



ESPE
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

**DEPARTAMENTO DE CIENCIAS DE LA TIERRA Y LA
CONSTRUCCIÓN**

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

AUTOR: GONZALO EDUARDO LARA SALAZAR

**TEMA:
DISEÑO SISMORESISTENTE DE CONEXIONES EMPERNADAS DE ACERO
EN EDIFICIOS**

DIRECTOR: ING. MARCELO GUERRA

CODIRECTOR: ING. ERNESTO PRO

SANGOLQUÍ, ENERO 2014

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el Sr. **GONZALO EDUARDO LARA SALAZAR** como requerimiento parcial a la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**.

Sangolquí, Enero del 2014

ING. MARCELO GUERRA

DIRECTOR

ING. ERNESTO PRO

CODIRECTOR

REVISADO POR

ING. PATRICIO ROMERO

DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

SR. GONZALO EDUARDO LARA SALAZAR

DECLARO QUE:

El Proyecto de grado denominado “**DISEÑO SISMORESISTENTE DE CONEXIONES EMPERNADAS DE ACERO EN EDIFICIOS**”, ha sido desarrollado con base a la investigación exhaustiva, respetando derechos intelectuales de terceros, conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente éste trabajo es de mi autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del proyecto de grado en mención.

Sangolquí, Enero del 2014

GONZALO EDUARDO LARA SALAZAR

AUTORIZACIÓN

YO, GONZALO EDUARDO LARA SALAZAR

Autorizo a la Universidad Fuerzas Armadas - ESPE la publicación en la biblioteca virtual del trabajo “**DISEÑO SISMORESISTENTE DE CONEXIONES EMPERNADAS DE ACERO EN EDIFICIOS**”, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y autoría.

Sangolquí, Enero del 2014

GONZALO EDUARDO LARA SALAZAR

DEDICATORIA

A Dios, por brindarme sus bendiciones y regalarme una familia maravillosa.

A mi padres, por todo su cariño, confianza y por estar conmigo en todo momento. Gracias por darme la posibilidad de tener una carrera y salir adelante.

A mis hermanas y familia por siempre brindarme su apoyo, cariño y estar pendientes de mí.

Gonzalo Lara S.

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a cada una de las personas que han sido parte de mi formación académica en la carrera de Ingeniería Civil de la Escuela Politécnica del Ejército, por contribuir con sus conocimientos y experiencia en mi formación personal

A los Ingenieros Marcelo Guerra Avendaño y Ernesto Pro, por el tiempo, apoyo, y orientación brindada en esta investigación.

Gonzalo Lara S.

INDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I:	1
DISEÑO SISMORESISTENTE DE CONEXIONES EMPERNADAS DE ACERO EN EDIFICIOS	1
1.1 GENERALIDADES	1
1.1.1 Sencillez.....	2
1.1.2 Continuidad	3
1.1.3 Economía	3
1.2 ANTECEDENTES	3
1.3 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA.....	5
1.4 OBJETIVO GENERAL DEL PROYECTO.....	7
1.5 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	7
1.6 ALCANCE DEL PROYECTO	7
1.7 METODOLOGÍA.....	10
1.7.1 Método Inductivo-Deductivo	10
1.7.2 Modalidad de Investigación Bibliográfica.	10
1.7.3 Procesamiento y selección de Información	10
CAPÍTULO II:	11
PERNOS Y SU RESISTENCIA	11
2.1 INTRODUCCIÓN	11
2.2 PERNOS.....	12
2.2.1 TIPOS DE PERNOS DE ACERO ESTRUCTURAL.....	13
2.2.2 TUERCAS	18
2.2.3 ARANDELAS	21
2.2.4 VENTAJAS EN CONEXIONES EMPERNADAS	23
2.2.5 RESISTENCIA DE DISEÑO POR TENSIÓN ÚLTIMA DE PERNOS DE ALTA RESISTENCIA	24
2.2.6 PERNOS APRETADOS SIN HOLGURA Y PERNOS COMPLETAMENTE TENSADOS	25
2.2.7 DISTANCIAS AL BORDE Y ESPACIAMIENTOS MINIMOS DE LOS PERNOS	27
2.2.8 RESISTENCIA DE DISEÑO POR CORTANTE DE PERNOS DE ALTA RESISTENCIA	32
2.2.9 PERNOS EN COMBINACIÓN CON SOLDADURA.....	34
2.2.10 RESISTENCIA DE PERNOS DE ALTA RESISTENCIA ASTM A 325 Y ASTM A490	37
CAPÍTULO III:	52
CONEXIONES EMPERNADAS	52
3.1 INTRODUCCIÓN.....	52
3.2 PARTES EMPERNADAS	54
3.2.1 Material de la Conexión	54
3.2.2 Condiciones de la Superficie	54
3.2.3 Tipos de Agujeros.....	56
3.3 ÁREAS TOTALES NETAS Y EFECTIVAS	57
3.3.1 Áreas Totales o gruesas	57
3.3.2 Áreas Netas.....	58
3.4 MECANISMOS DE TRANSMISIÓN DE LA CARGA	67

3.4.1 Conexiones tipo fricción.....	67
3.4.2 Conexiones tipo aplastamiento.....	70
3.5 MODOS DE FALLA.....	75
3.5.1 Falla Del Sujetador	77
3.5.2 FALLA DE LAS PARTES CONECTADAS.....	78
3.6 RESISTENCIA POR APLASTAMIENTO	80
3.7 CONEXIONES TIPO FRICCIÓN Y APLASTAMIENTO.....	85
3.7.1 CONEXIONES MIXTAS	88
3.7.2 TRANSMISIÓN DE CARGA Y TIPOS DE CONEXIONES.....	89
3.8 CONEXIONES EXCÉNTRICAS	94
3.8.1 Conexiones excéntricas empernadas	94
3.8.2 Conexiones Excéntricas Empernadas: Sólo Cortante.....	96
3.8.3 Análisis Elástico	97
3.8.4 Análisis Por Resistencia Última	101
3.8.5 Conexiones Excéntricas Empernadas: Cortante más Tensión.....	105
3.9 CONEXIONES A MOMENTO	107
3.9.1 Tipo FR – Totalmente restringida (estructuración rígida o continua).....	108
3.9.2 Tipo PR – Parcialmente restringida (estructuración semirrígida).....	108
3.9.3 ATIESADORES DE COLUMNAS Y OTROS REFUERZOS	113
3.9.4 CONEXIONES CON PLACA DE EXTREMO	125
CAPÍTULO IV:	135
HOJAS DE CÁLCULO.....	135
CAPÍTULO V:	136
INSPECCIÓN Y CONTROL DE CALIDAD.....	136
5.1 INTRODUCCIÓN.....	136
5.1.1 CONTROL DE CALIDAD DE LA DOCUMENTACIÓN DE PROYECTO.....	137
5.1.2 CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES.....	137
5.1.3 CONTROL DE CALIDAD DE FABRICACIÓN.	139
5.2 MACRO PROCESO DE FABRICACIÓN	142
5.2.1 RECEPCIÓN DE MATERIALES	143
5.2.2 PREPARACIÓN DE PARTES	143
5.2.3 ARMADO	143
5.2.4 SOLDADURA.....	145
5.2.5 LIMPIEZA Y PINTURA	147
5.3 CONTROL DE CALIDAD DEL MONTAJE.....	150
5.3.1 Control de calidad de la documentación de montaje:.....	150
5.3.2 Control de calidad del montaje:.....	151
5.4 CONTROL DE EJECUCIÓN DE LA ESTRUCTURA METÁLICA.....	152
5.5 INSPECCIÓN EN TALLER DE EJECUCIÓN DE ESTRUCTURA METÁLICA	153
5.5.1 Actuaciones previas:.....	153
5.5.2 Datos preliminares:.....	154
5.5.3 Recepción del material base:	155
5.5.4 Uniones empernadas:.....	159
5.6 SISTEMA DE COMPROBACIÓN DEL APRIETE DE PERNOS:.....	161
5.6.1 Método del giro de la tuerca.	161
5.6.2 Método de la llave calibrada.....	161
5.6.3 Indicador directo de tensión.	162
5.6.4 Pernos de diseño alternativo.	162

CAPÍTULO VI:	164
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	164
6.1 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	164
BIBLIOGRAFIA Y NETGRAFIA	166
BIBLIOGRAFÍA	166
NETGRAFIA.....	167

LISTADO DE TABLAS

CAPITULO II:

PERNOS Y SU RESISTENCIA

Tabla 1	Longitud a aumentar al grip de acuerdo al diámetro del perno	16
Tabla 2	Dimensiones estándares de pernos y tuercas.....	18
Tabla 3	Grado y Acabado de Tuercas/Arandelas ASTM A563/ASTM F436 .	20
Tabla 4	Dimensiones de Arandelas (en pulgadas)	23
Tabla 5	Esfuerzo de Diseño de Sujetadores a Tensión Última.....	25
Tabla 6	Resistencia de Diseño a Tensión Última de Pernos de Alta	Resistencia
		25
Tabla 7	Tensión mínima en Pernos de Alta Resistencia (kg).....	27
Tabla 8	Valores del incremento C_1 de Espaciamiento para	determinar las separaciones mínimas de agujeros agrandados
		29
Tabla 9	Distancias mínimas a bordes (a) pulg (Centro del Agujero	Estándar (b) al borde de la parte conectada)
		30
Tabla 10	Valores del Incremento C_2 para distancias al borde de los	agujeros agrandados en pulg.
		31
Tabla 11	Esfuerzo de Diseño de Sujetadores de Alta Resistencia.....	33
Tabla 12	Resistencia a Corte Simple Para Pernos de Alta Resistencia	34
Tabla 13	Esfuerzos limites (Ft) sujetadores in conexiones.	48

CAPITULO III:

CONEXIONES EMPERNADAS

Tabla 14	Dimisiones Nominales de Agujeros	57
Tabla 15	Esfuerzos límites a tracción F_t para los conectores en	conexiones tipo aplastamiento
		70

LISTADO DE FIGURAS

CAPITULO II:

PERNOS Y SU RESISTENCIA

Figura 1	Perno de alta resistencia	12
Figura 2	Perno de Alta resistencia ASTM A325 (NOM-H-124).....	13
Figura 3	Longitud total de perno de 1 plg. de diámetro con un grip de..... 2 plg.	16
Figura 4	Tuerca ASTM A563 DH	18
Figura 5	Arandela ASTM F436.....	21
Figura 6	Definiciones en una Conexión Empernada	28
Figura 7	Viga Armada con Planchas Empernadas y Soldadas	35
Figura 8	Perno a Tracción.....	37
Figura 9	Curva Típica Tracción-Elongación.....	37
Figura 10	Fractura del perno por tracción	38
Figura 11	Junta Empernada.....	40
Figura 12	Diagrama de cuerpo libre del perno	40
Figura 13	Roscas fuera de los planos de corte	41
Figura 14	Roscas dentro de los planos de corte	42
Figura 15	Junta emperrada con dos planos de corte	43
Figura 16	Diagrama de cuerpo libre	43
Figura 17	Junta emperrada en cortante.....	44
Figura 18	Distribución de carga en los pernos de una junta emperrada	45
Figura 19	Perno a cortante y tracción	47
Figura 20	Diagrama en Interacción.....	48
Figura 21	T Estructural conectada al patín.....	49
Figura 22	Curva Elíptica de Interacción	50

CAPITULO III:

CONEXIONES EMPERNADAS

Figura 23	Trayectorias potenciales de falla.....	62
Figura 24	Conexión de un ángulo a una placa	63
Figura 25	Distancia del centroide del área conectada al plano	64
	de la conexión	64
Figura 26	Longitud de la conexión en la dirección de la carga	65
Figura 27	Tipos de conexiones (valores de reducción).....	67
Figura 28	Fuerza de Apriete	68
Figura 29	Curva de intersección para esfuerzos combinados.....	71
Figura 30	Eje Neutro	73
Figura 31	Conexión Traslapada	77

Figura 32	Conexión emperrada agujero ligeramente más grande que el perno	79
Figura 33	Separación entre pernos	80
Figura 34	Distancia al borde y entre pernos	84
Figura 35	a) Conexión traslapada b) Conexión a tope	90
Figura 36	a) Conexión de un colgante b) Pernos en cortante múltiple.....	93
Figura 37	Conexión de una viga con ángulo	95
Figura 38	Conexión de una ménsula.....	96
Figura 39	Carga excéntrica y área de los sujetadores	98
Figura 40	Componentes x y y de una carga P	100
Figura 41	Fuerzas en los sujetadores	103
Figura 42	Ménsula formada por una T estructural	105
Figura 43	Diagrama de fuerzas	107
Figura 44	Conexión Viga - Columna a momento	112
Figura 45	Conexión reforzada con atiesadores	113
Figura 46	Longitud del alma de las columnas.....	118
Figura 47	Espesor de atiesadores	121
Figura 48	Zona de Tablero.....	122
Figura 49	Conexión con placa de extremo	126
Figura 50	Conexión tipo T	127
Figura 51	Consideración sobre los atiesadores	133

CAPITULO V:

INSPECCIÓN Y CONTROL DE CALIDAD

Figura 52	Selección de áreas y puntos de medición para estructuras..... de menos de 27 m ²	148
Figura 53	Selección de áreas y puntos de medición para elementos	149
	mayores a 27 m ²	

EXTRACTO

El presente trabajo contiene información necesaria para dar solución a uno de los aspectos más importantes y difíciles de resolver en un proyecto desarrollado en elementos estructurales de acero. El diseño de conexiones emperradas es un tema que no ha tenido la suficiente cabida dentro del diseño de estructuras de acero, es importante tener en cuenta que son zonas críticas por la formación de rotulas plásticas, pandeo local, pandeo lateral, etc. debido a la concentración de esfuerzos considerables. Por este motivo es indispensable tener un control de todos los procesos desde la selección del material hasta la inspección al momento de ajustar las conexiones según los requerimientos de diseño. Esta investigación tiene como objetivo fundamental ser una herramienta para facilitar el diseño en los diferentes tipos de conexiones que se podrían presentar en edificaciones de acero, adecuadas a las limitaciones y restricciones que surgen al momento de realizar un diseño siguiendo las directrices del AISC-LRFD.

Palabras claves:

Coplanares

Gramil

Apretado sin holgura

Punzonado

Barrenado

ABSTRACT

This paper contains information necessary to solve one of the most important and difficult to solve in a project developed in structural steel elements aspects. The design of bolted connections is an issue that has not been sufficiently accommodated within the design of steel structures, it is important to note that critical areas are the formation of plastic hinges, local buckling, lateral buckling, etc., due to the concentrations of considerable efforts. For this reason it is essential to keep track of all processes, from selection to inspection the material at the moment of tightening the connections according to the design requirements. The main purpose of this study is to be a tool to facilitate the design in different types of connections that could be possible in steel buildings, considering the limitations and restrictions that arise when making a design as directed by the AISC-LRFD

Key Words:

Coplanar

Gage

Snug-tight

Punching

Scuttled

CAPÍTULO I:

DISEÑO SISMORESISTENTE DE CONEXIONES EMPERNADAS DE ACERO EN EDIFICIOS

1.1 GENERALIDADES

El propósito de esta investigación es proporcionar a los estudiantes de la carrera de Ingeniero Civil una introducción clara de las aplicaciones prácticas acerca del comportamiento y diseño estructural de conexiones empernadas capaces de resistir cargas gravitatorias y dinámicas.

El diseño y fabricación de las conexiones es uno de los aspectos trascendentales y más difíciles de resolver en un proyecto resuelto con estructura de acero. Las conexiones deben ser capaces de transmitir cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flexionantes. Algunas veces, las conexiones se diseñan para transmitir un solo tipo de acción, mientras que en otras ocasiones, como suele ocurrir en los casos en que se desea establecer continuidad entre los elementos unidos, la conexión debe tener capacidad para transmitir una combinación de diferentes efectos, por ejemplo: cortante y momento flexionante.

El montaje de estructuras de acero por medio de pernos es un proceso que además de ser muy rápido requiere de mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con soldadura. Estos factores en lugares donde la mano de obra es sumamente cara, dan a las conexiones empernadas una ventaja económica, en comparación con los otros tipos de

conexión. Aunque el costo de adquisición de un perno de alta resistencia es varias veces mayor que el de un remache, el costo total de la construcción empernada es menor que el de la construcción remachada, debido a los menores costos por mano de obra y equipo y el menor número de pernos requeridos para resistir las mismas cargas.

Por otro lado, para que una conexión viga-columna sea confiable debe demostrarse experimentalmente que:

- Debe ser capaz de desarrollar rotaciones plásticas de 0.03 radianes al ser sometidas a varios ciclos de carga reversibles.
- La mayor parte de la rotación plástica ocurre en el extremo de la viga y no en la conexión o en el alma de la columna, por lo que es deseable que la conexión viga-columna sea lo más rígida posible.
- En el diseño moderno de estructuras de acero, se busca tener una alta redundancia de marcos rígidos, con conexiones a momento, para poder compensar las ahora conocidas incertidumbres de posibles fracturas frágiles en la conexión viga-columna tradicional.

Las conexiones bien diseñadas deben cumplir adicionalmente con los siguientes requisitos:

1.1.1 Sencillez. Cuando más sencilla es una conexión, menos posibilidades existen que ésta resulte con defectos, puesto que se tienen menos puntos críticos y zonas potenciales de falla. El hecho de que las conexiones sean

sencillas, aumenta la rapidez de montaje y hace posible que esto pueda efectuarse con un número mínimo de personal especializado.

1.1.2 Continuidad. El empleo de conexiones que aseguran un grado de continuidad, supone siempre un ahorro de material en los elementos estructurales que forman parte de la estructura debido a la posibilidad de proyectarla como continua.

1.1.3 Economía. El costo de las conexiones, puede representar una parte importante del costo total de una estructura de acero, de manera que, es de interés mantenerlo dentro de límites razonables.

1.2 ANTECEDENTES

La experiencia mundial acerca del comportamiento sísmico de las estructuras de acero demuestra que hasta 1994, este había sido satisfactorio. En varios países ubicados en zonas de alto riesgo sísmico (Japón, Nueva Zelanda, Chile, México, La parte Oeste de Estados Unidos de Norteamérica, etc.) se afirmaba que las estructuras de acero se comportaba bien bajo sismos fuertes.

El sismo del 1 de septiembre de 1993, (Tokio, Japón) ocasiona la muerte de más de 140000 personas y tuvo una magnitud de 7.9 en la escala de Richter se informó de nueve edificios de acero que tuvieron buen comportamiento.

El temblor de 1979 de la ciudad de México tuvo una magnitud de 7.0 en la Escala de Richter, con aceleración máxima del suelo del 10% del valor de la aceleración de la gravedad.

El mayor interés para la ingeniería estructural es el colapso de varias edificaciones producidas por sismos de gran intensidad, Las causas principales del colapso de las edificaciones se debe principalmente a conexiones viga-columna que carecen de la rigidez necesaria para transmitir las fuerzas sísmicas y una estructuración inadecuada.

Como consecuencia de los daños graves causados en numerosos edificios de acero por los sismos de Northridge California y Kobe Japón, ocurridos el 14 de enero de 1994 y 14 de enero de 1995 respectivamente; el primero considerado como la segunda catástrofe natural de los Estados Unidos de América, diversas asociaciones técnicas: American Institute of Steel Construction (AISC), Federal Emergency Management Agency (FEMA), Japanese International Corporation Agency, Department of Fundamental Research, Takenaka Corporation. Chiba, Japan, etc., así como varias universidades y centros de investigación en los Estados Unidos de América y Japón (Berkeley, Cal., Texas at Austin, Instituto Tecnológico de Aichi, Universidad de Kanto Gakuin, Instituto Tecnológico de Tokio, etc.), emprendieron inmediatamente numerosos estudios e investigaciones para explicar las causas probables de los daños y las formas de falla, nunca antes observadas, de las conexiones viga-columna.

El diseño adecuado de las conexiones no solo estriba en la seguridad sino que también representa un costo significativo en la construcción, por lo que una buena conexión es aquella que resulta práctica, sencilla, económica y segura.

La predicción del comportamiento de una estructura ante las sollicitaciones que actuarán en ella, aspecto fundamental del diseño sísmico, se basa en las características que tienen los materiales que la constituyen.

En general el comportamiento de las conexiones es muy complejo y más difícil de predecir que el de los miembros estructurales.

1.3 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

Es muy importante para la investigación diseñar conexiones durables y económicas y seguras.

No hay estructura segura si las uniones no funcionan apropiadamente, en especial en zonas donde las cargas laterales son significativas; una demostración de ello es que en el terremoto de *Northridge*, 1994, en donde no se produjeron caídas de edificios de acero pero sí se notaron fallas significativas en las conexiones que pondrían en riesgo a las construcciones si hubiera otro sismo similar. Es por ello que el *Instituto Americano de Construcción en Acero, AISC*, emprendió un trabajo de investigación en la década pasada que se refleja en sus normas actuales.

El modelo matemático se establece en base, entre otros parámetros, a un determinado comportamiento de los nudos de la estructura para que en un caso real este comportamiento aproximadamente coincida con el pensado. En las construcciones de acero se tienen muchos tipos de conexiones en consideración a la geometría y cargas. Cada conexión tiene que cumplir una serie de requisitos para asegurar su ductilidad, rotación y capacidad de tomar momentos, cortes y cargas axiales. Por otro lado, para facilidad de construcción, en lo posible, las conexiones deben ser igualadas para evitar un trabajo excesivo en el sitio de la obra con conexiones distintas unas de otras.

Es de mucha importancia saber que las estructuras sometidas a la acción de fuertes cargas dinámicas, pueden sufrir daños totales o parciales principalmente en sus conexiones. Si bien los códigos fijan procedimientos de cálculo adecuados para protegerlos, siempre existen daños producidos por errores de proyectos o fallas constructivas.

Debido a varias incertidumbres, al detallar una conexión debe procurarse lograr un funcionamiento eficiente en lo que se refiere al montaje y fabricación que por afinar las cantidades de material necesarios. A la fecha, ya se cuenta con procedimientos sofisticados de diseño de conexiones, sin embargo, será necesario disponer de mayor información experimental para poder establecer métodos racionales de diseño.

El aporte fundamental que se realizará con este estudio es tener una directriz clara del comportamiento de las conexiones emperradas y su efecto sobre las estructuras.

1.4 OBJETIVO GENERAL DEL PROYECTO

Definir las directrices y principios fundamentales en el comportamiento, análisis y diseño estructural de conexiones emperradas capaces de resistir eficientemente cargas gravitatorias y dinámicas

1.5 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✓ Profundizar en el diseño estructural para obtener estabilidad y aspectos prácticos de las conexiones.

- ✓ Seleccionar el material constructivo primario ideal para garantizar un comportamiento óptimo de las conexiones y la economía del proyecto.

- ✓ Diseñar la conexión adecuada ante limitaciones y restricciones de cada proyecto.

1.6 ALCANCE DEL PROYECTO

El propósito de esta investigación es definir el análisis y comportamiento de las conexiones emperradas de estructuras de acero, capaces de resistir cargas gravitatorias y dinámicas.

Un importante número de profesionales involucrados en este tema ya sea como comercializadores, constructores, estudiantes, etc., frecuentemente utilizan productos de acero en edificaciones, o buscan ampliar sus conocimientos respecto a este material muy importante en la construcción; por esto el alcance de esta investigación es de suma importancia en el comportamiento general de una estructura metálica.

La proyección del tema de tesis está sustentada en la investigación de normativas vigentes en el país y el estudio de normas y códigos extranjeros que pueden ser acoplados a nuestro medio y a la indagación bibliográfica semejante.

Cabe mencionar que la totalidad de este documento se fundamentara en los códigos LRFD (Load & Resistance factor Design), y las normativas AISC (American Institute of Steel Costrucción) y AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials).

En el primer capítulo, se explica cuáles son los criterios básicos de diseño de conexiones empernadas, a través de un análisis de los tipos de esfuerzos que se aplique a los pernos, estos pueden ser tracción, corte y tracción y corte combinados.

El segundo capítulo, hace referencia a la descripción del diseño de las conexiones empernadas a tracción, corte y momento, para establecer una

comprensión práctica mediante definiciones claras y una correcta utilización del modelo matemático.

En el tercer capítulo, se realiza un análisis completo de los tipos de conexiones en la estructura, por esfuerzos axiales, cortantes y momentos, mediante el modelamiento de una hoja de cálculo.

En el quinto capítulo, se hace referencia a la elaboración de planos de detalle de toda la estructura.

Finalmente el sexto capítulo, se dará a conocer las conclusiones y recomendaciones que se produjeron en el transcurso de la presente investigación.

Adicionalmente a la investigación realizada, este trabajo se complementa con paquetes computacionales de diseño y una hoja electrónica donde se automatizan los cálculos requeridos en la investigación

1.7 METODOLOGÍA

1.7.1 Método Inductivo-Deductivo

Pues partiendo de varios casos o problemas particulares y de las causas de dichos problemas se llegará a una generalización para resolver esos casos (inductivo), generalización que a su vez permitirá particularizar nuevos casos a presentarse en la investigación y que se acoplen a la generalización anteriormente obtenida (deductivo).

1.7.2 Modalidad de Investigación Bibliográfica.

Para la elaboración de presente trabajo se utilizará la investigación documental bibliográfica y el análisis con el objetivo de obtener un diseño sismoresistente de conexiones emperradas.

1.7.3 Procesamiento y selección de Información.

La información será comprobada los resultados obtenidos con los métodos tradicionales.

CAPÍTULO II: PERNOS Y SU RESISTENCIA

2.1 INTRODUCCIÓN

Durante muchos años el método aceptado para conectar los miembros de una estructura de acero fue el remachado. Sin embargo, en años recientes, el uso de remaches ha declinado rápidamente debido al tremendo auge experimentado por la soldadura y el empernado con pernos de alta resistencia. Este capítulo y el siguiente se dedican casi totalmente a la exposición de las conexiones con pernos de alta resistencia.

La capacidad portante de las estructuras metálicas depende fundamentalmente de la resistencia de sus conexiones. Un efecto, la gran mayoría de las fallas que se presentan en un gran número de estructuras de puentes, edificios aporticados o vigas armadas simplemente apoyadas y continuas, etc. Se debe a la incapacidad de sus conexiones para resistir las solicitaciones impuestas.

2.2 PERNOS



Figura 1 Perno de alta resistencia

El perno es un pasador de acero con una cabeza formada en un extremo y con una rosca en el otro, que permite su fijación a las piezas por unir, por medio de una tuerca que debe apretarse una vez que el perno se ha colocado a través de un agujero.

Los pernos estructurales tienen normalmente cabezas cuadradas o hexagonales. En pernos de alta resistencia pueden requerirse roldanas con superficie endurecida.

Las primeras investigaciones relacionadas con el uso de los pernos de alta resistencia en estructuras de acero datan de 1937 en Inglaterra. Hasta 1948, cuando se aprobó el uso de pernos de alta resistencia en las conexiones estructurales de edificios de acero. Los medios de unión y los elementos auxiliares de la unión deberán dimensionarse para transmitir el 100% de la fuerza axial requerida de la barra.

2.2.1 TIPOS DE PERNOS DE ACERO ESTRUCTURAL

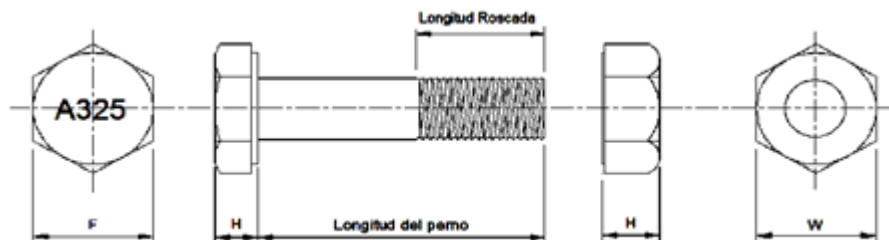


Figura 2 Perno de Alta resistencia ASTM A325 (NOM-H-124)

En conexiones estructurales de acero se utilizan dos tipos de pernos, los llamados comunes y los de alta resistencia. Se designan, con el nombre que les otorgan las normas ASTM (American Society of Testing Materials) ó NOM (Normas Oficiales Mexicanas) para especificar sus características químicas y mecánicas, los primeros como pernos A307 (NOM-H-118) y los de alta resistencia como pernos A325 (NOM-H-124) ó A490 (MOM-H-123).

2.2.1.1 PERNOS ORDINARIOS O COMUNES (ASTM A307 ó NOM-H-118)

Los pernos ordinarios denominados también comunes, fabricados bajo la norma ASTM 307(NOM-H-118) El uso de este tipo de pernos suele ser una solución económica para muchas aplicaciones. El esfuerzo mínimo especificado de ruptura en tracción, F_u , es de $4\ 220\ \text{kg/cm}^2$ (415 MPa).

2.2.1.2 PERNOS DE ALTA RESISTENCIA

Estos pernos se fabrican a base de acero al carbono tratado térmicamente y acero aleados; tienen resistencias a la tensión de dos o más veces la de los pernos ordinarios. Existen dos tipos básicos, los A325

(hechos con acero al carbono tratado térmicamente) y los A490 de mayor resistencia (también tratados térmicamente, pero con acero aleado). Los pernos de alta resistencia se usan para todo tipo de estructuras, desde pequeños edificios hasta rascacielos y puentes monumentales. Los pernos de alta resistencia pueden apretarse hasta alcanzar esfuerzos muy altos de tensión, de manera que las partes conectadas quedan fuertemente afianzadas entre la tuerca del perno y su cabeza, lo que permite que las cargas se transfieran principalmente por fricción.

En ocasiones se fabrican pernos de alta resistencia a partir de acero A449 con diámetros mayores de 1 ½ pulg. Que es el diámetro máximo de los A325 y A490. Estos pernos pueden usarse también como pernos de anclaje de alta resistencia y para barras roscadas de diversos diámetros.

2.2.1.3 ESPECIFICACIONES PARA PERNOS ESTRUCTURALES

Los pernos estructurales de alta resistencia para conexiones entre elementos de acero estructural, fabricados bajo la norma ASTM A325 ó NOM-H-124. Tienen un esfuerzo mínimo especificado de ruptura de tracción es de:

$$F_u = 8440 \text{ kg/cm}^2 (830 \text{ MPa.}) \text{ para } d \leq 25.4 \text{ mm (1 pulg.)}$$

$$F_u = 7380 \text{ kg/cm}^2 (725 \text{ MPa.}) \text{ para } d > 25.4 \text{ mm (1 pulg.)}$$

Los pernos estructurales de acero aleado tratado térmicamente para conexiones entre elementos de acero estructural son fabricados bajo la norma ASTM A490 ó NOM-H-123. El esfuerzo mínimo especificado de ruptura de tracción es de:

$$F_u = 10550 \text{ kg/cm}^2 (1035 \text{ MPa.})$$

Las dimensiones de los pernos estructurales de alta resistencia deberán reunir los requerimientos de la norma ANSI/ASME B 18.2.6. La longitud del perno utilizado deberá ser tal que el extremo del perno se extiende más allá o por lo menos está a ras con la cara exterior de la tuerca cuando está debidamente instalado.

2.2.1.4 LONGITUD DE PERNOS

Para determinar longitud necesaria del perno, los valores aparecen en la Tabla C-2.2 del RCSC, que debe añadirse para el agarre (el espesor total de todos los materiales de conexión, exclusivo de las arandelas.) Para ASTM F436, la arandela que se utiliza, añadir $\frac{5}{32}$ pulg.; para cada arandela biselada, añadir en total $\frac{5}{16}$ pulg. Los valores tabulados proporcionan apropiadas asignaciones para tolerancias de fabricación y también proporcionan suficiente roscado comprometido para la instalación con la tuerca hexagonal pesada. La longitud determinada por el uso de la Tabla C-2.2 del RCSC, se debe ajustar a la siguiente $\frac{1}{4}$ plg. más largo. Incremento de longitud ($\frac{1}{2}$ -plg. longitud de incremento para longitudes superiores a 6 pulgadas). Una tabla más extensa para la selección de la longitud del perno

basado en estas normas está disponible (Carter, 1996). La tabla C-2.2 del RCSC 2004 se reproduce a continuación como Tabla 1.

Tabla 1 Longitud a aumentar al grip de acuerdo al diámetro del perno

Diámetro Nominal Del Perno	Para determinar. La longitud requerida agregar al grip
$\frac{1}{2}$	$\frac{11}{16}$
$\frac{5}{8}$	$\frac{7}{8}$
$\frac{3}{4}$	1
$\frac{7}{8}$	$1\frac{1}{8}$
1	$1\frac{1}{4}$
$1\frac{1}{8}$	$1\frac{1}{2}$
$1\frac{1}{4}$	$1\frac{5}{8}$
$1\frac{3}{8}$	$1\frac{3}{4}$
$1\frac{1}{2}$	$1\frac{7}{8}$

Fuente: Codigo_LRFD_Tabla_C2

La figura 3 muestra un perno de 1" de diámetro con un grip de 2" se obtendrá una longitud total de 3 3/4", el mismo que tendrá una holgura de longitud de 0.411", ya redondeado al 1/4" inmediato superior.

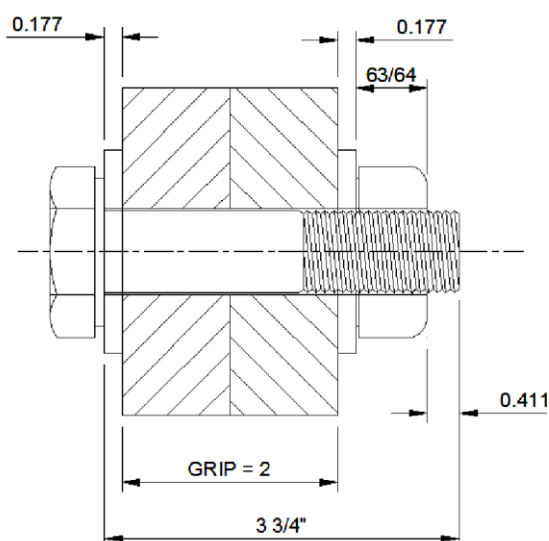


Figura 3 Longitud total de perno de 1 plg. de diámetro con un grip de 2 plg.

Dependiendo de los incrementos de longitudes de los pernos suministrados, todo el roscado se puede extender hacia el grip para un montaje sin arandelas por tanto para $\frac{3}{8}$ pulg como para $\frac{1}{2}$, $\frac{5}{8}$, $\frac{3}{4}$, $\frac{7}{8}$, $1\frac{1}{4}$, y $1\frac{1}{2}$ pulg. el diámetro de los pernos de alta resistencia tanto para $\frac{1}{2}$ pulg como para 1, $1\frac{1}{8}$, y $1\frac{3}{8}$ pulg. el diámetro de los pernos de alta resistencia. Cuando el espesor de la capa más cercana a la tuerca es menor que $\frac{3}{8}$ pulg o $\frac{1}{2}$ pulg, dimensiones dadas anteriormente, todavía puede ser posible excluir la parte roscada del plano de corte, cuando sea necesario, dependiendo de la específica combinación de la longitud del perno, agarre y el número de arandelas utilizadas bajo la tuerca (Carter, 1996). Si es necesario, el siguiente incremento de la longitud del perno se puede especificar con ASTM F436 arandelas en número suficiente para excluir ambas la rosca desde el plano de corte y asegurarse de que el montaje se puede instalar con el roscado adecuado incluido en el agarre para su correcta instalación.

Tabla 2 Dimensiones estándares de pernos y tuercas

Diámetro Nóminal del Perno db, in.	Dimensiones de Pernos Estructurales de Cabeza Hexagonal Pesada			Dimensiones de tuercas Hexagonales Pesadas	
	Ancho a travez de cara plana F. (plg)	Altura H1, plg.	Longitud Roscada T, plg.	Ancho a través de cara plana W, plg.	Altura H2, plg.
1/2	7/8	5/16	1	7/8	31/64
5/8	1 1/16	25/64	1 1/4	1 1/16	39/64
3/4	1 1/4	15/32	1 3/8	1 1/4	47/64
7/8	1 7/16	35/64	1 1/2	1 7/16	55/64
1	1 5/8	39/64	1 3/4	1 5/8	63/64
1 1/8	1 13/16	11/16	2	1 13/16	1 7/64
1 1/4	2	25/32	2	2	1 7/32
1 3/8	2 3/16	27/32	2 1/4	2 3/16	1 11/32
1 1/2	2 3/8	15/16	2 1/4	2 3/8	1 15/32

Fuente: Código_LRFD_Tabla_C1

2.2.2 TUERCAS

Las tuercas que se utilizan conjuntamente con los pernos de alta resistencia están bajo la normativa ASTM A563 grado C para los pernos A325, mientras que la tuerca que se utiliza con los pernos A490 está bajo la normativa ASTM A563 grado DH, de igual manera que los pernos existen tuercas tipo 1 y 3.

**Figura 4** Tuerca ASTM A563 DH

Las dimensiones de las tuercas deberán reunir los requerimientos de la norma ANSI/ASME B18.2.6, ver Tabla 3.

Birkemoe y Herrschaft (1970) mostraron que, en la condición de galvanizado, el galvanizado aumenta la fricción entre el perno y roscas de la tuerca, así como la variabilidad de la pretensión del par inducido. Un torque inferior requerido y resultados más consistentes se obtienen si las tuercas están lubricadas. Por lo tanto, se requiere en la norma ASTM A325 que un perno galvanizado y tuerca lubricada galvanizada serán ensamblados en una junta de acero con una arandela galvanizada y ensayado por el proveedor antes de enviarlo. Esta prueba debe mostrar que la tuerca galvanizada con el lubricante puede ser girado desde la condición sin holgura o bien completamente tensados. Este requisito se aplica tanto a la inmersión en caliente como a sujetadores mecánicamente galvanizados. Los requisitos anteriores indican claramente que:

1. Galvanizado de pernos y tuercas de alta resistencia debe ser entendido como una junta sujetadora.
2. El proveedor debe suministrar tuercas que se han lubricado y probado con los proporcionados pernos de alta resistencia.
3. Tuercas y Pernos de alta resistencia deben ser enviados juntos en un mismo contenedor.
4. La adquisición de pernos de alta resistencia y tuercas galvanizadas de distintos proveedores no está en concordancia con la Norma ASTM, ya que el ensayo y la aplicación de lubricante, así como la

responsabilidad del proveedor para el rendimiento en conjunto no sería claramente proporcionado como se lo ha requerido.

Tabla 3 Grado y Acabado de Tuercas/Arandelas ASTM A563/ASTM F436

ASTM	Tipo de Perno	Acabado del Perno ^d	Grado y Acabado de la Tuerca ASTM A536 ^d	Grado y Acabado de la Arandea ASTM F436 ^{a,d}
A325	1	Simple sin recubrimiento	C, C3, D, DH ^c y DH3; Simple	1; Simple
	1	Galvanizado	DH ^c ; Galvanizado y Lubricado	1; Galvanizado
	3	Simple	C3 y DH3; Simple	3; Simple
F1852	1	Simple sin recubrimiento	C, C3, DH ^c y DH3; Simple	1; Simple ^b
	1	Galvanizado Mecánicamente	DH ^c ; Galvanizado Mecánicamente y Lubricado	1; Galvanizado Mecánicamente ^b
	3	Simple	C3 y DH3; Simple	3; Simple ^b
A490	1	Simple	DH ^c y DH3; Simple	1; Simple
	3	Simple	DH3; Simple	3; Simple

^a Aplicable solo si la arandea es requerida en la Sección 6.

^b Requerido en todos los casos bajo la tuerca de la sección 6.

^c La sustitución de ASTM A194 grado 2H tuercas en lugar de ASTM A563 grado DH tuercas esta permitida.

^d Galvanizado como se usa en esta tabla se refiere al galvanizado en caliente de acuerdo con ASTM A153 o galvanizado mecánicamente de acuerdo con ASTM B695.

Fuente: Código_LRFD_Tabla_8-1

Tanto el proceso de inmersión en caliente, galvanizado (ASTM A153) y el proceso mecánicamente galvanizado (ASTM B695) son reconocidos en la norma ASTM A325. Los efectos de los dos procesos sobre las características de rendimiento y los requisitos para una correcta instalación son claramente diferentes. Por lo tanto, la distinción entre los dos deben tener en cuenta en los comentarios que siguen. De conformidad con la norma ASTM A325, todos los componentes roscados del conjunto de

sujetadores debe ser galvanizados por el mismo proceso y la opción del proveedor se limita a un proceso por artículo sin procesos mixtos en un lote. Mezclar pernos de alta resistencia que son galvanizados por un proceso con las tuercas que son galvanizadas por el otro puede resultar en un conjunto impracticable.

2.2.3 ARANDELAS

Arandelas planas circulares y arandelas biseladas cuadradas o rectangulares no tendrán marcas de identificación sobre su superficie de contacto, deberán cumplir los requisitos de la norma ASTM F436, el tipo y acabado de estas arandelas será el indicado en la tabla 3., y sus dimensiones se ajustaran a lo indicado en la tabla 4.



Figura 5 Arandela ASTM F436

2.2.3.1 REQUISITOS PARA ARANDELAS

Las especificaciones RCSC requieren que los detalles de diseño proporcionados para arandelas en las conexiones con pernos de alta resistencia sean los siguientes.

1. Una arandela biselada de acero endurecida debe ser usada para compensar la falta de paralelismo cuando la cara exterior de las partes empernadas tiene una pendiente mayor que 1:20 con respecto a un plano normal al eje del perno
2. Pernos A325 y A490, para conexiones por deslizamiento crítico y las conexiones sometidas a tracción directa, arandelas de acero endurecido son requeridas como se especifica en los ítems 3 a 7 que figuran en esta lista. Para los pernos, que son apretados sin holgura, si se produce un agujero ovalado en una capa exterior, una arandela plana de acero endurecido o arandelas comunes deben ser instaladas en la ranura. Para conexiones con pernos A325 y A490, las arandelas de acero endurecido no son generalmente requeridas.
3. Cuando se utiliza el método de la llave calibrada para apretar los pernos, las arandelas de acero endurecido deberían ser utilizadas bajo el elemento girado por la llave.
4. Para pernos A490 tensados a la tensión específica, las arandelas de acero endurecido deberán ser utilizadas bajo la cabeza y la tuerca en aceros con un especificado límite de fluencia menor que 40 Ksi.
5. Una arandela de acero endurecido según la Norma ASTM F436 deberá ser utilizada para pernos A325 o A490 de 1 pulg. o menor

Tabla 4 Dimensiones de Arandelas (en pulgadas)

Diámetro nominal perno	Arandelas circulares		Arandelas biseladas cuadradas o rectangulares para canales y vigas estándares				
	Diámetro nominal exterior	Diámetro nominal agujero	Espesor		dimensión mínima lateral	espesor o grosor medio	pend. en el espesor
			mín.	max			
1/2	1 1/16	17/32	0.097	0.177	1 3/4	5/16	1 : 6
5/8	1 5/16	11/16	0.122	0.177	1 3/4	5/16	1 : 6
3/4	1 15/32	13/16	0.122	0.177	1 3/4	5/16	1 : 6
7/8	1 3/4	15/16	0.136	0.177	1 3/4	5/16	1 : 6
1	2	1 1/8	0.136	0.177	1 3/4	5/16	1 : 6
1 1/8	2 1/4	1 1/4	0.136	0.177	2 1/4	5/16	1 : 6
1 1/4	2 1/2	1 3/8	0.136	0.177	2 1/4	5/16	1 : 6
1 3/8	2 3/4	1 1/2	0.136	0.177	2 1/4	5/16	1 : 6
1 1/2	3	1 5/8	0.136	0.177	2 1/4	5/16	1 : 6

Fuente: Diseño de conexiones con AISC-LRFD_Tabla 2.4

Tolerancias:

- ✓ Diámetro nominal del agujero: 0; +1/32
- ✓ Diámetro nominal exterior: -1/32; +1/4 pulgadas.
- ✓ La desviación máxima desde la orilla sobre el lado cortado no excederá 0.01 pulgadas.
- ✓ La arandela no deberá sobresalir de la arandela adyacente más de 0.01 pulgadas.

2.2.4 VENTAJAS EN CONEXIONES EMPERNADAS

Entre las muchas ventajas de las conexiones empernadas de alta resistencia, que en parte explican su gran éxito, están las siguientes:

1. Conexiones emperradas eficientes pueden realizarlas hombres con mucho menor entrenamiento y experiencia que los necesarios para producir conexiones soldadas de calidad semejante. La instalación apropiada de pernos puede aprenderse en horas.
2. No se requiere pernos de montaje que deben removerse después como en las juntas soldadas.
3. Se requiere equipo más barato para realizar conexiones emperradas.
4. No hay riesgo de fuego.
5. Su resistencia a la fatiga es igual o mayor a la obtenida en conexiones soldadas equivalentes.
6. Donde las estructuras se alteran o desensamblan posteriormente, los cambios en las conexiones emperradas son mucho más sencillos.

2.2.5 RESISTENCIA DE DISEÑO POR TENSIÓN ÚLTIMA DE PERNOS DE ALTA RESISTENCIA

La resistencia de diseño por tensión de los pernos A325 y A490 es ϕR_n , donde el factor de resistencia ϕ es 0.75 igual que para los pernos comunes, la resistencia nominal por tensión de los pernos de alta resistencia está dada por el esfuerzo de tensión último multiplicado por el área nominal del perno.

La Tabla 5 corresponde a la Tabla J3.2 del manual LRFD, llamada Esfuerzo de Diseño de Sujetadores.

Tabla 5 Esfuerzo de Diseño de Sujetadores a Tensión Última

DESCRIPCIÓN DEL SUJETADOR	ESFUERZO DE TENSIÓN	
	Factor de Resistencia ϕ	Esfuerzo nominal kg/cm ²
Pernos A325 o A325M	0.75	6330 [d]
Pernos A490 o A490M	0.75	7945 [d]

[d] Para pernos A325 o A325M y A490 sujetos a cargas por tensión por fatiga.

Fuente: Diseño de conexiones con AISC-LRFD_Tabla 2.5

Tabla 6 Resistencia de Diseño a Tensión Última de Pernos de Alta Resistencia

DIÁMETRO COMERCIAL (plg)	d (mm)	ÁREA (cm ²)	RESISTENCIA ϕR_n	
			A325 (kg)	A490 (kg)
3/8	9.50	0.71	-----	-----
1/2	12.70	1.27	6029	7568
5/8	15.90	1.99	9448	11858
3/4	19.10	2.87	13625	17102
7/8	22.20	3.87	18373	23060
1	25.40	5.07	24070	30211
1.125	28.60	6.42	30479	38255
1.25	31.80	7.94	37695	47312
1.75	34.90	9.57	45434	57025
1.5	38.10	11.40	54122	67930

Fuente: Diseño de conexiones con AISC-LRFD_Tabla 2.3

2.2.6 PERNOS APRETADOS SIN HOLGURA Y PERNOS COMPLETAMENTE TENSADOS

Según el LRFD, no todos los Pernos de alta resistencia tienen que tensarse completamente, dicho proceso es caro así como su inspección.

Algunos pernos requieren apretarse sólo hasta quedar apretados sin holgura (snug-tight). Esto se logra cuando todos los paños de una conexión están en contacto firme entre sí. En general se obtiene con el esfuerzo total realizado

por un operario con una llave manual o el apretado que se efectúa después de unos pocos golpes con una llave de impacto.

Los pernos de alta resistencia quedan sometidos a fuertes esfuerzos de tensión en el vástago, desarrollando así una confiable presión de apriete. El esfuerzo cortante es transferido por fricción bajo carga de trabajo.

Los pernos completamente tensados son un proceso caro, así como su inspección, por lo que sólo deben usarse cuando es absolutamente necesario, y cuando las cargas de trabajo ocasionan un gran número de cambios en los esfuerzos con la posibilidad que se generen problemas de fatiga, como bajo cargas de impacto y en otras aplicaciones donde no es conveniente tener deslizamiento en la junta.

En una conexión tipo fricción o crítica al deslizamiento, los pernos no están realmente sometidos a cortante ni aplastamiento, ya que no ocurre ningún desplazamiento bajo cargas de servicio. Sin embargo, se especifica por conveniencia un esfuerzo cortante.

Los pernos apretados sin holgura tienen varias ventajas sobre los completamente tensados. Un obrero puede apretar apropiadamente los pernos a una condición sin holgura con una llave de cola ordinaria o con sólo unos cuantos golpes con una llave de impacto. La instalación es rápida y sólo se requiere una inspección visual del trabajo realizado.

Una lista completa de los valores mínimos de tensión para aquellas conexiones en que se requiere una tensión mínima, está dada en la Tabla 7., que corresponde a la Tabla J3.1 del manual LRFD, llamada Tensión Mínima en Pernos de Alta resistencia. Cada valor es igual a 70% de la resistencia mínima por tensión del Perno.

Tabla 7 Tensión mínima en Pernos de Alta Resistencia (kg)

Diámetro del Perno (plg)	Diámetro del Perno(mm)	Pernos A325	Pernos A490
1/2	13	5430	6800
5/8	16	8620	10900
3/4	19	12700	15900
7/8	22	17650	22250
1	25	23150	29100
1 1/8	29	25400	36300
1 1/4	32	32200	46300
1 3/8	35	39600	55000
1 1/2	38	46800	67100

* Igual a 0.7 de la resistencia mínima a la tensión de los pernos, redondeadas a toneladas como se determina en las Especificaciones ASTM para pernos A325 y A490 con arandelas UNC

Fuente: Diseño de conexiones con AISC-LRFD_Tabla 2.7

2.2.7 DISTANCIAS AL BORDE Y ESPACIAMIENTOS MINIMOS DE LOS PERNOS

Antes de estudiar lo relativo a la separación entre pernos y la distancia a los bordes de éstos es necesario aclarar primero términos, Las siguientes definiciones se presentan para un grupo de pernos en una conexión y se ilustran en la figura 6.

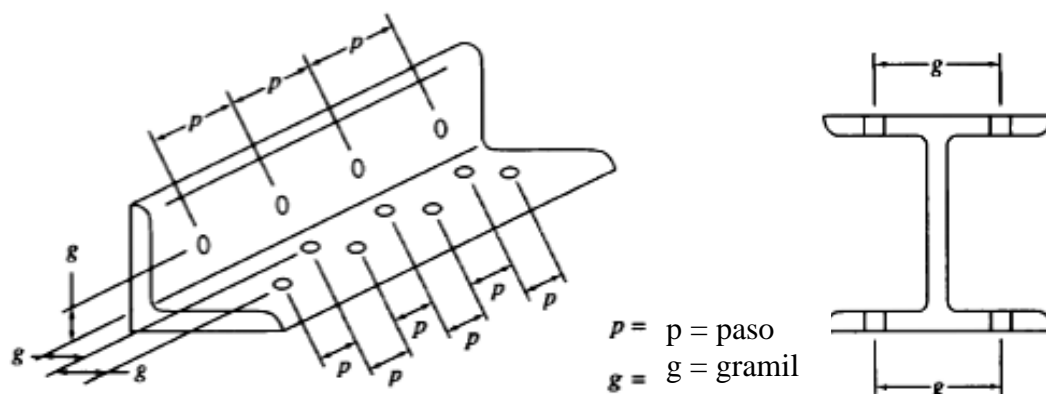


Figura 6 Definiciones en una Conexión Emperrada

El **paso**: Es la distancia centro a centro entre pernos en una dirección paralela al eje del miembro

El **gramil**: Es la distancia centro a centro entre hileras de pernos perpendicular al eje del miembro

La **distancia al borde**: es la distancia del centro de un perno al borde adyacente de un miembro.

La **distancia entre pernos** es la distancia más corta entre pernos, sobre las mismas o diferentes hileras de gramiles.

2.2.7.1 SEPARACIÓN MÍNIMA

Los pernos deben colocarse a una distancia suficiente entre sí para permitir su instalación eficiente y prevenir fallas por tensión en los miembros entre pernos. La especificación LRFD (J3.3) estipula una distancia mín. centro a centro para agujeros holgados o de ranura, igual a no menos $2 \frac{2}{3}$ diámetros (de preferencia $3d$). Los resultados de pruebas han demostrado claramente que las resistencias por aplastamiento son directamente proporcionales al valor $3d$ centro a centro hasta un máximo de $3d$.

Como veremos en páginas siguientes, las resistencias por aplastamiento tendrán que reducirse cuando los agujeros se alargan en la dirección paralela en la línea de la fuerza. La tabla 8 (tabla J3.7 de las especificaciones LRFD) da los valores de los incrementos que deben añadirse al valor $3d$ para tomar en cuenta los incrementos de las dimensiones del agujero (es decir, para agujeros y agrandados) paralelas a la línea de fuerza.

Tabla 8 Valores del incremento C_1 de Espaciamiento para determinar las separaciones mínimas de agujeros agrandados

Diámetro nominal del perno	Agujeros agrandados	Agujeros de ranura		
		Perpendicular a la línea de fuerza	Paralelo a la línea de Fuerza	
			De ranura corta	De ranura Larga*
$\leq 7/8$	1/8	0	3/16	$1\ 1/2d - 1/16$
1	3/16	0	1/4	$1\ 3/16$
$> 1\ 1/8$	1/4	0	5/16	$1\ 1/2d - 1/16$

*Cuando la longitud de la ranura es menor que el máximo permitido en la tabla 2.2.8, C_1 , puede reducirse por la diferencia entre la longitud máxima y actual de la ranura

Fuente: Código_LRFD_Tabla_J3.7

2.2.7.2 DISTANCIAS MÍNIMAS AL BORDE

Los pernos nunca deben colocarse muy cerca de los bordes de un miembro por dos razones principales. El punzonado de los agujeros muy cercanos a los bordes puede ocasionar que el acero opuesto al agujero se abombe o se agriete. La segunda razón se aplica a los extremos de los miembros donde existe el peligro de que el sujetador desgare el metal. La práctica común consiste en colocar el sujetador a una distancia mínima del

borde de la placa igual a 1.5 o 2.0 veces el diámetro del sujetador, de manera que el metal en esa zona tenga una resistencia al cortante igual por lo menos a la de los sujetadores. Para tener una información más precisa al respecto, es necesario consultar las especificaciones vigentes. La especificación LRFD (J3,4) estipula que la distancia entre el centro de un agujero estándar y el borde de la parte conectada no debe ser menor que los valores aplicables, dados en la tabla 9 (tabla J3-4 del manual LRFD).

Es permitida por las especificaciones LRFD una distancia al borde mínima reducida (es de $1 \frac{1}{4}$ pulg) para conexiones de extremo empernadas a almas de vigas y diseñadas sólo por reacciones de cortante de la viga. Esta información se muestra como pie de página en la tabla 9.

Tabla 9 Distancias mínimas a bordes (a) pulg (Centro del Agujero Estándar (b) al borde de la parte conectada)

Diametro nominal del perno o remache (pulg)	En bordes recortados mecánicamente	En bordes laminados de placas, perfiles o barras o bordes cortados con gas(c).
1/2	2/8	3/4
5/8	1 1/8	7/8
3/4	1 1/4	1
7/8	1 3/2 [d]	1 3/8
1	1 3/4 [d]	1 1/4
1 1/8	2	1 1/4
1 1/4	2 1/4	1 1/4
Mayores de 1 1/4	1 3/4 * Diámetro	1 1/4 * Diámetro

[a] Distancias menores a los paños son permitidas, siempre y cuando se satisfagan las ecuaciones de la especificación J3.10 del LRFD.

[b] Para los agujeros agrandados o de ranura, vease la tabla 2.2.10

[c] Para todas las distancias al borde en esta columna pueden reducirse 1/4 pulg cuando el agujero está en un puno en donde el esfuerzo no excede el 25% de la resistencia de diseño máxima del elemento

[d] Estos valores pueden ser 1 1/4 pulg en los extremos de ángulos de conexión para vigas

Fuente: Diseño de Estructuras de Acero Jack McCormac_Tabla_12.4

La distancia mínima al borde del centro de un agujero holgado o de un agujero ranurado al borde de una parte conectada debe ser igual a la distancia mínima requerida por un agujero estándar más un incremento C_2 , cuyos valores son proporcionados en la tabla 10 (tabla J3-8 de las especificaciones LRFD). Como se verá en las páginas siguientes, las resistencias por aplastamiento de las conexiones deben reducirse si no se cumplen esos requisitos.

Tabla 10 Valores del Incremento C_2 para distancias al borde de los agujeros agrandados en pulg.

Diámetro nominal del conector (pulg)	Agujeros de ranura			
	Agujeros agrandados	Perpendicular al borde		Paralela al borde
		De ranura corta	De ranura larga [a]	
$\leq 7/8$	3/16	1/8	3/16 d	0
1	1/8	1/8	3/16 d	0
$> 1\ 1/8$	1/8	3/16	3/16 d	0

[a] Cuando la longitud de la ranura es menor que la máxima permitida (véase la tabla 12.2). C_2 puede reducirse por un medio de la diferencia entre la longitud máxima y la real de la ranura

Fuente: Código_LRFD_Tabla_J3.8

2.2.7.2 SEPARACIÓN MÁXIMAS Y DISTANCIAS AL BORDE

Las especificaciones sobre acero estructural proporcionan las distancias máximas a bordes de conexiones empernadas. El propósito de tales requisitos es reducir la posibilidad de que se introduzca humedad entre las partes. Cuando los sujetadores están muy lejos de los bordes de las partes conectadas, éstos pueden a veces separarse, permitiendo la entrada de humedad. Cuando esto sucede y se tiene una falla de la pintura, se generará y acumulará la corrosión, ocasionando mayores separaciones entre las

partes. La distancia al borde máxima permisible dada por la J3.5 del LFRD es de 12 veces el espesor de la parte conectada pero no más de 6 pulg.

Las distancias máximas al borde y separación entre pernos para acero intemperizado son menores que para acero regular sometido a corrosión o para acero regular no pintado no sometido a corrosión. Uno de los requisitos para el uso del acero intemperizado es que no debe estar en contacto constante con el agua. En consecuencia, la especificación LRFD trata de garantizar que las partes de un miembro de acero compuesto intemperizado queden conectadas estrechamente entre sí a intervalos frecuentes para prevenir la formación de bolsas que pueden

2.2.8 RESISTENCIA DE DISEÑO POR CORTANTE DE PERNOS DE ALTA RESISTENCIA

Resistencia ϕ es 0.75 igual que para los pernos comunes, la resistencia nominal por cortante de los pernos de alta resistencia está dada por el esfuerzo cortante último multiplicado por el área nominal del perno. Sin embargo, a diferencia de los pernos A307, la resistencia por cortante de los A325 y A490 depende de si las roscas están en un plano de corte o no. En vez de usar un área transversal reducida cuando la porción roscada está sometida al cortante, el esfuerzo cortante último se multiplica por un factor de 0.75, que es la razón aproximada del área roscada al área no roscada. Las resistencias están dadas en la Tabla J3.2 del AISC y se resumen en la Tabla 8. La Tabla J3.2 del AISC se refiere a las roscas en un plano de cortante como “no excluidas en los planos de corte” y se alude a las roscas

no en un plano de corte, como “excluidas de los planos de corte”. La primera categoría, roscas incluidas en el plano de corte, se denomina conexión tipo “N”, y un perno A325 de este tipo puede denotarse como perno A325-N. La designación “X” se emplea para indicar que las roscas están excluidas del plano de corte, por ejemplo un perno A325-X.

Tabla 11 Esfuerzo de Diseño de Sujetadores de Alta Resistencia

DESCRIPCIÓN DEL SUJETADOR	ESFUERZO CORTANTE EN CONEXIONES TIPO POR APLASTAMIENTO	
	Factor de resistencia ϕ	Esfuerzo Nominal Kg/cm ²
Tornillos A325 o A325 cuando las roscas no están excluidas del plano de corte (N)		3 375 ^[e]
Tornillos A325 o A325 cuando las roscas están excluidas del plano de corte (N)	0.75	4 220 ^[e]
Tornillos A490 o A490M cuando las roscas no están excluidas del plano de corte (N)		4 220 ^[e]
Tornillos A490 o A490M cuando las roscas están excluidas del plano de corte (N)		5 275 ^[e]
[e] Cuando conexiones de tipo a plastamiento se usan para unir miembros a tensión que tienen un diseño de sujetadores cuya longitud, medida paralelamente a la línea de la fuerza, excede 50 plg (1 270 mm), los valores tabulados deben ser reducidos un 20 por ciento.		

Fuente: Diseño de conexiones con AISC-LRFD_Tabla 2.8

Calculando la capacidad a corte simple para pernos A325 y A490 para diferentes diámetros, se obtiene la siguiente tabla:

Tabla 12 Resistencia a Corte Simple Para Pernos de Alta Resistencia

Diámetro comercial (pulg.)	d (mm)	Area (cm ²)	RESISTENCIA			
			A 325 - X (Kg)	A 325 - N (Kg)	A 490 - X (Kg)	A 490 - N (Kg)
3/8	9.50	0.71	----	----	----	----
1/2	12.7	1.27	4020	3215	5024	4020
5/8	15.9	1.99	6298	5037	7873	6298
3/4	19.10	2.87	9084	7265	11354	9084
7/8	22.20	3.87	12249	9796	15311	12249
1	25.40	5.07	16047	12833	20058	16047
1 1/8	28.60	6.42	20319	16251	25399	20319
1 1/4	31.80	7.94	25130	20098	31413	25130
1 3/8	34.90	9.57	30289	24224	37861	30289
1 1/2	38.10	11.40	36081	28856	45101	36081

Fuente: Diseño de conexiones con AISC-LRFD_Tabla 2.9

2.2.9 PERNOS EN COMBINACIÓN CON SOLDADURA

La capacidad portante de las estructuras metálicas depende fundamentalmente de la resistencia de sus conexiones. En efecto, la gran mayoría de las fallas que se presentan en un gran número de estructuras de puentes, edificios aporticados o vigas armadas simplemente apoyadas y continuas, etc. se debe a la incapacidad de sus conexiones para resistir las solicitaciones impuestas.

Haciendo referencia a las conexiones que se realizan utilizando pernos y soldadura, observamos que en general que las soldaduras presentan ciertas ventajas en relación a las uniones mediante pernos, ya que son más sencillas de realizar y permiten obtener secciones de menores dimensiones y más livianas como se observa en la figura 7.

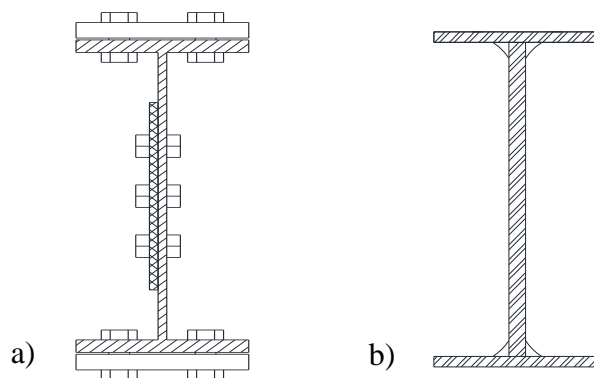


Figura 7 Viga Armada con Planchas Empernadas y Soldadas

En ambos casos sin embargo la inspección debe ser exhaustiva y meticulosa para verificar que tanto el ajuste de los pernos del caso a) sea el indicado, así como los cordones de soldadura del caso b) no presente defectos de ejecución tales como socavación o falla de fusión, ni inclusiones de impurezas atrapadas en el metal de aporte.

Es usual en los edificios aporticados metálicos que parte de la estructura se suelde en el taller y luego se termine de ensamblar colocando y ajustando los pernos en campo. También es posible combinar varios tipos de soldadura en una misma obra.

Si se combinan en una unión pernos y soldadura en una estructura en zonas sísmica, no se acepta que compartan las cargas. Las mismas deben ser resistidas en su totalidad por los pernos de resistencia, o bien por las soldaduras continuas (y no intermitentes) en forma independiente.

En obras nuevas, en zonas sísmicas o no, ni los pernos comunes ni los de alta resistencia que trabajen a corte por aplastamiento, comparten las cargas con la soldadura. Si ocurre tal combinación, son las soldaduras las responsables de resistir todas las cargas de la unión.

Pero si en la conexión se instalan pernos de alta resistencia del tipo de deslizamiento crítico, antes de ejecutar las soldaduras, se acepta que ambos compartan las cargas exteriores solicitantes. Para tales situaciones, el comentario JI.9 de LRFD establece que es necesario apretar totalmente los pernos antes de hacer las soldaduras. Si se hacen primero las soldaduras, el calor de estas puede distorsionar la conexión de modo que no se obtenga la resistencia al deslizamiento crítico deseada en los pernos. Si éstos se colocan y se aprietan totalmente antes de hacer las soldaduras, el calor de la soldadura no cambiara las propiedades mecánicas de los pernos. Para tal caso, puede suponerse que los pernos de deslizamiento crítico y las soldaduras comparten la carga.

En toda obra existente, si se realizan cambios en la estructura con miembros conectados mediante pernos de alta resistencia trabajando a deslizamiento crítico y adecuadamente ajustado, se acepta que éstos soporten las cargas permanentes actuantes con anterioridad, siendo necesario que las soldaduras se dimensionen para resistir sólo las nuevas cargas de diseño.

2.2.10 RESISTENCIA DE PERNOS DE ALTA RESISTENCIA ASTM A 325 Y ASTM A490

Se considera tres casos:

- Tracción
- Cortante
- Cortante más tracción

2.2.10.1 RESISTENCIA DE PERNOS A LA TRACCIÓN

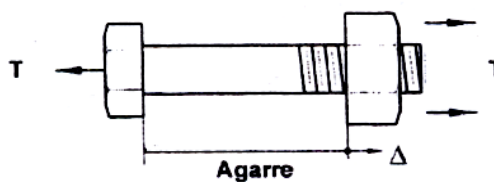


Figura 8 Perno a Tracción

En la gráfica se ilustra el comportamiento de pernos de alta resistencia.

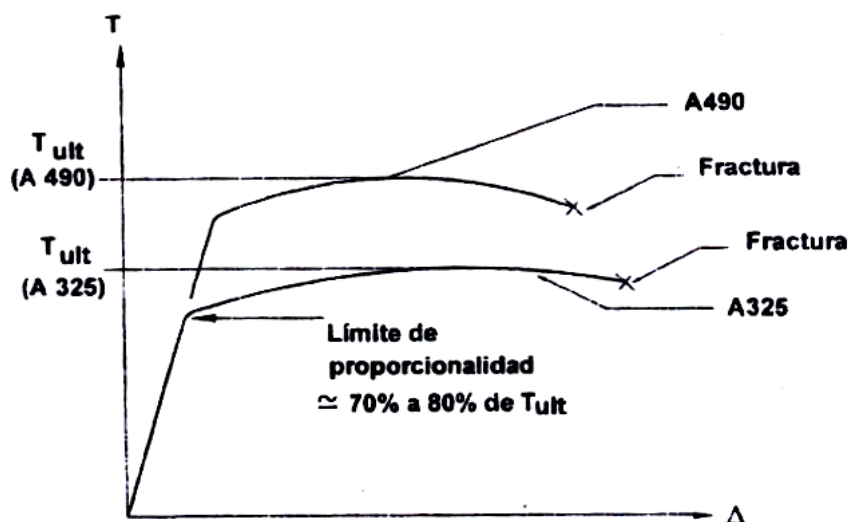
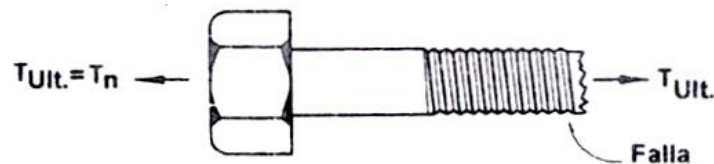


Figura 9 Curva Típica Tracción-Elongación

Observaciones:

- No está bien definido un punto de influencia (carga de fluencia = carga de prueba)
- La fluencia ocurre principalmente en la parte roscada.
- La carga de tracción máxima= T_{ult} ocurre normalmente para una elongación $\Delta = 0.05$ pulg (1.27 mm) a 0.30 plg (7.60 mm).
- Los pernos A 490 son generalmente menos dúctiles que los A 325.
- La fluencia del perno no se considera un estado de límite de resistencia
- La falla por tracción = Fractura del perno.

2.2.10.1.1 Cálculo de la resistencia de diseño en tracción del perno**Figura 10** Fractura del perno por tracción

$$T_{ult} = T_n$$

Falla= fractura por tracción del perno en la zona roscada

$$T_n = F_u A_t$$

Donde:

A_t = área de esfuerzo de tensión, cm^2 = área neta a través de las roscas.

Para el diseño de los pernos de alta resistencia tipo A325 y A490, se toma:

$$A_t = 0.75 A_b$$

Donde:

A_b = área de la sección transversal nominal de la parte no roscada del perno, cm^2

$$A_b = \pi d^2 / 4 = 0.785 d^2$$

d = diámetro nominal del perno (diámetro de la porción sin rosca), cm.

Por lo tanto,

$$\phi T_n = \phi A_b F_t$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

$$F_t = 0.75 F_u \text{ perno}$$

Para pernos A325

$$F_u \text{ perno} = 8440 \text{ kg/cm}^2 \text{ (830 Mpa, 120 ksi), } d \leq 25.4 \text{ mm}$$

$$F_t = 0.75 \times 8440 = 6330 \text{ kg/cm}^2$$

Para pernos A490

$$F_u \text{ per} = 10550 \text{ kg/cm}^2 \text{ (1035 Mpa, 150 ksi)}$$

$$F_t = 0.75 \times 10550 = 7910 \text{ kg/cm}^2$$

2.2.10.2 RESISTENCIA DE PERNOS AL CORTE

Se considera una conexión hecha con un perno y en la que hay únicamente un plano de corte.

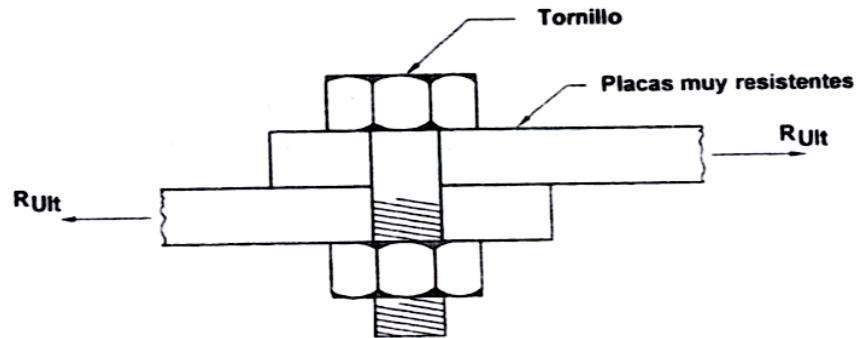


Figura 11 Junta Empernada

R_{ult} = fuerza máxima en el perno (falla del perno). Kg

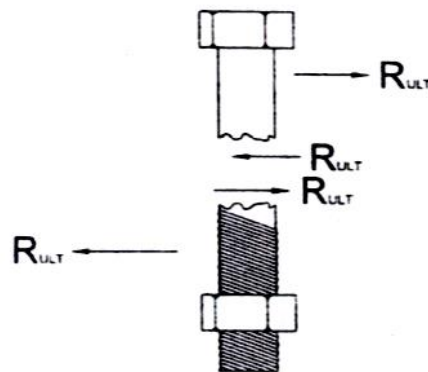


Figura 12 Diagrama de cuerpo libre del perno

$$\tau_{ult} = \frac{R_{ult}}{A} = 0.60Fu$$

Por lo tanto,

$$R_{ult} = 0.60Fu \times A$$

Donde:

$(0.60 F_u (T-m)) =$ esfuerzo cortante correspondiente a la fractura del perno por cortante, kg/cm^2

$A =$ depende de la posición de las roscas:

- Roscas excluidas de los planos de corte:** el plano de corte no atraviesa la zona roscada del vástago del perno, debido a su longitud.

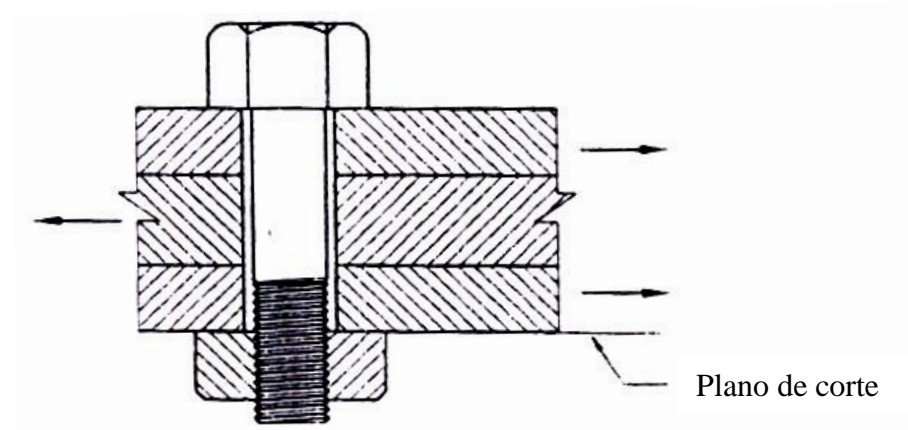


Figura 13 Roscas fuera de los planos de corte

$$A = A_b = \pi d^2 / 4 = 0.785 d^2$$

$$R_{ult} = A_b (0.60 F_u)$$

2. **Roscas dentro de los planos de corte:** el plano de corte atraviesa la parte roscada del vástago del perno debido a su longitud.

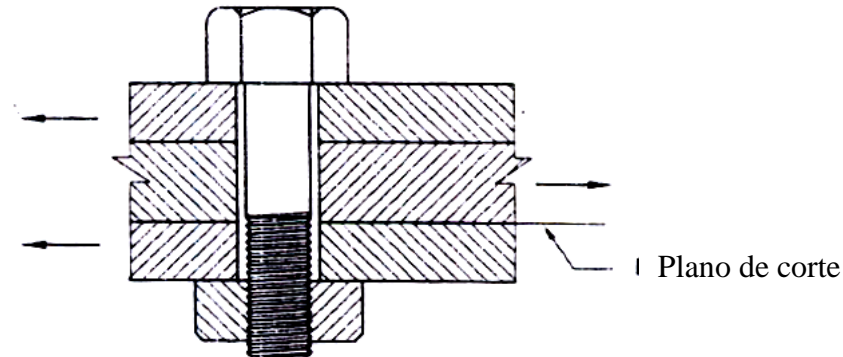


Figura 14 Roscas dentro de los planos de corte

$$A = 0.80 A_b$$

$$R_{ult} = 0.80 A_b (0.60 F_u)$$

Como se sabe si las roscas están dentro de los planos de corte:

- Se determina la posición de las roscas con base en las dimensiones de los pernos de alta resistencia.
- Si hay duda, se supone que las roscas están dentro de los planos de corte

Se considera un perno en una conexión con varios planos de corte.

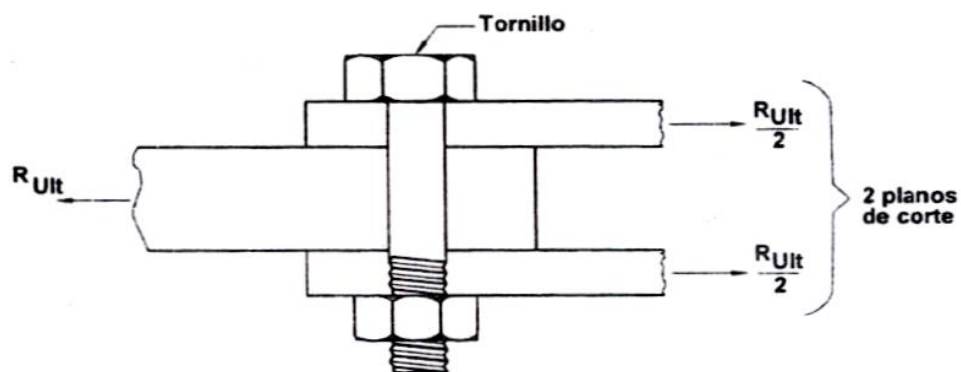


Figura 15 Junta empernada con dos planos de corte

Por la falla

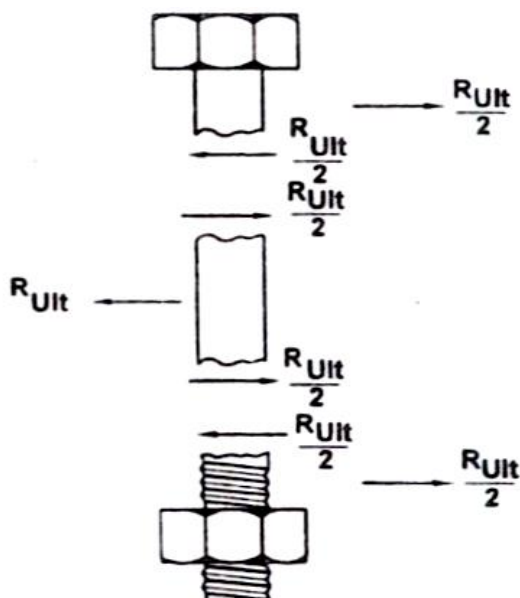


Figura 16 Diagrama de cuerpo libre

Fuerza en cualquier plano de corte corresponde a la fractura

$$\frac{R_{ult}}{2} = A(0.60Fu)$$

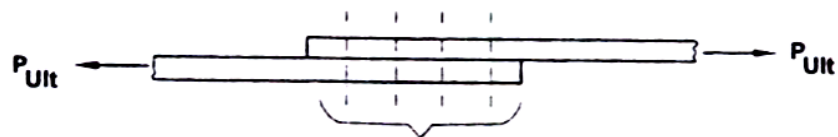
$$R_{ult} = 2A(0.60Fu)$$

A= depende de la posición de las roscas

En general para “m” planos de corte

$$R_{ult} = mA(0.60Fu)$$

2.2.10.2.1 Pernos múltiples en cortante



Número total de pernos = n

Figura 17 Junta emperrada en cortante

n= número total de pernos en la conexión

P_{ult} = carga máxima soportada por la conexión con base en la falla por cortante de los pernos, kg.

Para diseño se supone que la fuerza cortante del perno es:

$$\frac{P_{ult}}{n}$$

Es decir, se supone que P se distribuye uniformemente entre todos los pernos que forman parte de la conexión.

La distribución real de P entre los pernos no es igual. Los pernos exteriores soportan un porcentaje de carga mayor de P y se fracturan primero.

La suposición de que la carga se distribuye en partes iguales entre todos los pernos pierde precisión cuando aumenta la longitud de la conexión.

Ejemplo de las fuerzas reales en cada uno de los pernos en una conexión traslapada emperrada cuando $P=P_{ult}$.

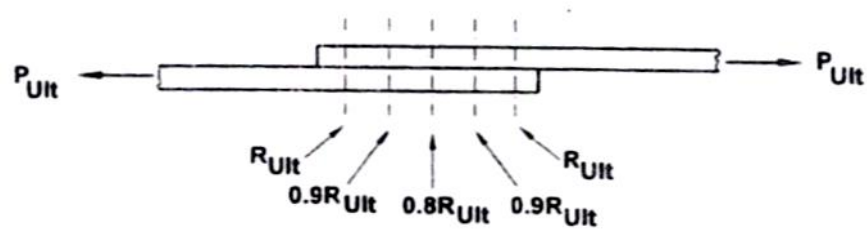


Figura 18 Distribución de carga en los pernos de una junta emperrada

Cuando $P = P_{ult}$, se presenta la falla de la conexión. Es decir, los pernos se fracturan progresivamente a partir de los pernos extremos y continuando con los pernos interiores de la conexión.

Para fines de diseño:

Se supone que cada perno toma una cantidad igual a la fuerza aplicada P .

Se toma $R_n = 0.85 R_{ult}$ para tomar en cuenta una distribución real y diferente de las fuerzas actuantes en los pernos.

2.2.10.2 Resistencia de diseño nominal de pernos sujetos a cortante

Para un plano de corte:

1. Roscas fuera de los planos de corte

$$R_n = 0.80R_{ult}$$

$$R_n = 0.80(0.60Fu)$$

$$R_n = 0.80Ab(0.60Fu)$$

$$R_n = Ab(0.50Fu) = F_v$$

2. Roscas dentro de los planos de corte

$$R_n = 0.80R_{ult}$$

$$R_n = 0.80Ab \times 0.80(0.60Fu)$$

$$R_n = Ab(0.40Fu) = F_v$$

La ecuación general para la resistencia de diseño en cortante se puede escribir de la siguiente manera:

$$\Phi R_n = \Phi m Ab F_v$$

Donde:

Φ = factor de reducción de resistencia = 0.75

m = número de planos de corte (adimensional)

Ab = área de la sección transversal del perno cm^2

F_v = 0.50 F_u para roscas fuera de los planos de corte

F_v = 0.40 F_u para roscas dentro de los planos de corte

Para planos de corte múltiples, si las roscas están dentro en cualquier plano, utilizar:

$$F_v = 0.40 F_u.$$

2.2.10.3 RESISTENCIA DE PERNOS A CORTE Y TRACCIÓN COMBINADOS

Se considera una conexión empernada hecha con un solo perno sometido a tracción y corte combinados como se ilustra en la siguiente figura:

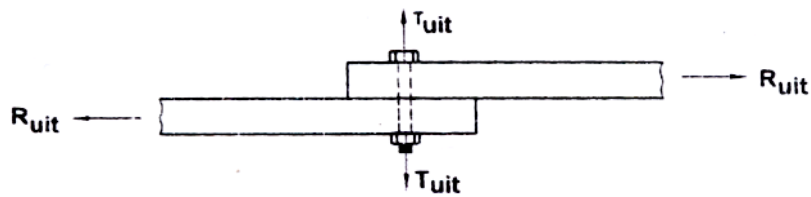


Figura 19 Perno a cortante y tracción

Se considera que la combinación de R y T ocasiona la falla del perno (fractura del perno). Con base en observaciones experimentales, se puede trazar un diagrama de interacción para representar la falla del perno.

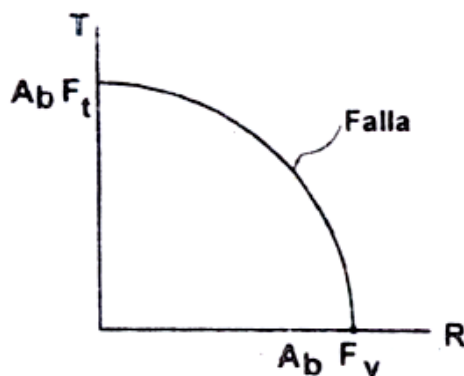


Figura 20 Diagrama en Interacción

Para fines de diseño, el AISC adopta un diagrama de interacción simplificado. Véase la tabla J3.5, Capítulo J, especificaciones AISC-LRFD.

Tabla 13 Esfuerzos límites (F_t) sujetadores in conexiones.

Descripción de los pernos	Roscas incluidas en el plano de corte	Rocas excluidas del plano de corte
Pernos A 307		$59 - 1.9 F_v \leq 45$
Pernos A 325	$117 - 1.9 F_v \leq 90$	$117 - 1.5 F_v \leq 90$
Pernos A 490	$147 - 1.9 F_v \leq 113$	$147 - 1.5 F_v \leq 113$
Pernos A 449 diámetros mayores a 1 1/2 in	$0.98F_u - 1.9F_v \leq 0.75F_u$	$0.98F_u - 1.5F_v \leq 0.75F_u$
Remaches A 502 Gr 1.		$59 - 1.8 F_v \leq 45$
Remaches A 502 Gr 2.		$78 - 1.8 F_v \leq 60$

Fuente: Diseño de Estructuras de Acero Jack McCormac_Tabla_13.1

En la mayoría de las situaciones en las que un perno está sometido a cortante y tensión, la conexión está cargada excéntricamente y tal caso será estudiado en un capítulo posterior. Sin embargo, en algunas conexiones simples los sujetadores están en un estado de carga combinada.

La figura 21 muestra un segmento de T estructural conectado al patín de una columna con el fin de unir un miembro de arriostramiento. Este último elemento está orientado de manera que la línea de acción de la fuerza en el miembro pasa por el centro de gravedad de la conexión. La componente vertical de la carga someterá los sujetadores a cortante y la componente horizontal generará tensión (con la posible inclusión de fuerzas de apalancamiento). Como la línea de acción de la carga actúa a través del centro de gravedad de la conexión, puede suponerse que cada sujetador toma una porción igual de cada componente.

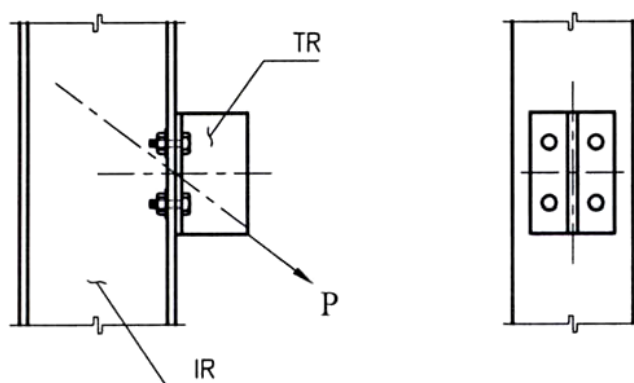


Figura 21 T Estructural conectada al patín

Como en todos los otros casos de carga combinada, puede usarse el enfoque de una fórmula de interacción. Las resistencias por cortante y por tensión para pernos tipo aplastamiento se basan en los resultados de pruebas y pueden tomarse de la curva elíptica de interacción mostrada en la figura 2.2.22. La ecuación de esta curva es:

$$\left[\frac{P_u}{(\phi R_n)_t} \right]^2 + \left[\frac{V_u}{(\phi R_n)_v} \right]^2 = 1.0 \quad [\text{Ec 2.32}]$$

Donde

P_u = carga de tensión factorizada sobre el perno

$(\phi R_n)_t$ = resistencia de diseño del perno en tensión

V_u = carga cortante factorizada sobre el perno

$(\phi R_n)_v$ = resistencia de diseño por cortante en el perno

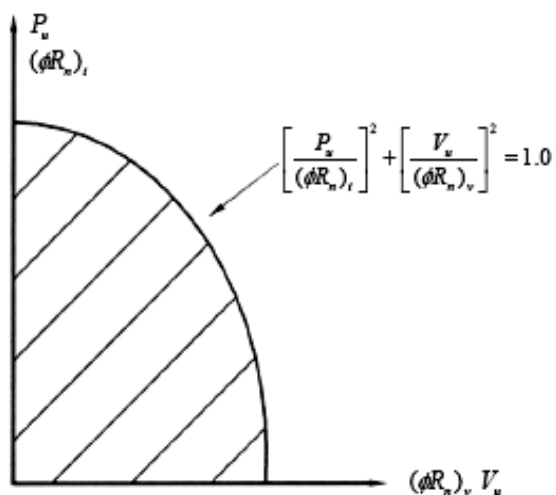


Figura 22 Curva Elíptica de Interacción

Una combinación aceptable de cortante y tensión es una que se encuentre bajo esta curva. Este hecho conduce al requisito de las Especificaciones RCSC de que:

$$\left[\frac{P_u}{(\phi R_n)_t} \right]^2 + \left[\frac{V_u}{(\phi R_n)_v} \right]^2 \leq 1.0 \quad [\text{Ec 2.33 o LRFD 4.2 del RCSC}]$$

$$\left[1 - \frac{T_u}{1.13 T_m N_b}\right]^2$$

[Ec 2.34 o LRFD A-J3-2]

Donde

T_u = carga de tensión factorizada sobre la conexión

T_m = tensión en el perno inicialmente prescrita de la Tabla 7 ó J3.1 del
AISC

N_b = número de pernos en la conexión

Note que la Ecuación 2.33 se ha presentado aquí como aplicada a un solo perno, mientras que la Ecuación 2.34 se ha presentado como aplicada a toda la conexión. Cada ecuación podría modificarse para aplicarla de manera alternativa.

CAPÍTULO III: CONEXIONES EMPERNADAS

3.1 INTRODUCCIÓN

El diseño y fabricación de las conexiones es uno de los aspectos trascendentales y más difíciles de resolver en un proyecto resuelto con estructura de acero. Las conexiones deben ser capaces de transmitir cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flexionantes. Algunas veces, las conexiones se diseñan para transmitir un solo tipo de acción, mientras que en otras ocasiones, como suele ocurrir en los casos en que se desea establecer continuidad entre los elementos unidos, la conexión debe tener capacidad para transmitir una combinación de diferentes efectos, por ejemplo: cortante y momento flexionante.

Del análisis general de la estructura, pueden estimarse los esfuerzos aproximados producidos en los elementos de unión y en los propios elementos estructurales vigas y columnas. Sin embargo, como en las conexiones el trabajo de los materiales es complejo debido a que suele haber concentraciones de esfuerzos importantes, además, resulta siempre difícil conocer el grado de continuidad logrado, no debe confiarse demasiado en el resultado de estimaciones basadas en hipótesis sencillas de diseño, que no sirven más que para dar una idea de origen de magnitud de los esfuerzos.

Debido a varias incertidumbres, al detallar una conexión debe procurarse lograr un funcionamiento eficiente en lo que se refiere al montaje y fabricación que por afinar las cantidades de material necesarios. A la fecha, ya se cuenta con procedimientos sofisticados de diseño de conexiones, sin embargo, será necesario disponer de mayor información experimental para poder establecer métodos racionales de diseño.

Las conexiones empernadas presentan las siguientes ventajas: proceso en frío, rapidez en el empernado, menos mano de obra especializada, facilitan la inspección visual y la sustitución de los pernos que se han dañado o la reposición de estos.

Por otro lado, para que una conexión viga-columna sea confiable debe demostrarse experimentalmente que:

- Debe ser capaz de desarrollar la capacidad a flexión de la trabe aún cuando ésta desarrolle un importante endurecimiento por deformación.
- Debe ser capaz de desarrollar rotaciones plásticas de 0.03 radianes al ser sometidas a varios ciclos de carga reversibles.
- La mayor parte de la rotación plástica ocurre en el extremo de la trabe y no en la conexión o en el alma de la columna, por lo que es deseable que la conexión viga-columna sea lo más rígida posible.

- En el diseño moderno de estructuras de acero en México, se busca tener una alta redundancia de marcos rígidos, con conexiones a momento, para poder compensar las ahora conocidas incertidumbres de posibles fracturas frágiles en la conexión viga-columna tradicional.

3.2 PARTES EMPERNADAS

3.2.1 Material de la Conexión

Todo el material dentro del grip del perno deberá ser de acero. No deberá haber material compresible para conexión ni para aislamiento dentro del grip. Las partes empernadas de acero estarán bien ajustadas, conexiones firmemente después que los pernos estén apretados, y podrían estar o no recubiertas. La pendiente de las superficies de las partes en contacto con la cabeza del perno o la tuerca no deberá exceder en 1:20 con respecto al plano normal del eje de perno.

3.2.2 Condiciones de la Superficie

En el momento del ensamblaje, todas las superficies de las conexiones, incluidas superficies adyacentes de la cabeza del perno y la tuerca, deberán ser libres de escamas, excepto las cascarillas de laminación por el apretado, y deberán ser libres de suciedades y otros materiales externos. La rebabas que podrían impedir el contacto firme de

las partes conectadas en condiciones de apriete sin holgura deberán ser removidas.

La pintura es permitida incondicionalmente en las conexiones para toda superficie de contacto, excepto en conexiones críticas al deslizamiento.

Las superficies de contacto de conexiones críticas al deslizamiento deberán reunir los requerimientos descritos en los siguientes párrafos, como aplicable.

1. En conexiones sin recubrimiento, la pintura, incluido cualquier overspray inadvertido, deberá ser excluido del área no mayor a un diámetro del perno ni menor a una pulgada desde el borde de cualquier agujero.
2. Las conexiones que específicamente tengan pintura en las superficies de contacto deberán ser limpiadas y recubiertas con una pintura calificada como clase A o B, de acuerdo a los requerimientos del numeral anterior.
3. Sujeto a la aprobación del registro del ingeniero, recubrimientos proporcionados por el coeficiente de deslizamiento menor a 0.33 puede ser usado del proporcionado por el significado de coeficientes de deslizamiento que está establecido por pruebas de acuerdo a los requerimientos del párrafo 2, y el diseño de resistencia al deslizamiento.

4. Las conexiones recubiertas no deberán ser ensambladas antes de que los recubrimientos hayan sido curados por el mínimo tiempo utilizado en las pruebas calificativas.
5. Las superficies de contacto con especificaciones a ser galvanizadas deberán ser galvanizadas con inmersión en caliente de acuerdo con la "American Society for Testing and Materials" ASTM 123 y deberán a continuación tener rugosidad por medio de cepillado de alambre a mano, el cepillado de alambre con poder no es permitido.

3.2.3 Tipos de Agujeros

Los tipos de agujeros reconocidos bajo las especificaciones son: los agujeros estándar, holgados, de ranura corta y de ranura larga. Las dimensiones nominales para cada tipo de agujero no deberán ser mayores a las mostradas en la Tabla 13. Los agujeros no mas a $1/32$ pulg. mas grande en el diámetro, que su verdadero equivalente en decimales del valor nominal del diámetro, esto se podría conseguir taladrando o fresando del diámetro nominal que es aceptable. El agujero ligeramente cónico que generalmente resulta de operaciones de perforado es considerado aceptable. El ancho de los agujeros ranurados que son producidos a través de oxicorte o una combinación de perforación o punzonamiento y oxicorte, deberán ser generalmente mayores que los anchos nominales en no más a $1/32$ pulg. excepto el estriado no mayor a $1/16$ pulg. de profundidad deberá ser permitido. Para

conexiones cargadas estáticamente, la superficie de corte a soplete no necesita estar en el suelo. Para conexiones cargadas dinámicamente, las superficies de corte a soplete deberán estar en un suelo liso.

Tabla 14 Dimisiones Nominales de Agujeros

Diámetro del Perno	Dimensiones de los Agujeros			
	Diámetro Estándar	Diámetro Holgados	Ranura corta (Ancho*Largo)	Ranura larga (Ancho*Largo)
1/2	4/7	5/8	9/16 x 11/16	9/16 x 1 1/4
5/8	2/3	4/5	11/16 x 7/8	11/16 x 1 9/16
3/4	4/5	1	13/16 x 1	13/16 x 1 7/8
7/8	1	1	15/16 x 1 1/8	15/16 x 2 3/16
1	1	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 x d)

Fuente: Diseño de Estructuras de Acero Jack McCormac_Tabla_12.2

3.3 ÁREAS TOTALES NETAS Y EFECTIVAS

3.3.1 Áreas Totales o gruesas

El área total o área gruesa de la sección transversal de un miembro estructural, se obtiene sumando las áreas parciales de cada una de sus partes componentes, en ausencia de perforaciones. En todo caso, las áreas resultan del producto de su espesor t por el ancho b respectivo, el cual se mide perpendicularmente al eje del miembro. En el caso de los ángulos, el área gruesa es el resultado del producto del espesor t por la suma de sus lados menos el espesor.

3.3.2 Áreas Netas

En un miembro sujeto a tensión la presencia de un agujero incrementa los esfuerzos, aún si el agujero está ocupado por un perno. (Cuando se usan pernos de alta resistencia puede haber cierto desacuerdo respecto a esto, bajo ciertas circunstancias). Se tiene menos área de acero sobre la que puede distribuirse la carga y habrá concentración de esfuerzos a lo largo del borde del agujero.

La tensión se supone uniformemente distribuida sobre la sección neta del miembro, aunque estudios de fotoelasticidad demuestran que existe un incremento en la intensidad del esfuerzo alrededor de los bordes de los agujeros, que en ocasiones puede alcanzar varias veces el valor del esfuerzo que se tendría si los agujeros no estuvieran presentes. Sin embargo, para materiales dúctiles es razonable suponer una distribución uniforme de esfuerzos cuando el material se carga más allá de su punto de fluencia. Si las fibras alrededor de los agujeros se esfuerzan hasta su punto de fluencia, éstas fluirán sin incremento de esfuerzo, redistribuyéndose los esfuerzos presentes. Bajo carga última es razonable suponer una distribución uniforme de los esfuerzos. La importancia de la ductilidad en la resistencia de miembros a tensión empernados se ha demostrado claramente en ensayos. Los miembros a tensión (con agujeros para pernos) fabricados de acero dúctil han resultado entre $1/5$ y $1/6$ más resistentes que miembros similares, hechos de aceros frágiles con las mismas resistencias últimas, Sabemos que el acero pierde su ductilidad y se vuelve susceptible a

una fractura frágil. Tal condición puede ser creada por cargas que induzcan fatiga y por temperaturas muy bajas.

Este análisis es aplicable solamente a miembros a tensión sometidos a cargas relativamente estáticas. Si es necesario diseñar estos miembros por cargas de fatiga, deberá ponerse especial cuidado en minimizar las fuentes de concentración de esfuerzos, tales como los cambios bruscos de sección transversal, esquinas salientes, etc. Además en ocasiones, estos miembros tendrán que reforzarse.

El término “*área neta de la sección transversal*” o simplemente “*área neta*” se refiere al área bruta de la sección transversal menos la de ranuras, muescas y agujeros. Al considerar el área de éstos por lo general es necesario restar un área un poco mayor que la nominal del agujero. Por ejemplo, en la fabricación de estructuras de acero para conectarse con pernos, los agujeros se hacen con un diámetro $\frac{1}{16}$ pulg. mayor que el correspondiente al perno. Además, se considera que el punzonado del agujero daña o aun destruye, $\frac{1}{16}$ pulg (1.6mm) más del metal circundante; por tanto, el área de los agujeros que se resta corresponde a un diámetro $\frac{1}{8}$ pulg (3mm) mayor que el diámetro nominal del conector. El área que se resta por agujero es rectangular e igual al producto del diámetro del agujero por el espesor del metal. (Si los agujeros deben ser ranurados la práctica usual es agregar $\frac{1}{16}$ pulg. en el ancho real de los agujeros).

Las placas con espesores mayores que el diámetro del conector, son difíciles de punzonar a la medida requerida sin que se presente una deformación excesiva del material circundante. Estos agujeros deben prebarrenarse a diámetros ligeramente menores en $\frac{3}{16}$ pulg. que los especificados, y luego, cuando las piezas están ya ensambladas, concordar al diámetro justo. Con este proceso se daña un poco el material y, como los agujeros resultantes son lisos y de paredes uniformes, no se considera necesario restar $\frac{1}{16}$ pulg. por daño a los lados. Algunas veces, cuando deben conectarse piezas de gran espesor los agujeros se taladran al diámetro del conector, más $\frac{1}{16}$ pulg; este proceso resulta muy costoso y debe evitarse siempre que sea posible.

Puede resultar necesario adoptar una mayor tolerancia dimensional durante los montajes para pernos de alta resistencia con diámetros mayores de $\frac{5}{8}$ pulg., para esta situación pueden usarse agujeros mayores que los estándar sin reducir la eficiencia de la conexión. Estos agujeros pueden ser ovalados.

Las conexiones de los miembros a tensión deben diseñarse de modo que no tengan excentricidad. Si este arreglo es posible, se supone que el esfuerzo se distribuye uniformemente sobre toda la sección neta del miembro. Si las conexiones tienen excentricidad se producirán momentos que ocasionan esfuerzos adicionales en la vecindad de la conexión. Desafortunadamente, con frecuencia es muy difícil arreglar conexiones sin excentricidad. Aunque las especificaciones abarcan algunas situaciones, el

proyectista deberá usar su buen juicio al considerar las excentricidades en ciertos casos.

Suponiendo agujeros normales o estándar, todos iguales en tamaño, de diámetro d_a , dispuestos en forma alternada, el área neta en cada trayectoria potencial resulta

$$A_n = A - m d_a t + \sum_{i=1}^n \frac{s^2}{4g} t \quad [\text{Ec. 3.1}]$$

A_n : área neta

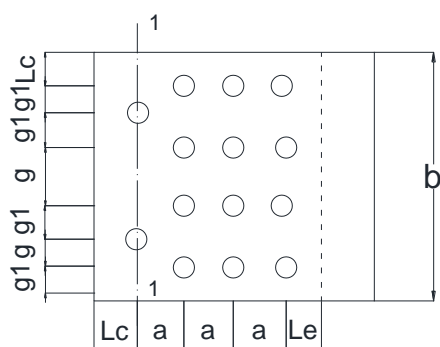
A : área total o área gruesa

s : paso

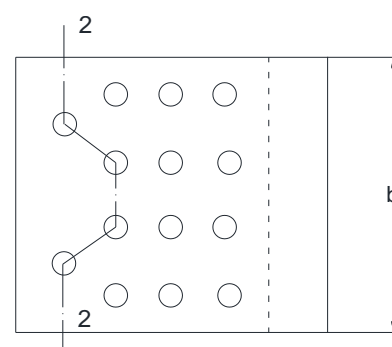
m : números de agujeros que contiene la trayectoria analizada

g : gramil

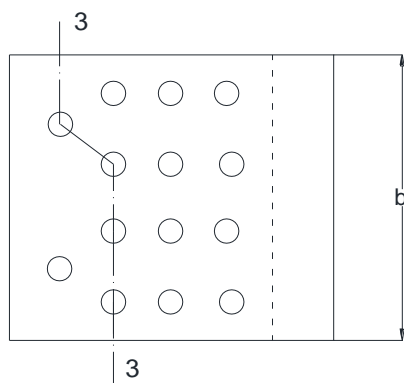
n : número de tramos oblicuos de la trayectoria



a) Trayectoria Recta



b) Trayectoria en zigzag



c) Trayectoria en diagonal

Figura 23 Trayectorias potenciales de falla

Las áreas netas de las diferentes trayectorias de falla de la conexión son:

$$1. An_1 = [b - 2d_a] t$$

$$2. An_2 = \left[b - 4d_a + \frac{2s^2}{4g_1} \right] t$$

$$3. An_3 = \left[b - 4d_a + \frac{s^2}{4g_1} \right] t$$

3.3.2.1 Área neta efectiva

Diferentes factores influyen el comportamiento de una conexión, determinando su eficiencia. Entre ellos, se pueden mencionar la ductilidad del material, la distribución de los conectores, su espaciamiento y el retraso del cortante

El retraso del cortante se presenta cuando algunos elementos de la sección transversal no están conectados, como en el caso en que un solo lado de un ángulo está empernado a una placa de nudo, como se muestra

en la figura A.8. La consecuencia de esta conexión parcial es que el elemento conectado resulta sobrecargado y la parte no conectada no queda plenamente esforzada. Alargando la región conectada reducirá este efecto. Consecuentemente, las especificaciones LRFD B3 sugieren que el retraso del cortante sea tomado en cuenta usando un área neta reducida o efectiva. Como el retraso del cortante afecta tanto a las conexiones emperradas como a las soldadas, el concepto del área neta efectiva es aplicable a ambos tipos de conexiones.

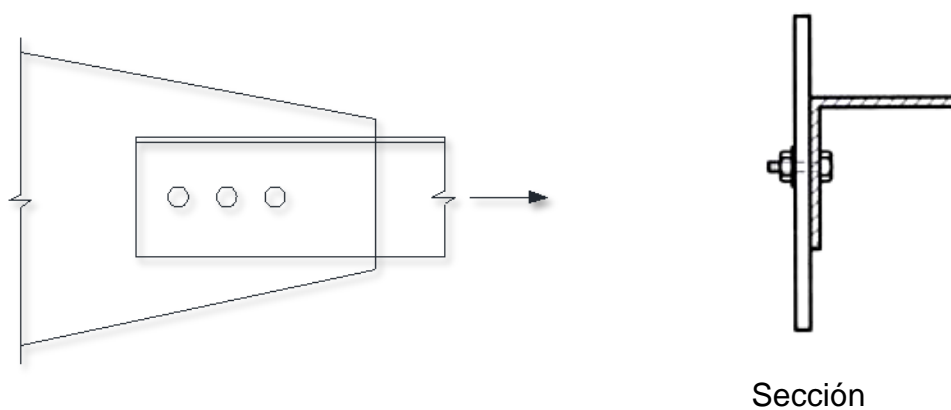


Figura 24 Conexión de un ángulo a una placa

Para la conexión emperrada, el área neta efectiva es

$$A_e = U A_n \quad [\text{Ec. 3.2}]$$

Y para conexiones soldadas es

$$A_e = U A_g \quad [\text{Ec. 3.3}]$$

Donde el factor de reducción U está dado por

$$U = 1 - \frac{x}{L} \leq 0.90 \quad [\text{Ec. 3.4 ó B 3-2 AISC}]$$

En esta expresión, x es la distancia del centroide del área conectada al plano de la conexión y L es la longitud de la conexión. Si un miembro tiene dos planos simétricamente localizados de conexión, x se mide desde el centroide de la mitad del área más cercana. La figura 25 ilustra x para varias secciones transversales.

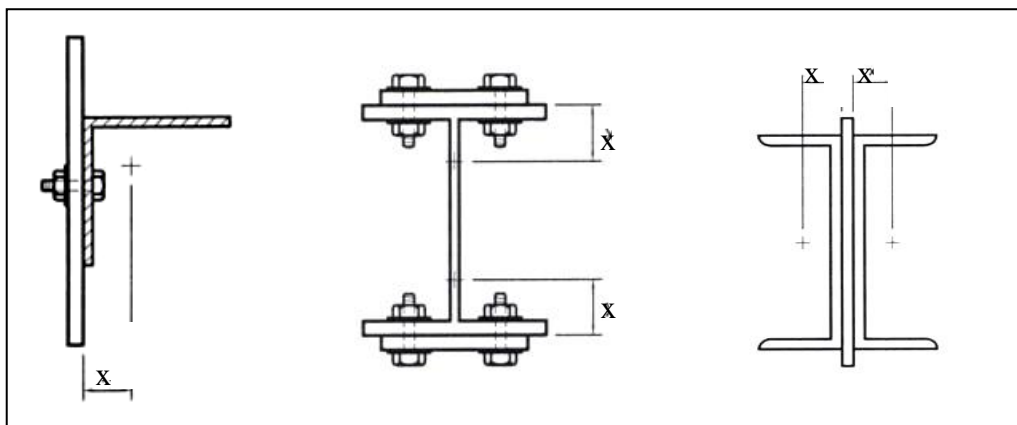


Figura 25 Distancia del centroide del área conectada al plano de la conexión

La longitud L en la ecuación 3.4 es la longitud de la conexión en la dirección de la carga, como se muestra en la figura 26. Para conexiones emperradas, ella se mide desde el centro del perno en un extremo de la conexión al centro del perno en el otro extremo.

Para soldaduras, ella se mide desde un extremo de la conexión al otro. Si se tienen segmentos de longitudes diferentes en la dirección de la carga, se usa el segmento más largo.

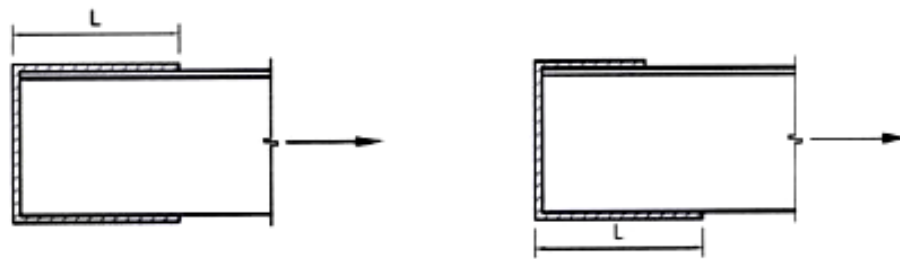
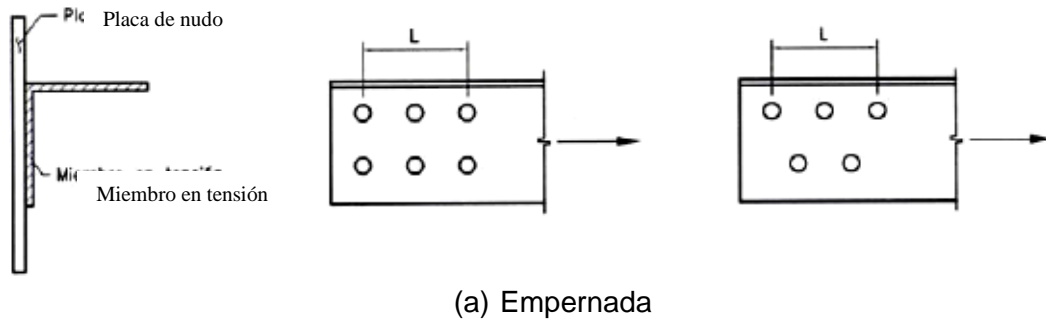


Figura 26 Longitud de la conexión en la dirección de la carga

Con base en los valores promedio de x/L para varios tipos de conexiones de miembros en tensión emperradas, el Comentario B3 del AISC da valores del factor de reducción U que pueden usarse en vez del valor calculado de $1-x/L$. Esos valores promedio de U para conexiones emperradas se basan en dos amplias categorías de conexiones; aquellas con dos sujetadores por línea en la dirección de la carga aplicada y aquellas con tres o más por línea. Se dan solo tres valores diferentes; ellos corresponden a las siguientes condiciones.

1. Para perfiles W, M y S que tienen una razón ancho a peralte de por lo menos 2/3 (y perfiles T recortados de ellos) y están conectados a través de los patines con por lo menos tres sujetadores por línea en la dirección de la carga aplicada.

$$U = 0.90$$

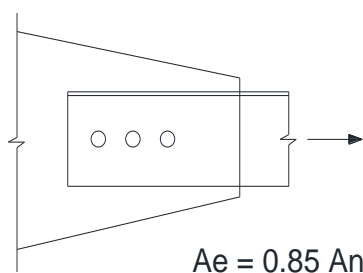
2. Para todos los otros perfiles (incluidos los compuestos) con por lo menos tres sujetadores por líneas.

$$U = 0.85$$

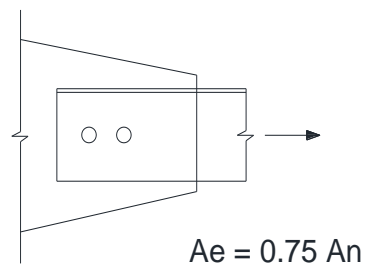
3. Para todos los miembros con solo dos sujetadores por línea.

$$U = 0.75$$

La aplicación de estas reglas se muestra a continuación:



(a) (Ángulo simple o doble)



(b) (Ángulo simple o doble)

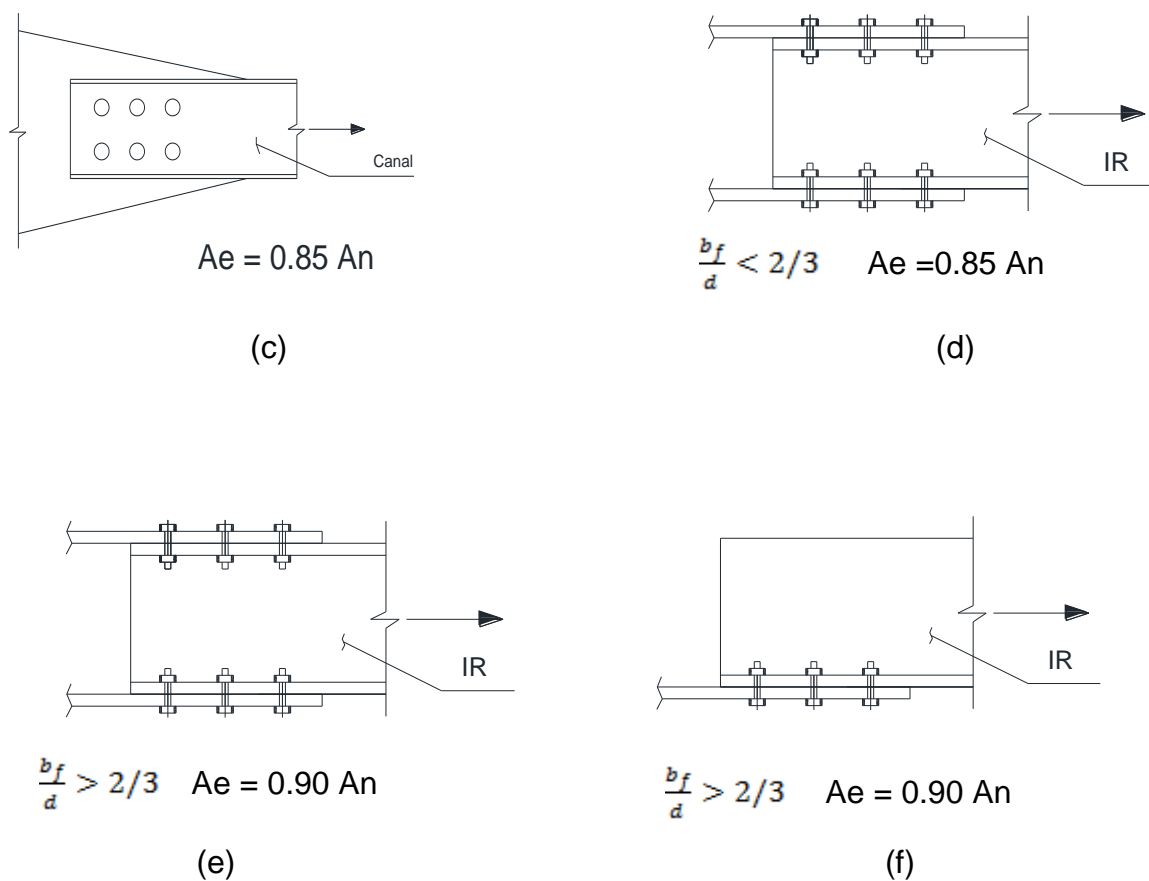


Figura 27 Tipos de conexiones (valores de reducción)

3.4 MECANISMOS DE TRANSMISIÓN DE LA CARGA

La carga se puede transmitir a través de la conexión emperrada por dos posibles mecanismos.

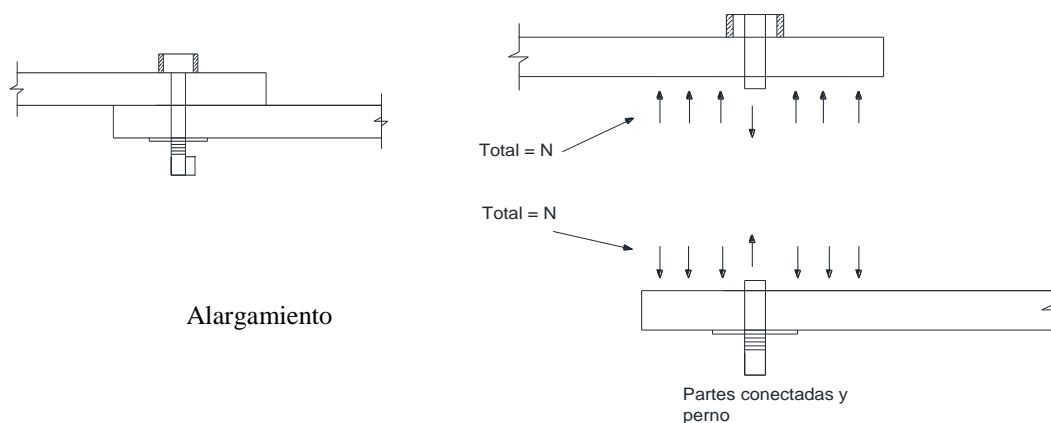
- Por fricción
- Por aplastamiento y cortante

3.4.1 Conexiones tipo fricción.

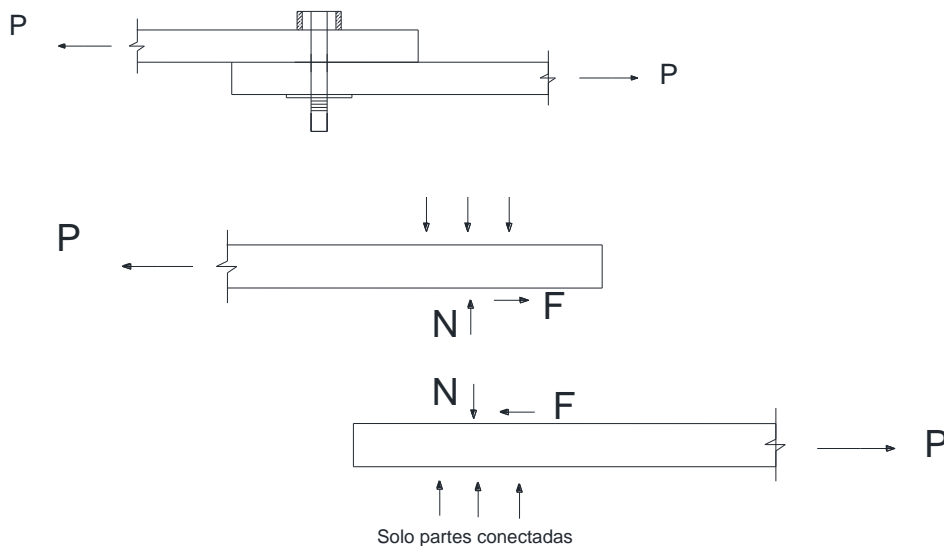
Los pernos de alta resistencia pueden apretarse hasta que se alcanzan esfuerzos extremadamente altos de tensión, de manera que las partes

conectadas quedan fuertemente afianzadas entre la tuerca y el perno y su cabeza; se tiene entonces una considerable resistencia al deslizamiento en la superficie de contacto. Esta resistencia es igual a la fuerza al apretar multiplicada por el coeficiente de fricción.

El propósito de una fuerza de tensión tan es el de alcanzar la fuerza de apriete ilustrada en la figura 28 Se dice que tales pernos están plenamente tensionados.



(a) Sin Cargas externas



(b) Carga externa aplicada

Figura 28 Fuerza de Apriete

Cuando una tuerca gira y avanza a lo largo de las roscas de un perno, las partes conectadas sufren compresión y el perno se alarga. Los diagramas de cuerpo libre en las figuras 28(a) muestran que la fuerza total de compresión que actúa sobre la parte conectada es numéricamente igual a la tensión en el perno. Si se aplica una fuerza P externa, se desarrolla una fuerza de fricción entre las partes conectadas. El valor máximo posible de esta fuerza es:

$$F = \mu N \qquad \text{[Ec 3.5]}$$

Donde μ es el coeficiente de fricción estática entre las partes conectadas y N es la fuerza normal de compresión que actúa sobre las superficies internas. El valor de μ depende de la condición de la superficie del acero, por ejemplo, si está pintada u oxidada. Cada perno en la conexión es, entonces, capaz de resistir una carga $P = F$, aún si el vástago del perno no se apoya sobre la parte conectada. En tanto que esta fuerza de fricción no se exceda, no habrá aplastamiento o cortante. Si P es mayor que F y se presenta el deslizamiento, se tendrá entonces a la fuerza cortante y al aplastamiento que afectarán a la capacidad de la conexión.

3.4.2 Conexiones tipo aplastamiento.

La capacidad resistente de los pernos solicitados a corte por aplastamiento con cargas mayores de tracción y corte combinadas será:

$$\phi_1 F_t A_b n \geq T_u \quad [\text{Ec. 3.6}]$$

F_t es el esfuerzo normal a tracción calculado con las ecuaciones de la Tabla 15 donde f_v es el esfuerzo de corte en los conectores debido a las cargas mayoradas, debiéndose cumplir en todos los casos:

$$f_v = \frac{V_u}{n A_b} \leq \phi F_v \quad [\text{Ec. 3.7}]$$

Tabla 15 Esfuerzos límites a tracción F_t para los conectores en conexiones tipo aplastamiento

Descripción de los pernos	Roscas incluidas en el plano de corte	Rocas excluidas del plano de corte
Pernos A 307		59 - 1.9 $F_v \leq 45$
Pernos A 325	117 - 1.9 $F_v \leq 90$	117 - 1.5 $F_v \leq 90$
Pernos A 490	147 - 1.9 $F_v \leq 113$	147 - 1.5 $F_v \leq 113$
Pernos A 449 diámetros mayores a 1 1/2 in	0.98 F_u - 1.9 $F_v \leq 0.75F_u$	0.98 F_u - 1.5 $F_v \leq 0.75F_u$
Remaches A 502 Gr 1.		59 - 1.8 $F_v \leq 45$
Remaches A 502 Gr 2.		78 - 1.8 $F_v \leq 60$

Fuente: Código_LRFD_Tabla_J3.5

La combinación de tracción y corte produce una superposición de cizallamiento en el vástago del perno y un estiramiento por las caras axiales,

sumadas a las debidas al efecto de palanca, que tratan de arrancar la cabeza del conector.

En los pernos, la acción combinada del corte y la tracción se trata en forma separada en los casos analizados de deslizamiento crítico y de corte por aplastamiento. Esto se debe a que en las conexiones tipo deslizamiento crítico, la tracción aplicada reduce la resistencia al corrimiento relativo entre las placas, lo cual facilita que las tuercas se aflojen. Este efecto resulta especialmente peligroso en miembros solicitados a fatiga. Por otro lado, en las conexiones tipo aplastamiento bajo la acción combinada mencionada, se evidencia una distorsión en el vástago que disminuye su capacidad de resistir cargas adicionales de tracción.

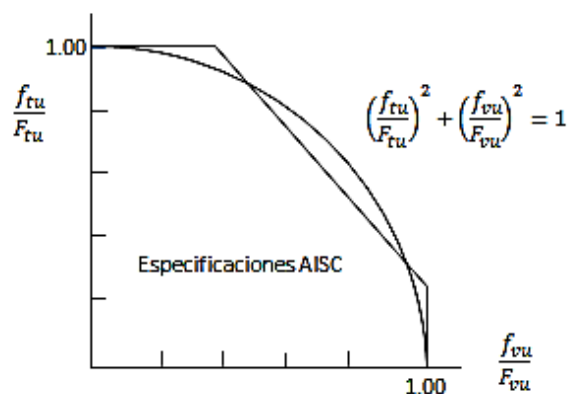


Figura 29 Curva de intersección para esfuerzos combinados.

Las conexiones sometidas a corte y momento, dan lugar en los pernos a esfuerzos de corte y tracción en las áreas donde el diagrama de flexión está traccionado, y a esfuerzos de corte únicamente en la zona de compresión. Las fuerzas de corte se suponen uniformemente resistidas por todos los

conectores, mientras que las de tracción por flexión varían según su distancia al eje neutro, siendo máximas en las hileras más alejadas.

En las conexiones que soportan fuerzas excéntricas no coplanares, se producen solicitaciones de corte y momentos, y los conectores deben resistir esfuerzos combinados de corte y fuerzas axiales de tracción. Las fuerzas de corte se suponen uniformemente resistidas por todos los pernos pero los esfuerzos de tracción varían con la distancia al eje neutro, siendo máximos en las hileras más alejadas.

Manteniendo los esfuerzos resultantes dentro de los límites admisibles, se desprecia la tracción inicial en los pernos para simplificar el diseño con la certeza de exceder la resistencia de los mismos.

Si una unión emperrada de dos ángulos transmite un momento flector M al ala del perfil de una columna, como se muestra en la figura 30, la distribución de los esfuerzos de flexión se indica en el esquema d). Por encima del eje neutro, los conectores soportan tracción y los ángulos tienden a separarse del ala de la columna, mientras que por debajo del eje neutro la compresión es resistida sólo por el contacto entre los ángulos y el ala de la columna, sin la colaboración de los conectores.

El ancho efectivo del área de compresión es: $b' = 2b$

Y la ubicación del eje neutro se puede determinar en forma directa, tomando en consideración las áreas de los conectores en la altura traccionada, y el área completa de apoyo en la parte comprimida ver figura 29.

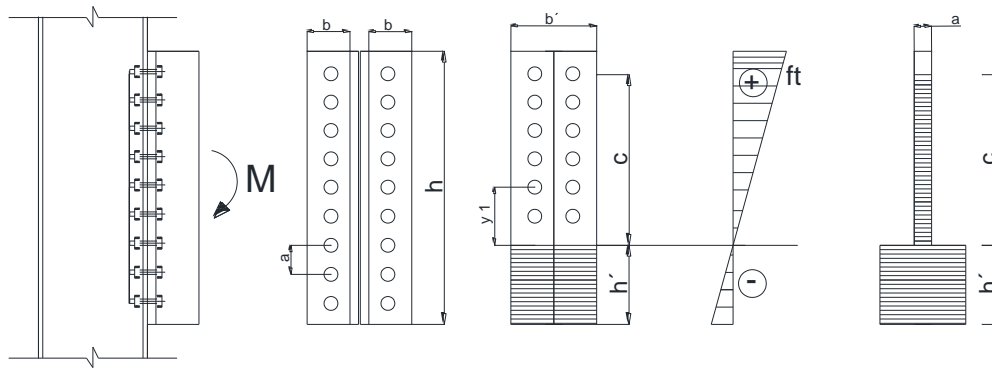


Figura 30 Eje Neutro

Para ubicar el eje neutro se debe cumplir:

$$\sum A_b Y_1 = b' h' \frac{h'}{2} \quad [\text{Ec. 3.8}]$$

Una vez hallado el eje neutro, el esfuerzo máximo f_t se obtiene:

$$f_t = \frac{M c}{I} \quad [\text{Ec. 3.9}]$$

c es la distancia del eje neutro a la hilera de pernos más alejada en tracción
e I es el momento de inercia con respecto al eje neutro

$$I = \frac{b' h'^3}{3} + \sum A_b Y_1^2 \quad [\text{Ec. 3.10}]$$

A_b es el área de cada perno, Y_1 su distancia al eje neutro. Una solución aproximada pero directa se obtiene mediante la sección equivalente mostrada en el esquema de la figura 30., sustituyendo las áreas de los conectores por un rectángulo equivalente de ancho a :

$$a = \frac{A_b}{s} n \quad \text{[Ec. 3.11]}$$

Donde s es el paso o espaciamiento entre conectores según el eje longitudinal y n el número de filas. Los valores de A_b y ($s = 3d$) son conocidos.

En este caso, el eje neutro se obtiene de la relación:

$$\frac{a c^2}{2} = \frac{b' h'^2}{2} \quad \text{[Ec. 3.12]}$$

Esta relación también puede expresarse como:

$$\frac{h'}{c} = \sqrt{\frac{a}{b'}} \quad \text{[Ec. 3.13]}$$

En la mayoría de los problemas usuales la relación (h'/c) varía entre $1/4$ y $1/8$, y como promedio se adopta $1/6$. Por lo tanto, al eje neutro se localiza a una altura de aproximadamente $1/6$ desde el borde comprimido de la conexión y se debe cumplir:

$$f_t = \frac{M c}{I} \leq F_t \quad \text{[Ec. 3.14]}$$

Donde

$$I = \frac{a c^3}{3} + \frac{b' h'^3}{3} \quad \text{[Ec. 3.15]}$$

El esfuerzo máximo de tracción permite obtener la fuerza máxima T en la hilera superior de los pernos. En cada perno de esa hilera resulta:

$$T = f_t A_b \quad \text{[Ec. 3.16]}$$

Estos criterios son válidos para solicitarlos combinados de corte y tracción tanto para diseño con cargas de servicio para conexiones tipo deslizamiento crítico como con cargas factorizadas para conexiones tipo aplastamiento.

3.5 MODOS DE FALLA

El montaje de estructuras de acero por medio de pernos, es un proceso que además de ser muy rápido requiere mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con remaches o con soldadura. Aunque el costo de adquisición de un perno de alta resistencia es varias veces mayor que el de un remache, el costo total de la construcción empernada, es menor que el de la construcción remachada, debido a los menores costos por mano de obra y equipo y al menor número de pernos requeridos para resistir las mismas cargas.

En las conexiones por cortante existen dos amplias categorías de fallas:
la falla del sujetador y la de las partes conectadas.

3.5.1 Falla Del Sujetador

Considerando la conexión traslapada de la figura 31a, puede suponerse que la falla del sujetador ocurre como se muestra. El esfuerzo cortante promedio en este esfuerzo será

$$f_v = \frac{P}{A} = \frac{P}{\frac{\pi d^2}{4}} \quad [\text{Ec. 3.16}]$$

Donde P es la carga que actúa sobre un sujetador y d es su diámetro.

La carga puede entonces escribirse como

$$P = f_v * A \quad [\text{Ec. 3.17}]$$

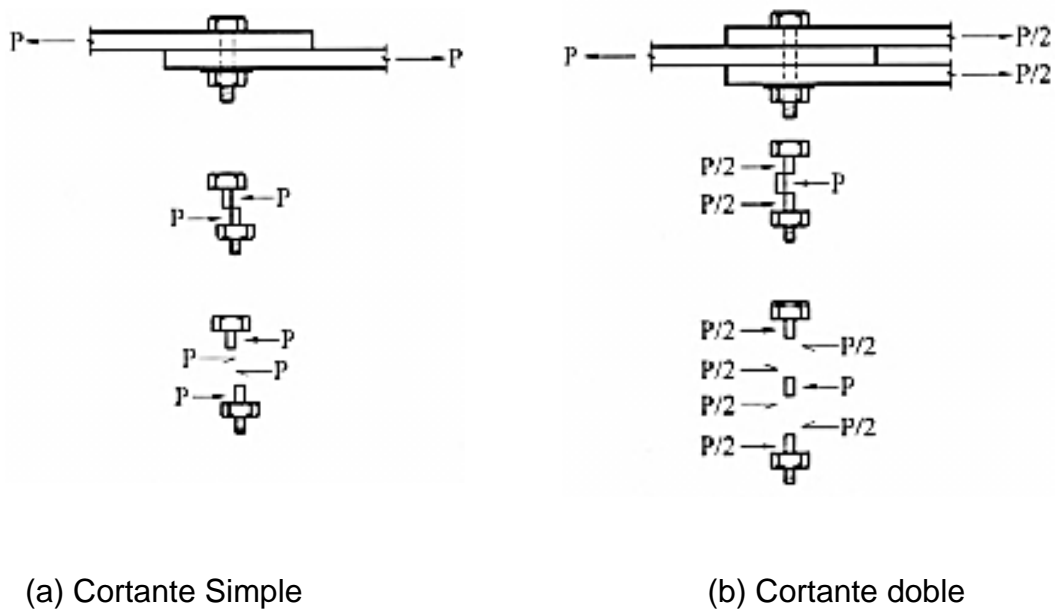


Figura 31 Conexión Traslapada

Aunque la carga en este caso no es perfectamente concéntrica, la excentricidad es pequeña y puede despreciarse. La conexión de la figura 31(b) es similar, pero un análisis de los diagramas de cuerpo libre de porciones del vástago del sujetador, muestra que cada área transversal está sometida a la mitad de la carga total, o equivalente; dos secciones transversales son efectivas para resistir la carga total. En cualquier caso la carga es $P = 2 f_v * A$ y esta condición se le llama cortante doble. La carga en el perno, en la conexión de la figura a, con solo un plano de corte, se le conoce como cortante simple. La adición de material al espesor de la conexión, incrementará el número de los planos de corte y reducirá la carga sobre cada plano. Sin embargo, eso también incrementará la longitud del sujetador y podría someterlo a flexión.

3.5.2 FALLA DE LAS PARTES CONECTADAS

Otros modos de falla en las conexiones de cortante, implica la falla de las partes conectadas y caen en dos categorías generales:

- 1. Falla que resulta de la tensión, cortante o flexión excesivas en las partes conectadas.**

Cuando se conecta un miembro en tensión, las tensiones en el área total y en el área neta efectiva deben investigarse. Al depender de la configuración de la conexión, el bloque de cortante también tendría que ser considerado. El bloque de cortante también debe examinarse en las

conexiones de viga a columna en las que el patín superior de la viga está despatinado. Al depender de los tipos de conexión y carga, los elementos de la conexión como placas de nudo y ángulos pueden requerir de un análisis por cortante, tensión, flexión o bloque de cortante. El diseño de una conexión de un miembro en tensión se hace, por lo regular, en paralelo con el diseño del miembro mismo, ya que los dos procesos son interdependientes.

2. Falla en la parte conectada debido al aplastamiento ejercido por los sujetadores.

Si el agujero es ligeramente más grande que el sujetador y este se supone colocado sueltamente en el agujero, el contacto entre el sujetador y la parte conectada existirá sobre aproximadamente, la mitad de la circunferencia del sujetador cuando se aplique una carga. Esta condición se ilustra en la figura 32. El esfuerzo variará desde un máximo en A a cero en B; por simplicidad, se emplea un esfuerzo promedio, calculado como la fuerza aplicada dividida entre el área proyectada de contacto.

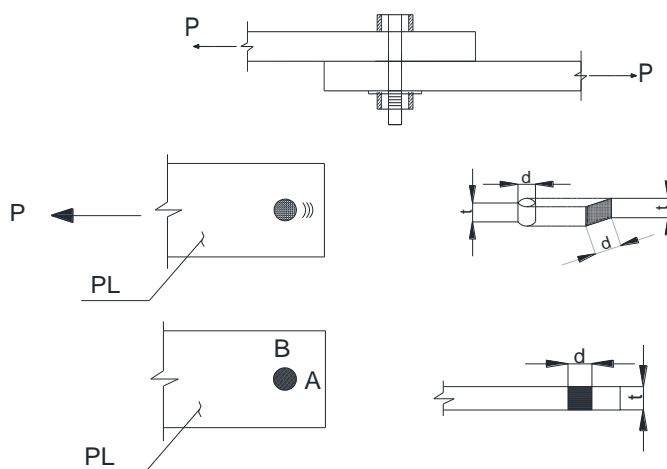


Figura 32 Conexión emperrada agujero ligeramente más grande que el perno

El esfuerzo de aplastamiento se calcula, entonces, como $f_p = \frac{P}{dt}$, donde P es la fuerza aplicada al sujetador, d es el diámetro del sujetador y t es el espesor de la parte sometida al aplastamiento.

La carga de aplastamiento es, por lo tanto, $P = f_p d t$.

El problema de aplastamiento puede complicarse por la presencia de un perno cercano a la proximidad de un borde en la dirección de la carga, como se muestra en la figura 33. La separación entre los pernos y las distancias de los bordes tendrá un efecto sobre la resistencia por aplastamiento.

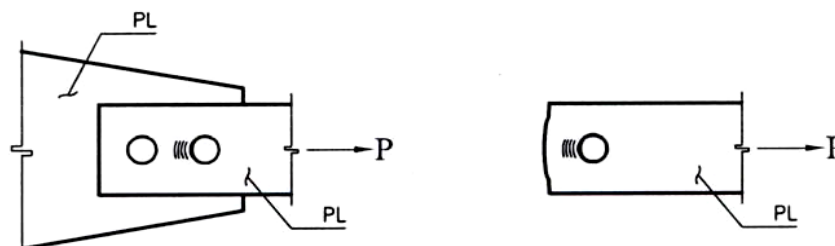


Figura 33 Separación entre pernos

3.6 RESISTENCIA POR APLASTAMIENTO

La resistencia por aplastamiento es independiente del tipo de sujetador, porque el esfuerzo en consideración es sobre la parte conectada y no sobre el sujetador. Por esta razón, la resistencia por aplastamiento, será considerada antes que la resistencia por cortante y tensión de los pernos.

La resistencia por aplastamiento deberá ser revisada para ambos tipos de conexiones por aplastamiento y por deslizamiento crítico. El uso de agujeros sobredimensionados, alargados cortos y alargados largos que sean paralelos a la línea de fuerza, estarán restringidos en las conexiones a deslizamiento crítico por la Sección J3.2 del AISC.

Resistencia por aplastamiento de los agujeros de pernos es ϕR_n donde:

$$\phi = 0.75$$

Y R_n es la resistencia nominal al aplastamiento determinada como sigue:

- a) Para un perno en una conexión hecha con agujeros estándar, agujeros alargados cortos y largos independientes de la dirección de la carga, o con un agujero alargado largo que tenga la ranura paralela a la dirección de la fuerza de aplastamiento:

Cuando la deformación en el agujero del perno es causada por la carga de servicio y es una consideración de diseño:

$$R_n = 1.2 L_c t F_u \leq 2.4 d t F_u \quad \text{[Ec 3.18 o LRFD J3-2a]}$$

Cuando la deformación en el agujero del perno es causada por la carga de servicio y no es una consideración de diseño:

$$Rn = 1.5 L_c t F_u \leq 3.0 d t F_u \quad [\text{Ec 3.19 o LRFD J3-2b}]$$

- b) Para un perno en una conexión hecha con agujeros alargados largos que tengan la ranura perpendicular a la dirección de la fuerza:

$$Rn = 1.0 L_c t F_u \leq 2.0 d t F_u \quad [\text{Ec 3.20 o LRFD J3-2c}]$$

Donde:

R_n = Resistencia nominal de aplastamiento del material conectado (kg)

F_u = Resistencia de tensión mínima especificada en la parte crítica (kg/cm²)

L_c = Distancia libre en la dirección de la fuerza, entre el borde del agujero y el borde del agujero adyacente o del borde del material (cm)

d = Diámetro del perno (cm)

t = Espesor del material conectado (cm)

En las conexiones, la resistencia por aplastamiento deberá ser tomada como la sumatoria de las resistencias por aplastamiento de los pernos individuales.

Para prevenir un alargamiento excesivo del agujero, se fija un límite superior a la carga de aplastamiento dada por las ecuaciones 3.18, 3.19 y 3.20., proporcional al esfuerzo de fractura multiplicado por el área proyectada de aplastamiento, o

$$R_n = C \times F_u \times \text{área de aplastamiento}$$

Donde:

C = Una constante

d = Diámetro del perno

t = Espesor de la parte conectada

Si la deformación es de cuidado, como usualmente lo es, C se iguala a 2.4. Si la deformación no es de importancia, la constante C puede igualarse a 3.0. En esta tesis consideramos que la deformación es de diseño. La resistencia por aplastamiento para un solo perno se calculará con la ecuación 3.18.

La ecuación 3.18 es válida para los agujeros estándar, extragrandes, ovalados cortos y ovalados largos con la ranura paralela a la carga.

La figura 34 ilustra la distancia L_c . Al calcular la resistencia por aplastamiento de un perno, considere la distancia de ese perno al perno adyacente o borde en la dirección de la carga de aplastamiento sobre la parte conectada. Para el caso mostrado, la cara de aplastamiento esta sobre el lado izquierdo de cada agujero. La resistencia para el perno 1 se calcula entonces con L_c medida al borde del perno 2 y la resistencia del perno 2 se calcula con L_c , medida al borde de la parte conectada.

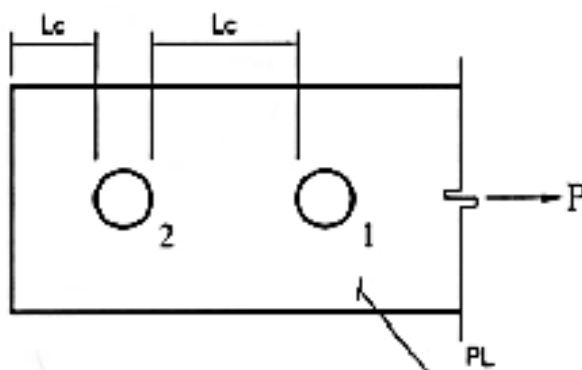


Figura 34 Distancia al borde y entre pernos

Al calcular la distancia L_c , se utilizará el diámetro real del agujero y no agregar el 1.6 mm (1/16 plg.) como lo requiere la sección B.2 del AISC para calcular el área neta de un miembro en tensión. En otras palabras, usar un diámetro de agujero de $d + 1.6\text{mm}$ ($d + 1/16\text{plg}$), y no $d + 30\text{mm}$ ($d + 1/8\text{plg}$). Si h denota el diámetro del agujero, entonces

$$h = d + 1.6 \text{ mm} \quad (h = d + \frac{1}{16} \text{ plg}) \quad \text{[Ec. 3.21]}$$

El cálculo de la resistencia por aplastamiento, a partir de la ecuación 2.3, puede simplificarse en algo con la forma siguiente. El Límite superior será efectivo cuando

$$1.2 L_c t F_u = 2.4d t F_u$$

O bien

$$L_c = 2d$$

Esta relación se utiliza para determinar cuándo gobierna el límite superior de $2.4d_t F_u$:

$$\text{Si } L_c \leq 2d, \quad \text{usar } R_n = 1.2 L_c t F_u \quad \text{[Ec 3.22]}$$

$$\text{Si } L_c > 2d, \quad \text{usar } R_n = 2.4d t F_u \quad \text{[Ec 3.23]}$$

3.7 CONEXIONES TIPO FRICCIÓN Y APLASTAMIENTO

Cuando los pernos de alta resistencia se tensan por completo, las partes conectadas quedan abrazadas fuertemente entre sí; se tiene entonces una considerable resistencia al deslizamiento en la superficie de contacto. Esta resistencia es igual a la fuerza al apretar multiplicada por el coeficiente de fricción.

Si la fuerza cortante es menor que la resistencia permisible por fricción, la conexión se denomina tipo fricción. Si al carga excede a la resistencia por fricción, habrá un deslizamiento entre los miembros con un posible degollamiento de los pernos y al mismo tiempo las partes conectadas empujarán sobre los pernos como se muestra en la figura 34.

Las superficies de la conexión, incluidas las adyacentes a las roldanas, deben estar libres de escamas, polvo, rebabas y otros defectos que puedan impedir un contacto pleno entre las partes. Es necesario que las superficies de las partes conectadas tengan pendientes no mayores a 1:20 con respecto

a las cabezas y tuercas de los pernos a menos que se usen roldanas biseladas. En conexiones tipo fricción las superficies de contacto también deben estar libres de aceite, pintura y lacas, (En realidad, la pintura puede usarse si se demuestra por medio de pruebas que es satisfactoria.)

Si las superficies de contacto están galvanizadas, el factor de deslizamiento se reducirá a casi la mitad del valor correspondiente a las superficies limpias de costras de laminación. El factor de deslizamiento puede mejorarse bastante si las superficies se sujetan a un cepillado manual o a un sopleado con arena. Sin embargo, estos tratamientos no incrementan la resistencia al deslizamiento frente a cargas permanentes donde aparentemente se manifiesta un comportamiento de escurrimiento plástico.

Las especificaciones AASHTO permiten la galvanización si las superficies así tratadas se rayan con cepillos de alambre o se someten a un sopleado con arena después de la galvanización y antes del montaje.

Las especificaciones ASTM permiten la galvanización de los pernos A325, pero no la de los A490. Existe el peligro de que este acero de alta resistencia se vuelva frágil por la posibilidad de que le penetre hidrógeno durante el proceso de galvanización.

Si se logran condiciones especiales en la superficie de contacto (superficies sopleadas o superficies sopleadas y después recubiertas

con capas especiales resistentes al deslizamiento) para aumentar la resistencia al deslizamiento, el proyecto puede incrementar los valores usados aquí hasta alcanzar los dados por el Research Council on Structural Joints, (Consejo de investigación de conexiones estructurales) en la parte 6 del manual LRF.

3.7.1 CONEXIONES MIXTAS

En ocasiones los pernos pueden usarse en combinación con soldadura y otras veces en combinación con remaches (como cuando se añaden a viejas conexiones remachadas para permitir recibir mayores cargas). Las especificaciones LRFD contienen algunas reglas específicas para estas situaciones.

Pernos en combinación con soldadura

Para construcciones nuevas no se usan pernos ordinarios A307 ni los de alta resistencia, en conexiones tipo aplastamiento, para compartir la carga con soldadura. (Antes de que la resistencia última de la conexión se alcance, los pernos se deslizarán y la soldadura tendrá que tomar una proporción mayor de la carga; la proporción exacta es difícil determinar.) En tales circunstancias la soldadura tendrá que diseñarse para resistir la carga total.

Si los pernos se diseñan para conexiones tipo fricción, se permite que comparta la carga con la soldadura. Para tales situaciones, el contenido J1.9 de LRFD establece que se necesita apretar totalmente los pernos antes de hacer cualquier soldadura. Si se hace primero la soldadura, el calor de éstas puede distorsionar la conexión de modo que no se obtenga la resistencia al deslizamiento crítico deseada en los pernos. Si éstos se colocan y se aprietan totalmente antes de hacer las soldaduras, el calor de la soldadura no cambiará las propiedades mecánicas de los pernos. Para tal caso se

puede suponer que los pernos de deslizamiento crítico y las soldaduras comparten la carga.

Si estamos haciendo alteraciones en una estructura existente que está conectada con pernos de aplastamiento o apretados sin holgura o bien con remaches, podemos suponer que cualquier deslizamiento que vaya a ocurrir, ya ha tenido lugar. Entonces, si estamos usando la soldadura en la alteración, diseñaremos esas soldaduras despreciando la fuerza que se producen por la carga muerta existente.

3.7.2 TRANSMISIÓN DE CARGA Y TIPOS DE CONEXIONES

A continuación veremos algunos de los tipos de conexiones empernadas sujetas a fuerza axial (cargas que pasan por el centro de gravedad del grupo de conectores). Para cada uno de esos tipos se analizan los métodos de transmisión de la carga.

En la parte a) de la figura 35 Se supone que las placas están conectadas con un grupo de pernos apretados sin holgura. En otras palabras, los pernos no están lo suficientemente apretados como para oprimir fuertemente las placas. Si se supone que hay poca fricción entre las placas, éstas se deslizarán un poco debido a las cargas aplicadas que se muestran. En consecuencia, las cargas en las placas tenderán a degollar los conectores en el plano entre las placas y a apoyarse a los lados de los pernos como se muestra en la figura.

Los conectores se encuentran entonces a *corte simple y aplastamiento*.

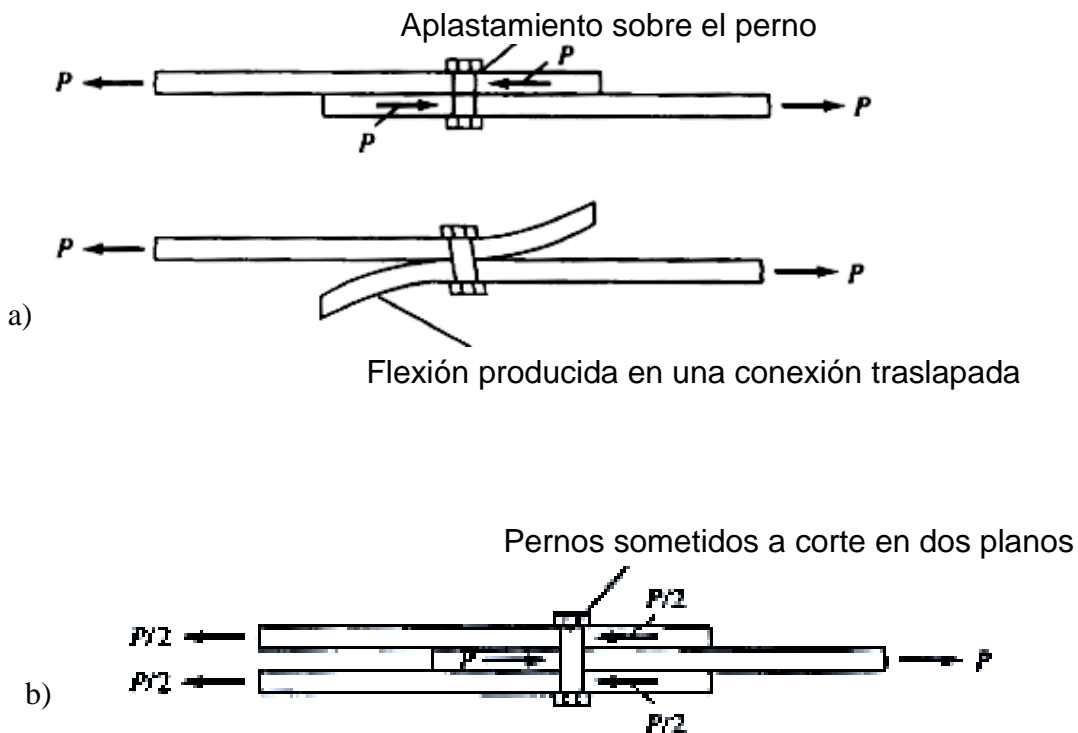


Figura 35 a) Conexión traslapada b) Conexión a tope

Estos deben tener suficiente resistencia para soportar esas fuerzas satisfactoriamente y los miembros que forman la conexión ser lo bastante fuertes para prevenir su desgarramiento por los conectores.

Los pernos de alta resistencia tensados forman una clase aparte. Si se usan los métodos para apretar descritos previamente se obtiene una tensión confiable en los pernos que dan como resultado grandes fuerzas al apretar y una gran resistencia confiable por fricción al deslizamiento. A menos que las cargas por transmitirse sean mayores que la resistencia por fricción, las fuerzas totales se resisten por fricción y los pernos no quedan sometidos ni a corte ni a aplastamiento. Si la carga excede a la resistencia por fricción

habrá un deslizamiento, quedando los pernos sometidos a corte y aplastamiento.

Conexión traslapada

La conexión en la parte a) de la figura 35 se denomina *conexión traslapada*. Este tipo de conexión tiene el inconveniente de que el eje de gravedad de la fuerza en un miembro no es colineal con el eje de gravedad de la fuerza en el otro miembro. Se presenta un par que causa una flexión que no es de desearse en la conexión como se muestra en la figura. Por esta razón, la conexión traslapada, que se usa sólo para conexiones menores, debe diseñarse con dos conectores por lo menos en cada línea paralela a la longitud del miembro para minimizar la posibilidad de una falla por flexión.

Conexión a tope

Una conexión a tope se forma cuando se conectan tres miembros como se muestra en la figura 35 b). Si la resistencia al deslizamiento entre los miembros es insignificante, los miembros se deslizarán un poco y tendrán a degollar simultáneamente a los pernos en los dos planos de contacto. Los miembros se apoyan sobre los pernos y se dice que éstos se encuentran sometidos a cortante doble y aplastamiento. La conexión a tope tiene dos ventajas principales sobre la conexión traslapada; estas son:

1. Los miembros están colocados en forma tal que la fuerza cortante P se divide en dos partes, por esto la fuerza en cada plano es sólo la mitad que la que se tendría en un solo plano en la conexión traslapada. Desde el punto de vista cortante la capacidad de carga de un grupo de pernos en cortante doble es teóricamente el doble que la del mismo número de pernos en cortante simple.
2. Se obtiene condiciones de carga más simétrica. (La conexión a tope proporciona una condición de simetría si los miembros externos son del mismo espesor y resisten las mismas fuerzas. El resultado es una reducción o eliminación de la flexión descrita para la conexión traslapada).

Conexiones de plano doble

En este tipo de conexiones los pernos están sujetos a cortante simple y aplastamiento pero el momento flexionante no se presenta; en la figura 36 a) se muestra un colgante con este tipo de conexión en la que los pernos están sujetos a cortante simple en dos planos diferentes.

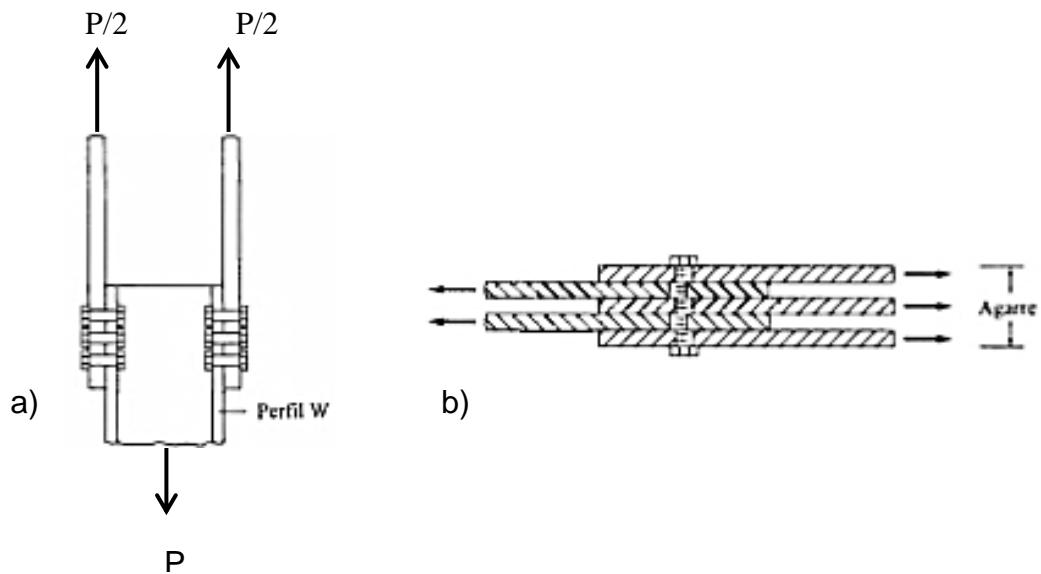


Figura 36 a) Conexión de un colgante.
b) Pernos en cortante múltiple

Varios

En general las conexiones emperradas constan de conexiones a tope o traslapadas o alguna combinación de estas, pero existen también otros casos. Por ejemplo, se tienen ocasionalmente conexiones con más de tres miembros y los pernos quedan sometidos a cortante múltiple como se ve en la figura 36 b). En esta figura se puede ver como las cargas tienden a cortar el perno en cuatro planos separados (cortante cuádruple). Aunque los pernos en esta conexión están sometidos a cortante en más de dos planos, la práctica comúnmente es considerar un cortante doble para el cálculo de la resistencia. Parece improbable que fallas de cortante puedan ocurrir simultáneamente en tres o más planos.

3.8 CONEXIONES EXCÉNTRICAS

3.8.1 Conexiones excéntricas empernadas

En una conexión excéntrica la resultante de las cargas aplicadas no pasa por el centro de gravedad de los sujetadores o las soldaduras. Si la conexión tiene un plano de simetría, el centroide del área de corte de los sujetadores o las soldaduras se usa como punto de referencia, y la distancia perpendicular de la línea de acción de la carga al centroide se llama excentricidad.

Aunque una gran mayoría de las conexiones están cargadas excéntricamente, en muchos casos la excentricidad es pequeña sin embargo, se recomienda revisar.

La conexión de la viga con ángulo que se muestra en la figura 37, es una conexión excéntrica típica. Esta conexión en forma empernada o soldada, se usa comúnmente para conectar vigas a columnas. Aunque las excentricidades en este tipo de conexión son, por lo regular, despreciables, ellas existen y se emplean aquí como ilustración. Dos conexiones diferentes están en realidad presentes: la unión de la viga a los ángulos y la unión de los ángulos a la columna. Esas conexiones ilustran las dos categorías básicas de las conexiones excéntricas: aquellas que generan solo cortante en los sujetadores y aquellas que generan cortante y tensión.

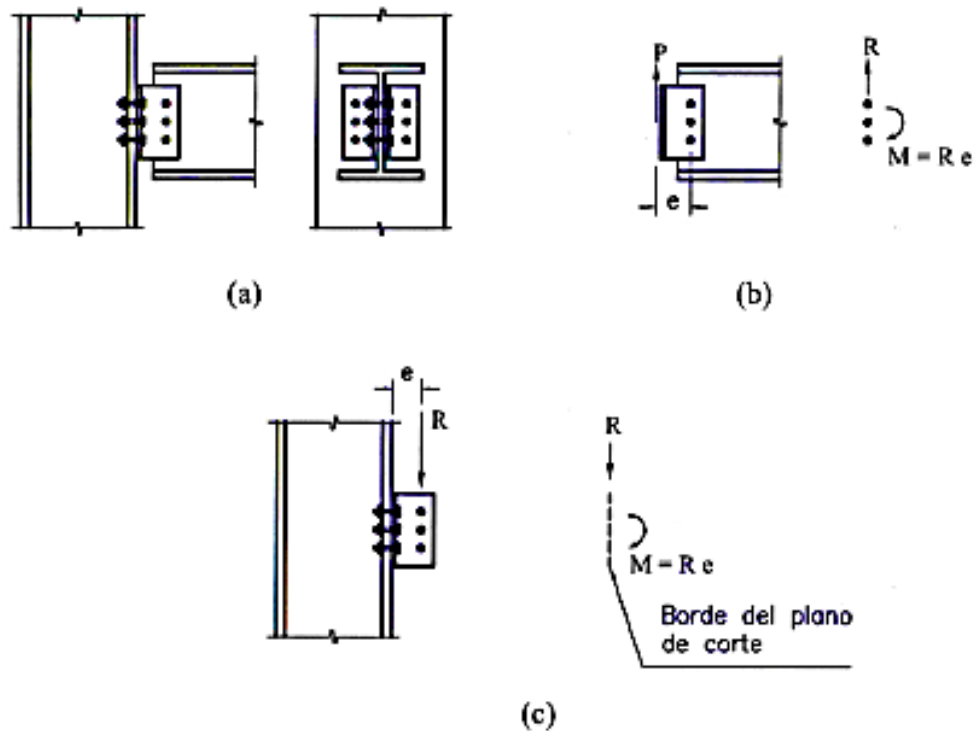


Figura 37 Conexión de una viga con ángulo

Si la viga y los ángulos se consideran por separado de la columna, como se mostró en la figura 37, es claro que la reacción R , actúa con una excentricidad e , medida desde el centroide de las áreas de los sujetadores en el alma de la viga.

Esos sujetadores quedan, entonces, sometidos a la fuerza cortante y a un par que se halla en el plano de la conexión y que genera los esfuerzos cortantes torsionantes.

Si la columna y los ángulos se aíslan de la viga, como se presentó en la figura 37(c), es claro que los sujetadores en el patín de la columna están sometidos a la reacción R que actúa con una excentricidad e desde el plano

de los sujetadores, por lo que el par tiende a tensionar la parte superior de la conexión y a comprimir la parte inferior. Los sujetadores en la parte superior de la conexión estarán, entonces, sometidos a cortante y tensión.

3.8.2 Conexiones Excéntricas Empernadas: Sólo Cortante

La conexión de la ménsula de la columna que se muestra en la figura 38 es un ejemplo de una conexión emperrada sometida a un cortante excéntrico. Existen dos enfoques para la solución de este problema: el análisis tradicional elástico y el más exacto (pero más complejo) por análisis de resistencia última. Ambos serán ilustrados.

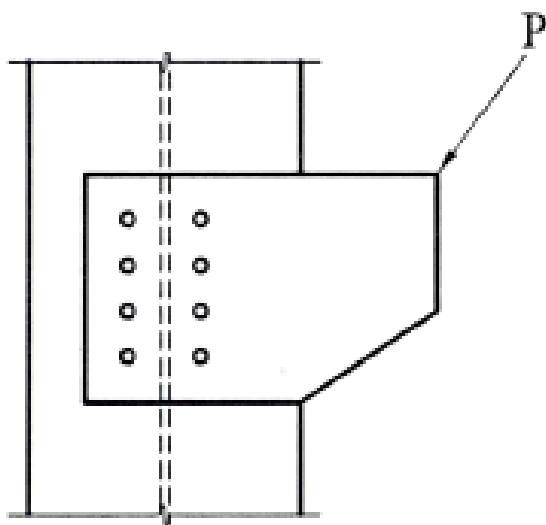


Figura 38 Conexión de una ménsula

3.8.3 Análisis Elástico

En la figura 39, las áreas de corte de los sujetadores y las cargas se muestran separadas de la columna y de la placa de la ménsula. La carga excéntrica P puede reemplazarse por la misma carga al actuar aplicada en el centroide más el par $M = P/n$, donde n es el número de sujetadores.

Las fuerzas en los sujetadores que resultan del par pueden encontrarse al considerar que los esfuerzos cortantes en los sujetadores son el resultado de la torsión de una sección transversal constituida por las áreas transversales de los sujetadores. Si se hace tal supuesto, el esfuerzo cortante en cada sujetador se encuentra con la fórmula de la torsión

$$f_v = \frac{M d}{J} \quad \text{[Ec. 3.24]}$$

Dónde:

d = distancia del centroide del área al punto donde se está calculando el esfuerzo

J = momento polar de inercia del área respecto al centroide

Y el esfuerzo F_v es perpendicular a d . Aunque la fórmula de la torsión es aplicable sólo a los cilindros circulares rectos, su uso aquí es conservador, dando esfuerzos que son algo mayores que los esfuerzos reales.

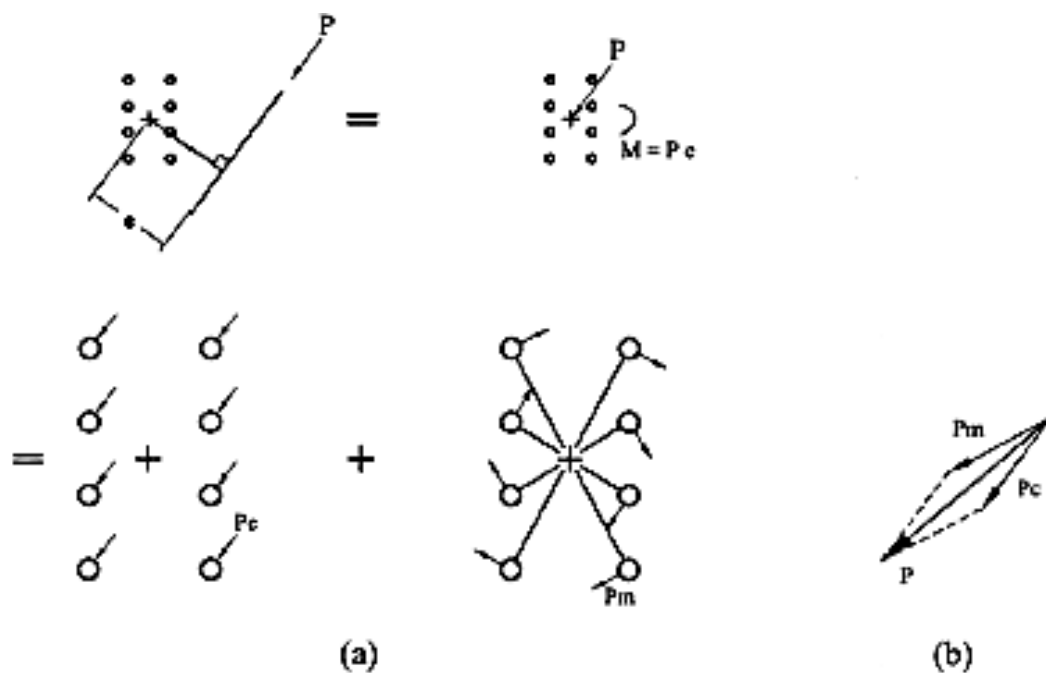


Figura 39 Carga excéntrica y área de los sujetadores

Si se emplea el teorema de los ejes paralelos y se deprecia el momento polar de inercia de cada área circular respecto a su propio centroide. J para el área total puede aproximarse como:

$$J = \Sigma A d^2 = A \Sigma d^2 \quad [\text{Ec. 3.25}]$$

Siempre que todos los sujetadores tengan la misma área. La ecuación 3.24 puede entonces escribirse como:

$$f_v = \frac{M d}{A \Sigma d^2} \quad [\text{Ec. 3.26}]$$

Y la fuerza cortante en cada sujetador causado por el par es:

$$P_m = A f_v = A \frac{M d}{A \Sigma d^2} = \frac{M d}{\Sigma d^2} \quad [\text{Ec. 3.27}]$$

Las dos componentes de fuerza cortante así determinadas pueden sumarse vectorialmente para obtener la fuerza resultante p , como se muestra en la figura 39(b), donde el sujetador inferior derecho se usa como ejemplo. Cuando se ha determinado la resultante máxima, se elige el tamaño del sujetador que resiste esta fuerza. El sujetador crítico no puede siempre encontrarse por inspección y es necesario hacer los cálculos de varias fuerzas.

Es más conveniente, en general, trabajar con los componentes rectangulares de fuerzas. Para cada sujetador, los componentes horizontal y vertical de la fuerza cortante directa resultante son:

$$P_{cx} = \frac{P_x}{n} \quad y \quad P_{cy} = \frac{P_y}{n} \quad [\text{Ec. 3.29}]$$

Donde P_x y P_y son los componentes x y y de la carga P total en la conexión, como se muestra en la figura 40. Las componentes horizontal y vertical causadas por la excentricidad pueden encontrarse como sigue. En términos de las coordenadas x y y de los centros de las áreas de los sujetadores,

$$\Sigma d^2 = \Sigma (x^2 + y^2) \quad [\text{Ec. 3.30}]$$

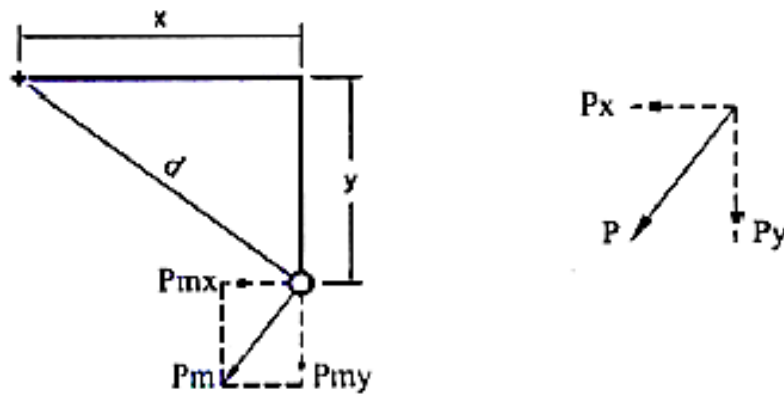


Figura 40 Componentes x y y de una carga P

Donde el origen del sistema coordenado está en el centroide del área cortante total de los sujetadores. La componente x de Pm es:

$$P_{mx} = \frac{Y}{d} P_m = \frac{Y M d}{d \Sigma d^2} = \frac{Y}{d} \frac{M d}{\Sigma(x^2+y^2)} = \frac{M y}{\Sigma(x^2+y^2)} \quad [\text{Ec. 3.31}]$$

De manera similar

$$P_{my} = \frac{M x}{\Sigma(x^2+y^2)} \quad [\text{Ec. 3.32}]$$

Y la fuerza total en el sujetador es:

$$P = \sqrt{(\Sigma P_x)^2 + (\Sigma P_y)^2} \quad [\text{Ec. 3.33}]$$

Donde:

$$\Sigma P_x = P_{cx} + P_{mx} \quad [\text{Ec. 3.34}]$$

$$\Sigma P_y = P_{cy} + P_{my} \quad [\text{Ec. 3.35}]$$

Si P , la carga aplicada a la conexión, es una carga factorizada, entonces la fuerza p sobre el sujetador es la carga factorizada por ser resistida en cortante y aplastamiento, es decir, la resistencia de diseño requerida.

3.8.4 Análisis Por Resistencia Última

El procedimiento anterior es relativamente fácil de aplicar, pero es inexacto, del lado conservador. El principal defecto en el análisis es el supuesto que implica que la relación carga deformación del sujetador es lineal y que el esfuerzo de fluencia no se excede. La evidencia experimental muestra que éste no es el caso y que los sujetadores individuales no tienen un esfuerzo bien definido de fluencia cortante. El procedimiento que describiremos aquí resuelve la resistencia última de la conexión al utilizar una relación carga-deformación no lineal que fue determinada de manera experimental para los sujetadores individuales.

El estudio experimental reportado por Crawford y Kulak (1971) usó pernos A325 de diámetro igual a $\frac{3}{4}$ pulg., tipo aplastamiento y placas de acero A36, pero los resultados pueden utilizarse con poco error para pernos A325 de tamaños diferentes y aceros de otros grados. El procedimiento da resultados conservadores cuando se emplean pernos tipo fricción (críticos al deslizamiento) y pernos A490 (AISC, 1994).

La fuerza R en un perno correspondiente a una deformación Δ es:

$$R = R_{ult}(1 - e^{-\mu\Delta})^\lambda \quad [\text{Ec. 2.36}]$$

$$R = 33595(1 - e^{-10\Delta})^{0.55} \quad [\text{Ec. 3.37}]$$

Donde:

R_{ult} = fuerza cortante en la falla del perno = 33595 kg

e = base de los logaritmos naturales

μ = un coeficiente de regresión = 10

λ = un coeficiente de regresión = 0.55

La resistencia última de la conexión se basa en los siguientes supuestos:

1. En la falla, el grupo de sujetadores gira alrededor de un centro instantáneo (CI).
2. La deformación de cada sujetador es proporcional a su distancia al CI y actúa perpendicularmente al radio de rotación.
3. La capacidad de la conexión se alcanza cuando se obtiene la resistencia última del sujetador más alejado del CI (la figura 41 muestra las fuerzas en los sujetadores como fuerzas resistentes al actuar oponiéndose a la carga aplicada).
4. Las partes conectadas permanecen rígidas.

Como consecuencia del segundo supuesto, la deformación de un sujetador individual es:

$$\Delta = \frac{r}{r_{\text{máx}}} \Delta_{\text{máx}} = \frac{r}{r_{\text{máx}}} \quad (0.34) \quad [\text{Ec. 3.38}]$$

Donde:

r = distancia del CI al sujetador

$r_{\text{máx}}$ = distancia al sujetador más alejado

$\Delta_{\text{máx}}$ = deformación del sujetador más alejado bajo la carga última = 0.34
(determinada experimentalmente)

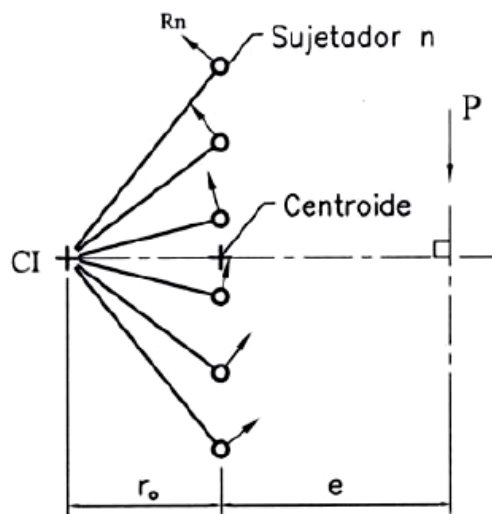


Figura 41 Fuerzas en los sujetadores

Al igual que el análisis elástico, es más conveniente trabajar con componentes rectangulares, o

$$R_y = \frac{x}{r} R \quad \text{y} \quad R_x = \frac{y}{r} R \quad [\text{Ecs. 3.39 Y 3.40}]$$

Donde x y y son las distancias horizontal y vertical del centro instantáneo al sujetador. En el instante de la falla, el equilibrio debe mantenerse y las tres ecuaciones siguientes de equilibrio serían aplicables al grupo de sujetadores (referirse a la figura 41):

$$\Sigma F_x = \Sigma_{n=1}^m (R_x)_n - P_x = 0 \quad [\text{Ec. 3.41}]$$

$$M_{IC} = P(r_0 + e) - \Sigma_{n=1}^m (r_n \times R_n) = 0 \quad [\text{Ec. 3.42}]$$

$$\Sigma F_y = \Sigma_{n=1}^m (R_y)_n - P_y = 0 \quad [\text{Ec. 3.43}]$$

Donde el subíndice n identifica a un sujetador individual y m es el número total de sujetadores. El procedimiento general es suponer la posición del centro instantáneo y luego determinar si el valor correspondiente de P satisface la ecuación de equilibrio. Si es así, esta posición es correcta y P es la capacidad de la conexión. El procedimiento específico es como sigue:

1. Suponer un valor para r_0 .
2. Despejar P de la ecuación 3.42.
3. Sustituir r_0 y P en las ecuaciones **3.41 y 3.43**.
4. Si esas ecuaciones se cumplen con un margen aceptable, el análisis está completo. De otra manera, debe seleccionarse un nuevo valor de prueba para r_0 y repetirse el proceso.

Para el caso usual de carga vertical, la ecuación 3.41 se satisface automáticamente. Por simplicidad y sin pérdida de generalidad, consideramos solo este caso. Sin embargo, aún con este supuesto, los cálculos, incluso para los problemas más triviales, son abrumadores y se requiere la ayuda de una computadora.

3.8.5 Conexiones Excéntricas Empernadas: Cortante más Tensión

En una conexión como la de la figura 42, de un ménsula formada por un muñón de T estructural, una carga excéntrica crea un par que incrementará la tensión en la fila superior de los sujetadores, y la disminuirá en la fila inferior. Si los sujetadores son pernos sin tensión inicial, los pernos superiores quedarán sometidos a la tensión y los inferiores no serán afectados.

Independientemente del tipo de sujetador, cada uno recibirá una porción igual de carga cortante.

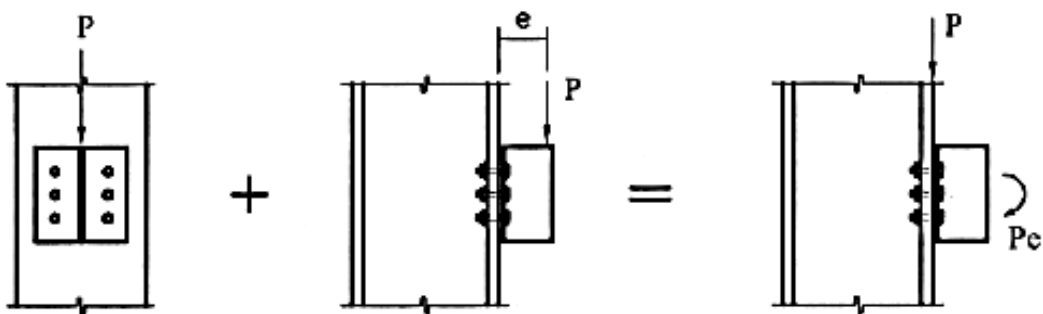


Figura 42 Ménsula formada por una T estructural

Si los sujetadores son pernos de alta resistencia pretensionados, la superficie de contacto entre el patín de la columna y el patín de la ménsula

estará uniformemente comprimida antes de que se aplique la carga externa. La presión de apoyo será igual a la tensión total de los pernos, dividida entre el área de contacto. Conforme la carga P es gradualmente aplicada, la compresión en la parte superior será aliviada y la presión en el fondo se incrementará, como se presenta en la figura 43(a). Cuando la compresión en la parte superior ha sido completamente vencida, las componentes se separarán y el par P_e será resistido por las fuerzas de tensión en los pernos y por la compresión sobre la superficie restante de contacto, como se presenta en la figura 43(b). Al acercarse la carga última, las fuerzas en los pernos se aproximarán a sus resistencias últimas de tensión.

Usaremos en este trabajo un método simplificado, conservador. Se supone que el eje neutro de la conexión pasa por el centroide de las áreas de los pernos. Los pernos arriba de este eje están sometidos a la tensión y los pernos abajo del eje se supone que se encuentran sometidos a fuerzas de compresión, como se muestra en la figura 43(c)., se supone que cada perno ha alcanzado un valor último de r_{ut} . Como hay dos pernos en cada nivel (figura 43(c)), cada fuerza se presenta como $2r_{ut}$. La resultante de las fuerzas de tensión y compresión es un par igual al momento resistente de la conexión. El momento de este par puede encontrarse al sumar los momentos de las fuerzas en los pernos respecto a cualquier eje conveniente, por ejemplo, el eje neutro. Cuando el momento resistente se iguala al momento aplicado, de la ecuación resultante puede despejarse la fuerza desconocida r_{ut} de tensión en el perno.

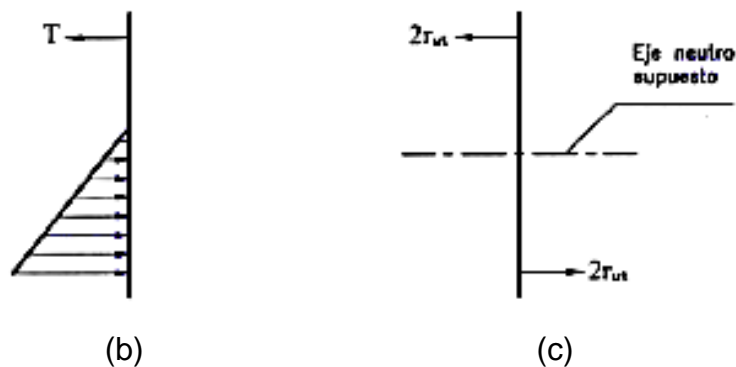
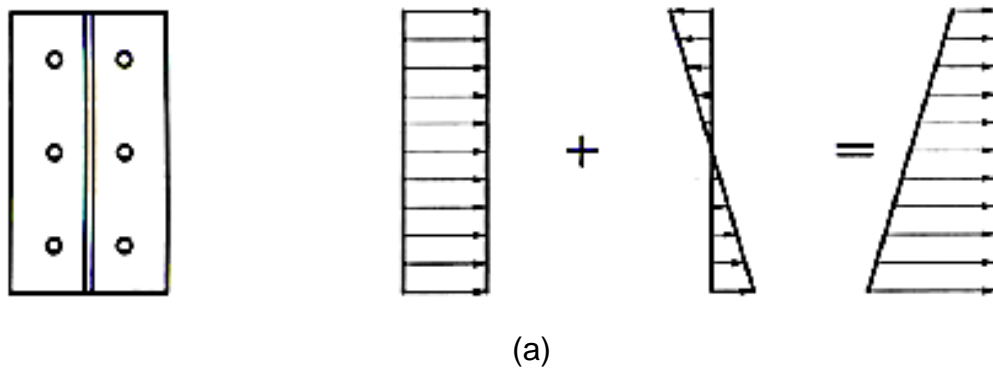


Figura 43 Diagrama de fuerzas

3.9 CONEXIONES A MOMENTO

En todas las conexiones de viga a columna y de viga a viga, hay en algún grado cierta restricción por momento, aún en las conexiones diseñadas como simples o libres de momento. Por una parte, es imposible construir una articulación perfectamente libre de fricción y la mayoría de las conexiones diseñadas para estar libre de momento, fallan en alcanzar tal condición. Por otra parte es también difícil fabricar una conexión perfectamente rígida que sea capaz de transmitir el 100% de la capacidad por momento de un miembro a otro. Aunque las conexiones de viga con ángulo o de asiento podrían parecer algo rígidas, ellas transmitirán, en realidad, muy poco momento si los ángulos de la conexión son lo

suficientemente flexibles. Como se indicó antes, la excentricidad de la carga con respecto a los pernos o a las soldaduras es muy pequeña y, por lo regular, se desprecia.

Las Especificaciones AISC definen dos clases de construcción en la Sección A2 sobre “Tipos de Construcción”.

3.9.1 Tipo FR – Totalmente restringida (estructuración rígida o continua).

Este tipo de estructura tiene conexiones resistentes a momento, capaces de transmitir cualquier momento que el miembro pueda resistir, sin rotación relativa de los miembros que se pueden unir en la conexión. Este tipo de construcción es autorizado sin restricciones. Si el marco se diseña como marco rígido, las conexiones deben diseñarse de manera correspondiente, es decir, como conexiones por momento.

3.9.2 Tipo PR – Parcialmente restringida (estructuración semirrígida).

En este tipo de construcción el marco se diseña con base en una cantidad conocida de restricción, intermedia entre simple y rígida, en cada conexión. En general, la restricción del momento será del orden de entre 20% y 90% de la capacidad por momento del miembro. La principal desventaja de este tipo de estructuración es el requisito de un análisis estructural riguroso que tome en cuenta esta restricción parcial de las

conexiones. Implícito en este requisito, está la necesidad de contar con las curvas de momento-rotación para las conexiones.

Si se desprecia la restricción parcial, las vigas pueden tratarse como simplemente apoyadas sin resistencia por momento en las conexiones. Las conexiones de vigas enmarcadas o conexiones de viga por alma y con asiento, mencionadas con anterioridad, Caen en esta clasificación. En general, las conexiones que transmiten menos del 20% de la capacidad del miembro se consideran simples.

Los soportes de vigas diseñados de esta manera se llaman a veces, conexiones por cortante, ya que solo es transmitida la reacción o la fuerza cortante de extremo.

Los marcos con conexiones de cortante deben arriostrarse en el plano del marco, porque no se tiene “acción de marco” que proporcione una estabilidad lateral. Este arriostramiento toma varias formas: miembros de arriostramiento diagonal, muros de cortante o soporte lateral de una estructura adyacente. Los momentos que resultan de las cargas laterales (usualmente por viento o sismo) también son tomados en cuenta en el diseño de las conexiones seleccionadas de viga a columna. En este enfoque, se supone que la conexión actúa como una conexión simple al resistir las cargas muertas y vivas (cargas de gravedad) y como una conexión por momento con capacidad limitada para resistir los momentos por viento. La conexión será, en realidad, una conexión parcialmente restringida independientemente de la carga. Si la viga se diseña como si

estuviera simplemente soportada, el momento máximo por carga de gravedad estará sobreestimado y la viga quedará algo sobrediseñada. Sin embargo, en muchos casos los momentos por viento serán pequeños y el sobrediseño será pequeño. Si se emplea este concepto de estructuración simple, las Especificaciones requieren que se cumplan con las siguientes condiciones:

1. Aunque las vigas (o trabes) no estén simplemente apoyadas, ellas deben ser capaces de soportar las cargas de gravedad como si ellas lo estuvieran.
2. Las conexiones y los miembros conectados (vigas y columnas) deben ser capaces de resistir los momentos por viento.
3. Las conexiones deben tener suficiente capacidad rotacional inelástica para que los sujetadores no queden sobrecargadas bajo la acción combinada de las cargas de gravedad y viento.

En la Figura 44 están ilustrados varios ejemplos de conexiones por momento que por lo regular se utilizan. Como regla general, la mayor parte del momento transmitido es a través de los patines de la viga y la mayor parte de la capacidad por momento se desarrolla ahí. La conexión en la Figura 44(a) tipifica este concepto. La placa que conecta el alma de la viga a la columna es soldada en taller a la columna y empernada en campo a la viga. Con este arreglo, la viga se mantiene de forma conveniente en posición, de manera que los patines puedan ser soldados en campo a la columna.

La conexión de placa se diseña para resistir solo cortante y ella se encarga de tomar la reacción de la viga. Las soldaduras de ranura de penetración completa conectan los patines de la viga a la columna y pueden transmitir un momento igual a la capacidad por momento de los patines de la viga. Esto constituye la mayor parte de la capacidad por momento de la viga, pero una pequeña cantidad de restricción será también proporcionada por la conexión de la placa (debido al endurecimiento por deformación, la capacidad por momento plástico total de la viga puede, en realidad, desarrollarse a través de los patines). Para hacer la conexión por patín, se requiere que una pequeña porción del alma de la viga se remueva y se use una “barra de respaldo” en cada patín para permitir que toda la soldadura se deposite desde la parte superior. Cuando las soldaduras de los patines se enfrían, ellas se contraen, típicamente 3 mm (1/8 plg). El desplazamiento longitudinal resultante puede tomarse en cuenta al emplear agujeros ovalados para los pernos y apretándolos después de que las soldaduras se han enfriado. Este tipo de conexión también utiliza atiesadores en la columna, los que no son siempre requeridos.

La conexión por momento de la Figura 44(a), también ilustra una práctica recomendada para el diseño de conexiones: siempre que sea posible, la soldadura debe hacerse en el taller de fabricación y el empernado tendrá que hacerse en campo. La soldadura de taller es menos cara y puede controlarse, de mejor manera su calidad.

En la mayoría de las conexiones por momento de viga a columna, los miembros son parte de un marco plano y se orientan como se muestra en la Figura 44(a), es decir, con las almas en el plano del marco de manera que la flexión de cada miembro es con respecto a su eje mayor. Cuando una viga debe conectarse al alma de una columna en vez de a su patín (por ejemplo, en un marco espacial) puede emplearse una conexión como la que se muestra en la Figura 44(b). Esta conexión es similar a la que se presenta en la Figura 44(a), pero requiere el uso de atiesadores de la columna para hacer las conexiones a los patines de la viga.

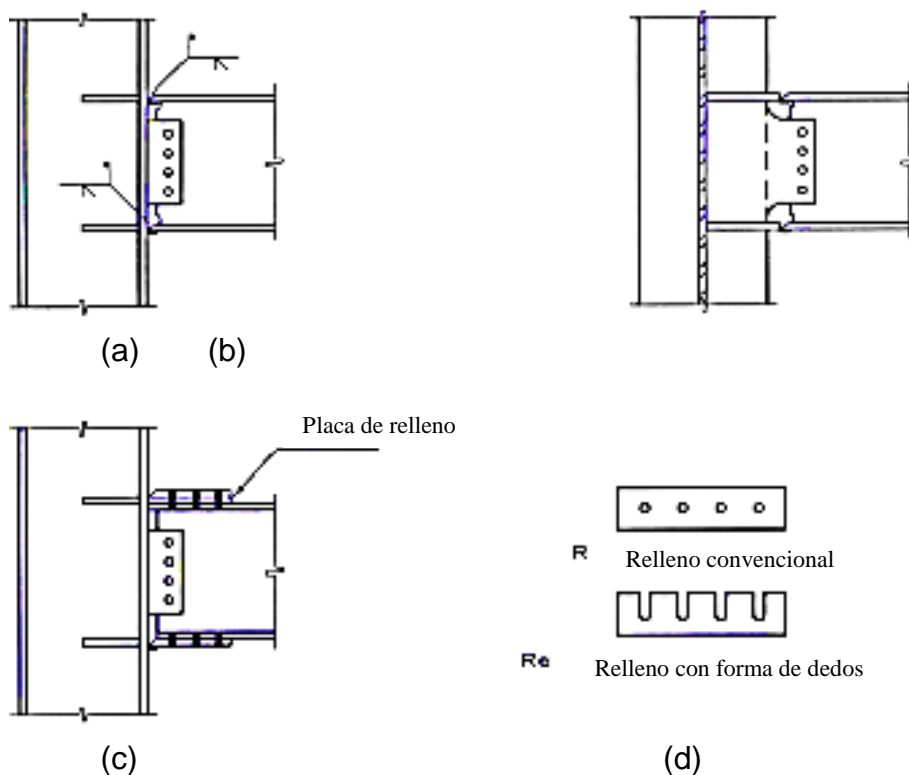


Figura 44 Conexión Viga - Columna a momento

3.9.3 ATIESADORES DE COLUMNAS Y OTROS REFUERZOS

La mayor parte del momento transmitido de la viga a la columna en una conexión rígida toma la forma de un par que consiste en las fuerzas de tensión y compresión en los patines de la viga. La aplicación de esas, relativamente, enormes grandes fuerzas concentradas puede requerir el refuerzo de la columna. Por momento negativo, como es el caso con la carga de gravedad, esas fuerzas están dirigidas como se muestra en la Figura 45, con el patín superior de la viga transmitiendo una fuerza de compresión.

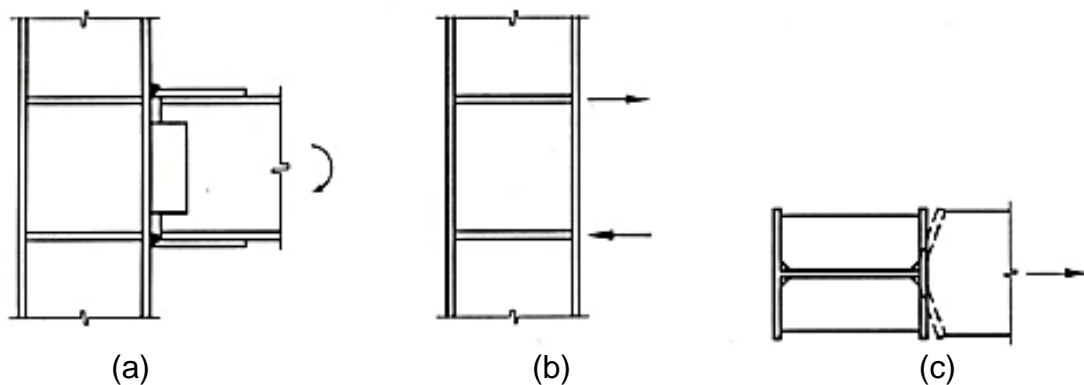


Figura 45 Conexión reforzada con atiesadores

Ambas fuerzas son transmitidas al alma de la columna; de las dos fuerzas, la de compresión resulta más crítica debido al problema de la estabilidad. La carga de tensión en la parte superior distorsiona el patín de la columna (que se presenta de forma exagerada en la Figura 45(c), al generar una carga adicional sobre la soldadura que conecta el patín de la viga al patín de la columna. Un atiesador del tipo mostrado proporciona un anclaje

al patín de la columna. Es claro que este atiesador debe soldarse al alma y al patín. Si el momento aplicado nunca cambia de sentido, el atiesador que resiste la carga de compresión (el atiesador inferior en esta figura) puede ajustarse para que quede apoyado sobre el patín sin tener que ser soldado a éste.

3.9.3.1 Requisitos de Las especificaciones AISC

Los requisitos del AISC para el refuerzo de las almas de columnas se ven en el Capítulo K sobre las “Fuerzas concentradas”. La mayor parte de estas normas se basan en los análisis teóricos que han sido modificados para ajustarse a los resultados de las pruebas. Si la carga factorizada aplicada, que es transmitida por el patín de la viga o la placa de patín, excede la resistencia de diseño ϕR_n para cualquiera de los estado límite considerados, deberán usarse atiesadores.

Para evitar la falla por **flexión local del patín de la columna**, la carga de tensión del patín de la viga no debe exceder

$$\phi R_n = \phi (6.25 t_f^2 F_{yf}) \quad [\text{Ec. 3.44 o LRFD K1-1}]$$

Donde:

$$\phi = 0.90$$

t_f = espesor del patín de la columna

F_{yf} = esfuerzo de fluencia del patín de la columna

Para el estado límite de **fluencia local del alma** en compresión,

$$\phi R_n = \phi [(5k + N) F_{yw} t_w] \quad [\text{Ec. 3.45 o LRFD K1-2}]$$

O, cuando se aplica la carga a una distancia del extremo del miembro igual al peralte de éste,

$$\phi R_n = \phi [(2.5k + N) F_{yw} t_w] \quad [\text{Ec. 3.46 o LRFD K1-3}]$$

Donde:

$$\phi = 1.00$$

k = distancia de la superficie exterior de patín de la columna a la punta del filete en el alma

N = longitud de carga aplicada = espesor del patín de la viga o placa del patín

F_{yw} = esfuerzo de fluencia del alma a la columna

t_w = espesor del alma de la columna

Para impedir el **aplastamiento del alma** cuando la carga de compresión se transmite a un solo patín, como en el caso de una columna exterior con una viga conectada por un solo lado, la carga aplicada no debe exceder la resistencia del diseño dada por una de las siguientes ecuaciones.

Cuando la carga se aplica a una distancia de por lo menos $d/2$ del extremo de la columna,

- a) Cuando la fuerza de compresión concentrada a resistir sea aplicada a una distancia a partir del extremo del miembro mayor o igual que $d/2$.

$$\phi R_n = \phi 0.80 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad [\text{Ec. 3.47 o LRFD K1-4}]$$

b) Cuando la fuerza de compresión concentrada a resistir sea aplicada a una distancia a partir del extremo del miembro menor o igual que $d/2$.

Para $\frac{N}{d} \leq 0.2$

$$\phi R_n = \phi 0.40 t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{N}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad [\text{Ec. 3.48 o LRFD K1-5a}]$$

Para $\frac{N}{d} \leq 0.2$

$$\phi R_n = \phi 0.40 t_w^2 \left[1 + \left(4 \frac{N}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{E F_{yw} t_f}{t_w}} \quad [\text{Ec 3.49 o LRFD K1-5b}]$$

Donde:

$$\phi = 0.75$$

d = peralte total de la columna

Cuando se requieran atiesadores transversales deberán estar apoyados o estar soldados al patín cargado para desarrollar la fuerza transmitida a los atiesadores. La soldadura que conecta a los atiesadores transversales con el alma deberá ser diseñada para transmitir la fuerza desequilibrada del atiesador al alma.

El **pandeo por compresión del alma** debe investigarse cuando las cargas son transmitidas a *ambos* patines de la columna. Tal condición de

carga ocurre en una columna interior con las vigas conectadas por los dos lados. La resistencia de diseño para este estado límite es,

$$\phi R_n = \phi \left[\frac{24 t_w^3 \sqrt{E F_{yw}}}{h} \right] \quad [\text{Ec. 3.50 o LRFD K1-8}]$$

Donde:

$$\phi = 0.90$$

h = longitud del alma de la columna entre las puntas de los filetes (figura 3.9.3).

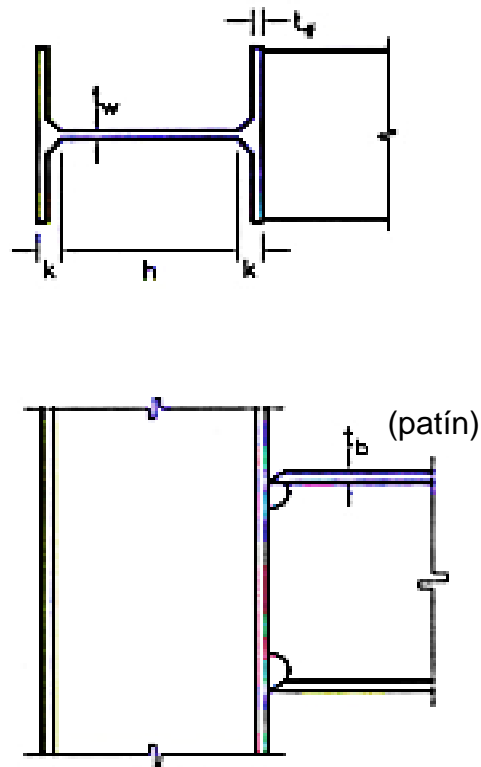


Figura 46 Longitud del alma de las columnas

Si la conexión está cerca del extremo de la columna (es decir, si la carga está aplicada dentro de una distancia $d/2$ desde el extremo), la resistencia dada por la Ecuación 3.50 del AISC debe reducirse a la mitad.

En resumen, para investigar la necesidad de atiesadores en las columnas, deben revisarse tres estados límite:

1. La flexión local del patín (Ecuación 3.44)
2. La fluencia local del alma (Ecuación 3.45 o 3.46)
3. El aplastamiento del alma o el pandeo por compresión del alma [si la carga de compresión se aplica solo a un patín, revisar el aplastamiento del alma (Ecuación 3.47-a o 3.48). Si la carga de compresión se aplica a ambos patines, revisar el pandeo por compresión del alma (Ecuación 3.50).

Si se requieren atiesadores de acuerdo con la ecuación 3.45 por fluencia local del alma, el área de la sección transversal requerida para los atiesadores puede hallarse como sigue. Suponer que la resistencia de diseño adicional se obtiene con el área A_{st} de un atiesador que ha fluido. Entonces, de la ecuación 3.45,

$$\phi R_n = \phi [(5k + N)F_{yw} t_w + A_{st} F_{yst}] \quad \text{[Ec. 3.51]}$$

Donde

F_{yst} , es el esfuerzo de fluencia del atiesador. Al igualar el lado derecho de esta ecuación a la carga aplicada, denotada por P_{bf} , y al despejar A_{st} se obtiene lo siguiente:

$$A_{st} = \frac{\frac{P_{bf}}{\phi} - (5K+N)F_{yw}t_w}{F_{yst}} \frac{P_{bf} - (5k+t_b)F_{yw}t_w}{F_{yst}} \quad [\text{Ec. 3.52}]$$

Donde $\phi = 1.0$ y t_b es el espesor del patín o de la placa de patín de la viga. La ecuación 3.52 también se usa para revisar la resistencia por fluencia local del alma de la columna. Despejar A_{st} ; si se obtiene un resultado negativo, no se necesitan atiesadores para este estado límite.

Si se requieren atiesadores debido a cualquiera de esas normas, la Sección AISC K1.9 da las siguientes directrices para su proporcionamiento:

- El ancho del atiesador más la mitad del espesor del alma de la columna debe ser igual a, por lo menos, un tercio del ancho del patín de la viga o de la placa que transmita la fuerza a la columna o, de la figura 47,

$$b + \left(\frac{t_w}{2}\right) \geq \frac{b_b}{3} \quad \text{Por lo tanto} \quad b \geq \frac{b_b}{3} - \left(\frac{t_w}{2}\right) \quad [\text{Ec. 3.53}]$$

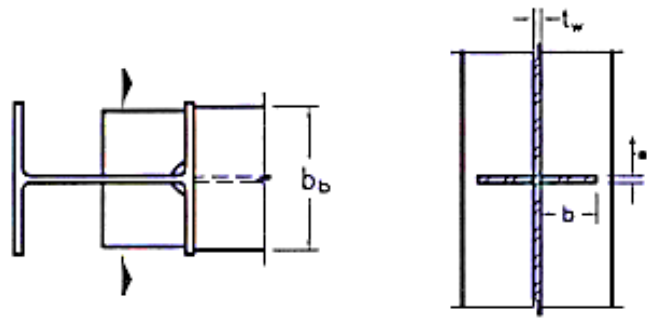


Figura 47 Espesor de atiesadores

El espesor de los atiesadores no deberá ser menor que la mitad del espesor del patín o del momento de la placa de conexión que transmite la carga concentrada y no deberá ser menor que su espesor multiplicado por,

Para el caso de pandeo por compresión se requieren de atiesadores de peralte total, pero se permiten atiesadores de medio peralte para los otros estados límite. Así, entonces, se requieren de atiesadores de peralte total sólo cuando se tienen las vigas conectadas por ambos lados de la columna.

Para cualquiera de los estados límite, la decisión de soldar el atiesador al patín debe basarse en los siguientes criterios:

- Sobre el lado de tensión, los atiesadores deben soldarse al alma y al patín.
- Sobre el lado de compresión, los atiesadores sólo tienen que apoyarse sobre el patín pero pueden soldarse a él.

3.9.3.2 Cortante en el alma de la columna

La transmisión de un gran momento a una columna puede producir grandes esfuerzos cortantes en el alma de ésta dentro de los límites de la conexión; por ejemplo, la región ABCD de la Figura 48. Esta región se llama, a veces, zona de tablero. El momento neto es importante, por lo que si las vigas están conectadas a ambos lados de la columna, la suma algebraica de los momentos es quien induce este cortante en el alma.

Si se supone que las fuerzas en los patines de la viga actúan a una distancia de $0.95 d_b$ entre sí, donde d_b es el peralte de la viga, cada fuerza puede tomarse igual a

$$H = \frac{M_1 + M_2}{0.95 d_b} \quad [\text{Ec. 3.54}]$$

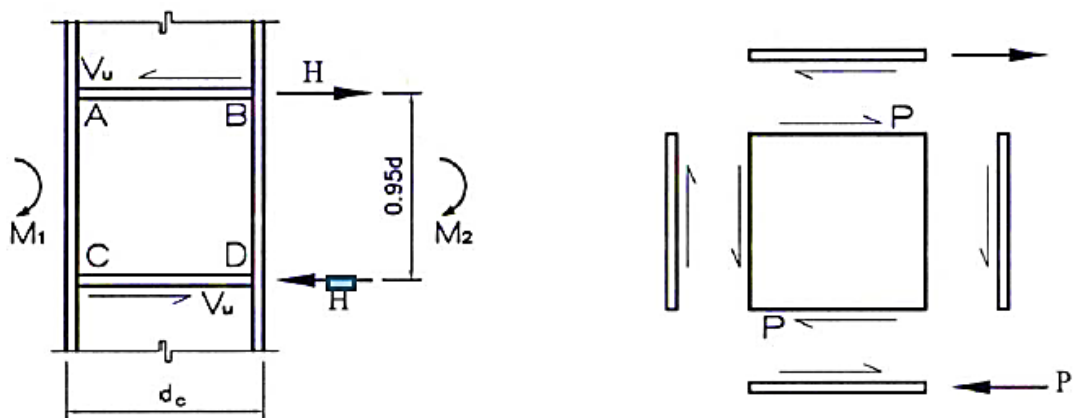


Figura 48 Zona de Tablero

Si la fuerza cortante en la columna, adyacente al tablero es V_u y está dirigida como se muestra, la fuerza cortante total en el tablero es

$$P = H - V_u = \frac{M_1 + M_2}{0.95 d_b} - V_u \quad [\text{Ec. 3.55}]$$

La resistencia por cortante del alma en la Zona del Panel está dada en la sección K1.7 del AISC por ϕR_v , donde $\phi = 0.90$ y R_v es una función de la carga axial en la columna y se determina como sigue:

- a) Cuando no se considera en el análisis que el efecto de deformación en la zona del panel actúa sobre la estabilidad del marco.

Cuando $P_u \leq 0.4 P_y$

$$R_v = 0.60 F_y d_c t_w \quad [\text{Ec 3.56 o LRFD K1-9}]$$

Cuando $P_u > 0.4 P_y$

$$R_v = 0.60 F_y d_c t_w \left[1.4 - \left(\frac{P_u}{P_y} \right) \right] \quad [\text{Ec 3.57 o LRFD K1-10}]$$

- b) Cuando se considera en el análisis la estabilidad del pórtico e incluye la deformación plástica en la zona del panel.

Cuando $P_u \leq 0.75 P_y$

$$R_v = 0.60 F_y d_c t_w \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right] \quad [\text{Ec 3.58 o LRFD K1-11}]$$

Cuando $P_u > 0.75 P_y$

$$R_v = 0.60 F_y d_c t_w \left[1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right] \left[1.9 - \frac{1.2 P_u}{P_y} \right] \quad [\text{Ec 3.59 o LRFD K1-12}]$$

Donde:

t_w = espesor del alma de la columna, incluidas cualesquiera de las placas de refuerzo

b_{cf} = ancho del patín de la columna

t_{cf} = espesor del patín de la columna

d_b = peralte de la viga

d_c = peralte total de la columna

F_y = esfuerzo de fluencia del alma de la columna

P_y = resistencia axial por fluencia de la columna = $A F_y$

A = área de la sección transversal de la columna, incluido cualquier refuerzo (por ejemplo, placas de refuerzo)

P_u = carga axial factorizada en la columna

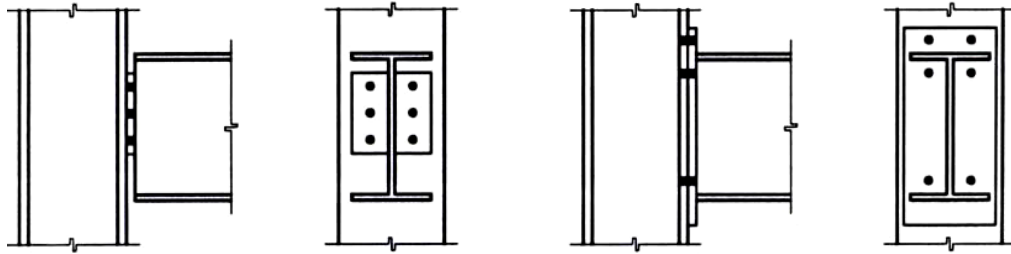
Si el alma de la columna tiene una resistencia por cortante insuficiente, ella debe ser reforzada. Una placa de refuerzo con espesor suficiente para compensar la deficiencia puede soldarse al alma o bien puede utilizarse un par de atiesadores diagonales. Los atiesadores son, por lo regular más prácticos.

Cuando se requieran placas dobles estas deberán reunir el criterio de la Sección F2 y deberán soldarse para desarrollar la proporción de la fuerza cortante total la cual va a cargar.

3.9.4 CONEXIONES CON PLACA DE EXTREMO

La conexión con placa de extremo es una que se emplea con mucha frecuencia como conexión de viga a columna y de viga a viga, que ha estado en uso desde mediados de la década de 1950. La Figura 46 ilustra dos tipos: la conexión simple, o por cortante solamente (construcción tipo PR) y la conexión rígida, resistente a momento (construcción tipo FR). La base de ambos tipos es una placa que se suelda en taller al extremo de una viga y se emperna en campo a una columna o a otra viga. Esta característica es una de las ventajas principales de este tipo de conexión; otra es que, por lo común, se requieren menos pernos que con otros tipos de conexiones, lo que hace más rápido su montaje. Sin embargo, se tiene poco margen de error en la longitud de la viga y su extremo debe cortarse a escuadra. La contraflecha hará el ajuste aún más crítico. Alguna tolerancia puede

proporcionarse en la longitud de la viga al fabricar está un poco más corta y al lograr el ajuste final con placas de relleno.



a) Simple, solo cortante

b) Rígida, resistente a cortante

Figura 49 Conexión con placa de extremo

En una conexión simple, debe tenerse cuidado de hacer la conexión lo suficientemente flexible como para que la rotación en el extremo de la viga sea posible. Esta flexibilidad puede lograrse si la placa es relativamente corta o delgada, comparada con la versión de restricción completa de esta conexión.

El Manual of Steel Construction, en su Parte 9 sobre las “Conexiones Simples por Cortante”, recomienda que el espesor sea entre 6.35 mm (1/4 plg) y 9.5 mm (3/8 plg) para lograr esta flexibilidad.

El diseño de las conexiones con placa de extremo, resistentes a momento, requiere de la determinación del espesor de la placa, del tamaño o tamaños de la soldadura y de los detalles de los pernos. El diseño de las soldaduras y los pernos es una aplicación directa de los procedimientos tradicionales de análisis. Sin embargo, la determinación del espesor de la

placa, se basa en resultados de investigaciones experimentales y estadísticas (Krishnamurthy, 1978). El lado de tensión de la conexión es crítico; los pernos en el lado de compresión sirven, principalmente, para mantener la conexión bien alineada. Si el momento es reversible, el diseño para el lado de tensión se emplea en ambos lados. El procedimiento general es el siguiente:

1. Determinar la fuerza en el patín de tensión de la viga.
2. Seleccionar los pernos necesarios para resistir esta fuerza y disponerlos de manera simétrica respecto al patín de tensión. Si el momento es reversible, utilizar este mismo arreglo en el lado de compresión. Si no es así, emplear un número nominal de pernos para fines de alineación. El número total de pernos debe ser adecuado para resistir la fuerza cortante de la reacción de la viga.

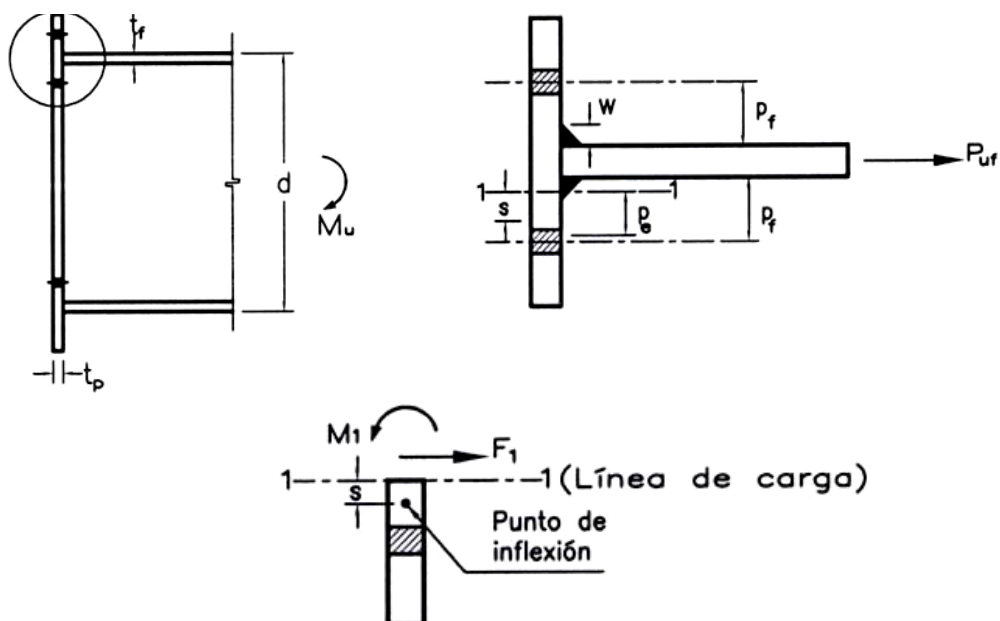


Figura 50 Conexión tipo T

3. Considerar una porción del patín de la viga y la placa adyacente para que actúen como un perfil T sometido a una carga de tensión aplicada a su alma, como se muestra en la Figura 50.
4. Seleccionar el ancho y el espesor del “patín” de esta T para satisfacer los requisitos de flexión, de manera parecida a como se diseña un colgante en T (ver la Sección 2.1.5.7).
5. Revisar el cortante en la placa.
6. Diseñar las soldaduras.

El Manual of Steel Construction (Volumen II), presenta un procedimiento detallado de diseño con ejemplos en la Parte 10 sobre “Fully Restrained (FR) Moment Connections” [“Conexiones por momento (FR) totalmente restringidas”]. Es, en esencia, el mismo que el procedimiento recién delineado, llamado a veces método de la T recortada, con modificaciones (Krishnamurthy, 1978).

La diferencia principal está en el paso 4, el cual es relativo al cálculo del momento flexionante en la placa. El análisis tradicional toma en cuenta las fuerzas de apalancamiento, en la forma descrita en la sección 7.8. En el enfoque presente, la selección de los pernos y del espesor de la placa es independiente de cualquier consideración de la acción de apalancamiento. El cálculo del momento se basa en el análisis estadístico de los estudios realizados con la técnica del elemento finito que han sido confirmados

experimentalmente. El primer paso en el procedimiento consiste en calcular la fuerza en el patín de tensión de la viga:

$$P_{uf} = \frac{M_u}{d - e_f} \quad \text{[Ec 3.60]}$$

A continuación, se eligen los pernos que deben resistir las fuerzas de tensión y se disponen de forma simétrica en dos filas con respecto al patín de tensión de la viga. Los pernos adicionales se colocan en el patín de compresión según lo requiera la reacción de la viga, con un mínimo de dos.

El número necesario para resistir la reacción de la viga se basa en la capacidad por cortante o en la capacidad crítica al deslizamiento de los pernos, en función del tipo de conexión. Si la conexión es del tipo aplastamiento, deberá revisarse la interacción del cortante con la tensión en los pernos.

Esta investigación puede omitirse en una conexión tipo fricción.

El momento máximo en la T recortada ocurrirá en la “línea de carga”, mostrada en la Figura 50, y es:

$$M_t = F_t * S \quad \text{[Ec 3.61]}$$

Donde:

$$F_t = \text{fuerza cortante} = \frac{P_{uf}}{2} \quad \text{[Ec 3.62]}$$

$$S = \text{distancia de la línea de carga al punto de inflexión} = \frac{p_e}{2} \quad [\text{Ec 3.63}]$$

$$p_e = p_f - 0.25d_b - 0.707w \quad [\text{Ec 3.64}]$$

De la Figura 50, p_f es la distancia de la línea de pernos al patín de la viga, que, por lo regular, es igual al diámetro del perno d_1 más 12.7 mm (1/2 plg.) y w es el tamaño de la soldadura; p_f se llama distancia del perno y p_e es la distancia efectiva del perno o claro efectivo. El momento M_t es modificado por el factor α_m para obtener el momento efectivo M_{eu} , o

$$M_{eu} = \alpha_m * M_t \quad [\text{Ec 3.65}]$$

Donde:

$$\alpha_m = C_a * C_b * \left(\frac{p_e}{d_b}\right)^{1/4} * \left(\frac{A_f}{A_w}\right)^{1/3} \quad [\text{Ec 3.66}]$$

C_a = Constante que relaciona las propiedades del material de los pernos y la placa

$$C_b = \sqrt{\frac{b_f}{b_p}} \quad [\text{Ec 3.67}]$$

b_f = ancho del patín de la viga

b_p = ancho de la placa de extremo [Krishnamurthy (1978) recomienda un ancho efectivo máximo de $b_f + 2w + t_p$, donde t_p es el espesor de la placa de extremo. El Manual recomienda un ancho real máximo de $b_f + 25 \text{ mm}$

A_f = área del patín de la viga

A_w = área del alma de la viga entre filetes

La constante C_α es una función sólo de las propiedades de los materiales y puede ser tabulada para los grados usuales de acero estructural y pernos de alta resistencia. Esta tabulación se presenta en la Tabla 10-1 en la Parte 10 del Manual. La Tabla 10-2 da valores de A_f/A_w para perfiles que son utilizados con regularidad como vigas. Una vez calculado el momento M_{eu} , éste se iguala a la resistencia de diseño y se encuentra con el espesor mínimo requerido $t_{p\ req}$ de la placa.

Para una sección transversal rectangular flexionada respecto a su eje menor, la resistencia de diseño es:

$$\phi_b M_n = \phi_b M_p = \phi_b Z F_y = 0.90 \left(\frac{b_p t_{p\ req}^2}{4} \right) F_y \quad [\text{Ec 3.68}]$$

Al igualar esta expresión al momento por carga factorizada y despejar el espesor de la placa, resulta:

$$0.90 \left(\frac{b_p t_{p\ req}^2}{4} \right) F_y = M_{eu} \quad \text{ó} \quad t_{p\ req} = \sqrt{\left(\frac{4M_{eu}}{0.90 b_p F_y} \right)} \quad [\text{Ec 3.69}]$$

El patín de tensión de la viga se une a la placa con una soldadura de ranura de penetración total o con una soldadura de filete que rodee

completamente al patín. Se debe desarrollar la fuerza total del patín en el lado de tensión. El alma se suelda por ambos lados con las soldaduras de filete capaces de resistir a la reacción de la viga. Las siguientes directrices adicionales deben cumplirse para satisfacer los supuestos hechos en este procedimiento.

1. La placa y la viga deben tener el mismo esfuerzo de fluencia F_y
2. El diámetro d_b de los pernos no tiene que exceder de 38 mm (1 ½ plg.)
3. Los pernos deben tensionarse de acuerdo con la Tabla 2.7
4. La distancia vertical al borde tiene que ser de aproximadamente 1.75 d_b , pero no menos que 1.5 d_b

2.9.4.1 Consideraciones sobre los atiesadores para el alma de la columna

Una menor liberalización de la Ecuación K1-2 del AISC, que previene la fluencia del alma de la columna en conexiones viga a columna, puede hacerse cuando se emplean placas de extremo.

Esta ecuación se basa en limitar el esfuerzo sobre una sección transversal del alma formada por su espesor y una longitud de $t_b + 5k$, como se muestra en la Figura 51a.

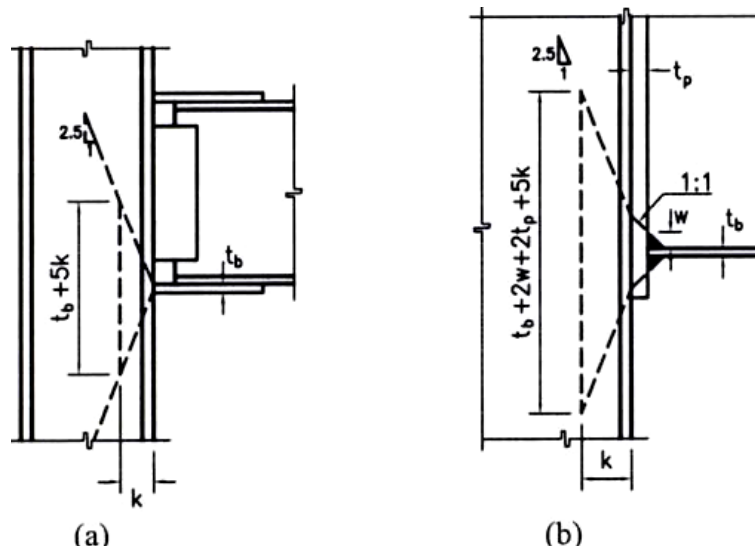


Figura 51 Consideración sobre los atiesadores

Como se presenta en la figura 51b, una mayor área estará disponible cuando la carga se transmite a través del espesor adicional de la placa de extremo. Si se toman en cuenta las soldaduras entre el patín de la viga y la placa y se supone que la carga se dispersa con una pendiente de 1:1 a través de la placa, la longitud cargada del alma será $t_b + 5k + 2w$. Con base en estudios experimentales (Hendrick y Murray, 1984), el término $5k$ puede reemplazarse por $6k$, con lo que resulta la siguiente ecuación para la resistencia por fluencia del alma:

$$\phi R_n = \phi [(t_b + 6k + 2w + 2t_p) F_y t_w]$$

Donde:

w = tamaño de la soldadura.

Además, la flexión local del patín y la estabilidad del alma (ya sea por aplastamiento o por pandeo por compresión) deben investigarse. La Parte 10 del manual contiene directrices que pueden emplearse para tomar en cuenta la flexión local del patín.

2.9.4.2 OBSERVACIONES FINALES

En este capítulo enfatizamos el diseño y el análisis de los pernos y las soldaduras más que el de los dispositivos de conexión, tal como los ángulos de enmarcamiento y asiento de vigas. En la mayoría de los casos, las normas por aplastamiento en conexiones empernadas y por cortante del metal base en conexiones soldadas, garantizan una resistencia adecuada de esas partes. Sin embargo, algunas veces se requieren de investigaciones adicionales del cortante. En otras ocasiones deben considerarse la tensión directa y la flexión.

La flexibilidad de la conexión es otra consideración importante. En una conexión por cortante (estructuración simple), las partes de la conexión deben ser lo suficientemente flexibles como para permitir que la conexión gire bajo la carga. Sin embargo, las conexiones tipo FR (conexiones rígidas) deben ser suficientemente rígidas de manera que la rotación relativa de los miembros conectados se mantenga en un mínimo.

CAPÍTULO IV:
HOJAS DE CÁLCULO.

CAPÍTULO V:

INSPECCIÓN Y CONTROL DE CALIDAD

5.1 INTRODUCCIÓN

La calidad se define como un conjunto de propiedades y características de un producto, proceso o servicio que le confieren su aptitud para satisfacer las necesidades establecidas o implícitas. Mientras que el control de calidad es el proceso de regulación a través del cual se puede medir la calidad real, compararla con las normas o las especificaciones y actuar sobre la diferencia.

De acuerdo con la experiencia actual a nivel internacional, cualquier actividad de construcción debe estar acompañada de un control de calidad en sus dos vertientes:

- ✓ El Control de Producción Interno de la empresa constructora, extendido a todos los procesos constructivos, suministradores, subcontratistas, etc.

- ✓ El Control de Recepción, que efectuado por un Organismo Externo Independiente, garantice al Propietario la consecución de unos estándares de calidad establecidos en el proyecto y en la Normativa de aplicación.

El Control de Recepción queda dividido en cuatro apartados principales, que describiremos a continuación:

- ✓ Control de calidad de la documentación de proyecto.
- ✓ Control de calidad de los materiales.
- ✓ Control de calidad de fabricación.
- ✓ Control de calidad de montaje.

5.1.1 CONTROL DE CALIDAD DE LA DOCUMENTACIÓN DE PROYECTO.

Tiene por objeto comprobar que la documentación incluida en el proyecto de fine de forma precisa tanto la solución estructural adoptada, como su justificación y los requisitos necesarios para la construcción.

5.1.2 CONTROL DE CALIDAD DE LOS MATERIALES.

En el caso de materiales cubiertos por un certificado expedido por el fabricante el control podrá limitarse al establecimiento de la traza que permita relacionar de forma inequívoca cada elemento de la estructura con el certificado de origen que lo avala. Cuando en la documentación del proyecto se especifiquen características no avaladas por el certificado de origen del material (por ejemplo, el valor máximo del límite elástico en el caso de cálculo en capacidad), se establecerá un procedimiento de control mediante ensayos realizados por un laboratorio independiente. Cuando se empleen materiales que por su carácter singular no queden cubiertos por una normativa nacional específica a la que referir la certificación (arandelas

de formables, pernos sin cabeza, conectadores, etc.) se podrán utilizar normativas o recomendaciones de prestigio reconocido.

5.1.3 CONTROL DE CALIDAD DE FABRICACIÓN.

La calidad de cada proceso de fabricación se define en la documentación de taller y su control tiene por objetivo comprobar su coherencia con la especificada en la documentación general del proyecto (por ejemplo, que las tolerancias geométricas de cada dimensión respetan las generales, que la preparación de cada superficie será adecuada al posterior tratamiento o al rozamiento supuesto, etc.).

El control de calidad de la fabricación tiene por objetivo asegurar que ésta se ajusta a la especificada en la documentación de taller.

Control de calidad de la documentación de taller:

La documentación de fabricación, elaborada por el taller, deberá ser revisada y aprobada por la dirección facultativa de la obra. Se comprobará que la documentación consta, al menos, los siguientes documentos:

(A) Una memoria de fabricación que incluya:

1. El cálculo de las tolerancias de fabricación de cada componente, así como su coherencia con el sistema general de tolerancias, los procedimientos de corte, de doblado, el movimiento de las piezas, etc.
2. Los procedimientos de soldadura que deban emplearse, preparación de bordes, precalentamientos requeridos etc.

3. El tratamiento de las superficies, distinguiendo entre aquellas que formarán parte de las uniones soldadas, las que constituirán las superficies de contacto en uniones empernadas por rozamiento o las destinadas a recibir algún tratamiento de protección.

(B) Los planos de taller para cada elemento de la estructura (viga, tramo de pilar, tramo de cordón de celosía, elemento de triangulación, placa de anclaje, etc.) o para cada componente simple si el elemento requiriese varios componentes simples, con toda la información precisa para su fabricación y, en particular:

1. El material de cada componente.
2. La identificación de perfiles y otros productos.
3. Las dimensiones y sus tolerancias.
4. Los procedimientos de fabricación (tratamientos térmicos, mecanizados, forma de ejecución de los agujeros y de los acuerdos, etc.) y las herramientas a emplear.
5. Las contraflechas.
6. En el caso de uniones empernadas, los tipos, dimensiones forma de apriete de los pernos (especificando los parámetros correspondientes).
7. En el caso de uniones soldadas, las dimensiones de los cordones, el tipo de preparación, el orden de ejecución, etc.

(C) Un plan de puntos de inspección donde se indiquen los procedimientos de control interno de producción desarrollados por el fabricante,

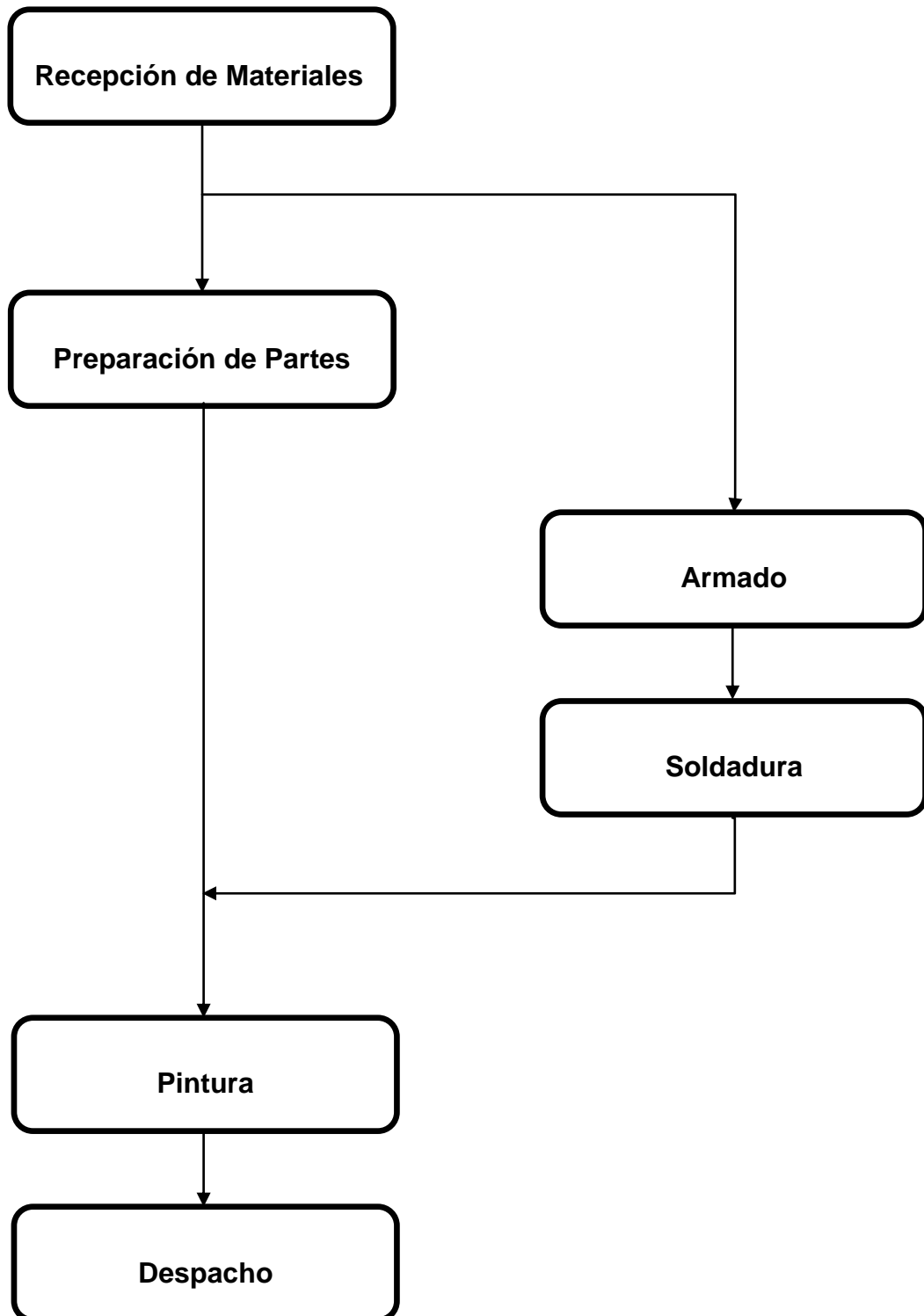
especificando los elementos a los que se aplica cada inspección, el tipo (visual, mediante ensayos no destructivos, etc.) y nivel, los medios de inspección, las decisiones derivadas de cada uno de los resultados posibles, etc.

Así mismo, se comprobará, con especial atención, la compatibilidad entre los distintos procedimientos de fabricación y entre éstos y los materiales empleados.

Control de calidad de la fabricación:

Establecerá los mecanismos necesarios para comprobar que los medios empleados en cada proceso son los adecuados a la calidad prescrita. En concreto, se comprobará que cada operación se efectúa en el orden y con las herramientas especificadas (especialmente en el caso de las labores de corte de chapas y perfiles), que el personal encargado de cada operación posee la cualificación adecuada (especialmente en el caso de los soldadores), que se mantiene el adecuado sistema de trazado que permita identificar el origen de cada incumplimiento, etc.

5.2 MACRO PROCESO DE FABRICACIÓN



5.2.1 RECEPCIÓN DE MATERIALES

1. Verificar: tipo de material, calidad del acero y tolerancias del material.

2. Referencias:

2.1. Tipo de material: Orden de Compra, ASTM A6.

2.2. Calidad del acero: Orden de compra, marcación del acero (stiker, bajo relieve, etiquetas), certificado de calidad, numero de colada.

2.3. Tolerancias dimensionales: ASTM A6 tablas 1 a la 14 para chapas. Tablas 15 en adelante para perfiles largos.

5.2.2 PREPARACIÓN DE PARTES

1. Verificar: diámetros, separación entre pernos distancia al borde, acabado de los cortes

2. Referencias:

Dimensiones nominales de las perforaciones según el diámetro del perno.

Distancia mínima al borde.

Planos de taller y tablas.

5.2.3 ARMADO

1. Verificar: verificar en conformidad con el plano en general, tolerancias, contra flechas, preparaciones de junta.

2. Referencias:

Conformidad con el Plano: Verificar que la pieza, corresponda con el plano de fabricación, vistas, tamaños, perfiles, diámetros, cortes.

Tolerancias: Para longitudes es de 2mm para elementos de menos de 9 mm y de 3 mm para los mayores. Rectitud L/1000 para miembros a compresión Contraflechas: hasta el 75% de la teórica.

Conexiones de soldadura: las conexiones soldadas referenciarse a la figura 3.3 del AWS D1.1 para juntas de penetración parcial, para juntas de penetración completa ver figura 3.4. en general desde la figura 3.1 hasta la 3.11 las tolerancias de las juntas de soldadura ver numeral 5.22 del AWS D1.1

Para los agujeros de acceso para soldadura: ver figura 5.2 del AWS D1.1.

La rugosidad: en los cortes térmicos ver numeral 5.15.4.4 del AWS D1.1.

Las tolerancias de los elementos armados: Ver 5.23 del AWS D1.1. incluye camber, planitud, variaciones en el centrado del alma, etc.

5.2.4 SOLDADURA

1.- Verificar: variables esenciales y no esenciales del procedimiento de soldadura (WPS).

2.- Referencias:

Verificar en el WPS antes y durante la soldadura para:

Grupo del material base, proceso de soldadura, posición de soldadura y progresión, especificación y clasificación de material de aporte (numero F), flux, gas de protección, rango de los espesores de material, valor de la corriente, voltaje, velocidad de avance, polaridad, temperatura de pre y postcalentamiento, tipo de junta.

Inspección visual de soldadura:

Para el perfil de la soldadura ver 5.24 del AWS D1.1 y las figuras 5.4. para detección de defectos ver numeral 6.9 inspección visual y la tabla 6.1 también del AWS D1.1.

Tintas penetrantes y/o partículas magnéticas:

Estas solo se usan en perfiles pesados (51 mm o más) para descartar la presencia de grietas en los agujeros para acceso de soldadura.

Ultrasonido:

A) Estructuras del grupo de uso IV y Sistemas de Resistencia Sísmico (SRS) de cualquier grupo de uso 100% Ultrasonido a las juntas acanaladas a tope, en T o esquina en espesores mayores a 7.9 mm y que estén solicitadas a fuerzas de tensión aplicadas transversalmente.

B) Juntas que no son del Sistema de Resistencia Sísmico (SRS) en edificaciones de grupo de uso II y III y están sometidas a tensión transversal hacer UT al 10%.

C) Edificaciones del grupo de uso I e inferiores a 7.9 mm no se les hará UT.

5.2.5 LIMPIEZA Y PINTURA

1.- Verificar: tipo de limpieza, espesor de pintura y adherencia y acabado.

2. Referencias:

Tipo de limpieza: La limpieza debe estar especificada en el plano de fabricación y debe corresponder a lo requerido contractualmente de otra forma debe ser limpieza manual solamente (SSPC) y norma NTC 3892, ver código de práctica estándar numeral 8.5.

2.2. Espesor de pintura:

El espesor de pintura lo determinan los documentos contractuales y están especificados en los planos de fabricación, el muestreo se hace con la norma SSPC. Se hacen cinco medidas, cada medida es el promedio de tres tomas. Si contractualmente no se especifica espesor de pintura se asume 25 micras (1 mils). Ver numeral 8.5 del código de práctica estándar.

El muestreo se depende del área pintada.

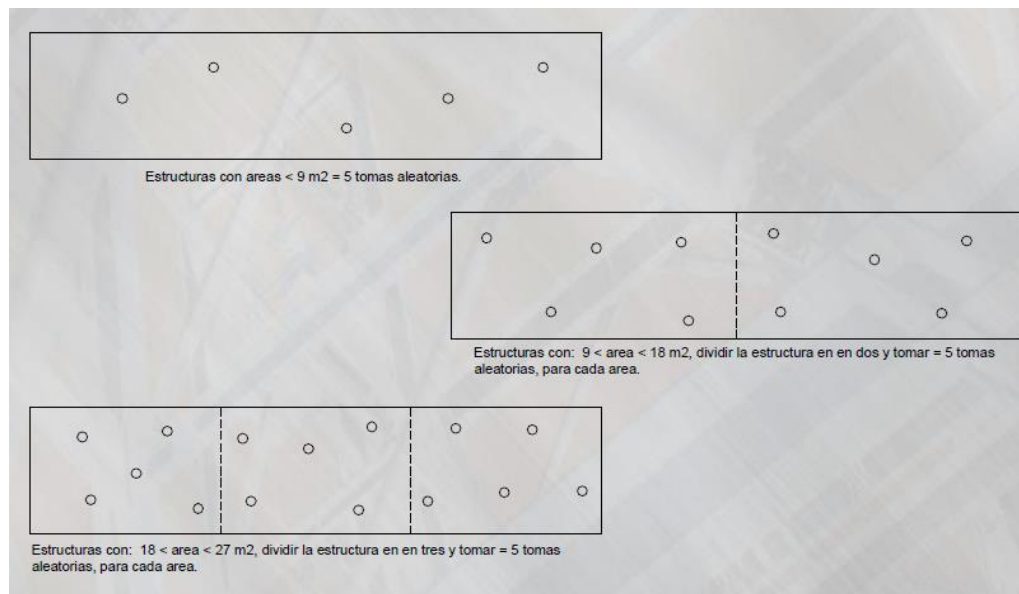


Figura 52 Selección de áreas y puntos de medición para estructuras de menos de 27 m^2 .

Elementos de 27 a 90 m^2 , Seleccionar tres área de 9 m^2 .

Elementos mayores a 90 m^2 , Seleccionar tantas áreas de 90 m^2 como sea necesario.

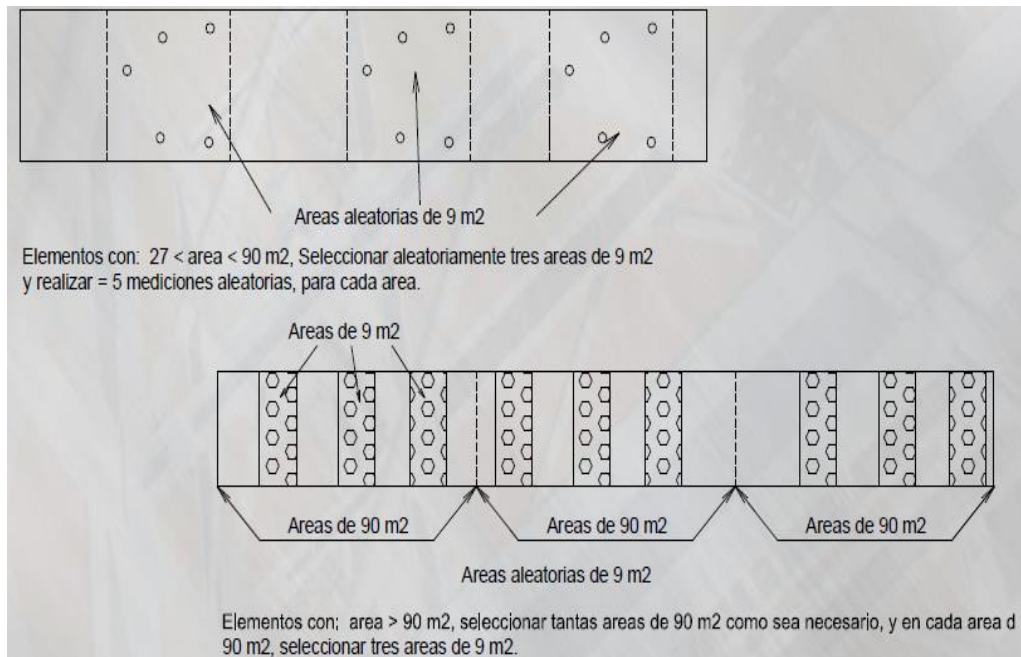


Figura 53 Selección de áreas y puntos de medición para elementos mayores a 27 m^2 .

5.3 CONTROL DE CALIDAD DEL MONTAJE.

La calidad de cada proceso de montaje se define en la documentación de montaje y su control tiene por objetivo comprobar su coherencia con la especificada en la documentación general del proyecto.

El control de calidad del montaje tiene por objetivo asegurar que ésta se ajusta a la especificada en la documentación de taller.

5.3.1 Control de calidad de la documentación de montaje:

La documentación de montaje, elaborada por el montador, deberá ser revisada ya probada por la dirección facultativa. Se comprobará que la documentación consta, al menos, de los siguientes documentos:-

✓ **Una memoria de montaje que incluya:**

1. El cálculo de las tolerancias de posición de cada componente, la descripción de las ayudas al montaje (casquillos provisionales de apoyo, orejetas de izado, elementos de guiado, etc.), la definición de las uniones en obra, los medios de protección de soldaduras, los procedimientos de apriete de pernos, etc.
2. Las comprobaciones de seguridad durante el montaje.

- ✓ Unos planos de montaje que indiquen de forma esquemática la posición y movimientos de las piezas durante el montaje, los medios de izado, los apuntalados provisionales y en, general, toda la información necesaria para el correcto manejo de las piezas.

- ✓ Un plan de puntos de inspección que indique los procedimientos de control interno de producción desarrollados por el montador, especificando los elementos a los que se aplica cada inspección, el tipo (visual, mediante ensayos no destructivos, etc.) y nivel, los medios de inspección, las decisiones derivadas de cada uno de los resultados posibles, etc.

Así mismo, se comprobará que las tolerancias de posicionamiento de cada componente son coherentes con el sistema general de tolerancias (en especial en lo que al replanteo de placas base se refiere).

5.3.2 Control de calidad del montaje:

Establecerá los mecanismos necesarios para comprobar que los medios empleados en cada proceso son los adecuados a la calidad prescrita. En concreto, se comprobará que cada operación se efectúa en el orden y con las herramientas especificadas, que el personal encargado de cada operación posee la cualificación adecuada, que se mantiene el adecuado sistema de trazado que permita identificar el origen de cada incumplimiento, etc.

5.4 CONTROL DE EJECUCIÓN DE LA ESTRUCTURA METÁLICA

El Inspector previamente a la cumplimentación del “Parte de Inspección en Taller y/o en obra de la ejecución de una estructura metálica”, (ver en anexo nº 2) realizará las siguientes actuaciones:

- ✓ Examinar planos y otros documentos técnicos (Pliego de Prescripciones Técnicas del Proyecto).
- ✓ Conocer la Normativa de aplicación.
- ✓ Conocer el alcance de los Servicios contratados, recogidos en el Plan de Actuación.

Dicho parte se enviará al peticionario junto con los partes que correspondan detallados a continuación.

Para complementar la documentación de las inspecciones realizadas sobre la ejecución de estructura metálica, ya sea en obra o taller, se debe adjuntar, en caso que proceda, alguno de los siguientes partes: (Ver en anexo nº 2).

- Examen visual y control dimensional de soldaduras de ángulo.
- Identificación del material base.
- Identificación del material de aportación.
- Identificación de procedimientos de soldadura.
- Identificación de operarios soldadores.

- Control durante el proceso de soldadura.
- Identificación de equipos de soldadura.
- Control de soldadura terminada.
- Verificación de la geometría de la soldadura.
- Control de par de apriete de pernos.
- Examen por líquidos penetrantes de soldaduras.
- Examen por partículas magnéticas de soldaduras.
- Examen radiográfico de soldaduras.
- Examen ultrasónico de soldaduras.
- Determinación de espesores de mortero ignífugo.
- Determinación de espesores de pintura.
- Determinación de espesores de pintura ignífuga.
- Ensayo de adherencia por tracción de pinturas y barnices.

5.5 INSPECCIÓN EN TALLER DE EJECUCIÓN DE ESTRUCTURA METÁLICA

5.5.1 Actuaciones previas:

Se examinará la documentación facilitada con el fin de verificar si la misma está debidamente cumplimentada (sello y firmas) y contiene la información apropiada para la realización del Control de Ejecución, solicitando la documentación que se estime necesaria, si procede, al Peticionario o entidad delegada.

5.5.2 Datos preliminares:

Duración de la inspección:

Deberá anotarse las horas de inicio y término de la inspección, indicándose el lugar donde se haya realizado.

Condiciones ambientales:

Se suspenderá los trabajos de soldeo y aplicación de pintura, cuando la temperatura ambiente supere los límites establecidos en las normas correspondientes, así como, cuando las superficies del acero se encuentren mojadas o expuestas a la lluvia, nieve y vientos fuertes. Asimismo, la pintura no deberá aplicarse cuando la humedad relativa sea superior al 90% y la superficie del acero se encuentre por debajo del punto de rocío o no cumpla las condiciones de aplicación del fabricante. (EA-95, art. 5.2.2; ANSI-AWS D1.1). El inspector no realizará ensayos mediante líquidos penetrantes a las soldaduras con superficies mojadas o expuestas a lluvia, ni cuando la temperatura ambiente supere los límites máximos y mínimos establecidos en las normas correspondientes o en las condiciones de aplicación del fabricante. (UNE14612:1980).

Incidencias:

El inspector deberá indicar si ha habido incidencias o no. Así mismo indicará a que responsable de la obra se le ha informado al respecto.

5.5.3 Recepción del material base:

Marcas: Las marcas deben encontrarse legibles. Deben anotarse como mínimo el Fabricante, el nº de colada y la clase de acero para contrastar con el certificado. Los sistemas de marcaje más comúnmente utilizados son troquelados, en relieve laminado, con pintura indeleble o con etiqueta.

Tipos de producto: Indicar el producto identificado de acuerdo con las normas correspondientes.

Certificados: Deben pedirse fotocopias de los certificados de todos los materiales utilizados en la obra. En caso de que estas sean ilegibles deberán ser consultados los originales. Para que un certificado de calidad esté debidamente cumplimentado, deberá contener, como mínimo, los siguientes datos: nº de certificado y marca de fabricante, identificación y nº de colada, propiedades mecánicas y composición química, firma y sello del responsable de la calidad del producto.

Almacenamiento y conservación: Indicar se los productos se encuentran almacenados en patio al aire libre o cubiertos bajo techo. Verificar si se encuentran convenientemente apilados e identificados. Verificar grado de óxido de los productos.

Defectos: Inspección visual, dimensional y ensayos no destructivos

Dimensiones (tolerancias): Para tolerancias consultar la normativa indicada o la especificación del documento contractual de compra, si fueran éstos más estrictos por necesidades del proyecto.

Soldadura:

Procedimiento de soldadura: En la primera inspección se solicitarán los procedimientos de soldadura homologados que se vayan a utilizar tanto en Taller como en la Obra. La homologación se obtiene mediante la realización de ensayos (visual, END, ensayos mecánicos y/o metalográficos) por un Laboratorio acreditado. En el procedimiento de soldadura se deberá indicar entre otros: nº de pasadas, proceso, diámetro y clase del consumible, tipo de corriente, intensidad, tensión en arco y velocidad de soldeo para cada pasada.

Preparación de bordes (tipo de corte con bisel): Comprobar si la preparación de bordes se ajusta a lo indicado en los planos de proyecto o a los procedimientos de soldadura homologados. Prestar atención a longitudes de defectos mayores de 25 mm. Desalineaciones permitidas de uniones a tope, igual a 10% del espesor o como máximo 3 mm. Vigilar que se hayan retirado totalmente las rebabas y defectos de borde, procedentes de oxicorte.

Preparación de bordes (tipo de corte en ángulo recto): Tipos de juntas de ángulo: de rincón, a solape, en esquina, en ranura. Vigilar que las superficies preparadas para soldar, estén exentas de óxido, calamina, grasa, pintura, etc. Separación entre piezas a unir: a) hasta 1.6 mm, aceptable. b)

hasta 5 mm se considerará aceptable siempre que se aumente los lados del cordón en el valor de la holgura existente. Vigilar que se hayan retirado totalmente las rebabas y defectos de borde, procedentes del oxicorte.

Identificación del operario soldador y revisión de los certificados de homologación: En la primera inspección, se solicitará al Taller la relación de los soldadores que deberán actuar en la estructura, debiéndose facilitar así mismo fotocopia del certificado de homologación de cada soldador.

Proceso: Indicar el proceso en que se está soldando y analizar si es correcto su empleo y/o se adecúa al indicado en proyecto o en el procedimiento de homologación de soldadura

Identificación del equipo de soldadura: En la carcasa de la máquina existe una placa en donde figuran entre otros datos las características eléctricas del equipo que deberán anotarse. Se deberá verificar el estado del aparato y la longitud y sección de los cables (máximo 15 m). Verificar la última fecha de revisión del equipo. (Catálogo del fabricante).

Identificación del consumible: Indicar el material de aportación utilizado y su especificación. Verificar si corresponde con el indicado en proyecto o en el procedimiento de homologación de la soldadura y si se adapta al material base utilizado.

Posición de soldeo: Indicar la posición de soldeo, comprobar que el soldador está homologado para la posición en la que suelda. Verificar que la posición es compatible con el proceso y consumible utilizado.

Parámetros de soldadura: Medir la intensidad de la corriente de soldar con Amperímetro de Clase-1. Indicar el polo a que está conectada la pinza porta electrodos. Los amperios medidos deben situarse dentro de los límites indicados en el procedimiento con +10% de tolerancia o se ajusten a los valores indicados por el fabricante. Medir la tensión del arco pinchando los cables con los terminales del aparato o en los bornes de salida de cables de la máquina. Medir la velocidad de soldeo. Utilizar para la medición el cronómetro. Verificar que la velocidad de soldadura se encuentra dentro de los límites indicados en el procedimiento de soldadura o instrucciones del fabricante. (Según procedimiento homologado)

Nº de pasadas: Indicar el nº de pasadas que se realizan en la soldadura inspeccionada. Verificar si está de acuerdo con el procedimiento de soldadura homologado. (Según procedimiento homologado)

Protección del arco: Comprobar que el tipo de protección del arco eléctrico es el adecuado al material de aportación utilizado. El tipo de mezcla más comúnmente usada es 80% Ar más 20% CO₂. Comprobar el funcionamiento del indicador de presión y caudal de los depósitos del gas. Utilizar caudalímetro para medir el caudal aproximado a la boquilla de la pinza.

Técnica de saneado de raíz: Verificar si se realiza adecuadamente. Indicar el medio de ejecución, por arco-aire, soplete, esmeril, etc.

Temperatura de pre-calentamiento: Vigilar que se aplique precalentamiento de las uniones a soldar cuyos espesores sean iguales o superiores a 38 mm. Consultar tabla de valores en función del carbono equivalente. Utilizar termómetro eléctrico o tizas termocrónicas al medir la temperatura. (Según procedimiento de soldadura homologado)

Temperatura entre pasadas: Vigilar que se mantenga la temperatura entre pasadas que se indica en el procedimiento homologado. Utilizar el termómetroeléctrico o tizas termocrónicas, midiendo la temperatura a una distancia no inferior a 75 mm del punto de soldeo. (Según procedimiento de soldadura homologado)

Tratamiento post-soldadura: Vigilar que se aplican correctamente el tratamiento post-soldadura indicado en el procedimiento de soldaduras homologado. (Según procedimiento de soldadura homologado).

5.5.4 Uniones empernadas:

Dimensiones y disposición: Comprobar que las dimensiones de las uniones así como su disposición, son las indicadas en los planos.

Limpieza de la unión: Vigilar especialmente en uniones por fricción, que las superficies de contacto se han preparado de acuerdo con las condiciones

indicadas en los planos y Pliego de condiciones, y que se les ha protegido contra la oxidación satisfactoriamente, hasta la ejecución de la unión.

Desalineaciones: Vigilar que en uniones de elementos de distinto espesor se col

ocan forros o calzos compensatorios adecuados y que todos los elementos de unión no se encuentran desalineados o deformados. Estos deben permanecer rectos.

Excentricidades: Comprobar la coincidencia de taladros de modo a evitar excentricidades.

Separaciones entre cubrejuntas y/o placas de unión a tope: Los cubrejuntas, angulares y chapas de uniones empernadas deben permanecer en perfecto contacto con los elementos que van a unir, no debiendo presentar estas separaciones bajo ningún concepto.

Separaciones entre extremidades mecanizadas de pilares: Podrá tolerarse una separación máxima de hasta 6.4 mm, deberán colocarse calzos de acero suave de lados paralelos hasta rellenar dicha separación.
(AISC, parte 5)

Pernos conforme especificaciones: Observar las marcas de la cabeza de los pernos y en las superficies de tuercas y arandelas, comprobando que corresponden a las calidades especificadas.

Calidad de los pernos: Indicar si son ordinarios o de alta resistencia, especificándose la calidad.

5.6 SISTEMA DE COMPROBACIÓN DEL APRIETE DE PERNOS:

Indicar cuál de los métodos indicados se usa en el control de apriete de los pernos: arandela deformable, giro de la tuerca o llave dinamométrica.

5.6.1 Método del giro de la tuerca.

Los pernos se aprietan ajustados y luego se les da un giro de $1/3$ o de una vuelta completa, dependiendo de la longitud de éstos y de la inclinación de las superficies entre sus cabezas y tuercas. (La magnitud del giro puede controlarse fácilmente marcando la posición apretada sin holgura con pintura o crayón)

5.6.2 Método de la llave calibrada.

En éste método los pernos se aprietan con una llave de impacto ajustada para detenerse cuando se alcanza el par necesario para lograr la tensión deseada de acuerdo con el diámetro y la clasificación de la ASTM del perno. Es necesario que las llaves se calibren diariamente y que se usen rondanas endurecidas. Deben protegerse los pernos del polvo y de la humedad en la obra.

5.6.3 Indicador directo de tensión.

El indicador directo de tensión consiste en una rondana endurecida con protuberancias en una de sus caras en forma de pequeños arcos. Los arcos se aplanan conforme se aprieta el perno. La magnitud de la abertura en cualquier momento es una medida de la tensión en el perno. En los pernos completamente tensados las aberturas deben medir 0.4 mm o menos.

5.6.4 Pernos de diseño alternativo.

Además de los métodos anteriores existen algunos pernos de diseño alternativo que pueden tensarse satisfactoriamente. Los pernos con extremos rasurados que se extienden más allá de la porción roscada son un ejemplo. Se usan boquillas especiales en las llaves para apretar las tuercas hasta que se degollan los extremos rasurados.

Para ninguno de los métodos de apretar mencionados antes se especifica una tensión máxima para el perno. Esto implica que el perno puede apretarse a la carga más alta que no lo rompa y que aun así trabaje con eficiencia. Debe notarse que las tuercas son más fuertes que el perno y que este se romperá antes de que la tuerca se fracture.

En situaciones de fatiga, donde los miembros están sujetos a fluctuaciones constantes de las cargas, es muy conveniente la conexión tipo fricción. Si la fuerza que debe soportar es menor que la resistencia a la fricción, por lo que ninguna fuerza queda aplicada a los pernos, ¿cómo sería posible entonces tener una falla por fatiga?

La conexión tipo fricción es un estado límite de servicio, ya que se basa en cargas de trabajo; en una conexión así no se permite que las cargas de trabajo excedan a la resistencia permisible por fricción.

CAPÍTULO VI:

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- 1) Las principales ventajas de las conexiones empernadas están en la rapidez de ejecución, el bajo nivel de calificación requerido para construirlas, la facilidad de inspección y reemplazo de partes dañadas y la mayor calidad que se obtiene al hacerlas en obra comparadas con conexiones soldadas. Entre las desventajas se pueden mencionar el mayor trabajo requerido en taller, lo que puede significar un costo más alto: el mayor cuidado requerido en la elaboración de los detalles de conexión para evitar errores en la fabricación y montaje; la mayor precisión requerida en la geometría, para evitar interferencias entre conectores en distintos planos; el peso mayor de la estructura, debido a los miembros de conexión y los conectores y, el menor amortiguamiento.

- 2) Las conexiones empernadas tienen como finalidad resistir cargas axiales, fuerzas cortantes y momentos flexionantes producidos por las acciones que el proyectista haya considerado.

- 3) En el análisis de las conexiones, se deben considerar todas las fuerzas que tengan una buena probabilidad de presentarse durante la vida útil de la estructura.

- 4) Al diseñar una conexión se debe garantizar no solamente que no se producirá el colapso o falla, sino que tampoco se presenten desplazamientos y deformaciones excesivas.
- 5) Es necesario que las conexiones cumplan con requisitos mínimos de precisión geométrica, con el fin de que permitan la unión de los elementos que integran una estructura, sin necesidad de hacer ajustes, que siempre elevan el costo del montaje de manera importante. No obstante, las conexiones deben diseñarse con tolerancias, ya que por mucho cuidado que se ponga en la fabricación, tanto de éstas como de los elementos prefabricados que van a unir, siempre existen pequeños errores de dimensiones. Por otra parte, si la conexión requiere de un ajuste demasiado afinado, las operaciones de montaje se complican.
- 6) Las conexiones en los extremos empotradas de vigas deben ser diseñadas para el efecto combinado de fuerzas de momento y corte inducidos por la rigidez de la conexión.
- 7) Las conexiones diseñadas a compresión deben también ser dimensionadas para resistir cualquier tracción producida por las combinaciones de carga.

BIBLIOGRAFIA Y NETGRAFIA

BIBLIOGRAFÍA

- 360-10, A. (2010). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago.
- Akbar R. Tamboli, P. F. (s.f.). *Handbook of structural Steel Connection Design and Details*. New Jersey: McGraw-Hill.
- Baglietto, L. F. (1997). *Diseño Estructural en Acero*.
- Bowles, J. E. (s.f.). *Diseño de Acero Estructural*. Mexico: Grupo Noriega.
- Carvajal., L. Z. (Conic 2003). *Diseño de Conexiones de Edificios*.
- Chalco, C. G. (2010). Pernos Estructurales de Alta Resistencia. 22.
- Código LRFD (LOAD & RESISTANCE FACTOR DESIGN)*. (s.f.).
- CRISAFULLI, F. J. (s.f.). *Diseño sismorresistente de construcciones de acero*. Mendoza, Argentina.
- FEMA. (s.f.). *Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment Frames Buildings*.
- Fratelli, M. G. (s.f.). *temas Especiales De Estructuras Metalicas*.
- Hernandez, M. (1990). *El Hierro en la Contrucción*. Perú: Ediciones CEAC.
- Kevin S. Moore, J. O. (s.f.). *Design of Reduced Beam Sections (RBS) Moment Frame Connections*.
- Kulak G, F. J. (2001). *Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints*. Chicago.
- LRFD, A. (s.f.). *Steel Construction Manual*. Chicago: Décima tercera edición.
- RCSC. (2004). *Specifications for Structural Joints Using ASTM A325 or A490 Bolts*. Chicago .
- Rodriguez, H. S. (2005). *Diseño de Conexiones de Acero Estructural*. Texas: Primera Edición.
- S., V. (2006). *Estructuras de Acero: Comportamiento y LRFD*. Editorial McGraw-Hill, Primera edición.
- SEGUI, W. T. (s.f.). *Diseño De Estructuras de Acero con LRFD*. Segunda edición.

NETGRAFIA

- (s.f.). Obtenido de <http://miunespace.une.edu.ve/jspui/bitstream/123456789/1904/1/TG4870.pdf>
- (s.f.). Obtenido de <http://200.35.84.131/portal/bases/marc/texto/2301-09-03010.pdf>
- ANDES, U. D. (s.f.). *INTRODUCCION AL COMPORTAMIENTO Y AL DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO*. Obtenido de <http://webdelprofesor.ula.ve/nucleotrujillo/americanab/>
- ANSI. (1996). *Comentario sobre la Especificación para Acero Conformado en Frío*. Obtenido de http://www.inti.gov.ar/cirsoc/pdf/publicom/Comentario3ra_Parte.pdf
- Ascuña, O. E. (2010). *Diseño de un Muelle Flotante de Acero*. Obtenido de http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/123456789/499/PINTO_ASCUNA_OMAR_MUELLE_FLOTANTE_ACERO.pdf?sequence=1
- Calculo-Conexiones-Empernadas*. (s.f.). Obtenido de <http://es.scribd.com/doc/64545513/Calculo-Conexiones-Empernadas>
- Capítulo 8 - Conexiones Apernadas*. (s.f.). Obtenido de <http://webdelprofesor.ula.ve/nucleotrujillo/americanab/08-conexionesApernadas/8-1.html>
- Diseño de Conexiones para Edificaciones de Acero*. (s.f.). Obtenido de http://biblioteca2.ucab.edu.ve/anexos/biblioteca/marc/texto/AAP5526_1.pdf
- Diseños de Conexiones*. (2002). Obtenido de ftp://soporte.uson.mx/PUBLICO/04_INGENIERIA%20CIVIL/ACERO%20202/Texto%20Laminados%20en%20Frio/CAPITULO9.PDF
- Introducción al Diseño de Conexiones*. (s.f.). Obtenido de http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/gatica_g_jc/capitulo8.pdf
- LUIS FELIPE CADENA ALDAZ, V. F. (2008). *http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/487/1/T-ESPE-017521.pdf*. Obtenido de <http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/487/1/T-ESPE-017521.pdf>
- Sísmica, C. I. (s.f.). *Conexiones e estructura de acero*. Obtenido de http://www.cismid.uni.edu.pe/descargas/confinter/lzapata_doc.pdf
- Tipos de Conexiones*. (s.f.). Obtenido de http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/peternell_a_le/capitulo2.pdf