



Universidad de San Carlos de Guatemala
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil

**ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE MÉTODOS DE DISEÑO PARA UNIONES Y
JUNTAS MÁS COMUNES RESISTENTES A SISMO EN GUATEMALA**

Jorge Roberto Recinos Rodas

Asesorado por el Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos

Guatemala, marzo de 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA



FACULTAD DE INGENIERÍA

**ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE MÉTODOS DE DISEÑO PARA UNIONES Y
JUNTAS MÁS COMUNES RESISTENTES A SISMO EN GUATEMALA**

TRABAJO DE GRADUACIÓN

PRESENTADO A LA JUNTA DIRECTIVA DE LA
FACULTAD DE INGENIERÍA

POR

JORGE ROBERTO RECINOS RODAS

ASESORADO POR EL ING. MURPHY OLYMPO PAIZ RECINOS

AL CONFERÍRSELE EL TÍTULO DE

INGENIERO CIVIL

GUATEMALA, MARZO DE 2014

UNIVERSIDAD DE SAN CARLOS DE GUATEMALA
FACULTAD DE INGENIERÍA



NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
VOCAL I	Ing. Alfredo Enrique Beber Aceituno
VOCAL II	Ing. Pedro Antonio Aguilar Polanco
VOCAL III	Inga. Elvia Miriam Ruballos Samayoa
VOCAL IV	Br. Walter Rafael Véliz Muñoz
VOCAL V	Br. Sergio Alejandro Donis Soto
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

TRIBUNAL QUE PRACTICÓ EL EXAMEN GENERAL PRIVADO

DECANO	Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
EXAMINADOR	Ing. Jeovany Rudaman Miranda Castañón
EXAMINADOR	Ing. Luis Manuel Sandoval Mendoza
EXAMINADOR	Ing. Nicolás de Jesús Guzmán Sáenz
SECRETARIO	Ing. Hugo Humberto Rivera Pérez

HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR

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

ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE MÉTODOS DE DISEÑO PARA UNIONES Y JUNTAS MÁS COMUNES RESISTENTES A SISMO EN GUATEMALA

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, con fecha abril de 2013.



Jorge Roberto Recinos Rodas

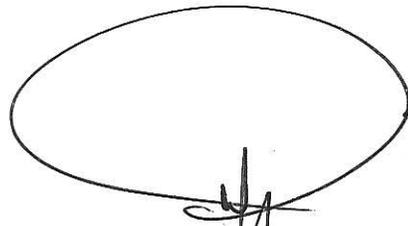
Guatemala 03 de febrero de 2014

Ingeniero
Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Coordinador del Área de Estructuras
Escuela de Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos de Guatemala
Presente

Estimado Ingeniero:

Cumpliendo con lo resuelto con la Dirección de la Escuela de Ingeniería Civil, se procedió a la asesoría y revisión del trabajo de graduación: **ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE MÉTODOS DE DISEÑO PARA UNIONES Y JUNTAS MÁS COMUNES RESISTENTES A SISMO EN GUATEMALA**, presentado por el estudiante: Jorge Roberto Recinos Rodas, con carné 2010-20417.

Considero que el trabajo de graduación se a desarrollado satisfactoriamente y cumple con los objetivos que motivaron la selección de dicho tema, por lo que hago de su conocimiento que apruebo el trabajo realizado. Sin otro particular, atentamente



Murphy Olimpo Paiz Recinos
Ingeniero Civil Colegiado No. 3706
Decano de la Facultad de Ingeniería





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



Guatemala,
26 de febrero de 2014

Ingeniero
Hugo Leonel Montenegro Franco
Director Escuela Ingeniería Civil
Facultad de Ingeniería
Universidad de San Carlos

Estimado Ingeniero Montenegro.

Le informo que he revisado el trabajo de graduación **ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE MÉTODOS DE DISEÑO PARA UNIONES Y JUNTAS MAS COMUNES RESISTENTES A SISMO EN GUATEMALA**, desarrollado por el estudiante de Ingeniería Civil Jorge Roberto Recinos Rodas, quien contó con la asesoría del Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos.

Considero este trabajo bien desarrollado y representa un aporte para la comunidad del área y habiendo cumplido con los objetivos del referido trabajo doy mi aprobación al mismo solicitando darle el trámite respectivo.

Atentamente,

ID Y ENSEÑAD A TODOS


Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera
Jefe del Departamento de Estructuras



FACULTAD DE INGENIERIA
DEPARTAMENTO
DE
ESTRUCTURAS
USAC

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Continua





USAC
TRICENTENARIA
Universidad de San Carlos de Guatemala

<http://civil.ingenieria.usac.edu.gt>

Universidad de San Carlos de Guatemala
FACULTAD DE INGENIERÍA
Escuela de Ingeniería Civil



El director de la Escuela de Ingeniería Civil, después de conocer el dictamen del Asesor Ing. Murphy Olimpo Paiz Recinos y del Jefe del Departamento de Estructuras, Ing. Ronald Estuardo Galindo Cabrera, al trabajo de graduación del estudiante Jorge Roberto Recinos Rodas, titulado ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE MÉTODOS DE DISEÑO PARA UNIONES Y JUNTAS MAS COMUNES RESISTENTES A SISMO EN GUATEMALA, da por este medio su aprobación a dicho trabajo.

Ing. Hugo Leonel Montenegro Franco



Guatemala, marzo 2014.

/bbdeb.

Mas de 134 años de Trabajo Académico y Mejora Contínua





El Decano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de San Carlos de Guatemala, luego de conocer la aprobación por parte del Director de la Escuela de Ingeniería Civil, al trabajo de graduación titulado: **ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE MÉTODOS DE DISEÑO PARA UNIONES Y JUNTAS MÁS COMUNES RESISTENTES A SISMO EN GUATEMALA**, presentado por el estudiante universitario: **Jorge Roberto Recinos Rodas**, autoriza la impresión del mismo.

IMPRÍMASE

Ing. Murphy Olympo Paiz Recinos
Decano



Guatemala, marzo de 2014

ACTO QUE DEDICO A:

Dios

Por brindarme la fortaleza y convicción de luchar por lo que deseo, y sentir su apoyo en cada etapa de mi vida.

Mis padres

Roberto Enrique Recinos Linares (q.e.p.d.) y Ana Margarita Rodas Rodas por ser un ejemplo de trabajo digno y honesto, por ser el modelo a seguir más grande para mi vida y por su apoyo incondicional.

Mis hermanas

Ana Patricia Recinos Rodas y Ana Lucia Recinos Rodas; por sus consejos, solidaridad y cariño a lo largo de toda mi vida.

Mis abuelos

José Asunción Rodas López (q.e.p.d.), Rosa Gloria Rodas Piedra Santa (q.e.p.d.), Víctor Recinos Rivas, Natividad Linares por sus sabios consejos y su amor condicional durante toda mi vida.

Mi familia

Tíos, primos y sobrinos, por sus consejos, cariño y apoyo en especial a la familia Recinos Muñoz, por el apoyo que me brindaron a lo largo de toda mi vida y carrera.

AGRADECIMIENTOS A:

Universidad de San Carlos de Guatemala	Por permitir formarme como profesional en esta casa de estudios.
Facultad de Ingeniería	Por brindarme, a través de sus catedráticos, todos los conocimientos adquiridos a lo largo de mi carrera profesional.
Ingeniero Murphy Paiz	Por brindarme su apoyo a lo largo de la realización de este trabajo de graduación y su dedicación en el mismo.
Mis amigos de la Facultad	A los que tuve la suerte de conocer en este proceso, por formar parte importante de mi vida y dejarme enseñanzas, vivencias inolvidables.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES	V
LISTA DE SÍMBOLOS	VII
GLOSARIO	IX
RESUMEN	XIII
OBJETIVOS	XV
INTRODUCCIÓN	XVII
1. ESTUDIO DE LAS UNIONES EN GUATEMALA	1
1.1. Recomendaciones para elección de materiales de construcción	1
1.1.1. Cemento	1
1.1.2. Agregados	3
1.1.3. Agua	4
1.1.4. Aditivos	5
1.1.5. Acero de refuerzo	6
1.2. Seguridad en el diseño de elementos estructurales	7
1.2.1. Estados límite	8
1.2.1.1. Estados límite últimos	8
1.2.1.2. Estado límite de estabilidad	9
1.2.1.3. Estado límite de resistencia	9
1.2.1.4. Estados límite de servicio	9
1.2.2. Vida útil de estructuras	10
1.2.3. Factores de mayorero de cargas	11
1.2.3.1. Excepciones	12
1.2.4. Supervisión óptima en elaboración de elementos ...	13

1.2.4.1.	Recomendaciones para elaboración de mezcla	13
1.2.4.2.	Revenimiento según ASTM C143	14
1.2.4.3.	Elaboración de elementos estructurales	17
2.	PRINCIPALES UNIONES UTILIZADAS.....	19
2.1.	Juntas	19
2.1.1.	Juntas de construcción.....	19
2.1.2.	Juntas de dilatación.....	20
2.1.3.	Juntas de contracción.....	21
2.2.	Uniones.....	22
2.2.1.	Tipos de uniones en marcos.....	22
2.2.1.1.	Según su configuración geométrica	22
2.2.1.2.	Según el intervalo de comportamiento	22
2.2.2.	Uniones viga secundaria-viga principal.....	23
2.2.3.	Uniones viga-columna	23
2.2.4.	Ménsulas y cornisas	24
2.2.5.	Vigas de apoyo.....	25
2.2.6.	Uniones con vigas anchas.....	25
2.2.7.	Principales uniones viga-columna empleadas en el país.....	26
2.2.7.1.	Uniones interiores.....	27
2.2.7.2.	Uniones exteriores.....	28
2.2.7.3.	Unión de esquina.....	28
2.2.7.4.	Uniones en forma de T	30

3.	CARACTERIZACIÓN DE SU COMPORTAMIENTO Y FALLO.....	33
3.1.	Criterios de diseño.....	34
3.2.	Comportamiento esperado	35
3.3.	Mecanismos de resistencia al corte	36
3.4.	Anclaje de refuerzo.....	37
3.4.1.	Barras continuas a través del nudo	37
3.4.2.	Refuerzo transversal horizontal.....	38
3.4.3.	Refuerzo transversal vertical.....	38
3.4.3.1.	Parámetros que influyen en la adherencia de las varillas a través de las uniones.....	39
3.5.	Transmisión de cargas	40
3.5.1.	Cargas típicas	40
3.5.2.	Cargas de cambio de volumen.....	41
3.5.3.	Fuerzas de montaje	41
3.6.	Fallas típicas.....	42
3.6.1.	Fallas por la magnitud de las cargas.....	43
3.6.2.	Por falta de estribos en nudos internos	43
3.6.3.	Por falta de estribos en nudos de borde o esquina	44
4.	ESTUDIO DE MÉTODOS DE DISEÑO	45
4.1.	Controles en la conexión viga-columna según ACI 318S-08....	45
4.1.1.	Control de resistencia al corte.....	45
4.1.2.	Control de deterioro de adherencia	50
4.1.3.	Control del refuerzo de confinamiento.....	50
4.1.4.	Control de longitud de anclaje.....	52
4.2.	Método de bielas y tirantes	52
4.2.1.	Requisitos generales.....	53

4.2.2.	Definiciones	53
4.2.3.	Procedimiento de diseño	54
5.	EJEMPLOS ILUSTRATIVOS	57
5.1.	Diseño de uniones por método de controles	57
5.1.1.	Nudo interior	59
5.1.2.	Nudo exterior	65
5.1.2.1.	Eje X perpendicular al borde	65
5.1.2.2.	Eje Y paralelo al borde	68
5.1.3.	Nudo esquinero	70
5.2.	Diseño de unión de viga de gran altura con columnas en sus extremos por el método de bielas y tirantes	72
5.3.	Análisis comparativos y recomendaciones	80
5.3.1.	Método de controles	80
5.3.2.	Método de bielas y tirantes	81
5.3.3.	Análisis	81
	CONCLUSIONES	83
	RECOMENDACIONES	85
	BIBLIOGRAFÍA	87
	ANEXOS	89

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

FIGURAS

1.	Ménsula común de concreto reforzado	24
2.	Vigas de apoyo	25
3.	Conexiones comunes según ACI 352RS-02	26
4.	Union interior.....	27
5.	Union exterior.....	28
6.	Ejemplo de transmisión de cargas en uniones de esquina	29
7.	Armados de uniones de esquina	30
8.	Armados de uniones en forma de T	31
9.	Nudo típico visto desde planta.....	39
10.	Falla de unión interior.....	43
11.	Fuerzas en diferentes tipos de diseño.....	46
12.	Distancia H entre columnas	47
13.	Union viga-columna con dimensiones graficadas.....	49
14.	Area de estudio de uniones en elevación	57
15.	Área de estudio de uniones en planta	58
16.	Isométrico de área de estudio de uniones	58
17.	Requisitos para espaciamiento de refuerzo.....	64
18.	Viga de gran altura simplemente apoyada	72
19.	Modelo de reticulado	74
20.	Nodo C	76
21.	Nodo A.....	77
22.	Zona de anclaje de tirante	79

TABLAS

I.	Asentamiento en el cono de Abrams	16
II.	Dimensiones de vigas.....	59
III.	Dimensiones de columnas.....	59

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
h	Altura del elemento.
Ag	Área bruta de la sección.
Asmax	Área de acero máximo.
As	Área de refuerzo a tracción o compresión.
Asmin	Área mínima de refuerzo de flexión.
Ash	Área total de refuerzo transversal colocado dentro del espaciamiento.
P	Carga axial.
CM	Carga muerta.
CV	Carga viva.
db	Diámetro de la varilla de refuerzo.
d	Distancia desde la fibra extrema en compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.
C	Esfuerzo de compresión.
V	Esfuerzo de corte.
T	Esfuerzo de tensión.
Φ	Factor de reducción de resistencia.
α	Factor usado para calcular V.
F	Fuerza.
bc	La dimensión del núcleo del elemento a flexocompresión.

L	Longitud, de columna medida entre los ejes del pórtico.
Ldh	Longitud de desarrollo en tracción de las barras corrugadas o alambres corrugados con un gancho estándar.
M1,2	Momentos desarrollados en los nudos.
V-1,2,3,4,5,6,7	Nomenclatura para identificar vigas en plano.
f'c	Resistencia especificada a compresión del concreto.
fy	Resistencia especificada a la fluencia del acero.
U	Resistencia requerida para resistir las cargas mayoradas o momentos y fuerzas internas.
C-1,2,3	Sección de columna.
Sh	Separación del refuerzo transversal a corte.

GLOSARIO

ACI	American Concrete Institute (Instituto Americano de Concreto).
Análisis estructural	Estudio que abarca cálculo para determinar el comportamiento de una estructura, a través de los diagramas de: momentos, corte y deflexión.
ASTM	American Society for Testing and Materials (Sociedad Americana para Ensayos y Materiales).
Carga axial	Fuerza que es aplicada en el centro geométrico de la sección transversal de un miembro.
Carga mayorada	Carga que es multiplicada por un factor, dando siempre un incremento a la carga original.
Cargas	Fuerzas y otras acciones resultantes del peso de los materiales de construcción, los ocupantes y sus pertenencias, efectos ambientales, movimiento diferenciales y restricciones a la deformación.
Columna	Elemento con una relación entre altura y menor dimensión lateral mayor de 3 usado principalmente para resistir carga axial de compresión.

Conexión	Una zona que une dos o más elementos, también se refiere a la zona que une elementos en que uno o más son prefabricados.
Cortante	Es el esfuerzo interno o resultante de las tensiones paralelas a la sección transversal de un prisma mecánico como por ejemplo una viga o una columna.
Diseño	Planificación de algo
Estribo	Armadura de acero de forma rectangular, resistente a corte.
Estructura	Distribución y orden de las partes importantes de una edificación.
Junta de contracción	Muesca moldeada, aserrada o labrada en una estructura de concreto para crear un plan de debilidad y regular la ubicación del agrietamiento resultante de las variaciones dimensionales de diferentes partes de la estructura
Junta de expansión	Separación entre partes adyacentes de una estructura de concreto, usualmente un plano vertical en una ubicación definida en el diseño de tal modo que interfiera al mínimo con el comportamiento de la estructura.

Longitud de desarrollo	Longitud embebida del refuerzo, incluyendo torones de preesforzado, en el concreto que se requiere para poder desarrollar la resistencia de diseño del refuerzo en una sección crítica.
Momento	Magnitud que resulta de la multiplicación de una fuerza por una distancia a un punto referente.
Nudo	Parte de una estructura que es común a los elementos que se intersectan. El área efectiva de la sección transversal dentro de un nudo de un pórtico especial resistente a momento.
Resistencia	Propiedad que tiene un elemento para aguantar una carga o fuerza.
Transferencia	Operación de transferir los esfuerzos del acero de preesforzado desde los gatos o del banco de tensionamiento al elemento de concreto.
Zona de anclaje	En elementos postensados, la porción del elemento, a través de la cual la fuerza de pre esforzado concentrada se transfiere al concreto y es distribuida de una manera más uniforme en toda la sección.

RESUMEN

Las uniones y juntas son elementos de suma importancia para un buen comportamiento de la estructura a la que pertenecen. Esto es debido a que son las encargadas de transmitir de manera eficiente las cargas de niveles superiores, a través de elementos como vigas y columnas.

Aunque las uniones forman parte muy importante de las estructuras, la atención que se le pone por parte del encargado del diseño estructural aún se encuentra en un nivel bajo. Por esto se puede encontrar que las fallas más comunes en edificaciones, se localizan en los bordes de vigas y columnas o en el nudo en sí, teniendo un comportamiento explosivo y de sumo peligro para las personas que están en áreas circundantes al mismo.

Para dar la importancia que se debe a este tema, se realizó un estudio de las uniones más comunes en Guatemala y se nombraron criterios de diseño que dan la seguridad que el nudo cumplirá como se espera cuando sea sometido a las cargas de diseño.

Se brindan ejemplos de cómo se hacen ciertos chequeos de resistencias a corte, adherencia y longitud de desarrollo para analizar y entender la importancia de cada uno de estos aspectos de las uniones.

OBJETIVOS

General

Realizar un estudio detallado sobre las uniones que son utilizadas con más frecuencia en Guatemala, para tener un material de apoyo en momentos de realizar un diseño y/o un análisis estructural para medir la capacidad de la estructura.

Específicos

1. Nombrar las uniones más comunes en Guatemala y como son sus características físicas y estructurales.
2. Conocer los métodos de control que propone el Código ACI para las uniones que contiene dicho código, y saber la importancia de los mismos.
3. Conocer la causa común de las fallas de uniones de concreto armado, tomando en cuenta los estudios realizados y la historia para poder evitarlos.
4. Conocer el método propuesto de bielas y tirantes en el Código ACI 318S-08 y tener un detalle del procedimiento de diseño según dicho método.

INTRODUCCIÓN

El diseño de edificaciones cada día es más riguroso en sus revisiones, sobre todo en factores de seguridad que proporcionan a la estructura la capacidad de resistir cargas mayores a las que se esperan ocurran. Con estos factores los ingenieros civiles no tienen ninguna excusa para realizar diseños por debajo a lo esperado.

La mayoría de fallas que aparecen en edificaciones son debidas a las uniones, por esto se les debe dar la importancia que se merecen y tratarlas con sumo cuidado en el momento de su diseño.

Para el diseño de uniones de concreto el ingeniero civil se puede abocar a varios códigos de diseño, siendo el más preciso para este tema el Código ACI 352RS-02: *Recomendaciones para el diseño de conexiones viga-columna en estructuras monolíticas de concreto reforzado* y el Código ACI 318S-08: *Requisitos de reglamento para concreto estructural*.

Con estas herramientas se llevó a cabo un estudio de las uniones y juntas que se utilizan con más frecuencia en Guatemala, brindando ejemplos de diseño y criterios que se toman en cuenta para su óptimo desenvolvimiento durante su vida útil.

1. ESTUDIO DE LAS UNIONES EN GUATEMALA

1.1. Recomendaciones para elección de materiales de construcción

Las uniones y juntas de concreto tienden a resistir una amplia gama de esfuerzos eficazmente, gracias a que sus componentes son de buena calidad y se han colocado de manera adecuada. Por esto es necesario tener conocimiento de los materiales que componen el concreto armado y qué características contienen los que gozan de buena calidad.

El concreto debe ser manejable, transportable y fácilmente colocarlo, sin perder su homogeneidad. Para conocer la calidad del concreto que se está trabajando se realizan ensayos en campo, como son: temperatura, asentamiento e inspección visual.

Los componentes de un concreto armado son regularmente: cemento, agregados, agua, aditivos y acero de refuerzo. Se detallarán las características de cada uno a continuación.

1.1.1. Cemento

El cemento se puede definir como un conglomerante hidráulico que, mezclado con agua, fragua y endurece dando lugar a productos hidratados, mecánicamente resistentes y estables, tanto en el agua como en la tierra.

Hay varios tipos de cemento en el mercado y cada uno sirve en diferentes circunstancias mejor que otros, tomando en cuenta clima, tipo de estructura, entre otros. Algunos son:

- Cemento Portland: cemento hidráulico compuesto por *clinker* y sulfatos de calcio como adición a la molienda.
- Cemento hidráulico con puzolana: cemento hidráulico que consiste en mezclar *clinker*, yeso y puzolana.
- Cemento hidráulico con escoria: cemento hidráulico que consiste en la mezcla de *clinker*, yeso y escoria de alto horno.
- Cemento hidráulico de uso general: cemento hidráulico que consiste en la mezcla de componentes minerales, yeso y *clinker*.

Existen algunas modificaciones entre los cementos para ocasiones y escenarios especiales, como los siguientes:

- Cemento hidráulico con resistencia al congelamiento
- Cemento hidráulico con alta resistencia inicial
- Cemento hidráulico con alta resistencia a sulfatos
- Cemento blanco
- Cemento hidráulico de bajo calor de hidratación
- Cemento hidráulico de baja reactividad a los agregados reactivos a los álcalis
- Cemento hidráulico con moderado calor de hidratación
- Cemento hidráulico de resistencia moderada a los sulfatos

Para obtener un buen concreto es necesario saber qué tipo de cemento es el adecuado para utilizar, por lo cual es importante saber la clasificación de los mismos.

Luego de escoger correctamente el cemento a utilizar, se debe almacenar en un lugar especial, que tenga las siguientes características:

- Debe ser un lugar seco, que no contenga mucha humedad relativa.
- Se deben de cerrar las grietas y aberturas en techos y paredes.
- Deben de colocar los sacos sobre tarimas y no sobre pisos húmedos.
- Los sacos se deben de apilar juntos para reducir la circulación de aire, pero no deben de hacerse en paredes exteriores.
- Se debe evitar que se superpongan más de 14 sacos si el período de almacenamiento es menor a 60 días, si es mayor no se deben de superponer más de 7 sacos.

1.1.2. Agregados

Los agregados le dan consistencia al concreto y se les conoce como el esqueleto del mismo, son los responsables en gran parte de la resistencia a compresión y su peso es entre el 80 y 90 por ciento del peso total del concreto.

Los agregados deben ser partículas duras, de formas adecuadas, inertes y no reactivas con los álcalis del cemento. Además deben ser agregados limpios, libres de arcillas, limos y materia orgánica.

La granulometría, forma y tamaño de los agregados influyen sobre la resistencia y calidad del concreto, el tamiz número 4 es la marca de separación entre agregado fino y agregado grueso.

Las partículas del agregado deben ser duras, tener formas cúbicas, evitando siempre que se pueda usar de formas inadecuadas, como las formas alargadas, planas y redondeadas, ya que debilitan la adherencia entre componentes.

La superficie de los agregados es también una característica muy importante a considerar, ya que los agregados con textura muy rugosa, necesitan una elevada proporción de finos para mejorar su docilidad y, por tanto, una mayor cantidad de agua de mezclado. Por lo contrario, los agregados redondos permiten obtener con mayor facilidad concretos más manejables.

Otros puntos a tener en cuenta en los agregados son la humedad al dosificar el concreto, por 2 razones:

- Se debe corregir la cantidad de agua de mezclado, descontando la que contienen los agregados mojados.
- El nivel de expansión que tienen algunos agregados al estar húmedos puede hacer variar el volumen total del concreto.

1.1.3. Agua

Para el mezclado y curado del concreto es aceptable cualquier tipo de agua que se considere potable. Si es posible se debe realizar un análisis químico para conocer la calidad de agua, la cual debe tener ciertos límites de aceptación de propiedades químicas como:

- PH \geq 5
- Sustancias disueltas \leq 15 gramos por litro
- Sulfatos \leq 1 gramos por litro
- Sin hidratos de carbono
- Sustancias orgánicas solubles
- En éter \leq 15 gramos por litro
- Ión cloro \leq 6 gramos por litro

La limitación del contenido de ión cloro se debe a que si este se excede, en un futuro, puede llegar a corroer la armadura de la estructura. Las aguas de mar y aguas salinas pueden, por lo tanto, utilizarse en la fabricación de concretos que no contengan armaduras de acero en su interior. Sin embargo, el uso de estas aguas puede producir una disminución de la resistencia del concreto en aproximadamente un 15 por ciento.

Cuando se emplea agua de pozos, es conveniente realizar análisis periódicos, ya que la explotación intensa del manto freático del terreno, puede producir un aumento en la salinidad o de las impurezas de la misma.

Este tipo de agua no solo es perjudicial para la mezcla del concreto, ya que también afecta el resultado final del concreto si se emplea en el curado.

1.1.4. Aditivos

Los aditivos forman parte del concreto en alrededor de un 5 por ciento del peso del cemento, estos sirven para modificar alguna propiedad, característica o comportamiento del concreto tanto en estado fresco como endurecido.

Es oportuno realizar ensayos del concreto cuando se utilizan aditivos, ya que pueden variar en gran parte las características del mismo.

- Aditivos que modifican las propiedades, características y comportamiento del concreto fresco: estos son los plastificantes, fluidificantes y superfluidificantes que producen concretos más manejables, dóciles y menos segregables, permitiendo una mayor resistencia al disminuir la relación agua por cemento.
- Aditivos que modifican las propiedades, características y comportamiento del concreto en período de fraguado y endurecido: los retardantes de fraguado aumentan el tiempo en el cual el concreto mantiene su estado plástico y manejable; los aceleradores de fraguado y endurecimiento por lo contrario, disminuyen el tiempo transcurrido entre el estado plástico y el estado sólido.

1.1.5. Acero de refuerzo

El uso del acero de refuerzo en las estructuras de concreto puede brindar varias características al elemento, como:

- Aumento de ductilidad
- Aumento de resistencia
- Resistir esfuerzos a tensión
- Resistir cortante
- Resistir torsión
- Restringir agrietamiento

La resistencia que tienen las varillas de acero se clasifican por grados de 40 y 60 kilo libras por pulgada cuadrada (2 800 y 4 200 kilogramo por centímetro cuadrado) para la construcción de concreto, con diámetros nominales desde $\frac{3}{8}$ hasta $1 \frac{3}{8}$ pulgadas, los incrementos se van dando en cantidades de $\frac{1}{8}$.

Para eliminar los riesgos de oxidación o corrosión, las barras no deben almacenarse directamente sobre el piso. El almacenamiento se realizará en locales ventilados y al abrigo de la humedad del suelo y paredes, adoptándose las precauciones precisas para evitar que el material pueda ensuciarse o producirse cualquier deterioro debido a ataque químico u operaciones de soldadura realizadas en las proximidades.

Antes de almacenar las armaduras se comprobará que están limpias, sin manchas de grasa, aceite, pintura, polvo, tierra o cualquier otra materia perjudicial para su buena conservación y posterior adherencia.

El estado de superficie de todos los aceros será siempre objeto de examen antes de su uso, especialmente después de un prolongado almacenamiento en obra o taller, con el fin de asegurarse que no presentan alteraciones perjudiciales.

Las barras de refuerzo deben manejarse y almacenarse de modo que no se doblen o deformen.

1.2. Seguridad en el diseño de elementos estructurales

Tomadas las decisiones de los materiales de construcción a utilizar y con la completa confianza de que se manejan materiales de alta calidad, se puede

dar paso al diseño de los elementos estructurales, tomando en cuenta varios criterios de diseño que ayudarán a tener un margen de error mínimo y que en casos especiales pueden crear esfuerzos mayores a los previstos en la estructura. Entre los factores importantes a considerar se puede encontrar:

- Estados límites
- Vida útil de estructuras
- Factores de mayoraje de cargas
- Supervisión óptima en elaboración de elementos

1.2.1. Estados límite

El estado límite puede ser definido como una condición de la estructura o parte de la misma, en la cual deja de cumplir con la función para la cual esta fue diseñada. Esto quiere decir que se compruebe que el efecto del comportamiento o daño de un edificio o estructura sea menor o igual al comportamiento o daño para el cual fue diseñado.

Los estados límite pueden ser últimos (ELU), de servicio (ELS), de estabilidad (ELE) y estado límite de resistencia (ELR)

1.2.1.1. Estados límite últimos

Son los que se alcanzan cuando la estructura sufre colapso total o parcial de una estructura. Estos colapsos afectan la capacidad debido a lo siguiente:

- Pérdida del equilibrio del edificio o de una parte de él, considerado como cuerpo rígido.
- Fallo por deformación excesiva.

- Transformación de la estructura, total o parcialmente en un mecanismo.
- Rotura de elementos estructurales o de sus uniones.
- Inestabilidad de elementos estructurales.

Los estados limite últimos son:

- Por solicitaciones normales
- Por cortante
- Por torsión
- Por punzonamiento
- Por rasante
- Estado límite de inestabilidad
- Estado límite de fatiga

1.2.1.2. Estado límite de estabilidad

Se mide cuando todo el edificio o una parte del mismo cumplen con el valor de diseño del efecto de las fuerzas y movimientos estabilizadoras, es menor o igual al valor de cálculo del efecto de las acciones estabilizadoras.

1.2.1.3. Estado límite de resistencia

Se mide a partir de que la resistencia real de la estructura para la cual fue diseñada, es menor o igual al valor de diseño.

1.2.1.4. Estados límite de servicio

Se miden a partir de las deformaciones, grietas y vibraciones de la estructura y se toma en cuenta el deterioro de sus materiales constituyentes

como deterioro de concreto y corrosión del refuerzo. Estos límites después de ser superados, afectan el confort y el bienestar de los usuarios del edificio o de las personas que lo rodean en la cercanía.

Se considera que el edificio no ha sobrepasado su estado límite de servicio cuando sus deformaciones, movimientos y apariencias son menores o iguales al valor límite admisible para el cual fue diseñado.

1.2.2. Vida útil de estructuras

La vida útil de una estructura de concreto puede ser definida como el período en el que la estructura conserva los requisitos del proyecto sobre seguridad, funcionalidad y estética, sin costos inesperados de mantenimiento. Se puede concluir, entonces, que una estructura sin alguna de estas propiedades: seguridad, funcionalidad y estética, ya sobre pasó el período de su vida útil.

Cuando una persona diseña una estructura, lo hace con un período de vida útil aproximado, ayudándose con las especificaciones de las normas y códigos. Esta se denomina vida útil de diseño.

La vida útil real es aquella en la que se ha alcanzado un nivel crítico o inaceptable de deterioro en la estructura, que la hace inservible para el propósito para el que fue proyectada o diseñada.

La vida útil de las estructuras se puede ver prolongada con un buen uso de la misma y dándole un buen mantenimiento periódicamente.

Existe también la vida residual que se entiende como el tiempo a partir del momento en que la estructura alcanza el anterior límite aceptable. Es el período en el que la estructura necesitará reparación, remodelación o completa renovación, para que vuelva a su estado de servicio original.

1.2.3. Factores de mayoreo de cargas

Las estructuras que se diseñan deben tener al menos la misma resistencia que la requerida U , calculada para las cargas y fuerzas mayoradas. Las combinaciones que se tomarán en cuenta serán las que están detalladas en el ACI 318S-08, tomando en cuenta las combinaciones que se encuentran en el capítulo 9 y las del apéndice C.

Las combinaciones nunca deben mezclarse entre estos 2 tipos, siempre debe usarse un solo criterio para tener los resultados que se quieren.

El requerimiento básico para el diseño por resistencia, se puede expresar como:

$$\begin{aligned} \text{Resistencia de diseño} &\geq \text{resistencia requerida} \\ \Phi (\text{resistencia nominal}) &\geq U \end{aligned}$$

El procedimiento de diseño para resistencia, al margen de seguridad, se proporciona multiplicando la carga de servicio por un factor de carga y la resistencia nominal por un factor de reducción de resistencia.

La resistencia requerida U debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas, de las siguientes ecuaciones brindadas en el capítulo 9 antes mencionado:

- $U = 1,4 (D + F)$
- $U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (L \text{ o } S \text{ o } R)$
- $U = 1,2D + 1,6 (L \text{ o } S \text{ o } R) + (1,0L \text{ o } 0,8W)$
- $U = 1,2D + 1,6W + 1,0L + 0,5 (L \text{ o } S \text{ o } R)$
- $U = 1,2D + 1,0E + 1,0L + 0,2S$
- $U = 0,9D + 1,6W + 1,6H$
- $U = 0,9D + 1,0E + 1,6H$

1.2.3.1. Excepciones

Las excepciones en las estructuras varían con base en el uso que se le dará, ya que en ciertos casos, el hecho de utilizar estos factores puede causar un diseño demasiado resistente y por ende gastos innecesarios. Entre las excepciones más importantes podemos encontrar las siguientes:

- Se permite reducir a 0,5 el factor de la carga viva L, excepto para estacionamientos, áreas ocupadas como lugares de reunión pública y en todas las áreas donde L sea superior a 4,8 kiloPascales.
- Se permite usar 1,3W en lugar de 1,6W cuando este factor no haya sido reducido todavía por un factor de direccionalidad.
- Se puede usar 1,4E en lugar de 1,0E, cuando E, los efectos de carga por sismo se basen en los niveles de servicio de las fuerzas sísmicas.

El apéndice C brinda factores de carga y reducción de resistencia alternativos, a los ya propuestos y son los siguientes:

La resistencia U no deben ser menores a las siguientes expresiones:

- $U = 1,4D + 1,7L$
- $U = 0,75 (1,4D + 1,7L) + (1,6W \text{ o } 1,0E)$
- $U = 0,9D + (1,6W \text{ o } 1,0E)$
- $U = 1,4D + 1,7L + 1,7H$

Cuando los efectos estructurales de los asentamientos diferenciales, el flujo plástico, la retracción, las variaciones de temperatura, T, sean significativos U no debe ser menor que el valor obtenido de las siguientes expresiones:

- $U = 0,75 (1,4D + 1,4T + 1,7L)$
- $U = 1,4 (D + T)$

1.2.4. Supervisión óptima en elaboración de elementos

Cuando se supervisa la elaboración de elementos de concreto, se deben tomar en cuenta ciertas variables importantes que son: la relación agua/cemento, distribución granulométrica de los agregados y la consistencia de la mezcla.

1.2.4.1. Recomendaciones para elaboración de mezcla

La buena calidad de un elemento estructural depende directamente de sus materiales constitutivos, esto da paso a que se formulen las siguientes recomendaciones:

- Curar el tambor, por 2 minutos, con 2 libras de arena y 2 de cemento
- Agregar la grava y después la arena, mezclar por 30 segundos
- Agregar el cemento y homogenizar por 1 minuto
- Adicionar agua y mezclar por 3 minutos
- Detener la mezcla cuando esta tenga un color uniforme.

El profesional a cargo de la obra, debe indicarle al maestro de obras y a la cuadrilla la cantidad de agua que se utilizará para cierto volumen de concreto. Es recomendable tener un recipiente únicamente para el agua, con una marca que determine la cantidad idónea para la mezcla.

La resistencia del concreto es el indicador más importante y universal para la calidad del mismo y esta es inversamente proporcional a la relación agua-cemento. En contraste, esta relación da trabajabilidad y facilidad de transporte del concreto.

1.2.4.2. Revenimiento según ASTM C143

La utilización de normas para ensayos da la certeza que se obtendrán datos confiables y apegados a la realidad. El revenimiento es un ensayo para las mezclas recién elaboradas y el equipo a utilizar se enlista a continuación:

- Cono de Abrams
- Placa
- Varilla metálica lisa número 5, de 60 centímetros de longitud con extremo redondeado
- Cinta métrica

El procedimiento para la ejecución de la prueba, es el siguiente:

- Colocar el cono sobre la placa: se humedece el interior del cono y se coloca sobre la placa, la cual debe de estar sobre una superficie plana y humedecida también.
- Llenar el cono en tres capas de igual volumen: se llena el cono hasta $1/3$ de su capacidad y se compacta con la varilla número 5 dando 25 golpes, repartidos uniformemente por toda la superficie, siguiendo la forma de espiral. Luego se introduce otra tercera parte del volumen, se repite el procedimiento, y para finalizar se llena el cono con la última tercera parte, se compacta y se raza con la varilla número 5
- Sacar el molde cónico con cuidado: se saca el molde levantándolo lo más verticalmente posible y con mucho cuidado, este movimiento debe durar entre 3 y 7 segundos.
- Realizar medida: se coloca el cono al lado del concreto que queda asentado, se coloca la varilla sobre el cono y se mide la diferencia de alturas entre la varilla y el concreto asentado.
- Verificar el asentamiento con la tabla que se da a continuación:

Tabla I. **Asentamiento en el cono de Abrams**

CONSISTENCIA	ASIENTO DEL CONO DE ABRAMS (mm)	TOLERANCIA (mm)
Seca	0-20	0
Plástica	30-50	+ -1
Blanda	60-90	+ -1
Fluida	100-150	+ -2
Líquida	>150	0

Fuente: elaboración propia.

Se debe realizar pruebas de temperatura del concreto y también tomar las muestras para elaborar cilindros de ensayo para evaluar la resistencia que se toma a diferentes edades.

Toma de muestras para la fabricación de cilindros de concreto para las pruebas de resistencia a la compresión del concreto según ASTM C31.

Los moldes para los cilindros deben ser deformables, no absorbentes y de 15 centímetros de diámetro por 30 centímetros de altura. Estos deben ser humedecidos antes de iniciar el procedimiento y puestos sobre una superficie lisa, dura y horizontal.

Estos se llenan con el mismo procedimiento del cono de Abrams, en el cual se llenan 3 capas y se compactan 25 veces con la varilla número 5 siguiendo la forma de un espiral. Después de la tercera capa se rasa el recipiente y se deja sin desencofrar durante 24 horas a una temperatura de 16 a 27 grados Celsius.

Luego de cumplidas las 24 horas, se desencofra el cilindro de concreto se sumerge en agua y se realizan los ensayos en los días que están registrados en la norma, normalmente son 3, 7 y 28 días.

1.2.4.3. Elaboración de elementos estructurales

Cuando se elaboran los elementos estructurales es bueno evitar la segregación y conseguir una mezcla que llene todo el encofrado uniformemente.

Se debe revisar el espaciamiento de las varillas, eslabones y estribos y el número de varilla que se esté usando. Esto se debe cumplir porque cada uno de estos detalles han sido diseñados y estudiados por el ingeniero estructural previamente.

En el desencofrado hay que llevar un riguroso control del curado del elemento, humedeciéndolo periódicamente para que este llegue a sus características óptimas a los 28 días.

Se debe ver que el elemento esté sin ninguna ratonera u orificios, donde el concreto no haya llenado y además que este elemento esté perfectamente alineado como se necesita.

2. PRINCIPALES UNIONES UTILIZADAS

Cuando se da un colapso parcial o total de un edificio, regularmente se culpa a la dosificación del concreto, el cálculo de acero, el análisis estructural y en algunos casos hasta a las cimentaciones. La realidad es que no se le da la importancia que se debe al despiece del refuerzo, por lo cual, en muchos casos, las conexiones de los elementos estructurales principales son la causa del problema que hace colapsar a la estructura.

El requisito básico que todas las uniones deben cumplir es que las fuerzas existentes en los extremos de los elementos estructurales puedan distribuirse y transmitirse a través de la unión a los elementos de soporte.

2.1. Juntas

Las juntas son elementos estructurales de mucha utilidad para ciertas estructuras, son de gran variedad, diferenciándose por su uso y localización. Las juntas estructurales son:

2.1.1. Juntas de construcción

Las juntas de construcción constituyen una consideración de diseño importante para edificaciones de concreto simple. En el concreto reforzado, a estas se les proporciona refuerzo para resistir los esfuerzos que se crean gracias a la restricción de los efectos de flujo plástico, la variación de la temperatura y a retracción a la que se someten los elementos.

Las juntas en el concreto simple son el único medio de diseño para controlar los desarrollos de los esfuerzos de tracción. Este elemento de concreto simple, debe ser pequeño para que logre su cometido y debe estar dividido en elementos menores por medio de juntas para controlar el desarrollo de los esfuerzos. Se considera una reducción mínima de un 25 por ciento del espesor del elemento para que una junta de contracción sea efectiva.

En el diseño de las juntas se debe evadir los desarrollos de fuerzas de tracción axial y la flexión en ella después de una fisura, siempre procurando que la fisuración aleatoria, debido a efectos de flujo plástico, temperatura, contracción o retracción, no afecte la integridad de la estructura y sea aceptable. En el caso de las fisuraciones transversales en muros de cimentaciones, las juntas transversales de contracción y aislamiento no son necesarias.

2.1.2. Juntas de dilatación

La localización de las juntas de dilatación o juntas de expansión debe estar basada en un análisis que contenga el máximo número posible de factores que causan movimiento para cada estructura en particular. Si cada movimiento individual puede ser calculado, la deflexión resultante se obtendrá sumando todos los movimientos y el ancho de las juntas puede ser obtenido al multiplicar el valor de esta deflexión por un factor de seguridad.

Sin embargo, algunos de los parámetros básicos que se necesitan para computar los movimientos individuales están precariamente definidos. Por ejemplo: el módulo de elasticidad del concreto en tensión cerca del estado de ruptura, o, en el caso de estructuras complejas como grandes edificios, la presencia de algunos esfuerzos de fricción o interacciones de elementos

estructurales, que difícilmente pueden ser medidos, y causan incertidumbre en los movimientos.

Es aconsejable tener un espaciamiento de 30 metros entre las juntas de expansión en una estructura. Algunos códigos indican un ancho de juntas, aproximado a una pulgada y un espaciamiento máximo entre juntas de 60 metros, para los siguientes casos:

- Nuevos edificios adhiriéndose a viejos edificios.
- Edificios largos y bajos apoyándose a edificios altos
- Alas adjuntándose a estructuras principales

2.1.3. Juntas de contracción

Son utilizadas en lugares que tengan una alta posibilidad de agrietamiento, por contracción de la estructura o por cambios térmicos. Estos métodos de juntas de contracción deben ser implementados en lugares de cambios de espesor y de configuración. Generalmente el espaciamiento entre las juntas es mínimo de 9 metros, medido de centro a centro.

En los casos en los que la contracción es inevitable, la junta de contracción de tipo aparente es de mucha utilidad ya que cuando se produce la contracción, la grieta aparece en este plano de debilidad intencionalmente formado. De esta manera la grieta que se forma en la estructura se extiende en línea recta, facilitando el sellado de la misma.

2.2. Uniones

Las uniones pueden ser definidas como el punto en el cual 2 o más elementos estructurales se unen y transmiten sus cargas, estas se diseñarán dependiendo de su localización y el uso que se les dé.

2.2.1. Tipos de uniones en marcos

Las uniones más comunes en marcos se pueden dividir en 2 campos, que son según su configuración geométrica y según el intervalo de comportamiento.

2.2.1.1. Según su configuración geométrica

La configuración geométrica puede causar que las uniones cambien en sus armados y sus comportamientos. Estas se pueden clasificar en: uniones interiores, en las cuales las varillas atraviesan la unión en línea recta hasta otro punto; uniones exteriores, en las cuales las barras son ancladas por medio de ganchos y uniones de esquina o en forma de T, que suelen resistir la mayor carga de momentos flexionantes por ser regularmente los últimos puntos de transmisión de carga.

2.2.1.2. Según el intervalo de comportamiento

El comportamiento para el cual es diseñada una unión es muy importante para clasificarla. En los casos donde las vigas y columnas se deforman plásticamente, la deformación en la unión debe ser estrictamente inelástica, conservando los 90 grados del marco. Por otro lado se pueden articular las vigas a una distancia lejana a la unión, permitiendo que esta se mantenga dentro del intervalo elástico y las uniones también elásticas.

2.2.2. Uniones viga secundaria-viga principal

La unión viga secundaria-viga principal se utiliza en construcciones de concreto, en donde la viga secundaria de piso esta soportada por vigas principales. Cuando se diseña, se plantea de tal manera que la reacción generada por la viga de piso sea distribuida uniformemente a lo largo de toda la altura de la interface entre la viga secundaria y viga principal. Este supuesto que fue tomado del Código ACI para el diseño de cortante V_c+V_s , utiliza la cortante nominal promedio en el concreto $v_c=V_c/b_wd$, dejando claro que la distribución uniforme de todo el esfuerzo cortante creado será a través del alma de la viga.

2.2.3. Uniones viga-columna

La unión viga-columna puede ser definida como la porción de la columna dentro de la altura de la viga o vigas que se unen hasta la misma. En el pasado el diseño de dichas uniones se limitaba a cumplir con el anclaje adecuado para elementos de refuerzo, pero actualmente, con la implementación de los concretos de alta resistencia y el refuerzo con diámetro cada vez mayor, se obliga a poner más atención a las uniones y el despiece de las mismas.

Las uniones se dividen en 2 tipos. La tipo 1 se caracteriza por conectar elementos de estructuras comunes diseñadas con base a la resistencia para resistir cargas gravitacionales y normales de viento. La tipo 2 es la unión que conecta elementos estructurales proyectados a resistir los momentos, en los cuales se invierte la deformación dentro de un intervalo inelástico.

2.2.4. Ménsulas y cornisas

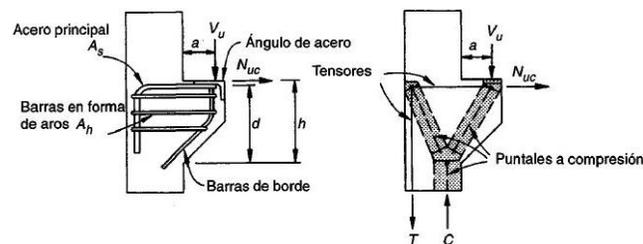
Las ménsulas son el tipo de uniones que se utilizan en la construcción prefabricada, para soportar las vigas en su respectiva columna. Las cornisas por su parte se caracterizan por proyectarse a partir de un muro en vez de una columna, por ser 2 elementos que cubren la misma necesidad y ser parecidos, mucha gente los confunde.

Las ménsulas son diseñadas para suministrar la reacción vertical en el borde de la viga que apoya y la fuerza horizontal que se da por cambios de temperatura, flujo plástico y fraguado restringido.

Cuando se implementan cornisas, regularmente se utiliza una platina de acero en la parte donde se apoyara la viga, para que esta pueda distribuir una reacción uniforme en el borde de la viga. También se coloca en algunos casos una platina en el borde inferior del elemento sostenido.

Muchas personas sueldan las 2 platinas, si se da esta circunstancia, se debe de tomar en cuenta las fuerzas horizontales que pueden llegar a afectar la estructura, aunque en algunos casos se puede implementar el teflón o cojinetes elastometricos de apoyo para evitar las mismas.

Figura 1. **Ménsula común de concreto reforzado**



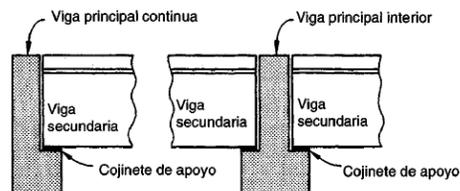
Fuente: Arthur H. Nilson, Diseño de estructuras de concreto, p. 327.

2.2.5. Vigas de apoyo

Continuando con las construcciones prefabricadas, las vigas de apoyo se utilizan con frecuencia para hacer uniones. El método de las vigas de apoyo se basa en implementar vigas principales en forma de L o de T invertida, dejando un espacio libre para que la viga pueda apoyarse en el mismo.

Como se puede ver en la figura 2, el borde de la viga secundaria introduce una carga concentrada en la parte inferior de la viga principal, por lo que se exige un refuerzo especial en el borde sobresaliente y el alma de la viga.

Figura 2. Vigas de apoyo



Fuente: Nilson, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 323.

2.2.6. Uniones con vigas anchas

Las uniones con vigas anchas se implementan en edificios de varios pisos, con el fin de reducir la altura de cada nivel, reducir altura total del edificio y, con esto, el peso total del mismo.

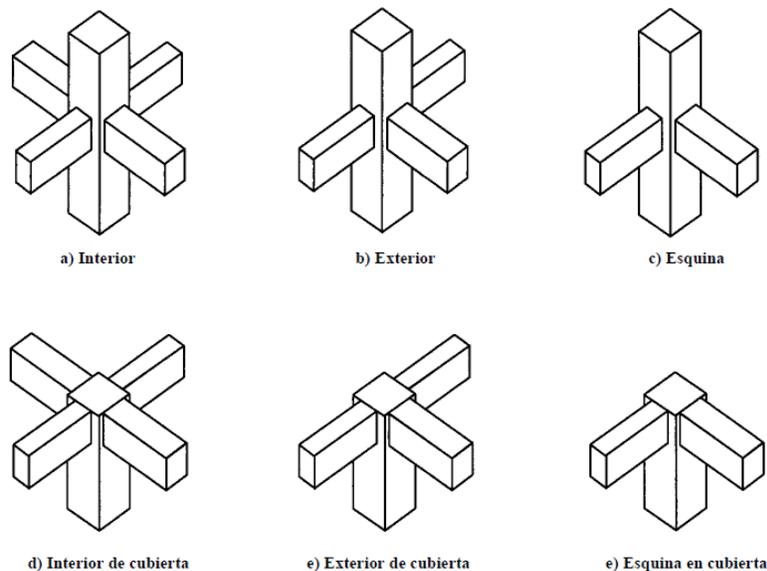
El ACI 352 puede dar conceptos importantes sobre como diseñar un nudo en el cual las vigas son más anchas que la columna. Los aspectos importantes son equilibrar las fuerzas que llegan al nudo.

En circunstancias muy extremas se puede crear este tipo de uniones, en las cuales la viga es más ancha que la columna, dejando su altura apenas 2 veces mayor al espesor de la losa. Cuando se dan estos casos, se considera a la viga como si fuera una losa y a partir de esta suposición se siguen las recomendaciones de las conexiones para uniones losa-columna.

2.2.7. Principales uniones viga-columna empleadas en el país

El ACI 352RS-02 titulado: *Recomendaciones para el diseño de conexiones viga-columna en estructuras monolíticas de concreto reforzado*, brinda varios tipos de conexiones viga-columna, como se puede visualizar en la figura 3.

Figura 3. **Conexiones comunes según ACI 352RS-02**



Fuente: Código ACI 352RS-2002. p. 4.

Sin embargo, en el país no se utilizan todas, reduciendo los tipos de uniones a 4.

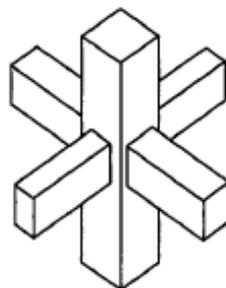
- Uniones interiores
- Uniones exteriores
- Uniones de esquina
- Uniones en forma de T o de cubierta

2.2.7.1. Uniones interiores

Las uniones típicas en un pórtico monolítico se caracterizan por tener 2 vigas que empatan en caras opuestas de la columna y otras 2 vigas empatan en las caras de la columna en dirección perpendicular. Es decir, a esta unión llegan vigas desde los 4 lados del nudo.

Para que se considere unión interior, las vigas deben cubrir como mínimo $\frac{3}{4}$ del ancho de la columna y la altura total de la viga de menor altura no debe ser menor de $\frac{3}{4}$ de la altura total de la viga mayor. Si una unión no cumple con estos requisitos, se le será clasificada como unión exterior.

Figura 4. **Union interior**



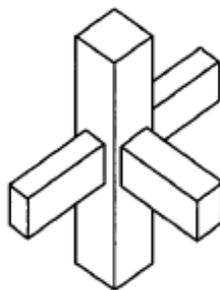
Fuente: Código ACI 352RS-2002. p. 4.

2.2.7.2. Uniones exteriores

En las uniones exteriores se pueden encontrar 3 vigas, 2 empatadas en las caras de la columna y otra perpendicular a las mismas, sin embargo en algunos casos solo se pueden unir 2 vigas empatando caras; es decir que tiene al menos 2 vigas empatadas en caras opuestas al nudo.

Para que se considere una unión exterior, los anchos de las vigas en las 2 caras opuestas del nudo, deben cubrir al menos $\frac{3}{4}$ del ancho de la columna y las alturas de estas 2 vigas no deben ser menores que $\frac{3}{4}$ de la altura total de la viga mayor que llega hasta el nudo. Toda unión que no cumpla con estos requisitos, será tomada como unión de esquina.

Figura 5. **Union exterior**



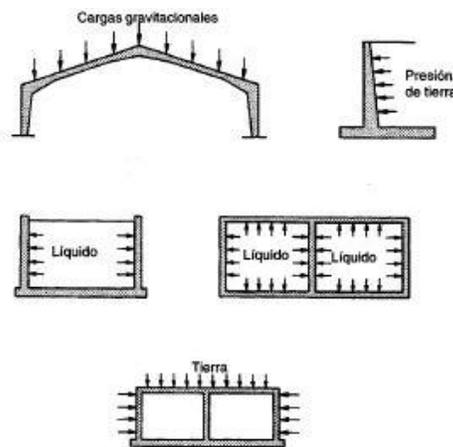
Fuente: Código ACI 352RS-2002. p. 4.

2.2.7.3. Unión de esquina

Cuando una estructura de concreto reforzado se ve afectada por fuerzas y momentos, estos en la mayoría de los casos tienen que ser transmitidos a través de las esquinas. Unos ejemplos de estas reacciones son los techos en 2

aguas, los muros de contención, los tanques de almacenamiento de agua, y las estructuras enterradas que sufren empujes de la tierra.

Figura 6. **Ejemplo de transmisión de cargas en uniones de esquina**



Fuente: Nilson, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 324.

En las uniones de esquina el despiece de refuerzo casi nunca puede ser percibido, por eso en el diseño de uniones se toma en cuenta un factor llamado eficiencia de la unión. La eficiencia de la unión debe ser de por lo menos 100 por ciento, ya que esta debe resistir como mínimo un momento equivalente a la falla calculada.

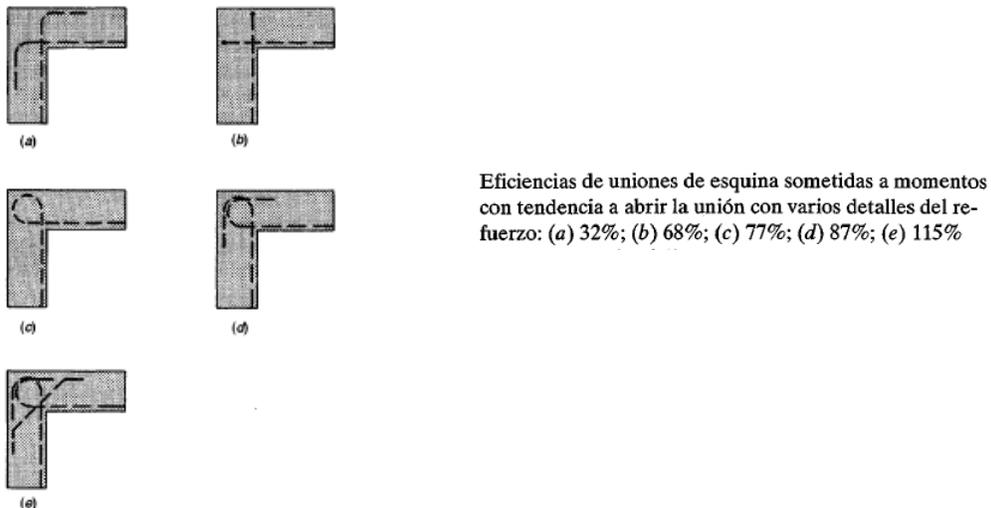
Las uniones de esquina suelen pasar por varios momentos que crean casos que se repiten con mucha frecuencia, los momentos que sufren con mayor frecuencia son:

- Momentos con tendencia a abrir la unión, que causan tensión por flexión en la parte interna.

- Momentos que con tendencia a cerrar la unión, que ocasionan tensión en la parte externa.

Cuando se habla de uniones de esquina, se trata de un factor que se torna crucial para el buen desenvolvimiento de la unión ante cargas y este es la eficiencia dada por la cuantía de acero. La eficiencia varía conforme se cambia la cuantía de acero y el armado de la unión. A continuación, en la figura 7, se pueden ver varias propuestas de armado en uniones de esquina y se pueden apreciar la cantidad de eficiencia que tiene cada una.

Figura 7. **Armados de uniones de esquina**



Fuente: Nilson, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 326.

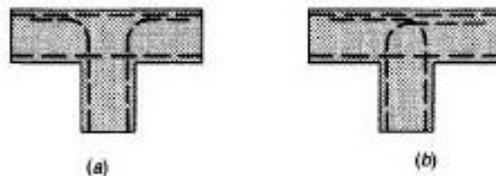
2.2.7.4. Uniones en forma de T

Las uniones en forma de T son aquellas en las cuales 2 caras de vigas empatan en la columna y una se une a la columna en dirección perpendicular a las otras 2 vigas, regularmente se puede clasificar como unión exterior.

Las uniones en T sufren, al igual que las uniones de esquina, los momentos flectores, teniendo como mayor riesgo el despiece de refuerzo, el cual regularmente no es obvio en algunos casos, creando colapsos sorprendentes parciales de estructuras, por esto se debe buscar una distribución de refuerzo que permita una eficiencia de la unión alta, reduciendo riesgos de despieces.

En la figura 8 se puede ver un ejemplo de la diferencia de eficiencia que puede causar la distribución de refuerzo en uniones en forma de T. La armadura (a) muestra un armado que crea una eficiencia de entre 24 y 40 por ciento, rango demasiado bajo para la importancia que tiene una unión de este tipo en una estructura. El armado de la imagen (b) muestra un empalme que crea mejor adherencia entre los elementos estructurales, aumentando la cuantía y mejorando la eficiencia hasta en un 82 por ciento.

Figura 8. **Armados de uniones en forma de T**



Fuente: Nilson, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. p. 326.

3. CARACTERIZACIÓN DE SU COMPORTAMIENTO Y FALLO

En una estructura, la parte más importante es la unión de sus elementos, ya que por más empeño que se le dé al diseñar elementos con alta resistencia, rigidez y ductilidad, las uniones deben ser lo suficientemente fuertes y resistentes para poder soportar las fuerzas que se le transmiten.

El diseño de una unión debe tener como objetivo primordial, poseer mayor resistencia que los elementos que se le unen y su rigidez debe ser lo suficiente para no alterar la rigidez de los mismos.

Los aspectos que se deben tomar en cuenta para los diseños de uniones vigas y columnas sismoresistentes son: adherencia, cortante y confinamiento. Hay situaciones críticas en las cuales se debe cuidar tanto las conexiones exteriores, por tener anclado el refuerzo en ese punto, como las interiores, en las cuales el signo de esfuerzo cambia de tensión a compresión de una a otra cara de la columna.

La adherencia de la unión se ve afectada por grietas que se pueden formar diagonalmente por los esfuerzos cortantes que sufren. Por esto, el diseño por fuerza cortante de una unión viga-columna requiere la determinación de las fuerzas que se desarrollan cuando en los extremos de las vigas se forman articulaciones plásticas, es decir, cuando las barras alcanzan la fluencia a tensión en una cara de la columna y en compresión en la otra cara.

3.1. Criterios de diseño

Para diseñar una unión viga-columna se pueden formular varios puntos esenciales para un buen comportamiento que son:

- Todas las conexiones deben ser diseñadas con base en la combinación crítica entre los esfuerzos multidireccionales que los miembros transmitan al nudo, como lo son carga axial, flexión, corte y torsión. La unión debe resistir todas las fuerzas actuantes, tomando en cuenta las fuerzas que se desarrollan por deformaciones causadas por el paso del tiempo y por las variaciones en temperatura.
- El nudo que se diseña debe dimensionarse para poder resistir las cargas y esfuerzos que se detallaron en el inciso anterior, esto se debe tomar en cuenta en las secciones críticas como lo son las interfaces del nudo y los miembros.
- Ante sismos moderados, las uniones deben responder en el intervalo elástico.
- Las deformaciones de la unión no deben contribuir significativamente al desplazamiento del entrepiso.
- El refuerzo en la unión, necesario para garantizar un comportamiento satisfactorio, no debe dificultar la construcción. Una unión típica conecta elementos provenientes de 3 direcciones; se debe evitar la interferencia de las varillas que vienen de todas las direcciones.

3.2. Comportamiento esperado

Cuando se diseña una unión viga-columna se espera que esta se comporte de modo que cumpla con las especificaciones de diseño. La respuesta de uniones está controlada por mecanismos de corte y adherencia, que tiene un comportamiento histerético pobre, dado esto, no es posible considerarla a la unión como una fuente importante de disipación de energía.

Con la suposición anterior se logra que la unión experimente niveles bajos de agrietamiento y plastificación. La unión debe detallarse de modo que todas las deformaciones que esta pueda experimentar no distorsionen la calidad del entrepiso, las uniones bien diseñadas solo contribuyen un 20 por ciento a la distorsión total o menos.

El agrietamiento de las vigas en las caras de las columnas y el fisuramiento de las columnas en sus extremos se deben al deslizamiento del refuerzo a través de la unión. Cuando se diseña un nudo, se espera que la conexión entre vigas y columnas se comporte como un empotramiento, sin embargo, un empotramiento perfecto nunca es posible conseguirlo y por esto los deslizamientos siempre existirán. La unión se deforma en cortante debido a las fuerzas cortantes que actúan en ella, las cuales producen tensión a lo largo de una diagonal de la unión y compresión a lo largo de la otra.

Las primeras grietas diagonales se crean en el momento que la resistencia del concreto a tensión es superada por los esfuerzos actuantes. Es por esto que los factores más importantes a tomar en cuenta en diseños de uniones son:

- Cortante
- Anclaje de refuerzo
- Transmision de carga axial

3.3. Mecanismos de resistencia al corte

Cuando un nudo se encuentra sometido a efectos sísmicos, se generan en él momentos flexionantes y fuerzas cortantes en vigas y columnas, creando una concentración de esfuerzos en el núcleo como se ve en la figura 11. Las tensiones se denotan como T , y las resultantes de esfuerzos de compresión se identifican con C .

Dada esta suposición, se busca el equilibrio de las fuerzas horizontales y se tiene lo siguiente:

$$V_{jh} = T_B + T'_B - V_c$$

Donde V_c es el promedio de las fuerzas cortantes de las columnas superior e inferior. El cortante en columnas se produce por el momento que llega a la viga.

Existen 2 mecanismos de resistencia al corte en uniones interiores. El mecanismo del puntal diagonal de compresión que se puede ver en la figura 11, en el cual se forma una diagonal a lo largo de la unión como resultante de esfuerzos verticales y horizontales de compresión. El puntal aparece independientemente de las condiciones de adherencia de las varillas con el concreto dentro de la unión. En este mecanismo el nudo fallará por compresión-cortante.

El segundo mecanismo llamado armadura, consta en crear varios puntales diagonales distribuidos a todo lo largo del nudo. Estos puntales deben ser equilibrados por esfuerzos de tensión y de adherencia. Este mecanismo es posible únicamente cuando la adherencia de varillas mantiene un buen desarrollo. Sin embargo, la adherencia es difícil conservarla cuando el acero fluye, por lo tanto conforme la adherencia se deteriora, el método de armadura baja su exactitud en la resistencia de las fuerzas cortantes en la unión.

Se ha encontrado que la deficiencia en la adherencia del nudo afecta en gran manera la rigidez y capacidad de disipación de energía de la unión y por lo tanto se hace menos segura.

3.4. Anclaje de refuerzo

Las barras longitudinales de las vigas que terminen en un nudo, deben prolongarse a través de él hasta la cara lejana del núcleo de la columna y al mismo tiempo debe rematarse con un dobléz de 90 grados, seguido de un tramo recto no menor a 12 veces el diámetro de la varilla que atraviesa el nudo.

3.4.1. Barras continuas a través del nudo

Las barras de columnas y vigas que pasen a través de un nudo en común deberán tener un diámetro seleccionado por el siguiente criterio:

$$h_{(\text{columna})} / d_b (\text{barra de la viga}) > 20$$

$$h_{(\text{viga})} / d_b (\text{barra de columna}) > 20$$

$h_{(\text{columna})}$ se mide a partir de la dimensión transversal de la columna en dirección de las barras de la viga.

La fuerza cortante en los nudos se debe a las barras longitudinales provenientes de las vigas que llegan a la unión. Las fuerzas que intervienen en el dimensionamiento de la unión para la resistencia al corte, se determina suponiendo que el esfuerzo de tensión en las barras es $1,25 f_y$. El refuerzo que viene de la viga a la unión, debe pasar dentro del núcleo de la columna, para que ocurra una buena transmisión de cargas.

3.4.2. Refuerzo transversal horizontal

Las uniones deben cumplir con el refuerzo mínimo que se encuentra con las ecuaciones que se encuentran a continuación, siendo b_c la dimensión del núcleo del elemento a flexocompresión, normal al refuerzo.

$$0,3 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y h} s * b_c$$
$$0,09 \frac{f'_c}{f_y h} s * b_c$$

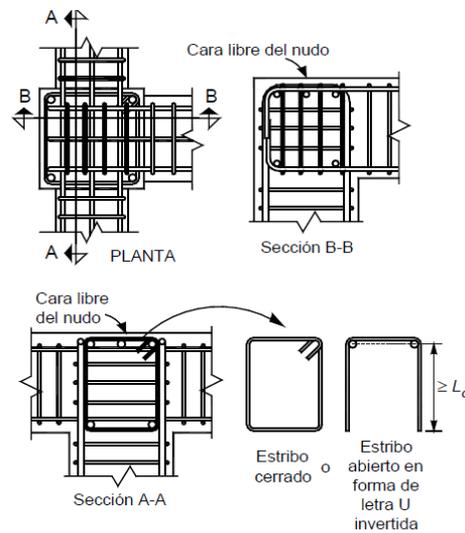
Si el nudo se encuentra constituido por 4 elementos que llegan a él y el ancho de cada una es por lo menos igual a 0,75 veces el ancho respectivo de la columna, puede usarse la mitad del refuerzo transversal horizontal mínimo para evitar congestión en nudos.

3.4.3. Refuerzo transversal vertical

Los refuerzos verticales se implementan para zonas de riesgo sísmico alto, ya que estos funcionan en el instante en que los momentos flexionantes se invierten por el sismo dejando vulnerable la estructura. Estos refuerzos se colocarán a lo largo de la dimensión horizontal del nudo en uniones de esquina.

Se acepta utilizar estribos en forma de u invertida y sin dobleces siempre que la longitud de las ramas cumpla con la longitud de desarrollo especificada previamente, medida a partir del eje del refuerzo longitudinal adyacente a la cara libre del nudo.

Figura 9. **Nudo típico visto desde planta**



Fuente: *Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto*. p. 69.

3.4.3.1. **Parámetros que influyen en la adherencia de las varillas a través de las uniones**

- Confinamiento que afecta significativamente el comportamiento de la adherencia bajo condiciones sísmicas. La adherencia de las barras de vigas puede mejorarse si se aumenta el confinamiento.
- El diámetro de la varilla limita la fuerza máxima que puede ser transferida en el nudo, por esto la relación entre la sección de la unión y el diámetro

de la varilla debe ser razonable. Mientras mayor sea esta razón, mayor probabilidad de falla por adherencia se puede obtener.

- La separación entre varillas en un nudo, puede disminuir o aumentar su adherencia dependiendo de qué tan cercanas se encuentren.
- Tipo de corrugación, la corrugación le brinda un importante factor de adherencia al acero y su diseño puede brindar grandes aportes a dicha resistencia en la unión.

3.5. Transmisión de cargas

Las uniones estructurales deben estar diseñadas para lograr transmitir las cargas que recibe de los elementos que la constituyen eficientemente. Para el diseño de una conexión, se debe tomar en cuenta los diferentes tipos de fuerzas que resistirá y transmitirá la misma. Los tipos de fuerzas se describirán a continuación.

3.5.1. Cargas típicas

Son las cargas que se producen por la gravedad, viento, sismo y cualquier otra carga lateral que pueda afectar a la conexión. Sin embargo, no es seguro diseñar una unión solamente con las cargas típicas, ya que estas no cubren las alteraciones que presentan las cargas especiales, resultantes de restricciones contra cambios volumétricos o sobre cargas durante el montaje.

3.5.2. Cargas de cambio de volumen

La consideración de cargas debidas al cambio de volumen puede ser clave para el diseño de una conexión, ya que se tomaría en cuenta una carga que pasará en algún momento y la unión estaría preparada para resistir esa carga extra. Este tipo de cargas son ocasionadas por cambios de temperatura, fluencia o contracción de materiales constitutivos, ya que el movimiento de estos puede causar cargas considerables.

Las restricciones de fluencia y contracción de materiales se pueden dar por miembros sometidos a flexión, que ya sea por fricción en uniones, soldaduras o empotramientos totales de espigas en extremos de vigas, se restringe el movimiento, pudiendo causar fuerzas horizontales en la conexión, suficientes para reducir en gran medida la capacidad de diseño de esta.

Es por esto que en el diseño de uniones, siempre se debe tomar en cuenta las fuerzas debidas al cambio volumétrico, y con esto hacer una unión más duradera, eficiente y segura.

3.5.3. Fuerzas de montaje

Las fuerzas de montaje son muy probables de producirse en el momento de construcción y elaboración de los elementos que constituyen la unión. En algunos casos, se montan elementos prefabricados, pero por la introducción de maquinaria y herramientas sobrepasan las cargas permisibles, dañando la unión y dejándola susceptible a fallos posteriores, aún cuando solo reciba las cargas típicas.

Estas cargas de montaje incluyen vientos durante la construcción, fuertes cargas de construcción, impactos, cargas excéntricas como resultado de torsión o variaciones temporales en la posición prevista de las cargas. Las cargas de viento son cargas complejas de estudiar y por sencillez se toma como mínimo una carga de 145 kilogramo por metro cuadrado sobre la proyección de las superficies de vigas, columnas y demás miembros.

3.6. Fallas típicas

En el diseño estructural se dimensiona un nudo suficientemente resistente para que no falle al momento de un sismo o al menos no sea el primero en fallar, esto por el hecho de mantener la rigidez de la estructura y lograr transmitir las cargas que circulen por el mismo. Sin embargo, se han tenido fallas típicas en las uniones que, en la mayoría de los casos, se deben a falta de estribos o mala distribución de armaduras.

En el medio, las uniones no son detalladas con el cuidado y minuciosidad que se le da a vigas y columnas, los encargados del diseño se conforman con dejar simplemente el detalle de dobleces en uniones y su dimensión. En este momento se empieza a tener errores de diseño, los cuales se magnifican en la construcción de la estructura en obra por falta de supervisión y control de la misma.

3.6.1. Fallas por la magnitud de las cargas

Este tipo de fallas son debidas por la cantidad de carga que se le impone a una unión a causa de las cargas vivas, muertas, de sismo, viento y otras. Las uniones que estén ubicadas en los pisos inferiores obtendrán una falla por aplastamiento y plastificación del concreto interno al nudo, mientras que en los pisos superiores, donde la carga es menor, se tendrán fallas en diagonal en las orillas de las uniones

Figura 10. **Falla de unión interior**



Fuente: Gallego Silva, Mauricio. *El concreto y los terremotos*. p. 27.

3.6.2. Por falta de estribos en nudos internos

La falta de continuidad en refuerzo transversal hace que la capacidad de carga de una columna disminuya y con esto se den las fallas en nudos internos. Las fallas en edificios de gran altura se dan en las columnas de sótanos o niveles inferiores, por la maximización de carga y la falta de refuerzo transversal en uniones.

Las fallas se ubican en el espesor del nudo, por falta de confinamiento, si recibe únicamente vigas en una dirección. Cuando llegan al nudo vigas en 2 direcciones, la falla se produce en la parte inmediata inferior o superior al nudo.

3.6.3. Por falta de estribos en nudos de borde o esquina

Las uniones sirven para transmitir las cargas de columnas de niveles superiores hacia columnas de niveles inferiores y además de las vigas hacia las columnas.

En los nudos que están situados en extremos de estructuras de concreto se producen las bielas a compresión que además de ocasionan cargas fuertes, que causan desprendimiento de concreto en las caras externas del nudo.

4. ESTUDIO DE MÉTODOS DE DISEÑO

4.1. Controles en la conexión viga-columna según ACI 318S-08

Los controles básicos para evaluar una unión viga-columna son: la resistencia al cortante horizontal y vertical resistido por el nudo, el control de deterioro y el control de refuerzo de confinamiento.

4.1.1. Control de resistencia al corte

La gran cantidad de carga que transmite un nudo entre sus elementos estructurales, puede causar cortes de una magnitud muy elevada, es por esto que dicho control se realiza tomando en cuenta lo siguiente:

- Resistencia al cortante horizontal aplicado al nudo V_j

La ecuación para controlar el corte se verá definida como:

$$\phi V_n \geq V_j$$

Donde V_n es el cortante resistido por el nudo y V_j es el cortante aplicado al nudo. La resistencia en los nudos se ve afectada por los factores para estructuras que resisten sismos E , por lo que para marcos especiales resistentes a momento se tendrá un valor de $\phi = 0,85$ para los esfuerzos de corte.

Para calcular los momentos que se generan en el nudo se tendrán las siguientes ecuaciones:

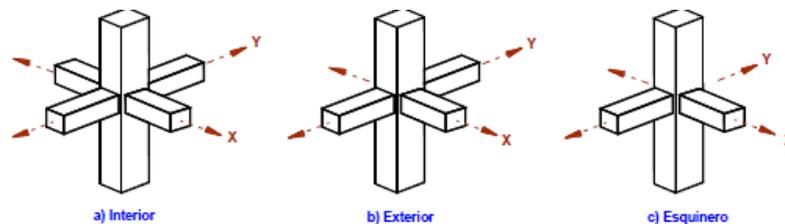
$$M_1 = A_{s1} \alpha F_y \left(d - A_{s1} \alpha \frac{F_y}{1.7 f'_{cb}} \right)$$

$$M_2 = A_{s2} \alpha F_y \left(d - A_{s2} \alpha \frac{F_y}{1.7 f'_{cb}} \right)$$

Donde M_1 y M_2 son la capacidad de flexión positiva y negativa de las vigas, F es la resistencia a la fluencia del acero, y $f'c$ es la resistencia a compresión del concreto. B es el ancho de la viga que llega al nudo, d es la altura efectiva de la losa, A_{s1} es el refuerzo longitudinal superior de la viga y A_{s2} es el refuerzo longitudinal inferior de la viga. Para la utilización de esta fórmula se utilizará un factor de resistencia a tracción $\alpha = 1,25$ es decir $1,25f_y$.

Para la determinación de fuerzas se tendrán 3 tipos diferentes, que dependerán del tipo de nudo que se analiza. Los tipos de nudos se ven en la figura 11.

Figura 11. **Fuerzas en diferentes tipos de diseño**



Fuente: Análisis de conexiones viga-columna, de acuerdo al Código ACI 318SR-05. p. 6.

En los nudos interiores se tendrán fuerzas en los ejes X o Y, teniendo los momentos 1 y 2 en todas sus direcciones. Los nudos exteriores solo tienen un momento en el eje X perpendicular al borde y 2 momentos en el resto de lados y para los nudos esquineros solo se tiene un momento para los dos ejes.

Con estos datos se puede encontrar el cortante en la columna superior que, si no existe carga axial en las vigas, será igual al cortante en la columna inferior. La ecuación para encontrar el cortante en la columna es:

$$V_{col} = \frac{M1 + M2}{H}$$

Para nudos exteriores o esquineros se encontrará un cortante V_{col} de la siguiente manera:

$$V_{col} = \frac{M1}{H}$$

Donde H es la distancia entre puntos de inflexión de las columnas.

Figura 12. **Distancia H entre columnas**



Fuente: Análisis de conexiones viga-columna, de acuerdo al Código ACI 318SR-05. p. 7.

Por lo tanto se puede concluir que la fuerza cortante aplicada en los nudos interiores y exteriores con el sentido de análisis paralelo al borde es:

$$V_j = T1 + C2 - V_{col}$$

Para los nudos exteriores y esquineros que tienen como sentido de análisis el lado perpendicular al borde, se tendrá un corte de:

$$V_j = T1 - V_{col}$$

Donde T1 y C2 se pueden averiguar empleando las siguientes ecuaciones:

$$T1 = A_s1 \alpha F_y$$

$$C2 = A_s2 \alpha F_y$$

- Resistencia al cortante horizontal resistido por en nudo V_n

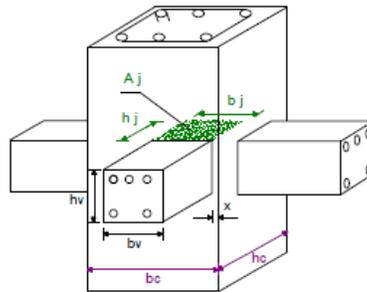
$$V_n = \gamma \sqrt{f'_c} A_j$$

Donde A_j es el área efectiva de la sección transversal del nudo, dependiente de la profundidad h_j del nudo por su ancho efectivo b_j .

$$A_j = b_j \cdot h_j$$

Se considera que $h_j = h_c$ y el ancho efectivo del nudo b_j debe ser el ancho total de la columna b_v .

Figura 13. **Union viga-columna con dimensiones graficadas**



Fuente: Análisis de conexiones viga-columna, de acuerdo al Código ACI 318SR-05. p. 8.

- Resistencia al cortante vertical aplicado al nudo V_{jv}

$$V_{jv} = V_j * \frac{h_v}{h_c}$$

Donde V_j es el cortante horizontal aplicado al nudo y V_{jv} es el cortante vertical aplicado en el nudo. Si $V_{jv} < V_j$ no se tendrá problema con el corte vertical.

De igual manera, se debe comprobar que el peralte de las vigas h_v sea menor a h_c .

- Resistencia al cortante vertical resistido por el nudo V_{nv} .

Si se cumple $V_{jv} < V_j$ no es necesario revisar en V_{nv} , resistencia nominal al cortante vertical, pues esta también se cumplirá. Sin embargo, este se comprueba con el fin de verificar si las columnas tienen el mínimo de hierro en la parte central en cada una de las caras. Siendo la armadura longitudinal mínima de una columna con 8 varillas, 4 ubicadas en cada extremo y 4 en la parte central.

4.1.2. Control de deterioro de adherencia

Cuando una estructura se ve expuesta ante fuerzas sísmicas, la adherencia sufre deterioros notables y es por esto que las fallas más comunes en uniones se debe a la falta de adherencia en las mismas. Para contrarrestar este problema, el ACI brindó el siguiente control:

- Para la determinación de las fuerzas en el refuerzo longitudinal, se tendrá $1,25f_y$ y un factor $\phi = 0,85$ para la resistencia del nudo.
- El refuerzo de la viga que compone el nudo debe prolongarse hasta la cara más distante del núcleo confinado de la columna y anclarse.
- En los casos que el refuerzo longitudinal de una viga atraviesa una unión viga-columna, la dimensión de la columna paralela al refuerzo no debe ser menor a 20 veces el diámetro de la barra longitudinal de viga de mayor diámetro, y lo mismo será para la dimensión de la viga.

4.1.3. Control del refuerzo de confinamiento

Para determinar si un nudo se encuentra confinado, este debe tener al menos $\frac{3}{4}$ partes de sus caras cubiertas por elementos estructurales. Si se trata de un nudo interior, este se considera como un nudo totalmente confinado.

El área de acero para confinamiento A_{sh} se debe de calcular entre estas 2 ecuaciones y se tomará el máximo que se obtenga.

$$A_{sh} = 0,3 * \frac{S_h * h'' * f'c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)$$

$$A_{S_h} = 0,09 * \frac{S_h * h'' * f'c}{f_y h}$$

Donde S_h es la espacio entre refuerzo transversal dentro del nudo, h'' es la dimensión transversal del núcleo medida centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal, A_{ch} es el área del núcleo de la columna y A_g es el área total de la columna.

El refuerzo transversal en nudos se debe colocar mediante estribos cerrados de confinamiento sencillo o múltiple.

- Separación del refuerzo transversal S_h

Para calcular el espaciamiento entre estribos se tendrán 3 cálculos y se tomará en cuenta el que tenga menor valor de los siguientes:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento

$$\frac{bc}{4} ; \frac{hc}{4}$$

- Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal
- S_h según lo definido en la ecuación

$$sh = 10 \left(\frac{35 - hx}{3} \right)$$

$$10 \text{ cm} \leq S_h \leq 15 \text{ cm}$$

Siendo h_x el máximo valor de separación permisible que es 350 milímetros medido de centro a centro.

4.1.4. Control de longitud de anclaje

El control de la longitud de anclaje es aplicado en diseños de nudos exteriores y esquineros, por el hecho que este no puede prolongarse más allá de sus bordes.

La longitud requerida de anclaje $l_{dh_{req}}$ para vigas que terminan en un nudo debe ser menor que la disponible $l_{dh_{disp}}$.

$$l_{dh_{req}} < l_{dh_{disp}}$$

También se debe tomar en cuenta la longitud de anclaje para tracción y esta se determina con la siguiente ecuación, donde ϕv es el diámetro del refuerzo de la varilla que será anclada a 90 grados.

$$l_{dh_{req}} = \frac{f_y \phi v}{17,2 \sqrt{f'c}}$$

El gancho debe anclarse dentro del núcleo de la columna. Si el espaciamiento es $s_h < 3 \phi v$, entonces se puede reducir la $l_{dh_{req}}$ en un 20 por ciento.

4.2. Método de bielas y tirantes

El método de bielas y tirantes es utilizado para simplificar el procedimiento de diseño de elementos estructurales, incluyendo el análisis estructural y

dimensionamiento de los miembros. Es un método que brinda buenos resultados para regiones D y regiones B en estructuras sometidas a tensiones.

4.2.1. Requisitos generales

El método exige al diseñador de la estructura que esta obtenga el mejor recorrido de las cargas a las que se someterá, asegurando la estabilidad, equilibrio y la transferencia de cargas a través de los apoyos. El apéndice A del Código ACI 318, trata sobre este tema y como su modelo racional y fácil de visualizar permite comprender las necesidades de diseño de las regiones irregulares de la estructura diseñada.

4.2.2. Definiciones

El método de bielas y tirantes es un procedimiento de diseño que tiene la característica peculiar de dividir los elementos de concreto armado en 2 tipos de zonas, que se diferencian por los campos de tensiones en su ubicación. Estas divisiones son regiones B y regiones D.

- Región B

Los elementos estructurales denominados región B son los que cumplen con las características mínimas para aplicar la hipótesis de secciones planas de la teoría de flexión.

- Regiones D

Son aquellas que se encuentran fuera de las regiones B y se caracterizan por su deformación luego de aplicar cargas en las secciones.

- Bielas

Son las representaciones de los campos de compresión en el método estudiado, los campos pueden ser paralelos y campos en forma de abanico.

- Tirantes

Representan gráficamente el acero convencional o acero pretensado, además de una porción de hormigón que los rodea. Se toma en cuenta este hormigón porque el acero no resiste esfuerzos axiales a compresión.

- Nodos

Son puntos en los cuales se unen los ejes de las bielas, tirantes y esfuerzos. Representan las uniones que se tendrán en la estructura para mantener el equilibrio en la misma.

- Zonas nodales

Es la cantidad de hormigón que transfiere esfuerzos de bielas y tirantes a través del nodo.

4.2.3. Procedimiento de diseño

El método de bielas y tirantes tiene un procedimiento muy práctico y sencillo de seguir, teniendo los pasos detallados a continuación:

- Definir y aislar las regiones D.
- Obtener los esfuerzos que actúan en los bordes de las regiones D.

- Diseñar un modelo para la transferencia de esfuerzos a través de la región D. Estos deben ser diseñados de tal manera que las bielas y los tirantes coincidan con los campos de compresión y tracción.
- Determinar esfuerzos en bielas y tirantes.
- Determinar los anchos efectivos de bielas y zonas nodales, tomando los esfuerzos anteriormente obtenidos para su determinación.
- Verificar las resistencias: $\phi F_n \geq F_u$.
- Determinar las armaduras de los tirantes tomando en cuenta que esta debe estar anclada a las zonas nodales.

5. EJEMPLOS ILUSTRATIVOS

5.1. Diseño de uniones por método de controles

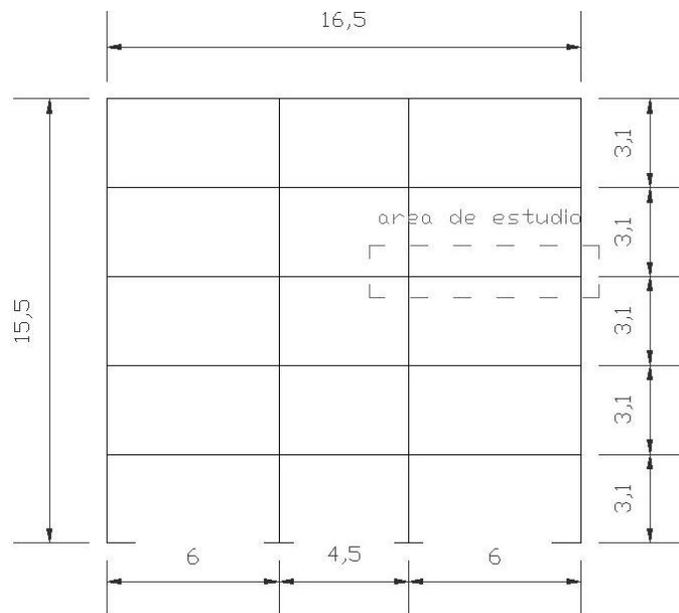
Se tomará un ejemplo de uniones de 3 tipos para poner en práctica los controles aprendidos. Por ser la unión el objetivo principal de estudio, se asumirá que ya está realizado el dimensionamiento de vigas, columnas y sus armaduras calculadas.

Datos del diseño

$$f_y = 4\,200 \text{ kg/cm}^2$$

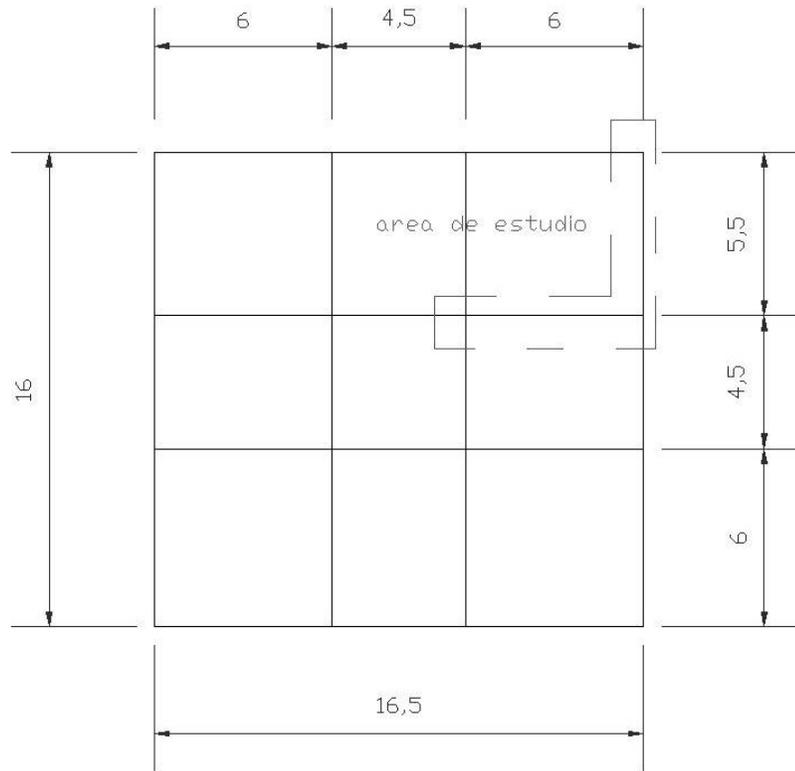
$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

Figura 14. **Area de estudio de uniones en elevación**



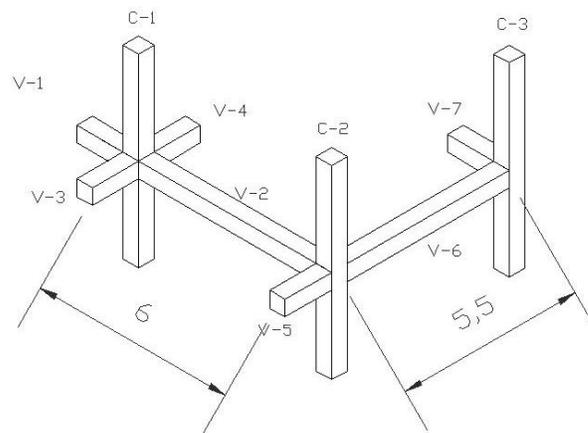
Fuente: elaboración propia.

Figura 15. **Área de estudio de uniones en planta**



Fuente: elaboración propia.

Figura 16. **Isométrico de área de estudio de uniones**



Fuente: elaboración propia.

Tabla II. **Dimensiones de vigas**

VIGAS	B	H	As1	As2
V-1	40	50	4φ25	4φ20
V-2	40	50	4φ25	4φ20
V-3	40	50	4φ25	4φ20
V-4	40	50	4φ25	4φ20
V-5	40	50	4φ22	4φ20
V-6	40	50	4φ22	4φ20
V-7	40	50	4φ22	4φ20

Fuente: elaboración propia.

Tabla III. **Dimensiones de columnas**

COLUMNAS	B	H	As
C-1	40	40	8φ25
C-2	40	40	8φ25
C-3	40	40	8φ25

Fuente: elaboración propia.

5.1.1. Nudo interior

Este nudo tiene la característica de tener los mismos comportamientos en los 2 ejes y por esto solo se evaluará uno de los 2. En los nudos posteriores se estudiará de forma diferente.

- Resistencia al cortante horizontal

$$As_1 = 19,63 \text{ cm}^2$$

$$As_2 = 12,57 \text{ cm}^2$$

Cortante aplicado al nudo Vj

$$M_1 = A_{s1} \alpha F_y \left(d - A_{s1} \alpha \frac{F_y}{1.7 f' c b} \right)$$

$$M_1 = 19,63 * 1,25 * 4\ 200 * \left(44 - 19,63 * 1,25 \frac{4\ 200}{1,7 * 210 * 40} \right)$$

$$M_1 = 37,9077 \text{ tm}$$

$$M_2 = A_{s2} \alpha F_y \left(d - A_{s2} \alpha \frac{F_y}{1.7 f' c b} \right)$$

$$M_2 = 12,57 * 1,25 * 4\ 200 * \left(44 - 12,57 * 1,25 \frac{4\ 200}{1,7 * 210 * 40} \right)$$

$$M_2 = 25,9942 \text{ tm}$$

$$V_{col} = \frac{37,9077 + 25,9942}{3,10} = 20,6135$$

$$T_1 = 19,63 * 1,25 * 4\ 200 = 103,0575 \text{ t}$$

$$C_2 = 12,57 * 1,25 * 4\ 200 = 65,9925 \text{ t}$$

$$V_j = 103,0575 + 65,9925 - 20,6135$$

$$V_j = 148,4365$$

Cortante resistido por en nudo Vn

$$V_n = \gamma \sqrt{f' c} A_j$$

$$A_j = 40 * 40 = 1\ 600 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 5,3 \sqrt{210} * 1\ 600 = 122,8869 \text{ t}$$

Verificación

$$\phi V_n \geq V_j$$

$$0,85 * 122,8869 \text{ t} \geq 148,4365 \text{ t}$$

$$104,4539 \text{ t} \geq 148,4365 \text{ t} \quad \text{No cumple}$$

Se debe aumentar la sección de la columna

Se propondrá una sección de columna de 50*50

$$A_j = 2\,500 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 5,3\sqrt{210} * 2\,500 = 192,0107 \text{ t}$$

Verificación

$$\phi V_n \geq V_j$$

$$0,85 * 192,0107 \text{ t} \geq 148,4365 \text{ t}$$

$$163,2091 \text{ t} \geq 148,4365 \text{ t} \quad \text{Cumple}$$

Como ya se sabe, la cuantía de acero en una columna debe ser como mínimo 1 por ciento, por lo que se procede a comprobar si con la nueva sección, la cantidad de acero de 8 ϕ 25, cumple con los requerimientos mínimos.

$$\rho = \frac{8 * 4,9}{50 * 50} = 1,57\% > 1\% \quad \text{Cumple}$$

- Resistencia al corte vertical

Cortante aplicado al nudo V_{jv}

$$V_{jv} = V_j * \frac{hv}{hc}$$

Este tipo de chequeo no se puede realizar, ya que se debe cumplir que $hv < hc$, y por el redimensionamiento que se le dio a la columna tenemos:

$$50 < 50 \text{ No cumple}$$

Por lo tanto se debe modificar las dimensiones de la viga o de la columna. Para mantener un diseño conservador no se disminuirá ninguna dimensión, por lo que se aumentará la sección de la columna a $60 * 60$, teniendo como resultado lo siguiente:

Cortante horizontal resistido por el nudo

$$V_n = 5,3\sqrt{210} * 3\ 600 = 276,4955 \text{ t}$$

$$\phi V_n \geq V_j$$

$$0,85 * 276,4955 = 235,0211$$

$$235,0211 \text{ t} \geq 148,4365 \text{ t Cumple}$$

$$\rho = \frac{8*4,9}{60*60} = 1,08\% > 1\% \text{ Cumple}$$

Cortante vertical aplicado al nudo

$$h_v < h_c$$

50 < 60 Cumple

$$V_{jv} = V_j * \frac{h_v}{h_c}$$

$$V_{jv} = 148,4365 * \frac{50}{60} = 123,6971 \text{ t}$$

$$V_{jv} \leq V_j$$

123,6971 t \leq 148,4365 t Cumple

Cortante vertical resistido por el nudo

Como se cumple el requisito de $V_{jv} \leq V_j$ no es necesario revisar el V_{n_v} pues también cumplirá

- Refuerzo de confinamiento S_h mínimo será:

$$\frac{bc}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

$$\frac{hc}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

$$6 \phi_{col} = 6 * 2,5 = 15 \text{ cm}$$

15 cm

$$S_h = 15 \text{ cm}$$

$$A_{sh} \text{ será: } A_{sh} = 0,3 * \frac{Sh * h'' * f'c}{f_y h} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) ; A_{sh} = 0,09 * \frac{Sh * h'' * f'c}{f_y h}$$

$$h'' = 60 - 2 * 3,75 = 52,5 \text{ cm}$$

$$A_g = 60 * 60 = 3\,600 \text{ cm}^2$$

$$A_{ch} = h''^2 = 2\,756,25$$

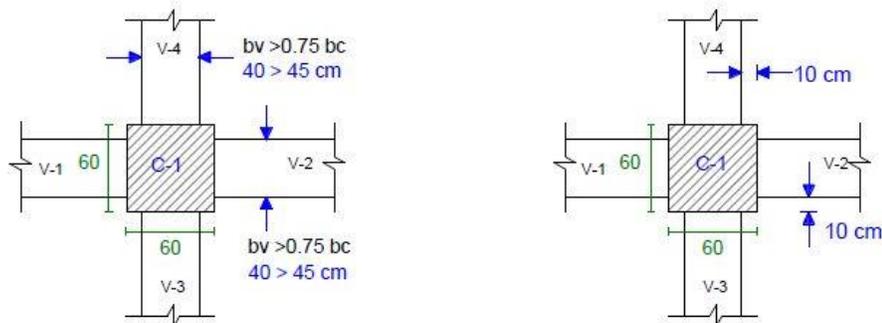
$$A_{sh} = 0,3 * \frac{15 * 52,5 * 210}{4\,200} \left(\frac{3\,600}{2\,756,25} - 1 \right) = 3,62 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} = 0,09 * \frac{15 * 52,5'' * 210}{4\,200} = 3,54 \text{ cm}^2$$

Se toma el valor más grande que es: $A_{sh} = 3,62 \text{ cm}^2 @ 15 \text{ cm}$

Verificación

Figura 17. **Requisitos para espaciamiento de refuerzo**



Fuente: Análisis de conexiones viga-columna, de acuerdo al Código ACI 318SR-05. p. 8.

El nudo cumple con las condiciones previas, por lo que se puede tomar el 50 por ciento de lo calculado, finalizando en:

$$A_{sh} = 1,77 \text{ cm}^2 @ 15 \text{ cm}$$

5.1.2. Nudo exterior

Tiene como característica su forma y localización, estas reciben mayor cantidad de transmisión de momento y corte por el hecho de no contar con más elementos estructurales para distribuir sus cargas.

5.1.2.1. Eje X perpendicular al borde

El nudo exterior tiene 2 ejes que deben ser analizados por separado. El eje X que es el perpendicular al borde contiene la viga V-2 analizada en el nudo interior, por esto tenemos planteados las dimensiones de la viga y las dimensiones de las columnas para que cumplan ciertos requisitos.

- Resistencia al cortante horizontal

Cortante aplicado al nudo Vj

$$M_1 = A s_1 \alpha F_y \left(d - A s_1 \alpha \frac{F_y}{1,7 f'_{cb}} \right)$$

$$M_1 = 19,63 * 1,25 * 4\ 200 * \left(44 - 19,63 * 1,25 \frac{4\ 200}{1,7 * 210 * 40} \right)$$

$$M_1 = 37,9077 \text{ tm}$$

$$V_{col} = \frac{37,9077}{3,10} = 12,2283$$

$$T_1 = 19,63 * 1,25 * 4\ 200 = 103,0575 \text{ t}$$

$$V_j = 103,0575 - 12,2283$$

$$V_j = 90,8292$$

Cortante resistido por en nudo V_n

$$V_n = \gamma \sqrt{f'c} A_j$$

$$A_j = 60 * 60 = 3\,600 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 4 \sqrt{210} * 3\,600 = 208,6758 \text{ t}$$

Verificación

$$\phi V_n \geq V_j$$

$$0,85 * 208,6758 \text{ t} \geq 90,8292 \text{ t}$$

$$177,4744 \text{ t} \geq 90,8292 \text{ t} \text{ Cumple}$$

- Resistencia al corte vertical

Cortante aplicado al nudo V_{jv}

$$V_{jv} = V_j * \frac{h_v}{h_c}$$

$$h_v < h_c$$

$$50 < 60 \text{ Cumple}$$

$$V_{jv} = V_j * \frac{h_v}{h_c}$$

$$V_{jv} = 90,8292 \text{ t} * \frac{50}{60} = 75,691 \text{ t}$$

$$V_{jv} \leq V_j$$

$$75,691 \text{ t} \leq 90,8292 \text{ Cumple}$$

- Refuerzo de confinamiento S_h mínimo será:

$$\frac{bc}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

$$\frac{hc}{4} = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$$

$$6 \phi_{\text{col}} = 6 * 2,5 = 15 \text{ cm}$$

$$10 \text{ cm} \leq S_h \leq 15 \text{ cm}$$

$$S_h = 10 \text{ cm}$$

$$A_{s_h} \text{ sera: } A_{s_h} = 0,3 * \frac{S_h * h'' * f'c}{f_y h} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right); A_{s_h} = 0,09 * \frac{S_h * h'' * f'c}{f_y h}$$

$$h'' = 60 - 2 * 3,75 = 52,5 \text{ cm}$$

$$A_g = 60 * 60 = 3600 \text{ cm}^2$$

$$A_{ch} = h''^2 = 2756,25$$

$$A_{s_h} = 0,3 * \frac{10 * 52,5 * 210}{4200} \left(\frac{3600}{2756,25} - 1 \right) = 2,4107 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_h} = 0,09 * \frac{10 * 52,5'' * 210}{4200} = 2,3625 \text{ cm}^2$$

Se toma el valor más grande que es: $A_{s_h} = 2,4107 \text{ cm}^2 @ 10 \text{ cm}$

- Longitud de anclaje

$$l_{d_{\text{req}}} = \frac{f_y \phi v}{17,2 \sqrt{f'c}}$$

$$l_{d_{\text{req}}} = \frac{4200 * 2,5}{17,2 \sqrt{210}} = 42,1261 \text{ cm}$$

$$l_{d_{\text{disp}}} = 60 - (2 * 3,75 + 1) = 51,5 \text{ cm}$$

$$l_{d_{\text{req}}} < l_{d_{\text{disp}}}$$

$$42,1261 \text{ cm} < 51,5 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

5.1.2.2. Eje Y paralelo al borde

El nudo exterior tiene 2 ejes que deben ser analizados por separado. El eje Y que es el paralelo al borde, por esto se tienen planteados las dimensiones de la viga y las dimensiones de las columnas para que cumplan ciertos requisitos.

- Resistencia al cortante horizontal

Cortante aplicado al nudo V_j

$$M_1 = A_{s1} \alpha F_y \left(d - A_{s1} \alpha \frac{F_y}{1,7f'cb} \right)$$

$$M_1 = 15,20 * 1,25 * 4 200 * \left(44 - 15,20 * 1,25 \frac{4 200}{1,7*210*40} \right)$$

$$M_1 = 33,60 \text{ tm}$$

$$M_2 = A_{s2} \alpha F_y \left(d - A_{s2} \alpha \frac{F_y}{1,7f'cb} \right)$$

$$M_2 = 9,40 * 1,25 * 4 200 * \left(44 - 9,40 * 1,25 \frac{4 200}{1,7*210*40} \right)$$

$$M_2 = 20,00 \text{ tm}$$

$$V_{col} = \frac{30,60+20,00}{3,10} = 16,3 \text{ t}$$

$$T_1 = 15,20 * 1,25 * 4 200 = 79,80 \text{ t}$$

$$C_2 = 9,40 * 1,25 * 4 200 = 49,30 \text{ t}$$

$$V_j = 79,80 + 49,30 - 16,30$$

$$V_j = 112,80 \text{ t}$$

Cortante resistido por el nudo V_n

$$V_n = \gamma \sqrt{f'c} A_j$$

$$A_j = 60 * 60 = 3\,600 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 4\sqrt{210} * 3\,600 = 208,68 \text{ t}$$

Verificación

$$\phi V_n \geq V_j$$

$$0,85 * 208,68 \text{ t} \geq 112,80 \text{ t}$$

$$177,38 \text{ t} \geq 112,80 \text{ t} \quad \text{Cumple}$$

- Resistencia al corte vertical

Cortante vertical aplicado al nudo

$$50 < 60 \quad \text{Cumple}$$

$$V_{jv} = V_j * \frac{hv}{hc}$$

$$V_{jv} = 112,80 * \frac{50}{60} = 94 \text{ t}$$

$$V_{jv} \leq V_j$$

$$94 \text{ t} \leq 112,80 \quad \text{Cumple}$$

- Refuerzo de confinamiento S_h

$$2,41 \text{ cm}^2 @ 10 \text{ cm}$$

5.1.3. Nudo esquinero

Para los nudos esquineros que tienen como sentido de análisis el lado perpendicular al borde se debe evaluar cortante y longitud de anclaje, como se hace en los otros nudos.

- Resistencia al cortante horizontal

Cortante aplicado al nudo V_j

$$M_1 = A_{s1} \alpha F_y \left(d - A_{s1} \alpha \frac{F_y}{1,7 f' c b'} \right)$$

$$M_1 = 11,40 * 1,25 * 4\ 200 * \left(44 - 11,40 * 1,25 \frac{4\ 200}{1,7 * 210 * 40} \right)$$

$$M_1 = 23,83 \text{ tm}$$

$$V_{col} = \frac{23,83}{3,10} = 7,69 \text{ t}$$

$$T_1 = 11,40 * 1,25 * 4\ 200 = 59,85 \text{ t}$$

$$V_j = 59,85 - 7,69 = 52,16 \text{ t}$$

$$V_j = 52,16 \text{ t}$$

Cortante resistido por el nudo V_n

$$V_n = \gamma \sqrt{f' c} A_j$$

$$A_j = 60 * 60 = 3\ 600 \text{ cm}^2$$

$$V_n = 3,2 \sqrt{210} * 3\ 600 = 166,94 \text{ t}$$

Verificación

$$\phi V_n \geq V_j$$

$$0,85 * 166,94 \text{ t} \geq 52,16 \text{ t}$$

$$141,90 \geq 52,16 \text{ t} \text{ Cumple}$$

- Resistencia al corte vertical

Cortante aplicado al nudo V_{jv}

$$V_{jv} = V_j * \frac{h_v}{h_c}$$

$$h_v < h_c$$

$$50 < 60 \text{ Cumple}$$

$$V_{jv} = V_j * \frac{h_v}{h_c}$$

$$V_{jv} = 52,16 \text{ t} * \frac{50}{60} = 43,47 \text{ t}$$

$$V_{jv} \leq V_j$$

$$43,47 \text{ t} \leq 52,16 \text{ Cumple}$$

- Refuerzo de confinamiento S_h mínimo será:

$$A_{S_h} = 2,4107 \text{ cm}^2 @ 10 \text{ cm}$$

- Longitud de anclaje

$$l_{dh_{req}} = \frac{fy\phi v}{17,2\sqrt{f'c}}$$

$$l_{dh_{req}} = \frac{4\ 200 \cdot 2,5}{17,2\sqrt{210}} = 42,1261 \text{ cm}$$

$$l_{dh_{disp.}} = 60 - (2 \cdot 3,75 + 1) = 51,5 \text{ cm}$$

$$l_{dh_{req}} < l_{dh_{disp.}}$$

$$42,1261 \text{ cm} < 51,5 \text{ cm} \quad \text{Cumple}$$

5.2. Diseño de unión de viga de gran altura con columnas en sus extremos por el método de bielas y tirantes

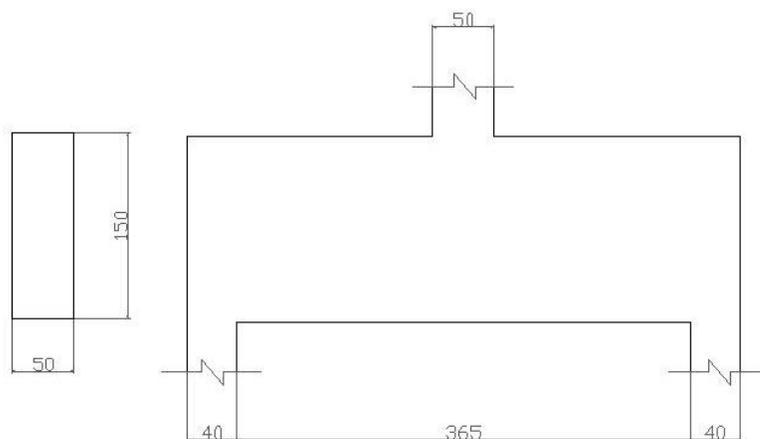
Diseñar la armadura requerida para la viga de transferencia simplemente apoyada, la única columna ubicada a la mitad de la luz solicita a la viga una carga permanente de 81,818 T y una sobrecarga de 113,636 T.

Todas las medidas se encuentran en centímetros.

Figura 18. Viga de gran altura simplemente apoyada

$$f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4\ 200 \text{ kg/cm}^2$$



Fuente: elaborado propia.

- Calcular las cargas mayoradas y las reacciones

Peso propio de la viga PP = (0,50) (1,50) (4,25) (2 400) = 8 010 kg

Carga Viva = 113 636 kg

Carga Muerta = 81 818 kg

$P_u = 1,4 (8\ 010 + 81\ 818) + 1,7 (113\ 636)$

$P_u = 318\ 940,4\ \text{kg}$

$R_1 = R_2 = 159\ 470,2\ \text{kg}$

- Determinar si la viga satisface la definición viga de gran altura

Altura de la viga = 150 cm

Luz libre = 365 cm

$$\frac{l_n}{h} = \frac{365}{150} = 2,43 < 4 \quad \text{Cumple}$$

- Verificar la máxima capacidad de corte de la sección transversal

$V_u = 159\ 470,2\ \text{kg}$

$\phi V_n = \phi (2,65) (\sqrt{f'c}) (b) (d)$

$\phi V_n = (0,75) (2,65) (\sqrt{280}) (50) (140) = 232\ 800,65\ \text{kg}$

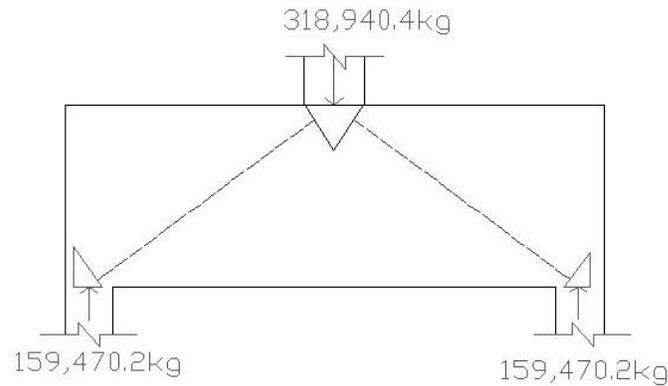
$\phi V_n > V_u$

$232\ 800,6523\ \text{kg} > 159\ 470,2\ \text{kg}$

- Establecer un modelo de reticulado

Se asume que los nodos coinciden con los ejes de las columnas y que se encuentran a 10 centímetros del borde superior o inferior de la viga, el modelo consiste en 2 bielas (A-C y B-C), un tirante (A, B y C) además las columnas 1 y 2 actúan como bielas por sus reacciones, la biela en la columna superior representa la carga aplicada.

Figura 19. **Modelo de reticulado**



Fuente: elaboración propia.

$$\text{Longitud de bielas diagonales} = \sqrt{130^2 + 202,5^2} = 240,64 \text{ cm}$$

$$\text{Esfuerzo en las bielas diagonales} = 159\,470,2 \cdot \frac{240,64}{130} = 295\,191,61 \text{ kg}$$

$$\text{Esfuerzo de tirante horizontal} = 159\,470,2 \cdot \frac{202,5}{130} = 248\,405,50 \text{ kg}$$

$$\tan^{-1}\left(\frac{130}{202,5}\right) = 32,7^\circ > 25^\circ \quad \text{Cumple}$$

- Calcular la resistencia efectiva del concreto f_{cu} .

$$f_{cu} = 0,85 \cdot \beta_s \cdot f_c$$

Para las bielas A-C y B-C

$$f_{cu} = (0,85) (0,75) (280) = 178,5 \text{ kg/cm}^2$$

Para la sección transversal de las bielas verticales A, B y C se tiene

$$\beta_s = 1$$

$$f_{cu} = (0,85) (1) (280) = 238 \text{ kg/cm}^2$$

- Calcular la resistencia efectiva del concreto f_{cu} en las zonas nodales A, B y C

Para la zona nodal C, por tener tres bielas, se tiene un $\beta_n = 1$

$$f_{cu} = (0,85) (1) (280) = 238 \text{ kg/cm}^2$$

Para las zonas nodales A y B se limitan por dos bielas y un tirante, por lo tanto se tiene $\beta_n = 0,80$

$$f_{cu} = (0,85) (0,80) (280) = 190,4 \text{ kg/cm}^2$$

- Verificar la resistencia del Nodo C

Se debe de satisfacer para el nodo C, que las caras de la zona nodal son perpendiculares a los ejes de las respectivas bielas, y que las tensiones en todas las caras son idénticas

La longitud de la cara horizontal de la zona nodal C se calcula como:

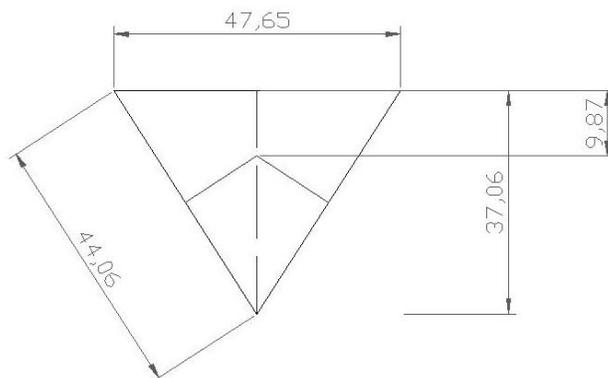
$$\frac{318\,940,4}{(0,75)(178,5)(50)} = 47,6475 \text{ cm}$$

La longitud de las demás caras, perpendiculares a las bielas diagonales se puede obtener a través de la proporcionalidad.

$$47,6475 * \left(\frac{318\,940,4}{(0,75)(178,5)(50)} \right) = 44,0995 \text{ cm}$$

- Verificación de la geometría del reticulado

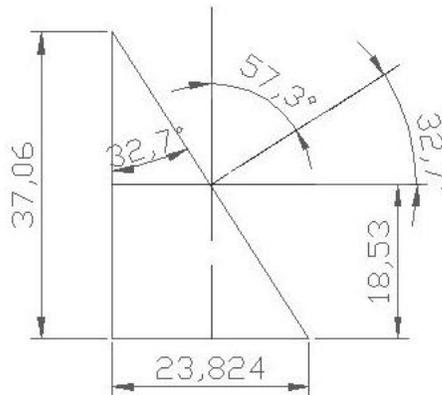
Figura 20. **Nodo C**



Fuente: elaboración propia.

Como se puede observar, el centro del nodo se encuentra a 9,87 centímetros, una medida bastante cercana a los 10 centímetros asumidos anteriormente.

Figura 21. **Nodo A**



Fuente: elaboración propia.

El tirante horizontal del nodo A debe ejercer una tensión de 178,5 kilogramos por centímetro cuadrado, por lo tanto el tamaño de la cara vertical de la zona nodal es:

$$\frac{248\,405,50}{(0,75)(178,5)(50)} = 37,0607 \text{ cm}$$

El centro del tirante está ubicado a $37,0607 / 2 = 18,03$ centímetros, este valor se encuentra cercano a los 10 centímetros iniciales que se dieron, por lo que no es necesario realizar otra iteración.

Ancho del nodo en el apoyo

$$\frac{159\,470,2}{(0,75)(178,5)(50)} = 23,8237 \text{ cm}$$

- Disponer armadura vertical y horizontal para resistir el hendimiento de las bielas diagonales.

El ángulo entre los tirantes verticales y las bielas es $90 - 32,7 = 57,3^\circ$
($\sin(57,3^\circ) = 0,84$).

Se intentará una armadura de dos barras número 4 solapadas separadas en 50 centímetros entre centros.

$$\frac{A_{si}}{b_s} \sin\gamma = \frac{(4)(1,0047)}{(50)(30)} * 0,84 = 0,002251$$

Y barras horizontales número 5 separadas 50 centímetros entre centros.

$$\frac{A_{si}}{b_s} \sin\gamma = \frac{(2)(1,9793)}{(50)(30)} * 0,84 = 0,002217$$

$$\sum \frac{A_{si}}{b_s} \sin\gamma = 0,002251 + 0,002217 = 0,00446776 > 0,003 \quad \text{Cumple}$$

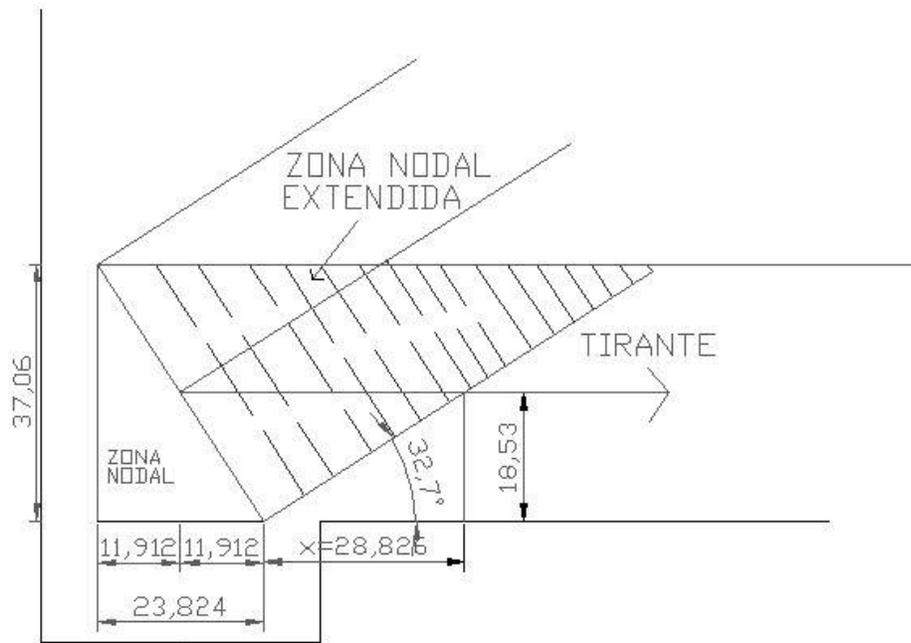
- Proveer armadura horizontal para el tirante

$$A_{s_{req}} = \frac{Fu}{\phi f_y} = \frac{248\ 405,50}{(0,75)(4\ 200)} = 78,8588 \text{ cm}^2$$

Se seleccionan entonces 16 barras número 8 para cumplir con la demanda de área de acero, brindando 80,90 centímetros cuadrados.

Las barras se deben anclar adecuadamente. El anclaje se ha de medir a partir del punto donde el tirante abandona la zona nodal extendida como se muestra en la figura 22.

Figura 22. Zona de anclaje de tirante



Fuente: elaboración propia.

Esta distancia de anclaje se encuentra de la siguiente manera

$$X = 18,53 / \tan(32,7) = 28,826 \text{ cm}$$

El espacio disponible para embeber las barras rectas es:

$$28,826 + 11,91 + 20 = 60,738 \text{ cm}$$

$$L_{dh} = (0,075 * 0,75 * 0,75 * 4 * 200 / \sqrt{280}) * 2,54 = 26,8960$$

$$26,8960 < 28,826 \quad \text{Cumple}$$

5.3. Análisis comparativos y recomendaciones

Luego de realizar los diferentes métodos de diseño de uniones, se da paso a un análisis para poder notar las diferencias entre ambos y sacar las características principales de los mismos.

5.3.1. Método de controles

Como se puede apreciar, el método de controles se basa en encontrar una unión viga columna que satisfaga las condiciones de corte, adherencia, deterioro, refuerzo de confinamiento y espaciamiento.

Según el análisis comparativo, se puede notar que las uniones diseñadas cumplen con los requisitos previamente mencionados. Sin embargo, la utilización de este método puede causar sobredimensionamiento en algunos casos, ya que el uso que se le dará a las uniones puede ser menor al cual fue diseñada la misma. Por lo tanto, este tipo de métodos puede resultar en gasto de dinero innecesario y pérdida en ganancias por la cantidad de refuerzo y calidad de concreto que exige el método de controles.

Como se puede notar, el método tiene un algoritmo muy bien planteado de los chequeos que se deben verificar, por esto su uso es sumamente sencillo y deja la seguridad que el diseño cumplirá con los requisitos que se le plantearon.

La facilidad de utilización de este método hace que sea de los más empleados en la actualidad, y es tan versátil que las uniones varían por localizaciones y su diseño se modifica en unos simples factores de seguridad que garantizarán el correcto diseño de la unión estudiada.

El Código ACI 2008 ha presentado el diseño de conexiones viga-columna manteniendo el mismo criterio por años. Sin embargo, se puede notar que los factores de seguridad han sido mejorados, garantizando un buen comportamiento del nudo ante solicitaciones de fuerzas sísmicas.

5.3.2. Método de bielas y tirantes

El método de bielas y tirantes se puede encontrar en el apéndice A del Código ACI 318. Este introduce el método con analogías del reticulado, requisitos de diseño para corte y torsión, y permite utilizar métodos que satisfacen los requisitos de equilibrio y resistencia.

Lo que diferencia al método de bielas y tirantes del método de controles, es que, como se puede observar en los ejemplos, en el primero se toma en cuenta la carga a la que será sometida la estructura y el uso que se le dará a la misma. Con base en los datos obtenidos, este método permite diseñar la armadura de las uniones desde los elementos estructurales hasta la zona nodal donde se encuentran e interaccionan entre sí.

5.3.3. Análisis

Ambos métodos brindan seguridad sobre el comportamiento que tendrán las uniones ante fuerzas sísmicas que pueden actuar en cualquier momento, sin embargo, se pueden encontrar varias diferencias entre los métodos que serán mencionadas a continuación.

El método de controles, necesita tener un diseño previo de los elementos estructurales, y con este se analizan varios criterios que deben cumplirse para que la unión sea segura y cumpla con el comportamiento esperado.

El método de bielas y tirantes por otro lado, analiza el armado de los elementos estructurales y, como parte del procedimiento del método, también se analiza el diseño de las uniones entre los elementos, siendo este método más completo y fácil de realizar en un diseño estructural. Ambos métodos pueden trabajar en conjunto, ya que se puede diseñar con el método de bielas y tirantes y se puede realizar un control de los requisitos que las uniones deben cumplir.

Al final dependerá del criterio del diseñador estructural cómo utiliza estas herramientas de diseño, las cuales dependen de cómo se esté llevando a cabo el mismo, y de los resultados que cada quien quiera obtener sobre su estructura.

Se recomienda realizar los 2 métodos cuando sean uniones importantes de una estructura, para poder tener 2 criterios de diseño que cumplan con los requisitos, y obtener la seguridad que este responderá bien ante cualquier interacción de fuerzas que resulten un riesgo para la estructura misma.

CONCLUSIONES

1. Las uniones más comunes en Guatemala son clasificadas en 3 grandes tipos, estas son: nudos interiores, exteriores y de esquina. Estos se diferencian por la cantidad de elementos que llegan a encontrarse en el nudo y por la localización en la que se encuentren en la estructura.
2. Los chequeos que se llevan a cabo en el método de controles del ACI 318S-08 son la resistencia al corte, deterioro por adherencia, refuerzo de confinamiento y longitud de anclaje, los cuales se encargan de garantizar un comportamiento óptimo de la unión ante fuerzas sísmicas considerablemente grandes.
3. Las uniones se caracterizan por soportar grandes y complejas condiciones de esfuerzos que causan su fallo. Esta falla se debe, en la mayoría de los casos, al poco refuerzo de anclaje que se le da a la unión, acompañado de la poca atención que se le presta a este elemento estructural en el momento del diseño.
4. El método de bielas y tirantes consiste en seleccionar cuidadosamente el recorrido de los esfuerzos en la estructura de forma realista para después formar un reticulado ideal y realizar un diseño de acero óptimo para la misma.

RECOMENDACIONES

1. Siempre se le debe dar suma importancia a las uniones y juntas en una estructura porque, como se pudo notar, son elementos que resisten grandes y complejas combinaciones de esfuerzo que pueden poner en riesgo el bienestar de los seres que se encuentren habitando la misma.
2. Cada vez que se tiene que realizar un diseño estructural, siempre se debe estudiar minuciosamente el código de construcción que más se apegue a las necesidades del diseñador y tomar en cuenta cada detalle que dicte en el mismo para garantizar que la estructura será de calidad y resistente a las condiciones para las cuales fue diseñada.
3. Es prudente tomar en cuenta varios métodos de diseño para un mismo elemento, ya que se tendrá la seguridad que la estructura cumplirá con lo diseñado si satisface a ambos métodos. Sin embargo, no se deben mezclar los métodos en un solo diseño, para no alterar el fin de cada uno.
4. El diseñador estructural debe ser muy minucioso con las cargas en la estructura y no exagerar con las mismas, ya que si esto sucede la estructura puede ser sobre diseñada y por lo tanto afectará el objetivo de diseñar una estructura económica y eficiente.

BIBLIOGRAFÍA

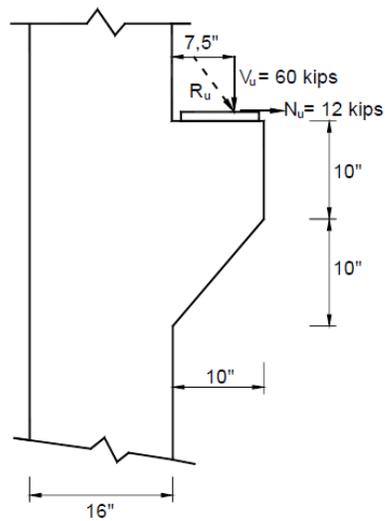
1. American Concrete Institute. *Reglamento de las construcciones reforzado (ACI 318-08) y comentarios*. México D.F.: ACI, 2008. 490 p.
2. _____. *Recomendaciones para el diseño de conexiones viga-columna en estructuras monolíticas de concreto reforzado (ACI 352RS-02)*. México D.F.: ACI, 2005. p. 4-60
3. _____. *Joints in concrete Construction (ACI 224.3R-95)*. Mexico D.F.: ACI, 2001. p. 4-41
4. NILSON, Arthur H. *Diseño de estructuras de concreto*. 12a ed. Colombia: McGraw-Hill, 1999. p. 308-331
5. Structural Engineering Design Provisions. *Uniform building code UBC. (Volumen 2)*. Estados Unidos: s.e. 1997. p. 78-85

ANEXOS

Diseño de una ménsula en una columna

Diseñar la ménsula de la columna de hormigón armado de 16 pulgadas \times 16 pulgadas. Para un esfuerzo vertical $V_u = 60$ kilo libras por pulgada cuadrada y un esfuerzo horizontal $N_u = 12$ kilo libras por pulgada cuadrada. Asumir $f'_c = 5\,000$ libra por pulgada cuadrada, y armaduras de acero grado 60.

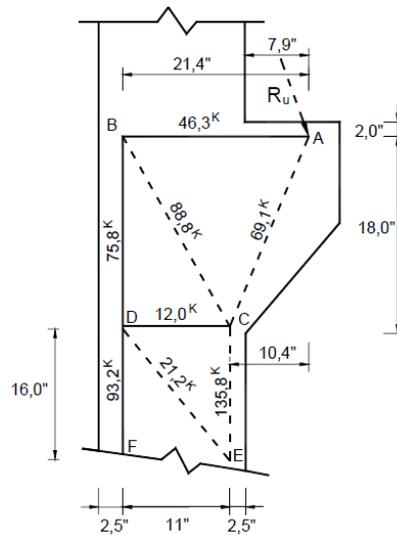
Figura 23. **Ménsula con platina**



Fuente: *Normas técnicas de ingeniería, bielas y tirantes*. p. 16.

- Establecer la geometría de un reticulado tentativo y calcular la demanda de fuerza en los elementos.

Figura 24. Reticulado tentativo de la ménsula



Fuente: Normas técnicas de ingeniería, bielas y tirantes. p. 16.

- Proveer armadura para los tirantes.

Usar $\phi = 0,75$

La resistencia nominal de los tirantes se debe tomar como:

$$F_{nt} = A_{st} f_y + A_{ps} (f_{se} + \Delta f_p)$$

Donde el último término se puede ignorar si la armadura no es pretensada.

Tirante AB $F_u = 46,3$ kips

$$A_{st} = \frac{F_u}{\phi f_y} = \frac{46,3}{0,75 \cdot 60} = 1,03 \text{ in}^2 \quad \text{Proveer 4 barras núm. 5 } A_{st} = 1,24 \text{ in}^2$$

Tirante CD $F_u = 46,3$ kips

$$A_{st} = \frac{F_u}{\phi f_y} = \frac{12}{0,75 \times 60} = 0,27 \text{ in}^2 \quad \text{Proveer barra número 4 } A_{st} = 0,40 \text{ in}^2$$

Tirantes BC y DF $F_u = 46,3$ kips

$$A_{st} = \frac{F_u}{\phi f_y} = \frac{93,2}{0,75 \times 60} = 2,07 \text{ in}^2$$

- Proveer acero adicional además de la armadura vertical de las columnas

Esta armadura se puede añadir en forma de una barra longitudinal, o en forma de una barra doblada en el nodo A, que también se puede usar como tirante AB.

- Calcular los anchos de las bielas.

Se asume que se colocará armadura, de manera que se puede usar

$$\beta_s = 0,75.$$

$$f_{cu} = 0,85 \beta_s f'_c = 0,85 \times 0,75 \times 5\,000 = 3\,187 \text{ psi}$$

$$\phi f_{cu} = 0,75 \times 3\,187 = 2\,390 \text{ psi}$$

Calcular el ancho requerido de las bielas.

Biela AC

$$w = \frac{69 \times 100}{16 \times 2\,390} = 1,81 \text{ in.}$$

Biela BC

$$w = \frac{88 \cdot 800}{16 \cdot 2390} = 2,32 \text{ in.}$$

Biela CE

$$w = \frac{135 \cdot 100}{16 \cdot 2390} = 3,55 \text{ in.}$$

Biela DE

$$w = \frac{21,2}{16 \cdot 2390} = 0,55 \text{ in.}$$

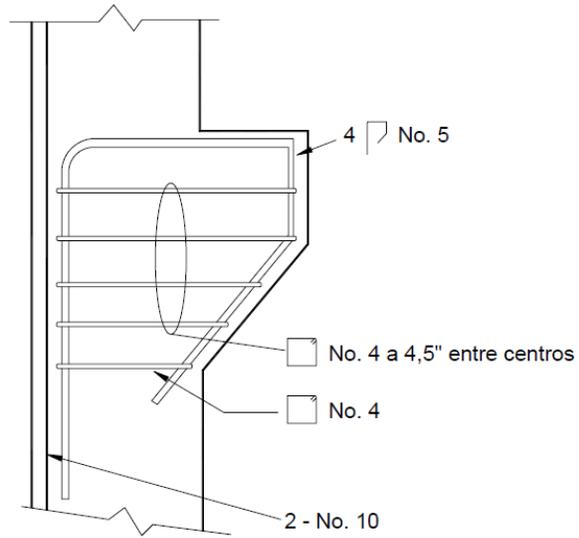
El ancho de las bielas cabrá dentro de la columna de hormigón.

Proveer armadura de confinamiento para las bielas en forma de estribos horizontales. El ángulo que forman las bielas diagonales respecto de los estribos cerrados horizontales es 58 grados.

Disponer estribos cerrados número 4 separados 4.5 pulgadas entre centros.

$$w = \frac{A_s}{b_s} \sin \gamma = \frac{2 \cdot 0,20}{24 \cdot 4,5} \sin 58^\circ = 0,0031$$

Figura 25. Armado de ménsula



Fuente: Normas técnicas de ingeniería, bielas y tirantes. p. 18.

