y se han calculado como indican las ecuaciones 48 y 49.

Tabla A4. Cálculo del corte basal de cada modelo. Fuente: Autor.

Grupo de desempeño	Modelo	CDS	No de niveles	T Sec	Ws Kip	Cs --	Vb Kip
GD-1FLE	1FLE	D	1	0.324	1344.14	0.150	<b>201.62</b>
GD-2FLE	2FLE	D	2	0.564	2833.86	0.114	<b>322.61</b>
	3FLE	D	4	0.953	5900.35	0.067	<b>397.18</b>
	4FLE	D	8	1.635	12071.65	0.053	<b>637.38</b>
GD-3FLE	5FLE	C	1	0.324	1344.14	0.090	<b>120.97</b>
GD-4FLE	6FLE	C	2	0.564	2833.86	0.078	<b>219.96</b>
	7FLE	C	4	0.953	5900.35	0.046	<b>270.80</b>
	8FLE	C	8	1.635	12071.65	0.032	<b>382.43</b>

Las cargas sísmicas para todas las estructuras se resumen en la tabla A5. Las fuerzas a lo alto de la edificación se han distribuido de acuerdo con el método de la carga estática equivalente presentado en la NSE 3-10, donde la fuerza por piso se calcula así:

$$F_x = C_{sy} V_b$$

$$C_{sy} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n (W_i h_i^k)}$$

Dónde:  $F_x$  es el cortante de cedencia en el nivel "x" de la edificación

$h_x$  es la altura del nivel "x" sobre la base sísmica

$k = 1$ , para  $T \leq 0.5$  segundos y  $k = 0.75 + 0.5 T_s$ , para  $0.5 < T \leq 2.5$  segundos

$C_{xy}$  es el coeficiente del sismo correspondiente a cada piso.

Tabla A5. Distribución de las fuerzas sísmicas por piso para cada arquetipo. Fuente: Autor.

Piso x	$W_x$ Kip	$h_x$ Pie	$w_x h_x^k$ Kip-Pie	$\sum w_i h_i^k$ Kip-Pie	$F_x$ Kip	$F_x$ al nodo Kip
<b>Categoría de diseño sísmico D</b>						
<b>1FLE, <math>C_s = 0.150</math></b>						
01	1344.14	15	20162.09	20162.09	201.62	25.20
<b>2FLE, <math>C_s = 0.114</math></b>						
01	1638.83	15	22298.98	51977.28	138.40	17.30
02	1195.03	28	29678.30	51977.28	184.20	23.03
<b>3FLE, <math>C_s = 0.067</math></b>						
01	1661.07	15	22601.62	170674.96	52.60	6.57
02	1532.68	28	38063.87	170674.96	88.58	11.07
03	1521.53	41	54576.45	170674.96	127.01	15.88
04	1185.06	54	55433.02	170674.96	129.00	16.12
<b>4FLE, <math>C_s = 0.053</math></b>						
01	1670.32	15	22727.57	609211.70	23.78	2.97
02	1536.64	28	38162.07	609211.70	39.93	4.99
03	1534.04	41	55024.96	609211.70	57.57	7.20
04	1534.04	54	71756.90	609211.70	75.08	9.38
05	1532.48	67	88253.18	609211.70	92.33	11.54
06	1530.92	80	104599.75	609211.70	109.44	13.68
07	1530.92	93	120939.86	609211.70	126.53	15.82
08	1202.30	106	107747.41	609211.70	112.73	14.09
<b>Categoría de diseño sísmico C</b>						
<b>5FLE, <math>C_s = 0.090</math></b>						
01	1344.14	15	20162.09	20162.09	120.97	15.12
<b>6FLE, <math>C_s = 0.078</math></b>						
01	1638.83	15	22298.98	51977.28	94.37	11.80
02	1195.03	28	29678.30	51977.28	125.59	15.70
<b>7FLE, <math>C_s = 0.046</math></b>						
7	1661.07	15	22601.62	170674.96	35.86	4.48
02	1532.68	28	38063.87	170674.96	60.39	7.55
03	1521.53	41	54576.45	170674.96	86.59	10.82
04	1185.06	54	55433.02	170674.96	87.95	10.99
<b>8FLE, <math>C_s = 0.032</math></b>						
01	1670.32	15	22727.57	609211.70	14.27	1.78
02	1536.64	28	38162.07	609211.70	23.96	2.99
03	1534.04	41	55024.96	609211.70	34.54	4.32
04	1534.04	54	71756.90	609211.70	45.05	5.63
05	1532.48	67	88253.18	609211.70	55.40	6.93
06	1530.92	80	104599.75	609211.70	65.66	8.21
07	1530.92	93	120939.86	609211.70	75.92	9.49
08	1202.30	106	107747.41	609211.70	67.64	8.45

### A1.3.3. Configuración estructural.

Como se ha mostrado previamente, la estructura posee dos sistemas resistentes a carga lateral, uno en cada dirección de análisis, el sistema que interesa analizar para esta tesis es el sistema de marcos especiales a momento que se ubica en el perímetro en el sentido oeste-este.

De acuerdo con AGIES NSE 3-17 este “es un sistema integrado con marcos de columnas y vigas que soportan [...] la carga vertical y además todas las solicitaciones horizontales. Todos los marcos deben estar unidos entre sí por diafragmas de piso horizontales” (p.11).

Se analizara el marco ubicado en el eje “A”.

Se adoptan los factores correspondientes a este sistema indicados en NSE 3-17 tabla 1.6.12, para marcos especiales de acero resistentes a momento (SMF)

$$R = 8; \Omega_o = 3; C_d = 5.5$$

Las conexiones de los marcos son conexiones precalificadas de placa de ala apernada (BFP), la estructura se asumen empotrada al suelo.

### A1.3.4. Materiales.

Se ha modelado la estructura tomando en cuenta las características de los materiales indicados en las normas y códigos correspondientes. Los perfiles que conforman los marcos SMF en Acero ASTM A992 grado 50, y las placas de acero para conexiones serán de acero ASTM A572 grado 50.

Se muestran las características de estos materiales como han sido usadas en el modelado de la estructura:

Tabla A6. *Propiedades de los materiales, Acero A572 y A992.* Fuente: *Etabs 2016.*

Material	Fy	Fu	E	v	$\alpha$	G	Peso unit.	Masa unit.
A1.	lb/in <sup>2</sup>	lb/in <sup>2</sup>	lb/in <sup>2</sup>		1/F	lb/in <sup>2</sup>	lb/ft <sup>3</sup>	lb-s <sup>2</sup> /ft <sup>4</sup>
A572Gr50	50000	65000	29000000	0.3	0.0000065	11153846.15	490	15.23
A992Fy50	50000	65000	29000000	0.3	0.0000065	11153846.15	490	15.23

### A1.3.5. Modelo estructural analítico.

El análisis y diseño de los marcos especiales a momento, para las 8 estructuras se ha realizado utilizando un análisis simplificado de pórticos planos, en una dirección.

Para realizar el análisis estructural se ha utilizado el programa de cómputo ETABS 2016, por medio del cual se han obtenido los esfuerzos internos de la estructura, a saber, axiales, cortantes y momentos.

#### ***A1.3.5.1. Características del modelo analítico.***

Los miembros estructurales físicos en un modelo analítico estructural del programa ETABS son representados por medio de objetos. Usando la interfaz gráfica del programa, se dibuja la geometría de un objeto, y luego se asignan propiedades y cargas al objeto para completar de definir el modelo del miembro físico. Para propósitos de análisis, el programa convierte cada objeto en uno o más elementos.

Las vigas y columnas del marco de acero se han modelado en ETABS por medio de elementos tipo “*Frame*”. El elemento *Frame* es usado en el programa para modelar columnas, vigas, riostras y armaduras en estructuras planas y tridimensionales; utiliza una formulación general tridimensional viga-columna, la cual incluye los efectos de flexión biaxial, torsión, deformación axial y deformación biaxial por cortante (CSI Analysis Reference Manual, 2016).

El elemento *Frame* es modelado como una línea recta que conecta dos puntos. Cada elemento tiene su propio sistema de coordenadas locales para definir las propiedades de la sección, las cargas y para interpretar los datos de salida.

Cada elemento *Frame* que representa vigas o columnas, posee las propiedades del objeto físico que se modela. Esto ha sido posible definiendo independientemente el conjunto de propiedades materiales y geométricas que describen la sección transversal de cada objeto físico y asignándolas a los elementos.

Las secciones de todos los elementos de los modelos desarrollados son prismáticas. El material asignado a todas las secciones ha sido acero ASTM A992, con las propiedades indicadas en la tabla A6. Las propiedades geométricas de las secciones son las provistas por el AISC 14 para perfiles WF, las cuales han sido obtenidas de los archivos de la base de datos de propiedades geométricas del programa.

En los extremos de cada elemento tipo *Frame*, se generan automáticamente objetos puntuales denominados “*joints*”. Los *joints* (junta o unión) juegan un rol fundamental en el análisis de cualquier estructura. Son los puntos de conexión entre elementos, y están localizados en la estructura primariamente en los lugares donde los desplazamientos son conocidos o donde deben ser determinados. Los componentes del desplazamiento (traslaciones y rotaciones) en los *joints* son llamados *grados de libertad*.

Si el desplazamiento de un *joint* en cualquiera de sus seis grados de libertad tiene un valor conocido, sea cero (como en un punto de apoyo) o distinto de cero (como un asentamiento del apoyo), se debe aplicar una restricción a ese grado de libertad. Esto se realiza por medio de la opción *Restraints*

Las restricciones serán aplicadas siempre en los grados locales de libertad del *punto* de apoyo, siendo estos U1, U2, U3, R1, R2 y R3. La figura A11 muestra ejemplos de las restricciones aplicadas a los distintos tipos de apoyo.



Figura A11. Ejemplos de restricciones en los apoyos para una estructura en dos dimensiones. Fuente: CSI Analysis Reference Manual, 2016.

Todas las estructuras se han modelado con apoyos rígidos, las vigas y columnas con elementos tipo *Frame* y conectadas entre sí por uniones rígidas. En la figura A12 se muestra el modelo del marco 1FLE indicando los elementos y propiedades del modelo.

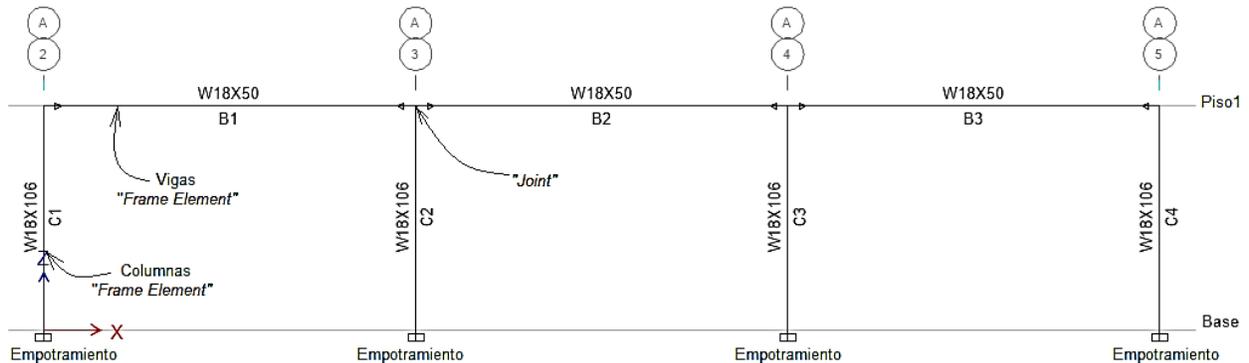


Figura A12. Modelado del marco 1FLE. Fuente: Etabs, 2016; Autor.

#### A1.3.5.2. Asignaciones de carga en el modelo analítico.

Además de las cargas indicadas en la sección A1.3.2 se han incluido cargas ficticias para representar las imperfecciones iniciales de las estructuras, como se indica en la sección C2.2 de AISC 360-16.

Para las estructuras que soportan cargas gravitacionales primariamente por medio de columnas, muros o marcos, es permitido usar cargas ficticias que representan los efectos de las imperfecciones iniciales. Estas cargas son aplicadas como carga lateral en todos los niveles. La magnitud de las cargas ficticias es:

$$N_i = 0.002\alpha Y_i$$

Dónde:  $N_i$  = Carga ficticia aplicada en el nivel  $i$ .

$$\alpha = 1.00 \text{ (LRFD)}$$

$Y_i$  = Carga gravitacional aplicada en el nivel  $i$ .

El factor 0.002 representa un desplome inicial de la estructura de 1/500. Se han definido las cargas ficticias en función de la carga muerta y viva. Los patrones de carga para todos los modelos se resumen en la tabla A7.

Tabla A7. Casos de carga. Fuente: *Etabs 2016; Autor.*

Carga	Clase de carga	Multiplicador de peso propio	Carga automática	Tipo
D	Muerta	1	Ninguna	Lineal estática
L	Viva	0	Ninguna	Lineal estática
Sx	Sísmica	0	Ninguna	Lineal estática
Dnot	Muerta ficticia	0	0.002D	Lineal estática
Lnot	Viva ficticia	0	0.002L	Lineal estática

#### A1.3.5.3. Combinaciones de carga en el modelo analítico.

Se han utilizado las combinaciones de carga indicadas en la sección 4.1.4.6. Las combinaciones resultantes se muestran en la tabla A8.

#### A1.3.6. Resultados del análisis estructural.

Luego de haberse asignado las propiedades al modelo, las cargas y definidas las combinaciones de carga, se *corre* el análisis de la estructura en el programa. Se ha realizado un análisis estático lineal, el cual sigue la ley de Hooke, donde el producto de la rigidez y deformación de la estructura es proporcional a las cargas aplicadas.

Los resultados que el análisis permite obtener son: esfuerzos axiales, cortantes, momentos y torsión en cada miembro, así como las deformaciones debidas a estos esfuerzos, tanto en cada miembro como a nivel global de la estructura.

A continuación se muestran los esfuerzos axiales, de corte y momento máximos para el modelo 1FLE. Estos resultados determinan las resistencias requeridas de los componentes estructurales.

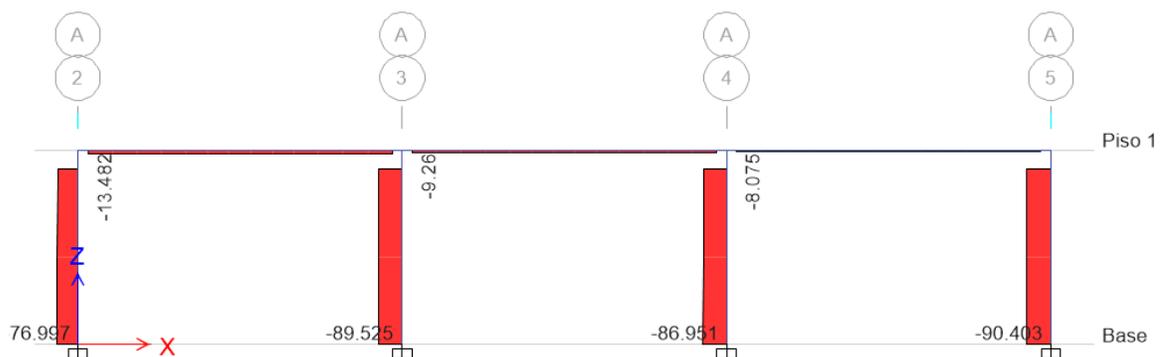


Figura A13. Máximos esfuerzos axiales del modelo 1FLE; combinación 5. Fuente: *Etabs, 2016.*

Tabla A8. Combinaciones de carga definidas en el programa de análisis. Fuente: *Etabs 2016*.

Nombre	Carga Caso/Combo	Factor de escala	Tipo	Auto
Cmb1	D	1.4	Lineal Add	No
	Dnot	1.4		
Cmb2	D	1.4	Lineal Add	No
	Dnot	-1.4		
Cmb3	D	1.3	Lineal Add	No
	L	1.6		
	Dnot	1.3		
	Lnot	1.6		
Cmb4	D	1.3	Lineal Add	No
	L	1.6		
	Dnot	-1.3		
	Lnot	-1.6		
Cmb5	D	$1.2+0.2S_{cd}$	Lineal Add	No
	L	1.0		
	Sx	1.0		
Cmb6	D	$1.2+0.2S_{cd}$	Lineal Add	No
	L	1.0		
	Sx	-1.0		
Cmb7	D	$0.9-0.2S_{cd}$	Lineal Add	No
	Sx	1.0		
Cmb8	D	$0.9-0.2S_{cd}$	Lineal Add	No
	Sx	-1.0		
S1	D	1.0	Lineal Add	No
S2	D	1.0	Lineal Add	No
	L	1.0		

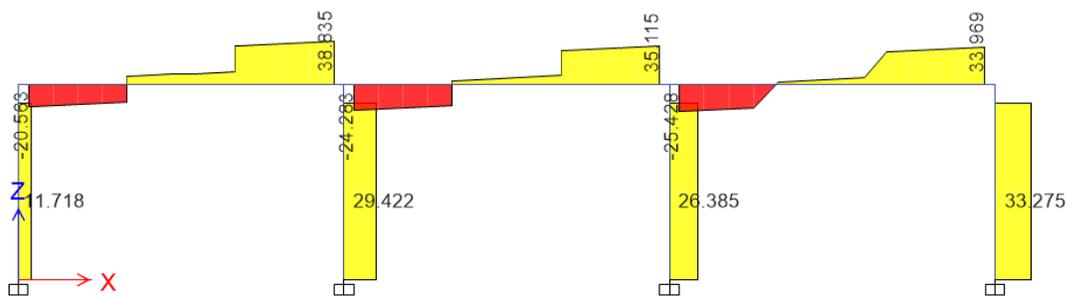


Figura A14. Máximos esfuerzos cortantes del modelo 1FLE; combinación 5. Fuente: *Etabs, 2016*.

Los máximos esfuerzos axiales, cortantes y momentos que resulten de la aplicación de las combinaciones de carga, determinan la resistencia requerida de los componentes estructurales. El análisis también brinda los resultados de las deformaciones que provocan las cargas gravitacionales y laterales, en cada miembro, así como en la estructura global.



Figura A15. Máximos momentos flectores del modelo 1FLE; combinación 5. Fuente: Etabs, 2016.

### A1.3.7. Deflexiones y derivas de piso.

Con los resultados del análisis se verifican los desplazamientos horizontales de la estructura. Se debe comprobar que los desplazamientos horizontales de cada piso sean menores a los límites establecidos en la sección 4.3 de la norma NSE 3-17. La norma indica que de ser necesario se modificarán componentes estructurales, o inclusive se modificará la configuración estructural, hasta obtener resultados satisfactorios.

Para control de deformaciones horizontales no interesan directamente los desplazamientos absolutos sino las derivas ( $\Delta$ ), definidas como la diferencia entre el desplazamiento de un nodo del diafragma  $k$  y el correspondiente nodo en el diafragma  $k-1$ .

La tabla A9 muestra las derivas últimas tolerables. Las obras diseñadas pertenecen a la categoría III (obras ordinarias) y al sistema de marcos especiales de acero, por tanto el límite correspondiente es  $0.002 h_p$ .

Tabla A9. Derivas ultimas  $\Delta_u$  máximas tolerables. Fuente: AGIES NSE 3-17.

Estructura	Clasificación de obra		
	Categoría II	Categoría III	Categoría IV
Edificaciones NSE 7.4	0.007 $h_p$	0.007 $h_p$	0.007 $h_p$
Edificaciones NSE 7.9	0.007 $h_p$	0.007 $h_p$	0.007 $h_p$
Edificaciones en general	0.020 $h_p$	0.020 $h_p$	0.015 $h_p$
$h_p$ es la altura del piso para el que se calcula la deriva			

El límite de la tabla A9 se divide entre el factor  $C_d$  (factor de amplificación dinámica, propio de cada sistema estructural) para establecer la deriva de piso causada por sismo.

De la forma en que la norma NSE 3-17 establece, el proceso de análisis de todas las estructuras se ha iterado hasta que las derivas laterales cumplieran con la ecuación 4.3.4-1 de la norma NSE 3.17 la cual se muestra a continuación:

$$\Delta_{cP} \leq \frac{\Delta_U}{C_d}$$

$$\Delta_{cP} \leq \frac{0.020 h_p}{5.5} = 0.0036 h_p$$

Dónde:  $\Delta_{cP}$  es la deriva de piso causada por sismo.

En la tabla A10 se muestran las derivas de cada piso de cada estructura modelada.

Tabla A10. Derivas últimas del análisis de cada modelo estructural. Fuente: *Etabs 2016; Autor.*

PISO	Modelo							
	1 FLE	2 FLE	3 FLE	4 FLE	5 FLE	6 FLE	7 FLE	8 FLE
1	0.0036	0.0032	0.0023	0.0020	0.0034	0.0028	0.0024	0.0020
2		0.0034	0.0034	0.0034		0.0035	0.0035	0.0033
3			0.0034	0.0036			0.0033	0.0035
4			0.0032	0.0035			0.0029	0.0036
5				0.0033				0.0036
6				0.0031				0.0034
7				0.0028				0.0030
8				0.0025				0.0024

Al finalizar el proceso de análisis y verificar que todas las derivas de piso son menores o iguales a  $0.0036 h_p$ , se pueden establecer las resistencias disponibles de los miembros propuestos, y determinar si estos satisfacen los requisitos de diseño.

#### **A1.3.8. Diseño de la resistencia de componentes estructurales.**

Para verificar que los esfuerzos internos impuestos por las combinaciones de carga no excedan la capacidad de los miembros se ha realizado el procedimiento descrito en esta sección. El AISC 360 es la especificación general para el cálculo de la resistencia disponible de los elementos estructurales propuestos, además se debe cumplir con los requisitos adicionales del AISC 341 para estructuras diseñadas para resistir cargas sísmicas.

##### ***A1.3.8.1. Requisitos del diseño por estabilidad.***

El AISC 360 indica que para el diseño de estructuras de acero, se requiere proveer de estabilidad a la estructura como un todo y también a cada uno de sus elementos individuales. Para lo cual requiere que se consideren en el análisis cada una de las siguientes condiciones:

- Deformaciones axiales, por corte y por flexión.
- Efectos de segundo orden (P- $\Delta$  y P- $\delta$ ).

- Imperfecciones geométricas.
- Reducción de la rigidez por inelasticidad, incluyendo el efecto de fluencia parcial de la sección neta, la cual puede acentuarse por la presencia de esfuerzos residuales.
- Incertezas del sistema, de los miembros, y de la resistencia y rigidez de las conexiones.

Cualquier método racional de diseño por estabilidad que incluya los efectos descritos es permitido. El AISC 360 provee diversos métodos que satisfacen los requerimientos del análisis por estabilidad.

Se ha utilizado el “Método de Análisis Directo” (DAM) de la sección C1.1 del AISC 360-16; el cual satisface los requisitos para el análisis de la forma en que se muestra en la tabla A11. El procedimiento de análisis con el método directo, para determinar las resistencias disponibles de los miembros, se ha realizado por medio del uso del programa Etabs.

#### *Análisis de segundo orden.*

El método directo permite el uso de un análisis aproximado de segundo orden, amplificando los efectos del análisis de primer orden. Para ello se utilizan dos factores,  $B_1$  y  $B_2$ , con los que se incrementan los valores de momentos y cargas axiales obtenidas en el análisis. El procedimiento del método se describe con claridad en el apéndice 8 del AISC 360-16.

Este método puede ser seleccionado en el software al definir las preferencias del diseño en acero. El factor  $B_1$  es calculado por el programa, mientras que los valores del factor  $B_2$  deben ser calculados independientemente y asignados posteriormente a los elementos de cada piso.

El cálculo del factor  $B_2$  ha sido realizado como se indica en apéndice 8 del AISC 360-16, por medio de la ecuación siguiente:

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{\text{piso}}}{P_{e \text{ piso}}}} \geq 1$$

Donde:

$\alpha = 1.0$  (LRFD)

$P_{\text{piso}}$  = carga total vertical soportada por el piso usando las combinaciones (LRFD), incluyendo las cargas en las columnas que no son parte del sistema resistente a las cargas laterales.

$P_{\text{piso}}$  = carga total vertical soportada por el piso usando las combinaciones (LRFD), incluyendo las cargas en las columnas que no son parte del sistema resistente a las cargas laterales.

Tabla A11. Análisis por estabilidad, análisis directo en Etabs. Fuente: *AISC 360-16, Etabs 2016, Autor.*

Requisitos del análisis por estabilidad		Provisiones del Método de análisis Directo (DAM)	Aplicación del método directo en el análisis y diseño con Etabs
(1) Considerar todas las deformaciones		Considera todas las deformaciones	El programa considera en el análisis todas las deformaciones.
(2) Considerar efectos de segundo orden (ambos P- $\Delta$ y P- $\delta$ )		Considera efectos de segundo orden (P- $\Delta$ y P- $\delta$ )	Se han incluido los efectos de segundo orden por amplificación del análisis de primer orden. B <sub>1</sub> calculado por el programa, B <sub>2</sub> se calcula independientemente y se introduce el valor a cada miembro. Se muestra el cálculo en la tabla A12
(3) Considerar las imperfecciones geométricas. <i>Esto incluye las imperfecciones en las uniones (las que afectan la respuesta de la estructura), imperfecciones en los miembros (las que afectan la respuesta de la estructura y la resistencia de los miembros)</i>	Efecto de las imperfecciones del sistema en la respuesta de la estructura	Modelado directo o por medio de Cargas ficticias	Modelado por cargas ficticias.
	Efecto de las imperfecciones de los miembros en la respuesta de la estructura	Incluido en la reducción de rigidez especificado en la sección C2.3 de AISC 360-16	Se aplica un factor de 0.8 a la rigidez y se reduce adicionalmente con el factor $\Upsilon_b$ , calculado por el programa.
	Efecto de las imperfecciones de los miembros en la resistencia	Incluido en las fórmulas de resistencia, con Lc=L	Incluido en las fórmulas de resistencia, con Lc=L
(4) Considerar la reducción de la rigidez debido a inelasticidad. <i>Esto afecta la resistencia de los miembros y la respuesta de la estructura</i>	Efecto de la reducción de rigidez en la respuesta de la estructura	Incluido en la reducción de rigidez especificado en la sección C2.3 de AISC 360-16	Se aplica un factor de 0.8 a la rigidez y se reduce adicionalmente con el factor $\Upsilon_b$ , calculado por el programa.
	Efecto de la reducción de rigidez en la resistencia de los miembros	Incluido en las fórmulas de resistencia, con Lc=L	Incluido en las fórmulas de resistencia, con Lc=L
(5) Considerar la incerteza en la resistencia y rigidez	Efecto de la incerteza rigidez/resistencia en la respuesta de la estructura	Incluido en la reducción de rigidez especificado en la sección C2.3 de AISC 360-16	Se aplica un factor de 0.8 a la rigidez y se reduce adicionalmente con el factor $\Upsilon_b$ , calculado por el programa.
	Efecto de la incerteza rigidez/resistencia en la resistencia de los miembros	Incluido en las fórmulas de resistencia, con Lc=L	Incluido en las fórmulas de resistencia, con Lc=L

$P_{e \text{ piso}}$  = resistencia crítica elástica por pandeo para el piso en la dirección de traslación considerada. Determinado por análisis de pandeo lateral o así:

$$P_{e \text{ piso}} = R_M \cdot (HL) / \Delta H$$

$H$  = Corte total del piso, en la dirección de traslación considerada. Producida por las cargas laterales usadas para calcular  $\Delta H$

$L$  = Altura del piso

$$R_M = 1 - 0.15(P_{mf}/P_{\text{piso}})$$

$P_{mf}$  = Carga vertical total en las columnas del piso que son parte de los marcos a momento.

$\Delta H$  = deriva de piso de primer orden, en la dirección de traslación considerada, debido a las fuerzas laterales, calculada usando la rigidez requerida por el análisis.

Los valores correspondientes a cada parámetro necesario para el cálculo del factor  $B_2$  se obtienen de los resultados del análisis. Este método simplificado incrementa los valores de los esfuerzos internos de los miembros para que estos tengan una resistencia adecuada para trabajar cuando se presenten efectos de segundo orden.

La tabla A12 resume el cálculo del coeficiente  $B_2$  para todas las estructuras que fueron diseñadas

Tabla A12. Coeficiente  $B_2$ , efectos de segundo orden por amplificación de primer orden. Fuente: *Autor*.

Piso	$\alpha$	$V_b$ i KIP	h piso IN	$\Delta H$ IN	$P_{mf}$ KIP	P piso KIP	$R_M$ KIP	$P_e$ piso KIP	$B_2$
<b>Categoría de diseño sísmico D</b>									
<b>1 FLE</b>									
1	1	201.62	180	0.6410	532.300	1756.06	0.955	54043.13	<b>1.034</b>
<b>2 FLE</b>									
1	1	138.40	180	0.5760	1321.328	4069.63	0.951	41144.61	<b>1.110</b>
2	1	184.20	156	0.5350	563.628	1699.97	0.950	51040.72	<b>1.034</b>
<b>3 FLE</b>									
1	1	198.56	180	0.4111	1422.363	4391.91	0.951	82715.19	<b>1.056</b>
2	1	172.28	156	0.5380	1037.355	3198.65	0.951	47521.22	<b>1.072</b>
3	1	128.00	156	0.5359	654.473	2019.25	0.951	35449.69	<b>1.060</b>
4	1	64.48	156	0.4948	276.894	845.42	0.951	19329.74	<b>1.046</b>
<b>4 FLE</b>									
1	1	318.68	180	0.3690	2990.378	9125.25	0.951	147829.07	<b>1.066</b>
2	1	306.80	156	0.5350	2595.030	7928.29	0.951	85072.82	<b>1.103</b>
3	1	286.84	156	0.5642	2205.150	6746.74	0.951	75417.29	<b>1.098</b>
4	1	258.04	156	0.5387	1815.270	5567.80	0.951	71066.71	<b>1.085</b>
5	1	220.52	156	0.5142	1425.390	4388.86	0.951	63647.82	<b>1.074</b>
6	1	174.36	156	0.4840	1039.959	3209.92	0.951	53464.03	<b>1.064</b>
7	1	119.64	156	0.4409	657.004	2032.53	0.952	40274.26	<b>1.053</b>
8	1	56.36	156	0.3921	277.691	855.15	0.951	21332.62	<b>1.042</b>

<b>Categoría de diseño sísmico D</b>									
<b>5 FLE</b>									
<b>1</b>	<b>1</b>	<b>120.97</b>	<b>180</b>	<b>0.6160</b>	<b>532.300</b>	<b>1756.06</b>	<b>0.955</b>	<b>33741.87</b>	<b>1.055</b>
<b>6 FLE</b>									
<b>1</b>	<b>1</b>	<b>94.37</b>	<b>180</b>	<b>0.5060</b>	<b>1307.994</b>	<b>4069.63</b>	<b>0.952</b>	<b>31950.51</b>	<b>1.146</b>
<b>2</b>	<b>1</b>	<b>125.59</b>	<b>156</b>	<b>0.5400</b>	<b>556.818</b>	<b>1699.97</b>	<b>0.951</b>	<b>34500.07</b>	<b>1.052</b>
<b>7 FLE</b>									
<b>1</b>	<b>1</b>	<b>135.36</b>	<b>180</b>	<b>0.4343</b>	<b>1404.773</b>	<b>4391.91</b>	<b>0.952</b>	<b>53404.63</b>	<b>1.090</b>
<b>2</b>	<b>1</b>	<b>117.44</b>	<b>156</b>	<b>0.5533</b>	<b>1025.660</b>	<b>3198.65</b>	<b>0.952</b>	<b>31518.98</b>	<b>1.113</b>
<b>3</b>	<b>1</b>	<b>87.24</b>	<b>156</b>	<b>0.5219</b>	<b>649.670</b>	<b>2019.25</b>	<b>0.952</b>	<b>24818.86</b>	<b>1.089</b>
<b>4</b>	<b>1</b>	<b>43.96</b>	<b>156</b>	<b>0.4543</b>	<b>275.272</b>	<b>845.42</b>	<b>0.951</b>	<b>14358.56</b>	<b>1.063</b>
<b>8 FLE</b>									
<b>1</b>	<b>1</b>	<b>191.20</b>	<b>180</b>	<b>0.3546</b>	<b>2945.665</b>	<b>9125.25</b>	<b>0.952</b>	<b>92353.73</b>	<b>1.110</b>
<b>2</b>	<b>1</b>	<b>184.08</b>	<b>156</b>	<b>0.5111</b>	<b>2556.579</b>	<b>7928.29</b>	<b>0.952</b>	<b>53470.06</b>	<b>1.174</b>
<b>3</b>	<b>1</b>	<b>172.12</b>	<b>156</b>	<b>0.5443</b>	<b>2172.224</b>	<b>6746.74</b>	<b>0.952</b>	<b>46951.76</b>	<b>1.168</b>
<b>4</b>	<b>1</b>	<b>154.84</b>	<b>156</b>	<b>0.5585</b>	<b>1787.869</b>	<b>5567.80</b>	<b>0.952</b>	<b>41163.94</b>	<b>1.156</b>
<b>5</b>	<b>1</b>	<b>132.32</b>	<b>156</b>	<b>0.5579</b>	<b>1406.804</b>	<b>4388.86</b>	<b>0.952</b>	<b>35222.82</b>	<b>1.142</b>
<b>6</b>	<b>1</b>	<b>104.60</b>	<b>156</b>	<b>0.5251</b>	<b>1027.988</b>	<b>3209.92</b>	<b>0.952</b>	<b>29582.71</b>	<b>1.122</b>
<b>7</b>	<b>1</b>	<b>71.76</b>	<b>156</b>	<b>0.4615</b>	<b>651.289</b>	<b>2032.53</b>	<b>0.952</b>	<b>23090.95</b>	<b>1.097</b>
<b>8</b>	<b>1</b>	<b>33.80</b>	<b>156</b>	<b>0.3675</b>	<b>276.048</b>	<b>855.15</b>	<b>0.952</b>	<b>13651.61</b>	<b>1.067</b>

#### ***A1.3.8.2. Preferencias de diseño.***

En el software Etabs 2016, las preferencias de diseño constituyen la base sobre la cual el programa realiza el diseño de la resistencia de los elementos de la estructura. En estas se especifican condiciones que son relevantes para el diseño, como la categoría de diseño sísmico, el tipo de marco estructural, parámetros de respuesta sísmica del sistema estructural, entre otros.

Para el diseño de vigas y columnas, de los marcos diseñados para los propósitos de esta tesis, se han asignado en las preferencias de diseño todos los aspectos relevantes desarrollados en la sección 4.1 y en este apéndice.

Se resumen en la tabla A13 las preferencias de diseño indicadas de acuerdo a los modelos diseñados.

A partir de las preferencias de diseño especificadas, y de las condiciones adicionales que restringen el diseño de los elementos (como el arriostramiento lateral de las vigas), el programa puede realizar el diseño y verificación de las secciones de vigas y columnas de los marcos, mediante la aplicación de un conjunto de cálculos basados en las normas de diseño especificadas.

Los resultados del diseño de los elementos son los que se muestran en las tablas 24 a 27 de esta tesis.

Tabla A13. Preferencias de diseño definidas para los elementos estructurales. Fuente: *Etabs*.

Parámetro utilizado para el diseño	Modelos	
	1, 2, 3 y 4 FLE	5, 6, 7 y 8 FLE
Tipo de marco	SMF	SMF
Categoría de diseño sísmico	D	C
Factor de importancia	1	1
Factor Rho del sistema	1.2	1.2
Coordenada espectral de diseño $S_{cd}$	1.2	0.72
Factor R del sistema	8	8
Factor $\Omega$ del sistema	3	3
Factor Cd del sistema	5.5	5.5
Método de diseño	LRFD	LRFD
Método de análisis	Análisis directo	Análisis directo
Método de segundo orden	1r orden amplificado	1r orden amplificado
Método de reducción de rigidez	Tau-b Variable	Tau-b Variable
Phi (Flexión)	0.9	0.9
Phi (Compresión)	0.9	0.9
Phi (Fluencia de Tensión)	0.9	0.9
Phi (Fractura por Tensión)	0.75	0.75
Phi (Corte)	0.9	0.9
Phi (Torsión)	0.9	0.9
Ignorar código sísmico	No	No
Ignorar cargas sísmicas especiales	No	No
Considerar deflexión	Yes	Yes
Ratio carga muerta	120	120
Ratio carga muerta + viva	120	120
Ratio carga viva	360	360
Ratio total	240	240
Limite total de flecha	240	240
Razón máxima demanda capacidad D/C	0.95	0.95