



# **UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ**

**Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas**

**Carrera de Ingeniería Civil**

**Trabajo de Titulación**

**Previo a la obtención del título de:**

**Ingeniero Civil**

**Tema:**

**“Análisis del comportamiento estructural de nudos híbridos.”**

**Autor:**

**Valle Zambrano Nexar Javier**

**Tutor:** Ing. Yordy Mieles Bravo Mg. Sc

**PORTOVIEJO-MANABÍ-ECUADOR**

**2016**

## **DEDICATORIA**

El presente trabajo se lo dedico principalmente a Dios quien me ha dado la fortaleza, resistencia, sapiencia, paciencia, salud y muchas demás virtudes en cada día de travesía durante mi camino estudiantil y personal.

A las mujeres que me criaron y dieron todo de sí para que yo cumpla mis sueños, brindándome su amor, comprensión y apoyo a mis dos madres Aida Castro y Neyra Zambrano.

A Lady Stefania por estar allí en esas noches de desvelo y darme su amor y apoyo incondicional sin recibir nada a cambio.

A mi gran amigo Carlos Pico quien fue un ejemplo de padre en el proceso de crecimiento, y no permitió mi fracaso prematuro.

## **AGRADECIMIENTO**

Al culminar el presente trabajo de titulación, se agradece a la Universidad Técnica de Manabí y especialmente a su Escuela de Ingeniería Civil y su excelente cuerpo de Docentes que han aportado en mi formación como profesional.

Agradezco de manera muy especial al Ing. Yordy Mieles Bravo, mi tutor del presente trabajo, por su apoyo, amistad, paciencia, conocimiento e instrucciones impartidas, las cuales fueron fundamentales para la realización de esta investigación.

Agradezco al Ing. Stalin Alcívar por su amistad y compartir sus conocimientos de manera desinteresada y sin limitaciones.

De la misma manera al Ing. Carlos Centeno Mero y a los demás docentes de la Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas que ayudaron con el desarrollo del presente trabajo.

Por último, a todas aquellas personas en especial a mi compañero de aula y de carrera universitaria el señor Raúl Meza por estar allí brindándome su apoyo cuando más lo necesité y a las demás personas que de una u otra manera colaboraron para la elaboración de esta investigación.

# CERTIFICACIÓN DEL TUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

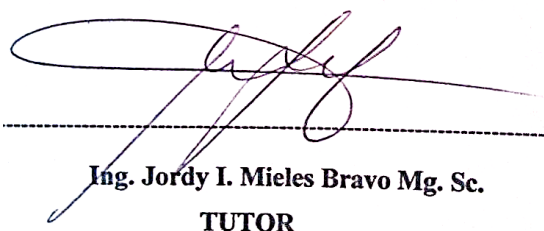
## CERTIFICACIÓN

Quien suscribe la presente señor Ing. Yordy Mieles Bravo, docente de la Universidad Técnica de Manabí, de la Facultad de Ciencias Matemáticas Físicas y Química; en mi calidad de Tutor del trabajo de titulación " **Análisis del comportamiento estructural de nudos híbridos** " desarrollada por el profesionistas: Señor Nexar Javier Valle Zambrano en este contexto, tengo a bien extender la presente certificación en base a lo determinado en el Art. 8 del reglamento de titulación en vigencia, habiendo cumplido con los siguientes procesos:

- Se verificó que el trabajo desarrollado por el profesionista cumple con el diseño metodológico y rigor científico según la modalidad de titulación aprobada.
- Se asesoró oportunamente al estudiante en el desarrollo del trabajo de titulación.
- Presentaron el informe del avance del trabajo de titulación a la Comisión de Titulación Especial de la Facultad.
- Se confirmó la originalidad del trabajo de titulación.
- Se entregó al revisor una certificación de haber concluido el trabajo de titulación.

Cabe mencionar que durante el desarrollo del trabajo de titulación el profesionista puso mucho interés en el desarrollo de cada una de las actividades de acuerdo al cronograma trazado.

Particular que certifico para los fines pertinentes



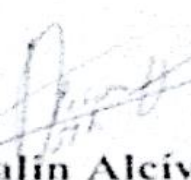
Ing. Jordy I. Mieles Bravo Mg. Sc.  
**TUTOR**

# **CERTIFICACIÓN DEL REVISOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

## **CERTIFICACIÓN**

Luego de haber realizado el trabajo de titulación, en la modalidad de investigación y que lleva por tema: titulación "Análisis del comportamiento estructural de nudos híbridos" desarrollada por el profesional: Señor Nexar Javier Valle Zambrano con cédula No. 131424884-8, previo a la obtención del título de INGENIERO CIVIL, bajo la tutoría y control del Ing. Yordy Ivonne Miele Bravo, docente de la Facultad de Ciencias Matemáticas, Físicas y Químicas y cumpliendo con todos los requisitos del nuevo reglamento de la Unidad de Titulación Especial de la Universidad Técnica de Manabí, aprobada por el H. Consejo Universitario, cumpla con informar que en la ejecución del mencionado trabajo de titulación, su autor:

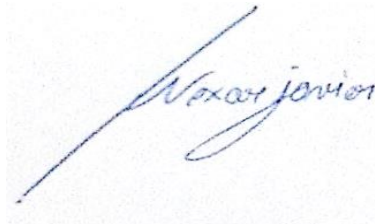
- Ha respetado los derechos de autor correspondiente a tener menos del 10 % de similitud con otros documentos existentes en el repositorio
- Ha aplicado correctamente el manual de Áreas y Ambiente de acuerdo al reglamento de Titulación Especial de la Universidad Técnica de Manabí.
- Las conclusiones guardan estrecha relación con los objetivos planteados.
- El trabajo posee suficiente argumentación técnica científica, evidencia en el contenido bibliográfico consultado.
- Mantiene rigor científico en las diferentes etapas de su desarrollo.
- Sin más que informar suscribo este documento NO VINCULANTE para los fines legales pertinentes.

  
Ing. W. Stalin Alcívar Moreira Mg.

**REVISOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN**

## DECLARACIÓN DE DERECHO DE AUTOR

Quien firman el presente, profesionista; NEXAR JAVIER VALLE ZAMBRANO, en calidad de autor del trabajo de titulación realizada sobre “**Análisis del comportamiento estructural de nudos híbridos**”, por la presente autorizo a la UNIVERSIDAD TÉCNICA DE MANABÍ, hacer uso de todos los contenidos que me pertenecen o de parte de los que contienen este proyecto, con fines estrictamente académicos o de investigación. Los derechos que como autor me corresponden, con excepción de la presente autorización, seguirán vigentes a nuestro favor, de conformidad con lo establecido en los artículos 5, 6 ,8 ,19 y demás pertinentes de la Ley de Propiedad Intelectual y su Reglamento. Así mismo las conclusiones y recomendaciones constantes en este texto, son criterios netamente personales y asumo con responsabilidad la descripción de las mismas.



---

**Valle Zambrano Nexar Javier**

# INDICE

DEDICATORIA	II
AGRADECIMIENTO	III
CERTIFICACIÓN DEL TUTOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	IV
CERTIFICACIÓN DEL REVISOR DEL TRABAJO DE TITULACIÓN	V
DECLARACIÓN DE DERECHO DE AUTOR	VI
INDICE	VII
INDICE DE FIGURAS	IX
INDICE DE TABLAS	XIV
RESUMEN	XV
SUMMARY	XVI
TEMA	XVII
<b>CAPÍTULO I</b>	<b>1</b>
1.1. Planteamiento del problema	1
1.2. Antecedentes	4
1.3. Justificación	5
<b>CAPITULO II</b>	<b>6</b>
2. MARCO TEÓRICO	6
<b>CAPITULO III</b>	<b>35</b>
3.1. Visualización del alcance de estudio.	35
3.2. Hipótesis	36
3.3. Definición de variables.	37
3.4. Nivel de investigación	39
3.5. OBJETIVOS	40
3.6. Desarrollo de la investigación.	41
<b>CAPITULO IV</b>	<b>42</b>
4.1. Nudos homogéneos de hormigón armado	42
4.2. Nudo homogéneo de acero estructural de alta resistencia	55
	VII

4.3.	Nudo viga-columna de acero conectado mediante pernos de alta resistencia.	63
4.4.	Nudo viga-columna de acero conectado mediante soldadura.	77
4.5.	Nudos híbridos.	85
4.6.	Identificación de un marco referencial para diseño de nudos híbridos.	85
<b>CAPITULO V</b>		<b>98</b>
5.1.	Verificación de los objetivos	98
5.2.	Comprobación de la hipótesis	100
<b>CAPITULO VI</b>		<b>102</b>
6.1.	Conclusiones	102
6.2.	Recomendaciones	104
<b>CAPITULO VII</b>		<b>105</b>
7.1.	Presupuesto	105
7.2.	Cronograma	106
<b>BIBLIOGRAFÍA</b>		<b>107</b>
<b>ANEXOS</b>		<b>110</b>



## INDICE DE FIGURAS

Figura 1.1.	1
Nudo viga principal de hormigón viga secundaria metálica.	
Figura 1.2.	2
Edificios y publicidad en Portoviejo con nudos mixtos.	
Figura 1.3.	4
Paso del ducto en viga de hormigón.	
Figura 2.1.	7
Composición del concreto simple. (Parker, 2008)	
Figura 2.2.	9
Diagrama de comportamiento del hormigón sin confinar.	
Figura 2.3.	9
Comportamiento de esfuerzo deformación del hormigón confinado (Bonett, 2003).	
Figura 2.4.	11
Acero estructural (Romo, 2006)	
Figura 2.5.	12
Límite elástico. (Romo, 2006)	
Figura 2.6.	13
Límite plástico o de fluencia. (Romo, 2006)	
Figura 2.8.	15
Esfuerzo-deformación del acero intervalos del comportamiento estructural. (AHMSA, 2013).	15
Figura 2.9.	16
Diagrama de comportamiento del acero de alta resistencia.	16
Figura. 2.10.	17
Clasificación del nudo en función de su rigidez y rotación.	17
Figura 2.11.	19

Fuerzas por flexión de viga de hormigón	19
Figura 2.12.	20
Fuerzas que introduce la viga de acero al nudo.	20
Figura 2.13.	20
Nudo híbrido viga- columna. (Gomez, 2014)	20
Figura 2.13.	23
Representación del nudo hibrido en función del efecto actuante	23
Figura 2.14.	24
Diagrama de cuerpo libre, nudo híbrido para efecto de momento.	24
Figura 2.15.	24
Diagrama de cuerpo libre, nudo híbrido para efecto de cortante	24
Figura 2.16	31
Nudo híbrido de elementos prefabricados (Hawileh, Rahman, & Tabatabai, 2010)	31
Figura 2.17.	33
Isoparamétrica vista del nudo híbrido (Hawileh, Rahman, & Tabatabai, 2010).	33
Figura 2.18.	34
Compresión uniaxial y la curva de tensión-deformación a la tracción para el concreto (Hawileh, Rahman, & Tabatabai, 2010)	34
Figura 4.1.	42
Nudo viga a viga (A.C.I., 2014)	42
Figura 4.2.	43
Nudo viga columna (A.C.I., 2014)	43
Figura 4.3.	44
Conexiones típicas viga-columna (por claridad no se muestra la losa). No se muestran casos de viga ancha. (ACI352RS-02, 2010)	44
Figura 4.4.	45
Fuerzas en los nudos en las secciones críticas (ACI352RS-02, 2010)	45
Figura 4.5.	46

Esfuerzos horizontales y Verticales en el nudo (ACI352RS-02, 2010).	46
Figura 4.6.	46
Nudo interior viga-columna.	46
Figura 4.7.	49
Área efectiva del nudo.	49
Figura 4.8.	50
Definición de miembros dando confinamiento lateral adecuado para evaluación de refuerzo transversal del nudo (A.C.I., 2014).	50
Figura 4.9.51	
Nudo exterior viga-columna51	
Figura 4.10.	53
Sección crítica para el desarrollo del refuerzo longitudinal de vigas que terminan en el nudo.	53
Figura 4.11.	54
Nudo esquinero viga-columna.	54
Figura.4.12.	56
Colocación de rotulas plásticas en vigas con distinción de tipos de conexiones (Crisafulli, 2013).	56
Figura 4.13.	57
Diagrama de momento - rotación de conexiones totalmente restringidas, parcialmente restringidas y articulada (Crisafulli, 2013).	57
Figura 4.14.	58
Mecanismo de deformación con rotulas plásticas en vigas (Crisafulli, 2013).	58
Figura 4.15.	59
Placa de continuidad (Crisafulli, 2013).	59
Figura 4.16	61
Esfuerzos de momento, cortante y axial en el panel nodal y esfuerzos reemplazados por cuplas equivalentes (Crisafulli, 2013).	61
Figura 4.17.	70
Idealización de la estructura y representación de la unión viga columna	70

Figura 4.18.	71
Diagrama de cuerpo libre de las fuerzas actuantes en el nudo.	71
Figura 4.19.	72
Diagrama de cuerpo libre de equilibrio del ala de la viga.	72
Figura 4.20.	78
Estructura con Uniones Conectadas por soldadura (McCormac & Csernak, 2013).	78
Figura 4.21.	79
Elementos del proceso del proceso de soldadura con arco protegido con (SMAW) (McCormac & Csernak, 2013).	79
Figura 4.22.	81
Soldadura tipo filete (McCormac & Csernak, 2013)	81
Figura 4.23.	83
Soldadura de muesca y tapón (McCormac & Csernak, 2013)	83
Figura 4.24.	87
Modelos para hormigón confinado según Mander (1988).	87
Figura 4.25.	88
Diagrama de la ley constitutiva para el acero.	88
Figura 4.27.	90
Curva $M - \phi$ y modelo elasto-plástico (Caltrans 2010).	90
Figura 4.29.	92
Norma ACI 318S-11 para ubicación de ductos o embebidos.	92
Figura 4.30.	95
Modelos de vigas en análisis.	95
Figura 4.31.	96
Diagrama de Momento-Curvatura $M - \phi$ para una sección de hormigón maciza y con hueco.	96
Figura 4.32.	96
Ilustración de las secciones tipo viga de hormigón maciza y con nudo híbrido.	96

Figura.4.33.	97
Diagrama de momento-Curvatura $M_p - \phi$ de la viga maciza y con nudo híbrido.	97

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Sobre la cortante nominal del nudo	48
Tabla 3. Pretensión Mínima En El Tornillo, KN	65
Tabla 5. Dimensiones nominales de agujeros, mm.	66
Tabla 6. Separación mínima al borde <sup>[a]</sup> del centro de la perforación estándar <sup>[a]</sup> al borde de la parte conectada.	67
Tabla 7. Separación mínima al borde <sup>[a]</sup> del centro de la perforación estándar <sup>[b]</sup> al borde de la parte conectada.	67
Tabla 8. Valores del incremento de separación de borde $C_2$ (in).	68
Tabla 9. Valores del incremento de separación de borde $C_2$ (mm).	69
Tabla 10. Tensión nominal de conectores y partes roscadas, Kgf/cm <sup>2</sup>	69
Tabla 11. Garganta efectiva de soldaduras de tope con junta de penetración parcial.	80
Tabla 12. Tamaño Mínimo De Soldadura De Filete	81
Tabla 13. Momento-Curvatura $M - \phi$ En Viga Maciza Y Con Hueco.	95

## RESUMEN

El sustento de este trabajo se desglosa en varios capítulos con el fin de expresar de manera pertinente de que se tratan las uniones o nudos en las estructuras, las cuales deben ser un concepto básico de diseño, sobre todo primordial al momento de ejecutarse el proceso de construcción. Para la definición de un marco referencial que aporte bases para el análisis de nudos híbridos, se tomó como guía la concepción de diseño de nudos homogéneos de hormigón armado y de acero estructural, donde se consideraron teorías básicas de resistencia, adherencia y estabilidad, permitiendo formar un procedimiento de análisis para el estudio de nudos híbridos, en donde además se tomó en cuenta leyes o modelos constitutivos de los materiales entre estos se citan el de hormigón confinado de Mander y el trilineal o curva completa para el acero estructural, con la finalidad de obtener los momentos-curvatura de la sección en estudio. El estudio se basa en valorar el comportamiento estructural de un nudo híbrido compuesto por una viga principal de hormigón atravesada por una viga metálica secundaria, con el fin de medir la influencia que tiene la viga de acero sobre la viga de hormigón, partiendo del criterio de que la viga secundaria afecta la capacidad resistente de la viga principal. Con esto se visualizó que el comportamiento y la capacidad de resistencia de la viga principal solo se afectaba si la viga secundaria de acero invadía el bloque de compresión.

## **SUMMARY**

The support of this work is broken down into several chapters in order to express pertinently that the joints or nodes in the structures are treated, which must be a basic design concept, especially essential when the process run construction. For the definition of a framework that provides a basis for the analysis of hybrid knots, was taken as guide the design concept of homogeneous units of reinforced concrete and structural steel, where basic theories of resistance, adhesion and stability were considered, allowing form an analysis procedure for the study of hybrid knots, where he also took into account laws or constituent materials between these models are cited the concrete confined Mander and trilinear or complete curve for structural steel, for the purpose of get time-curvature of the section under consideration. The study is based on assessing the structural behavior of a hybrid junction composed of a main concrete beam crossed by a secondary metal beam in order to measure the influence of the steel beam on concrete beam, based on the criteria the secondary beam affects the bearing capacity of the main beam. With this it visualized that the behavior and resilience of the main beam is only affected if the secondary steel beam invaded the compression block.



## **TEMA**

Análisis del comportamiento estructural de nudos híbridos.

# CAPÍTULO I

## 1.1.Planteamiento del problema

Hasta hace no mucho tiempo, las estructuras metálicas y las estructuras de hormigón pertenecían a mundos distintos. Esta situación está cambiando rápidamente porque indudablemente cada material y tecnología tiene sus ventajas e inconvenientes y en muchos casos la solución óptima es una combinación de ambos. (Cabañas, 2008).

La necesidad de conocer el comportamiento estructural en nudos híbridos de vigas de hormigón y acero surge del hecho de que en el medio se están construyendo nuevas estructuras con nudos mixtos hormigón-acero. Hasta ahora la resolución de estos nudos ha sido empírica y en la bibliografía revisada no existen antecedentes para el análisis y diseño de esta tipología estructural.

Los nudos de hormigón o de acero tienen metodologías de cálculo y normas que rigen su diseño y análisis. La existencia de nudos mixtos ha sido propuesta para ciertos elementos como nudos mixtos en columnas y vigas, donde existen ya investigaciones para examinar su desempeño. Hasta donde se tiene información, a partir del año 2013 comenzaron a darse casos en la región donde se empezaron a construir nudos mixtos del tipo viga principal de hormigón viga secundaria metálica como el mostrado en la figura 1.1

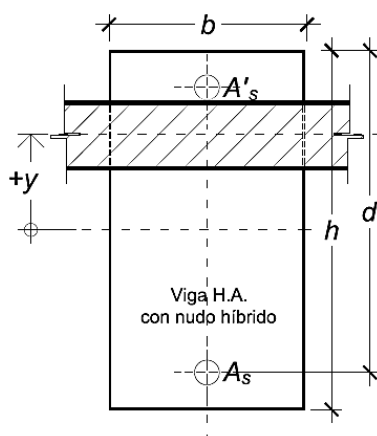


Figura 1.1.  
**Nudo viga principal de hormigón viga secundaria metálica.**

Tradicionalmente se los construía por las recomendaciones de los promotores de las losas Steel Deck como las mostradas en la figura 1.2.

El nudo mostrado en la figura 1.1 se forman al atravesar la viga metálica secundaria a la viga principal de hormigón. Se conoce que se lo efectuó por tratar de bajar la altura del entrepiso, luego fue adoptado por constructores locales. Actualmente se lo ha replicado en al menos 5 edificios en Portoviejo como los de la figura 1.2.



Figura 1.2.  
**Edificios y publicidad en Portoviejo con nudos mixtos.**

En varias ciudades de Ecuador se observan publicidades de proveedores de losas colaborantes (Steel Deck) donde muestran fotos como la imagen de la figura 1.2 ubicada en Portoviejo, de emparrillados mixtos de hormigón armado y acero estructural formando nudos híbridos como sistema de sostenimiento de la losa colaborante para entrepisos y cubiertas, pero sus manuales técnicos no dan indicaciones sobre la ubicación, forma o normas para el nudo que muestra la publicidad.

Por lo expuesto es evidente que este nudo mixto debe ser estudiado mediante modelación numérica y computacional, siendo además deseable en otra etapa de la investigación su análisis experimental.

Una viga de acero que intercepta a la de hormigón y entra en contacto con el acero de refuerzo del hormigón si los aceros son de diferente calidad puede provocar dentro del hormigón un par galvánico que puede provocar e intensificar la corrosión del acero de refuerzo de las vigas de hormigón y de la propia viga de acero.

## 1.2. Antecedentes

Investigaciones desarrolladas por doctorantes de la Universidad Técnica de Manabí sobre nudos mixtos buscan desarrollar un modelo propicio que describa el comportamiento de este tipo de nudos. Surge además la necesidad de direccionar y recomendar a los calculistas y constructores sobre una metodología que actualmente es llevada con muchas deficiencias como:

- Muchos nudos se los construye invadiendo el bloque de compresión del hormigón, lo cual resta resistencia a la viga.
- Se intuye que un sistema de piso es más rígido con nudos como los estudiados, pero se desconoce su aporte.
- Los constructores locales están pasando por alto las recomendaciones del ACI 318 sobre el paso correcto de ductos, y aunque se reconoce que una viga secundaria de acero no es igual que un ducto, el direccionamiento para ducto debe ser tomado en cuenta (Figura 1.3).
- Se debe recomendar un procedimiento constructivo que no provoque el contacto de dos los aceros de diferentes propiedades por provocar un par galvánico que puede provocar la corrosión de los aceros.

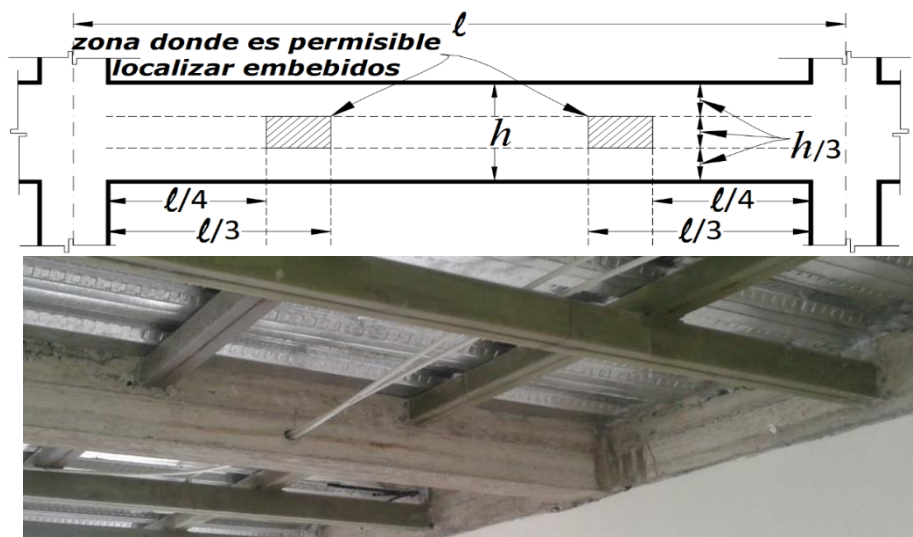


Figura 1.3.  
Paso del ducto en viga de hormigón.

### **1.3. Justificación**

En la revisión bibliográfica realizada hasta la fecha no se ha encontrado un análisis del comportamiento estructural de nudos híbridos formados por vigas principales de hormigón y vigas secundarias de acero. Es importante conocer el comportamiento de los nudos híbridos y analizar la forma en que los elementos que confluyen en la conexión transmiten los esfuerzos.

Los sistemas de construcción evolucionan progresivamente, cada vez son más sofisticados y se introducen nuevos procedimientos y metodologías constructivas y es necesario recomendar desde los centros de estudios aclaraciones que guíen a los calculistas y constructores, lo que beneficia finalmente a la sociedad que es quien usa las edificaciones. Este trabajo además contribuye con líneas de investigación abiertas por doctorantes de la Universidad Técnica de Manabí sobre la tipología mencionada en este anteproyecto.

## CAPITULO II

### 2.MARCO TEÓRICO

#### 2.1.Modelos de análisis para el estudio de nudos híbridos

A partir de las últimas décadas los resultados obtenidos de ensayos experimentales para medir el comportamiento de los elementos mixtos de hormigón armado con otro elemento de diferentes características materiales, se han desarrollado gracias a estos varios modelos constitutivos que con el pasar del tiempo han ido evolucionando y acercándose cada vez más al respuestas cíclicas reales de los elementos en cuestión (Bonett, 2003)

##### 2.1.1. Elástico.

El análisis elástico puede realizarse utilizando una previa modificación de los efectos no lineales como lo son la fluencia, la fisuración y la retracción del concreto (Bonett, 2003). Gracias a este método se puede hallar un área equivalente de una sección compuesta utilizando la siguiente expresión una vez hallado la razón modular y considerando la sección agrietada del elemento (Bonett, 2003):

$$n = \frac{E_s}{E_c}$$

##### 2.1.2. Rígido plástico

Este método es muy utilizado debido a que permite determinar la carga ultima de rotura del elemento, así como también la ubicación casi precisa de las rotulas plásticas, evitando el colapso prematuro o temprano de la estructura en la ocurrencia de un evento sísmico (Bonett, 2003).

##### 2.1.3. Elasto plasto

Este método de análisis toma en cuenta el incremento de los desplazamientos no lineales, considerando este incremento en un análisis finito en el tiempo, integrando las redistribuciones plásticas y localizadas en donde ocurre el efecto de deslizamiento entre el acero y el hormigón (Bonett, 2003).

## 2.2. Descripción de material de la viga principal de hormigón armado. Hormigón simple como material estructural.

El hormigón es un conglomerado formado por partículas de diámetros graduados, en general estas partículas corresponden a la grava y arena, que en conjunto con un material aglutinante (cemento) se mantienen unidas las unas a las otras. (Parker, 2008). El material terminado es capaz de tener una alta resistencia a la compresión pero una baja resistencia bajo esfuerzo de tracción o tensión, de esta forma estos esfuerzos de tracción representan a aproximadamente un décimo de su resistencia a la compresión. (Nawy, 2008).

Por su composición el hormigón o concreto es considerado como una piedra artificial de características específicas en función de su resistencia, como material estructural es capaz de absorber los esfuerzos a compresión y su límite de deformación por unidad de longitud (deformación unitaria) rodea la aproximación general de 0,003.

Desde la antigüedad este material es muy utilizado, su empleo es considerado para formar parte de la estructuración de pequeñas y grandes edificaciones, además forma parte como materia prima en las construcciones de pavimentos rígidos. (Nilson., 2001).

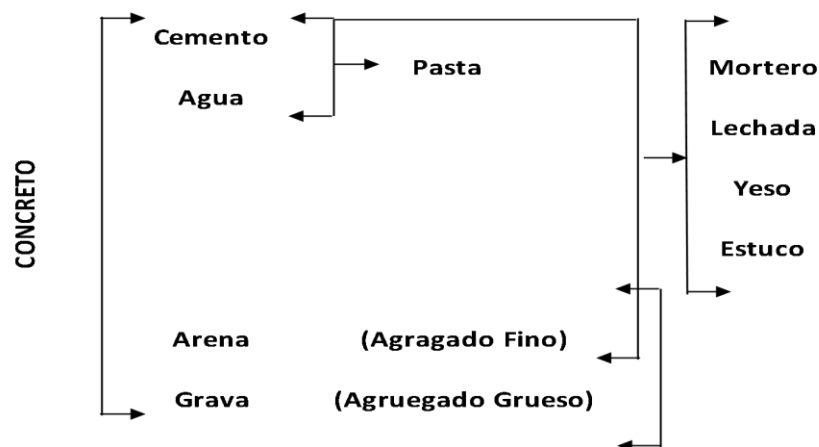


Figura 2.1.  
Composición del concreto simple. (Parker, 2008)

### 2.2.1 Propiedades mecánicas del hormigón

Para diseñar estructuras de concreto u hormigón simple, armado y pre esforzado, de concreto con perfiles laminados en caliente o con perfiles soldados de acero, el concreto solido debe contar propiedades mecánicas importantes tales como las mencionadas en (Romo., 2006).



- Resistencia a la compresión.
- Módulo de elasticidad.
- Ductilidad.
- Resistencia a la tracción.
- Resistencia al corte.
- Flujo plástico.

Para determinar el módulo de elasticidad del hormigón podemos utilizar las siguientes formulas proporcionadas por la norma ecuatoriana de la construcción. (N.E.C., 2015).

$$E_c = 1.15 * \sqrt[3]{E_a} * \sqrt{f'_c}$$

Donde:

$E_c$ = Módulo de elasticidad del hormigón (GPa);  $E_a$ = Módulo de elasticidad del agregado (GPa).  $f'_c$ = Resistencia a la compresión del hormigón (MPa).

Para el diseño de estructuras sismo resistentes deberá calcularse el módulo de elasticidad del hormigón mediante la siguiente expresión (N.E.C., 2015).

$$E_c = 4.7 f'_c$$

Donde:

$E_c$ = Módulo de elasticidad del hormigón para diseño sismo resistente (Gpa);  $f'_c$ = Resistencia a la compresión del hormigón (MPa).

### **2.2.2. Comportamiento del hormigón sin confinar.**

El siguiente diagrama considera la tensión y deformación causada por los esfuerzos de compresión, representándose de una forma simplificada en la cual se la puede observar en la siguiente figura 2.2.

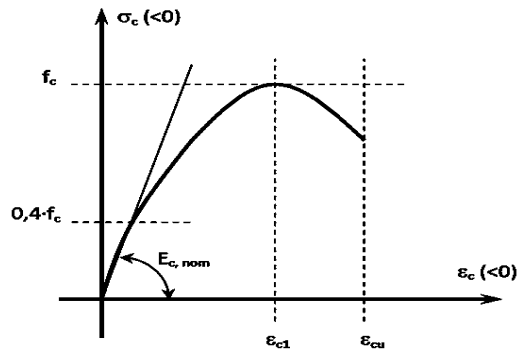


Figura 2.2.  
**Diagrama de comportamiento del hormigón sin confinar.**

Es importante considerar que mientras aumenta la resistencia a la compresión del hormigón sin confinar la deformación que está asociada al esfuerzo disminuye considerablemente. Esta característica en función de las necesidades de ductilidad requeridas por los diferentes estados de servicio en las estructuras, exigen poder lograr grandes deformaciones por efecto de compresión siendo esta compresión determinada en laboratorio como máxima un valor de 0.002 (Bonett, 2003).

### 2.2.3. Comportamiento del hormigón confinado.

El confinamiento del hormigón se logra colocando acero en la dirección transversal separados a cierta distancia el uno del otro. El efecto de confinamiento en el hormigón ha demostrado mediante estudios experimentales que este puede mejorar los efectos de esfuerzos-deformación considerablemente proporcionándole alta ductilidad al elemento de hormigón confinado teniendo en cuenta que la ductilidad y la resistencia que proporciona el acero de refuerzo dependen mucho de la forma y el espaciamiento de los mismos. (Bonett, 2003). La figura 2.3 muestra el comportamiento del hormigón confinado:

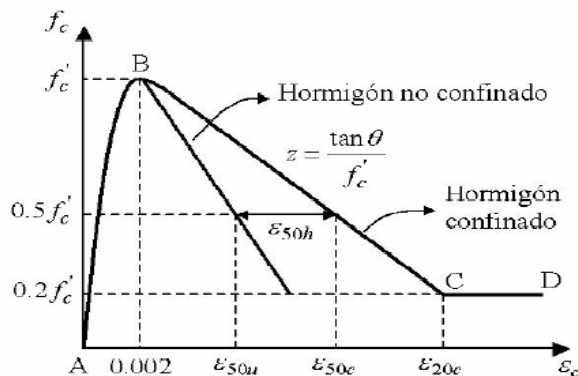


Figura 2.3.  
**Comportamiento de esfuerzo deformación del hormigón confinado (Bonett, 2003).**

Para obtener la curva de esfuerzo deformación tanto del hormigón confinado como del hormigón no confinado debe considerarse seguir las siguientes expresiones:

### 2. Región AB de la curva.

$$f_c = f'_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{0.002} - \left( \frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right]$$

Donde:

$f_c$ =El esfuerzo de compresión del hormigón;  $\varepsilon_c$ =La deformación del hormigón.

$$f'_{cc} = f'_c + 2.05p_s f_y$$

Donde:

$f'_{cc}$ = Esfuerzo de compresión confinado en el hormigón;  $f_y$ = Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal;  $p_s$ =Relación entre el volumen del acero de refuerzo transversal dividido para el volumen del núcleo de hormigón medido desde el exterior de la cara de los estribos (Bonett, 2003).

### 3. Región BC de la curva.

$$f_c = f'_c [1 - Z (\varepsilon_c - 0.002)]$$

$$Z = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - 0.002}$$

$$\varepsilon_{50u} = \frac{3 + 0.002f'_c}{f'_c + 1000}$$

$$\varepsilon_{50h} = \frac{3}{4} p_s \sqrt{\frac{b''}{s_h}}$$

Donde:

$Z$ = Parámetro que define la pendiente de la línea descendente.;  $\varepsilon_{50u}$ = Deformación de compresión proveniente de  $0.5f'_c$ ;  $\varepsilon_{50h}$ =Deformación que considera la ductilidad producida por los estribos;  $b''$ =Base del núcleo confinado;  $s_h$ = Separación de los estribos.

4.Región DC de la curva sin considerar un análisis dinámico (Bonett, 2003).

$$f_c = 0.2f'_c$$

#### **2.2.4. Acero estructural para concreto u hormigón armado.**

El acero que es utilizado para formar parte de las estructuras, es un material de características especiales capaz de resistir los esfuerzos de tracción o tensión que el concreto no es capaz de resistir, lo que lo convierte en un aleado ideal en conjunto del hormigón simple con el que se conforma el hormigón armado. (Romo., 2006).



Figura 2.4.  
**Acero estructural (Romo, 2006)**

La norma ASTM establece que las barras de acero corrugado utilizadas para el refuerzo deben cumplir, que para barras con  $f_y$  (límite de fluencia) menor de 420 MPa la resistencia a la fluencia debe considerarse el esfuerzo que corresponda a una deformación por unidad de longitud igual a 0.5%, y para barras con un  $f_y$  (límite de fluencia) de al menos 420 MPa la resistencia a la fluencia debe considerarse un esfuerzo que corresponda a una deformación por unidad de longitud igual a 0.35%. (ACI, 2011).

La norma ecuatoriana de la construcción (NEC), expresa que la resistencia a la fluencia consistente en ensayos realizados por las respectivas fabricas no debe exceder o ser mayor que  $f_y$  en más de 1,25 MPa. Así también la relación entre la tracción y la resistencia a la fluencia no exceda el valor de 1.25. (N.E.C., 2015).

Las propiedades mecánicas del acero pueden expresarse con mayor facilidad mediante la curva de esfuerzo versus deformación, la cual puede variar dependiendo de las características químicas del material y de sus procesos de producción (Romo, 2006).

#### 2.2.4.1. Límite elástico.

Estado óptimo de todo elemento, debe tener la capacidad de deformarse y regresar de manera normal a su estado y forma natural después de quitar el esfuerzo que lo deformó inicialmente.

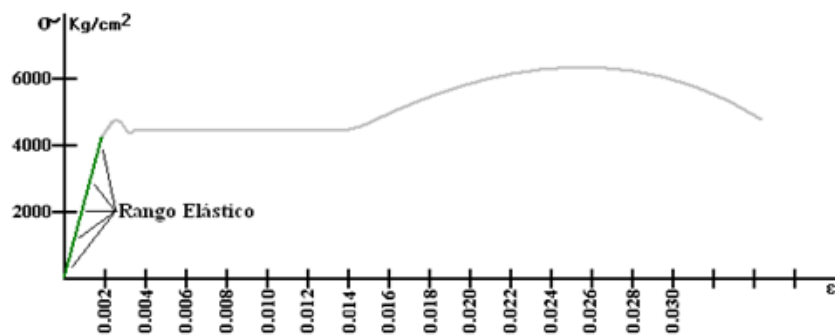


Figura 2.5.  
Límite elástico. (Romo, 2006)

#### 2.2.4.2. Límite plástico o de fluencia

Una vez que el material sobrepasa el estado elástico puede resistir un poco más el esfuerzo al cual está siendo sometido entrando en la zona plástica, en la cual el material puede deformarse, pero una vez retirado el esfuerzo aplicado no volverá a regresar a su forma original.

Numéricamente en la relación entre el esfuerzo admisible dividido para la deformación unitario o por unidad de longitud (Romo, 2006).

$$Es = \frac{\sigma}{\epsilon}$$

Donde:

Es: Módulo de elasticidad del acero estructural;  $\sigma$  : Esfuerzo o fuerza de aplicación;  
 $\epsilon$  : Deformación unitaria.

De acuerdo a la norma ecuatoriana de la construcción (NEC) el módulo de elasticidad del acero estructura que debe utilizarse debe tener la estimación de 200.000 MPa (N.E.C., 2015).

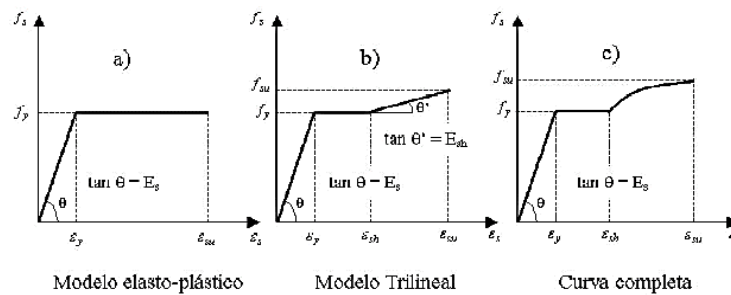


Figura 2.6.  
Límite plástico o de fluencia. (Romo, 2006)

### 2.2.4.2. Límite de rotura

En este límite el material ya se habrá fracturado debido a la aplicación del esfuerzo, perdiendo su resistencia y sus características iniciales.

### 2.2.4.3. Comportamiento del acero para armado

Gracias al comportamiento estructural que brinda el acero en estructuras de hormigón armado estas ayudan a la estructura compuesta a resistir estados de cargas repetitivos, o cíclicos, aumentando la ductilidad de la estructura, sin disminuir la resistencia del acero aun cuando se presentan niveles altos de deformación (Bonett, 2003).

Para el análisis es necesario idealizar cual es el método de estudio más adecuado a fin de obtener los resultados de la curva de esfuerzos deformación como se muestra en la figura a continuación (Bonett, 2003)

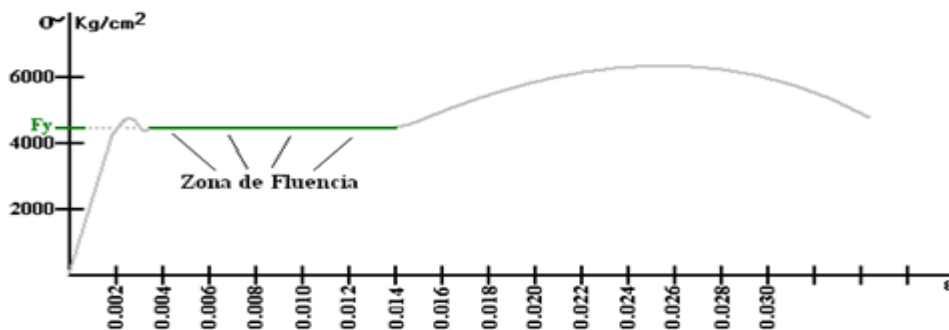


Figura 2.7.  
Idealización de la curva esfuerzo deformación (Bonett, 2003).

El modelo de análisis elasto plástico está idealizado por dos líneas rectas, este modelo ignora la resistencia a la cadencia y el esfuerzo provocado por el endurecimiento producido por la deformación, limitándose a solo analizar aceros de baja resistencia. Por otra parte, el modelo tri-lineal y la curva completa respectivamente, muestran las curvas de esfuerzos-deformación que son utilizados generalmente para definir los valores de cadencia, endurecimiento por deformación, y la rotura del acero aplicados generalmente para acero de una fluencia mayor o igual a 60Ksi, para esto deben obtenerse las deformaciones y esfuerzos cuyo procedimiento para construir la curva se define de la siguiente manera (Bonett, 2003):

$$\varepsilon_{sh} = 0.0145 - 0.00009f_y$$

$$\varepsilon_{su} = 0.0867 - 0.00023f_y$$

$$f_{su} = 73.20 + 0.523f_y$$

$$E_{sh} = \frac{E_s}{60}$$

$E_{sh}$  = Módulo de elasticidad del endurecimiento.

A partir de estos valores se procede a obtener la curva de esfuerzo-deformación mediante la división de tres zonal.

$$f_s = E_s \varepsilon_s \quad 0 < \varepsilon_s < \varepsilon_y$$

$$f_s = f_y \quad \varepsilon_y < \varepsilon_s < \varepsilon_{sh}$$

$$f_s = f_y + Y (f_{su} - f_y) \quad \varepsilon_s < \varepsilon_{sh}$$

Donde:

Y=zona de endurecimiento.

$$Y = \frac{A.X + (B - 1)X^2}{1 + (A - 2)X + B.X^2}$$

$$X = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}}$$

Donde:

$A = 1.735$  obtenidos experimentalmente;  $B = 3.620$  obtenidos experimentalmente (Bonett, 2003).

### 2.3. Descripción del acero estructural de alta resistencia.

Las edificaciones construidas en la actualidad frecuentemente se están construyendo con acero de característica estructural, que ofrecen una alta resistencia tanto en esfuerzo de tensión como de compresión, su estructuración ofrece una alta rigidez y excelente resistencia. Una de las ventajas de este tipo de acero estructural es su alta ductilidad y comportamiento estable bajo una inversión cíclica de carga, así como una relación entre la resistencia y la masa o peso favorable (AHMSA, 2013).

#### 2.3.1. Resistencia

Particularmente la resistencia de un elemento estructural de acero está en función del diagrama de esfuerzos-deformación y de los valores de esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ) y de ruptura ( $f_u$ ).

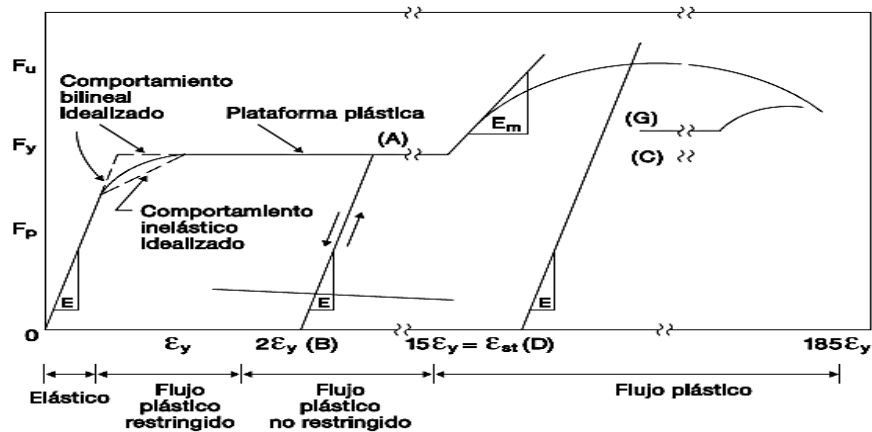


Figura 2.8.  
Esfuerzo-deformación del acero intervalos del comportamiento estructural. (AHMSA, 2013).

Como se observa en la representación del esfuerzo versus la deformación por unidad de longitud de la figura 2.8, el acero estructuralmente se comporta de tres maneras básicas las cuales son fundamentales en el diseño de elementos que vayan a someterse a cualquier tipo de solicitaciones los tres tipos de comportamientos fundamentales son los siguientes:

- Comportamiento dentro de la zona elástica



- Comportamiento dentro de la zona plástica
- Comportamiento en la zona de rotura

### 2.3.2. Grados de acero estructurales mayormente utilizados

La norma ecuatoriana de la construcción (NEC) especifica que los aceros estructurales utilizados en los sistemas resistentes a cargas sísmicas (SRCS) deben obedecer a las siguientes especificaciones ASTM: A36/A36M, A53/A53M (Grado B), A500 (Grado B o C), A501, A572/A572M [Grado 50 (345)], A588/A588M, A992/A992M (N.E.C., 2015).

### 2.3.3. Comportamiento del acero de alta resistencia.

Para el acero estructural de alta resistencia las consideraciones son las mismas tomadas en el acero de refuerzo como se puede observar en la figura 2.8

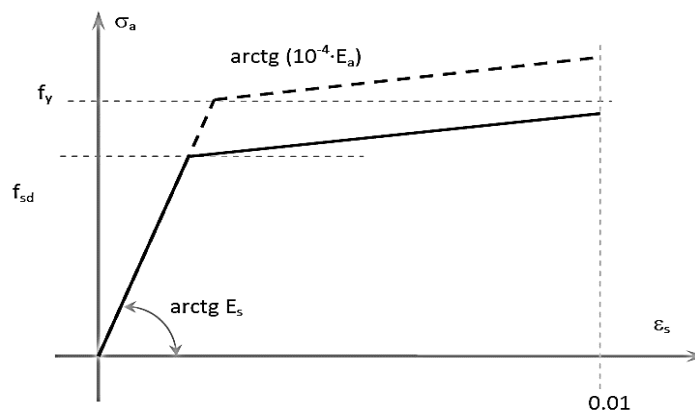


Figura 2.9.  
Diagrama de comportamiento del acero de alta resistencia.

### 2.4. Nudo híbrido.

Se considera nudo híbrido a la unión de dos o más elementos estructurales de diferentes materiales (hormigón-acero) que convergen en un solo punto en donde los esfuerzos producidos por cada elemento son transmitidos a través de la unión.

Generalmente la conexión que es encargada de resistir y transferir los esfuerzos a los que se someten los elementos estructurales, es la parte más importante de las edificaciones y a la que menos importancia se le da en el momento de análisis y diseño. Generalmente la conexión que es encargada de resistir y transferir los esfuerzos a los que

se someten los elementos estructurales, es la parte más importante de las edificaciones y en ocasiones a la que menos importancia se le da en el momento de análisis (Nilson A, 2010).

Por su concepción, el nudo híbrido estructural está compuesto por la unión entre un elemento de característica estructural de hormigón y otro elemento de trabajo igual al primero de acero de alta resistencia, entre estos podemos citar la unión viga columna, viga a viga, losa-columna entre otros.

Sísmicamente hablando los sistemas combinados entre estructuras de acero y de hormigón armado forman parte de un sistema integro de marcos o secciones aporticadas de alta ductilidad resistentes a momentos, las características generales obtenidas al fusionar los dos tipos de estructuras de diferentes materiales proporcionan estabilidad y rigidez al sistema estructural de las edificaciones.

#### 2.4.1. Clasificación del nudo en función de su rigidez

Actualmente se encuentran reconocidos varios tipos de modelos que se encuentran fijados únicamente por su rigidez, estos pueden ser como sigue: unión rígida y unión articulada, esta última puede subclasificarse en tres grupos importantes que asocian la capacidad de rotación de los nudos propiamente dichos estos son los presentes en la figura 2.10 (Aznar, 2013).

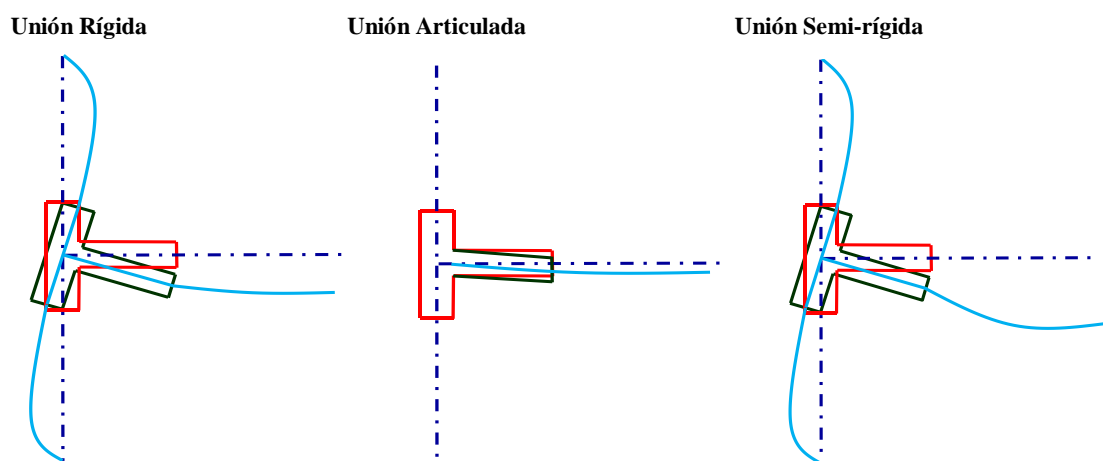


Figura. 2.10.  
Clasificación del nudo en función de su rigidez y rotación.

#### **2.4.2.Método de estimación del comportamiento estructural de nudos híbridos.**

Para poder estudiar el comportamiento estructural de un nudo híbrido o cualquier tipo de nudo de características estructurales, debe considerarse la capacidad de rotación, rigidez, resistencia causados por efecto de fuerzas, esfuerzos tangenciales y momentos resistentes, esto se lo puede hacer mediante diferentes procesos uno de ellos son los análisis o procedimientos mecánicos complementarios realizados dentro de un laboratorio de mecánica de materiales, otros analizan y estudian conceptos teóricos para poder aproximar y estimar el comportamiento estructural del nudo o conexión los cuales resisten los esfuerzos a los que son sometidos los elementos que se conectan a este (Aznar, 2013). Puede además estimarse el comportamiento mediante la modelación numérica usando diferencias finitas o elementos finitos, lo cual debido al número de ecuaciones que genera es necesario el uso de programas computacionales.

##### **Curva teórica momento-curvatura**

Este método representa un proceso matemático para poder estimar los efectos de rotación en función de la rigidez, la relación momento curvatura según las curvas obtenidas mediante simulación numérica o experimental de los elementos sometidos a flexión, como pueden ser las vigas o columnas. Estos efectos de flexión como los momentos producidos en los elementos son transferidos hacia el nudo y la curva representa el giro relativo entre los distintos elementos que se conectan a la unión (Aznar, 2013).

#### **2.5.Nudo híbrido viga-viga**

Se produce cuando una viga es interceptada en su luz intermedia por otra viga de un material diferente a la primera viga. El lugar por donde atraviesa o fogonadura también se puede producir en diversos lugares del peralte de las vigas que forman el nudo. El caso que reviste interés por ser el objeto de estudio es el caso viga principal de hormigón formado una conexión mixta con una viga secundaria de acero como el mostrado en la figura

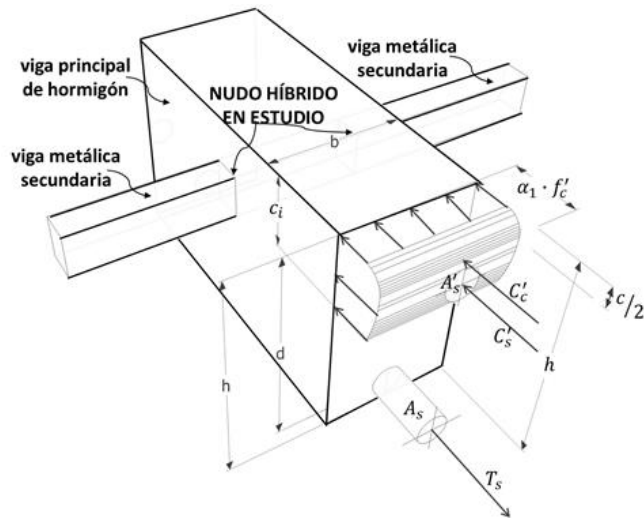


Figura 2.11.  
Fuerzas por flexión de viga de hormigón

El nudo híbrido como el mostrado en la figura 2.11 para efecto de momento tiene la particularidad de que la viga metálica al estar embebida dentro de la sección de hormigón, produce efectos de compresión en la parte superior e inferior dentro del hormigón armado por efecto del esfuerzo de flexión provocado por el momento actuante en la viga metálica y las reacciones que la viga metálica transfiere a la viga de hormigón armado. Este nudo por su forma constructiva puede ser articulado, empotrado, semiempotrado.

En una unión viga - viga, los esfuerzos de compresión causados por la viga secundaria, actúan en la dirección perpendicular a los esfuerzos de compresión que se originan por la flexión de la viga de hormigón armado. El bloque de compresiones de la viga de hormigón es invadido en parte por la viga pasante cuyo efecto es representado en la figura 2.12 y se combina con los bloques de compresión que origina los esfuerzos que transmite la viga de acero.

Esto origina un cierto efecto beneficioso al proveer algún confinamiento al nudo. Para el diseño de los nudos híbridos pueden aplicarse las disposiciones propuestas en los diseños de vigas de acero y vigas de hormigón respectivamente, controlando los efectos de adherencia producidos por la interacción del acero dentro del concreto (Herrera, 2010)

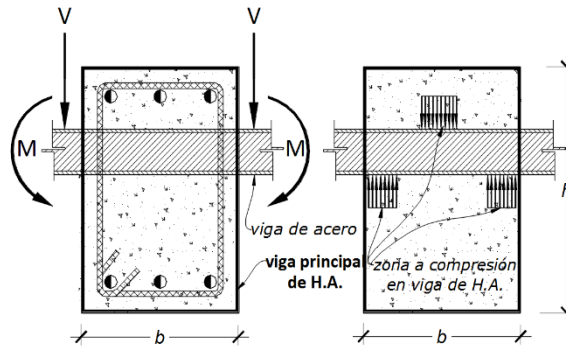


Figura 2.12.

Fuerzas que introduce la viga de acero al nudo.

### 2.5.1. Nudo híbrido entre una columna de hormigón armado y una viga metálica.

Se puede citar la expresión clásica de un tipo de nudo híbrido producido por la unión entre una viga metálica y una columna de hormigón armado en donde se pueden apreciar las características singulares de cada elemento como se observa en la figura 2.13 (Gomez, 2014).



Figura 2.13.

**Nudo híbrido viga- columna. (Gomez, 2014)**

La estructuración de edificaciones debe basarse en la idealización de un sistema estructural íntegro cuyas características brinden la total seguridad y estabilidad en presencia de cualquier evento de características extremas (sismo de gran magnitud).

Es por tal razón que la idealización de un sistema de marcos o secciones aporticadas compuesta por la unión de vigas y columnas, debe comportarse dentro de un sistema elástico con el único fin de que se formen en los límites extremos de las vigas articulaciones o rotulas plásticas que impidan el colapso prematuro de las estructuras.

La idealización de esta concepción puede considerarse válida tanto para conexiones entre vigas y columnas de hormigón armado como para estructuras metálicas, el concepto

tiene aplicación sísmica considerando los posibles movimientos del terreno (Gomez, 2014).

El American Concrete Institute establece dentro de los requisitos especiales para el análisis y diseño sísmico de elementos de hormigón armado sometido a esfuerzos de flexo-compresión, que formen parte de un sistema dúctil de secciones aporticadas resistentes a momentos deben cumplir con la siguiente expresión (A.C.I., 2014):

$$\sum M_{nc} > 1.2 \sum M_{nb}$$

Donde:

$\sum M_{nc}$ : Representa la sumatoria de los momentos en las caras del nudo, que responden a la resistencia a la flexión.

$\sum M_{nb}$ : Representa la sumatoria de los momentos en las caras del nudo, respondiendo a la resistencia nominal bajo los esfuerzos de flexión de las vigas que convergen en el nudo.

Considerando el criterio básico de toda estructura que brinde seguridad y estabilidad el cual expresa que un sistema aporticado debe pertenecer a la unión de un elemento columna fuerte y el otro elemento tipo viga débil.

Para corresponder el mecanismo de viga débil columna fuerte de las secciones aporticadas resistentes a momentos en el caso de estructuras mixtas la siguiente expresión atiende a la relación entre la resistencia flexional entre las vigas y las columnas según el AISC-2010 es a través de la siguiente condición (Crisafulli, 2013):

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{nb}^*} > 1$$

Donde:

$\sum M_{pc}$ : Representa la asociación algebraica de los momentos plásticos producidos en las columnas por arriba y por abajo del nudo, tomando en cuenta la disminución por efecto de la fuerza normal. Este momento puede determinarse con la siguiente expresión:

$$M_{pc}^* = Z_c \left( F_{yc} - \frac{P_{uc}}{A_g} \right)$$

$Z_c$ : Modulo plástico de la columna;  $P_{uc}$ : Resistencia solicitada por la compresión;  $F_{yc}$ : Tensión mínima de fluencia para el acero especificado;  $A_g$ : Área bruta de la sección.

$\sum M_{nb}$ : Representa la asociación algebraica de la resistencia a la flexión ocurrida en las vigas prolongada hasta las caras de las columnas, este término se calcula con la siguiente expresión:

$$M_{nb}^* = 1.1R_y F_{yb} Z_b + M_{uv}$$

$Z_b$ : Modulo plástico de las vigas;  $M_{uv}$ : Momento adicional producido por la mayoración ocasionada por el esfuerzo cortante desde la rótula plástica hasta el eje de simetría de la columna;  $R_y$ : División entre los esfuerzos de tensión de fluencia calculada para los esfuerzos de tensión mínima de fluencia  $F_y$ ;  $F_{yb}$ : Fluencia del acero especificado de la viga.

De acuerdo al análisis inelástico realizado a una edificación de varios niveles compuestas por marcos rígidos de elementos estructurales viga de acero y columna de hormigón, la articulación plástica formada en los extremos del elemento diseñado para fallar en primeras instancias es analizado bajo consideraciones de una historia de momentos flexionantes producidos por un evento sísmico de alto riesgo, las expresiones anteriormente mencionadas son propicias para determinar los desplazamientos del marco y las distorsión de los esfuerzos en los elementos sometidos, a flexo compresión (Gomez, 2014), en donde se puede considerar que si la unión entre los elementos no está funcionalmente diseñada para poder transferir los esfuerzos a los que son sometidos los elementos, el sistema estructural puede llegar a fallar y provocar el colapso de la estructura completa.

### **2.5.2. Nudo híbrido entre un muro de hormigón y una viga metálica de acople.**

Otro tipo de nudo híbrido que puede estar presente dentro de una estructuración de cualquier edificación puede estar conformado entre un muro de hormigón armado y una viga de acero, en donde la viga de acero queda engullida dentro del concreto de manera que los esfuerzos producidos sobre la viga son transferidos hacia el muro (Herrera, 2010).

Si existe una conexión entre elementos de diferentes características como lo es el hormigón y el acero de alta resistencia, debe existir un sistema que permita el anclaje de la viga metálica al muro de tal forma que esta no se deslice por el hormigón, el sistema de anclaje entre ambos elementos puede originarse entre un sistema de conectores de corte embebido dentro de la sección de hormigón, o bien la concepción de una placa metálica adherida a la superficie del hormigón en donde será soldada la viga metálica (Herrera, 2010), un ejemplo práctico puede citarse en la figura 2.13 en figura A y B respectivamente.

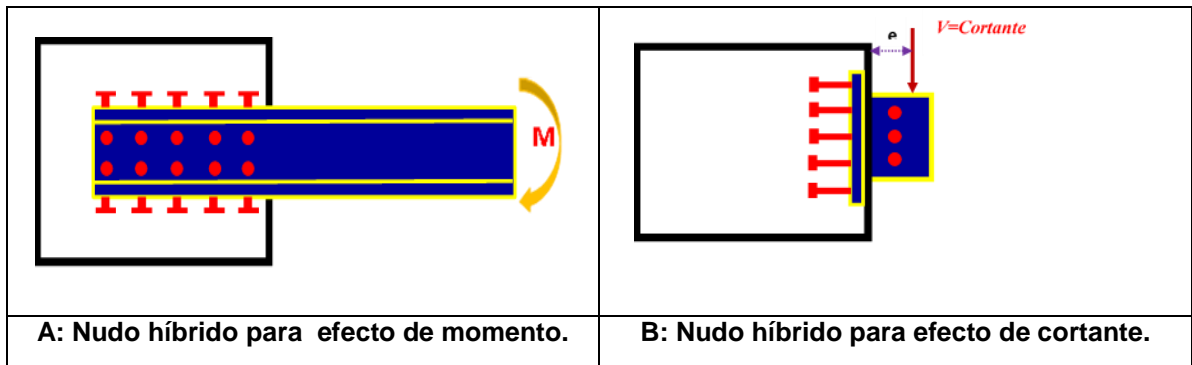


Figura 2.13.  
**Representación del nudo híbrido en función del efecto actuante**

En la figura 2.13 A puede observarse un nudo híbrido típico en estructuras mixtas en donde la conexión está diseñada específicamente para trabajar en función de un momento actuante en la sección de la viga metálica que transfiere su esfuerzo hacia el interior del nudo (Herrera, 2010). Un diagrama de cuerpo libre de la sección especificada puede representar lo anteriormente dicho. El nudo híbrido para efecto de momento tiene la particularidad de que la viga metálica al estar embebida dentro de la sección de hormigón produce efectos de compresión en la parte superior e inferior dentro del hormigón por efecto del esfuerzo de flexión provocado por el momento actuante en la viga metálica, esta longitud de embebido está en función de la capacidad de compresión del hormigón, por otra parte los conectores de corte se encargan de diferir y resistir los esfuerzos de cortante dentro de la sección de hormigón (Herrera, 2010).



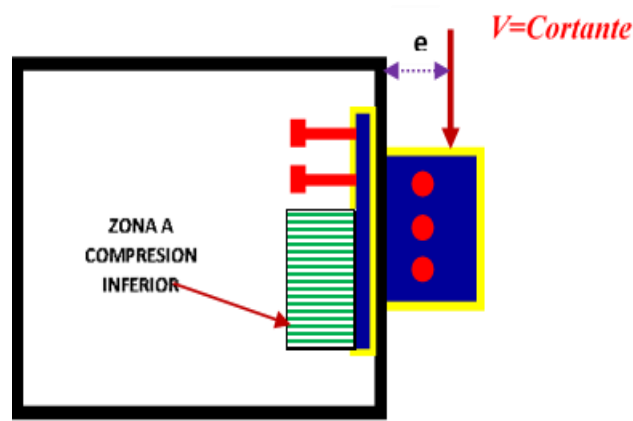


Figura 2.14.

Diagrama de cuerpo libre, nudo híbrido para efecto de momento.

Otro tipo de diagrama de cuerpo libre puede representar lo establecido para nudos híbridos resistentes a esfuerzos cortantes. Estos tienen la generalidad de trabajar bajo esfuerzos cortantes provocados por cargas verticales, en dónde por efecto de hipótesis de la posible existencia de una pequeña excentricidad entre la conexión de la viga y la sección de hormigón los conectores de corte satisfacen una doble función la cual es transferir el esfuerzo cortante y diferir la tracción hacia la sección interna del elemento de hormigón producida por la carga vertical generando compresión en la parte inferior interna del elemento sólido de hormigón. Dicho esfuerzo de flexión es tomada una vez trasferida por las cabezas de los conectores por el acero de la sección de hormigón.

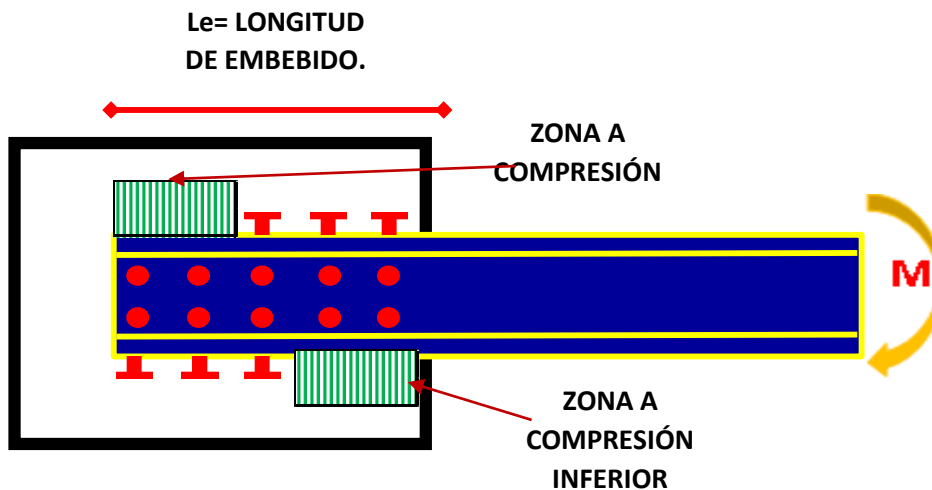


Figura 2.15.

Diagrama de cuerpo libre, nudo híbrido para efecto de cortante

Para evitar el efecto de tensiones rasantes al tener elementos estructurales de diferentes materiales es necesario controlar tal esfuerzo mediante un diseño óptimo de la

conexión híbrida ocurrida entre el núcleo integral y confinado de hormigón y el elemento embebido metálico (Ruiz, 2013).

### **2.5.2.1. Metodología de diseño para nudo híbrido mediante conectores de corte para perfiles no embebido dentro del hormigón bajo efectos de corte.**

Con la finalidad de obtener un sistema aporticado compuesto por elementos estructurales resistentes a momentos es necesario diseñar la conexión entre estos elementos como se ha mencionado anteriormente el siguiente proceso detalla el diseño de el anclaje y la eficiente interacción y transmisión de esfuerzos cortantes y momentos entre elementos estructurales de acero y hormigón armado mediante conectores de corte (Alvarez & Cházaro, 2013).

El siguiente proceso es aplicable para el sistema de conexión observado en la figura 15 Y 16.

#### **a. Determinación de la tracción.**

$$T = A_s f_y$$

Donde:

T= Tensión producida por la sección compuesta;  $A_s$ = Sección transversal de acero del perfil;  $f_y$  = Límite de la fluencia del acero utilizado.

#### **b. Determinación de la compresión.**

$$C = 0.85 \cdot f'_c \cdot A_g$$

Donde:

C= Fuerza de compresión del hormigón;  $f'_c$ = Resistencia a la compresión del hormigón;  $A_g$ = Sección transversal del hormigón.

#### **c. Determinación de la profundidad del eje neutro.**

Para este caso debemos considerar el menor valor producido por los esfuerzos de compresión y tracción respectivamente (Alvarez & Cházaro, 2013).

Consideramos como mayor, el valor de la compresión con relación a el de tracción, debido a que el diseño de los conectores de corte se realizan específicamente con relación a la resistencia a la compresión del hormigón por tal motivo y por concepciones de esfuerzos el de compresión es mucho mayor que el de tracción y se debe considerar el de menor valor o siguiendo la siguiente relación de esfuerzos:

$$T = C$$

$$0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a = T$$

$$a = \frac{T}{0,85 \cdot f'c \cdot b}$$

Donde:

$b$  = Es el ancho o base de la sección bruta de hormigón;  $a$  = Profundidad del eje neutro.

#### **d. Cálculo del momento nominal de la sección compuesta.**

Considerando que dentro del sistema de la idealización del bloque de compresión de Whitney igualación de la tracción y la compresión en el sistema es como sigue:

$$T = 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a \quad M_n = T \left( \frac{d}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

#### **e. Determinación del cortante nominal del perfil.**

$$V_n = 0,6 \cdot f_y \cdot A_w \cdot C_v$$

Donde:

$V_n$  = Cortante nominal;  $f_y$  = Límite de fluencia del acero del perfil;  $A_w$  = Área o sección transversal del perfil;  $C_v$  = Carga vertical sobre el elemento.

#### **f. Cálculo de conectores de corte, resistencia nominal del conector.**

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{SC} \cdot \sqrt{f'c \cdot Ec} \leq A_{SC} \cdot F_U$$

$Q_n$ = Resistencia nominal del conector;  $A_{sc}$ = Área o sección transversal del conector  
 $= \frac{\pi \cdot D_c^2}{4}$  ;  $D_c$ = Diámetro asumido del conector;  $E_c$ = Módulo de elasticidad del conector;  
 $F_u$ =Esfuerzo último del conector.

**g. Determinación del diámetro máximo del conector.**

$$D_{max} = 2,5 \cdot t_f \geq D_c \text{ ok cumple}$$

Donde:

$T_f$ = Espesor del perfil metálico.

**h. Determinación de la longitud del conector de corte.**

$$L_{min} = 4D_c$$

**i. Determinación del número de conectores de corte.**

$$N_c = \frac{T \text{ ó } C}{Q_n}$$

**j. Determinación de la separación de los conectores.**

$$S_{min} = 4D_c$$

$$S_{max} = 8bf$$

Donde :

$B_f$ = Ancho efectivo del perfil.

**k. Revisión de los estados límites de falla.**

$$\text{Carga actuante. } W_u = 1.2W_D + 1.6W_L \quad (1)$$

$$\text{Momento actuante. } M_u \leq \phi M_n \quad (2)$$

$$\text{Cortante actuante. } V_u \leq \phi V_n \quad (3)$$

### 2.5.2.2. Metodología de diseño para nudo híbrido mediante conectores de corte para perfiles embebido dentro del hormigón bajo efectos de momentos.

El siguiente proceso se establece para poder diseñar una conexión entre un perfil metálico que está embebido dentro de un elemento de hormigón armado que para el caso de análisis trabaja bajo efectos de momento (Soto, 2013), como se ve en la figura 2.15.

#### a. Determinación de la capacidad de corte de la conexión del perfil.

$$V_{u\text{ acero}} = 0,6f_y t_w (h - 2t_f)$$

Donde:

$f_y$ = Límite de fluencia del acero del perfil;  $T_w$ =Espesor del alma del perfil (cm);  
 $H$ = Altura de la sección del perfil metálico (cm);  $2t_f$ = Espesor de las alas de la viga metálica.

#### b. Determinar la longitud de embebido del perfil metálico dentro del hormigón.

$$V_u = 12,88\sqrt{f'c} \left(\frac{t_m}{b_f}\right)^{0,66} \beta_1 b_f L_e \left(\frac{0,58 - 0,22\beta_1}{0,88 - \left(\frac{a}{L_e}\right)}\right)$$

Donde:

$t_m$ = Es el ancho o base de la sección de hormigón;  $b_f$ = Ancho del ala del perfil;  
 $\beta_1$ = Depende del valor de la resistencia del concreto 0.85 para  $f'c \leq 280 \text{ Kg/cm}^2$ ;  
 $a$ =Distancia del punto de inflexión a la cara del muro de corte;  $L_e$ = Representa la longitud de embebido de la viga metálica dentro de la sección de hormigón.

Luego de realizar un proceso de igualación mediante el cortante del acero anteriormente encontrado, se realiza un proceso de iteración hasta igualar el valor del cortante del acero, hallando así la longitud de embebido de la viga metálica dentro de la sección del muro de hormigón, en donde se forma la conexión de nudo híbrido.

#### c. Determinación de la tracción.

$$T = A_s f_y$$

Donde:

T= Tensión producida por la sección compuesta; As= Sección transversal de acero del perfil; fy= Límite de la fluencia del acero utilizado.

**d. Determinación de la compresión.**

$$C = 0.85 \cdot f'c \cdot A_g$$

Donde:

C= Fuerza de compresión del hormigón; F'c= Resistencia a la compresión del hormigón; Ag= Sección transversal del hormigón.

**e. Determinación de la profundidad del eje neutro.**

Consideramos como mayor, el valor de la compresión con relación a el de tracción, debido a que el diseño de los conectores de corte se realizan específicamente con relación a la resistencia a la compresión del hormigón por tal motivo y por concepciones de esfuerzos el de compresión es mucho mayor que el de tracción y se debe tomar el de menor valor o siguiendo la siguiente relación de esfuerzos:

$$T = C$$

$$0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a = T$$

$$a = \frac{T}{0,85 \cdot f'c \cdot b}$$

Donde:

b = Es el ancho o base de la sección bruta de hormigón, a = Profundidad del eje neutro.

**f. Cálculo del momento nominal de la sección compuesta.**

$$T = 0,85 \cdot f'c \cdot b \cdot a \qquad M_n = T \left( \frac{d}{2} - \frac{a}{2} \right)$$

**g. Cálculo de conectores de corte resistencia nominal del conector.**

$$Q_n = 0,5 \cdot A_{SC} \cdot \sqrt{f'c \cdot Ec} \leq A_{SC} \cdot F_U$$

$Q_n$ = Resistencia nominal del conector;  $A_{SC}$ = Área o sección transversal del conector=  $\frac{\pi \cdot D_c^2}{4}$ ;  $D_c$ = Diámetro asumido del conector;  $E_c$ = Módulo de elasticidad del conector;  $F_U$ = Esfuerzo último del conector.

**h. Determinación del diámetro máximo del conector.**

$$D_{max} = 2,5 \cdot t_f \geq D_c \text{ ok cumple}$$

Donde:

$t_f$ = Espesor del perfil metálico.

**i. Determinación de la longitud del conector de corte.**

$$L_{min} = 4D_c$$

**j. Determinación del número de conectores de corte.**

$$N_c = \frac{T \text{ ó } C}{Q_n}$$

**k. Determinación de la separación de los conectores.**

$$S_{min} = 4D_c$$

$$S_{max} = 8bf$$

Donde :

$bf$  = Ancho efectivo del perfil.

**l. Revisión de los estados límites de falla.**

Carga actuante.  $W_u = 1.2W_D + 1.6W_L$

Momento actuante.  $M_u \leq \phi M_n$

Cortante actuante.  $V_u \leq \phi V_n$

### 2.5.3. Nudo híbrido viga-columna prefabricado sometidos a cargas cíclicas.

Un estudio experimental realizado por el laboratorio del instituto Nacional de Estándares y Tecnología de Gaithersburg, Maryland, se llevó a cabo con la finalidad de estudiar la unión entre una viga y una columna prefabricadas, mediante la modelación del nudo híbrido formado por dicha conexión entre estos elementos, considerando en el modelo el comportamiento del hormigón en contacto con la superficie del pretensado. Para poder desarrollar el modelo se realizó un análisis previo para posteriormente aplicar un procedimiento no dimensional y poder aplicarlo en los nudos o conexiones híbridas, para este caso los elementos estaban sometidos bajo efectos de carga cíclica, la modelación de este tipo de nudo híbrido se realizó en un software para análisis de elementos finitos (Hawileh, Rahman, & Tabatabai, 2010).

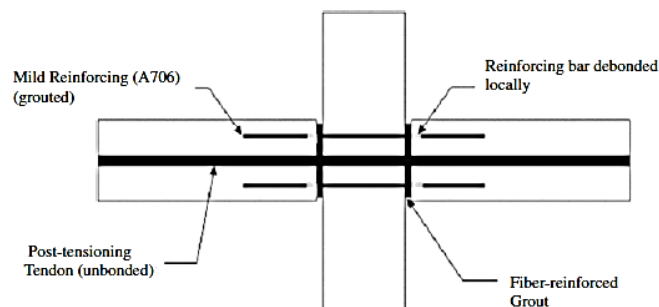


Figura 2.16

**Nudo híbrido de elementos prefabricados (Hawileh, Rahman, & Tabatabai, 2010)**

#### **Modelación matemática para la discretización de las tensiones y desplazamientos del nudo híbrido.**

El modelo matemático del nudo híbrido formado por la conexión de una viga y una columna prefabricadas, está basado en un sistema de malla de elementos finitos, considerando completamente articulado y dividiéndolo el campo continuo del nudo híbrido en un número finito de cantidades nodales con interpolación simple dentro de cada elemento (Hawileh, Rahman, & Tabatabai, 2010).



El análisis de elementos finitos está basado en un principio de variación relacionada con el trabajo virtual, La cual se aplica a un elemento finito de volumen  $V$  limitado por una superficie  $S$ , de la cual se obtiene la siguiente igualdad:

$$\delta U^{(e)} = \delta W^{(e)}$$

Donde:

$\delta U^{(e)}$  = Es la energía de deformación virtual debido a las tensiones internas;  
 $\delta W^{(e)}$  = Es el trabajo virtual de las fuerzas externas sobre el elemento. A la vez estas pueden expresarse usando la notación matricial como sigue.

$$\delta U^{(e)} = \iiint_V \delta \varepsilon^T \sigma dV \quad \& \quad \delta W^{(e)} = \iint_S \delta \psi_S^T dS$$

Donde:

$\delta \varepsilon^T$  = Es el vector de las tensiones producidas por el vector de desplazamiento virtual;  $\delta \psi$  El símbolo  $\delta$  tiene el mismo significado que para (d) diferencial, pero por convención  $\delta$  es utilizado cuando los desplazamientos son virtuales.  $\sigma$  es el vector de tensión  $T$  es la fuerza por unidad de superficie de la matriz. Las funciones de desplazamiento pueden estar relacionadas con desplazamientos nodales (d) de las funciones de forma como (Hawileh, Rahman, & Tabatabai, 2010):

$$\psi_S = N_S d$$

En donde:

$N_S$  = es la matriz de función de formas evaluada sobre la superficie  $S$  en donde se produce la tracción  $T$ . además las tensiones están relacionadas con desplazamientos nodales como:

$\varepsilon = Bd$ : Estas tensiones están relacionadas con la tensión usada en la ecuación constitutiva.

$$\sigma = D\varepsilon$$

En donde:

B= Es la matriz de desplazamiento de tensiones; D= Representa la matriz del material del elemento. Lo siguiente es realizar una sustitución en las ecuaciones anteriores y se obtendrá la siguiente ecuación que representa la discretización de los elementos finitos:

$$\delta d^T = \left( \iiint_V B^T D B dV \right) d = \delta d^T \iint_S N_S^T T dS$$

Donde:

$\iiint_V B^T D B dV$  = Es la matriz de rigidez elemental K;  $\iint_S N_S^T T dS$  = Es el vector de cargas superficiales.

La modelación de elementos finitos incluye asignación completa de elementos lineales y no lineales, así como también modelos de materiales con diferentes leyes constitutivas, además el análisis puede comprender ejemplos más complejos especialmente aquellos en que se involucra el contacto no lineal en la determinación de los campos llenos de tensiones y desplazamientos en cualquier punto de la estructura del nudo híbrido, al establecerse que el análisis realizado considera cargas cíclicas actuantes en los elementos, durante el procedimiento debe considerarse la carga incremental durante la aplicación de la misma la aproximación y debida corrección de cada carga se hará de manera iterativa hasta llegar a una solución final que exprese el comportamiento estructural de este tipo de nudo híbrido (Hawileh, Rahman, & Tabatabai, 2010).

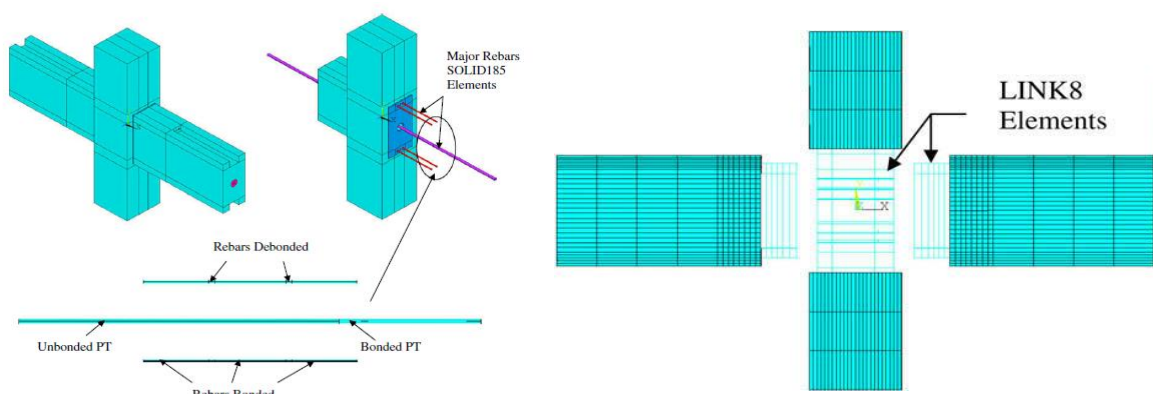


Figura 2.17.

**Isoparamétrica vista del nudo híbrido (Hawileh, Rahman, & Tabatabai, 2010).**

Como se ha venido mencionando la consideración de los modelos constitutivos de cada material es de fundamental importancia dentro del diseño del nudo híbrido debido a la existencia de más de un material presente en su conformación, y por el efecto de cizallamiento que quiere evitarse dentro de la conexión se presenta el diagrama presente en la figura 2.18 que expresa el comportamiento de la ley constitutiva del hormigón que debe ser tomada como requisito para este análisis.

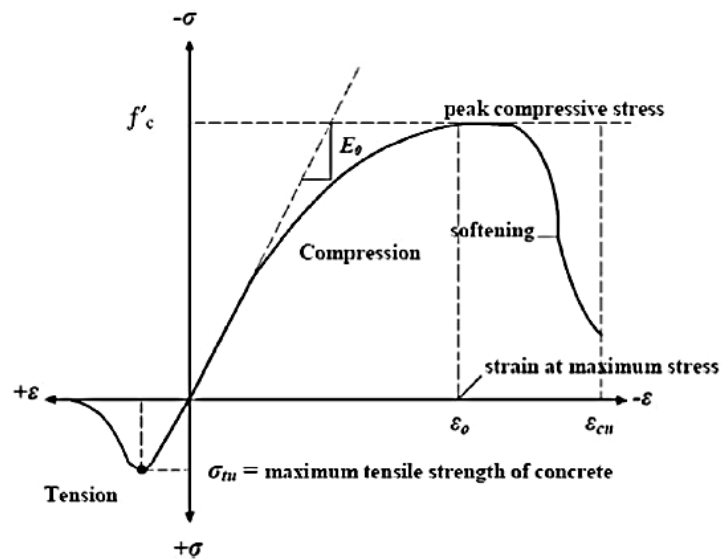


Figura 2.18.

**Compresión uniaxial y la curva de tensión-deformación a la tracción para el concreto (Hawileh, Rahman, & Tabatabai, 2010)**

## **CAPITULO III**

### **3.1. Visualización del alcance de estudio.**

#### **3.1.1. Aporte Social**

Se confirma, mediante la observación de estructuras construidas en base a un sistema de elementos mixtos conformados por diferentes elementos estructurales de diferentes materiales, como es el caso de un nudo híbrido formado por la unión de una viga principal de hormigón armado y una secundaria de acero, que estas pueden ayudar al sistema estructural a rigidizar el sistema de piso en caso de cualquier evento extremo que provoque carga lateral hacia la edificación, lo que se traduce como protección de vidas.

#### **3.1.2. Aporte Económico**

En el desarrollo de este análisis se confirma el arte de construir de la ingeniería, la capacidad que brinda la ingeniería civil en seguridad y economía, debido a la utilización de técnicas de construcción para estructurar edificaciones mixtas de hormigón-acero cuya garantía es ofrecer un ensamblaje ágil y eficaz en el desarrollo de la obra evitando costos elevados en mano de obra, y dando seguridad al combinar los elementos de acero con los de hormigón armado permitiendo que la estructura sea más resistente y liviana a la vez ,gracias a las propiedades mecánicas y de alta ductilidad del acero estructural de alta resistencia así como la aportación eficiente del hormigón armado al ser capaz de resistir los esfuerzos que el acero no es capaz de disipar o diferir.

#### **3.1.3. Aporte Científico**

Analizar la conexión entre elementos estructurales de distintos materiales como lo es en el caso de un elemento tipo viga de hormigón armado atravesado por otro del mismo tipo de igual funcionamiento pero de acero estructural, el cual ha sido poco estudiado, y que gracias a su génesis en la actualidad es cada vez más utilizado empíricamente, considerando que el nudo o conexión es la parte fundamental en el desempeño de la estructura, el fin es brindar un análisis que permita conocer y aportar resultados favorable que apoyen la utilización y el efectivo desempeño de este tipo de sistema.

### **3.2. Hipótesis**

El nudo híbrido influye en el comportamiento de la viga principal de hormigón y la capacidad resistente de la estructura.

### 3.3. Definición de variables.

#### Variable independiente: Comportamiento estructural de la viga de hormigón

Manifestaciones	Categoría	Indicador	Ítems	Técnicas
<p>Forma de la viga secundaria y su ubicación dentro del nudo y los posibles conectores que puedan mejorar el desempeño del mismo.</p> <p>La forma de la viga secundaria puede tener mucha influencia en el comportamiento estructural de la viga principal de hormigón ya debido a que esta invade la sección confinada de hormigón</p>	<p>Comportamiento estructural en nudos mixtos hormigón-acero.</p> <p>Forma de la viga secundaria y su ubicación dentro del nudo y los posibles conectores que puedan mejorar el desempeño</p>	<p>Modelación computacional de nudo híbrido hormigón –acero.</p>	<p>¿Conoce usted el comportamiento estructural en los nudos mixtos, y cuál es la influencia que estos pueden ejercer en la viga principal de hormigón?</p> <p>¿Tiene usted conocimiento de la importancia de conocer los efectos generados en este tipo de nudos mixtos hormigón-acero?</p>	<p>Revisar la bibliografía disponible para encontrar las respectivas teorías de análisis de nudos mixtos, tomando en consideración las diferentes formas de las vigas.</p>

**Variable dependiente: Nudo híbrido (hormigón-acero)**

<b>Manifestaciones</b>	<b>Categoría</b>	<b>Indicador</b>	<b>Ítems</b>	<b>Técnicas</b>
<p>Comportamiento del nudo con respecto a la transmisión de esfuerzo de momento, cortante y torsión de la viga metálica a la viga principal de hormigón</p> <p>Se conoce como nudo mixto aquel que está conformado por la unión de dos elementos estructurales de diferentes materiales cuya finalidad es soportar los diferentes esfuerzos tales como fuerzas axiales, fuerzas cortantes y momentos flexionante.</p>	<p>Comportamiento del nudo con respecto a la transmisión de esfuerzo de momento, cortante, axiales de la viga metálica a la viga principal de hormigón</p>	<p>Variedad de la ubicación de la viga metálica secundaria dentro de la viga principal de hormigón.</p>	<p>¿Conoce usted para que sirven los nudos estructurales?</p> <p>¿Conoce usted los diferentes tipos de nudos estructurales?</p>	<p>•Llevar a modelación computacional mediante software especializado, y</p> <p>•Verificar el comportamiento del objeto en estudio.</p>

### **3.4. Nivel de investigación**

#### **3.4.1. Investigación descriptiva**

El presente estudio se basa en el análisis del comportamiento estructural de nudos híbridos, el cual se realizara mediante la obtención de las gráficas momento curvatura que toma en cuenta los modelos constitutivos de los materiales, por un lado el modelo del comportamiento del hormigón confinado de Mander y por el otro el comportamiento trilineal del acero de alta resistencia. Siguiendo como pauta la concepción y génesis de diseño de nudos la cual la ofrece el código ACI-352S-10, y AISC-2010 respectivamente.

#### **3.4.2. Método de la modelación computacional.**

Se analizará la influencia de las vigas secundaria metálicas en las vigas principales de hormigón en su comportamiento estructural, y los fenómenos que ocurren dentro de la unión híbrida hormigón – acero, poniendo en comparación los efectos de momento curvatura de la viga con nudo híbrido y sin nudo híbrido.

#### **3.4.3. Técnicas**

- Revisar la bibliografía disponible para encontrar las respectivas teorías de análisis de nudos híbridos. Cuyo comportamiento se basa específicamente en los mismos principios de nudos de hormigón armado y que cuyos parámetros de diseño pueden ser adaptados a cualquier tipología de nudo.
- Llevar a modelación computacional mediante software especializado, y
- Verificar el comportamiento del objeto en estudio, que se medirá comparando los efectos obtenidos en el análisis de los caso a los que se someterá el objeto de estudio.



### **3.5. OBJETIVOS**

#### **3.5.1.General**

Valorar la influencia de los nudos mixtos formados por la unión de vigas secundarias metálicas con vigas principales de hormigón para el análisis y perfeccionamiento de los sistemas de piso construidos con esta tipología.

#### **3.5.1.Específicos**

- Establecer un marco teórico sobre el comportamiento de nudos homogéneos e híbridos.
  
- Identificar el marco referencial que pueda ser aplicable al diseño de nudos híbridos.
  
- Modelar nudo mixto mediante software basado en elementos finitos, como SAP2000.
  
- Analizar el comportamiento de nudos híbridos hormigón acero.

### **3.6. Desarrollo de la investigación.**

#### **3.6.1. Esquema general**

Dentro del esquema que representa el desarrollo del estudio se propone establecer un escenario que permita conocer el comportamiento pertinente de los nudos homogéneo e híbridos respectivamente, para después proponer una visualización de un procedimiento que pueda ayudar a conocer el comportamiento estructural de los nudos híbrido, para luego realizar un análisis a un tipo de nudo híbrido que se presenta en la actualidad desarrollándolo mediante la ayuda de un software, para poder analizar los resultados de nudos híbrido.

#### **3.6.2. Softwares utilizados.**

Para el desarrollo de la investigación se utilizó el software SAP 2000 para obtener los valores de momentos curvatura y así proceder a graficar los diagramas, aplicando los modelos constitutivos de Mader confinado para el hormigón y para el acero el modelo trilineal o curva completa, para después una vez obtenidos estos valores exportarlos al software Excel y obtener el diagrama anteriormente suscritos.

En la etapa de proceso de graficación de los diagramas de momento curvatura  $M-\phi$  para cada caso de estudio se empleó el software Excel, una vez obtenidos los datos de la curva en el SAP 2000.

## CAPITULO IV

### 4.1. Nudos homogéneos de hormigón armado

Se entiende por nudo o conexión homogénea a la unión entre dos o más elementos estructurales del mismo material que convergen en un solo punto, y a la vez es capaz de recibir y soportar los efectos de cortante, momento y torsión, generados por las cargas gravitacionales o bien provocadas por las cargas cíclicas ocurridas en un suceso extraordinario (sismo).

#### 4.1.1. Tipos de conexiones homogéneas de hormigón armado.

El Instituto Americano del Concreto (ACI-318S-14) establece que para los pórticos espaciales resistentes a momentos que forman parte de un sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas los nudos representan la parte más importantes de estos sistemas, es por tal razón que se muestran 2 tipos de nudos como lo observamos en las siguientes figuras 4.1 y 4.2 respectivamente (A.C.I., 2014):

- Nudo viga a viga.

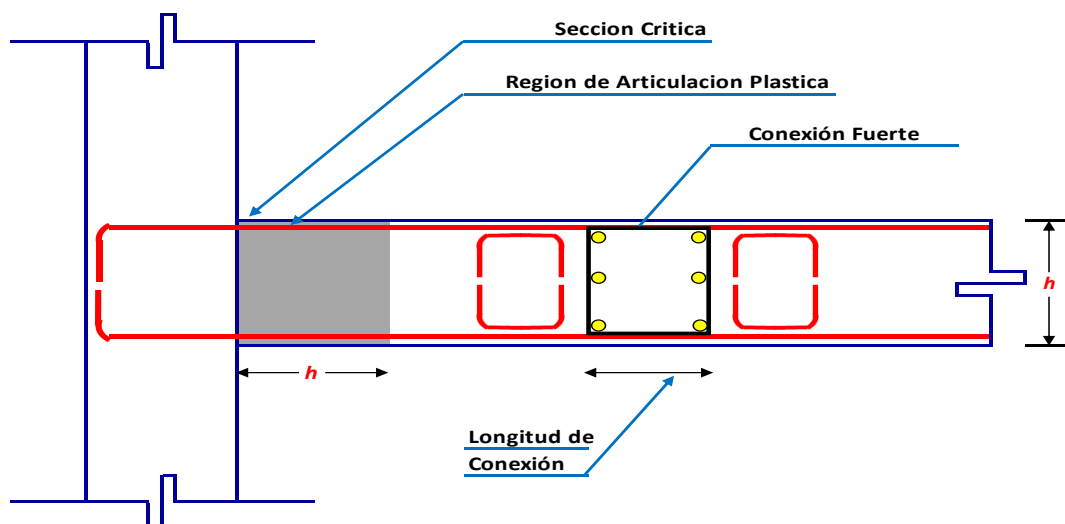
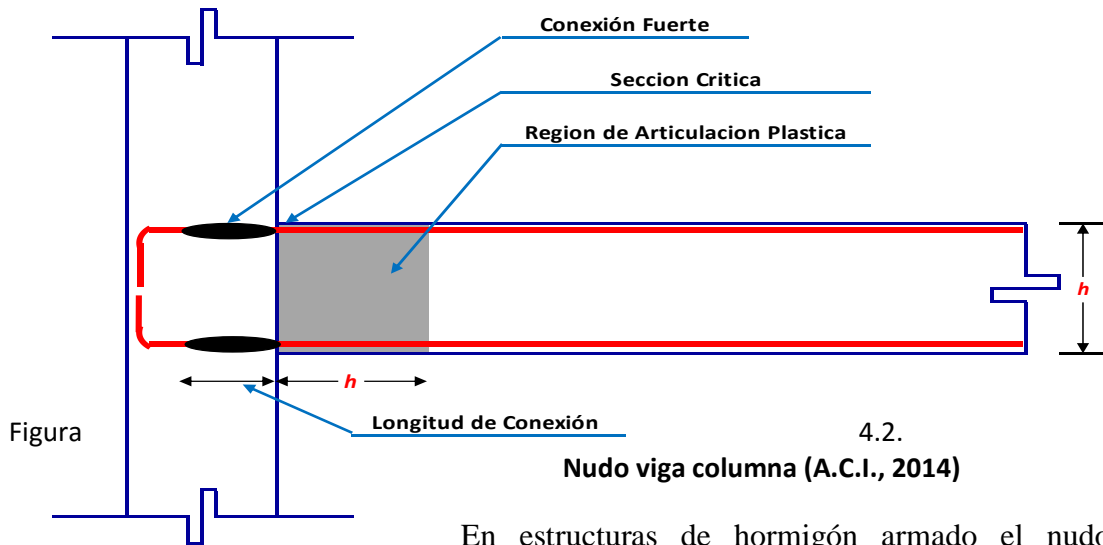


Figura 4.1.  
Nudo viga a viga (A.C.I., 2014)

- Nudo viga-columna.



En estructuras de hormigón armado el nudo formado por la unión de la viga y la columna representa la parte más crítica del diseño de la estructura debido a que en zonas de alto riesgo sísmico estas son de vital importancia en la estabilidad de la estructura que tienen como función principal evitar el colapso de la misma.

#### 4.1.1.1. Tipo de nudos viga - columna

La idealización de nudos viga-columna en una estructura es caracterizada por el número de elementos que convergen en un mismo punto y en donde se producen efectos de momentos, cortantes y efectos de torsión sobre cada uno de estos elementos transferidos mediante el único punto de unión. Los más importantes tipos de uniones vigas-columnas que se pueden mostrar en la figura 4.3:

- Nudo interior.
- Nudo exterior.
- Nudo esquinero.

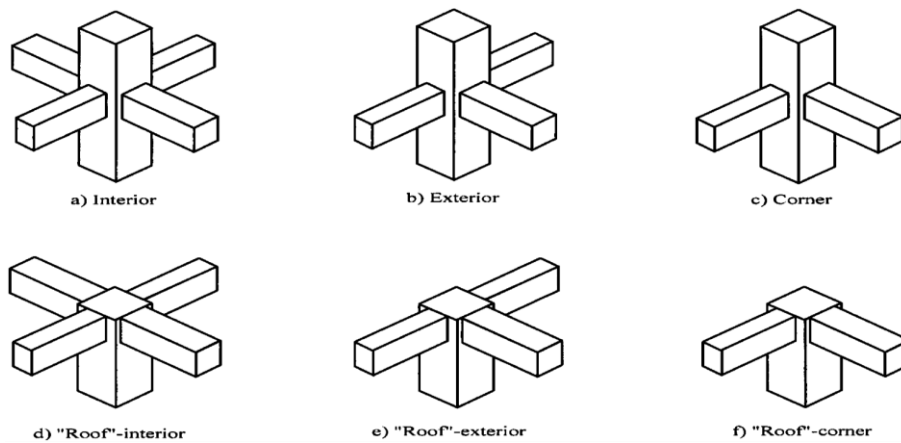


Figura 4.3.

**Conexiones típicas viga-columna (por claridad no se muestra la losa). No se muestran casos de viga ancha. (ACI352RS-02, 2010)**

#### 4.1.1.2. Fuerzas que actúan en el nudo viga - columna

Para realizar un análisis que establezca los esfuerzos externos en la cara de los elementos alrededor del nudo es válida la acción de apoyarse en la teoría del puntal tensor expresada en el código norteamericano ACI-318S-14.

La teoría del puntal tensor según el ACI-318S-14 expone que es aplicable para poder realizar el diseño de miembros de concreto estructural o sectores específicos de estos, en donde la interrumpida continuidad geométrica causa la repartición no lineal de la deformación por unidad de longitud (deformación unitaria) dentro del área transversal del miembro, básicamente el desarrollo del proceso puede realizarse idealizando una cercha hipotética con uniones articuladas (A.C.I., 2014)<sup>1</sup>.

Las fuerzas que actúan en los nudos de las estructuras se basa en la consideración de todos los esfuerzos en todas las direcciones que convergen en un solo punto, es decir el nudo según su génesis puede recibir esfuerzos normales o axiales, cortante, momentos flexionante, y torsionales que pueden ocasionar el colapso de la estructura si este no es diseñado bajo los principios de elasticidad y plasticidad. Al esfuerzo al que es sometido el nudo los cuales son:

- Fuerza horizontal.
- Fuerza vertical.
- Momentos flexionante.

<sup>1</sup> (NUDOS EN PORTICOS ESPACIALES RESITENTES A MOMENTOS, 2014, pág. 409)

•Esfuerzos de torsión.

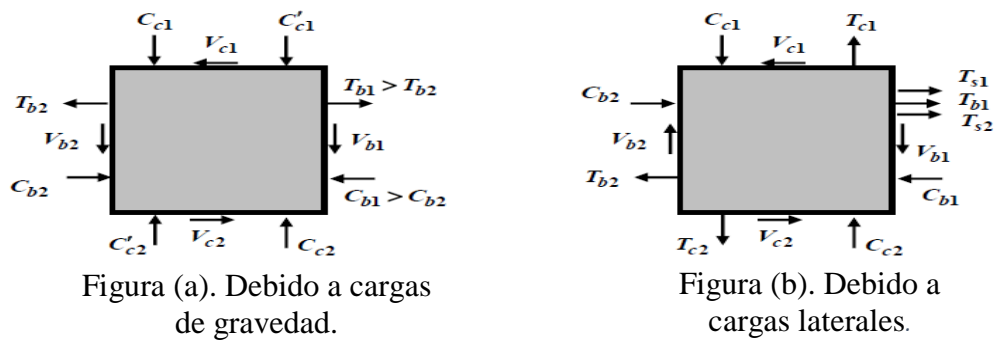


Figura 4.4.

**Fuerzas en los nudos en las secciones críticas (ACI352RS-02, 2010)**

La figura 4.4 expresa en breve síntesis las fuerzas actuantes en los nudos viga columna. En la figura (a) podemos observar que los vectores  $C$  representan las fuerzas de compresión, los vectores  $T$  representan la fuerza de tracción y los vectores  $V$  representan las fuerzas cortantes. Por otra parte, estas fuerzas son provocadas por los aceros tanto de trabajo a compresión como a tracción de los elementos columna viga respectivamente como se muestran en la figura (a), en la figura (b) adicionalmente pueden considerarse también las fuerzas de tracción producidas por los aceros de la losa. Para poder identificar estas fuerzas e identificar por qué parte de los elementos son producidos los subíndices  $c$  representan las fuerzas producidas por la columna, el subíndice  $b$  representa las fuerzas producidas por la viga y finalmente el subíndice  $s$  representa las fuerzas producida por el acero de la losa.

**4.1.1.3.Fuerza horizontal y vertical en el nudo**

De acuerdo al ACI 352RS-02, y justificado en el año 2010 para uniones donde convergen vigas en dos direcciones perpendiculares, el esfuerzo cortante horizontal en el nudo debe ser inspeccionado en todas las direcciones respectivas del elemento. El esfuerzo por corte horizontal de diseño  $V_j$  se debe determinar encima de un plano horizontal con respecto al baricentro de la altura del nudo considerando los esfuerzos por corte encima de los bordes del diagrama de cuerpo libre del nudo. Al igual que en el cortante horizontal en el nudo las fuerzas que provocan el cortante vertical  $V_{jv}$  de diseño en el nudo es provocado por el acero superior de compresión de la viga e inferior de tracción, así como también el cortante vertical es provocado por el acero perteneciente a la columna, tal como se ilustra en la figura 4.5 (ACI352RS-02, 2010).

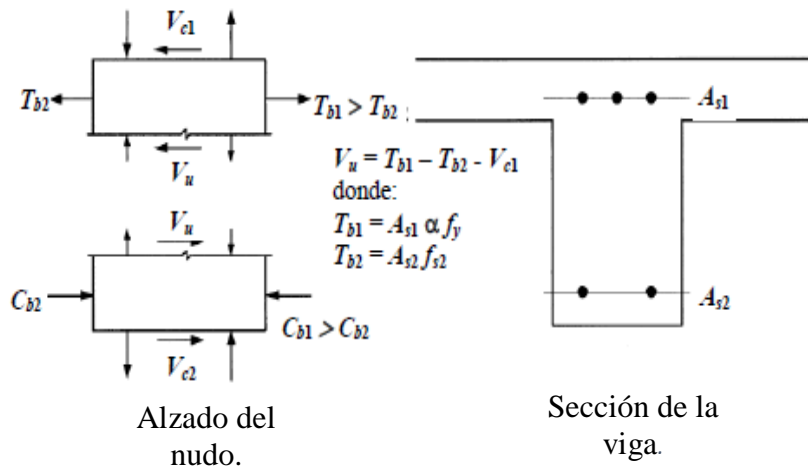


Figura 4.5.

**Esfuerzos horizontales y Verticales en el nudo (ACI352RS-02, 2010).**

Cortante horizontal en el nudo.

$$V_j = T_b + C_b - V_c$$

Cortante vertical en el nudo.

$$V_{jv} = T_c + C_c - V_b$$

**4.1.1.4. Proceso de diseño para nudos viga columna de hormigón armado en una estructura**

Para efecto de análisis el American Concrete Institute ha desarrollado un manual que permite identificar los tipos de nudos viga-columna existentes en una estructura los cuales fueron anteriormente presentado, en post de conocer los esfuerzos a los que están sometidos y considerando la dirección de acción de tales esfuerzos el proceso de diseño es como sigue (ACI352RS-02, 2010).

**a. Proceso De Diseño Para Nudo Interior Viga Columna**

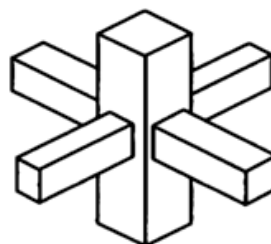


Figura 4.6.

**Nudo interior viga-columna.**

- **Verificación de adherencia**

Cuando el nudo viga-columna es atravesado por una viga debe verificarse que la dimensión de la columna y de la viga paralela al eje del refuerzo deba cumplir con la siguiente expresión (Aguiar, 2013):

$$h_c \geq 20\phi_{viga} \qquad h_v \geq 20\phi_{columna}$$

- **Chequeo del refuerzo longitudinal de la columna**

Las barras longitudinales para armado de la columna que pasen a través del nudo deben estar distribuidas alrededor del perímetro de la columna, además estas deben ser al menos  $8\phi$  12mm como mínimo (A.C.I., 2014), en el caso de que la sección del elemento cambie de dimensión a lo largo del nudo, las barras pueden doblarse dentro del nudo al presentarse este caso (ACI352RS-02, 2010).

- **Revisión del refuerzo transversal en el nudo**

Debido a la transmisión de carga axial provenientes de la columna y el cortante generado por las vigas en el interior del nudo, este debe incluir un adecuado confinamiento que solo puede dársele el refuerzo transversal en este caso los estribos. El refuerzo transversal debe ser colocado a la altura del nudo si este forma parte de un sistema resistente a cargas sísmicas el espaciamiento no debe exceder los 150 mm, en caso comunes el espaciamiento no debe exceder los 30 mm (ACI352RS-02, 2010).

Para casos en que el refuerzo transversal represente un sistema de zunchos o en forma de espiral debe verificarse la cuantía volumétrica que no sea menor que lo obtenido mediante la siguiente expresión (ACI352RS-02, 2010):

$$p_s = \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}}$$

- **Determinación del cortante horizontal aplicado al nudo**

$$(1) M_{As1} = A_{s1} \alpha f_y \left( d - \frac{A_{s1} \alpha f_y}{1.7 f'_c b} \right) \qquad (2) M_{As2} = A_{s2} \alpha f_y \left( d - \frac{A_{s2} \alpha f_y}{1.7 f'_c b} \right)$$



$$(3) V_{col} = \frac{M_{As1} + M_{As2}}{H}$$

$$(4) T_b = A_s \alpha f_y$$

$$(5) C_b = A_s \alpha f_y$$

$$(6) V_j = T_b + C_b - V_c$$

$M_{As1}$  &  $M_{As2}$ = Representan la capacidad a la flexión positiva y negativa respectivamente;  $V_{col}$ = Representa el cortante en la columna;  $T_b$ = Tracción producida en la viga;  $C_b$ = Compresión producida en la viga;  $V_j$ = Fuerza cortante;  $H$ = Distancia medida desde los puntos de inflexión de la o las columnas.

- **Determinación de la resistencia nominal  $V_n$  del nudo**

Para determinar el cortante nominal en el nudo se establece la siguiente expresión suscrita por el comité de American Concrete Institute donde deben considerarse varios parámetros que debe cumplir la sección crítica del nudo (A.C.I., 2014):

*Tabla 1. Sobre la cortante nominal del nudo*

Consideraciones para escoger el cortante nominal del nudo.		
Configuración del nudo	$V_n$	$\lambda$
Nudos confinados por vigas en sus cuatro caras.	$5.3\lambda\sqrt{f'c} A_j$	Este factor debe considerarse con el valor de 0.75 para concreto liviano y con el valor de 1 para concreto nominal.
Nudos confinados por vigas en tres de sus caras o en dos de sus caras opuestas.	$4\lambda\sqrt{f'c} A_j$	
Para otros casos.	$3.2\lambda\sqrt{f'c} A_j$	

El área efectiva en donde actúa el cortante resistente del nudo se representa como  $A_j = b_j \cdot h_c$ , es el resultado del producto entre la altura del nudo  $h_c$  que generalmente se toma como el valor proporcionado por la altura de la sección de la columna por su ancho

efectivo  $b_j$  que debe ser el valor tomado como el ancho total de la columna, en donde  $b_j$  no debe exceder el menor valor de las siguientes expresiones (ACI352RS-02, 2010):

$$b_j \leq \begin{cases} \frac{b_c + b_b}{2} \\ b_b + \sum \frac{m \cdot h_c}{2} \end{cases} \leq \text{que la extensión de la columna más allá de la viga}$$

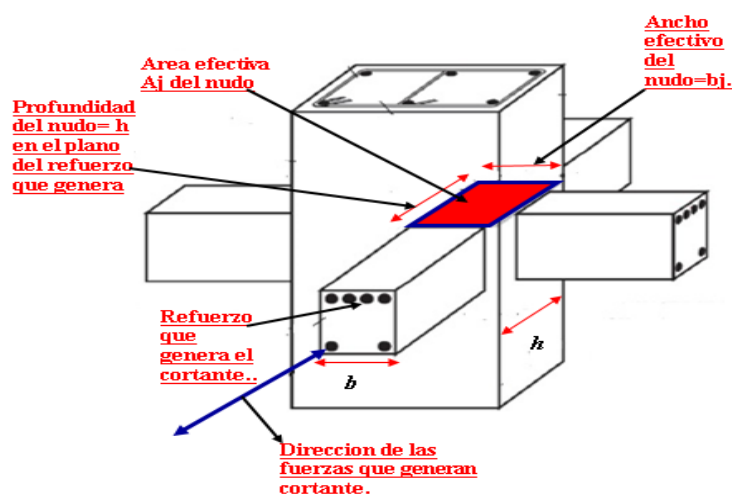


Figura 4.7.  
Área efectiva del nudo.

Entonces debe cumplirse la siguiente afirmación:

$$\phi V_n \geq V_j$$

#### •Determinación del cortante vertical aplicado al nudo

Debido a que las fuerzas que interactúan en el nudo dependen básicamente de los esfuerzos a los que están sometidos el cortante horizontal es prácticamente igual al vertical con la única diferencia que el cortante vertical debe ser multiplicado por la relación entre la altura de la viga  $h_v$  para la altura de la columna  $h_c$  siempre y cuando cumpla la relación de esbeltez. Para poder determinar el corte vertical aplicado al nudo este debe de cumplir que la altura de viga sea menor que la altura de la columna para poder hacer uso de la siguiente expresión del cortante vertical (ACI352RS-02, 2010):

$$h_v < h_c$$

$$V_{jv} = V_j \left( \frac{h_v}{h_c} \right)$$

$$V_{jv} \leq V_j \text{ (ok cumple)}$$

•**Chequeo del refuerzo para resistir el cortante vertical en el nudo**

Debe considerarse para este paso que la sección de la columna que es la encargada de diferir el cortante vertical, cuente con por lo menos el mínimo de refuerzo para resistir el esfuerzo nominal de corte, para después determinar el refuerzo de confinamiento de la sección en el nudo (ACI352RS-02, 2010).

•**Determinación del refuerzo para el confinamiento del nudo**

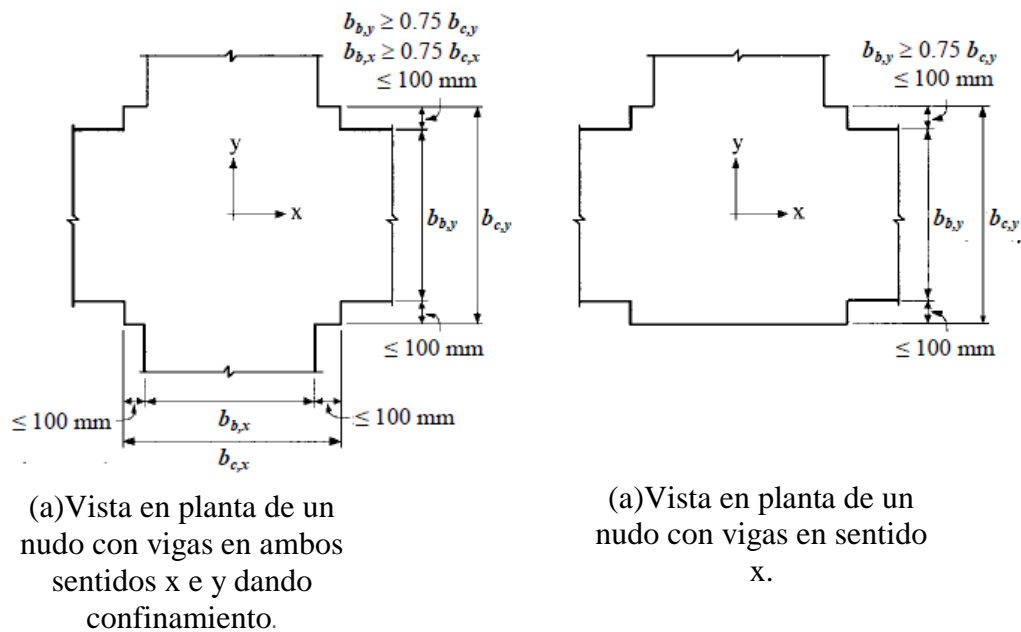


Figura 4.8.

**Definición de miembros dando confinamiento lateral adecuado para evaluación de refuerzo transversal del nudo (A.C.I., 2014).**

El confinamiento que le brindan los estribos a la columna evita que el elemento se pandee hacia el exterior de las barras longitudinales, mejorar la adherencia del refuerzo de acero de la columna, confinando el núcleo de concreto u hormigón. Para este caso deben tomarse algunas condiciones geométricas de la sección que deben ser cumplidas según el reglamento, como se observar en la figura 4.8 (ACI352RS-02, 2010).

Una vez que se analicen estos puntos de geometría del elemento columna y sean revisados observando que cumpla con lo expuesto en la figura 4.8 se debe proceder a determinar la sección transversal de acero para el confinamiento del núcleo del nudo.

Separación del acero para confinamiento.

$$s_h = \min \left[ \frac{b_c}{4}; \frac{h_c}{4}; 6\phi_{column} \right]$$

Área de acero para confinamiento.

$$A_{sh} = \text{maximo de ambos} \left[ 0.3 \frac{s_h d f'_c}{f_y} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]; 0.09 \frac{s_h d f'_c}{f_y} \right]$$

También puede tomarse el 50% del valor obtenido de  $A_{sh}$ .

### **b. Proceso de diseño para nudo exterior viga columna**

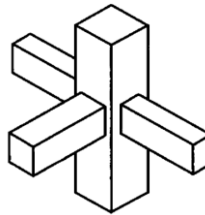


Figura 4.9.  
**Nudo exterior viga-columna**

Para el desarrollo de cálculo de este tipo de nudo exterior debe considerarse las dimensiones de las vigas, así como de las dimensiones de la columna que llegan a él nudo, porque de estas dependerá el área efectiva del nudo y por ende el proceso de cálculo, teniendo en cuenta que deberá hacerse un análisis en doble sentido  $x$  e  $y$  según se den las dimensiones de las vigas respectivamente del sentido (ACI352RS-02, 2010).

Para analizar el nudo exterior se procede de la siguiente forma:

#### **• Verificación de adherencia**

$$h_c \geq 20\phi_{viga}$$

$$h_v \geq 20\phi_{columna}$$

#### **• Determinación del cortante horizontal aplicado al nudo**

$$(1) M_{As1} = A_{s1} \alpha f_y \left( d - \frac{A_{s1} \alpha f_y}{1.7 f'_c b} \right)$$

$$(2) V_{col} = \frac{M_{As1}}{H}$$

$$(3) T_b = A_s \alpha f_y$$

$$(4) V_j = T_b - V_{col}$$

**•Determinación de la resistencia nominal  $V_n$  del nudo**

Ver formula en la tabla 1.

El ancho efectivo del nudo  $b_j$  no debe exceder los valores resultantes de las siguientes expresiones:

$$b_j \leq \begin{cases} \frac{b_c + b_b}{2} \\ b_b + \sum \frac{m \cdot h_c}{2} \\ b_c \end{cases} \leq \text{que la extension de la columna mas alla de la viga}$$

Entonces debe cumplirse la siguiente afirmación:

$$\phi V_n \geq V_j$$

**•Determinación del cortante vertical aplicado al nudo**

$$h_v < h_c$$

$$V_{jv} = V_j \left( \frac{h_v}{h_c} \right)$$

$$V_{jv} \leq V_j \text{ (ok cumple)}$$

**•Determinación del refuerzo para el confinamiento del nudo**

Observar referencia en figura 4.8 debido a que las consideraciones son las mismas en todos los casos.

Separación del acero para confinamiento.

$$s_h = \min \left[ \frac{b_c}{4}; \frac{h_c}{4}; 6\phi_{colum} \right]$$

Área de acero para confinamiento.

$$A_{sh} = \text{maximo valor de ambas} \left[ 0.3 \frac{S_h d f'_c}{f_y} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]; \quad 0.09 \frac{S_h d f'_c}{f_y} \right]$$

También puede tomarse el 50% del valor obtenido de  $A_{sh}$ .

• **Determinar la longitud de desarrollo.**

La longitud de desarrollo es considerada cuando la sección crítica del nudo se encuentra en la categoría de nudos exteriores debido a que debe tomarse en cuenta el anclaje en la cara de la columna donde el refuerzo en el nudo se coloca en gancho en el borde externo del núcleo confinado.

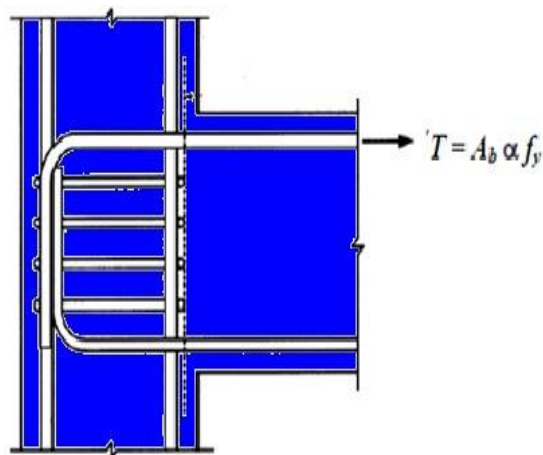


Figura 4.10.

**Sección crítica para el desarrollo del refuerzo longitudinal de vigas que terminan en el nudo.**

$$ld_{req} = \frac{f_y \Phi_{barra}}{1.7 \sqrt{f'_c}}$$

$$ld_{disp} = h_c - (2 \text{recubrimiento} + 1)$$

$$ld_{req} < ld_{disp} \quad (\text{ok cumple})$$

**c. Proceso de diseño para nudo esquinero viga columna**

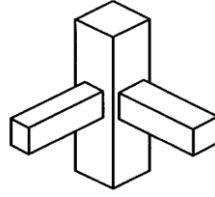


Figura 4.11.  
Nudo esquinero viga-columna.

• **Verificación de adherencia.**

$$h_c \geq 20\phi_{viga}$$

$$h_v \geq 20\phi_{columna}$$

• **Determinación del cortante horizontal aplicado al nudo.**

$$(1) M_{As1} = A_{s1} \alpha f_y \left( d - \frac{A_{s1} \alpha f_y}{1.7 f'_c b} \right)$$

$$(2) V_{col} = \frac{M_{As1}}{H}$$

$$(3) T_b = A_s \alpha f_y$$

$$(4) V_j = T_b - V_{col}$$

• **Determinar la resistencia nominal  $V_n$  del nudo.**

Observar formula en la tabla 1.

$$b_j \leq \begin{cases} \frac{b_c + b_b}{2} \\ b_b + \sum \frac{m \cdot h_c}{2} \leq \text{que la extensión de la columna mas alla de la viga} \\ b_c \end{cases}$$

Entonces debe cumplirse la siguiente afirmación:

$$\phi V_n \geq V_j$$

• **Determinación del cortante vertical aplicado al nudo**

$$h_v < h_c$$

$$V_{jv} = V_j \left( \frac{h_v}{h_c} \right)$$

$$V_{jv} \leq V_j \text{ (ok cumple)}$$

### •Determinación del refuerzo para el confinamiento del nudo

Observar referencia en figura 4.8 debido a que las consideraciones son las mismas en todos los caso.

Separación del acero para confinamiento.

$$s_h = \min \left[ \frac{b_c}{4}; \frac{h_c}{4}; 6\phi_{column} \right]$$

Área de acero para confinamiento.

$$A_{sh} = \text{maximo valor de ambas} \left[ 0.3 \frac{S_h d f'_c}{f_y} \left[ \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]; 0.09 \frac{S_h d f'_c}{f_y} \right]$$

También puede tomarse el 50% del valor obtenido de  $A_{sh}$ .

### •Determinar la longitud de desarrollo

$$ldh_{req} = \frac{f_y \phi_{barra}}{1.7 \sqrt{f'_c}}$$

$$ldh_{disp} = h_c - (2recubrimiento + 1)$$

$$ldh_{req} < ldh_{disp} \quad (ok \text{ cumple})$$

## 4.2.Nudo homogéneo de acero estructural de alta resistencia

Los nudos en donde se unen dos o más elementos estructurales metálicos como por ejemplo el nudo que se forma entre la unión de una viga y una columna metálica, debe ser capaz de soportar los efectos de carga exteriores, así como también las sollicitaciones producidas en los elementos a los que este une, el objetivo del nudo es diferir de manera pertinente estas afecciones sin sufrir ningún daño prematuramente, a efectos de eventos extraordinarios.

Debido a antecedentes históricos en donde las estructuras por efecto de acción sísmica relacionado con un evento existente en Northridge en 1994, aumentaron los requerimientos que deben cumplir los nudos viga-columna en estructuras de alta



ductilidad, se adoptaron consideraciones especiales como la ubicación de las rotulas plásticas manteniéndolas lejos de las caras de las columna a una distancia prudente, aumentando también la relación entre la resistencia a la flexión del nudo y el momento plástico de la viga como se observa en la figura 4.12 (Crisafulli, 2013).

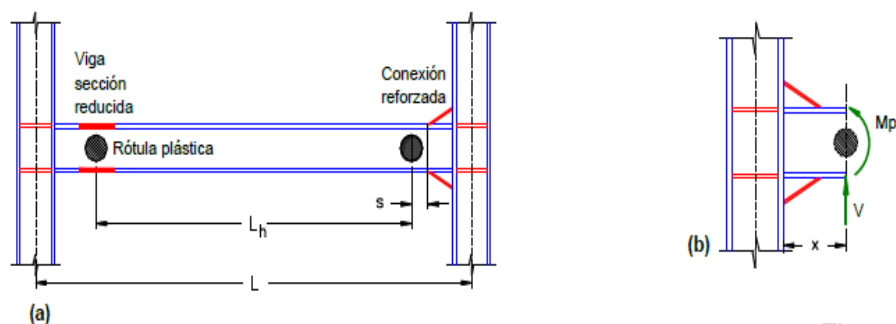


Figura.4.12.

**Colocación de rotulas plásticas en vigas con distinción de tipos de conexiones (Crisafulli, 2013).**

#### 4.2.1. Clasificación de los nudos según su rigidez flexional

Las conexiones o nudos que formen parte de un sistema de pórticos resistentes a momentos no arriostrados pueden clasificarse de en dos grupos según su rigidez flexional (Crisafulli, 2013):

**a. Nudos totalmente restringidos (FR= fully restrained).** - Estos tipos de nudos son capaces de transferir los efectos de momentos provocados por la flexión produciendo una rotación relativamente poco considerable. Para poder controlar este efecto la rigidez flexional del nudo debe ser 20 veces mayor que la rigidez de la viga (Crisafulli, 2013).

**b. Nudos parcialmente restringidos (PR= partially restrained).** – Este tipo de nudo cumple con la misma funcionalidad que los completamente restringidos, que es la capacidad de transferir momentos, pero la rotación es considerada en el análisis, para controlar este efecto es necesario que se cumpla que la rigidez flexional se encuentre entre 2 y 20 veces la rigidez de la viga, (Crisafulli, 2013).

**c.Nudos articulados.** - Se presentan en el caso de que la rigidez del nudo sea menor que la de la viga debe considerarse como articulación teniendo el previo conocimiento que la articulación no es capaz de transferir momentos el momento es prácticamente cero o nulo (Crisafulli, 2013).

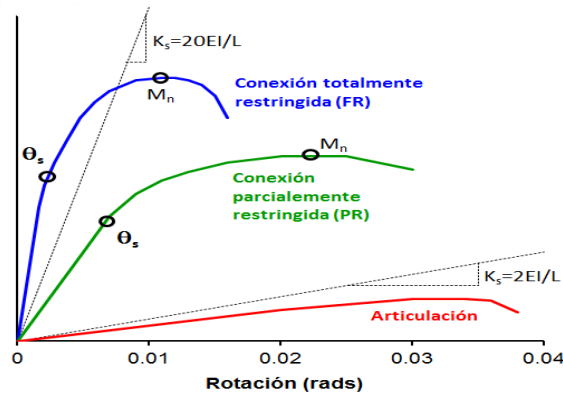


Figura 4.13.  
Diagrama de momento - rotación de conexiones totalmente restringidas, parcialmente restringidas y articulada (Crisafulli, 2013).

#### 4.2.2. Tipos de nudos

Particularmente en las estructuras de acero podemos encontrarnos con elementos estructurales tipo vigas y tipo columnas que se encuentran unidos por un sistema de conexiones o nudos, estos permiten que las fuerzas resistidas en los elementos sean transferidas al nudo por esta razón encontramos un sistema existente de nudos dentro de una estructura como expresa (Botella, 2011):

- Nudo viga-columna de un solo lado con la columna continúa.
- Nudo viga-columna a un solo lado con la columna no continúa.
- Nudo viga-columna a dos caras (doble) con la columna no continúa.

Los nudos viga-columna en una estructura metálica que forman parte de un sistema de secciones apertadas sísmo resistentes debe cumplir con algunas características las cuales se establecen a continuación (Crisafulli, 2013):

Resistencia a la rotación. - Los nudos viga-columna deben resistir a giros producidos por el momento plástico en la estructura en cual corresponde a un nivel distorsor de piso de 0.04 rad, este valor es equivalente a un giro provocado por el

momento plástico igual a 0.03 rad tomando en cuenta que el distorsor elástico en el sistema de piso debe tener el valor de 0.01 rad (Crisafulli, 2013).

Resistencia a la flexión. – La resistencia a la flexión del nudo viga-columna, la cual se mide en la cara de la columna debe considerarse mínimo el 80%  $M_p$  ( $M_p$ = momento plastificado de la viga producido por la fluencia del acero utilizado) de la viga conectada, para un rango distorsor de 0.04 rad.

Resistencia al corte. - El cortante que debe resistir el nudo viga-columna debe calcularse en función de los estados de carga amplificada considerando el efecto sísmico como lo expresa la siguiente ecuación:

$$E_{mh} = \frac{2(1.1R_y M_p)}{L_h}$$

Donde:

$R_y$ = Relación entre esfuerzo de fluencia esperado dividido para el esfuerzo de fluencia mínimo  $f_y$ ;  $L_h$ = Distancia entre rotulas plásticas en la viga. Los efectos descritos anteriormente se representan en la figura 4.14:

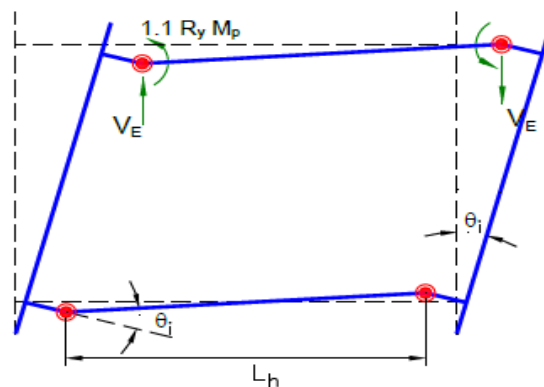


Figura 4.14.  
Mecanismo de deformación con rotulas plásticas en vigas (Crisafulli, 2013).

### 4.2.3. Placa de continuidad

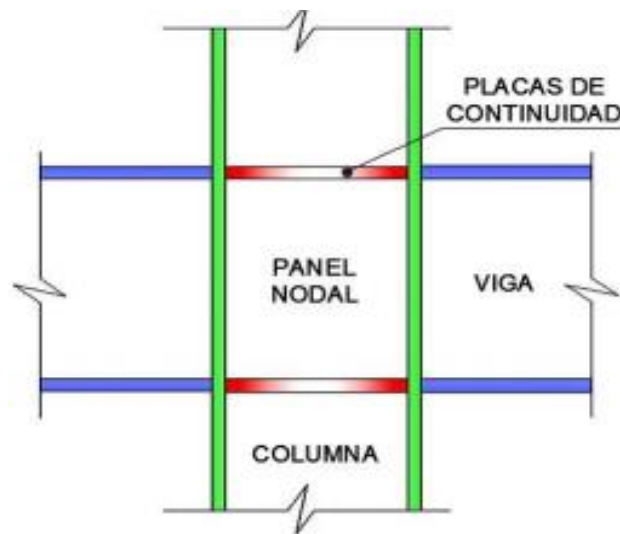


Figura 4.15.  
Placa de continuidad (Crisafulli, 2013).

Con el fin de asegurar la transferencia de cargas combinadas de compresión y tensión que se generan en la columna, se dispone colocar un sistema de rigidizadores colocados en partes correspondientes en las alas de las vigas que llegan al nudo, por otra parte, las placas de continuidad permiten delimitar una sección en el panel nodal en donde se pueden generar tracciones y deformaciones considerables. Estas deben colocarse en el nudo viga-columna siempre y cuando cumplan con las siguientes afirmaciones (Cardoso, 2014):

- Cuando lo señale o especifique la sección precalificada.
- Cuando en el ala de una columna está soldada una viga y esto forme un perfil I de alas anchas o un perfil armado de grosor  $t_{cf}$  que sigas las siguientes condiciones (Cardoso, 2014):

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{6}$$

Donde:

$b_{bf}$ = Ancho del ala de la viga;  $F_{yb}$ = Fluencia de la viga;  $F_{yc}$ = Fluencia de la columna;  $R_{yb}$ = Relación entre la fluencia esperada y la fluencia mínima de la viga;  $R_{yc}$ = Relación entre la fluencia esperada y la fluencia mínima de la columna.

• Cuando a las alas de la columna se suelda una viga formada por un perfil I en cajón con un grosor  $t_{cf}$  que cumpla las siguientes condiciones (Cardoso, 2014):

$$t_{cf} \geq 0.4 \sqrt{\left[1 - \frac{b_{bf}}{b_{cf}^2} \left(b_{cf} - \frac{b_{bf}}{4}\right)\right] 1.8 b_{bf} t_{bf} \frac{F_{yb} R_{yb}}{F_{yc} R_{yc}}}$$

$$t_{cf} \geq \frac{b_{bf}}{12}$$

Donde:

$b_{bf}$ =Ancho del ala de la columna.

• Grosor de la placa de continuidad en nudos exteriores.

$$t_{placa} \geq \frac{b_{bj}}{2}$$

• Grosor de la placa de continuidad en nudos interiores

$$t_{placa} \geq b_{bf}$$

#### 4.2.4. Panel nodal

El panel nodal en el nudo viga-columna está comprendido en una zona entre las alas de las vigas y las columnas, que dentro de un sistema de pórticos no arriostrados representa un componente flexible, si este panel nodal con sigue un diseño adecuado las solicitaciones a las que está sometido podría causar un exceso de deformaciones dentro del sistema aporticado.

#### 4.2.5. Esfuerzos internos a los que está sometido el panel

Las solicitaciones externas que se producen en la cara del panel nodal son los esfuerzos de corte, axial y momento flexionante, estas solicitaciones producidas por la flexión pueden representarse por solicitaciones equivalentes denominadas cuplas que son resultados de dos fuerzas axiales de igual magnitud, pero dirección diferente, cuyas solicitaciones se expresan en el diagrama de cuerpo libre expuesto en la figura 4.16 (Crisafulli, 2013).

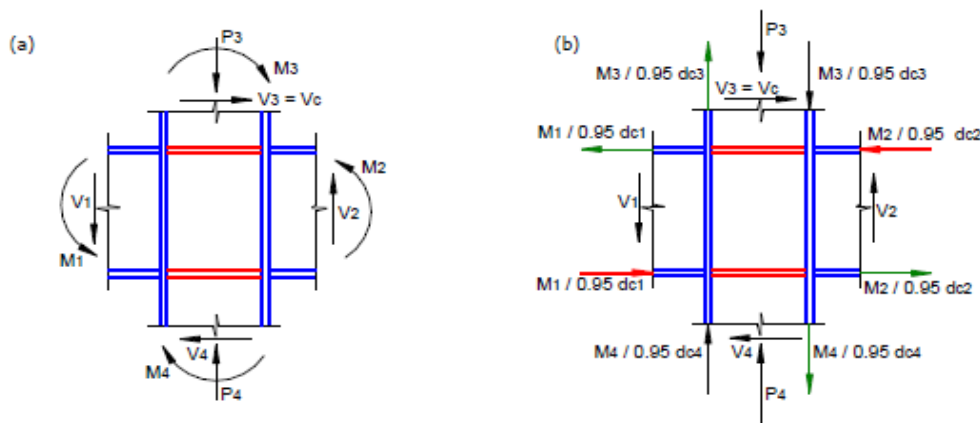


Figura 4.16

**Esfuerzos de momento, cortante y axial en el panel nodal y esfuerzos reemplazados por cuplas equivalentes (Crisafulli, 2013).**

De acuerdo a las consideraciones de equilibrio observadas en el diagrama de cuerpo libre podemos determinar los esfuerzos de corte producidos en el panel nodal (Cardoso, 2014).

$$V_p = \frac{M_1}{(d_{b1} - t_{f1})} + \frac{M_2}{(d_{b2} - t_{f2})} - V_c$$

Donde:

$V_c$ =Fuerza de corte en la columna producida por encima del nudo;  
 $d_{b1}$  y  $d_{b2}$ =Altura total de las vigas que convergen en el nudo;  $M_1$  y  $M_2$ =Momentos flexionante producidos en las vigas.

Al aplicarse la ecuación del cortante actuante debe incluirse además un factor de endurecimiento por deformación a los momentos plásticos, aplicando el criterio de proporcionar estabilidad (Cardoso, 2014).

$$M_{p.exp} = R_y M_p C_{pr}$$

$$C_{pr} \leq 1.20$$

#### 4.2.6. Cortante nominal

Para efecto de análisis y comprobar que la sección de los perfiles en conjunto con el nudo sea funcional debe analizarse el cortante resistente, el cual debe ser mayor que el actuante. El cortante nominal se puede calcular como lo especifica las siguientes afirmaciones (Crisafulli, 2013):

a. Si no se considera la deformación del panel nodal el cortante resistente es:

- Si  $P_r \leq 0.4P_c$

$$V_n = 0.6F_y d_c t_p$$

- Si  $P_r > 0.4P_c$

$$V_n = 0.6F_y d_c t_p \left( 1.4 - \frac{P_u}{P_y} \right)$$

b. Si se toman en cuenta los efectos de deformación plástica en la estabilidad del panel nodal.

- Si  $P_r \leq 0.75P_c$

$$V_n = 0.6F_y d_c t_p \left( 1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right)$$

- Si  $P_r > 0.75P_c$

$$V_n = 0.6F_y d_c t_p \left( 1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_p} \right) \left( 1.9 - \frac{1.2P_u}{P_y} \right)$$

Donde:

$0.6F_y$  = Esfuerzo de fluencia por corte;  $P_c = 0.6P_y$  = Carga axial en columna;  $P_y = 0.6F_y A_g$  = Carga axial producida por el esfuerzo de fluencia y la sección transversal del

perfil;  $b_{cf}$ =Ancho del ala de la columna;  $d_b$ =Altura de la viga;  $d_c$ =Altura de la columna;  $t_p$ =Espesor del panel;  $t_{cf}^2$ =Espesor de la columna.

#### **a.Determinación del espesor de la placa que conforman el panel nodal.**

$$t \geq \frac{d_z + w_z}{90}$$

En donde:

$d_z$  y  $w_z$ =representan las dimensiones del panel nodal.

#### **b.Comprobación del cortante resistente.**

$$V_p \leq \phi V_n$$

$$\phi = 0.9 \text{ (LRFD)} \quad \phi = 1.67 \text{ (ASD)}$$

Las conexiones que formen nudos entre vigas y columnas deben diseñarse por medio de soldadura o pernos de alta resistencia. Estas pueden ser completa o parcialmente rígidas. El diseño consiste en el análisis de la resistencia mediante cálculos analíticos según se especifique en la normativa a utilizar (Crisafulli, 2013).

### **4.3.Nudo viga-columna de acero conectado mediante pernos de alta resistencia.**

Anteriormente el sistema de crear una conexión entre elementos estructurales de acero se realizaba por medio de remaches, en la actualidad este método de conexión ha quedado atrás siendo desplazados por la utilización de pernos o tornillos de alta resistencia (McCormac & Csernak, 2013).

#### **4.3.1.Tipos de tornillos según la resistencia del material.**

De acuerdo con lo establecido por el AISC los pernos de alta resistencia se reagrupan en dos grandes grupos de acuerdo a las características de resistencia que proporcione el material de que se encuentran hechos los pernos (AISC, 2010), dentro de estos grupos se encuentran los pernos sin tornearse y pernos de alta resistencia (McCormac & Csernak, 2013).



•**Grupo A.-** debe cumplir con las especificaciones dispuestas en la normativa de materiales ASTM A325, A325M, F1852, A354 grado BC y A449, utilizado generalmente en conexiones de tipo aplastamiento, estos también son utilizados en donde ocurra pérdida por fatiga por efecto de alteraciones o vibraciones cíclicas producidas por cargas no tomadas en cuenta en el diseño (AISC, 2010).

•**Grupo B.-** debe cumplir con las especificaciones expresadas por la normativa referente a los materiales ASTM A490, A490M, F2280, A354 grado BC, aplicadas generalmente a conexiones donde actúen tracciones o estados de corte y tensión (AISC, 2010).

#### **4.3.1.2. Tornillo de alta resistencia.**

Los pernos de alta resistencia según el tipo de juntas pueden ser apretados sin holgura, pre tensionados o de fricción, la descripción de cada uno de ellos se manifiesta en las siguientes afirmaciones (McCormac & Csernak, 2013):

•**Pernos de alta resistencia apretados sin holgura.** - este efecto de apretado se logra al girar el perno con una llave de cola neumática, logrando que la conexión o nudo quede firme (McCormac & Csernak, 2013).

•**Pernos de alta resistencia pre tensionados.** - estos son utilizados en conexiones que reciben esfuerzos de tensión demasiados altos aproximados al 70% de la tensión mínima, para apretarlos de manera eficiente es necesario que se realice previamente el apretado sin holgura (McCormac & Csernak, 2013).

•**Pernos de alta resistencia de fricción.** - para la utilización de este tipo de perno es pertinente que la conexión o nudo que se vaya a empernar esté sometida a combinaciones de cortante y tensión, siendo su proceso de apretado idéntico al pre tensionado visto en el punto anterior (McCormac & Csernak, 2013).

Las tablas 2 y 3 otorgan los esfuerzos de tensión mínimo para apretar a los pernos de alta resistencia que se necesitan en conexiones resistentes a deslizamiento y tensiones directas (AISC, 2010).

Tabla 2. Pretensión mínima en el tornillo, Klb\*

Tamaño del perno, plg	Grupo A-Pernos A325	Grupo B-Pernos A490
1/2	12	15
3/8	19	24
3/4	28	35
1 1/8	39	49
1	51	64
1 1/8	56	80
1 1/4	71	102
1 3/8	85	121
1 1/2	103	148

\*Representa 0.70 veces la resistencia nominal mínima a la tensión de los pernos redondeada en Klb.

Tabla 3. Pretensión Mínima En El Tornillo, KN

Tamaño del perno, plg	Grupo A-Pernos A325	Grupo B-Pernos A490
M16	91	114
M20	142	179
M22	176	221
M24	205	257
M27	267	334
M30	326	408
M36	475	595

\*Representa 0.70 veces la resistencia nominal mínima a la tensión de los pernos redondeada en KN.

#### 4.3.2. Tamaño de agujeros que se necesitan para que quepa el perno

El tamaño de las perforaciones estándar para pernos de alta resistencia corresponde a tres tipos de perforaciones: los holgados de ranura corta y larga, son eficiente en la aceleración del montaje de las estructuras. La segunda perforación o agujero es el no estándar este requiere de la recomendación especial del ingeniero de estructuras que lo diseñe y finalmente los agujeros agrandados (McCormac & Csernak, 2013).

Tabla 4. Dimensiones nominales de agujeros, pulgadas.

Dimensiones de agujeros				
Diámetro del perno.	Estándar (diámetro)	Agrandados (diámetro)	De ranura corta (ancho x longitud)	De ranura larga (ancho x longitud)
1/2	9/16	5/8	9/16 x 11/16	9/16 x 1 1/4
5/8	11/16	13/16	11/16 x 7/8	11/16 x 1 9/16
3/4	13/16	15/16	13/16 x 1 7/8	13/16 x 1 7/8
7/8	15/16	1 1/16	15/16 x 2 1/2	15/16 x 2 3/4
1	1 1/16	1 1/4	1 1/16 x 1 5/16	1 1/16 x 2 1/4
≥ 1 1/8	d + 1/16	d + 5/16	(d+1/16) x (d + 3/8)	(d + 1/16) x (2.5 x d)

Tabla 5. Dimensiones nominales de agujeros, mm.

Dimensiones de agujeros				
Diámetro del perno.	Estándar (diámetro)	Agrandados (diámetro)	De ranura corta (ancho x longitud)	De ranura larga (ancho x longitud)
M16	18	20	18 x 22	18 x 40
M20	22	24	22 x 26	22 x 50
M22	24	28	24 x 30	24 x 55
M24	27(a)	30	27 x 32	27 x 60
M27	30	35	30 x 37	30 x 67
M30	33	38	33 x 40	33 x 75
≥M36	d + 3	d + 8	(d + 3) x (d + 10)	(d + 3) x 2.5d

### 4.3.3. Espaciamiento mínimo de agujeros para pernos de alta resistencia

La separación entre pernos de alta resistencia debe ser la suficiente para evitar problemas de instalación y prever fallas por tensión entre los miembros conectores, por lo tanto la separación que debe cumplir los agujeros o perforaciones en donde se irán colocados los pernos debe cumplir la separación mínima medida desde baricentro a baricentro de las perforaciones teniendo que ser esta separación mayor o igual que  $2\frac{2}{3}$  diámetro, recomendando por experiencias en pruebas de laboratorio preferiblemente 3 veces más del diámetro evitando así las tensiones por aplastamiento (AISC, 2010).

### 4.3.4. Separación mínima al borde

La ubicación de los pernos en el borde de un miembro no debe realizarse cerca al borde por dos motivos: el primero para evitar el efecto de punzonamiento provocado por las perforaciones cercanas al borde que puede causar que el acero del lado opuesto se agriete, la segunda razón es aplicable en los extremos de los elementos donde puede haber el riesgo de que la conexión desgarre al acero (McCormac & Csernak, 2013).

Por estas razones la separación mínima al borde del centro de una perforación de cualquier índole sobre el miembro para colocar los pernos debe cumplir acorde a los valores expuesto en la tabla 6 y 7 (AISC, 2010).

**Tabla 6. Separación mínima al borde<sup>[a]</sup> del centro de la perforación estándar<sup>[a]</sup> al borde de la parte conectada.**

Diámetro del perno (plg)	Separación mínima al borde (plg)
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
Mayores de 1 1/4	1 1/4 x Diameter

[A] Debe ser indispensable que se permita separaciones menores siempre se cumplan las disposiciones de las secciones J3.10 y J4, pero estas no pueden ser menores que el diámetro de un perno (AISC, 2010).  
[B] Para agujeros sobretamaños y ranurados observara en la tabla.

**Tabla 7. Separación mínima al borde<sup>[a]</sup> del centro de la perforación estándar<sup>[b]</sup> al borde de la parte conectada.**

Diámetro del perno (mm)	Separación mínima al borde (mm)
16	22

20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
Mayores de 36	1.25d

[A] Es indispensable que se permitan separaciones menores siempre que cumplan con las disposiciones indicadas de las secciones J3.10 y J4, separaciones menores al borde no son aceptadas si estas no son aprobadas por el ingeniero constructor (AISC, 2010). [B] Para agujeros sobretamaños y ranurados observara en la tabla.

Tabla 8. Valores del incremento de separación de borde  $C_2$  (in).

Perforaciones Ranuradas				
Diámetro nominal del conector (in)	Perforación sobre tamaño	Eje largo perpendicular al borde.		Eje largo paralelo al borde
		Ranura Corta	Ranura larga[a].	
7/8	1/16	1/8	3/4d	0
1	1/8	1/8		
$\geq 1 \frac{1}{8}$	1/8	3/16		

[A] Se presentan cuando el largo de la ranura es más pequeña que la máxima admisible (AISC, 2010).

Tabla 9. Valores del incremento de separación de borde  $C_2$  (mm).

Perforaciones Ranuradas				
Diámetro nominal del conector (mm)	Perforación sobre tamaño	Eje largo perpendicular al borde.		Eje largo paralelo al borde
		Ranura Corta	Ranura larga <sup>[a]</sup> .	
≤22	2	3	0.7d	0
24	3	3		
≥27	3	5		

[A] Se presentan cuando el largo de la ranura es más pequeña que la máxima admisible (AISC, 2010).

Tabla 10. Tensión nominal de conectores y partes roscadas, Kg/cm<sup>2</sup> (MPa)

Descripción del conector	Tensión Nominal, (MPa) <sup>[a]</sup>	de Tracción $F_{nt}$ , Kg/cm <sup>2</sup>	Tensión de Corte Nominal en conexiones tipo aplastamiento, $F_{nt}$ , Kg/cm <sup>2</sup> (MPa)
Pernos A307		3.160 (310) <sup>[c]</sup>	1.900 (188) <sup>[b][c][d]</sup>
Grupo A. Pernos A325, cuando la rosca está excluida en el plano de corte.		6.320 (620)	3.800 (372) <sup>[b]</sup>
Grupo A. Pernos A325, cuando la rosca está excluida en el plano de corte.		6.320 (620)	4.780 (469) <sup>[b]</sup>
Grupo B. Pernos A490, cuando la rosca no está excluida en el plano de corte.		7.950 (780)	4.780 (469) <sup>[b]</sup>
Grupo B. Pernos A490, cuando la rosca está excluida en el plano de corte.		7.950 (780)	5.900 (579) <sup>[b]</sup>
Partes roscadas que cumplen los requerimientos de la sección A3.4, cuando la rosca no está excluida en el plano de corte.		0,75 $F_u$	0,450 $F_u$ <sup>[b]</sup>

Partes roscadas que cumplen los requerimientos de la sección A3.4, cuando la rosca está excluida en el plano de corte.	$0,75F_u$	$0,563F_u^{[b]}$
<p>[A] Pernos de alta resistencia sujetos a fatiga por cargas a tracción.</p> <p>[B] Para conexiones en los extremos con una secuencia de conectores con una longitud mayor a 38 in (965 mm), <math>F_{nv}</math> debe ser reducido en un 83.3% de los valores obtenidos.</p> <p>[C] En pernos A307 los valores obtenidos deben ser reducidos por 1% para cada 2mm sobre 5 diámetros de longitud en el agarre.</p> <p>[D] Rosca permitida en los planos de corte.</p>		

#### 4.3.5. Procedimiento de diseño de nudo viga-columna de acero emperrada.

El siguiente proceso de diseño de una unión emperrada se ha desarrollado en función a consideraciones existentes en los reglamentos pertinentes el sistema general de ecuaciones presentados podemos encontrarlo más detallado en (Cardoso, 2014).

a. Determinación del tamaño de los miembros conectados viga-columna respectivamente y determinación de los momentos en la cara de la columna.

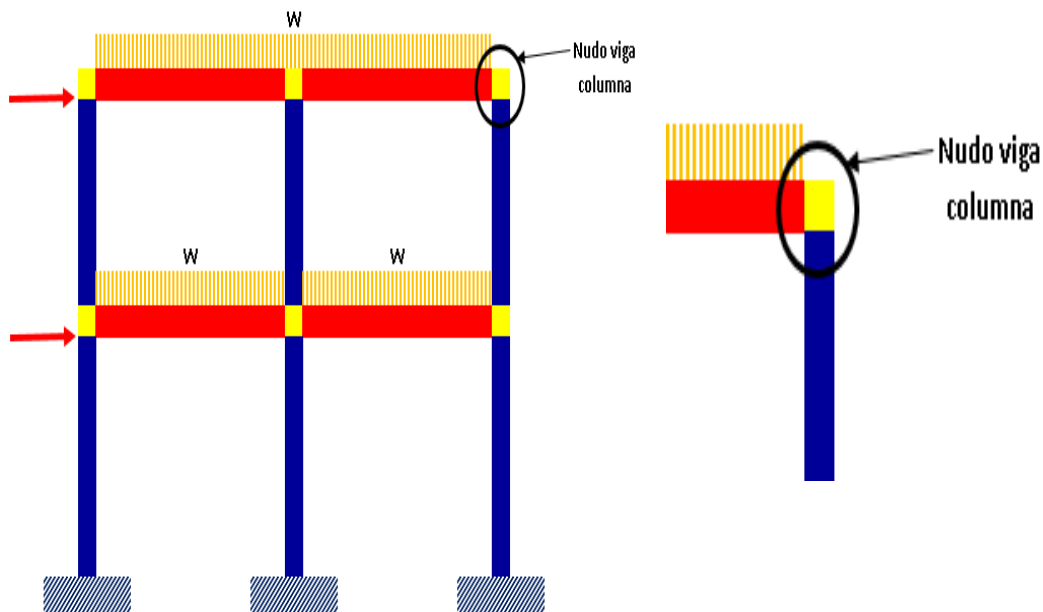


Figura 4.17.

*Idealización de la estructura y representación de la unión viga columna*

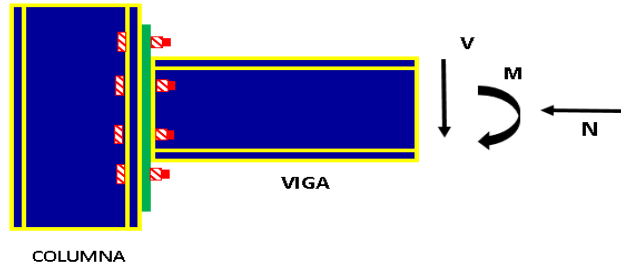


Figura 4.18.

**Diagrama de cuerpo libre de las fuerzas actuantes en el nudo.**

Donde:

$V_{\text{gravedad}}$  = Esfuerzo cortante producido por la combinación de la carga  $w=1.2\text{Dead} + \alpha L + 0S$  ( $\alpha$  es igual a 1 aplicado a carga viva);  $B_{bf}$  = Ancho del ala de la viga;  $D$  = Altura de la viga;  $L_h$  = Longitud entre rotulas plásticas en la viga;  $L_{st}$  = Distancia del refuerzo de la placa extrema;  $T_p$  = Grosor de la placa extrema.

b.Determinación del diámetro del perno de alta resistencia.

$$d_{breq} = \sqrt{\frac{2M_f}{\pi\phi_n F_{nt}(h_n)}}$$

Donde:

$F_{nt}$  = Resistencia de tensión nominal del perno esta se encuentra en la tabla;  $\phi_n$  = Factor de resistencia =0.9;  $h_n$  = Distancia entre pernos.

c.Determinación del espesor de la placa extrema:

$$t_p = \frac{R_n}{\phi_d 0.6 F_{yp} b_p}$$

d.Determinación del esfuerzo interno actuante en el ala en la viga.

$$F_{fu} = \frac{M_f}{d_b - t_{br}}$$



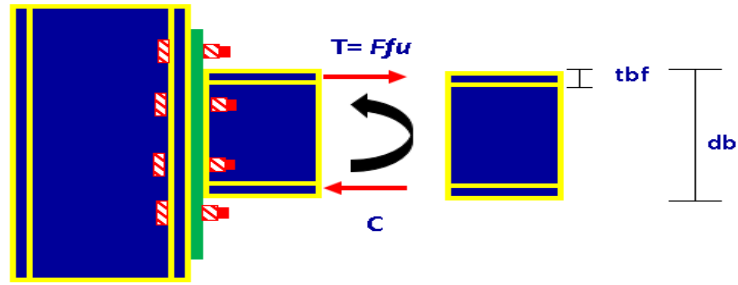


Figura 4.19.

**Diagrama de cuerpo libre de equilibrio del ala de la viga.**

Donde:

$d_b$  = Altura de la viga;  $t_{br}$  = Espesor del ala de la viga.

e. Verificar que la placa extrema no falle por el esfuerzo de fluencia por corte.

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_d R_n = \phi_d (0,6) F_{yp} b_p t_p$$

Donde:

$b_p$  = Es el ancho de la placa extrema generalmente es asumida no mayor que el ancho de la viga.

f. Verificación de la ruptura provocada por el corte de la conexión.

$$\frac{F_{fu}}{2} \leq \phi_n R_n = \phi_n (0,6) F_{up} A_n$$

$$A_n = t_p (B_p - 2(d_{be} + 3))$$

$F_{fu}$  = Esfuerzo de tracción mínima producida por la placa extrema;  $A_n$  = Área neta de la placa.;  $d_{be}$  = Diámetro del perno.;  $\phi_n$  = Factor de resistencia estado no dúctil igual a 0.9.

g. Cálculo de espesor del refuerzo de la placa.

$$t_s \geq t_{bw} \left( \frac{F_{yb}}{F_{ys}} \right)$$

$t_{bw}$  = Grosor del alma de la viga.;  $t_s$  = Grosor del refuerzo de la placa extrema.;  
 $F_{yb}$  = Limite de fluencia del material de la viga;  $F_{ys}$  = Limite de fluencia del material del refuerzo.

Para evitar el pandeo local de la placa del refuerzo debe comprobarse la relación ancho dividido para el espesor del material de refuerzo comprobando así el detalle geométrico de la conexión (Cardoso, 2014).

$$\frac{h_{st}}{t_s} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{ys}}}$$

$h_{st}$  = Altura efectiva del refuerzo considerada desde el extremo superior de la placa extrema limitando con la cara exterior del ala de la viga.

h. Verificación de la ruptura por corte del perno en la zona de compresión del ala de la viga.

$$V_u \leq \phi_d R_n = \phi_n (n_b) F_{nb} A_b$$

$$A_b = \frac{\pi}{4} d_{be}^2$$

Donde:

$n_b$  = Numero de pernos en área de compresión;  $A_b$  = Sección transversal bruta del perno.;  $F_{nb}$  = Resistencia nominal al corte del perno.;  $V_u$  = Esfuerzo cortante en el extremo de la viga.

i. Comprobación de aplastamiento del perno bajo falla de desgarre de la placa extrema y el ala de la columna.

$$V_u \leq \phi_n R_n = \phi_n (n_i) r_{ni} + \phi_n (n_o) r_{no}$$

j. Cálculo de la resistencia por aplastamiento de cada perno:

$$R_a = 2.4 d_{be} t_p F_{up}$$

Donde:

$n_i$ = Numero de pernos interiores.;  $n_o$ = Numero de pernos externos.

Para la resistencia de desgarre de la placa.

Pernos de alta resistencia internos.

$$r_{ni} = 1.2L_{ci}t_pF_u < 2.4d_b t_p F_u$$

$$L_{ci} = P_{f0} + P_{fi} - (d_{be} + 3mm)$$

Para los pernos exteriores.

$$r_{no} = 1.2L_{co}t_pF_u < 2.4d_b t_p F_u$$

$$L_{co} = d_e - (0.5d_p + 1.5mm)$$

Par el ala de la columna.

$$(\phi R_n)_{final} = \frac{F_{yb} t_{cf}}{F_{yc} t_p} \phi R_n$$

$$\phi R_n final > V_u$$

Donde:

$L_c$ = Longitud considerada en la dirección de la fuerza ente el borde de una perforación y el borde de la perforación adyacente;  $F_u$ = Resistencia mínima a la tracción de la columna o la placa;  $d_b$ = Diámetro del perno.;  $t_p$ = Grosor de la placa extrema, o grosor del ala de la columna.;  $F_{yb}$ = Limite de fluencia del material de la viga.;  $F_{yc}$ = Limite de fluencia del material de la columna.;  $t_{cf}$ = Grosor del ala de la columna.

k.Verificación de la fluencia del ala de la columna.

$$t_{cf(req)} \geq \sqrt{\frac{1.1M_F}{\phi F_{yc} Y_c}}$$

$$t_{cf(req)} < t_{cf(actual)}$$

Donde:

$F_{yc}$  = Limite de fluencia del material de la columna.;  $Y_c$  = Pertenece a un parámetro de lineamiento del mecanismo bajo consideraciones finales de la placa extrema.;  $t_{cf}$  = Grosor Del ala de la columna.

En caso de que la condición expuesta no llegare a cumplir se recomienda que las dimensiones del elemento estructural tipo columna que conforma la unión se aumente en consideración al espesor calculado requerido en el diseño (Cardoso, 2014).

l. Determinación de la resistencia a la flexión del ala de la columna.

$$\phi_d M_{cf} = \phi_d F_{yc} Y_c t_{cf}^2$$

m. Fuerza equivalente para el diseño del ala de la columna, con la cual se diseñará el espesor de la placa de continuidad.

$$\phi_d R_n = \frac{\phi_d M_{cf}}{(d - t_{bf})}$$

n. Verificación de la resistencia al esfuerzo de fluencia del alma de la columna sin rigidizar.

Resistencia necesaria o requerida.

$$R_n = C_t (6K_c + t_{bf} + 2t_p) F_{yc} t_{cw}$$

Donde:

$C_t = 0.5$ , siempre y cuando la longitud del límite superior de la columna a la cara superior del ala de la viga en más pequeña que la altura de la columna en otro caso se considera el valor de 1 (Cardoso, 2014).

$6K_c$  = Longitud que está considerada desde la cara exterior del ala de la columna a la base de la soldadura.

ñ. Comprobación de la capacidad resistente al pandeo local del alma sin rigidizar.

$$F_{fu} \leq \phi R_n$$

Donde:

$\phi$  = Es igual a 0.75.

o. Consideraciones de pandeo en el alma de la columna.

- Si  $F_{fu}$  actúan a una longitud mayor o igual que  $\frac{d_c}{2}$  desde el extremo de la columna.

$$K_1 = 24 \quad \text{SI} \quad Q_3 > 0.5d_c$$

En caso de no satisfacerse esta condición el proyectista está obligado a colocar en la conexión placas de continuidad en el alma del elemento estructural de acero tipo columna (Cardoso, 2014).

$$R_n = \frac{24t_{cw}^3}{h} \sqrt{EF_{yc}}$$

Donde:

$Q_3$  = Altura de la viga.;  $h$  = Longitud libre entre alas menos el radio esquinero en perfiles laminados, en caso de usar soldadura.

$$h = d_c - 2K_c$$

p. Comprobación del efecto de desgarre producido en el alma de la columna sin rigidizar.

$$F_{fu} \leq \phi R_n$$

Donde:

$\phi$  = Es igual a 0.75.

- Si  $F_{fu}$  actúan a una longitud mayor o igual que  $\frac{d_c}{2}$  desde el extremo de la columna

$$R_n = 0.80t_{vw}^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d_c} \right) \left( \frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yc}t_{cf}}{t_{cw}}}$$

- Si  $F_{fu}$  actúan a una longitud menor que  $\frac{d_c}{2}$  desde el extremo de la columna.

Para:  $\left( \frac{N}{d_c} \right) \leq 0.2$

$$R_n = 0.40t_{vw}^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{N}{d_c} \right) \left( \frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yc}t_{cf}}{t_{cw}}}$$

Para:  $\left( \frac{N}{d_c} \right) > 0.2$

$$R_n = 0.40t_{vw}^2 \left[ 1 + 3 \left( \frac{4N}{d_c} - 0.2 \right) \left( \frac{t_{cw}}{t_{cf}} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yc}t_{cf}}{t_{cw}}}$$

Donde:

$N$ = Representa el grosor de las alas de las vigas se obtiene de la siguiente expresión:

$$N = t_{bf} + 2$$

#### 4.4.Nudo viga-columna de acero conectado mediante soldadura.

El proceso de formar una unión aplicando el proceso de soldado consiste en calentamiento de las superficies de los elementos a unir, logrando que el material entre en estado fluido plástico permitiendo que las partes que fluctúan se unan (McCormac & Csernak, 2013).



Figura 4.20.

**Estructura con Uniones Conectadas por soldadura (McCormac & Csernak, 2013).**

#### **4.4.1. Tipos de soldadura.**

En la actualidad para realizar un sistema de conexiones en estructuraciones de edificios metálicos, a la hora de realizar la unión de los elementos se cuenta básicamente con las soldaduras enunciadas a continuación (McCormac & Csernak, 2013):

- Soldadura con gas.
- Soldadura con arco.

A su vez la soldadura con arco puede subdividirse en varios procesos como los expresados a continuación (McCormac & Csernak, 2013):

- Arco de electrodo revestido (SMAW).
- Arco metálico y gas (GMAW).
- Arco con núcleo de fundente (FCAW).
- Arco sumergido.

Durante el proceso de soldado el acero es fundido, es decir, su estado se vuelve líquido, en este estado el acero puede contener una cantidad considerable de gases en solución, y de no existir protección contra el aire circundante los gases disueltos pueden

combinarse químicamente con el oxígeno y el nitrógeno, pudiese volverse letal o peligroso el ambiente donde se aplique este proceso. La soldadura debe colocarse considerando criterios de resistencia y corrosión debido a que una vez que el metal se enfrié, la soldadura quedará relativamente porosa en tales casos esa soldadura no brindará ninguna seguridad de resistencia pudiendo volverse quebradiza (McCormac & Csernak, 2013).

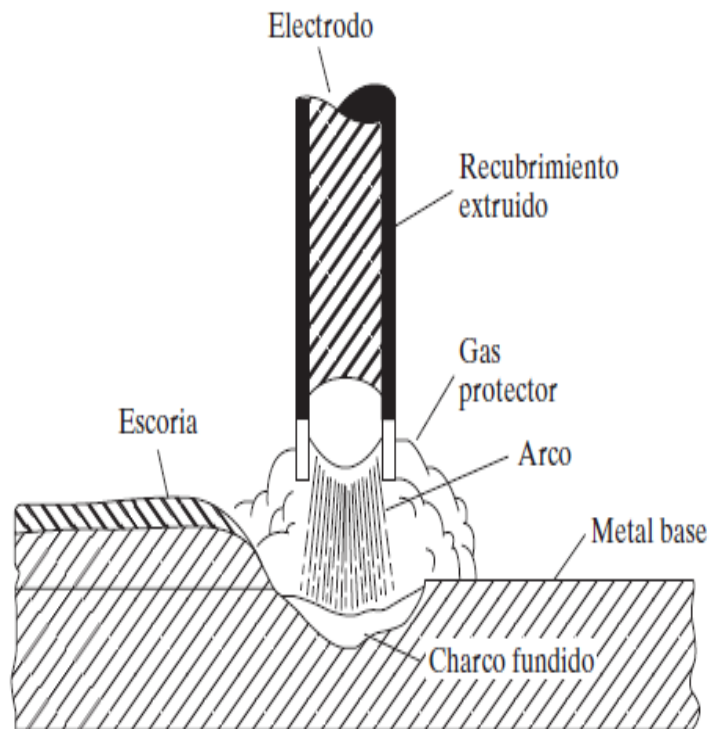


Figura 4.21.

**Elementos del proceso del proceso de soldadura con arco protegido con (SMAW) (McCormac & Csernak, 2013).**

Un factor muy importante en el proceso de soldadura es la correcta elección del electrodo que se use para poder soldar, porque este puede intervenir de manera importante en las propiedades de la soldadura como la resistencia, ductilidad, resistencia a la corrosión. Una elección acertada que puede hacerse al momento de elegir el tipo de electrodo, son los electrodos con recubrimiento pesado, debido que al fundirse el recubrimiento brinda una protección de vapor alrededor del área de trabajo (McCormac & Csernak, 2013).



Tabla 11. Garganta efectiva de soldaduras de tope con junta de penetración parcial.

Proceso de soldado	Posición de soldado F (plano), H (horizontal), V (vertical), OH (sobre cabeza)	Tipo de surco	Garganta efectiva.
<ul style="list-style-type: none"> <li>•Arco de electrodo revestido (SMAW).</li> <li>•Elementos del proceso de soldadura de arco metálico protegido (SMAW).</li> <li>•Elementos del proceso de soldadura de arco metálico protegido (SMAW).</li> </ul>	Todos.	Bisel J o U. 60° V	
<ul style="list-style-type: none"> <li>•Elementos del proceso de soldadura de arco metálico protegido (SMAW).</li> </ul>	F	Bisel J o U. Bisel 60° o U.	Profundidad del bisel.
<ul style="list-style-type: none"> <li>•Elementos del proceso de soldadura de arco metálico protegido (SMAW).</li> <li>•Elementos del proceso de soldadura de arco metálico protegido (SMAW).</li> </ul>	F, H	Bisel 45°	Profundidad del bisel.
<ul style="list-style-type: none"> <li>•Elementos del proceso de soldadura de arco metálico protegido (SMAW).</li> </ul>	Todos	Bisel 45°	
<ul style="list-style-type: none"> <li>•Elementos del proceso de soldadura de arco metálico protegido (SMAW).</li> <li>•Elementos del proceso de soldadura de arco metálico protegido (SMAW).</li> </ul>	V, OH	Bisel 45°	Profundidad del bisel.

## 4.4.2. Clasificación de la soldadura.

### 4.4.2.1. Soldadura filete.

Las soldaduras tipo filete tienen la particularidad de que su origen es gracias a las partes que se traslapan una sobre la otra, generalmente utilizadas en juntas, debido a su concepción este tipo de soldadura es una de las más económicas existentes en el medio, debido a que no es necesario un proceso de preparación previo muy exhaustivo para las partes que se van a conectar.

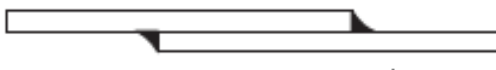


Figura 4.22.

**Soldadura tipo filete (McCormac & Csernak, 2013)**

### 4.4.2.2. Área efectiva de soldadura filete.

Esta está representada como el producto entre la distancia efectiva por la garganta efectiva, en donde la garganta efectiva de la soldadura se considera como la menor distancia a partir desde la raíz hasta la superficie de la soldadura (AISC, 2010).

### 4.4.2.3. Limitaciones de la soldadura tipo filete.

La soldadura filete con respecto a su tamaño no debe ser menor que el tamaño necesario para lograr transferir las fuerzas y esfuerzos calculados, ni menor que el tamaño representado en la tabla 12.

**Tabla 12. Tamaño Mínimo De Soldadura De Filete**

Espesor de parte unida más delgada, mm.	Tamaño mínimo de soldadura filete <sup>[a]</sup> , mm.
Hasta 6mm	3
6 y 13	5
13 y 19	6
>19	8

<sup>[A]</sup> Dimensión del pie de la soldadura se deben considerar soldaduras de paso simple.

Nota: observar sección J2.2b AISC para tamaño máximo de soldadura.

La mínima distancia efectiva de las soldaduras tipo filete que sean diseñadas bajo consideraciones de resistencia no pueden ser menor que 4 veces el tamaño nominal. Las soldaduras tipo filete a lo largo del eje longitudinal son utilizadas en conexiones de los extremos de los elementos idealizados como barras planas resistentes a tracción, la distancia libre de cada soldadura filete no puede ser menor que la longitud perpendicular entre ellas (AISC, 2010).

Si la distancia de la soldadura filete excede 10 veces el tamaño de soldadura bajo carga extrema, la distancia efectiva debe ser calculada, mediante el producto entre la longitud real por el factor de disminución  $\beta$  (AISC, 2010).

$$\beta = 1.2 - 0.002 \left( \frac{L}{W} \right) \leq 1$$

En donde:

L= Representa la longitud existente de la soldadura en los elementos cargados, mm.

W= Tamaño de la soldadura, mm.

#### **4.4.3. Soldadura de ranura.**

Particularmente las soldaduras tipo ranura aquellas en donde se realiza una especie de ranura entre los miembros que van a conectarse estando estos alineados, estas soldaduras son más costosas que las soldaduras de filetes debido a que estas conllevan una preparación exhaustiva previamente su colocación, la relación de costo entre las de ranura y filete es que las de ranura pueden costar entre 50 y 100 por ciento más que las de filete (McCormac & Csernak, 2013).

##### **4.4.3.1. Soldadura de tapón.**

Consisten en un tipo de soldadura que atraviesa a un elemento para poder llegar al otro (McCormac & Csernak, 2013), logrando así por este medio de soldadura la unión o conexión forzada de los elementos estructurales como en la siguiente figura 4.23.

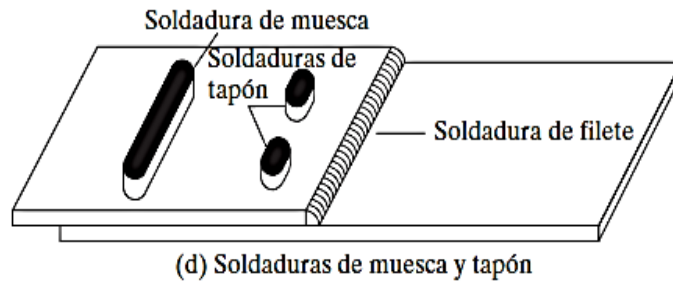


Figura 4.23.

**Soldadura de muesca y tapón (McCormac & Csernak, 2013)**

#### 4.4.3.2. Área efectiva.

La sección transversal de las soldaduras tipo tapón y de ranura es igual a la sección transversal nominal de la oquedad o ranura en el plano de la superficie de contacto (AISC, 2010).

#### 4.4.3.3. Limitación para utilizar soldadura tipo tapón y de ranura.

Debe tenerse en cuenta sobre todo que estos tipos de soldaduras son utilizadas por su forma de trabajo debido a que estas son capaces de transferir el corte en juntas de traslapeo o para prever efectos de pandeo en estas partes de traslapeo, también son utilizadas para unir conexiones entre elementos estructurales (AISC, 2010) un ejemplo citado unión viga-columna de acero.

El diámetro mínimo de agujeros para una soldadura tipo tapón no puede ser el menor que el grosor de la parte conectada más 8mm cercano al mayor valor par, ni más que el diámetro mínimo más 3mm, su espaciado se debe realizar de centro a centro de soldaduras (AISC, 2010).

En soldadura de ranura la distancia no puede exceder 10 veces el grosor de la soldadura, el ancho efectivo no puede ser menor que el grosor de la parte en donde se instalaron los 8mm, el espaciado o separación mínimo de las líneas soldadas en ambas direcciones transversales y longitudinales, pueden ser 4 veces el ancho efectivo de la ranura (AISC, 2010).

#### 4.4.3.4. Resistencia en la soldadura.

En la consideración de la resistencia ( $\phi R_n$ ) de diseño o la admisible  $\frac{R_n}{\Omega}$  de las conexiones soldadas debe tomarse el menor valor entre la resistencia del material calculada de acuerdo a los estados de ruptura en tracción y corte y la resistencia del acero de soldadura calculada en consideración de los estados de fluencia (AISC, 2010).

- Para la base del metal.

$$R_n = F_{nBM}A_{BM}$$

Para el metal de la soldadura.

$$R_n = F_{nw}A_{we}$$

Donde:

$F_{nBM}$ = Esfuerzo de tensión nominal del metal base, Kgf/cm<sup>2</sup> (MPa);  $F_{nw}$ = Esfuerzo de tensión nominal del metal de la soldadura, Kgf/cm<sup>2</sup> (MPa).  $A_{BM}$ = Sección transversal del metal base, cm<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>).;  $A_{we}$ = Sección transversal efectiva de la soldadura, cm<sup>2</sup> (mm<sup>2</sup>).

$$\Omega = 2 \text{ (ASD)}$$

$$\phi = 0,75 \text{ (LRFD)}$$

Para un conjunto lineal de soldaduras con un tamaño de ala distribuido, cargado a través del centro geométrico de gravedad:

$$R_n = F_{nw}A_{we}$$

Donde:

$$F_{nw} = 0,60F_{EXX}(1 + 0,50\sin^{1,5}\theta)$$

$F_{EXX}$ = Representa la resistencia de clasificación del metal de relleno, Kgf/cm<sup>2</sup> (MPa);  $\theta$ = Representa el ángulo de carga medido desde el eje longitudinal de la soldadura.

Para un conjunto de soldadura dentro de otro, el método de análisis utilizado considera el centro instantáneo de giro, determinando la componente de resistencia nominal y capacidad de momento (AISC, 2010).

$$R_{nx} = \sum F_{mwx}A_{wei}$$

$$R_{ny} = \sum F_{mwy}A_{wei}$$

$$M_n = \sum [F_{mwiy}A_{wei}(X_i) - F_{mwiy}A_{wei}(X_i)]$$

La simbología y nomenclatura para la exposición de estas ecuaciones la podemos encontrar el código AISC-2010, en la sección J.

Para conjunto de la soldadura del tipo filete cargado concéntricamente la resistencia combinada se determina como sigue tomando el mayor valor (AISC, 2010):

$$R_n = R_{nwl} + R_{nwt}$$

$$R_n = 0,85R_{nwl} + 1,5R_{nwt}$$

$R_{nwl}$  = Resistencia nominal de soldadura.;  $R_{nwt}$  = Resistencia nominal total de las soldaduras.

#### **4.5.Nudos híbridos.**

Para el análisis y diseño generalizado de nudos híbridos podemos observarlo especificado en el capítulo II del estudio propuesto, en donde se ha interpretado conceptos de resistencia de los nudos compuestos bajo efectos de corte y momentos bajo consideraciones tomadas por la bibliografía existente.

#### **4.6.Identificación de un marco referencial para diseño de nudos híbridos.**

Las edificaciones mixtas actualmente han evolucionado debido a la combinación de distintos materiales empleados entre estos podemos citar la combinación entre hormigón armado-acero de alta resistencia (Ching, Jarzombek, & Prakash, 2011).

Un nudo híbrido es aquel en donde convergen dos o más elementos estructurales de diferentes características materiales, en el cual debe convidarse la filosofía de diseño de viga débil columna fuerte (Aguiar, 2014), en este caso puede mencionarse el nudo híbrido que se forma a partir de la unión de un elemento de hormigón armado y otro de acero de alta resistencia que han sido investigados anteriormente entre los que sobresalen la unión entre muro de hormigón con vigas metálicas de acople (Soto, 2013), columnas de concreto armado y vigas de acero de alta resistencia (Gomez, 2014), entre otros.

Para el diseño de los nudos híbridos es necesario obedecer las disposiciones propuestas en los diseños de vigas de acero y vigas de hormigón respectivamente, controlando los efectos de adherencia producidos por la interacción del acero dentro del concreto (Herrera, 2010), tal efecto debe controlarse con la colocación estratégica de conectores de corte los cuales fueron mencionados en el capítulo II del desarrollo de la investigación considerando conveniente que el análisis del comportamiento estructural se puede realizar bajo para consideración de la construcción del diagrama de momento curvatura  $M - \phi$  , tomando en cuenta previamente los modelos constitutivos de los materiales. Por otra parte, se debe considerar que las cargas que trabajan por en función de la gravedad permanentes como accidentales producen transmisión de momentos a los nudos derivando un esfuerzo de cortante que debe ser considerado para el diseño del nudo (A.C.I., 2014).

#### **4.6.1. Modelos constitutivos para el hormigón confinado y el acero**

El análisis de la sección de viga con nudo híbrido será mejor descrito si el modelo de hormigón representa de forma aproximada las vigas con nudos híbridos, las cuales se las refuerza con estribos. Normativas como el ACI, usan el modelo de Whitney porque es simple fijar la magnitud y posición de la resultante de la fuerza de compresión del hormigón en una viga de hormigón; sin embargo, es una propuesta realmente conservadora, pues reemplaza la distribución real de esfuerzos por un rectángulo equivalente que define la intensidad de la compresión mediante el valor ( $\alpha_1 f'_c$ ), y en la profundidad ( $\beta_1 c$ ), sin tomar en cuenta el aporte del confinamiento proporcionado por los estribos. (Nilson, 2010) (Whitney, 1942).

Un modelo de hormigón confinado representa de forma aproximada el comportamiento del material de la viga con nudos híbridos. El confinamiento del hormigón mediante el refuerzo transversal mejora su desempeño, permiten mayor resistencia y como consecuencia mayores deformaciones, a la vez que incrementa la ductilidad de un elemento de hormigón, (Chung, Yang, Lee, & Eun, 2002). Diferentes relaciones esfuerzo-deformación para el hormigón confinado han sido propuestas (Park, Priestley, & Gill, 1982), (Mander, Priestley, & Park, 1988).

La figura 4.24 ilustra el modelo de comportamiento para el hormigón confinado propuesto por Mander (1988), el cual calcula el esfuerzo de compresión y la deformación última como una función del confinamiento o reforzamiento transversal

de acero, (Computers and Structures, 2014), ley que se utilizó en el análisis de este trabajo. La ley contiene una primera rama parabólica que considera el efecto favorable del confinamiento y lo hace mediante un incremento de la resistencia a compresión y la deformación del hormigón. La falla se inicia cuando colapsa el refuerzo transversal y ya no es capaz de confinar al núcleo de hormigón, originándose deformaciones mayores que las admitidas por otros modelos (Mander et al., 1988). Dicha propuesta es muy aceptada en la actualidad y lo es tanto que forma parte de las rutinas de varios software, incluyendo el SAP 2000 y ETABS (CSI, 2014) software utilizados en la modelación numérico-computacional de la sección transversal con nudo híbrido.

La rama curva del comportamiento se aproxima a la siguiente ecuación (1):

$$f_c = \frac{xr f'_{cc}}{r - 1 + x^r} \quad (1)$$

Donde:

$f'_{cc} = \lambda f'_c$  Representa el esfuerzo a compresión del hormigón confinado,  $\lambda$  = representa el factor de esfuerzo confinado  $x = \epsilon_c / \epsilon_{cc}$ , siendo  $\epsilon_c$  deformación unitaria del hormigón (variable independiente de la función  $f_c$ ),  $\epsilon_{cc}$  deformación unitaria del hormigón asociada al esfuerzo máximo  $f'_{cc}$ . Además  $\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} [1 + 5(f'_{cc}/f'_{co} - 1)]$  y  $f'_{co}$  resistencia máxima del hormigón no confinado,  $\epsilon_{co} = 0,002$  deformación asociada a  $f'_{co}$ ,  $r = E_c / (E_c + E_{sec})$ ,  $E_c = 5000\sqrt{f'_{co}}$  en (MPa) es el módulo de elasticidad del hormigón,  $E_{sec} = f'_{cc} / \epsilon_{cc}$  el módulo secante del hormigón asociado al esfuerzo máximo  $f'_{cc}$ .

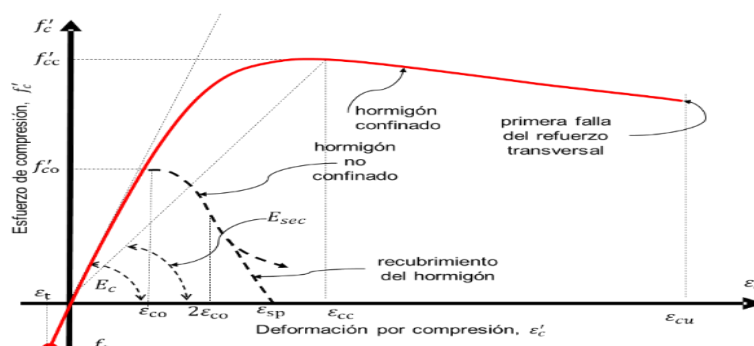


Figura 4.24.  
Modelos para hormigón confinado según Mander (1988).



Para el comportamiento del acero se utiliza una aproximación trilineal (curva completa) mostrado en la figura 4.25 propuesto por Park y Paulay (1975). La curva tiene tres regiones, una primera región elástica, seguida de una perfectamente plástica y finalmente una región de endurecimiento por deformación (Park & Paulay, 1975). Las ecuaciones que generan la curva en el software SAP 2000 utilizado en este trabajo se muestran en la figura 4.25 (Computers and Structures, 2014).

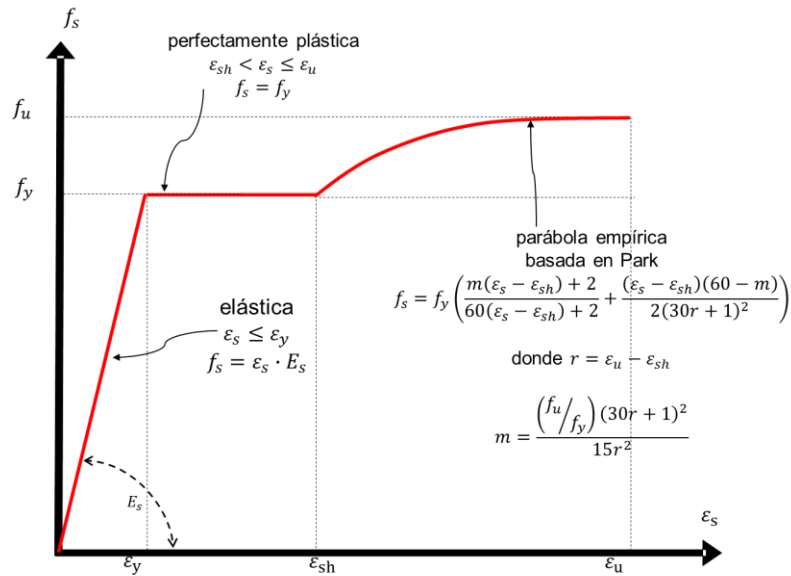


Figura 1.25.  
Diagrama de la ley constitutiva para el acero.

#### 4.6.2. Análisis de la sección que conforma el nudo híbrido mediante gráficos $M - \phi$ .

La relación  $M - \phi$  es uno de los recursos más utilizados en el análisis de los elementos de hormigón armado, especialmente para estudiar la ductilidad del elemento que se analiza y comprender mejor la formación y desarrollo de rótulas plásticas, encargadas de facilitar la ventajosa redistribución de momentos que puede ser aprovechada en estructuras continuas antes de sobrevenir el colapso. Se puede visualizar además el comportamiento de la sección de la viga ante la acción de un sismo severo mediante la ductilidad por curvatura, proceso que conlleva al cálculo de la curva  $M - \phi$  (Aguiar, 2003).

Existen varios procedimientos para el trazado del diagrama  $M - \phi$ , definiéndose como curvatura ( $\phi$ ) a la relación entre la deformación a nivel de la fibra más comprimida

de la sección, y la distancia hasta el eje neutro (Vargas & González, 2005). Todos estos procedimientos se fundamentan en la compatibilidad de las deformaciones dentro de la matriz del hormigón armado, el equilibrio de esfuerzos interiores (fuerza y momento) y las ecuaciones constitutivas que se adopten para el hormigón y su refuerzo, esquematizados en la figura 4.26 (Aguiar et al., 2012).

#### 4.6.3. Proceso Para Obtener El Diagrama De Momento Curvatura $M - \phi$

- Fijar una deformación  $\epsilon'_{ci}$  a nivel de la fibra más comprimida del hormigón, dentro del rango admitido por la ecuación constitutiva con el diagrama equivalente transformado para este material, y determinando luego el valor de los coeficientes  $\alpha_{1i}$  y  $\beta_{1i}$  para la deformación fijada.
- Posteriormente, sobre la base de la compatibilidad de las deformaciones entre los materiales que componen la sección transversal de los elementos, se puede calcular la posición de la línea neutra  $c_i$  para la deformación  $\epsilon'_{ci}$  que se haya fijado. Debido a la ecuación constitutiva del acero  $f_s$  vs.  $\epsilon_s$ , no es continua en todo el dominio de deformación, se debe encontrar en qué estado deformacional se encuentra el acero para el correcto cálculo de  $c$ . Por el principio de compatibilidad de las deformaciones:

$$\frac{\epsilon'_c}{c} = \frac{\epsilon'_s}{c-d'} \quad \epsilon'_s = \frac{c-d'}{c} \cdot \epsilon'_c \quad (2) \quad \text{y} \quad \frac{\epsilon'_c}{c} = \frac{\epsilon_s}{d-c} \quad \Rightarrow \quad \epsilon_s = \frac{d-c}{c} \cdot \epsilon'_c \quad (3)$$

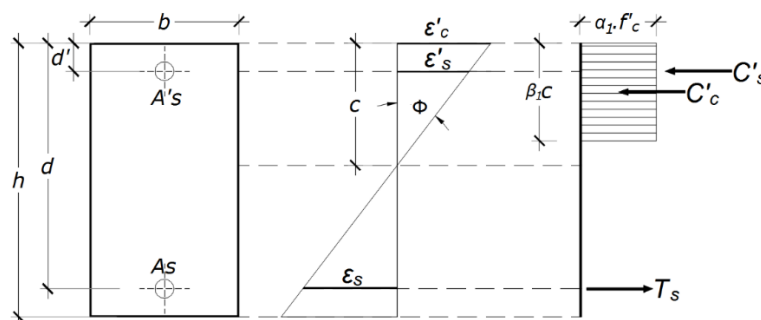


Figura 4.26.

**Esquema de equilibrio de fuerzas y compatibilidad de deformaciones.**

Haciendo sumatoria de fuerzas

$$\sum F = 0 \Rightarrow C'_c + C'_s - T_s = 0 \Rightarrow (\alpha_1 \cdot f'_c)(\beta_1 \cdot c_i)b + A'_s \cdot f'_s - A_s \cdot f_s = 0 \quad (4)$$

Evaluado  $c_i$  se verifica que la suma de fuerzas en la dirección longitudinal del elemento sea igual a cero. Luego se encuentra el momento flector  $M_i$  resultante en la sección transversal mediante la ecuación de equilibrio que corresponde. Observando la figura 4.26 se comprende el siguiente planteamiento de la ecuación (5).

$$\sum M_i = 0 \Rightarrow M_i = C'_c(c - 0.5 \cdot \beta_1 \cdot c) + C'_s(c - d') - T_s(d - c) \quad (5)$$

Por último, se puede evaluar el giro de la sección  $\phi_i$  como la relación entre la deformación  $\epsilon'_{ci}$  y el valor de  $c_i$  y después graficar estos resultados, de forma similar a como se muestra en la figura 4.29.

En este trabajo además se idealizó el momento curvatura con un modelo bilineal elasto plástico perfecto representado en la figura 4.27, para estimar la capacidad de momento plástico de la sección transversal, definido como el momento en que la sección transversal ha llegado a su límite de elasticidad y el acero más alejado de la zona en tracción entra en fluencia. La parte elástica de la curva debe pasar por el punto que marca la fluencia del acero. El modelo bilineal se lo obtiene mediante el equilibrio de áreas entre la curva real y el modelo bilineal idealizado. (Caltrans, 2010)

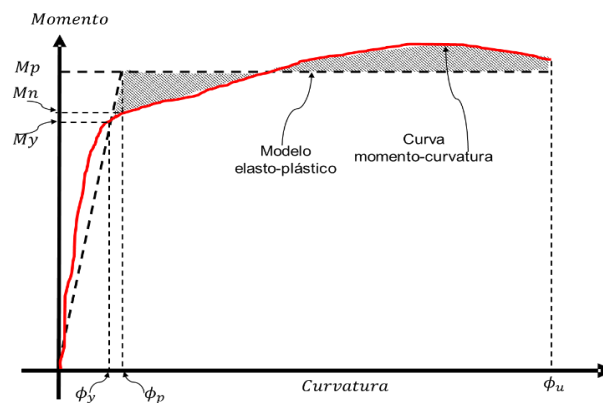


Figura 4.27.  
Curva  $M - \phi$  y modelo elasto-plástico (Caltrans 2010).

#### 4.7. Modelación computacional de un nudo híbrido con SAP 2000

Debido al sin número de ecuaciones complejas que se generan en este tipo de nudos híbridos es necesario realizar el análisis mediante un software computacional que

ayude a agilizar el proceso de obtención de valores que puedan medir el comportamiento estructural del nudo híbrido, es por tal razón que el análisis consiste en la modelación de un nudo híbrido que particularmente no es analizado en el medio.

Actualmente la aplicación de sistema de piso en forma de emparrillado compuesto por elementos tipo vigas principales de hormigón atravesadas por vigas secundarias metálicas como se muestra en la figura 4.28, dan origen a estudiar las formaciones de nudos híbridos, y conocer el comportamiento estructural de este tipo de nudos es el fin de este trabajo, un método de estudio es a través de la obtención de momentos curvatura como se lo ha venido mencionando hasta ahora, todo esto con el finalidad de observar y permitir evaluar la perturbación en la viga principal de hormigón por efecto de la viga secundaria metálica, siguiendo las investigaciones de ductos y las disposiciones del código ACI 318 para embebidos en el concreto, se utiliza esta suposición para aplicarlos a este estudio reconociendo que las vigas de hormigón que tengan elementos secundarios tipo vigas metálicas las cuales forman nudos híbridos no se comportan igual a los ductos.



Figura 4.28.

#### **Viga de hormigón con viga de acero pasante.**

Investigaciones realizadas como la de “Propuesta de configuración y de método de inspección de uniones mixtas mediante pernos conectores” (Aznar, 2013) en elementos de hormigón armado interrumpidas por elementos embebidos y ductos, que el hormigón que es desplazado influye en el comportamiento del elemento de hormigón, además a presencia de un aumento considerable de las cargas la sección o el elemento de hormigón comenzaba a fisurarse, por otra parte la presencia de un ducto o embebido provocaba en los casos de estudios disminución considerable en la funcionalidad del

elemento estructural principal, independiente que fuera la posición que atravesara la viga (Cabrera, 2011).

A partir de una hipótesis inicial podemos esperar que el “nudo híbrido” en un sistema de piso mixto, puede generarse el mismo comportamiento estructural en las vigas principales de hormigón armado que el que se produce en los ductos o embebidos. Es preciso tener en cuenta que un ducto y un nudo híbrido en vigas principales son diferentes, asumir esta opción sirve para poder referenciar la posición o ubicación de los nudos híbridos. El análisis y la previa evaluación de las modificaciones que se le realiza a la teoría de ductos, deben ser contrastada, aplicando para esto diferentes opciones como modelación numérica, computacional mediante software y modelos experimentales más complejos, pero la investigación solo visualiza estudiar el comportamiento estructural de la viga principal de hormigón en donde influye mucho el nudo híbrido, haciendo referencia a las indiscutibles diferencias a un análisis cuando se tiene una viga maciza y viga con el nudo híbrido a través del diagrama momento curvatura.

Considerando las disposiciones afirmadas por el ACI 318S-11, en donde se disponen de normas para el uso de embebidos (como ductos, tuberías e insertos), en elementos de hormigón como se observa en la figura. Unos de los comentarios en el informe en específico el R6.3, menciona “En 6.3 se otorgan normas empíricas para realizar instalaciones seguras en condiciones normales, pero deben hacerse diseños especiales para condiciones no usuales” (ACI, 2011). Vale recalcar que esta disposición ha sido eliminada del ACI 318S-14, y solo se hace referencia para nuestro caso de estudio para poder conocer en qué posición colocar el elemento metálico inserto en el de hormigón como se muestra en la figura 4.28.

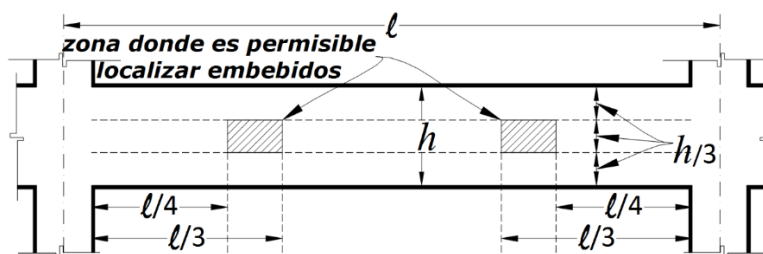


Figura 4.29.  
Norma ACI 318S-11 para ubicación de ductos o embebidos.

El código ACI 318S-14 en la sección 20.7 y 26.8 propone de un conjunto de normativas para utilizarlas en embebidos, generalmente se pueden utilizar en sistemas de emparrillados mixtos, es necesario considerar esto debido a que en el diseño pues al tener aceros de diferentes resistencia grado 36 y grado 60, al estar en contacto dentro del hormigón puede producirse un par galvánico y por ende producirse aceleradamente el proceso de corrosión del acero de refuerzos de la viga así como el de los estribos de la sección de hormigón armado o bien la corrosión acelerada de la viga de acero (ACI-318S-14). En la sección 9.4.4 del código ecuatoriano de la construcción se dan instrucciones similares con relación a la corrosión por par galvánico.

Por otra parte el ACI-318S-11, otorga reglas para embebidos o ductos los cuales deben ser distinguidos del caso en estudio, debido a que el nudo híbrido se crea a partir de que la viga de acero atraviesa la viga de hormigón, y tal nudo puede llegar a considerarse por su concepción como un sistema de simple apoyo hasta un sistema de empotramiento o continuo con cierto grado de libertad para deformarse influyendo estas diferentes situaciones en su comportamiento estructural, que no pertenece a la teoría de ductos para el paso de instalaciones. En sistema de piso mixto las vigas secundarias de hormigón o su posición quedaría totalmente empotradas en ambos sentidos izquierda y derecha, en donde por los efectos de desplazamientos y giros generados en las secciones principales de hormigón armado producirían fuerzas internas en las vigas de acero de alta resistencia lo que lo hace diferente el análisis y que van en contra del comportamiento de un ducto para instalaciones.

El presente estudio se basa en el análisis del comportamiento estructural de nudos híbridos, el cual se realizara mediante la obtención de las gráficas momento curvatura como se especificó anteriormente y que esta referenciado en el capítulo III en la sección que describe el marco referencial para el diseño de nudos híbridos, que considera los modelos constitutivos de los materiales, por un lado el modelo del comportamiento del hormigón confinado y por el otro el comportamiento trilineal del acero de alta resistencia.

#### **4.7.1. Construcción de la curva momento vs. Curvatura**

Mediante un ejemplo de vigas principales de hormigón armado para un emparrillado mixto con nudos híbridos, se caracteriza el comportamiento de la sección transversal de las vigas en análisis con la relación  $M - \phi$ . Para ello en este trabajo se

supone que la falla de las vigas se produce a flexión y se desprecia por el momento los posibles fallos de corte y de torsión que pueden introducir las vigas secundarias en los “nudos híbridos”. Una viga puede tener una gran capacidad a flexión y una baja capacidad de corte, luego se produce primero la falla al corte y probablemente la viga no alcanza a llegar su punto de fluencia o la deformación última (Aguilar, 2003). Si una viga tiene una cantidad grande de acero longitudinal, pero poco refuerzo transversal se produce lo antes anotado, por lo que varios programas consideran la interacción del efecto de corte con la carga axial o con las tracciones o compresiones provocadas por el momento flector en la sección transversal (Aguilar et al., 2012).

La sección de la viga de hormigón armado se mantiene constante (0,30 m de base y 0,50 m de altura) para todos los casos y coincide con la que se muestra en la figura 4.30; el aporte del acero en compresión será tomado en cuenta, el refuerzo a tracción de la sección se define con un porcentaje de acero aproximado  $\rho = 0.0076$  ubicado en la parte inferior de la viga, cuantía elegida por ser aproximadamente una media entre la cuantía máxima y mínima recomendada por el ACI. Otros datos son: resistencia a la fluencia del acero  $f_y = 420\text{MPa}$ , resistencia a la compresión del hormigón  $f'_c = 21\text{MPa}$ , refuerzo transversal son barras No. 10 @ 100mm, refuerzo longitudinal a tracción 5 barras No. 16 en la cara de tracciones, refuerzo longitudinal a compresión 3 No. 16 en la cara de compresiones.

A la sección transversal de viga de hormigón armado con nudos híbridos se le da tres tratamientos distintos para el análisis  $M - \phi$  esquematizado en la figura 4.30, conservando siempre la misma dimensión de base por altura y el armado para los casos siguientes:

- a. Una viga con sección maciza de 300 mm de base por 500 mm de altura, (figura 4.30a)
- b. La viga de hormigón de 300 mm de base por 500 mm de altura con una oquedad de 75 mm de altura y 300 mm de ancho, variando la ubicación en la altura de la oquedad desde el centro geométrico de la sección de la viga hasta el límite de los aceros a compresión (figura 4.30b).
- c. Una viga de hormigón armado de 300 mm de base por 500 mm de altura con nudo híbrido formado por la perturbación de una viga metálica. La viga de acero pasante A36 de 3 mm de espesor, del mismo tamaño que el hueco del segundo

caso (75mm de alto, 300 mm de ancho), variando la ubicación de la viga desde el centro geométrico de la sección de la viga hasta el límite de los aceros a compresión (figura 4.30c).

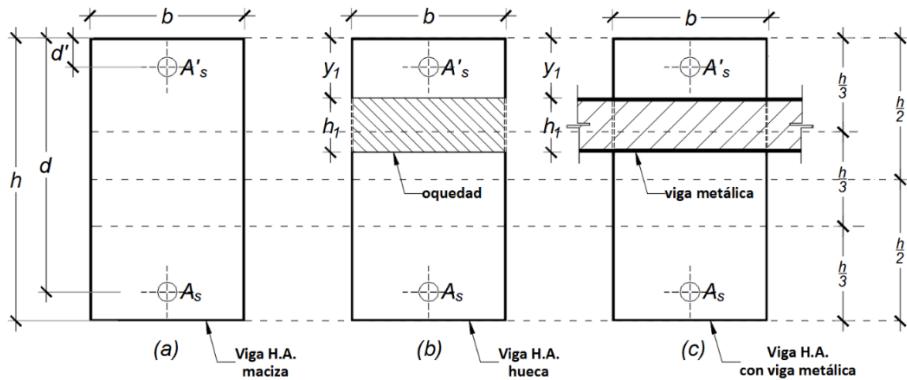


Figura 4.30.  
Modelos de vigas en análisis.

Parte de los resultados del  $M - \phi$  se presentan en la tabla 13, y de forma gráfica en la figura 4.31.

Tabla 13. **Momento-Curvatura  $M - \phi$  En Viga Maciza Y Con Hueco.**

Tipo de viga	$M_y$	$\phi_y$	$M_p$	$M_u$	$\phi_u$
	kN-m	rad/m	kN-m	kN-m	rad/m
maciza	155,41	0,00667	221,70	240,39	0,25930
hueco $y=0$	154,49	0,00667	221,46	240,35	0,25720
hueco $y=5$	157,54	0,00670	222,25	240,50	0,26400
hueco $y=10$	151,14	0,00668	220,58	240,16	0,24950
hueco $y=15$	155,81	0,00722	196,15	218,83	0,18870
híbrida $y=0$	179,59	0,00721	249,56	267,05	0,19400
híbrida $y=5$	156,92	0,00690	235,02	254,55	0,21120
híbrida $y=10$	149,65	0,00670	225,38	246,74	0,19150
híbrida $y=15$	146,87	0,00668	216,40	238,35	0,23160

#### 4.8.Verificación de los resultados

En la figura 4.31 se muestra el análisis de  $M-\phi$ . El nudo mixto y la oquedad se la hace variar en la altura de la viga de hormigón, empezando desde el centro geométrico de la viga maciza, hasta donde lo permite el límite, es decir cuando la viga metálica se topa con los aceros longitudinales de la cara de compresión



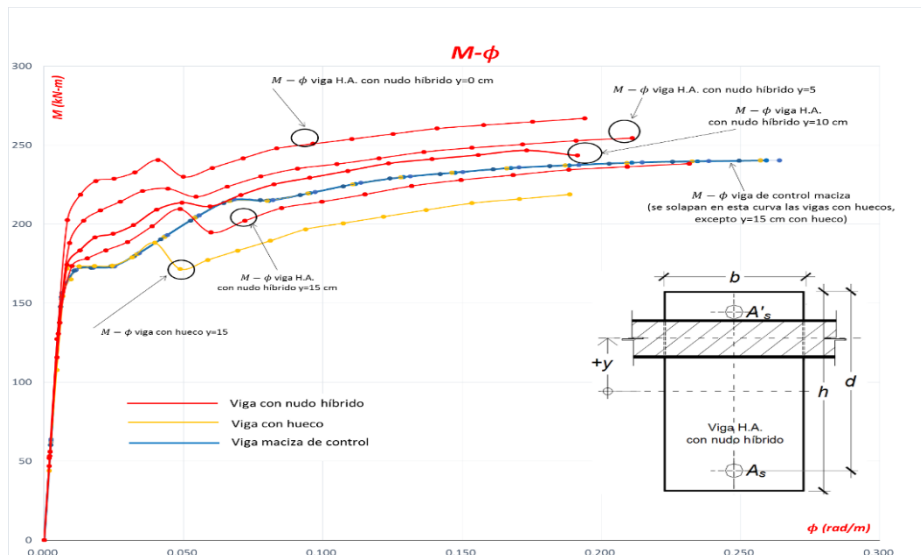


Figura 4.31.  
**Diagrama de Momento-Curvatura  $M - \phi$  para una sección de hormigón maciza y con hueco.**

La relación  $M-\phi$  se mantiene igual en todos los tipos de vigas (maciza, hueca o nudo híbrido) hasta la fluencia del acero, luego de lo cual varía cuando el nudo o el hueco ingresa sobre la zona comprimida. La altura desde el eje neutro a la fibra más alejada en compresión " $c$ " cuando el acero a tracción alcanza la fluencia está entre 8 a 11 cm aproximadamente en todos los casos, entonces el nudo híbrido solo logra interrumpir alrededor de 4 cm del bloque parabólico de esfuerzos de compresión y lo hace en la parte menos comprimida, es decir la parte del bloque de compresiones con menos esfuerzos. Además se evidencia que cuando la viga con hueco llega a la zona de compresiones el momento resistente de la sección baja 9% con respecto a una maciza.

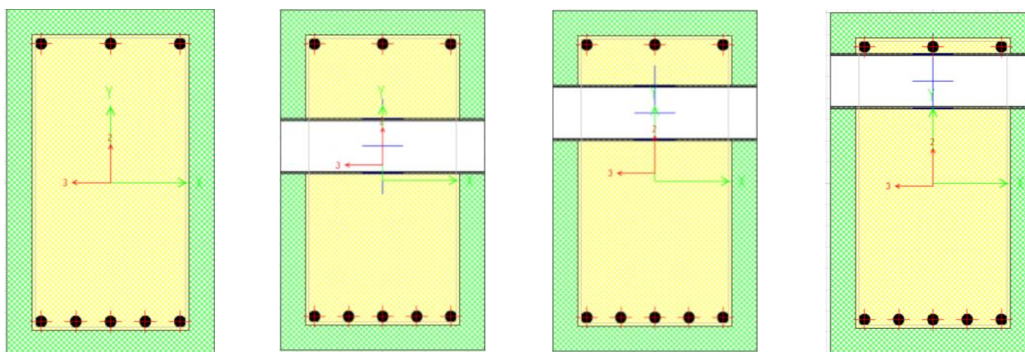


Figura 4.32.  
**Ilustración de las secciones tipo viga de hormigón maciza y con nudo híbrido.**

Para viga maciza y con hueco la resistencia a momento se mantiene prácticamente igual, sus curvas  $M - \phi$  se superponen a excepción de la viga con hueco

$y=15$  cm medidos desde el centro geométrico de la sección de hormigón maciza al centro geométrico de la sección hueca, lo que es evidente en las figuras 4.31 y 4.33. En todos los casos la deformación máxima del concreto llegó hasta aproximadamente  $\epsilon'_c = 0,03$  valor que era de esperarse por el modelo de comportamiento adoptado para el hormigón. Se observa también en las curvas  $M - \phi$  una disminución de la ductilidad cuando se usa vigas con nudos híbridos.

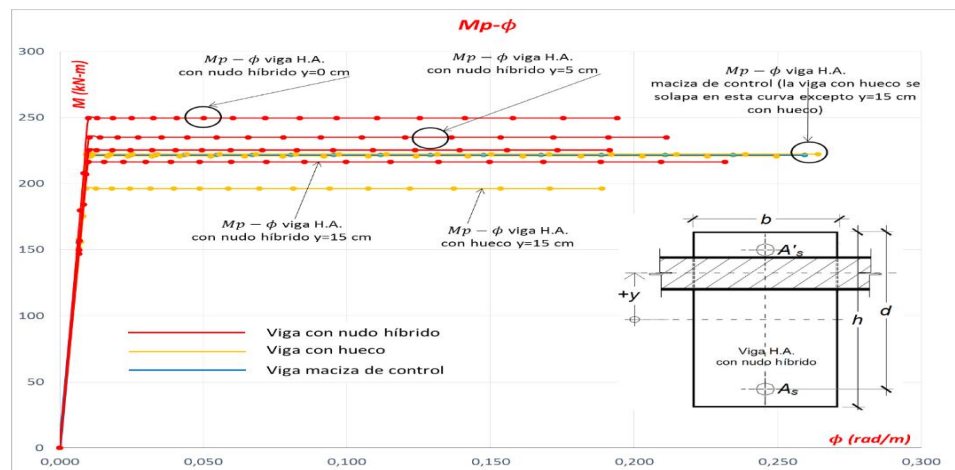


Figura.4.33.  
Diagrama de momento-Curvatura  $M_p - \phi$  de la viga maciza y con nudo híbrido.

## CAPITULO V

### 5.1. Verificación de los objetivos

El primer objetivo específico hace referencia a **“Establecer un marco teórico sobre el comportamiento de nudos homogéneos e híbridos”**.

Este objetivo pudo ser verificado mediante la revisión de la bibliografía existente más relevante sobre el tema, en donde el fin era investigar sobre los distintos tipos de nudos homogéneos e híbridos. Reconociendo un marco teórico que exprese bajo que consideraciones de esfuerzo se mide el comportamiento de estos, proponiendo parámetros de análisis para poder ayudar al correcto proceso de cálculo de cualquier tipo de nudo sea este de hormigón armado, de acero de alta resistencia el cual puede ser empernado y soldado respectivamente, así como también parámetros de análisis y verificación eficiente de los nudos mixtos o híbridos.

El desarrollo de este objetivo se corrobora en el capítulo IV de esta investigación. Como primera instancia se revisó la bibliografía de nudos homogéneos de hormigón armado, en donde se especifica el correcto proceso que debe seguirse para diseño de nudos exteriores, interiores, y esquineros de unión viga-columna, cuyo proceso esta afirmado por el ACI-352S-10, donde se expresa además cuales son los esfuerzos que generalmente actúan en los elementos viga columna los culés debe ser capaz de diferir el nudo.

Después se determinó el marco teórico para el diseño de nudos homogéneos de acero estructural en donde se pudo encontrar una gran variedad de información que permite conocer cómo debe realizarse el correcto diseño de la unión de los elementos, ejemplificando dos tipos de conexiones las soldadas y las empernadas cuyo proceso se fundamenta en el código AISC-2010 y la aplicación del libro de contenido científico como el de (McCormac & Csernak, 2013), además se revisó trabajos de titulación como el de (Cardoso, 2014), (Botella, 2011) y una traducción al español del código del acero (Crisafulli, 2013).

Finalmente se desarrolló el marco teórico para conocer el correcto diseño de conexiones mixtas, el cual se presenta en el capítulo IV en la sección 4.5, la razón de desarrollar esta parte del objetivo se sustenta gracias a la presencia de un sin número de estructuras que se construyen en la actualidad las cuales son de características mixtas o

combinadas, cuyo proceso de diseño y construcción se lo realiza de manera empírica y artesanal en el caso de lo constructivo. Enfocándose así esta parte del objetivo en conseguir las bases adecuadas para llevar a cabo un diseño óptimo, basándose así en realizar una mezcla de las teorías de nudos de hormigón armado y de acero, las cuales toman consideraciones de resistencia casi parecida en donde su comportamiento estructural se debe a la aplicación de los mismos efectos los cuales son los de esfuerzos por corte, axial y momento. Y teniendo en cuenta además los efectos de anclaje, resistencia, estabilidad y adherencia como se lo hace en los nudos convencionales. (ACERO, 1998), (AISC, 2010), (Aznar, 2013), (Gomez, 2014), (Soto, 2013), (Bonett, Comportamiento sísmico de edificios apertados de hormigón armado, 2003).

El segundo objetivo específico se refiere a **“Identificar el marco referencial que pueda ser aplicable al diseño de nudos híbridos”**.

Este objetivo se verificó tomando un extracto de lo investigado sobre el diseño de nudos híbridos sustentado en el capítulo II, en donde se habló de diferentes métodos de diseño para un nudo híbrido, desde la utilización de modelación numérica hasta la utilización de softwares aplicados bajo un sistema de interacción de elementos finitos, además se habló de medir el comportamiento de los nudos híbridos mediante un análisis de referencia mediante la determinación del diagrama momento-curvatura mediante un modelo para hormigón confinado.

Este objetivo fue verificado mediante la extracción de información del capítulo II, de donde se consideraron teorías de análisis para medir el comportamiento de la viga principal de hormigón armado, utilizando un modelo constitutivo para el hormigón confinado bajo las consideraciones de Mander, y un modelo constitutivo trilineal o de curva completo para el acero, el sustento de este objetivo se encuentra plasmado en el capítulo IV en la sección 4.6.1 de este estudio.

El tercer objetivo específico se refiere a **“Modelar nudo mixto mediante software basado en elementos finitos como SAP2000”**.

Este objetivo fue verificado con la ayuda del SAP 2000, con el cual se llevó a cabo la modelación de un ejemplo de nudo híbrido que se está construyendo con mayor frecuencia en el medio y que su diseño metodológico está siendo pasado por alto.

La modelación consistió en el diseño de un nudo híbrido compuesto por una sección de viga principal de hormigón armado de 0,30m de base por 0,50m de altura, atravesada por una metálica de 75mm de alto de un espesor de 3mm, en donde a la viga principal de hormigón se le dieron tres procesos de aplicación de nudo híbrido, el primero considerando que la viga metálica atravesaba la viga de hormigón justa en el centro geométrico ( $y=0$ ), el segundo caso se dio cuando ( $y=5\text{cm}$ ), el tercero cuando la viga metálica estaba a ( $y=10\text{cm}$ ) a partir del centro geométrico de la viga de hormigón y por ultimo cuando la viga metálica se encontraba en la posición ( $y=15\text{cm}$ ). Todo con el fin de encontrar los valores de momento y curvatura otorgados por el software.

El cuarto objetivo específico se refiere a **“Analizar el comportamiento de nudos híbridos hormigón acero”**.

Este objetivo fue verificado a través de los resultados obtenidos de los programas SAP 2000 y Excel, los cuales proporcionaron los valores de los diferentes análisis. Los cuales mostraron que los momentos plásticos generados en una sección hueca, maciza y con nudo híbrido siempre y cuando la oquedad y el nudo híbrido se mantenga en el centro geométrico de la viga maciza de hormigón estos valores se van a mantener casi iguales sin ninguna variación entre resultados significantes, pero si la viga metálica o la oquedad llegase a invadir el bloque de compresión, el momento resistente de la sección maciza baja en relación a la sección con hueco o nudo híbrido, influyendo en la capacidad resistente de la viga de hormigón armado .

En este objetivo se pudo comprobar además lo expuesto en el (ACI, 2011) en la sección para ductos y embebidos en elementos estructurales que siempre y cuando se cumplan con las posiciones dentro del elemento macizo estructural el desempeño será optimo caso contrario este variarán en su capacidad resistente.

## **5.2.Comprobación de la hipótesis**

Se comprobó la hipótesis planteada de que el “nudo híbrido” influye en el comportamiento de la viga principal de hormigón debido a que si se coloca la viga secundaria dentro de la de hormigón armado, el comportamiento de esta varía en función de la posición que se la coloque, es decir en los primeros resultados cuando la viga secundaria de acero atravesaba a la principal de hormigón justo por su centro de

gravedad la variación de momentos plásticos producidos se mantenía normal al igual que el análisis de la viga maciza sin hueco y sin nudo híbrido.

Pero a medida que la viga secundaria ascendía en la altura de la sección transversal de la viga principal de hormigón los momentos plásticos producidos por la viga de metal variaban con respecto a los de la maciza debido a que se invadía el bloque de compresión. Es por tal razón que se llega a obtener el resultado de que si la viga metálica que atraviesa a la de hormigón no se coloca en una posición tal que esta no invada el bloque de compresión sus efectos internos y su resistencia se mantendrá, es decir la viga secundaria metálica influiría en el comportamiento estructural y la capacidad resistente de la de hormigón.

## CAPITULO VI

### 6.1. Conclusiones

A partir de los resultados obtenidos en esta comparación realizada entre secciones transversales de vigas con nudos híbrido sometidas a diferentes condicionales de variación de hueco y nudo por el método de los gráficos  $M - \phi$ , sin considerar todas las acciones en término de fuerzas y momentos que las vigas secundarias metálicas introducen en esa zona de la viga principal de hormigón armado que es, en fin de cuentas, la razón estructural fundamental por la que surge el nudo híbrido, y que es de esperarse que en estudios posteriores demuestre que tiene una influencia significativa sobre los resultados, pueden destacarse las conclusiones siguientes:

En la medida en que la viga metálica se desplaza en la altura desde el centro geométrico de la viga de hormigón armado hasta las fibras comprimidas ( $y=15$  cm) la ductilidad de la sección transversal disminuye hasta aproximadamente 11% con respecto a la viga maciza. Al introducir una oquedad o viga metálica a una viga maciza, esto no le afecta hasta que el hueco invade el bloque de compresiones. El momento plástico del modelo idealizado de curva  $M_p - \phi$  disminuye 2,4% cuando la viga metálica está a  $y=15$  cm invadiendo el bloque comprimido, y 11,5% para la viga con hueco.

Se confirman en este caso que las indicaciones dadas en 6.3 por el código del ACI 318S-11 son aplicables a una sección con hueco y con una viga metálica atravesando, siempre y cuando las fuerzas y momentos que transmita la viga metálica secundaria a la principal en el nudo híbrido no sean significativas, pues mientras se mantenga la abertura y su tamaño dentro de los límites normativos, esta no afectará el desempeño de la sección.

El perfil de acero usado como viga secundaria incrementa notablemente la capacidad de momento en la sección transversal infinitesimal  $dx$ , si se garantiza que la superficie de la viga metálica tenga adherencia perfecta con el hormigón o conectores de cortante, según se aprecia con ayuda de la figura 10. Probablemente esto no se cumple a nivel de sección longitudinal, dado que el perfil de acero no es continuo al igual que las varillas de acero. Además la adherencia no será perfecta entre el perfil de acero y el

hormigón, pues su longitud y superficie no son suficientes y no se han usado conectores de contante en este análisis.

La conclusión anterior sugiere que para validar las hipótesis de compatibilidad de las deformaciones, de la planeidad de la sección aplicadas a la tipología estructural de vigas descrita en este trabajo, se debe recurrir a otros modelos y métodos más complejos para la representación del problema en el estudio, entre los que se puede considerar el método de los elementos finitos, que consideren la interacción entre materiales e involucrar a toda la sección longitudinal y ser comprobados experimentalmente.



## 6.2. Recomendaciones

Es necesario tener en cuenta que el estudio del nudo es una parte fundamental en las estructuras principalmente en aquellas diseñadas para resistir eventos de características extraordinarias.

El diseño de las uniones debe representar la parte fundamental en el proceso de diseño debido que esta la que puede brindar estabilidad y resistencia al recibir los efectos de momento, cortante, axial y torsión que son transferidos por los elementos estructurales.

Para el correcto diseño de los nudos híbridos como homogéneos debe verificarse la capacidad de resistencia bajo efectos de carga cíclica, las cuales son especificadas en los diferentes códigos como AISC, ACI, que son los principales encargados de proponer metodologías de diseños para este tipo de nudos.

Debe considerarse que en un sistema de entre piso compuesto por elementos estructurales de diferentes materiales como los son las vigas principales de hormigón armado y vigas metálicas secundarias que son la que representan este estudio, bajo la concepción de los nudos híbridos que en estos sistemas se forman tienen que ser analizados a profundidad, bajo consideraciones de resistencia, fundamentándose en las teorías de viga débil columna fuerte que es la teoría pilar de las estructuraciones de cualquier tipo de edificación tanto mixta como homogénea. Los momentos plásticos que se producen debido a efectos de carga gravitacional permanente como accidental, así como también la producidas por efectos naturales que actúan sobre las estructuras, débil ser analizados en post del beneficio que ayude a la estabilidad de la estructura.

Para un análisis completo se requiere de un estudio exhaustivo que puede llevarse a cabo bajo la consideración de un modelamiento numérico extenso que puede efectuarse fácilmente mediante un software de análisis finito que ayude a conocer todos los efectos producidos por cargas internas como externas midiendo el comportamiento estructural del elemento.

## CAPITULO VII

### 7.1. Presupuesto

N°	CONCEPTOS	VALORES (USD)
1	Transporte	15.00
2	Desarrollo de la investigación	12.00
3	Material bibliográfico	4.00
4	Copias	3.00
5	Impresiones	30.00
6	Adquisición de software	24.00
7	CDs	5.00
8	Imprevistos (10%)	9.00
	<b>TOTAL</b>	<b>102.00</b>



## BIBLIOGRAFÍA

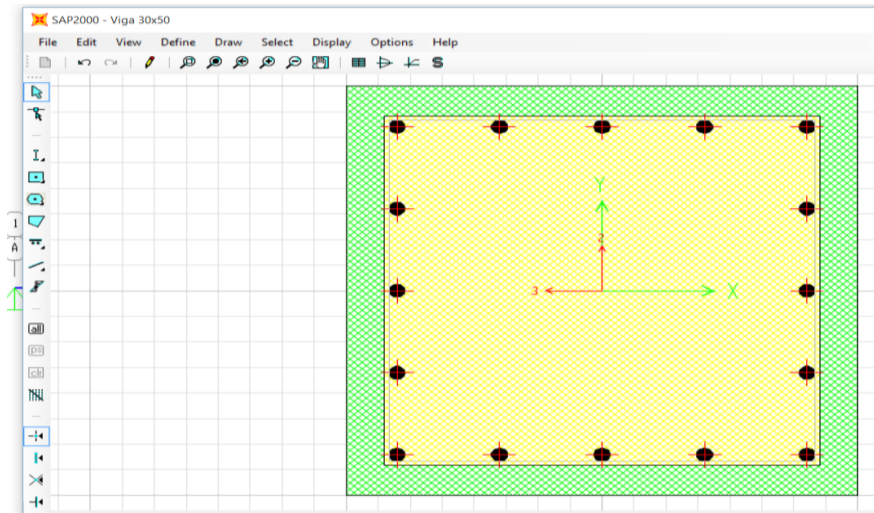
- A.C.I. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. REGLAMENTO, Comité ACI 318, USA. Recuperado el 6 de FEBRERO de 2016, de <http://concrete.org/Publications/DocumentErrata.aspx>
- ACERO, I. T. (28 de DICIEMBRE de 1998). Recuperado el 22 de NOVIEMBRE de 2015, de [https://www.uclm.es/area/ing\\_rural/Acero/Textos/TOMO13.pdf](https://www.uclm.es/area/ing_rural/Acero/Textos/TOMO13.pdf)
- ACI. (2011). *REQUISITOS DE REGLAMENTO PARA CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI-318S-11)*. EE.UU. Recuperado el 22 de NOVIEMBRE de 2015, de [210.42.35.80/G2S/eWebEditor/uploadfile/20110806224616634.pdf](http://210.42.35.80/G2S/eWebEditor/uploadfile/20110806224616634.pdf)
- ACI352RS-02. (2010). *Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado*. American Concrete Institute, Comité Conjunto ACI-ASCE 352. Recuperado el 4 de Marzo de 2016, de [www.concrete.org](http://www.concrete.org)
- Aguiar, R. (19 de FEBRERO de 2013). *Roberto Aguiar Falconí (1), Mary Revelo (2), Willy Tapia (3)*. Recuperado el 22 de NOVIEMBRE de 2015, de <http://ia.espe.edu.ec/wp-content/uploads/2013/02/Conexiones-viga-columna.pdf>
- AHMSA. (2013). *NORMAS Y CARACTERISTICAS A LAS QUE DEBEN SUJETAN LOS ACEROS FABRICADOS POR ALTOS HORNOS EN MEXICO*. MEXICO. Recuperado el 2 de FEBRERO de 2016, de [http://www.ahmsa.com/Acero/Complem/Manual\\_Construccion\\_2013/Capitulo\\_1.pdf](http://www.ahmsa.com/Acero/Complem/Manual_Construccion_2013/Capitulo_1.pdf)
- AISC. (27 de Abril de 2010). *Diseño en acero*. Recuperado el 7 de Marzo de 2016, de Diseño en acero: <http://www.construccionenacero.com/noticias/Documents/AISC%202010%20v22.pdf>
- Alvarez, O., & Cházaro, C. (6 de Junio de 2013). *GERDAU CORSA*. Recuperado el 2016 de Marzo de 2016, de GERDAU CORSA: [http://www.gerdaucorsa.com.mx/articulos/Construccion\\_Compuesta.pdf](http://www.gerdaucorsa.com.mx/articulos/Construccion_Compuesta.pdf)
- AZA, G. (1990). *COMPENDIO DE NORMAS PARA PRODUCTOS DE ACERO*. Recuperado el 2 de FEBRERO de 2016, de <http://descom.jmc.utfsm.cl/sgeywitz/dctos/normas.pdf>
- Aznar, A. (1 de Agosto de 2013). *Politecnica Archivo Digital UPN*. Recuperado el 4 de Marzo de 2016, de Politecnica Archivo Digital UPN: <http://oa.upm.es/16616/>
- Bonett, R. (2003). Comportamiento sísmico de edificios aporticados de hormigón armado. En R. Bonett, *Comportamiento sísmico de edificios aporticados de hormigón armado* (pág. 54). Recuperado el 6 de Marzo de 2016, de <http://www.tesisenred.net/bitstream/handle/10803/6230/06CAPITULO5.pdf?sequence=6>
- Bonett, R. (10 de OCTUBRE de 2003). *RICARDO BONETT DIAZ*. Recuperado el 22 de NOVIEMBRE de 2015, de <http://www.tdx.cat/bitstream/handle/10803/6230/06CAPITULO5.pdf?sequence=6..>

- Botella, F. (18 de Diciembre de 2011). *Universidad de Granada*. Recuperado el 7 de Marzo de 2016, de Universidad de Granada:  
<http://digibug.ugr.es/handle/10481/27288#.VtzbdvnhDIU>
- Cabañas, C. V. (7 de JULIO de 2008). *COCEPCION VELANDO CABAÑAS*. Recuperado el 22 de NOVIEMBRE de 2015, de [http://oa.upm.es/6018/1/articulo\\_ponencia\\_valencia.pdf](http://oa.upm.es/6018/1/articulo_ponencia_valencia.pdf)
- Cardoso, L. (22 de Septiembre de 2014). *Repositorio Institucional de la Escuela Superior Politécnica de Chimborazo*. Recuperado el 7 de Marzo de 2016, de Repositorio Institucional de la Escuela Superior Politécnica de Chimborazo:  
<http://dspace.esoch.edu.ec/handle/123456789/3531>
- Crisafulli, F. (2013). *ASOCIACION LATINO AMERICANA DEL ACERO*. Recuperado el 21 de FEBRERO de 2016, de ALACERO: [www.alacero.org](http://www.alacero.org)
- Gomez, A. (24 de AGOSTO de 2014). *Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural*. Recuperado el 22 de NOVIEMBRE de 2015, de Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural:  
[http://www.smie.org.mx/SMIE\\_Articulos/co/co\\_18/te\\_02/ar\\_06.pdf](http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_18/te_02/ar_06.pdf)
- Gómez, C. D. (Abril de 2010). *Universidad politecnica de cartagena*. Recuperado el 11 de Noviembre de 2015, de  
<http://repositorio.bib.upct.es:8080/jspui/bitstream/10317/1470/1/cdg.pdf>
- Hawileh, R., Rahman, A., & Tabatabai, H. (22 de Abril de 2010). *ScienceDirect*. Recuperado el 3 de Marzo de 2016, de ScienceDirect:  
<http://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0307904X09003928>
- Herrera, R. (5 de Noviembre de 2010). Conexiones para elementos compuestos. (Alacero, Ed.) Buenos Aires, Buenos Aires, Argentina. Recuperado el 11 de Noviembre de 2015, de <http://www.construccionenacero.com/Material%20Tecnico/Construccion%20Mixta/ConexionesConstrMixta%20%28%20%29%20b.pdf>
- López Aznar, A. C. (30 de AGOSTO de 2011). *Aznar López, A., Cervera Bravo, J., Ortiz Herrera, J. M., & Hernando García, J. I.* Recuperado el 22 de NOVIEMBRE de 2015, de [http://oa.upm.es/19640/1/INVE\\_MEM\\_2011\\_123897.pdf](http://oa.upm.es/19640/1/INVE_MEM_2011_123897.pdf)
- Lybrary, A. (15 de NOVIEMBRE de 2015). *A.S.C.E LYBRARY*. Recuperado el 22 de NOVIEMBRE de 2015, de [http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1989\)115:11\(2858\)](http://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/(ASCE)0733-9445(1989)115:11(2858))
- McCormac, J. C., & Csernak, S. F. (2013). *Diseño de Estructuras de Acero* (Quinta Edición ed.). (L. Á. Díaz, Ed.) Mexico: AlfaOmega. Recuperado el 7 de Marzo de 2016, de <http://www.alfaomega.com.mx>
- N.E.C. (2015). *ESTRUCTURA DE HORMIGON ARMADO*. ECUADOR: Dirección de Comunicación Social, MIDUVIDiciembre. Recuperado el 31 de ENERO de 2016
- N.E.C. (2015). *ESTRUCTURAS DE ACERO*. ECUADOR: Dirección de Comunicación Social, MIDUVI. Recuperado el 6 de FEBRERO de 2016
- Nawy, R. E. (2008). *CONCRETO REFORZADO*. Recuperado el 31 de ENERO de 2016
- Nilson., A. H. (2001). *DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO*. (E. A. H., Ed.) COLOMBIA: MCGRAW-HILL INTERAMERICANA, S.A. Recuperado el 26 de ENERO de 2016

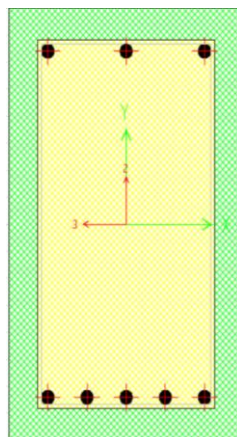
- Paco. (30 de septiembre de 2008). Recuperado el 3 de Marzo de 2016, de <http://bibing.us.es/proyectos/abreproy/4520/fichero/06+Intro+Est+Mixtas.pdf>
- Parker, H. (2008). *DISEÑO SIMPLIFICADO DE CONCRETO REFORZADO*. (SEXTA EDICION ed.). MEXICO: Limusa Wiley. Recuperado el 26 de ENERO de 2016
- Picazo, A. (11 de MAYO de 2007). *UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID*. Recuperado el 10 de FEBRERO de 2016, de UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID: <http://oa.upm.es/3786/1/Picazo-E15.pdf>
- Romo, M. (2006). *TEMAS DE HORMIGON ARMADO*. ECUADOR. Recuperado el 2 de FEBRERO de 2016
- Romo., M. (2006). *FUNDAMENTOS DEL HORMIGON SIMPLE*. ECUADOR. Recuperado el 31 de ENERO de 2016, de <http://bvirtual.espe.edu.ec/publicaciones/librosvirtuales/temas-de-hormigon.htm>
- Ruiz, J. (19 de Noviembre de 2013). *UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA*. Recuperado el 3 de Marzo de 2016, de UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE VALÈNCIA: <https://riunet.upv.es/handle/10251/33752>
- Soto, J. (16 de enero de 2013). *Universidad Católica Andrés Bello*. Recuperado el 3 de Marzo de 2016, de Universidad Católica Andrés Bello: <http://biblioteca2.ucab.edu.ve/anexos/biblioteca/marc/texto/AAS3846.pdf>

# ANEXOS

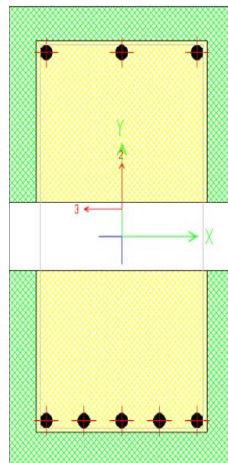
Anexo. 1. Modelada de viga maciza de hormigón armado.



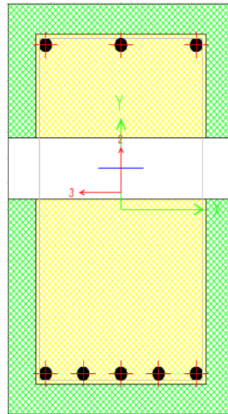
Anexo. 2. Viga maciza de 30 x 50 cm.



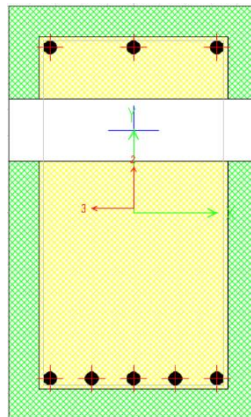
Anexo. 3. Viga de hormigón con oquedad en el centro.



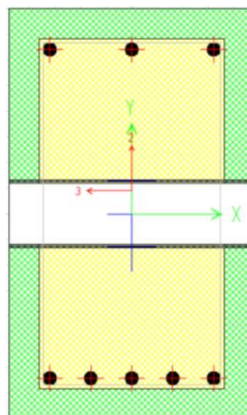
Anexo. 4. Viga de hormigón con oquedad a 5 cm del centro geométrico.



Anexo. 5. Viga de hormigón con oquedad a 10 cm del centro geométrico.

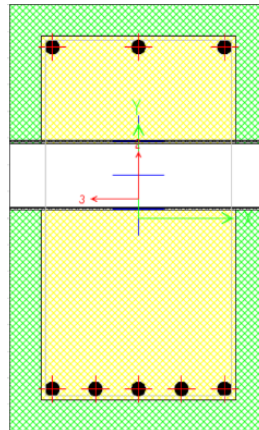


Anexo. 5. Viga de hormigón atravesada por viga metálica en su centro geométrico.

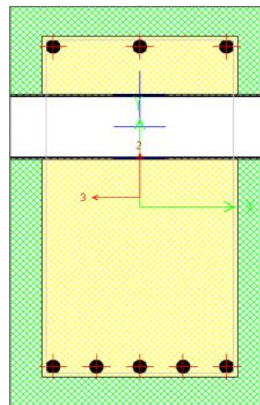




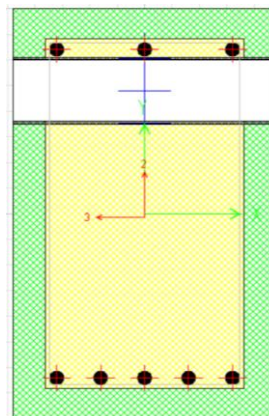
Anexo. 5. Viga de hormigón atravesada por viga metálica a 5 cm su centro geométrico.



Anexo. 6. Viga de hormigón atravesada por viga metálica a 10 cm su centro geométrico



Anexo. 7. Viga de hormigón atravesada por viga metálica a 15 cm su centro geométrico



## Anexo. 8. Grafica del momento de curvatura.

