



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO: INGENIERÍA ESTRUCTURAL



**PROPUESTA DE DISEÑO DE CONEXIÓN A MOMENTO EN
ESTRUCTURAS MIXTAS CONFORMADAS POR COLUMNAS
DE CONCRETO ARMADO Y VIGAS DE ACERO**

(Trabajo Especial de Grado presentado como requisito para optar al título de Ingeniero
Civil)

Elaborado por: Rueda C. Alexander G.

Vásquez M. Odra C.

Tutor: Prof. Edson Martínez

Valencia, Octubre 2012



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO: INGENIERÍA ESTRUCTURAL



**PROPUESTA DE DISEÑO DE CONEXIÓN A MOMENTO EN
ESTRUCTURAS MIXTAS CONFORMADAS POR COLUMNAS
DE CONCRETO ARMADO Y VIGAS DE ACERO**

Elaborado por: Rueda C. Alexander G.

Vásquez M. Odra C.

Tutor: Martínez Edson

Valencia, Octubre 2012

DEDICATORIA

Dedicado a Dios y la Virgen del Socorro por el equilibrio espiritual y mental durante esta etapa y este proceso.

A mis padres que fueron la gasolina en cada momento de fallas, fueron la mano amiga que estaba ahí para levantar y animar. Son únicos, son admirables. No, no es una frase trillada, es que lo son y son míos

A mi compañera, Odra, que en esta transición se convirtió en una gran amiga. De esas personas que tienen mucho valor humano y que Dios pone en tu camino por bien.

A nuestro tutor y profesor, por sacar tiempo, paciencia y conocimientos entre sus tantas ocupaciones para que lográramos este objetivo. Eso es de mucho valor.

A todos quienes durante este recorrido, fueron en silencio las piezas claves, con palabras, consejos, ánimo, momentos, en fin; es un tanto egoísta resumirles en tan pocas líneas, para tan grandes vivencias.

A quienes sin saberlo, influyeron en este camino, desde que pisara la UC y que amara a esta facultad, a esta carrera, hasta que lograra este, mi último trabajo de Pregrado. Pero faltarían líneas para nombrarles a ustedes que en intervalos de mi vida marcaron tanto. Entre ellas tú, Angelina Cascone; a gritártelo bien duro para que lo oigas allá arriba. GrazieMile.

¿me falta algo?, ¿me falta alguien?. ¿si?, ¿no?. Probablemente, los agradecimientos están, los momentos también. Por ello Gracias Totales.

c'esttout.

Alexander Rueda Cascone

DEDICATORIA

Quiero dedicar este logro, este objetivo cumplido a DIOS, quien ha sido mi guía durante todos estos años y lo seguirá siendo siempre! Además, todas mis metas van dedicadas a mis padres (Consuelo y Vladimir), quienes constantemente me brindaron tanto amor, tanto apoyo incondicional, tantas enseñanzas, y definitivamente sin todo esto, mis logros no serian alcanzados de la misma manera. Así que siempre les estaré eternamente agradecida por ser unos padres únicos y agradezco a Dios la familia tan hermosa que tengo (Mis padres y hermana).

Quiero agradecer a John, por ser además de mi novio, un gran amigo, que siempre me apoyó y entendió en los momentos en que lo necesité. A mi tutor Edson Martínez por sus enseñanzas y por siempre sacar tiempo para dedicarnos y cumplir este objetivo. También quiero agradecer a mi compañero de tesis y amigo Alex, quien siempre tuvo la paciencia y amabilidad para entenderme además de ser una persona tan positiva y con un gran corazón!

A muchas personas amigas y familiares, entre ellos mi Abuela Emilia, Petrica, tíos, primos, padres de amigos y numerosas amistades que estuvieron en mi camino durante este recorrido, los cuales son muchos para ser nombrados aquí pero que siempre agradeceré y estarán presentes en mi corazón.

Por tantos momentos, tantas anécdotas y experiencias vividas... Simplemente
MUCHAS GRACIAS a todos!

Odra Vásquez

AGRADECIMIENTOS

A la ilustre Universidad de Carabobo, la cual nos acogió durante esta trayectoria en sus instalaciones, permitiéndonos formar como profesionales. Sabremos recompensarle dejando en alto su nombre durante esta nueva etapa.

A nuestros padres y familiares, quienes fueron la pieza fundamental que nos impulso y apoyo de manera constante y paciente durante el transcurso de nuestra carrera para que lográramos nuestro objetivos. Demás está decir que este logro les pertenece, por ello nuestro humilde agradecimiento que es muy grande en comparación con estas líneas y el valor que amerita.

Al Ing. Edson Martínez, quien fue nuestro profesor durante la carrera además de nuestro tutor y guía, aportando apoyo académico y profesional. Por cedernos la confianza, tiempo importante y asesoría lo cual representa un alto valor para poder llevar a cabo el desarrollo de este trabajo de grado. Nuestras más grandes muestras de respeto y agradecimientos para usted.

Al Ing. Edinson Guanchez, por haberse involucrado y apoyado de forma interesada en la ejecución durante este proceso, aportando asesoría e información de alto valor que permitió el desarrollo del presente trabajo.

A nuestros amigos, y todos aquellos que nos apoyaron y participaron de una u otra forma durante intervalos en el desarrollo de nuestro proceso de formación, vayan nuestros más sinceros agradecimientos.

Odra Vásquez y Alexander Rueda



REPÚBLICA BOLIVARIANA DE VENEZUELA
UNIVERSIDAD DE CARABOBO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
DEPARTAMENTO: INGENIERÍA ESTRUCTURAL



PROPUESTA DE DISEÑO DE CONEXIÓN A MOMENTO EN ESTRUCTURAS MIXTAS CONFORMADAS POR COLUMNAS DE CONCRETO ARMADO Y VIGAS DE ACERO

Elaborado por: Rueda C. Alexander G.

Vásquez M. Odra C.

Tutor: Ing. Edson Martínez

Fecha: Octubre 2012.

RESUMEN

El presente trabajo de investigación tiene como propósito fundamental desarrollar una metodología de diseño sismorresistente de las conexiones en estructuras mixtas de columnas rectangulares de concreto armado y vigas de acero. Metodológicamente la investigación se enmarca en un diseño no experimental, de campo y documental, en base a datos e información tomados tanto de textos como de registros de antecedentes. En cuanto a las técnicas e instrumentos de recolección de datos, la documentación fue sustentada por libros, información de páginas web, artículos técnicos, normas venezolanas vigentes, normas americanas vigentes para lograr soportes y fundamentos teóricos. Como resultado fue desarrollada una metodología de diseño sismorresistente de las conexiones en estructuras mixtas de columnas rectangulares de concreto armado y vigas de acero aplicando los criterios de las normas COVENIN 1618-98, COVENIN 1753-06 y la AISC 360-2005. Fue elaborada una hoja de cálculo como herramienta de apoyo, así como se indicó una metodología de diseño para dichas conexiones.

Descriptores: Conexiones Viga-Columna, Estructuras Mixtas, Sismorresistente, Norma COVENIN, Norma AISC, Metodología de diseño.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA.....	iv
AGRADECIMIENTOS.....	vi
RESUMEN.....	vii
ÍNDICE GENERAL.....	viii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	x
ÍNDICE DE TABLAS	xii
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I	3
EL PROBLEMA	3
Planteamiento del Problema.....	3
Formulación del Problema.....	4
Objetivos de la Investigación.....	5
Objetivo General	5
Objetivos Específicos.....	5
Justificación.....	5
Alcances y limitaciones.....	6
CAPÍTULO II	8
MARCO TEÓRICO	8
Antecedentes de la Investigación.....	8
Bases Teóricas.....	9
Clasificación de la estructura.....	10
Característica de los Materiales	14
Concreto.....	17
Planchas.....	17

Acero estructural	19
Soldaduras	20
Elementos estructurales en construcción.....	36
Conexiones.....	37
Conexiones en sistemas mixtos.....	37
Ensayos realizados que fundamentan el estudio.....	39
Marco Normativo Legal.....	41
CAPÍTULO III.....	48
MARCO METODOLÓGICO	48
Tipo de Investigación.....	48
Diseño de la Investigación.....	48
Población y Muestra.....	49
Descripción de la Metodología.....	49
Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos.....	51
Análisis de Datos.....	51
CAPITULO IV	53
LA PROPUESTA	53
Condiciones para el diseño.....	54
Fuerzas en la conexión.....	57
Consideraciones de resistencia.....	61
Modos de falla en las juntas.....	61
Ancho efectivo de la junta.....	62
Aplastamiento del concreto.....	65
Cortante horizontal.....	68
Consideraciones de detallado.....	72
Ligaduras horizontales	72
Barras verticales de las columnas	77
Planchas de Apoyo (FBPs).....	79
Alas de la viga de acero	80
Placas de apoyo extendidas.....	81

Consideraciones para la construcción.....	82
Metodología de Diseño.....	83
CAPITULO V	95
CONCLUSIONES	95
RECOMENDACIONES	97
BIBLIOGRAFÍA	99
ANEXOS	100
1.Características de los materiales.....	101
2.Descripción de los ensayos.....	102
2.1.Diseño y detalles de los ensayos.....	105
2.1.1.Detalles de la Viga.....	106
2.1.2.Detalles de las columnas.....	110
2.2.Propiedades de los Materiales.....	113
2.3.Sistema de carga.....	115
2.4.Procedimiento general de ensayo.....	116
2.5.Resultados Experimentales.....	117
3.Ejemplos de cálculos:.....	120

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Detalles referentes al desgarramiento laminar, problemas y soluciones	22
Figura 2. Detalles referentes al desgarramiento laminar, problemas y soluciones	22
Figura 3. Tipos de soldadura.....	23
Figura 4. Soldadura de ranura.....	24
Figura 5. Soldadura a filete.....	27
Figura 6. Área efectiva en una soldadura de filete.....	28
Figura 7. Ejemplo del uso de las planchas de relleno.....	36
Figura 8. Edificaciones mixtas en acero-concreto.....	37

Figura 9. Conexión viga de acero a columna de hormigón o columna de acero embebida en hormigón.....	39
Figura 10. Configuración de la junta tipo interior y exterior están sustentadas por las directrices	54
Figura 11. Configuraciones de las junta de tope no están sustentadas por las directrices	54
Figura 12. (a) Profundidad de la columna de concreto medida paralelo a la viga. (b) Profundidad de la viga de acero medida paralelo a la columna.....	55
Figura 13. Posible detallado de las juntas. (a) Con placas de apoyo, (b) Con placas de apoyo extendida y (c) Refuerzo vertical en la junta.....	57
Figura 14. Fuerzas de los miembros que actúan en la junta.....	58
Figura 15. Diseño de fuerzas en la junta: (a) Interior y (b) Exterior.....	59
Figura 16. Modos de falla en la junta: (a) Falla por cortante del panel, (b) Aplastamiento del concreto.....	62
Figura 17. Panel interior, Panel Exterior.....	63
Figura 18. Planchas de apoyo ajustadas al perfil	63
Figura 19. (a) Planchas de apoyo extendidas, y (b) Planchas de apoyo anchas.....	63
Figura 20. Mecanismos de transmisión de fuerza horizontal al panel exterior de acero a través de planchas de apoyo extendidas	65
Figura 21. Equilibrio de las fuerzas de diseño en la unión y fuerzas resultantes internas: (a) Unión típica; (b) Fuerzas aplicadas en la junta; y (c) Relación de fuerzas verticales	67
Figura 22. Mecanismos de corte en la unión: (a) Panel de acero; (b) Compresión diagonal interna del concreto; y (c) Sección a compresión externa del concreto	69
Figura 23. Ligaduras de refuerzo	73
Figura 24. Fuerzas en el refuerzo longitudinal: (a) Bajas cargas axiales, (b) Elevadas cargas axiales	78
Figura 25. Comportamiento idealizado del pórtico b) modelo para la muestra.....	106
Figura 26. Pruebas de las muestras desde la #3 hasta la #9	106
Figura 27. Detalles de las vigas en el área de la junta para las muestras 1 y 2	107

Figura 28. Detalles de las vigas en el área de la junta: a) para la muestras 3, b) detalle para la muestra 4 y c) para la muestra 5.....	108
Figura 29. Detalles de las vigas en el área de la junta: a) para la muestras 6, b) detalle para la muestra 7	109
Figura 30. Detalles de las vigas en el área de la junta: a) para la muestras 8, b) detalle para la muestra 9	110
Figura 31. Detalles del refuerzo en la junta para el grupo 1 en vista de corte y vista de planta.	112
Figura 32. Detalles del refuerzo en la junta para las pruebas 3 hasta 7 y 9, en vista de corte y vista de planta.....	112
Figura 33. Detalle del refuerzo en la junta para la prueba 8, en vista de corte y vista de planta	113
Figura 34. Esquema del sistema de cargas.....	116
Figura 35. Detallado de ejemplo n°1.	120

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Acrónimos según la AISC.....	11
Tabla 2. Correspondencia entre las estructuras mixtas acero-concreto definidas en la norma COVENIN-MINDUR 1618-98, los de la tabla 6.4 de la norma COVENIN-MINDUR 1756-2001 y los de las normas norteamericanas (AISC, UBC, etc.).....	12
Tabla 3. Diámetros mínimos de doblez de acero de refuerzo longitudinal.....	15
Tabla 4. Recubrimientos mínimos	16
Tabla 5. Materiales de planchas	18
Tabla 6. Propiedades del acero estructural.....	19
Tabla 7. Espesor efectivo de la garanta de soldaduras de ranura de penetración parcial.....	25
Tabla 8. Espesor efectivo en soldaduras de ranura abocinada	26

Tabla 9. Espesor mínimo de la garganta efectiva de soldaduras de ranura de penetración parcial	26
Tabla 10. Tamaño mínimo de soldadura de filete.....	29
Tabla 11. Características de las barras de refuerzo	101
Tabla 12. Resumen de la serie de ensayos.	104
Tabla 13. Dimensiones de los miembros	105
Tabla 14. Propiedades de los materiales cupones de acero y barras de refuerzo.....	114
Tabla 15. Resistencia de los cilindros de concreto	115
Tabla 16. Resumen de los resultados de los ensayo.....	119

INTRODUCCIÓN

Uno de los principales factores a tener en cuenta en el diseño de una estructura, es el comportamiento de su conexión, por ser esta una de las garantías de estabilidad y respuesta efectiva de la estructura ante las cargas de diseño y las fuerzas ejercidas por un eventual sismo. Por lo cual no hay una estructura segura si la unión que sostiene los elementos y la edificación no funciona de manera adecuada. Si el diseñador busca cumplir con esta garantía y al mismo tiempo desea proporcionar rapidez constructiva, es posible emplear la combinación de elementos de materiales distintos, tales como el acero para las vigas y el concreto para las columnas. Dichas combinaciones eran una incertidumbre y a finales de 1980, desde institutos como la Universidad de Texas, conjuntamente con las normativas de la AISC, se emprenden investigaciones sobre el comportamiento de uniones entre estos materiales, permitiendo esclarecer dudas ante tales incertidumbres y permitiendo obtener parámetros de diseños ante diversas características.

El propósito de estudio fue generar una metodología de diseño sismorresistente de la conexión a momento en estructuras mixtas que se encuentre conformadas por columnas rectangulares de concreto armado y vigas de acero. Este propósito es motivado a una gran necesidad profesional y educativa dada por la falta de información precisa en el mercado Venezolano sobre este tema, ya que la información al respecto es sumamente escasa y no se adapta a las normas Venezolanas vigentes.

Por consiguiente, este trabajo se basa en las normativas Venezolanas COVENIN 1618-98 "Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados Límites", la

Norma Venezolana de Edificaciones sismorresistentes COVENIN 1756-2001 y la norma Venezolana 1753:2006 “Proyecto y construcción de obras en concreto estructural”, así como la guía de León R, “Composite construction design for buildings”, permitiendo adaptar el propósito del estudio a las normativas venezolanas y adicionalmente generar una hoja de cálculo que refleje la metodología practica del diseño de conexiones a momento entre columnas de concreto y vigas de acero.

En este sentido, la estructura del presente estudio se presenta en capítulos, organizados por contenido, los cuales se describen a continuación:El Capítulo I está conformado por el planteamiento del problema, los objetivos de la investigación (general y específicos), así como también contiene la justificación de la investigación, los alcances y las limitaciones de la investigación.

Por otra parte, el Capítulo II del presente trabajo, consiste en la presentación del marco teórico que sustenta el trabajo investigativo y lo integran los antecedentes y las bases teóricas. Ahora bien, el Capítulo III viene conformado por el marco metodológico, que incluye el diseño y el tipo de investigación, las técnicas e instrumentos de recolección de datos y el procedimiento de la metodología.

El estudio se ve complementado por el Capítulo IV, el cual viene dado por el análisis e interpretación de los resultados del estudio general de la presente investigación. Por último se presenta el Capítulo V, en el cual se ven reflejadas las conclusiones y recomendaciones del presente trabajo de grado.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

Planteamiento del Problema

En la actualidad en el mercado constructivo se ha observado gran variedad de edificaciones en las cuales se utilizan tanto elementos de concreto armado, como miembros de acero estructural, que conforman de una manera conjunta el sistema estructural resistente tanto de cargas gravitatorias como de cargas inducidas por sismos, y se conocen como estructuras mixtas o compuestas.

El uso de este tipo de estructuras posee ventajas innegables desde el punto de vista estructural y constructivo, al utilizar las bondades de cada material, ya que el acero aporta resistencia, ductilidad, capacidad de cubrir grandes luces, altas velocidades de construcción y baja relación peso/resistencia, mientras que el concreto brinda rigidez, amortiguamiento, resistencia al fuego, cualidades aislantes, durabilidad frente a diferentes condiciones ambientales y economía; que han hecho que este tipo de construcción sea extremadamente eficiente desde el punto de vista de resistencia, rigidez, capacidad de deformación y con un uso cada vez más común, aunque muchas veces se lleva a cabo sin respaldo normativo amplio, lo que conlleva a obtener estructuras en las que no se garantiza un comportamiento estructural adecuado, en las cuales uno de los puntos más deficientes lo constituyen las conexiones entre los elementos de concreto y los elementos de acero.

Numerosas fallas estructurales no solo ocurren por deficiencias en el análisis o por un diseño inadecuado de los miembros, sino porque no se presta la suficiente atención en el diseño y el análisis de las juntas, siendo estas las encargadas de transmitir las fuerzas entre los miembros y mantener la integridad de la estructura bajo cargas aplicadas, la mayoría de los códigos y especificaciones actuales, particularmente aquellos que se basan en el diseño de los estados límites, reconocen a las conexiones como el vínculo potencialmente más débil en la estructura y por ende requieren un mayor margen de seguridad.

En este sentido la inadecuada elaboración de estas conexiones, el incumplimiento o de las normas vigentes, o incluso la carencia de estas, puede generar una respuesta indeseable de la estructura al verse sometida a un evento sísmico, cuya acción podría generar incluso la falla de los elementos o de la estructura en sí. Esta situación es preocupante sobre todo en países con peligrosidad sísmica relevante, como lo es Venezuela, lo que puede constituir un alto riesgo para las edificaciones con este tipo de diseño y por consiguiente los ocupantes de las mismas. Por lo anteriormente expuesto, se propone un diseño de las conexiones a momento en estructuras mixtas, en este caso las conformadas por columnas de concreto armado y vigas de acero con el fin de mejorar su comportamiento en este tipo de construcciones.

Formulación del Problema

¿Cuál es la metodología de diseño de la conexión a momento de columnas rectangulares en concreto armado y vigas de acero, que garantice el mejor desempeño de una edificación?

Objetivos de la Investigación

Objetivo General

Desarrollar una metodología de diseño sismorresistente de la conexión a momento en estructuras mixtas conformadas por columnas rectangulares de concreto armado y vigas de acero.

Objetivos Específicos

1. Revisar las bases teóricas que presentan el diseño sismorresistente de conexiones en estructuras mixtas.
2. Identificar los requerimientos necesarios para un diseño adecuado de este tipo de conexiones
3. Establecer una metodología de diseño de conexiones a momento en estructuras mixtas conformadas por columnas rectangulares de concreto armado y vigas de acero, sometidas a cargas sísmicas, que cumplan con la normativa vigente.
4. Realizar una hoja de cálculo que permita aplicar la metodología de diseño propuesta.

Justificación

A partir de la ocurrencia de diversos eventos sísmicos alrededor del mundo, se ha evidenciado que uno de los puntos más susceptibles en una edificación y al cual se le debe prestar máxima atención, lo constituyen las conexiones vigas-columnas. El desconocimiento sobre el cálculo y diseño de estas conexiones en estructuras mixtas es originado entre otras causas por la carencia de bases normativas precisas para su diseño que contemplen de forma completa e integral la capacidad de utilizar conjuntamente el acero y el concreto; hoy en día es común que el ingeniero en la práctica calcule la resistencia y rigidez de un elemento mixto como si éste fuese sólo

de acero o sólo de concreto armado, es decir, sin considerar el aporte del otro material, por lo que la elaboración de una metodología de cálculo y diseño, permitirá considerar de manera adecuada el aporte de los dos materiales y establecer un basamento mediante el cual se puedan ejecutar de manera correcta las conexiones de este tipo de sistema constructivo.

En este sentido, en Venezuela es común que los proyectistas no implementen este tipo de sistema constructivo debido al desconocimiento de su uso por parte del constructor, el dilema de proyectar la estructura con sólo acero o sólo concreto, además de que muchos programas comerciales de análisis y diseño aún no incorporan esta acción conjunta en los cálculos, y sobretodo dudas en la hipótesis sobre el comportamiento de estas conexiones bajo cargas sísmicas, de este modo la publicación de este trabajo dotará a estudiantes y profesionales de la ingeniería civil de una referencia adecuada sobre el diseño de las conexiones en estructuras mixtas de columnas rectangulares de concreto armado y vigas de acero, promoviendo a su vez dicho método en el ámbito académico y laboral. Así mismo, la metodología de diseño obtenida con esta investigación podrá ser utilizada como herramienta para generar programas de adecuación estructural en edificaciones que utilicen este tipo de diseño, con el fin de mejorar su desempeño estructural, lo que se traducirá en mayor seguridad para los usuarios.

Alcances y Limitaciones

Alcances

- Establecer una metodología de cálculo y diseño de conexiones entre columnas rectangulares de concreto armado y vigas de perfiles de acero en estructuras de marcos planos que transfieran momentos significativos.

- Se contemplan los criterios establecidos por Composite construction design for buildings (Ivan M. Viest, Joseph P. Colaco, Richard W. Furlong, Lawrence G. Griffis, Roberto T. Leon, Loring A. Wylie, 1997).
- La filosofía de diseño se basó en el método LRFD (Métodos de los Estados Límites).
- En el presente trabajo de investigación se desarrolla un procedimiento de diseño manual y una hoja de cálculo que permite determinar el comportamiento de una conexión a momento además de su diseño, entre vigas de acero y columnas rectangulares de concreto armado.
- La metodología de cálculo propuesta en la presente documentación, toma en consideración las conexiones tipo interior y tipo exterior, las cuales tendrán planchas de apoyo que pueden ser o no extendidas o anchas y acero de refuerzo vertical de la columna, el cual puede atravesar o no la viga de acero en la conexión.
- El diseño de las soldaduras de las planchas de apoyo a la viga no será contemplado en este estudio.

Limitaciones

Según Arias Fidas G. (2006) las limitaciones “son obstáculos que eventualmente pudieran presentarse durante el desarrollo del estudio y que escapan del control del investigador” (p. 106). Las dificultades que se presentaron en este trabajo de investigación fueron las siguientes:

- Las normas utilizadas de la AISC, así como la documentación encontrada, están escritas en inglés lo que dificulta el establecimiento de criterios respecto a las normativas Venezolanas.
- El material disponible en este tipo de conexión es limitado, debido a las pocas investigaciones en esta rama de la ingeniería civil en nuestro país, y en su mayoría son provenientes de estudios y ensayos estadounidenses, con factores y unidades distintos a los establecidos en las normativas venezolanas.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

Antecedentes de la Investigación

Se han realizado diversos trabajos investigativos en torno al diseño de las conexiones en estructuras mixtas conformadas por columnas de concreto armado y vigas de acero que resultan de interés para el presente estudio, dado su valor teórico y/o metodológico.

Deierlein, G; Yura, J; Jirsa, J (1988), la cual tiene por nombre “Design of moment connections for Composite framed structures”, Universidad de Texas, Austin. En este trabajo se presenta un modelo analítico con el propósito de poder calcular la rigidez de la junta y aportar recomendaciones para el diseño de este tipo de juntas entre elementos de acero estructural y concreto armado, basándose en los resultados obtenidos de los ensayos elaborados para nueve tipos distintos de conexiones compuestas. Dicha publicación aportará una diversidad importante de criterios para la elaboración del presente trabajo investigativo.

Colaco, J; Furlong, R; Griffis, L; León yR; Wyllie, L (1997), el cual se titula “Composite construction design for buildings”. Este libro, basado en los códigos actualizados del método LRFD (Load resistance factor design), es una recopilación de los conocimientos más actualizados en edificaciones aporticadas, en las cuales se combina el acero con elementos de concreto, como losas, muros, columnas, para proporcionar sistemas estructurales más eficientes y económicos. Adicionalmente,

incluye consideraciones básicas para el análisis y diseño de juntas mixtas, compuestas e híbridas en este tipo de estructuras. Siendo estos temas de gran importancia para el planteamiento de un diseño factible en la construcción Venezolana.

Sheikh Muhammad Tauqir (1987), elaboró una tesis doctoral titulada “Moment connections between Steel beams and concrete columns”, Universidad de Texas, Austin; cuyo objetivo es presentar los resultados y las conclusiones sobre el comportamiento de dos grupos de ensayos; un primer grupo conformado por dos muestras de características similares y un segundo grupo conformado por siete muestras. Estas fueron elaboradas para estudiar el comportamiento de las planchas de apoyo en las juntas, de manera tal que se pudieran llegar a establecer ciertos parámetros de diseño para los distintos tipos de conexiones a momento entre vigas de acero y columnas de concreto. Tales parámetros, fueron de interés para la elaboración de una propuesta de diseño de las conexiones en estructuras mixtas, ya que sustentaran el análisis del comportamiento de estas conexiones.

Es posible evidenciar en esta serie de investigaciones, un aporte significativo en la rama de la ingeniería civil, con especial énfasis en la ejecución de estructuras mixtas acero-concreto, brindando un apoyo para el diseño de las conexiones en este tipo de edificaciones.

Bases Teóricas

Estas comprenden un conjunto de conceptos y proposiciones que constituyen el apoyo del trabajo de investigación, ya que constituyen un punto de vista o enfoque determinado, dirigido a explicar el fenómeno o problema planteado. Se utilizarán bases teóricas para fundamentar algunas afirmaciones que se harán en la presente investigación, Sampieri R. (1991) expresa que el fundamento teórico “sustenta teóricamente el estudio, ello implica analizar y exponer aquella teoría, enfoque

teórico, investigación y antecedentes en general que se consideran válidos para el correcto encuadre del estudio” (p. 29).

De este modo, las conceptualizaciones que forman parte de las bases teóricas que integran el presente estudio se describen a continuación:

Aspectos Generales

La ductilidad inherente al material acero puede perderse por prácticas inadecuadas de diseño, fabricación o construcción. Las disposiciones sismorresistentes de la Norma Venezolana COVENIN-MINDUR 1618-1998 *Estructuras de Acero para Edificaciones* están orientadas a conservar en la estructura la ductilidad propia del material, sin embargo en el caso de las estructuras mixtas o compuestas debe usarse esta Norma Venezolana conjuntamente con la Norma Venezolana COVENIN – MINDUR 1756-98 *Edificaciones Sismorresistentes*, para efectos de cálculo, diseño, detallado e inspección de este tipo de estructuras.

Clasificación de la estructura

Para fines normativos, la estructura deberá estar clasificada bajo tres parámetros imprescindibles que son: tipo estructural, nivel de diseño sísmico y según el tipo de conexiones, como se mostrará a continuación.

Clasificación según su tipo estructural:

Esta clasificación tiene como finalidad facilitar al ingeniero la identificación de las zonas de disipación de energía que requieren un análisis, detallado y fabricación mucho más cuidadosos. La estructura debe quedar clasificada según su tipo estructural, como lo especifica el artículo 3.2 de la norma Venezolana COVENIN-MINDUR 1618-98.

En el caso de Estructuras mixtas acero – concreto, la clasificación viene dada según su tipo, como se refleja en la tabla 2.1 y según el nivel de diseño, mostrada en la tabla 2.2

Tabla 1

Acrónimos según la AISC

C-EBF (Composite Eccentrically Braced Frames).	Pórticos mixtos con arriostramientos excéntricos. Se consideran con capacidad especial de disipación de energía.
C-IMF (Composite Intermediate Moment Frames).	Pórticos mixtos resistentes a momento con capacidad intermedia de disipación de energía intermedia.
C-OCBF (Composite Ordinary Concentrically Braced Frames).	Pórticos mixtos con arriostramientos concéntricos, con una capacidad mínima de disipación de energía.
C-OMF (Composite Ordinary Moment Frames).	Pórticos mixtos resistentes a momento con capacidad mínima de disipación de energía.
C-ORCW (Ordinary Reinforced Concrete Shear Walls Composite With Structural Steel Elements).	Muros estructurales de concreto reforzado con miembros de bordes de acero, con capacidad mínima de disipación de energía.
C-PRMF (Composite Partially Restrained Moment Frames).	Pórticos resistentes a momentos con conexiones mixtas parcialmente restringidas.
C-SCBF (Composite Special Concentrically Braced Frames).	Pórticos mixtos con arriostramientos concéntricos, con capacidad especial de disipación de energía.
C-SMF (Composite Special Moment Frames).	Pórticos mixtos resistentes a momento con capacidad especial de disipación de energía.
C-SPW (Composite Steel Plate Shear Walls).	Muros estructurales reforzados con planchas de acero cuyos miembros de borde son perfiles de acero o de sección mixta acero – concreto.
C-SRCW (Special Reinforced Concrete Shear Walls Composite With Structural Steel Elements).	Muros estructurales de concreto reforzado con miembros de bordes de acero, con capacidad especial de disipación de energía.

Nota. Estructuras de acero para edificaciones, COVENIN-MINDUR 1618-98, comentarios. (C-9)

Clasificación según el nivel de diseño:

De igual forma, las estructuras deben cumplir con otro tipo de clasificación según lo establecido por la norma COVENIN-MINDUR 1618-98. En conformidad con la condición sísmica Venezolana y lo establecido en la norma COVENIN-MINDUR 1756-2001 en su artículo 6.2, para efectos de este estudio, la clasificación según el nivel de diseño de la estructura queda limitada al nivel de diseño 3 (ND3), mostrado de forma explícita en la tabla 2.2.

Tabla 2

Correspondencia entre las estructuras mixtas acero-concreto definidas en la norma COVENIN-MINDUR 1618-98, los de la tabla 6.4 de la norma COVENIN-MINDUR 1756-2001 y los de las normas norteamericanas (AISC, UBC, etc.)

NIVEL DE DISEÑO	TIPOS ESTRUCTURALES				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, y vigas de acero o mixtas (C-SMF) R=6	Pórticos resistentes a momento (C-SMF) + C-EBF o C-SCBF o C-SRCW o C-SPW R=5	Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, vigas y arriost. Concéntricas de acero o mixtas (C-SCBF) R=4 Muros estructurales de concreto reforzado con miembros de borde de sección mixta (C-SRCW) R=4	Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, vigas de acero o parcialmente mixtas, y arriost. Excéntricos de acero (C-EBF) R=6 Muros estructurales reforzados con planchas de acero y miembros de borde de sección mixta (C-SPW) R=5	Pórticos resistentes a momento con columnas de concreto o mixtas, y vigas de acero o mixtas (C-SMF) R=2

Nota. Estructuras de acero para edificaciones, COVENIN-MINDUR 1618-98, comentarios. (C-13)

Clasificación según el tipo de conexiones:

Solo se establecen dos tipos de clasificaciones para las conexiones, cada tipo controlara de forma individual y específica el comportamiento de la estructura y cada una de las partes, condicionando las dimensiones y resistencia de los miembros y sus conexiones. Los tipos de conexiones se clasifican en totalmente restringidas y parcialmente restringidas, y se explican a continuación:

a. Tipo TR, estructuras con conexiones totalmente restringidas:

Éste tipo de construcción se designa comúnmente como "estructuración con conexiones rígidas" (pórtico rígido o continuo) y se supone que durante las deformaciones de la estructura las conexiones tengan la suficiente rigidez para mantener inalterados los ángulos originales entre los miembros que se interceptan. En la estructuración de este tipo de conexiones, la continuidad de vigas y columnas es fundamental para suministrar la capacidad resistente, excepto cuando esa capacidad se provee mediante arriostramientos o muros, y se admite usualmente en los análisis que las conexiones son lo suficientemente rígidas como para mantener virtualmente inalterados los ángulos originales entre los miembros que se interceptan. Adicionalmente las conexiones tipo TR pueden ser diseñadas por métodos elásticos o plásticos cuando se cumplen las respectivas exigencias normativas.

b. Tipo PR, estructuración con conexiones parcialmente restringidas:

Esta clasificación tiene como objetivo fundamental lograr un diagrama de momentos más compensado que el producido con conexiones total o parcialmente restringidas. Además supone que las conexiones no tienen la suficiente rigidez para mantener los ángulos entre los miembros que se interceptan.

Cuando se ignore la restricción de las conexiones, como en la "estructuración con conexiones flexibles" (sin restricción o de extremos simplemente apoyados), en lo que respecta a las cargas gravitacionales, los extremos de las vigas se conectan únicamente para resistir fuerzas cortantes

y están libres de girar bajo las cargas verticales. No obstante, estas conexiones pueden desarrollar momentos flectores de poca magnitud que podrán ser aproximadamente un 10% del momento correspondiente a un grado de restricción total, pero que no se consideran en el diseño. Los pórticos con conexiones del Tipo PR cumplirán con los siguientes requisitos:

- i. Las conexiones y los miembros conectados son adecuados para resistir las cargas gravitacionales mayoradas trabajando como vigas simplemente apoyadas.
- ii. Las conexiones y los miembros conectados son adecuados para resistir las solicitaciones mayoradas debidas a las cargas laterales.
- iii. Las conexiones tienen una capacidad de rotación inelástica suficiente para evitar sobretensiones en los medios de unión bajo las solicitaciones mayoradas producidas por la combinación de cargas gravitacionales y laterales.

A menos que se ignore la restricción de la conexión, el uso de conexiones Tipo PR exige que el análisis y el diseño incluyan las características de su comportamiento, como la resistencia, rigidez y la ductilidad, entre otras. El grado de restricción y en general el comportamiento de las conexiones Tipo PR deberá establecerse de manera analítica o experimental o estar suficientemente documentado en la literatura técnica.

Característica de los Materiales

Acero de refuerzo:

En miembros aporticados, todas las barras de refuerzo deberán ser del tipo W y resistir las solicitaciones debidas a la acción sísmica. El refuerzo longitudinal y transversal de las columnas deben cumplir con los requisitos de los capítulos 7, 12 y 18 de la norma COVENIN 1753-2006 y estar constituido por barras con resaltes, con

las características indicadas en la Tabla 11 (ver anexos), con la salvedad de las barras lisas, las cuales deben ser limitadas solo para el uso del refuerzo helicoidal o transversal en columnas o pilotes, refuerzos de retracción y temperatura y barras que conectan juntas en pavimentos de concreto.

El diámetro interno mínimo de dobléz del acero de refuerzo debe cumplir con los requisitos señalados en la tabla 3.

Tabla 3

Diámetros mínimos de dobléz de acero de refuerzo longitudinal

Designación de la barra	Diámetro interno mínimo de dobléz
Nº 3 a Nº 8 (8M a 25M)	6 d_b
Nº 9 a Nº 11 (32M a 36M)	8 d_b
Nº 14 a Nº 18 (40M a 55M)	10 d_b

Nota. Proyecto y construcción de obras en concreto estructural, FONDONORMA – 1753:2006, (1^{ra} Revisión) (pág. 40).

Separación del acero de refuerzo

El acero de refuerzo puede ser clasificado según el uso o criterio del diseñador en barras individuales y en grupo de barras. Estos cumplirán requisitos de separación según su clasificación como se muestra a continuación:

a. Barras

La separación libre entre barras paralelas de una capa no será menor que d_b ni menor que 2,5 cm. Cuando las barras paralelas del refuerzo se colocan en dos o más capas, las barras de las capas superiores serán colocadas en la misma vertical de las capas inferiores, con una separación libre entre las capas no menor de 2,5 cm.

En miembros comprimidos, ligados o zunchados, la separación libre entre barras longitudinales no será menor que $1.5d_b$, 4 cm.

Los valores límites para la separación libre entre las barras se aplicarán también para la separación libre entre los empalmes por solape, y entre éstos y las barras adyacentes.

b. Grupos de barras

Se podrán disponer barras paralelas en contacto para que actúen como una unidad en las columnas. Todo grupo de barras debe quedar rodeado por estribos o ligaduras con gancho a 135°, aunque el paquete no esté en una esquina. El número máximo de barras por paquetes se limita a 2 en miembros con Nivel de Diseño ND3.

En las columnas las barras en grupo estarán firmemente amarradas a la esquina de la ligadura que las circunda. Las limitaciones de separación y recubrimiento de un grupo de barras serán las correspondientes al diámetro equivalente que se deduzca del área total de las barras colocadas en el paquete. El recubrimiento mínimo a usar será igual al diámetro del área equivalente al grupo pero no es necesario que sea mayor que 5 cm., salvo para el caso de concreto vaciado sobre el terreno y en contacto permanente con el mismo, cuyo recubrimiento mínimo será de 7.5 cm.

Recubrimiento mínimo del acero de refuerzo debe cumplir con unos recubrimientos mínimos de protección mostrados en la tabla 4.

Tabla 4
Recubrimientos mínimos

CARACTERISITICAS DEL AMBIENTE	DIÁMETRO DEL ACERO DE REFUERZO, d_b .	RECUBRIMIENTO MÍNIMO, cm.
		Vigas y Columnas ²
Piezas al abrigo de la intemperie	$d_b \leq$ N° 5 (16M) y alambres con $d_b < 16$ mm	4,0
	N° 6 a N° 11 (20M a 36M)	
	N° 14 a N° 18 (40M y mayor)	
Piezas expuestas a la intemperie en ambientes no agresivos	$d_b \leq$ N° 5 (16M) y alambres con $d_b < 16$ mm	4,0

Cont. Tabla 4

	$d_b > N^{\circ} 6$ (20M)	5,0
Piezas vaciadas sobre el terreno y permanentemente en contacto con el mismo	Todos los diámetros	7,5

Nota. Proyecto y construcción de obras en concreto estructural, FONDONORMA – 1753:2006, (1^{ra} Revisión) (pág. 42).

Concreto

La norma Venezolana 1753:2006 indica que el concreto se dosificará para asegurar una resistencia promedio a la compresión, f'_{cr} , que exceda la resistencia especificada en el proyecto, f'_c .

La resistencia especificada del concreto f'_c en miembros pertenecientes al sistema resistente a sismos no será menor que 210 kgf/cm². Cuando se utilicen agregados livianos, la resistencia especificada no debe exceder 300 kgf/cm², a menos que se demuestre experimentalmente que con otras resistencias, los miembros estructurales elaborados con esos materiales, poseen la misma resistencia y capacidad de disipación de energía que aquellos elaborados con concretos normales de igual resistencia. A menos que se indique lo contrario, f'_c se basará en ensayos a los 28 días.

Planchas

Fratelli María (2003) señala “El acero común, también conocido por acero dulce o acero al carbono, fue por muchos años el material más usado en la construcción de puentes y edificios. Es un acero con bajo contenido de carbono (entre el 0,12 y el 0,6% en peso)” (p. 36).

La selección de la plancha debe ser basada entre otros aspectos, en el precio y la disponibilidad en el mercado, siendo los materiales que se muestran en la tabla 6 son los recomendados para el diseño de la construcción típica. Sin embargo la norma Americana AISC 360-05, basada en las especificaciones AISC y ASTM, enumera una serie de materiales de planchas estructuralmente adecuados para su uso en las

conexiones. Los tipos de acero sismorresistente usado en planchas de uso estructural son las tipo A36, A242, A283, A514, A529, A572, A588, A709, A852 y las A1011.

En Venezuela la clasificación comúnmente utilizada es la de AE25 ó A36. Para aceros al carbono (acero dulce) y AE35 ó AE25A para aceros de alta resistencia. Siendo las planchas tipo A36 las más accesibles; rara vez hay una razón para utilizar material de alta resistencia, ya que el aumento el espesor proporcionará una mayor resistencia. Las planchas se encuentran disponibles en espesores mínimos de 1/8 de pulgadas incrementándolos hasta un máximo de 2 pulgadas. Los tamaños especificados de las planchas deben ser regulados durante el diseño para facilitar la compra y el corte del material.

En el diseño de las conexiones, se debe considerar que el material es generalmente menos costoso que la mano de obra y, cuando sea posible, la economía viene dada mediante el uso de espesores más gruesos de las planchas, en lugar de detalles de refuerzos para lograr la misma fuerza con una plancha más delgada.

Tabla 5
Materiales de planchas.

Espesor	Disponibilidad de Tipos de Acero
tp ≤ 4"	ASTM A36
	ASTM A572 Gr 42 o 50
	ASTM A588 Gr 42 o 50
4" < tp ≤ 6"	ASTM A36
	ASTM A572 Gr 42
	ASTM A588 Gr 42
tp > 6"	ASTM A36

Nota. Guía de diseño 1 (Base Plate and Anchor Rod Design) AISC (2006). (pág.2)

Acero estructural

El acero estructural empleado en el diseño utilizará las propiedades del acero dadas en la Tabla 6. Los valores de la tensión de cedencia F_y , y resistencia a la tracción, F_u , a emplear en el diseño de acero serán los mínimos valores especificados en las correspondientes normas y especificaciones de los materiales y productos considerados. Los valores reportados en los certificados de ensayos efectuados por la acería solo tienen validez a efectos de la conformidad con norma y por lo tanto no deberán utilizarse como base para el diseño.

La tensión cedente mínima especificada, F_y , para los miembros en los cuales se espera un comportamiento inelástico no excederá de 3515 kgf/cm^2 , a menos que mediante ensayos se compruebe que el material es adecuado.

Tabla 6

Propiedades del acero estructural

PROPIEDADES DEL ACERO ESTRUCTURAL	
Módulo de elasticidad	$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
Módulo de corte	$G = E/2.6 \approx 808000 \text{ kgf/cm}^2$
Coefficiente de Poisson	$\nu = 0.3$
Peso Unitario	$P = 7850 \text{ kgf/cm}^3$
Coefficiente de dilatación térmica lineal	$\alpha = 11.7 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

Nota. Estructuras de acero para edificaciones, COVENIN-MINDUR 1618-98. (pág. 24)

Con el fin de evitar cambios en el proyecto y por ende consecuentes retardos en la fabricación y el montaje, es prudente antes de iniciar el diseño, es necesario informarse sobre las disponibilidades de los materiales, tanto en lo referente a calidades de acero como de las dimensiones de las piezas, y de las cantidades mínimas que se pueden adquirir. En el anexo se presentaran las tablas de los perfiles comerciales y sus características de diseño.

Soldaduras

La soldadura es la forma más común de conexión del acero estructural y consiste en unir dos piezas de acero mediante la fusión superficial de las caras a unir en presencia de calor y con o sin aporte de material agregado. Todas las soldaduras de juntas usadas en los miembros principales y conexiones del sistema resistente a sismos deben ser elaboradas con un material de aporte cuya clasificación por la Norma AWS D1.1 vigente (Structural Welding Code Steel) o por certificación del fabricante, garantice en los ensayos de probetas Charpy con entalla en V como mínimo una energía absorbida $J = 2.75 \text{kgf.m}$ a la temperatura de ensayo $T_{cv} = - 29^\circ \text{C}$, que es la utilizada en la mayoría de los ensayos reportados.

En los miembros, conexiones y juntas que formen parte del sistema resistente a sismos, las discontinuidades creadas por errores o durante las operaciones de fabricación o montajes, tales como punteos de soldadura, pletinas de extensión, ayudas de montaje, remoción con arco eléctrico y cortes a sopletes, se repararán de acuerdo con los métodos de reparación especificados y aprobados por el ingeniero estructural en las Especificaciones del Procedimiento de Soldadura, siguiendo los criterios de la Norma AWS D1.1 vigente.

Cuando se trabaja a bajas temperaturas y con aporte de un material distinto al de las partes que se están uniendo, como por ejemplo el estaño, se habla de soldadura blanca, que es utilizada en el caso de la hojalatería, pero no tiene aplicación en la confección de estructuras.

Cuando el material de aporte es el mismo o similar al material de los elementos que se deben unir conservando la continuidad del material y sus propiedades mecánicas y químicas el calor debe alcanzar a fundir las caras expuestas a la unión. De esta forma se pueden lograr soldaduras de mayor resistencia capaces de absorber los esfuerzos que con frecuencia se presentan en los nudos. Las ventajas de las conexiones soldadas son lograr una mayor rigidez en las conexiones, eventuales

menores costos por reducción de perforaciones, menor cantidad de acero para materializarlas logrando una mayor limpieza y acabado en las estructuras.

Sin embargo, tienen algunas limitaciones importantes que se relacionan con la posibilidad real de ejecutarlas e inspeccionarlas correctamente en obra lo que debe ser evaluado en su momento (condiciones ergonómicas del trabajo del soldador, condiciones de clima, etc.). Hoy en día, una tendencia ampliamente recomendada es concentrar las uniones soldadas en trabajos en el taller y hacer conexiones apernadas en obra.

Según la Norma COVENIN-MINDUR 1618-98 Estructuras de Acero para Edificaciones, algunas consideraciones en la construcción soldada son:

- a) *Intersección de cordones de soldadura*: Se debe evitar el cruce de cordones de soldadura con el fin de no producir un estado de tensiones triaxiales sobre la soldadura.
- b) *Desgarramiento laminar*: Se seleccionará cuidadosamente la combinación del proceso de soldadura, el detalle de la junta y las propiedades del material para minimizar las posibilidades de desgarramiento laminar en las conexiones en esquina o en T altamente restringidas de perfiles laminados o planchas de espesor mayor de 15mm que deban transferir fuerzas de tracción causadas por las sollicitaciones externas o por las tensiones residuales de la soldadura en la dirección en que se restringe la retracción de la soldadura. (Ver Figuras 1 y 2)

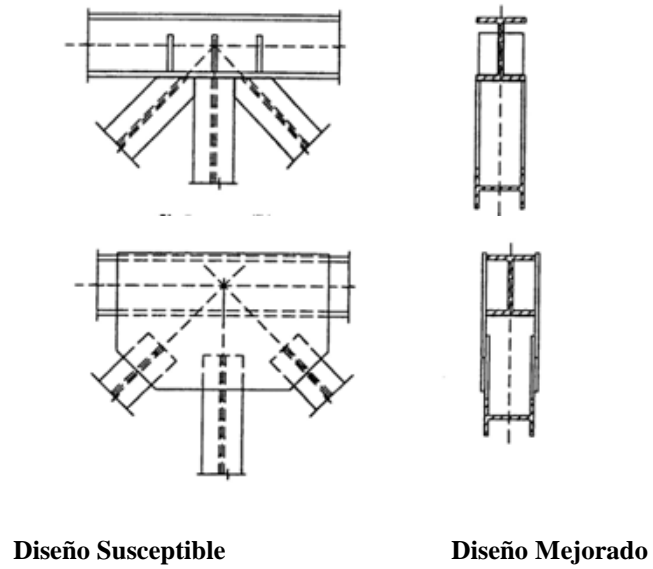


Figura 1. **Detalles referentes al desgarramiento laminar, problemas y soluciones.**
Nota. Datos tomados de los comentarios de la norma COVENIN-MINDUR 1618-98 estructuras de acero para edificaciones.

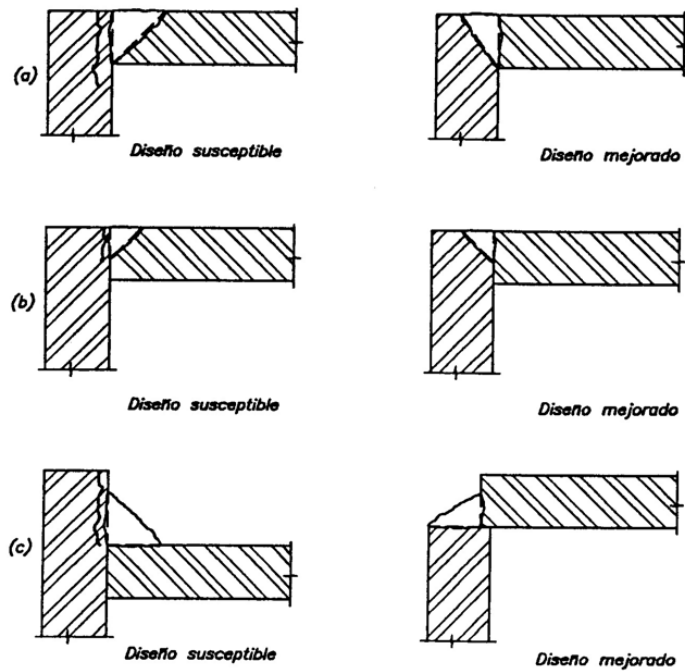


Figura 2. **Detalles referentes al desgarramiento laminar, problemas y soluciones.**
Nota. Datos tomados de los comentarios de la norma COVENIN-MINDUR 1618-98 estructuras de acero para edificaciones.

Tipos de soldaduras

Según lo establecido en la norma COVENIN-MINDUR 1618-98, los tipos de soldadura que se pueden practicar son los mencionados a continuación y graficados en la figura 3:

- a) Soldadura acanalada
- b) Soldadura de filete
- c) Soldadura de ranura
- d) Soldadura de tapón

Los dos tipos principales de soldaduras son: la de ranura y la de filete. Las soldaduras de tapón y de canal a pesar que son menos comunes en el trabajo estructural, serán identificadas a continuación.

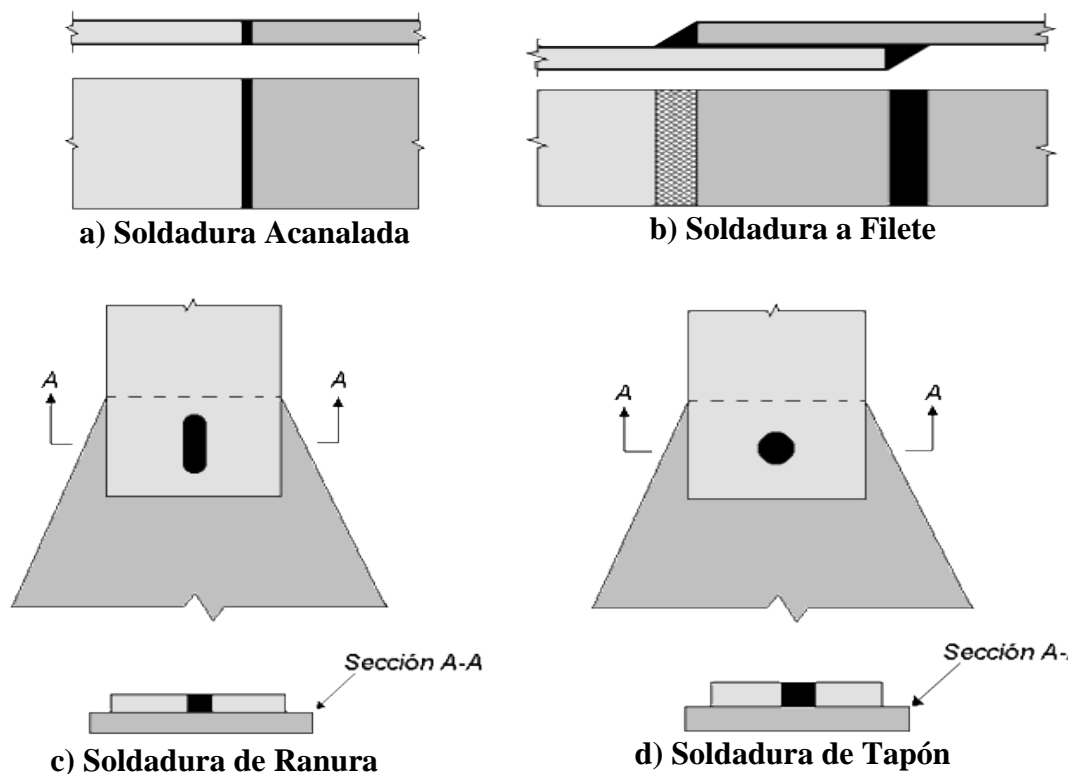


Figura 3. **Tipos de soldadura.** Nota. Datos tomados de <http://webdelprofesor.ula.ve/nucleotrujillo/amicab/07-conexionessoldadas/7-11.html>

a. Soldadura de Ranura

Cuando la penetración es completa y las soldaduras de ranura están sujetas a tracción o compresión axial el esfuerzo en la soldadura se calcula dividiendo la carga entre el área neta de la soldadura. La figura 4 representa la imagen de una soldadura de ranura.

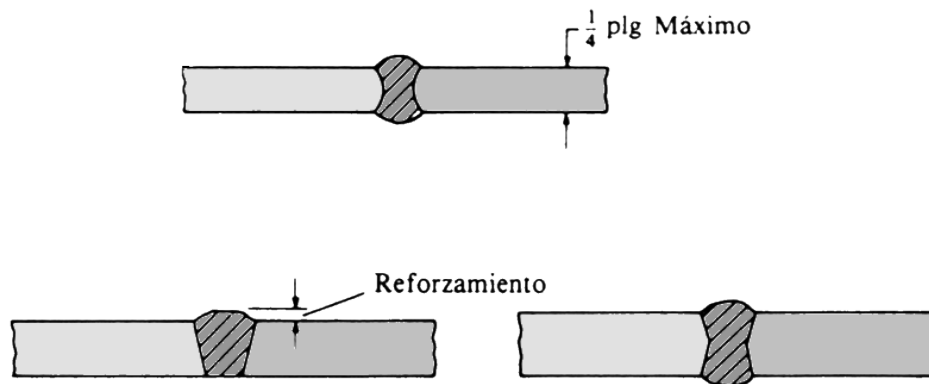


Figura 4. Soldadura de ranura. Nota. Datos tomados de <http://webdelprofesor.ula.ve/nucleotrujillo/americanab/07-conexionessoldadas/7-11.html>

El refuerzo es metal de aportación que hace mayor la dimensión de la garganta que la del espesor del material soldado y se utilizan para aportar cierta resistencia adicional ya que contrarresta los poros y otras irregularidades y porque al soldador se le facilita realizar una soldadura un poco más gruesa que el material soldado.

Área efectiva de soldaduras de ranura:

Se considerará como el producto de la longitud efectiva de la soldadura multiplicada por el espesor efectivo de la garganta. La longitud efectiva de una soldadura de ranura será el ancho de la parte unida. El espesor efectivo de la garganta de una soldadura de ranura de penetración completa será el espesor correspondiente a la parte unida más delgada.

La garganta efectiva de una soldadura acanalada de penetración parcial será el indicado en la tabla 7 mostrada a continuación:

Tabla 7

Espesor efectivo de la garganta de soldaduras de ranura de penetración parcial.

PROCESO DE SOLDADURA	POSICIÓN DE SOLDADURA	INCLUIDO EL ÁNGULO DE LA RAIZ DE LA GARGANTA	ESPESOR EFECTIVO DE LA GARGANTA
Arco metálico con electrodo protegido o arco sumergido	Todas	Juntas en U o J	Profundidad del bisel
Arco metálico con gas		Junta en $V \geq 60^\circ$	
Arco con fundente en el núcleo		Junta en V $45^\circ \leq V \leq 60^\circ$	Profundidad del bisel menos 3 mm

Nota. Estructuras de acero para edificaciones, COVENIN-MINDUR 1618-98. (pág. 162)

El espesor efectivo de garganta en soldaduras de ranura abocinada en la unión de dos barras circulares o en dobleces a 90° en secciones dobladas, cuando se rellena a ras serán las indicadas en la Tabla 7. Para verificar que el espesor efectivo de la garganta ha sido obtenido consistentemente, se escogerán soldaduras al azar para cada procedimiento de soldadura, o las secciones a ensayar, si así ha sido estipulado en los documentos contractuales del proyecto.

Se permitirán espesores de garganta efectiva mayores que los especificados en la Tabla 8, siempre que el fabricante pueda demostrar, por medio de calificación, que puede garantizar consistentemente tales espesores mayores. La calificación consistirá en seccionar la soldadura normal a su eje, en la mitad y en los extremos de su longitud. Tal seccionamiento deberá efectuarse en un número de combinaciones de tamaños de material representativo del rango usado en la fabricación o según lo estipulen los documentos contractuales del proyecto

Tabla 8*Espesor efectivo en soldaduras de ranura abocinada.*

TIPO DE SOLDADURA	RADIO DE LA BARRA o RADIO DE DOBLEZ , R	ESPESOR EFECTIVO DE GARGANTA
Ranura abocinada en bisel	Todos	5/16 R
Ranura abocinada en V	Todos	1/2 R

Observación: Cuando $R \geq 25\text{mm}$, utilícese $0.375R$ para soldadura por arco con gas (excepto en el proceso de transferencia por corto circuito)

Nota. Estructuras de acero para edificaciones, COVENIN-MINDUR 1618-98. (pág. 162)

Limitaciones de soldaduras de ranura:

Los espesores mínimos de garganta efectiva de las soldaduras de ranura de penetración parcial serán las especificadas en la Tabla 9. El tamaño de las soldaduras se determina tomando como base el espesor de la más gruesa de las dos piezas unidas, pero este tamaño no necesita ser mayor que el espesor de la pieza más delgada, a menos que por cálculo se requiera un tamaño más grande, en cuyo caso, se debe poner un particular cuidado en suministrar el suficiente precalentamiento para una buena calidad de la soldadura.

Tabla 9*Espesor mínimo de la garganta efectiva de soldaduras de ranura de penetración parcial.*

Espesor del material de la parte más gruesa a unir mm (plg.)	Espesor mínimo de la garganta efectiva* t_e mm
Hasta 6.4 (1/4") inclusive	3
De 6.4 a 12.7 (1/4" - 1/2")	5
De 12.7 a 19 (1/2" - 3/4")	6
De 19 a 38 (3/4" - 1 1/2")	8
De 38 a 57 (1 1/2" - 2 1/4")	10
De 57 a 152 (2 1/4" - 6")	13
Mayor de 152 (6")	16

Nota. Estructuras de acero para edificaciones, COVENIN-MINDUR 1618-98. (pág. 163)

Las soldaduras de ranura se usan cuando los miembros que se conectan están alineados en el mismo plano y las uniones están normalmente sujetas a esfuerzos directos de tracción o compresión. Ofrece mayor resistencia que la de filete; sin embargo la mayoría de las uniones estructurales soldadas deben resolverse a filete.

b. Soldadura de Filete

Como se puede apreciar en la figura 5, los cordones de soldadura a filete A están cargados en corte longitudinal y el cordón B está cargado en corte transversal. Si se incrementa la fuerza R_u hasta que exceda la resistencia de las soldaduras, la ruptura ocurrirá en los planos de menor resistencia. Se asume que esto sucede en la garganta de la soldadura donde se presenta la menor área transversal. Pruebas de soldadura a filete utilizando electrodos compatibles han demostrado que la soldadura falla a través de su garganta efectiva antes que el material falle a lo largo del lado del cordón.

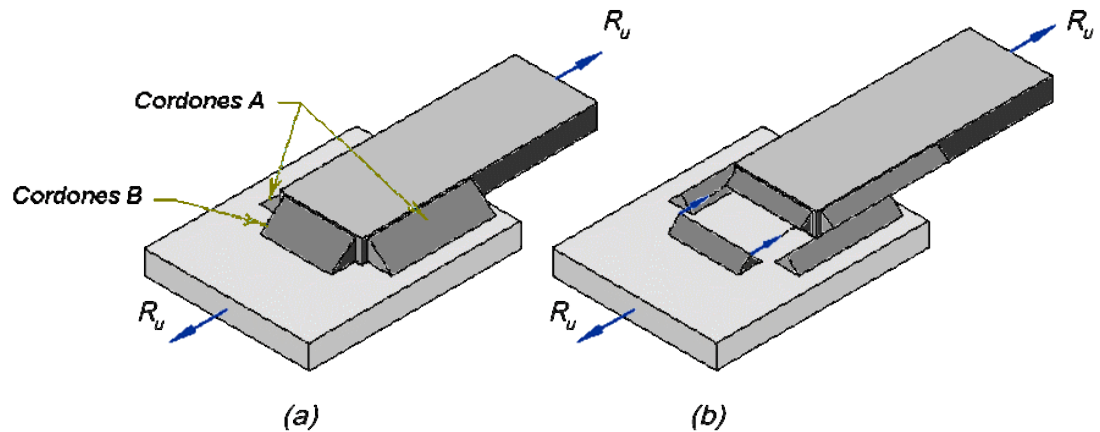


Figura 5. Soldadura a filete. Nota. Datos tomados de <http://webdelprofesor.ula.ve/nucleotrujillo/americanab/07-conexionessoldadas/7-11.html>

Las soldaduras de filete son más resistentes a la tracción y a la compresión que al corte, de manera que los esfuerzos determinantes son los de corte. Este tipo de soldadura falla por corte en un ángulo de aproximadamente 45 grados a través de la garganta.

Área efectiva de soldaduras de filete:

Será la definida en la Norma AWS D1.1. El espesor efectivo de la garganta de una soldadura de filete será la distancia desde la raíz del cordón a la hipotenusa del mayor triángulo rectángulo inscrito en la sección transversal de la soldadura. Sin embargo, cuando las soldaduras de filete se efectúen mediante el proceso de arco sumergido, el espesor efectivo de la garganta se tomará igual a la dimensión del lado para filetes de 10 mm o menores; para filetes mayores de 10 mm se tomará igual a la garganta teórica más 3 mm. Se permite este incremento en la garganta de la soldadura porque el proceso de arco sumergido produce una penetración profunda de las soldaduras de calidad consistente. Sin embargo, es necesario depositar un cordón corto de soldadura de filete para asegurar para asegurar que se ha obtenido este incremento de penetración. (VerFigura6).

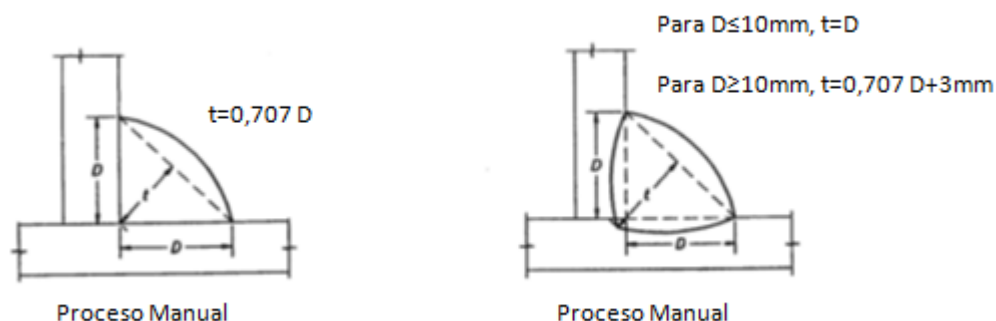


Figura 6. Área efectiva en una soldadura de filete. Nota. Datos tomados de los comentarios de la norma COVENIN-MINDUR 1618-98 estructuras de acero para edificaciones. (c-158)

El área efectiva de las soldaduras de filete depositadas en agujeros o canales se calculará como se ha especificado antes para las soldaduras de filete, empleando como longitud efectiva la longitud de la línea central de la soldadura a través del centro del plano que pasa por la garganta. Sin embargo, cuando los filetes se solapan, el área efectiva no excederá el área nominal de la sección transversal del agujero o canal en el plano de la superficie en contacto.

Limitaciones de soldaduras de Filete:

1. Tamaño mínimo

Los tamaños mínimos correspondientes a las soldaduras de filete no será menor que el tamaño requerido para transmitir las fuerzas calculadas, ni menor que el tamaño especificado en la Tabla 10, los cuales se basan en la experiencia y alguna previsión para las tensiones no calculadas durante la fabricación, manejo, transporte y montaje. Estas provisiones no se aplicarán a los reforzamientos con soldadura de filete empleados en las soldaduras de ranura de penetración parcial o completa.

Tabla 10

Tamaño mínimo de soldadura de filete.

Espesor del material De la parte más gruesa a unir mm (plg.)	Tamaño mínimo de la soldadura de filete* d mm
Hasta 6.4 ($\frac{1}{4}$ ") inclusive	3
De 6.4 a 12.7 ($\frac{1}{4}$ " - $\frac{1}{2}$ ")	5
De 12.7 a 19 ($\frac{1}{2}$ " - $\frac{3}{4}$ ")	6
Mayor de 19 ($\frac{3}{4}$ ")	8

Observaciones: Dimensión del lado de soldaduras de filete, D.

Se debe usar soldadura en un solo pase.

Nota. Estructuras de acero para edificaciones, COVENIN-MINDUR 1618-98. (pág. 164)

2. Tamaño máximo efectivo

Los tamaños máximos que pueden utilizarse a lo largo de las partes conectadas serán:

- a) En los bordes de los materiales de menos de 6 mm de espesor, no mayor del espesor del material.
- b) En los bordes de los materiales de 6 mm o más de espesor el tamaño máximo será 2 mm menor que ese espesor, a menos que se señale especialmente en los planos que la soldadura ha de ser reforzada hasta obtener un espesor de garganta total. En estas condiciones de soldadura, se permitirá que la distancia entre el borde del metal base y la garganta de

la soldadura sea menor de 2 mm siempre que el tamaño de las soldadura sea claramente verificable.

- c) En las soldaduras entre ala y alma y conexiones similares, el tamaño de la soldadura no necesita ser mayor que el requerido para desarrollar la capacidad del alma, ni satisfacer los requisitos de la Tabla 10.

3. Longitudes mínimas y máximas

- a) Longitud mínima:

La longitud mínima efectiva de una soldadura resistente de filete no será menor de 4 veces su tamaño nominal. Si esto no se cumple, se considerará que el tamaño nominal no excede de una cuarta parte de la longitud efectiva. Cuando únicamente se utilizan soldaduras longitudinales de filete en las conexiones en los extremos de barras planas, sometidas a tracción, la longitud de cada soldadura de filete no será menor que la distancia perpendicular entre ellas. La separación transversal de las soldaduras longitudinales de filete empleadas en las conexiones en los extremos de los miembros cumplirá con lo siguiente: Cuando la fuerza de tracción se transmite a una plancha por medio de soldaduras longitudinales a lo largo de ambos bordes del extremo de la misma, el área A se tomará igual al área de la plancha, A_p . La longitud de la soldadura, L , no será menor al ancho de la plancha o separación entre soldaduras, w , es decir, $L \geq w$:

$$\text{Para } L \geq 2w \dots\dots\dots \phi_A = 1.00$$

$$\text{Para } 2w > L \geq 1.5w \dots\dots\dots \phi_A = 0.87$$

$$\text{Para } 1.5w > L \geq w \dots\dots\dots \phi_A = 0.75$$

- b) Longitud máxima: En los extremos solicitados, la longitud efectiva de la soldadura de filete será igual a:
 - La longitud real de la soldadura, L , cuando no exceda 100 veces el tamaño del filete, w .

- ϕL_w L cuando la longitud real de la soldadura exceda 100 w. El factor de reducción se calculará según la siguiente fórmula:

$$\phi L_w = 1.2 - 0.2 (L / 100 w) \leq 1.0$$

Donde:

ϕL_w = Coeficiente de reducción

L = Longitud real de la soldadura solicitada.

w = Tamaño del filete de soldadura

- Cuando la longitud real de la soldadura exceda 300 w , el valor de ϕL_w se tomará como 0.60.

4. Soldaduras intermitentes de filete

Se podrá usar soldaduras intermitentes de filete para transferir las tensiones calculadas a través de una junta o superficie de contacto, cuando la resistencia requerida sea menor que la desarrollada por una soldadura continua de filete de tamaño mínimo permitido, así como para unir los componentes de miembros compuestos. La longitud efectiva de cualquier segmento de una soldadura intermitente de filete no será inferior a 4 veces el tamaño de la soldadura, ni menor de 40 mm.

5. Juntas solapadas

En las juntas solapadas, el solape mínimo será igual a 5 veces el espesor de la pieza más delgada y no menor a 25 mm. En las uniones solapadas de planchas o barras sometidas a tensiones normales que solamente utilicen cordones de soldadura transversal, estarán soldadas con filetes a lo largo de los extremos de las dos piezas, salvo en los casos en que la flexión de éstas esté lo suficientemente restringida como para evitar la apertura de la junta bajo condiciones de carga máxima.

6. *Remates de las soldaduras de filete*

La terminación de las soldaduras de filete laterales o frontales se efectuará prolongando sin interrupción los cordones alrededor de las esquinas, excepto en los casos que se indican a continuación:

- a) En las juntas solapadas en las cuales una parte se extiende más allá del extremo en el cual se han calculado las tensiones de tracción, el remate de la soldadura de filete no será menor que el tamaño de la soldadura en este borde.
- b) En las conexiones y elementos estructurales tales como ménsulas, asientos de vigas, ángulos como medios de conexiones y las placas extremas simples, sometidas a fuerzas cíclicas (fatiga) fuera de su plano y/o momentos cuya frecuencia y magnitud pueda tender a iniciar una falla progresiva de la soldadura, las soldaduras de filete se rematarán en los extremos o lados en forma continua en una distancia no menor que dos veces el tamaño nominal de la soldadura o el ancho de la parte conectada.
- c) En las conexiones con ángulos y planchas extremas, cuya flexibilidad depende a su vez de la flexibilidad de los lados conectados los remates de las esquinas no deben exceder de 4 veces el tamaño nominal de la soldadura.
- d) Excepto que los extremos de los rigidizadores se suelden a las alas, la soldadura de filete que conecta el rigidizador al alma de una viga armada se interrumpirá a una distancia no menor de 4 ni mayor de 6 veces el espesor del alma de manera que no se encuentre con la soldadura alma-alas del perfil.
- e) Las soldaduras de filetes que se encuentran en lados opuestos de un plano común deberán interrumpirse en la esquina común a ambas soldaduras.

c. Soldadura de tapón o de ranura

Área efectiva de soldaduras de tapón o de ranura:

Se considera como área efectiva a fuerza cortante el área nominal de la sección transversal del agujero o canal en el plano de la superficie de contacto.

Limitaciones de soldaduras de tapón y de ranura:

- Las soldaduras de tapón y de ranura pueden usarse para transmitir fuerza cortante en juntas solapadas, para impedir el pandeo de piezas solapadas, o para unir los elementos componentes de miembros compuestos ensamblados.
- El diámetro del agujero que aloja a una soldadura de tapón no será menor que el espesor de la pieza que la contiene aumentado en 8mm, ni que el diámetro mínimo más 3mm o mayor de 2.25 veces el espesor del metal de aporte.
- La separación mínima, centro a centro de las soldaduras de tapón será de 4 veces el diámetro del agujero.
- La longitud de la ranura destinada a alojar una soldadura de canal no será superior a 10 veces el espesor de la soldadura. El ancho de la ranura no será inferior al espesor de la pieza que la contiene aumentado en 8mm, ni será mayor de 2.25 veces el espesor de la soldadura. Los extremos de la ranura serán semicirculares o tendrán sus esquinas redondeadas con un radio no menor que el espesor de la pieza que la contiene, excepto en los extremos que se extienden hasta el borde de la pieza.
- La separación mínima de líneas de soldaduras de canal en una dirección perpendicular a su longitud será de 4 veces el ancho de la ranura. La separación mínima centro a centro en una dirección longitudinal sobre cualquier línea de soldadura será de 2 veces la longitud de la ranura.
- El espesor de las soldaduras de tapón o canal efectuadas en materiales de espesor igual o menor a los 16 mm (5/8 plg) será el mismo que el del material. Si se efectúan en materiales más gruesos, el espesor de tales

soldaduras será, como mínimo, la mitad del correspondiente al material, pero no inferior a 16mm.

Combinación de soldaduras

Cuando dos o más tipos generales de soldadura (de ranura, filete, tapón o canal) se combinen en una sola unión, se calculará por separado la resistencia minorada efectiva de cada una con referencia al eje del grupo, a fin de determinar la resistencia minorada de la conexión.

Entre los variados tipos de soldadura se pueden mencionar:

1. *Soldadura Oxiacetilénica*, en que la temperatura se logra encendiendo una mezcla de gases de oxígeno y acetileno en el soplete capaz de fundir los bordes de las planchas a unir a la que se le agrega el material de aporte proveniente de una varilla con la que se rellena el borde a soldar. El principio de la soldadura con mezcla de oxígeno y acetileno se emplea también en el corte de planchas.
2. *Soldadura al Arco*, los procesos más utilizados hoy son la soldadura por arco eléctrico en que se genera un arco voltaico entre la pieza a soldar y la varilla del electrodo que maneja el operador que produce temperaturas de hasta 3.000°C. Los materiales que revisten el electrodo se funden con retardo, generando una protección gaseosa y neutra en torno al arco eléctrico, evitando la oxidación del material fundido a tan alta temperatura. Este proceso puede ser manual, con electrodo revestido o automática con arco sumergido.

En el cálculo de las estructuras, la resistencia de las uniones está dada por la longitud de la soldadura en el sentido longitudinal de los elementos traccionados o comprimidos. Cada unión deberá tener determinada cantidad de centímetros lineales de soldadura. Sin embargo, esta situación es, frecuentemente, imposible de lograr, especialmente si se está trabajando con perfiles de menor tamaño. Para suplir esta

dificultad se agregan planchas en las uniones llamadas “gousset”, cuyo único objeto es permitir conexiones entre elementos a unir y lograr el largo de soldadura requerido para el nudo.

La soldadura es una operación que requiere un trabajo delicado, realizado por un operario calificado. Una soldadura mal realizada puede quedar porosa y frágil y expone a la totalidad de la estructura a un desempeño diferente al que ha sido diseñado con el consecuente riesgo de colapso. En muchos países la calificación de los soldadores se hace ante instituciones certificadoras y debe revalidarse cada cierta cantidad de años.

Planchas de Relleno

En las construcciones soldadas, las plancha de relleno con espesor igual o mayor que 6 mm se prolongarán más allá de los bordes de la plancha de empalme, y se soldarán a la parte sobre la cual se acomode con suficiente soldadura para transmitir la carga de la plancha de empalme, aplicada sobre la superficie de una plancha de relleno. Las soldaduras que unen las planchas de empalmes al elemento de relleno transmitirán la carga de la plancha de empalme y deberán tener suficiente longitud para evitar sobrecargar el elemento de relleno a lo largo del borde de la soldadura. Cualquier plancha de relleno con espesor menor de 6 mm deberá quedar a ras con los bordes de la plancha de empalme. El tamaño de la soldadura deberá ser el requerido para transmitir la carga en la plancha de empalme sumado el espesor de la plancha de relleno.

En la conexión diseñada como del tipo de deslizamiento crítico con pernos de alta resistencia no se usará la práctica de asegurar las planchas de relleno mediante conectores adicionales a fin de que realmente sean parte integral del elemento conectado por corte. En tales conexiones, la resistencia al deslizamiento entre las planchas de relleno y cualquiera de las partes conectadas es comparable a la que

habría entre ellas si no colocara ningún relleno. En la Figura 7 se ilustra el uso de las planchas de relleno.

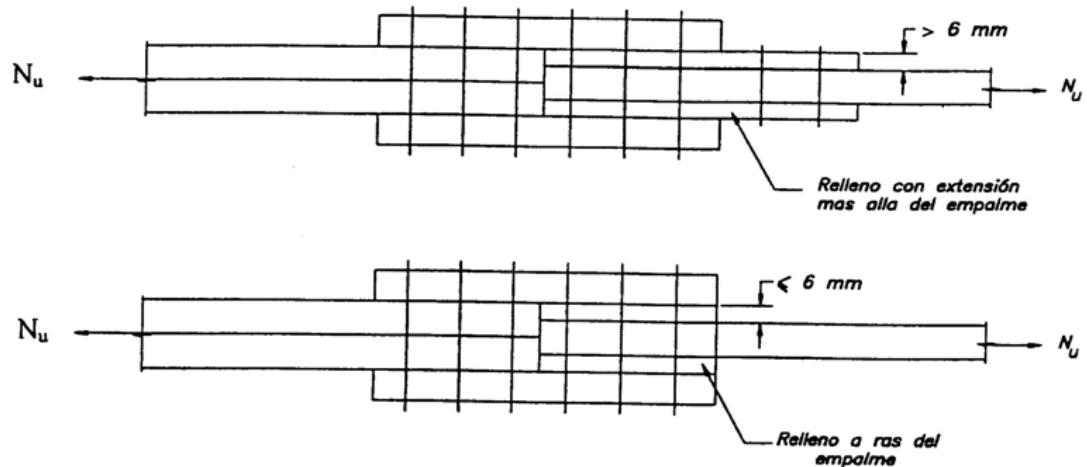


Figura 7. **Ejemplo del uso de las planchas de relleno.** Nota. Datos tomados de los comentarios de la norma COVENIN-MINDUR 1618-98 estructuras de acero para edificaciones.

Elementos estructurales en construcción

- Las estructuras pueden ser clasificadas en tres tipos, según los elementos en construcción:
- Se considera una estructura compuesta cuando los materiales que participan en ella forman un único material y trabajan en conjunto. El caso más común es el de la columna compuesta, la cual es una columna de acero embebida en una columna de concreto.
- Una estructura es híbrida cuando los materiales se combinan formando un elemento, pero estos no trabajan en conjunto.
- Y un tercer tipo de clasificación es la de estructuras mixtas, en las cuales los materiales no se combinan en un elemento ni trabajan en conjunto. Como es el caso de las estructuras aporticadas conformadas por columnas de concreto y vigas de acero. Un ejemplo de este tipo de edificaciones es el edificio de estacionamiento y salón de usos múltiples del hotel trópico I.N. San Miguel, el Salvador (Ver figura 8).



Figura 8. **Edificaciones mixtas en acero-concreto.** *Nota.* Dato tomado de hotel trópico i.n. san miguel, el salvador (s.f)

Conexiones

Los diferentes elementos que componen una estructura deben ensamblarse o unirse de alguna manera que garantice el comportamiento de la estructura según fuera diseñada. El proyecto y detalle de las conexiones puede incidir en forma significativa en el costo final de la estructura. La selección del tipo de conexiones debe tomar en consideración el comportamiento de la conexión (rígida, flexible, por contacto, por fricción, etc.), las limitaciones constructivas, la facilidad de fabricación (accesibilidad de soldadura, uso de equipos automáticos, repetición de elementos posibles de estandarizar, etc.) y aspectos de montaje (accesibilidad para apernar o soldar en terreno, equipos de levante, soportes provisionales y hasta aspectos relacionados con clima en el lugar de montaje, tiempo disponible, etc.).

Conexiones en sistemas mixtos

Las conexiones en sistemas mixtos deben tener resistencia, ductilidad y tenacidad comparable a la de conexiones similares en estructuras sismorresistentes de acero o de hormigón armado. Las conexiones deben tener una capacidad de deformación adecuada para soportar la resistencia requerida y la deriva de diseño. Cuando la resistencia de los elementos conectados se determina usando propiedades nominales, el diseño de la conexión debe considerar que estos elementos van a desarrollar una resistencia real superior a la nominal.

Según León R (1997). Los modelos de las conexiones usados para análisis deben cumplir con los siguientes requisitos:

1. La adherencia entre hormigón y acero debe despreciarse para efectos del mecanismo de transferencia de fuerzas. La contribución de los diferentes mecanismos sólo puede combinarse si la rigidez y capacidad de deformación de los mecanismos es compatible. Las resistencias asociadas al aplastamiento y a la fricción deben cumplir con los requisitos de ACI 318-05. Estas resistencias deben ser reducidas en un 25% para marcos mixtos rígidos especiales, marcos mixtos especiales arriostrados concéntricamente, marcos mixtos arriostrados excéntricamente, muros mixtos especiales de hormigón armado con elementos de acero estructural, y muros de placas de acero embebidas en hormigón.
2. Aquellos elementos que se encuentran embebidos en hormigón pueden considerarse arriostrados contra el pandeo fuera del plano. Se requiere placas de contacto (atiesadores) entre las alas de la viga cuando ésta queda embebida en columnas o muros de hormigón armado.
3. La resistencia nominal de la zona de panel en columnas embebidas en hormigón, debe calcularse como la suma de la resistencia del acero y el hormigón confinado en esa zona, de acuerdo a la Parte I de las disposiciones sísmicas y ACI 318-05, respectivamente.
4. Se debe proveer refuerzo para tomar la tracción que se pueda desarrollar en las componentes de hormigón armado de una conexión mixta y el hormigón debe estar adecuadamente confinado con refuerzo transversal.
5. Para conexiones entre vigas de acero estructural o mixtas y columnas de hormigón armado o columnas de acero embebidas en hormigón, se debe cumplir los requisitos del Capítulo 21 de ACI 318-05, con las siguientes modificaciones:
 - a. Se considera que las secciones de acero que llegan al nudo proveen confinamiento al hormigón en un ancho igual al de la placa de contacto soldada a las alas de la viga (ver Figura 9).

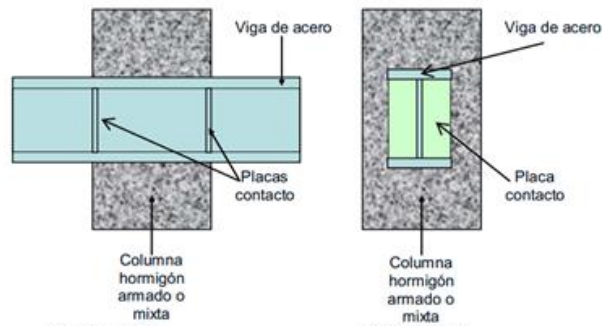


Figura 9. **Conexión viga de acero a columna de hormigón o columna de acero embebida en hormigón.** Nota. Dato tomado de ACI 318-05

- b. Se permiten empalmes perimetrales de estribos en la zona en que las placas de contacto proveen confinamiento, para marcos mixtos rígidos intermedios y corrientes, marcos mixtos arriostrados corrientes y muros mixtos corrientes de hormigón armado con elementos de acero estructural.
- c. El tamaño y ubicación de las barras de refuerzo longitudinales deben detallarse para minimizar el deslizamiento de las barras a través del Columna hormigón armado o mixta Viga de acero Placa contacto Columna hormigón armado o mixta Viga de acero Placas contacto nudo, debido a la alta transferencia de fuerzas asociada con el cambio en el momento en la columna a lo largo de la altura de conexión.

Ensayos realizados que fundamentan el estudio

Estudios realizados en el laboratorio de Ingeniería estructural Ferguson de la Universidad de Texas (1986), reflejan el comportamiento de las conexiones de columnas de concreto con vigas de acero embebidas. El trabajo experimental reportado fue llevado a cabo por Ferguson P. Dicho estudio realizado es validado por el American Institute of Steel Construction (AISC) y National Science Foundation.

El ensayo general efectuado consiste en nueve pruebas en total, las cuales permiten evaluar la rigidez y la fuerza de la conexión bajo condiciones geométricas y refuerzo idénticas excepto para las planchas de ambos grupos.

De manera tal que fuera posible evidenciar el comportamiento de la junta, todas las pruebas del ensayo general fueron sometidas a cargas laterales monótonas. Para esto el ensayo fue dividido en dos grupos, el primer grupo comprende las pruebas 1 y 2, las cuales como se menciono anteriormente fueron estudiadas bajo condiciones geométricas idénticas y diseñadas como muestras pilotos para poder determinar la capacidad de las planchas. El grupo dos comprende el resto de las pruebas, las cuales se diseñaron implementando los resultados del primer grupo.

Para la realización del ensayo los investigadores realizaron un modelo de diseño, el cual identifica las principales fuerzas en el panel de conexión. La resistencia al cortante de la junta es acompañada por a) el panel de acero en cortante puro y b) el panel de concreto a través de la compresión diagonal. Basándose en esta aproximación de diseño, es la empleada para detallar las conexiones.

Una información más detallada del ensayo realizado puede ser evidenciada en la sección de anexos, en el cual se puede encontrar la descripción general del ensayo, mostrando su diseño y detalles de las vigas, columnas y planchas, así como las propiedades de los materiales como el concreto y las barras de acero empleadas. Adicionalmente se explica el sistema de cargas y como aplicando cargas en sentidos iguales y opuestos al final de la viga se simularon las cargas laterales en la junta

Para ambos grupos se siguió el mismo procedimiento general de ensayos para casi todas las muestras.

- Primeramente antes de cargar una muestra para estimar la capacidad de carga, se aplicó en cada dirección un nivel cíclico bajo, simulando una carga

de servicio aproximada, la cual se mantuvo alrededor de la mitad de la capacidad estimada de carga última de la muestra.

- Las cargas se aumentaron en pequeñas adiciones hasta que el elemento comenzara a perder rigidez, en ese punto la carga fue de desplazamiento controlado. A los extremos de la viga se fueron añadiendo pequeños incrementos de desplazamiento. En cada uno de estos puntos de incrementos, se grabaron cargas estáticas de la misma forma como se describe para la tensión. Las muestras fueron descargadas alrededor del 3 al 4% de acumulación, para luego ser cargadas y evaluar la falla en otra dirección.
- El comportamiento general de la junta ante los distintos sometimientos de los nueve ensayos estudiados al igual que la descripción general del estudio se muestra en la sección de anexos.

En resumidas cuentas, en la mayoría de los ensayos no se alcanzó un máximo de falla y estos culminaron cuando ocurrió la máxima distorsión de la junta.

En la tabla 12 se muestran los resultados de los ensayos, se señalan que las planchas aumentan considerablemente la resistencia de la junta y que las variaciones en el grosor de estas planchas, no afectan la capacidad de la junta. En comparación con el ancho y el grosor de la plancha, el uso de planchas extendidas tanto por encima como por debajo de la viga fue mucho más efectivo. El resto de consideraciones se identifican a detalle en los anexos.

Marco Normativo Legal

La Universidad Pedagógica Experimental (UPEL) en su Manual de Trabajo de Grado de Especialización Maestría y Tesis Doctoral (2003) cita que “los trabajos de investigación ameritan apoyarse de instrumentos legales, tales como la Constitución,

Normas, Leyes, Reglamentos, entre otros, para su cabal desarrollo; es bajo subtitulo que se incluirán los mismos”(p22)

Esta investigación está basada y sustentada bajo la legislación respectiva vigente, señalada en el transcurso de la documentación y especificada a continuación.

Norma Venezolana COVENIN 1618-98 aprobada por FONDONORMA con fecha 09 de Diciembre de 1998, declarada obligatoria en Gaceta Oficial Nro. 36.635 del 3 de Febrero de 1999, titulada: Estructuras de Acero para Edificaciones. Método de los Estados límites, siendo ésta su primera versión.

CAPÍTULO 3 CLASIFICACIÓN DE LAS ESTRUCTURAS SEGÚN SU TIPO, NIVEL DE DISEÑO Y TIPO DE CONEXIONES

Artículo 3.2 Clasificación Según El Tipo Estructural

La estructura deberá quedar clasificada en uno de los Tipos contemplados en este Artículo. Una estructura puede clasificar en Tipos diferentes, en sus dos direcciones ortogonales de análisis. La clasificación de los Tipos de sistemas estructurales es consistente con la clasificación de los Tipos de sistemas estructurales resistentes a sismos del Capítulo 6 de la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1756-98 Edificaciones Sismorresistentes. La combinación vertical de los sistemas estructurales deberá cumplir con la Sección 6.3.2 de la Norma 1756-98.

Artículo 3.3 Clasificación Según El Nivel De Diseño

De conformidad con el Artículo 6.2 la Norma venezolana COVENIN - MINDUR 1756 Edificaciones Sismorresistentes, la estructura deberá quedar clasificada en uno de los tres Niveles de Diseño caracterizados por diversas exigencias para el análisis, el diseño y el detallado de los miembros y conexiones de la estructura.

Artículo 3.4 Clasificación Según El Tipo De Conexiones

Bajos las condiciones que se establecen en este Artículo, se autorizan dos Tipos básicos de conexiones con sus correspondientes hipótesis de diseño, cada uno de estos Tipos controlará de una manera específica el comportamiento y la respuesta tanto de la estructura como la de cada una de sus partes, condicionando las dimensiones y resistencia de los miembros y sus conexiones. En el análisis de la estabilidad de la estructura se incorporará el efecto de la flexibilidad de las conexiones según se especifica en el Capítulo 9. Además de los requisitos generales del presente Artículo, el

diseño de cada tipo de conexión cumplirá con todos los otros requisitos particulares exigidos en esta Norma.

CAPÍTULO 10 ACCIONES E HIPÓTESIS DE SOLICITACIONES

Artículo 10.3 Hipótesis De Solicitaciones Para El Estado Límite De Agotamiento Resistente

Las solicitaciones mayoradas sobre la estructura, sus miembros, juntas y conexiones, así como su sistema de fundación, se determinarán de la hipótesis de solicitaciones que produzca el efecto más desfavorable. El efecto más desfavorable puede ocurrir cuando una o más solicitaciones no están actuando, por lo que todas las combinaciones indicadas a continuación deben ser investigadas, igualmente se investigarán las cargas de magnitud inferior a las máximas especificadas pero que actúan con un gran número de ciclos. Cuando la sollicitación pueda cambiar de dirección, se tendrá en cuenta en todas las combinaciones posibles, cambiando adecuadamente sus signos:

CAPÍTULO 23 SOLDADURAS

Artículo 23.2 Requisitos Sismorresistentes

Las juntas soldadas se harán conforme a la Especificación del Procedimiento de Soldadura preparada por el ingeniero estructural conforme a las exigencias de la Norma AWS D1.1 vigente y dentro de los parámetros establecidos por el fabricante del metal de aporte.

Todas las juntas soldadas usadas en los miembros principales y conexiones del sistema resistente a sismos serán soldadas con un material de aporte cuya clasificación por el AWS o por certificación del fabricante garantice en los ensayos de probetas Charpy con entalla en V, como mínimo una energía absorbida $J = 2.75 \text{ kgf.m}$ a la temperatura de ensayo de probetas $T_{cv} = -29^\circ \text{ C}$. En todos los casos donde esta Norma lo especifique, también se cumplirá con este requisito de tenacidad.

En los miembros, conexiones y juntas que formen parte del sistema resistente a sismos, las discontinuidades creadas por errores o durante las operaciones de fabricación o montajes, tales como punteos de soldadura, pletinas de extensión, ayudas de montaje, remoción con arco eléctrico y cortes a sopletes, se repararán de acuerdo con los métodos de reparación especificados y aprobados por el ingeniero estructural en las Especificaciones del Procedimiento de Soldadura, siguiendo los criterios de la Norma AWS D1.1 vigente.

Artículo 23.8 SOLDADURAS DE RANURA

Artículo 23.9 SOLDADURAS DE FILETE

Artículo 23.10 Soldaduras De Tapón O De Ranura

CAPÍTULO 24. REQUISITOS BÁSICOS

Artículo 24.3 Solicitaciones Mayoradas Y Resistencias Minoradas

En el diseño de los miembros de acero, concreto reforzado, y/o miembros mixtos acero – concreto, se usará el Método de los Estados Límites, por lo que se supone que los factores de mayoración de las solicitaciones y los factores de minoración de la resistencia teórica de esta Norma son consistentes. Las solicitaciones se calcularán usando las hipótesis de solicitaciones contempladas en el Capítulo 10, incluyendo los requisitos sismorresistentes, y las resistencias minoradas conforme a lo dispuesto en esta Norma. Los miembros de concreto reforzado cumplirán con los requisitos de la Norma ACI 318 vigente *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318) and Commentary (ACI 318R)* hasta tanto se actualice la Norma COVENIN – MINDUR 1753 *Estructuras de Concreto Armado para Edificaciones. Análisis y Diseño*.

En el proyecto sismorresistente de los Tipos estructurales mixtos acero – concreto se emplearán los factores de sobrerresistencia definidos en la Sección 10.3.1.

CAPÍTULO 25 TIPOS ESTRUCTURALES MIXTOS ACERO-CONCRETO

Artículo 25.2.3 Nivel de Diseño ND3

Se espera que los miembros de los pórticos proyectados, detallados, inspeccionados y construidos con el Nivel de Diseño ND3 sean capaces de soportar deformaciones inelásticas significativas cuando sean sometidos a las fuerzas resultantes de los movimientos sísmicos de diseño que actúan conjuntamente con otras acciones, tal como se definió en el Capítulo 9. Los pórticos con Nivel de Diseño ND3 cumplirán todos los requisitos de esta Sección.

Los pórticos que satisfagan los requisitos de la presente Sección serán diseñados de manera que las deformaciones inelásticas inducidas por el sismo ocurran principalmente en las vigas pero con limitadas deformaciones inelásticas en las columnas y/o en las conexiones.

Norma Venezolana 1753-2006 aprobada por FONDONORMA en reunión del consejo superior N° 2006-04 de fecha 30 de agosto de 2006, vigente, denominada: Proyecto y construcción de obras en concreto estructural.

CAPÍTULO 5 DOSIFICACIÓN, MEZCLADO, VACIADO Y CALIDAD DEL CONCRETO

Artículo 5.2.1 Resistencia promedio a la compresión

El concreto se dosificará para asegurar una resistencia promedio a la compresión, f'_{cr} , que exceda la resistencia especificada en el proyecto, f'_c . Los criterios que se establecen en las fórmulas (5-1) a (5-3) de la Sección 5.4.2, aseguran un cuantil congruente con los criterios de seguridad de esta Norma.

La resistencia especificada del concreto f'_c en miembros pertenecientes al sistema resistente a sismos no será menor que 210 kgf/cm². Cuando se utilicen agregados livianos, la resistencia especificada no debe exceder 300 kgf/cm², a menos que se demuestre experimentalmente que con otras resistencias, los miembros estructurales elaborados con esos materiales, poseen la misma resistencia y capacidad de disipación de energía que aquellos elaborados con concretos normales de igual resistencia.

Para la determinación de f'_c , se entiende como ensayo de resistencia el promedio de las resistencias de al menos dos cilindros hechos de la misma muestra, ensayados a los 28 días o a la edad de ensayo especificada de acuerdo con la Norma Venezolana 338 (Véase la Sección 5.9.2). El concreto debe producirse minimizando la frecuencia de resistencias por debajo de f'_c , con arreglo a los criterios de aceptación de la Subsección 5.9.2.3.

CAPÍTULO 8 ANÁLISIS Y DISEÑO. CONSIDERACIONES GENERALES

Artículo 8.5 Módulo De Elasticidad Y Coeficiente De Poisson

El módulo de elasticidad para el concreto, E_c , en kgf/cm², puede tomarse igual a: $0,14 wc^{1.5} \sqrt{f'_c}$ para valores de wc entre 1440 y 2500 kgf/m³. Para concretos de peso normal, puede considerarse $E_c = 1510 \sqrt{f'_c}$

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo E_s se considera igual a $2,1 \times 10^6$ kgf/cm².

Salvo que se determine experimentalmente, el coeficiente de Poisson μ para el concreto se tomará como 0,20.

CAPÍTULO 9 REQUISITOS PARA LOS ESTADOS LÍMITES

Artículo 9.3 Solicitaciones Para El Estado Limite De Agotamiento Resistente

Las sollicitaciones sobre la estructura, sus miembros y nodos para el Estado Límite de Agotamiento Resistente, U , se determinarán con base en las hipótesis de sollicitaciones que produzcan el efecto más desfavorable, el cual puede ocurrir cuando una o más sollicitaciones están actuando simultáneamente, por lo que deben estudiarse las combinaciones de la Tabla 9-3. Cuando la sollicitación pueda cambiar de sentido, se tendrán en cuenta en todas las combinaciones posibles, cambiando los signos de manera consistente.

CAPÍTULO 11 CORTE Y TORSIÓN

Artículo 11.4.1 Tipos de refuerzo por corte

El acero de refuerzo por corte puede consistir en:

- a. Estribos perpendiculares al eje del miembro o estribos que formen un ángulo de 45° o más con el acero de refuerzo longitudinal en tracción.
- b. Mallas de alambres electrosoldados, con alambres colocados perpendicularmente al eje del miembro.
- c. Zunchos o ligaduras.
- d. Barras de refuerzo longitudinal con dobleces que forman un ángulo de 30° o más con los restantes aceros de refuerzo longitudinales en tracción.
- e. Combinaciones de estribos y aceros de refuerzo longitudinales dobladas.

Los estribos y las otras barras o alambres que se utilicen como acero de refuerzo por corte abarcarán toda la altura útil d , medida desde la fibra extrema comprimida, y se anclarán en ambos extremos de acuerdo con el Artículo 12.4 para desarrollar la tensión cedente de diseño del acero de refuerzo. En los miembros que formen parte del sistema resistente a sismos se colocará acero de refuerzo por corte en toda su longitud, según se especifica en el Capítulo 18. Cuando se use más de un tipo de refuerzo por corte en una misma zona del miembro, la resistencia al corte V_s será la suma de los valores V_s correspondientes a cada tipo.

Artículo 11.4.1 Resistencia del acero de refuerzo por corte o torsión

La resistencia cedente especificada del acero de refuerzo en los miembros solicitados por corte o torsión, no excederá de 4200 kgf/cm², y en las mallas de alambres electrosoldados la resistencia cedente especificada no excederá de 5600 kgf/cm².

CAPÍTULO 18 REQUISITOS ADICIONALES PARA EL DISEÑO SISMORESISTENTE

Artículo 18.4.2 REQUISITOS: Nivel De Diseño Nd3. Miembros Solicitados A Flexión Y Carga Axial: Columnas

Se diseñarán según el presente Artículo los miembros solicitados por una fuerza axial mayorada que sea menor que $0,75 A f'_c$ y, además, satisfagan las siguientes condiciones geométricas:

- a. La menor dimensión transversal, medida a lo largo de una recta que pase por su centro geométrico, no sea menor que 30 cm.
- b. La relación entre la menor dimensión de la sección transversal y la correspondiente en una dirección perpendicular, no sea inferior a 0,4.
- c. Para prevenir la falla por adherencia en concretos con agregado de peso normal, se deberá cumplir la relación h/d_b según la fórmula (18-2), donde d_b es el diámetro de la barra longitudinal de mayor diámetro de la viga, cuando esta se extiende a través del nodo viga-columna.

$$\frac{h}{d_b} = \frac{\alpha_a f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (18-2)$$

Donde α_a tomará un valor entre 0,08 y 0,10 de acuerdo a las consideraciones expuestas en el Anexo H.

Los valores de la fórmula 18.2 se incrementarán en un 30% cuando se trate de concretos con agregado liviano.

d. Los efectos de esbeltez no exceden los límites establecidos en el Artículo 10.6.

Norma Venezolana COVENIN 1756-1:2001 aprobada por FONDONORMA en reunión de consejo superior de fecha 25 de Julio de 2001, declarada obligatoria en Gaceta Oficial Nro36.635 de fecha 20 de Enero 1999, cuyo nombre es: Edificaciones sismorresistentes, requisitos y comentarios.

CAPÍTULO 5 MATERIALES

Artículo 5.1 Propiedades Para El Diseño

En el diseño se utilizarán las propiedades del acero dadas en la Tabla 5.1. Los valores de la tensión de cedencia F_y , y resistencia a la tracción, F_u , a emplear en el diseño de acero serán los mínimos valores especificados en las correspondientes normas y especificaciones de los materiales y productos considerados. Los valores reportados en los certificados de ensayos efectuados por la acería solo tienen validez a efectos de la conformidad con norma y por lo tanto no deberán utilizarse como base para el diseño.

CAPÍTULO 6 CORTE Y TORSIÓN

Artículo 6.2.1 Niveles de diseño

NIVEL DE DISEÑO 1

El diseño en zonas sísmicas no requiere la aplicación de requisitos adicionales a los establecidos para acciones gravitacionales.

NIVEL DE DISEÑO 2

Requiere la aplicación de los requisitos adicionales para este nivel de diseño, establecidos en las Normas COVENIN-MINDUR.

NIVEL DE DISEÑO 3

Requiere la aplicación de todos los requisitos adicionales para el diseño en zonas sísmicas establecidos en las Normas COVENIN-MINDUR.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

Tipo de Investigación

Según lo indicado por Arias (2004), “Los tipos de investigación se clasifican en dos variantes fundamentales, la investigación documental es la que se basa en la obtención y análisis de datos provenientes de textos, documentos u otro Tipo de materiales escritos”

Por consiguiente y dadas las características del presente estudio, este se enmarca como tipo de investigación descriptiva, ya que su objetivo consiste en diagnosticar, estudiar la factibilidad y diseñar la conexión en estructuras mixtas compuestas por columnas rectangulares de concreto y vigas de acero, de manera tal que se establecieran como bases investigativas para la elaboración de una propuesta de diseño.

Diseño de la Investigación

El presente estudio corresponde a un diseño no experimental de corte documental. Al respecto Palella S. y Martins F. (2003) señalan que el diseño no experimental: “es aquella investigación que se realiza sin manipular en forma

deliberada ninguna variable, el investigador no vacía intencionalmente las variables independiente” (p. 80)

Por otro lado, conforme a lo afirmado por Sabino (2002), en una investigación documental “los datos que se emplearán fueron secundarios o de segunda mano, que en su oportunidad fueron primarios y, por tanto, el contacto con los hechos subsiste aunque se trate de referencias indirectas”.

El tipo de investigación empleada en el presente trabajo de grado, fue netamente documental, ya que el contenido del mismo fue elaborado en base de recopilación de libros, normas, publicaciones, guías, entre otros, para poder elaborar el método de diseño de las conexiones a momento entre columnas de concreto y vigas de acero.

Población y Muestra

La población estudiada está delimitada por las conexiones a momento en estructuras aporticadas mixtas, mientras que la muestra la constituyen aquellas conexiones entre columnas rectangulares de concreto armado y perfiles metálicos que se encuentren disponibles en el mercado Venezolano.

Descripción de la Metodología

Los procedimientos seguidos para recolectar la información que contribuirán con las bases del desarrollo investigativo, se pueden englobar en las siguientes fases:

Fase 1: Diagnosticar la necesidad de realizar el diseño de las conexiones viga – columna en estructuras mixtas de acero – concreto que garantice un mejor desempeño de la edificación. Esta fase se llevó a cabo a través de investigación de distintas

fuentes bibliográficas correspondiente al tema, pudiéndose evidenciar la carencia de un procedimiento preciso para este tipo de conexiones.

Fase 2: Recolectar la información teórica tal y como se indica en la fuente de investigación. Para llevar a cabo esta etapa se consultaron documentos tales como trabajos de investigación, Normas nacionales e internacionales, Trabajos de grados, libros de texto, y páginas web.

Fase 3: Organizar la información recolectada, de manera tal que sea posible establecer un orden coherente en la realización de un método efectivo, acorde con las normativas vigentes, de las conexiones a momento entre columnas de concreto y vigas de acero. Una vez analizada toda la documentación e información obtenida, se procede a identificar los parámetros y características requeridas para formular el diseño, las cuales serán establecidas según los requerimientos normativos vigentes en Venezuela.

Fase 4: Proponer una metodología de diseño de conexiones a momento que mejoren el sistema estructural para garantizar un desempeño eficiente ante acciones sísmicas y cargas gravitacionales. Al haber establecido la etapa anterior, se procede a generar una metodología que contempla los pasos necesarios que conlleven a garantizar un diseño y cálculo acorde con la normativa vigente

Fase 5: Realizar un diseño de una conexión tipo utilizando la metodología propuesta. Con el objeto de definir la efectividad de la metodología de diseño, se generó una hoja de cálculo digital que involucra el análisis comparativo del comportamiento estructural, según el diseño establecido y las diferentes variaciones entre las características geométricas de los elementos y condiciones propias del diseño.

Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

Las técnicas de recolección, según Sabino (ob.cit.),

Son la directriz metodológica que orienta científicamente la recopilación de información, datos u opiniones, que en este caso, fue la observación planificada, que según el autor es aquella que se emplea cuando el investigador planea con antelación que es realmente de interés para alcanzar sus objetivos.

De este modo, se empleó la recopilación de información mediante consulta bibliográfica, como técnica implementada. Los instrumentos de recolección de datos para la investigación son libros, revistas digitales, memorias digitales utilizadas para almacenar la información obtenida de la red Internet, normas vigentes Venezolanas, normas vigentes Americanas, etc., los cuales permitirán establecer un orden en toda la información recabada en una forma sistemática para abordar lógicamente cada capítulo, sección y sub-secciones del estudio.

Posteriormente, se procedió a revisar toda la información, seleccionando los elementos que expresaron verdadera relevancia en atención al esquema general y los objetivos para luego proceder, mediante una técnica analítica y sintetizada, a desarrollar cada aspecto relativo a las conexiones entre elementos Viga de Acero - Concreto.

Asimismo, se utilizó el programa informático AutoCAD 2011 a los fines de elaborar algunas de las ilustraciones requeridas.

Análisis de Datos

Una vez que se han aplicado todos los instrumentos de investigación y recolección de los datos, se obtiene una cantidad considerable de información que debe ser ordenada, clasificada y manejada de forma tal que pueda responder a cada

uno de los objetivos de esta investigación, primeramente se debe organizar dependiendo de las características de la información y luego se registra dicha información de manera tal que sea posible generar un orden coherente y efectivo del método de diseño, para el caso de esta investigación se refiere a información del tipo cualitativa ya que sólo se apreciarán las condiciones que cumplan o no con las normativas vigentes para este estudio y poder así establecer conclusiones y consideraciones al respecto.

CAPÍTULO IV

LA PROPUESTA

Para lograr el trabajo conjunto de un sistema estructural mixto, es necesario que las conexiones entre elementos sean concebidas y diseñadas de acuerdo a los posibles modos de falla que se generan al tener elementos de diferentes materiales, conocer los mecanismos estructurales, predecir el comportamiento de las solicitaciones a través de las juntas, por lo que en general, no es posible utilizar directamente las uniones comunes en construcción convencional constituidas o por acero o por concreto armado.

La configuración típica de las juntas de estructuras mixtas, que están siendo usadas con mayor crecimiento en los Estados Unidos, Japón y algunos otros países, es aquella donde las vigas de acero son continuas, es decir que atraviesan las columnas de concreto reforzado, debido a que normalmente estas últimas no poseen un ancho suficiente para poder embeber la viga en una longitud adecuada.

El libro “Composite construction design for buildings” (Ivan M. Viest, Joseph P. Colaco, Richard W. Furlong, Lawrence G. Griffis, Roberto T. Leon, Loring A. Wylie, 1997), basado en los códigos actualizados del método LRFD (Load resistance factor design), brinda una recopilación de conocimientos para el análisis y diseño de juntas mixtas el cual fue la base fundamental para la elaboración del diseño que se presenta a continuación.

Condiciones para el diseño

El diseño a presentar posee unas restricciones, entre ellas se tiene que solo aplican en las configuraciones tipo exterior e interior (Figura 10), pero no se emplean para las configuraciones tipo tope interior y tope de esquina (Figura 11), ya que no existe disponibilidad de una data de ensayos que soporten este diseño y los mecanismos básicos de transferencia de esfuerzos se consideran diferentes en estas conexiones en comparación con aquellas donde la columna de concreto existe tanto en la zona superior como en la zona inferior de la junta.

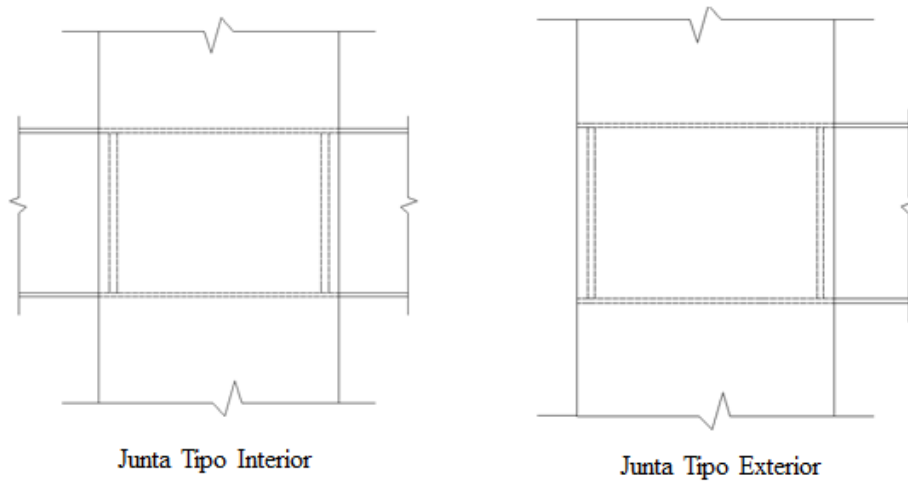


Figura 10. Configuración de la junta tipo interior y exterior están sustentadas por las directrices. Nota: Rueda A y Vásquez O (2012).

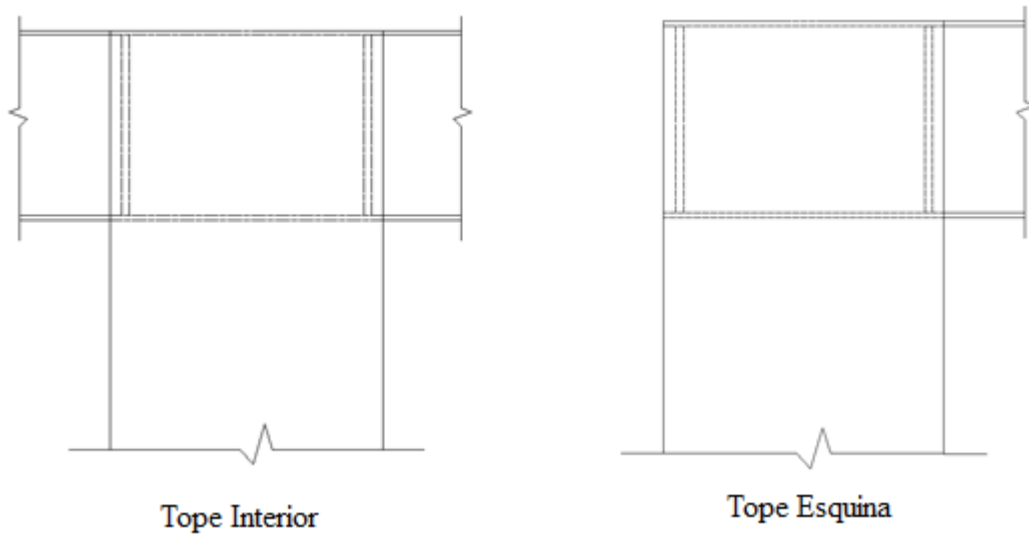


Figura 11. Configuraciones de las junta de tope no están sustentadas por las directrices. Nota: Nota: Rueda A y Vásquez O (2012).

Al mismo tiempo, se recomienda que para la transferencia de fuerzas a cortante y momento en las uniones de viga-columna se cumplan las siguientes limitantes:

- La relación de aspecto en la junta debe ser:

$$0,75 \leq h/d \leq 2 \quad \text{Ec. 4.1}$$

Donde:

h: Profundidad de la columna de concreto medida paralelo a la viga.

(Figura 4.3 (a))

d: Profundidad de la viga de acero medida paralelo a la columna. (Figura

4.3 (b))

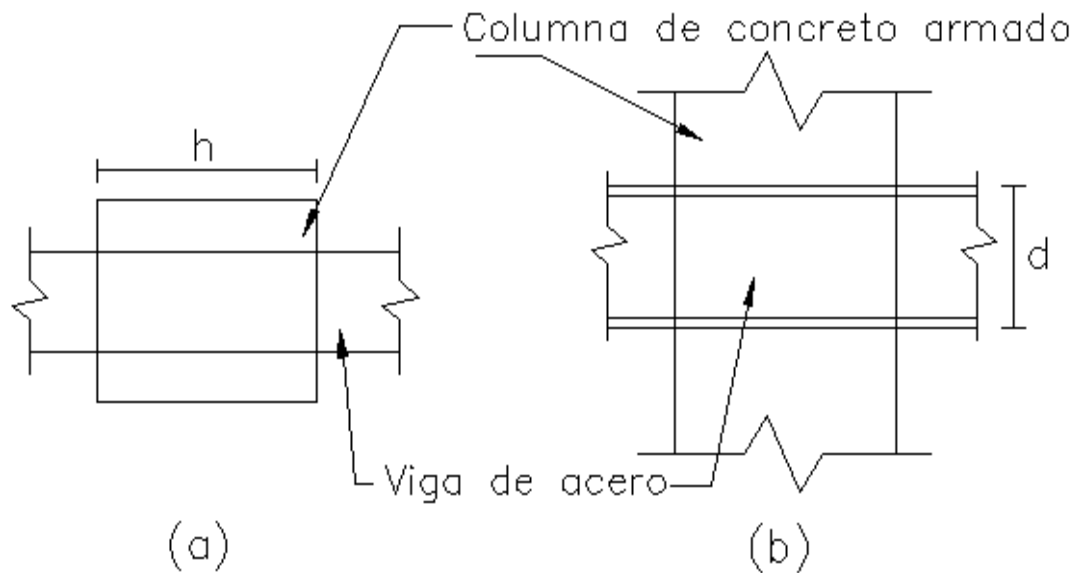


Figura 12. (a) Profundidad de la columna de concreto medida paralelo a la viga. (b) Profundidad de la viga de acero medida paralelo a la columna. Nota: Nota: Rueda A y Vásquez O (2012).

- Especificaciones De Los Materiales:

- a. El peso normal del concreto para propósitos de cálculo debe ser:

$$210 \text{ kg/cm}^2 \leq f'c \leq 422,73 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Según la Norma}$$

Venezolana COVENIN 1753-2006

- b. Para acero de refuerzo, $F_y \leq 4227,28 \text{ kg/cm}^2$

- c. Para el acero estructural, $F_y \leq 3515 \text{ kg/cm}^2$ según la Norma Venezolana COVENIN 1753-2006
- Fuerzas de diseño en las juntas: Aplicable para todos los casos de carga permanente, viva y fuerzas de viento. Para cargas sísmicas está limitado a zonas con peligro sísmico bajo a intermedio, equivalentes a zonas sísmicas de la cero (0) a la cuatro (4) definidas en la Norma Venezolana COVENIN 1756-01. Las excepciones a la exclusión de regiones de alta sismicidad se puede hacer donde pueda ser demostrado por pruebas o análisis, que el comportamiento de la junta es aceptable bajo la respuesta inelástica esperada.
 - Por otra parte, se tienen requisitos para el detallado de las juntas, donde se deben incluir apoyos a la viga de acero estructural y barras de refuerzo lateral y longitudinal en el área de la unión. Para esto se tienen placas de apoyo (FBPs; Face Bearing Plates), placas de apoyo extendidas, columnas de acero embebidas y refuerzo vertical en la junta. Como mínimo la placa de apoyo dentro de la profundidad de la viga debe ser igual al ancho del ala, esto es necesario para todos los pórticos que transfieran momentos significativos a través de la conexión. En la Figura 4.4 se pueden observar estos tipos de apoyo; los cuales pueden ser utilizados de forma individual o en combinaciones de uno con otro siempre y cuando todas las conexiones tengan planchas de apoyo entre las alas de la viga, ya que éstas mejoran el comportamiento de la junta, incrementando la resistencia y otorgándoles rigidez; de este modo se puede retrasar la aparición de grietas localizadas y aplastamiento, además proporcionan confinamiento adicional al concreto.

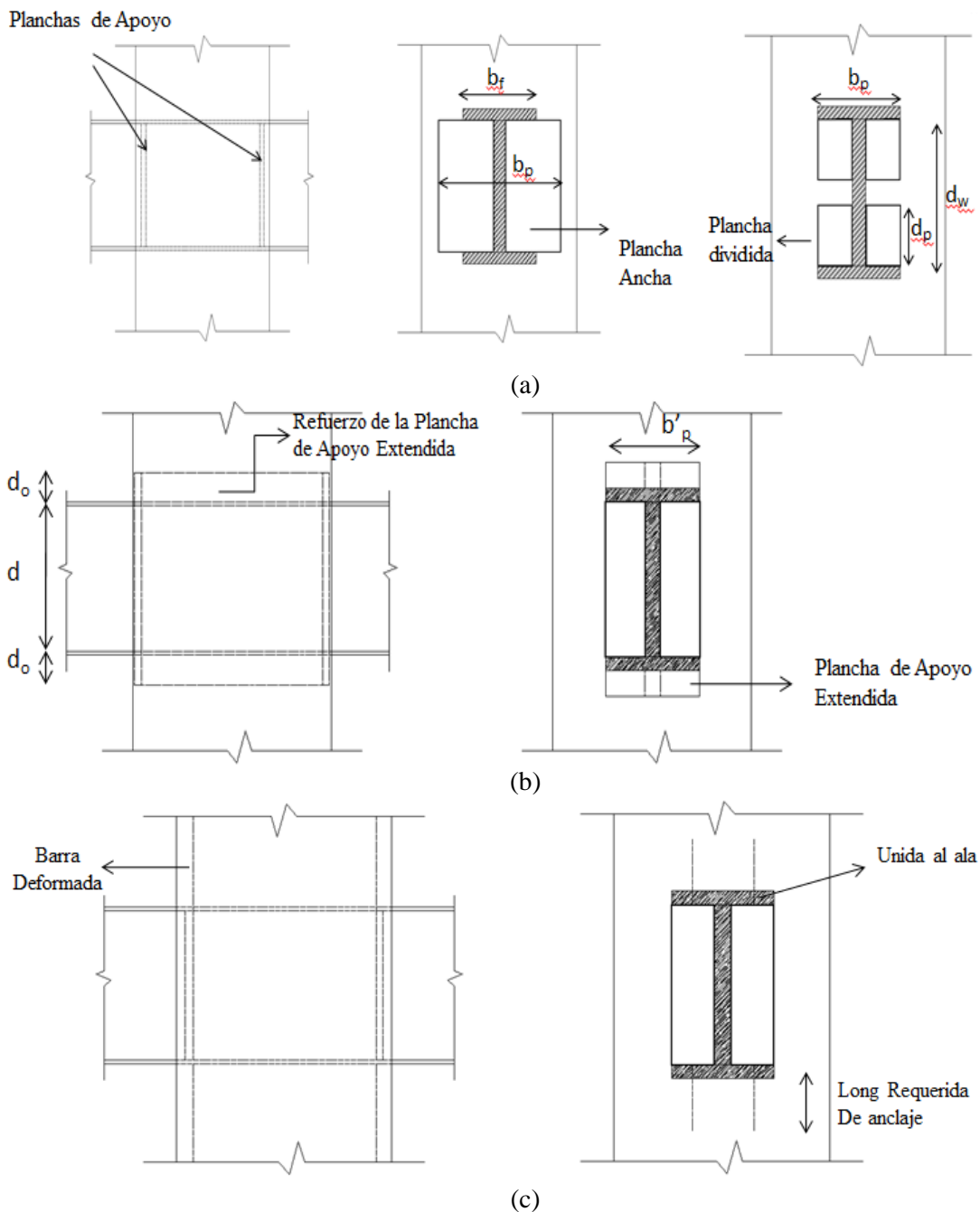


Figura 13. Posible detallado de las juntas. (a) Con placas de apoyo, (b) Con placas de apoyo extendida y (c) Refuerzo vertical en la junta. Nota: Rueda A y Vásquez O (2012).

Fuerzas en la conexión

La conexión debe ser diseñada para la interacción de fuerzas (flexión, cortante y axial) transferidas a través de los miembros adyacentes. El diagrama de fuerzas en

una sección típica, se muestra en la Figura 14, estas son producto de combinaciones de carga y deben estar en equilibrio; cabe acotar que por definición $V_{b1} = M_{b1} = P_{b1} = 0$ para juntas exteriores. Para propósitos de diseño solo se consideran en el cálculo de las fuerzas en la junta las mostradas en la Figura 4.6(a) y 4.6(b), dichas fuerzas pueden ser relacionadas por la ecuación (1) de equilibrio de momento:

$$\sum M_c = \sum M_b + V_b h - V_c d \quad (1)$$

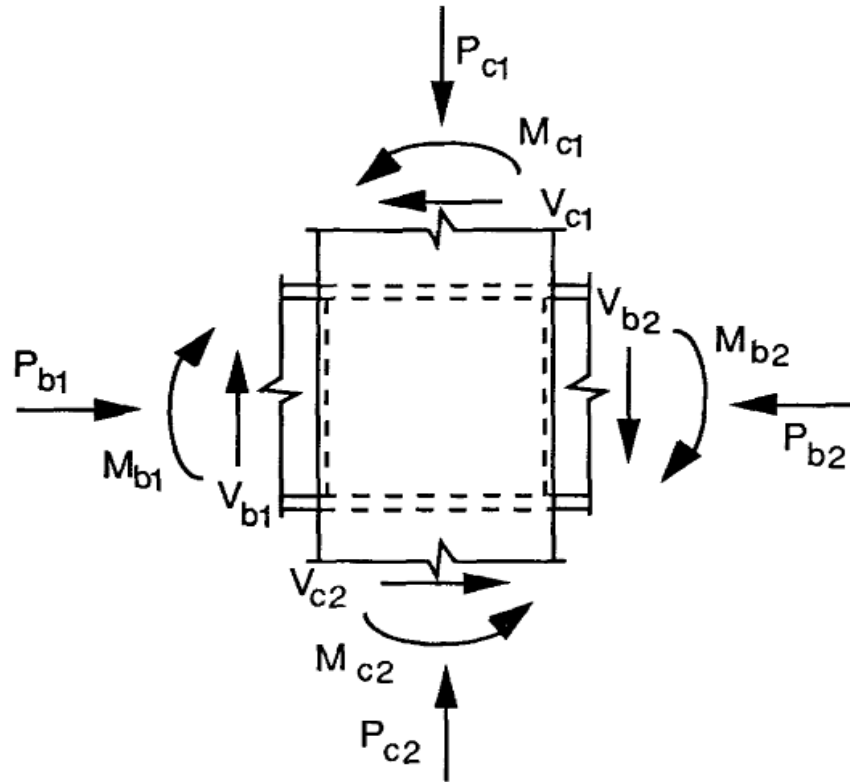


Figura 14. **Fuerzas de los miembros que actúan en la junta.** Nota: Datos tomados de la revista de Ingeniería Estructural (Journal of Structural Engineering) Vol. 120, N°8 (1994)

Donde:

$$\sum M_b = M_{b1} + M_{b2} \quad \text{Ec. 4.2}$$

$$\sum M_c = M_{c1} + M_{c2} \quad \text{Ec. 4.3}$$

$$V_b = \frac{V_{b1} + V_{b2}}{2} \quad \text{Ec. 4.4}$$

$$V_c = \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} \quad \text{Ec. 4.5}$$

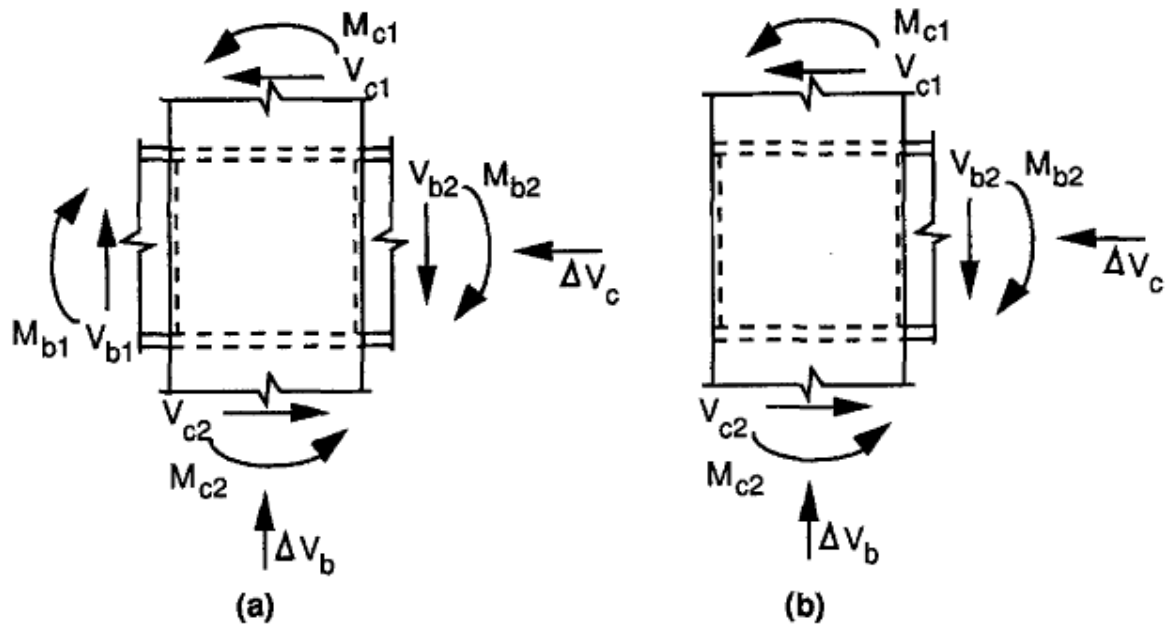


Figura 15. **Diseño de fuerzas en la junta: (a) Interior y (b) Exterior.** Nota: Datos tomados de la revista de Ingeniería Estructural (Journal of Structural Engineering) Vol. 120, N°8 (1994)

Donde:

$$\Delta V_b = V_{b2} - V_{b1} \quad \text{Ec. 4.6}$$

$$\Delta V_c = V_{c2} - V_{c1} \quad \text{Ec. 4.7}$$

Las fuerzas de diseño no incluyen los efectos de las fuerzas axiales en la columna de concreto, y ya que las fuerzas axiales en las vigas son generalmente muy pequeñas, estas se desprecian en el cálculo. Según pruebas en las juntas compuestas (Nishiyama 1990; Minami 1985; Macrakis y Mitchell 1980) e información de diseño en juntas de concreto armado (ACI-ASCE Comité 352 1985; Park y Paulay 1975), indican que es conservador el negar los efectos de las cargas de compresión axial normalmente encontradas en el diseño. Esto se fundamenta en ensayos donde las tensiones de compresión axial tienden a impedir la abertura de grietas en la junta. Los efectos de tensión axial de la columna no han sido probados y pueden resultar en una disminución de las fuerzas cortantes y rigidez de la unión.

En la práctica, en Estados Unidos, los pórticos compuestos han sido utilizados principalmente en sistemas de marcos planos, donde las vigas de entrepiso a partir de la dirección fuera del plano no introducen importantes fuerzas en la conexión. En general, el uso de pórticos compuestos, de dos direcciones, no se recomienda debido a la congestión en el nodo. No obstante, cuando se utilizan vigas en dos direcciones ortogonales de la columna, la resistencia de la unión se puede verificar de forma independiente en cada una de las direcciones, aplicando las pautas de diseño para las máximas fuerzas de la unión.

Tominaga y Murai (1992) realizaron ensayos para determinar la relación esfuerzo-deformación del cortante en la junta en nodos donde existen pórticos como el mencionado en el presente trabajo de investigación pero en dos direcciones ortogonales, este fue realizado proporcionando planchas entre las alas de cada viga, de manera tal, que dichas planchas se unan a las de las vigas perpendiculares entre sí, generando un encasamiento alrededor del nodo, dicha información puede describir de mejor forma tanto la capacidad última a corte como la curva esfuerzo-deformación del cortante de la junta.

Además, Nishiyama (2004) también realizaron estudios en dicha conexión, de comportamiento sísmico bajo diferentes condiciones geométricas de los que cuales concluyeron que el uso de planchas como encamisado y planchas de apoyo adecuadas, son efectivas para incrementar la resistencia al corte y mejorar el comportamiento sísmico de la junta. Adicionalmente, en la región del panel exterior contribuye a un corte correspondiente al 30 % de la capacidad máxima ya que este encamisado disminuye la capacidad de transferencia de tensiones en las regiones del panel exterior. En este orden ideas, concluyeron basados en el promedio de esfuerzos de corte del concreto en la junta, es aproximadamente 30 % de la resistencia a compresión del concreto, el arco efectivo se puede estimar como $1/4$ a un $1/3$ del ancho de la columna, y puede aumentar cuando la junta tiene planchas como encamisado y planchas de apoyo.

Consideraciones de resistencia

La resistencia de diseño de la junta es obtenida por la multiplicación de la carga nominal y el factor de resistencia ϕ . A menos que se indique lo contrario ϕ debe ser igual a 0,70. Debido a la cantidad limitada de ensayos en las conexiones compuestas, no es posible obtener el factor de resistencia de una forma estadística. El valor de $\phi = 0,70$ fue escogido para proporcionar un valor conservador utilizado en todo el diseño independientemente de los distintos modos de falla, el cual es aproximadamente 20% menor que el valor igual $\phi = 0,85$ usado para miembros compuestos en las especificaciones de la AISC-LRFD (“Load” 1993). Debido a esta ausencia de información, la relación $0,85/0,70 = 1,2$ se basa en la correlación de los factores de seguridad entre las conexiones y los miembros implicados en las especificaciones de la AISC (“Load” 1993) ($2/1,67 \approx 1,2$).

Modos de falla en las juntas

La fuerza en la unión debe ser chequeada por dos modos de falla básicos: falla por cortante del panel y falla del aplastamiento vertical, mostradas en la Figura 16. La falla a corte del panel es similar a la asociada típicamente con acero estructural o juntas de concreto armado, sin embargo, en las juntas compuestas, participan tanto de acero estructural como el concreto reforzado con elementos de panel, la capacidad está dada por la resistencia al corte del alma de la viga delimitada por las alas y las planchas de apoyo, y la resistencia al corte del concreto circundante. Dependiendo de la rigidez relativa de acero y concreto y del nivel de confinamiento, puede llegar a alcanzarse la plastificación en corte en el alma de la viga y la formación de un campo de compresiones en el hormigón adyacente. La falla del aplastamiento se produce en lugares de tensiones de compresión alta, la viga gira como un cuerpo rígido prácticamente y la falla se concentra en el concreto, arriba y debajo de la viga, por compresión y por separación. Las barras de refuerzo soldadas a la viga que se muestran en la Figura 16 (b) constituyen una forma de mejorar la resistencia de la conexión a este modo de falla, ya que impiden la apertura de las grietas en los lados traccionados del nudo.

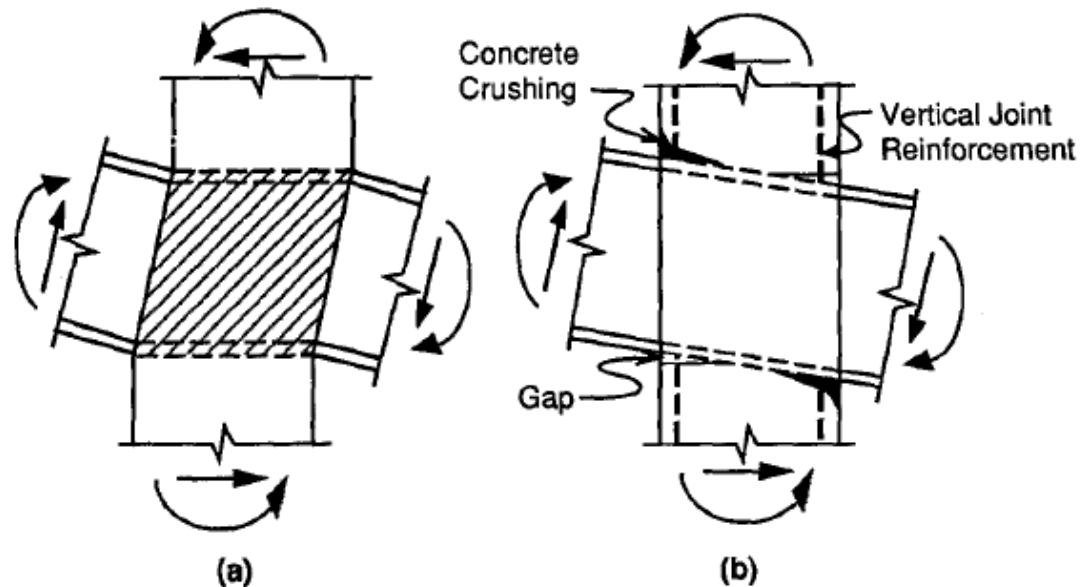


Figura 16. Modos de falla en la junta: (a) Falla por cortante del panel, (b) Aplastamiento del concreto. Nota: Datos tomados de la revista de Ingenieria Estructural (Journal of Structural Engineering) Vol. 120, N°8 (1994)

Ancho efectivo de la junta

El ancho efectivo de la junta (Figura 17) dentro de la columna (b_j) es igual a la suma de los anchos del panel interior y exterior (b_i y b_o), viene dado como:

$$b_j = b_i + b_o \quad \text{Ec. 4.8}$$

Cuando se habla del panel interior se refiere al área delimitada por el ancho de la plancha que no puede ser menor que el ancho de las alas y cuando se habla del panel exterior es lo que falta para completar el ancho de la columna aunque sin tomar en cuenta el recubrimiento del concreto.

El diseño de este tipo de conexión utiliza planchas de apoyo para evitar que la viga de acero deslice en la columna de concreto, por efecto del punzonamiento. Las planchas de apoyo deben ser, como mínimo, ajustadas al perfil (Figura 18), pero pueden ser mas grandes (Figura 19) de ser necesario, por la resistencia limitada del concreto al aplastamiento o a la magnitud del momento flector a transmitir.

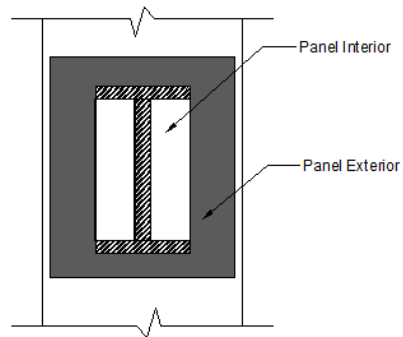


Figura 17. **Panel interior, Panel Exterior.** Nota: Rueda A y Vásquez O (2012).

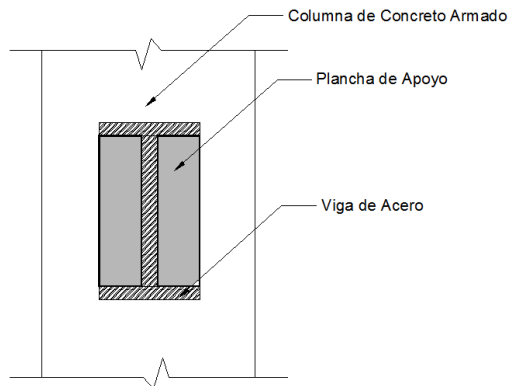


Figura 18. **Planchas de apoyo ajustadas al perfil.** Nota: Rueda A y Vásquez O (2012)..

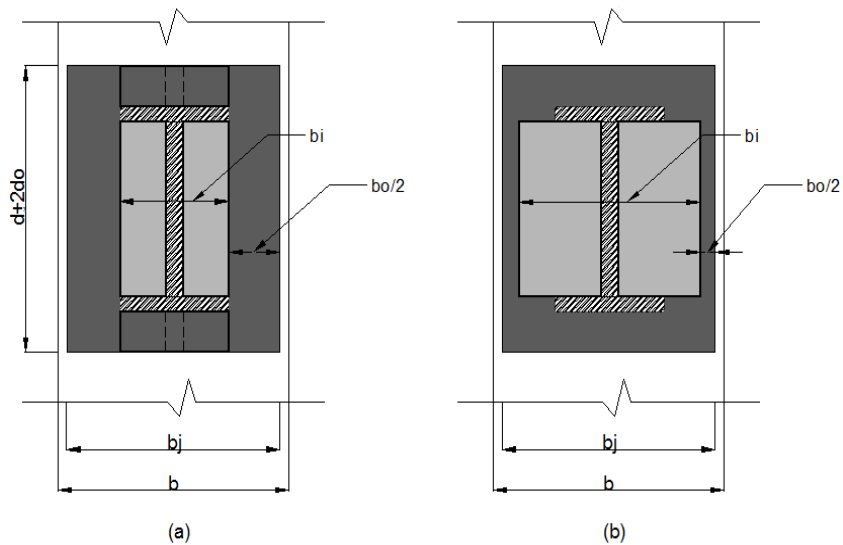


Figura 19. **(a) Planchas de apoyo extendidas, y (b) Planchas de apoyo anchas.** Nota: Rueda A y Vásquez O (2012).

El ancho interior b_i , debe ser igual al mayor valor entre el ancho de la plancha de apoyo b_p , o el ancho de la de la viga b_f . Cuando se utilizan planchas de apoyo

extendidas, el ancho del panel exterior se calcula utilizando la geometría total de la sección transversal de acuerdo con lo siguiente:

$$b_0 = C(b_m - b_i) \leq 2d_0 \quad \text{Ec. 4.9}$$

En donde:

$$b_m \frac{b_f + b}{2} \text{ pero no puede ser mayor que } b_f h, \text{ ni mayor que } 1,75b_f$$

de ser así se toma el menor valor.

$$C = y/b_f \quad \text{Ec.4.10}$$

El valor de d_0 será el menor valor entre $0,25d$ y la altura de la plancha de apoyo extendida, cuando éstas se encuentren presentes, siendo d : Profundidad de la viga.

En el caso de que no exista columna de acero ni planchas de apoyo extendidas, se tendrá: $b_0 = d_0 = 0$

En la ecuación de b_m :

b : Ancho de la columna de concreto medida perpendicular a la viga.

y : Valor del ancho de la plancha de apoyo extendida.

La resistencia al corte de la junta se calcula basándose en un ancho efectivo de la junta de concreto, la cual es la suma de los anchos del panel interior y exterior, como se muestra en la Figura 19. El concreto en el panel interior es aplastado contra las planchas de apoyo entre las alas de la viga. La participación del concreto fuera de las alas de la viga depende de la movilización de los puntales de compresión horizontal que se forman a través de influencia directa de las planchas de apoyo extendidas, en el concreto por encima y por debajo de la unión, como se muestran en las Figura 20. El empuje hacia afuera en el extremo de las diagonales de compresión es resistido por las ligaduras horizontales que se encuentran por encima y por debajo de la viga (Figura 20), siendo estas necesarias para resistir las fuerzas a tensión paralela y perpendicular a la viga. Las fuerzas perpendiculares a la viga se equilibran entre sí, y aquellas tensiones paralelas a la viga se transfieren en el área de compresión externa.

La eficacia de los mecanismos de diagonales (puntales de compresión)-ligaduras mostradas en la Figura 20 se basan en la geometría y las proporciones de la columna de concreto y los elementos estructurales de acero, las ecuaciones (4.8) y (4.9) y el límite sobre d_0 son semiempíricos y fueron basados en pruebas (Deierlein1988, 1989).

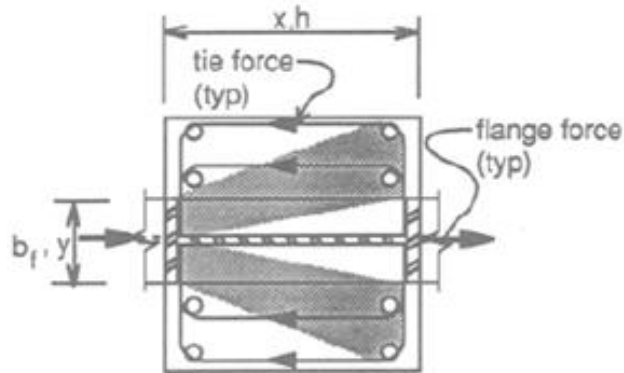


Figura 20. Mecanismos de transmisión de fuerza horizontal al panel exterior de acero a través de planchas de apoyo extendidas. Nota: Datos tomados de la revista de Ingeniería Estructural (Journal of Structural Engineering) Vol. 120, N°8 (1994)

Aplastamiento del concreto

La resistencia vertical al aplastamiento en la unión (ver la Figura21) se considera adecuada cuando se satisface la siguiente ecuación:

$$\sum M_c + 0,35h\Delta V_b \leq \Phi[0,7hC_{cn} + h_{vr}(T_{vn} + C_{vn})] \quad \text{Ec. 4.12}$$

Donde:

$\sum M_c$ y ΔV_b =Fuerzas aplicadas en la junta.

$$C_{cn} = 0,6f'_c b_j h \quad \text{Ec. 4.13}$$

T_{vn} y C_{vn} =Resistencias nominales en tensión y compresión respectivamente del refuerzo vertical en la unión, que se une directamente a la viga de acero.

h_{vr} = Distancia entre barras, medida paralela a la dirección de la viga.

La conexión entre el refuerzo y la viga de acero, el desarrollo del refuerzo a través del anclaje al concreto y la resistencia del material de refuerzo, son factores que deben ser considerados en el cálculo de las fuerzas por T_{vn} y C_{vn} . Además,

usando la ecuación (4.12), la contribución del refuerzo vertical está limitada a lo siguiente:

$$T_{vn} + C_{vn} \leq 0,3f'_c b_j h \quad \text{Ec. 4.14}$$

Las relaciones de fuerzas en la conexión son debido a los efectos combinados de los momentos y esfuerzos cortantes transferidos entre la viga y la columna. Los momentos y esfuerzos cortantes que actúan en la unión se muestran en la Figura 21 (b). En la Fig. 21 (c), los momentos de la columna, M_{c1} y M_{c2} , se sustituyen con las fuerzas en el refuerzo vertical, T_v y C_v , y las fuerzas verticales de aplastamiento, C_c .

Los cortes de la viga en las Figura 21 (b) y 21 (c) están relacionados por las ecuaciones (4.2)-(4.7). La ecuación (4.12) proviene del equilibrio de momentos de las fuerzas que actúan en la conexión en la Fig. 21 (c) y la sustitución de la C_c , T_v y C_v , con sus respectivos valores nominales de resistencia. Las longitudes de la zona de aplastamiento, a_c , por encima y por debajo de la viga, se asume que son iguales, y en la ecuación (4.12) se establecen igual a los valores máximos de $a_c = 0,3h$ éste límite está basado en estudios y se utiliza en sustitución de una limitación de la tensión máxima del concreto. La resistencia al aplastamiento del concreto, C_{cn} , es calculada usando un esfuerzo de aplastamiento $2f'_c$ sobre el área de apoyo con una longitud $a_c = 0,3h$ y con un ancho b_j .

La tensión máxima de aplastamiento $2f'_c$ expresa el confinamiento del concreto a través del refuerzo y el concreto adyacente. Estos valores están basados en datos de estudio realizados a juntas (Sheikh 1987, 1989; De&rlein 1988) y apoyados directamente de ensayos (Minami 1985).

El refuerzo vertical en la junta debe consistir en barras de refuerzo, varillas, ángulos de acero, u otros elementos unidos directamente a la viga de acero para transferir las fuerzas verticales a la columna de concreto. Dependiendo del tipo de conexión a la viga de acero, el refuerzo debe ser considerado para actuar tanto en tensión como en compresión o solamente en compresión ($T_v = 0$). Los refuerzos

verticales u otros detalles deben ser solicitados para transferir las fuerzas en los refuerzos verticales en el alma de la viga de acero.

Si la cantidad de refuerzo vertical es muy alta, existe la incertidumbre de que la junta en el concreto entre la parte superior e inferior de las alas de las vigas de acero, pueden ser sometidas a esfuerzos excesivos de aplastamiento. La ecuación 4.14 proporciona un límite superior en la contribución del refuerzo vertical de la junta a la capacidad de aplastamiento.

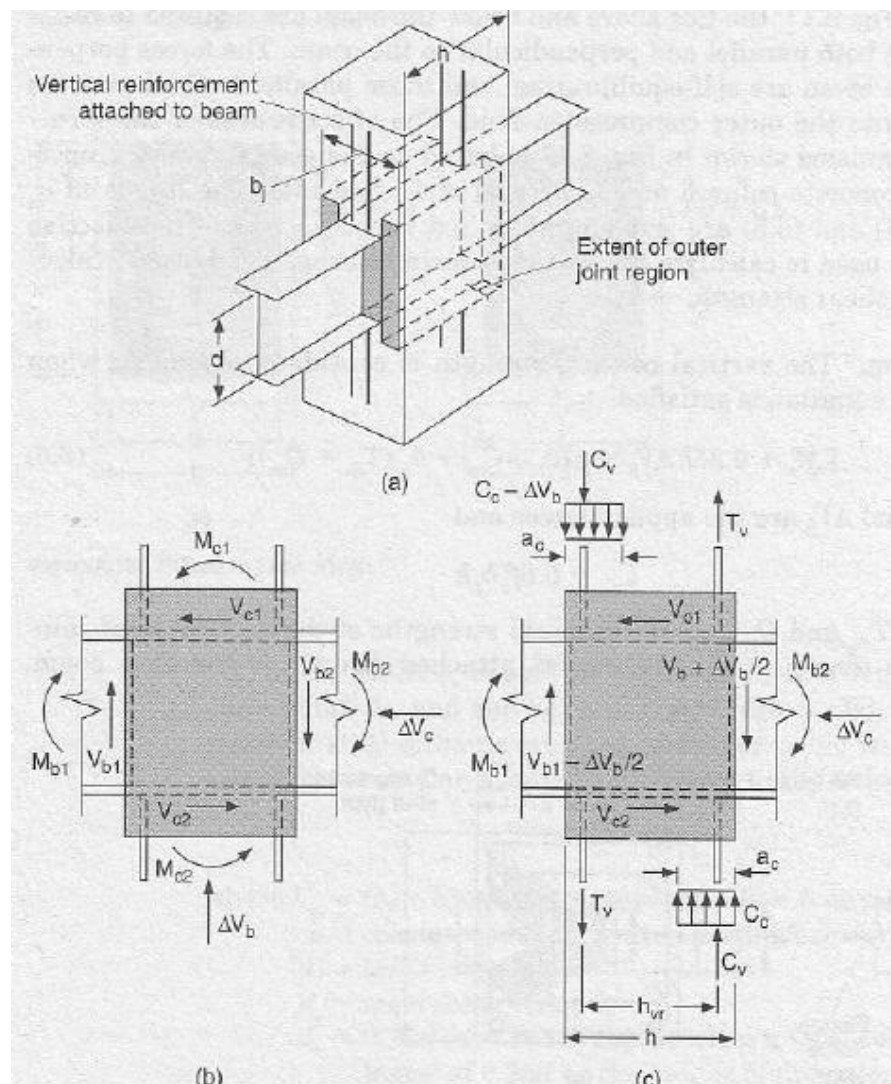


Figura 21. Equilibrio de las fuerzas de diseño en la unión y fuerzas resultantes internas: (a) Unión típica; (b) Fuerzas aplicadas en la junta; y (c) Relación de fuerzas verticales. Nota: Datos tomados de Viest, Colaco, Furlong, Lawrence, Leon, Wyllie (1997)

Cortante horizontal

La resistencia horizontal al corte de la junta es la sumatoria de la resistencia nominal al corte de:

1. El panel de acero, V_{sn} .
2. La compresión diagonal interna del concreto V_{cn} .
3. La sección externa a compresión del concreto V_{fn}

Los valores de V_{sn} , V_{cn} y V_{fn} deben ser determinados siguiendo los procedimientos dados más adelante para el cálculo de “Resistencia nominal del panel de acero”, “Resistencia nominal del mecanismo de compresión diagonal del concreto” y “Resistencia nominal del mecanismo de compresión en la sección de concreto” respectivamente. La resistencia horizontal al corte se considera adecuada si satisface la siguiente ecuación:

$$\sum M_c - V_b j h \leq \Phi [V_{sn} d_f + 0,75 V_{cn} d_w + V_{fn} (d + d_o)] \quad \text{Ec. 4.15}$$

Donde:

$$V_b = (V_{b1} + V_{b2})/2$$

d_f = Distancia entre las alas de la viga medidas de centro-centro.

d_w = Profundidad del alma de la viga acero.

d_o = Como se indico en la sección del “Ancho efectivo de la junta”

$$j h = \frac{\sum M_c}{\Phi (T_{vn} + C_{vn} + C_c) - \frac{\Delta V_b}{2}} \geq 0,7 h \quad \text{Ec. 4.16}$$

$$C_c = 2 f'_c b_j a_c \quad \text{Ec. 4.17}$$

$$a_c = \frac{h}{2} - \sqrt{\frac{h^2}{4} - K_p} \leq 0,3 h \quad \text{Ec. 4.18}$$

$$K_p = \frac{1}{\Phi 2 f'_c b_j} [\sum M_c + \Delta V_b h/2 - \Phi (T_{vn} + C_{vn}) h_{vr}] \quad \text{Ec. 4.19}$$

Los tres mecanismos de corte en la unión se pueden observar en la Figura 4.13. Exactamente la contribución viene de la compresión del concreto que se forma dentro del panel interno, b_i , y la sección de compresión que se forma en el ancho del panel externo, b_o (Figura 20). La compresión diagonal en el concreto (Figura 22 (b)) es transmitida a través del apoyo mediante las planchas dentro de la profundidad de la

viga. La sección de compresión (Figura 22 (c)) es transmitida a través de un soporte horizontal (ligaduras) y mecanismos de anclaje (Figura 21) que se forman a través del apoyo mediante las planchas extendidas. Para el caso de la Figura 22 (c) el área de compresión se moviliza por la presencia de la columna de acero tanto arriba como debajo de la viga.

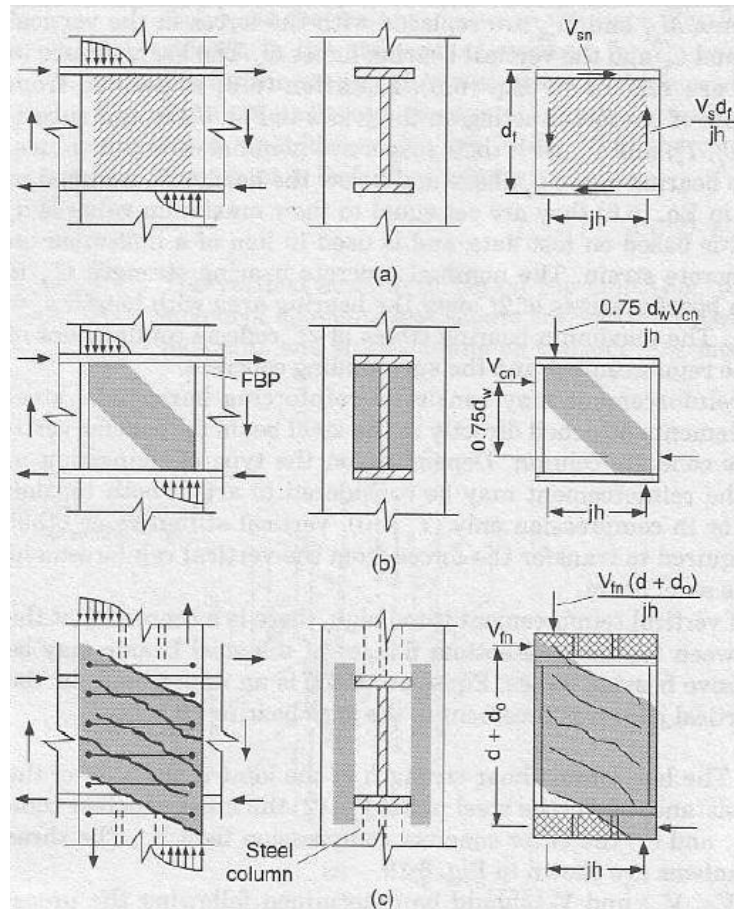


Figura 22. Mecanismos de corte en la unión: (a) Panel de acero; (b) Compresión diagonal interna del concreto; y (c) Sección a compresión externa del concreto. Nota: Datos tomados de Viest, Colaco, Furlong, Lawrence, Leon, Wyllie (1997)

La ecuación 4.15 proviene de igualar las cortantes verticales, a través de la unión debido a las cargas aplicadas, a la resistencia al corte total de la conexión (Ubicada del lado derecho de la ecuación 4.15, la cual es la suma de las resistencias verticales al corte de los tres componentes mostrados en la Figura 22). En referencia a la Figura 21(c) el cortante aplicado a través de la junta es la sumatoria del cortante de la viga y

las fuerzas internas de la columna (C_c, C_v, T_v y ΔV_b), los cuales están relacionados a los momentos de la columna ($\sum M_c$) mediante la ecuación de jh (Distancia horizontal entre la resultante del par de fuerzas internas). En el mismo orden de ideas el lado izquierdo de la ecuación 15 se basa en los cortantes aplicados en la junta en términos de los momentos totales aplicados en la columna $\sum M_c$, y los cortantes en la viga V_b .

La resistencia al corte en la junta aumenta a medida que jh aumenta, por lo que es conservador para calcular la resistencia al corte utilizar el valor mínimo de $jh = 0.7h$. Esto es equivalente al caso en donde no hay refuerzo vertical en la junta y $a_c = 0.3h$. Para más precisión (más grande) el valor de la resistencia al corte será obtenido resolviendo para valores de la fuerza de aplastamiento vertical, c_c , y la longitud de la zona de aplastamiento del concreto a_c , usando las ecuaciones mencionadas anteriormente para determinar dichos valores. Dichas ecuaciones se derivan basándose en el equilibrio de fuerzas en la junta usando el máximo esfuerzo al aplastamiento del concreto como $2f'_c$. De igual forma, para simplificar la expresión de a_c , se realiza una aproximación en el tratamiento de ΔV_b , derivando en las ecuaciones de a_c y K_p . Esta aproximación resulta en un pequeño error en el valor calculado de a_c , el cual siempre es conservador y es igual a cero cuando $\Delta V_b = 0$.

Resistencia nominal del panel de acero

El esfuerzo nominal en el panel de acero, V_{sn} , se calcula mediante la siguiente expresión:

$$V_{sn} = 0.6F_{YP} \cdot t_{sp} \cdot jh \quad \text{Ec.4.20}$$

F_{YP} y t_{sp} son el esfuerzo de cedencia del panel de acero y el espesor del panel de acero, respectivamente y jh es calculado mediante la ecuación descrita anteriormente (Ec. 4.16).

La resistencia del corte nominal del panel de acero, V_{sn} , se calcula como la resistencia cedente al corte promedio, $0.6F_{yp}$, actuando sobre la longitud efectiva de la junta, jh .

Resistencia nominal del mecanismo de compresión diagonal del concreto

La resistencia nominal del mecanismo de compresión diagonal del concreto, V_{cn} , es calculado de la siguiente forma:

$$V_{cn} = 0,63\sqrt{f'_c}b_p \cdot h \leq 0.5f'_c b_p d_w \quad \text{Ec.4.21}$$

Donde b_p , está limitado por lo siguiente:

$$b_p \leq b_f + 5t_p \quad y \quad b_p \leq 1,5b_f \quad \text{Ec. 4.22}$$

Y t_p es el espesor de la plancha de apoyo. Además f'_c y $\sqrt{f'_c}$ están en unidades Kips/pulg².

La compresión diagonal representada en la Figura 22 (b), es similar a la usada para modelar el cortante en las juntas monolíticas de concreto armado. V_{csn} es calculado basándose en un promedio limitando la tensión horizontal a corte de $0,63\sqrt{f'_c}$ sobre la proyección horizontal del panel interior ($b_p \cdot h$) en la ecuación de V_{cn} . El termino de tensión a corte, cuando se expresa en psi, es aproximadamente igual $20\sqrt{f'_c}$ el cual es igual al usado en las juntas de concreto armado. Para prevenir las fallas de aplastamiento al final de la diagonal, el corte horizontal en la ecuación de V_{cn} es limitado por un esfuerzo de aplastamiento de $2f'_c$ sobre el área superior e inferior de la plancha de apoyo, como se muestra en la Figura 22 (b), igual a $0.25b_p d_w$. El ancho efectivo del panel es limitado por la expresión basada en el ancho máximo usado en pruebas.

Resistencia nominal del mecanismo de compresión en la sección de concreto

La resistencia Nominal a la Compresión en el área de concreto V_{fn} , se calcula mediante:

$$V_{fn} = V'_c + V'_s \leq 0,63\sqrt{f'_c}b_o h \quad \text{Ec.4.23}$$

Donde:

V'_c y V'_s Son calculados como se mostrara en la sección de ligaduras dentro de la profundidad de la viga y f'_c y $\sqrt{f'_c}$ están en unidades Kips/pulg².

V_{fn} Estará limitado por las secciones, ligaduras adyacentes a la junta y planchas de apoyo.

Las ecuaciones para calcular la compresión en la sección de concreto, son similares a las utilizadas para el cálculo del esfuerzo nominal a corte en vigas de concreto armado con ancho efectivo b_o y profundidad h . El mayor limite en el esfuerzo cortante horizontal de la sección a compresión, V_{fn} se mantiene igual al promedio de la tensión de corte de $0,63\sqrt{f'_c}$ sobre la proyección horizontal del panel exterior ($b_o h$). Donde la tensión axial del nodo éste presente en la columna, la contribución de $V'_c = 0$.

Consideraciones de detallado

Ligaduras horizontales

Las barras de refuerzo horizontal deben ser colocadas en la columna dentro de la profundidad de la viga y por encima y por debajo de la viga para transmitir las fuerzas de tensión que se desarrollan en la junta. Las ligaduras que son requeridas dentro y fuera de la junta deben ser calculadas utilizando los requerimientos de las secciones de “ligaduras dentro de la profundidad de la viga” y “ligaduras adyacentes a la junta y planchas de apoyo”. Las ligaduras perimetrales y cruzadas pueden ser desarrolladas por cualquiera de los ganchos de 90°, los cuales se conectan a una barra longitudinal, o empalmado las ligaduras a través de vueltas. Los detalles del gancho y las longitudes de empalme deben ser conforme a lo dispuesto en el ACI 318-08, los códigos de construcción para el concreto armado (ACI Comité 318-08).

Dentro de la profundidad de la viga, las ligaduras horizontales transportan las fuerzas de tensión asociadas a la zona de compresión como se observa en la Figura 22

(c) (sección a compresión externa del concreto). Las ligaduras por encima y por debajo de la viga también participan en el mecanismo de puntales horizontales y ligaduras, que transfiere el cortante fuera de la zona en compresión como se muestra en la Figura 20. Las ligaduras también proporcionan confinamiento al concreto y las adyacencias de la junta, ver Figura 23.

Las provisiones de esta sección se basan en gran medida en las recomendaciones y normativas existentes para juntas de concreto armado y elementos (ACI-ASCE 1985; ACI 1989) y en resultados de ensayos (Sheikh et al. 1987, 1989; Deierlein et al. 1988, 1989). La mayor parte de los requisitos de las ligaduras están relacionados directamente con el cortante transportado por el panel exterior, V_{cf} .

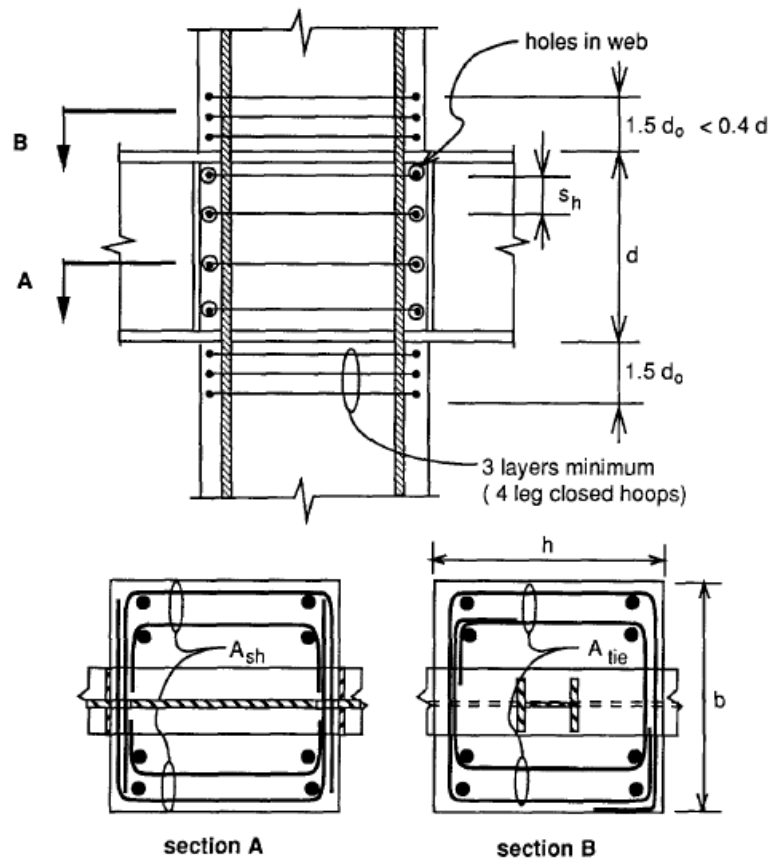


Figura 23. **Ligaduras de refuerzo.** Nota: Datos tomados de la revista de Ingenieria Estructural (Journal of Structural Engineering) Vol. 120, N°8 (1994)

Ligaduras dentro de la profundidad de la viga

La máxima resistencia a la compresión en el concreto, V_{fn} , está limitado por la suma de las fuerzas resistidas por las ligaduras horizontales de la columna y el concreto. La fuerza proporcionada por el concreto se calcula con la siguiente expresión:

$$V'_c = 0,16\sqrt{f'_c}b_0h \quad \text{Ec. 4.24}$$

Donde:

b_0 = Ancho del Panel Exterior.

h = Ancho de la columna medido paralelo a la viga.

En el caso cuando la columna esta a tensión, $V'_c = 0$

La fuerza proporcionada por las ligaduras horizontales se calcula como:

$$V'_s = \frac{A_{ct}F_y h^{0,90}}{s_h} \quad \text{Ec. 4.25}$$

A_{ct} Será el área de la sección transversal de las barras de refuerzo en cada capa de ligaduras separadas un s_h a través de la profundidad de la viga. La misma será medida a través de un plano vertical perpendicular a la viga.

Adicional a los requerimientos de las ecuaciones de V'_s y V_{fn} , A_{ct} debe cumplir también la condición:

$$A_{ct} \geq 0.004 bs_h \quad \text{Ec. 4.26}$$

Las ecuaciones de V'_c , V'_s y V_{fn} , son similares a las ecuaciones para calcular los requisitos de los estribos a corte en vigas de concreto armado en el código para construcción de edificaciones de la ACI, ACI 318-08 (ACI comité 318 2008). Donde el miembro esta a tensión, las ligaduras horizontales se requieren para resistir todo el cortante presente en la sección de compresión externa, es decir $V'_c = 0$. Usualmente es más económico proporcionar ligaduras adecuadas para maximizar V_{cf} , en lugar de proporcionar solo las ligaduras mínimas por A_{ct} .

El diseño de las ligaduras usado en las pruebas se muestra en la Figura 23. En la profundidad de la viga, un par de ligaduras en cada capa debe atravesar agujeros en el alma de la viga para proporcionar un confinamiento continuo alrededor de la junta.

Las pruebas han demostrado que los orificios en el alma de la viga no reducen la capacidad de esfuerzo cortante en esta, siempre que:

1. Los agujeros estén situados a $0,15h$ de la cara de la columna de concreto
2. La relación entre el área neta y el área gruesa del alma, medida en los orificios, es mayor que 0.7.

Las planchas de apoyo proporcionan confinamiento en el centro de la columna la cual mejora el anclaje y el comportamiento de las ligaduras superiores. El esfuerzo mínimo especificado por A_{ct} , está basado en la investigación y las recomendaciones en los Estados Unidos y Japón para juntas de concreto armado. (Deierlein et al.1988).

Ligaduras adyacentes a la junta

Como mínimo para todas las juntas, se deben proporcionar tres capas ligaduras por encima y por debajo de la viga, y las barras en cada capa debe ser al menos equivalente a la siguiente:

1. Para $b \leq 510 \text{ mm}$, cuatro (4) barras de #3(10 mm).
2. $510 \text{ mm} < b \leq 760 \text{ mm}$, cuatro (4) barras de #4(12 mm).
3. $b > 760 \text{ mm}$, cuatro (4) barras de #5(16 mm).

Estas ligaduras deben cerrarse de forma rectangular y que puedan resistir la tensión paralela y perpendicular a la viga. Las tres capas deben guardar una distancia de $0.4d$ por encima y por debajo de la viga.

Más allá del mínimo requerido, donde el campo de compresión externa se utiliza para resistir el corte en las juntas, el requerimiento mínimo de ligaduras por encima y

por debajo de la viga puede ser gobernada por la necesidad de transferir la fuerza V_{cf} desde las alas de la viga al panel exterior de concreto. El área mínima de la sección transversal basada en este requisito, no debe ser menor a:

$$A_{ti} \geq \frac{V_{fn}}{F_{yh}} \quad \text{Ec. 4.27}$$

Donde:

V_{fn} : Resistencia nominal al corte de la zona de compresión externa del concreto.

Debe ser menor o igual al valor nominal V_{fn} .

F_{yh} : Resistencia a la fluencia del refuerzo.

El área calculada A_{ti} , es el área total de la sección transversal (medida a través de un plano vertical perpendicular a la viga) de las ligaduras situadas a una distancia vertical a la viga de $0.4d$.

Las ligaduras por encima y por debajo de la viga cumplen dos funciones: En primer lugar, las ligaduras mínimas requeridas por encima y por debajo de la viga, como se muestra en la Figura 24, proporciona un confinamiento en la zona de aplastamiento altamente tensionada adyacente al ala de la viga. En segundo lugar, donde el campo de compresión externa es necesario para resistir el corte, las barras por encima y por debajo de la viga forman la ligadura mostrada en el mecanismo de la Figura 21. Este mecanismo es necesario para transmitir la fuerza, V_{fn} , horizontalmente al campo de compresión. La fuerza, V_{fn} , puede ser calculada utilizando la ecuación (4.15) mediante la solución de la resistencia requerida, V_{fn} , en términos de $\sum M_c, V_b, V_{sn}$ y V_{cn} . En la ecuación 4.27, la fuerza cortante horizontal está limitada por la capacidad de las ligaduras. Si el área de la ligadura requerida por dicha ecuación 4.27, no se satisface, entonces la resistencia de la sección a compresión V_{fn} se debe reducir de acuerdo a las ecuaciones (4.15) y (4.23)

Barras verticales de las columnas

El tamaño de las barras de refuerzo vertical en las columnas que pasan a través de la junta deben estar limitadas de la siguiente manera:

$$d_r < \frac{(d+2d_0)}{20} \quad \text{Ec. 4.28}$$

Donde, para barras individuales:

$d_r =$ El diámetro de cada barra vertical.

Y para un conjunto de barras:

$d_r =$ El diámetro de una barra de área equivalente.

Se pueden hacer excepciones a la Ecuación 4.28 donde pueda demostrarse que el cambio en la fuerza en las barras verticales a través de la región de la junta, ΔF_{vb} , satisface lo siguiente:

$$\Delta F_{vb} < 1,2(d + 2d_0)\sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. 4.29}$$

Donde f'_c esta en unidades de MPa y $\sqrt{f'_c}$ lleva las unidades de N por mm.

El límite del tamaño de la barra de acero (Ecuación 4.28) se basa en límites similares propuestos para juntas en concreto armado para limitar el deslizamiento de las barras asociado con posibles grandes cambios en las barras de refuerzo debido a la transferencia de momentos a través de la junta. Las excepciones a la Ecuación 4.28 se proporcionan para los casos donde se requieren grandes barras verticales para transmitir las fuerzas axiales de la columna, y la restricción del tamaño de la barra sería inapropiada.

En referencia a la Figura 24, los esfuerzos teóricos en las barras por encima y por debajo de la junta se pueden calcular basándose en las fuerzas de la columna ($P_{c1}, P_{c2}, M_{c1}, M_{c2}$) usando un análisis común para la sección de agrietamiento del

concreto armado. Los requisitos de anclaje de la barra pueden ser calculados como el cambio en las barras de refuerzo a través de la junta.

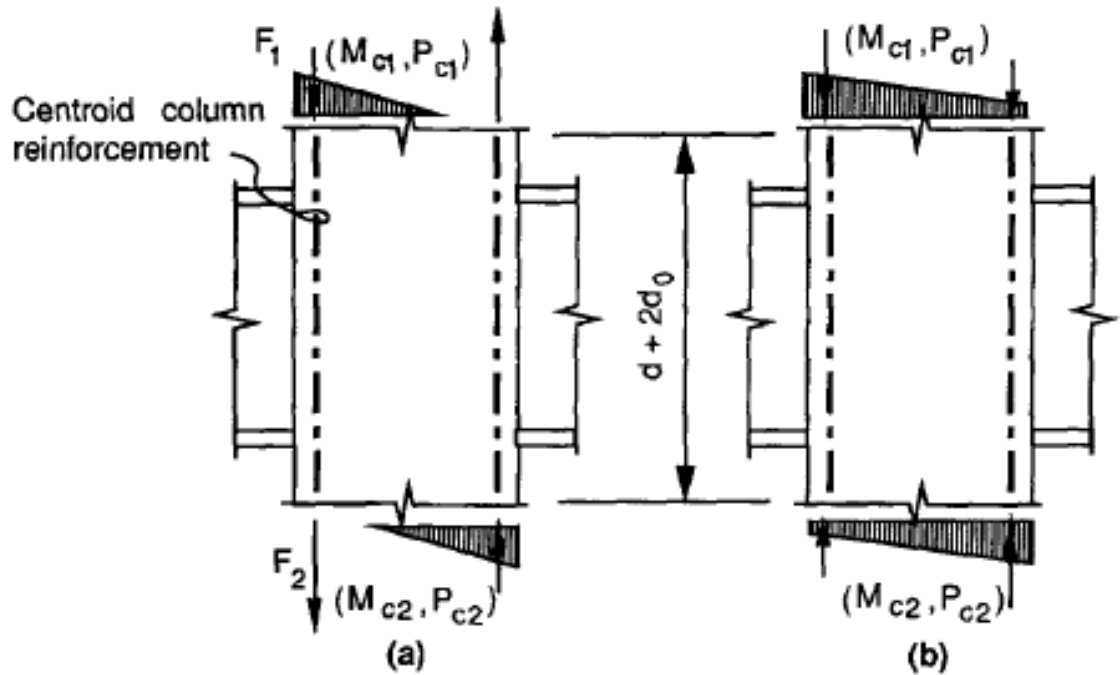


Figura 24. Fuerzas en el refuerzo longitudinal: (a) Bajas cargas axiales, (b) Elevadas cargas axiales. Nota: Datos tomados de la revista de Ingeniería Estructural (Journal of Structural Engineering) Vol. 120, N°8 (1994)

El límite en ΔF_{vb} en la Ecuación 4.29 está basado en el desarrollo de una relación de fuerza/longitud de 1,2 a 1,5 veces como se usa en la ACI 318-89 para desarrollo de longitudes de barras deformadas a tensión. El valor más generoso para el desarrollo es permitido ya que:

1. Los requisitos reales de desarrollo en las juntas son una combinación de tensión y compresión.
2. Por lo general se permite cierto deslizamiento de las barras verticales en las juntas de concreto armado ya que los requerimientos estándar de desarrollo estarían prohibidos.

Planchas de Apoyo (FBPs)

Las planchas de apoyo dentro de la profundidad de la viga deben ser detalladas para resistir las fuerzas cortantes horizontales en la compresión diagonal del concreto, $V_{cn} \leq Nominal V_{cn}$. Donde se utilizan planchas divididas, la altura de la plancha d_p , no debe ser menor de $0.45d_w$. El espesor de la plancha debe cumplir las siguientes condiciones:

$$1. \quad t_p \geq \frac{1}{0,6b_f F_{up}} (V_{cn} - b_f t_w F_{yw}) \quad \text{Ec. 4.30}$$

$$2. \quad t_p \geq 0.2 \sqrt{\frac{V_{cn} b_p}{F_{yp} d_w}} \quad \text{Ec. 4.31}$$

$$3. \quad t_p \geq \frac{V_{cn}}{1,2b_f F_{up}} \quad \text{Ec. 4.32}$$

Donde:

F_{up} , es el esfuerzo último de la plancha de conexión.

F_{yp} , es el esfuerzo de cedencia del panel de acero.

F_{yw} , es el esfuerzo de fluencia del alma de la viga.

También, el espesor t_p debe ser tal que:

$$4. \quad t_p \geq b_p / 22 \quad \text{Ec. 4.33}$$

$$5. \quad t_p \geq \frac{(b_p - b_f)}{5} \quad \text{Ec. 4.34}$$

El espesor requerido de la plancha de apoyo es en función de su geometría, condiciones de soporte, resistencia a la cedencia y la distribución de las fuerzas de aplastamiento del concreto. Ya que dicha distribución no es uniforme, los métodos tradicionales de análisis (por ejemplo, método de la línea de cedencia no son adecuados y generalmente resultan en espesores demasiado conservadores.

Las ecuaciones 4.30, 4.31 y 4.32 son fórmulas semi empíricas derivadas de ensayos en las juntas (Sheikh 1987). Las ecuaciones 4.30 y 4.31 limitan las tensiones de corte en las planchas, mientras que la ecuación 4.32 los esfuerzos de pandeo flexional. Las soldaduras que conectan la plancha a la viga deben estar dimensionadas para que soporten la capacidad total de la plancha, tanto en corte y flexión. La fuerza V_{cn} puede ser calculada mediante la ecuación 15 tomando a $V_{fn} = 0$.

Alas de la viga de acero

La fuerza vertical de aplastamiento asociada con el cortante en la junta en la plancha de acero causa pandeo de las alas de la viga de acero. Las alas de la viga se pueden asumir capaces de resistir pandeo transversal si el espesor satisface lo siguiente:

$$t_f = 0.30 \sqrt{\frac{b_f t_{sp} d F_{yp}}{h F_{yf}}} \quad \text{Ec. 4.35}$$

Donde:

t_{sp} = El Espesor del panel de acero.

F_{yp} = Esfuerzo de cedencia del panel de acero.

F_{yf} = Esfuerzo a la fluencia de las alas de la viga.

La Ecuación 4.35 es una fórmula semi empírica derivada de pruebas de juntas (Sheikh 1987) para fuerzas de aplastamiento igual al esfuerzo cortante en el panel de acero. Si el espesor del ala de la viga no satisface la Ecuación 4.35, el ala debe ser reforzada para incrementar su resistencia al pandeo transversal para llevar a una fuerza de aplastamiento igual a la fuerza de corte vertical del panel de acero (que no exceda P_{eq}). El refuerzo puede consistir de refuerzos verticales adicionales o planchas de aplastamiento soldadas a las alas.

Planchas de apoyo extendidas

Cuando se usen las planchas de apoyo extendidas, estas se deben diseñar para resistir fuerzas iguales a los cortantes transmitidos a la junta por el campo de compresión externa, V_{fn} . El promedio de la tensión a compresión del concreto entre estos elementos debe ser menor o igual que $2f'_c$ y debe ser considerado para actuar sobre una altura máxima por encima del ala de la viga igual a d_o . Cuando estos elementos no se detallan para la fuerza requerida completa, el valor de V_{fn} debe ser reducido proporcionalmente en las ecuaciones 4.25 y de 4.23.

Las planchas extendidas deben ser capaces de resistir el pandeo transversal si su espesor satisface la siguiente expresión:

$$t_{pe} \geq 0.12 \sqrt{\frac{V_{fn} b_{pe}}{d_o F_y}} \quad \text{Ec. 4.36}$$

Donde:

b_{pe} : Ancho de plancha de apoyo extendida.

F_y : Esfuerzo de cedencia mínima del acero.

Además de satisfacer la Ecuación 4.36, el espesor de la plancha extendida no debe ser menor al espesor de la plancha entre las alas de la viga.

Las planchas extendidas se requieren de apoyo contra las diagonales de compresión, como se muestra en la Figura 10. La fuerza neta de aplastamiento paralela a la viga es igual a la fuerza cortante, V_{fn} , donde V_{fn} puede ser calculado como se describe en la sección de ligaduras adyacentes a la junta. El diseño de estos elementos usualmente es controlado por el pandeo transversal en las planchas, el esfuerzo cortante de la plancha de soporte y la conexión a la viga de acero.

La resistencia máxima del concreto, $2f'_c$, es la misma que la permitida para el aplastamiento contra las alas de la viga. La altura máxima efectiva de la región de

aplastamiento ($d_0 \leq d/4$) (Figura 4 (b)) es escogida en base a los límites disponibles en la data de los ensayos.

Los métodos tradicionales de análisis para el pandeo flexional de las planchas extendidas usualmente resultan en espesores sumamente conservadores. La Ecuación 4.36 es una fórmula semiempírica derivada de ensayos en juntas (Deierlein 1988) y solamente se basa en consideraciones de pandeo flexional. Las placas extendidas, también deben ser chequeadas ante la fractura por corte. Las soldaduras que conectan estas planchas a la viga de acero deben ser proporcionadas para la máxima capacidad en flexión y corte de estas planchas.

Consideraciones para la construcción

La unión debe ser detallada para facilitar la secuencia de construcción, incluyendo las disposiciones para el montaje del acero estructural, la fabricación y el montaje de barras de refuerzo, instalación de los encofrados y la colocación del concreto.

La rentabilidad de los sistemas compuestos es debida en gran parte, a los procedimientos eficientes de construcción y montaje, que pueden variar considerablemente dependiendo del proyecto. Al realizar construcciones compuestas se involucran la coordinación de diferentes oficios, se debe tener un cuidado adicional para asegurar la construcción de la junta. Para permitir la colocación adecuada del concreto en la junta, el ancho del ala de la viga de acero, debe ser inferior al ancho de la mitad de la columna (Deierlein 1988).

Metodología de Diseño

A continuación se presenta la metodología de diseño de conexiones a momento entre columnas rectangulares de concreto armado y vigas de acero, lo cual es basado en el presentado en las secciones anteriores. Así en función de los chequeos para el adecuado diseño de la conexión, los pasos a seguir son:

Datos de Entrada

Inicialmente es necesario tomar en cuenta todos los datos de entrada para el cálculo y diseño de la conexión, dichos datos son variables conocidas, como características de la columna de concreto armado, de la viga de acero y de la plancha (dimensiones, resistencias, etc.), así como también las cargas actuantes que participan en la junta (cargas variables, permanentes y sísmicas) y las fuerzas de corte y momento producidas por ellas.

Cargas de Diseño

Las cargas inducidas a los elementos deben ser factorizadas siguiendo los requerimientos estipulados en la norma Venezolana COVENIN 1756-01, en los cuales se toman en cuenta la acción del sismo.

$$1,2CP + \gamma CV + \Omega_0 S \quad \text{Ec. 4.37}$$

$$1,2CP + \gamma CV - \Omega_0 S \quad \text{Ec. 4.38}$$

$$0,9CP + S \quad \text{Ec. 4.39}$$

$$0,9CP - S \quad \text{Ec. 4.40}$$

Donde:

CP = Cargas Permanentes.

CV = Cargas Variables.

S = Cargas por sismo.

γ = Factor de mayoración de las cargas variables.

Ω_0 : Factor de sobrerresistencia del sistema estructural resistente a sismos.

El factor de sobrerresistencia “ Ω_0 ” será igual a 3, ya que son sistemas aporticados (Según la Norma Venezolana COVENIN 1618-98, en el capítulo 10, artículo 10.3.1). Por otra parte, las solicitaciones sísmicas S se obtendrán según el capítulo 8 de la Norma Venezolana COVENIN 1756-01, en el artículo 8.6 de dicha norma se permite calcular la acción sísmica S . Además, para determinar el valor del factor de mayoración de la carga variable “ γ ” se debe guiar por lo establecido en el capítulo 10, artículo 10.3 de la Norma Venezolana COVENIN 1618-98.

Cálculo de solicitaciones de diseño

Se deben calcular:

$$\sum M_c = M_{c1} + M_{c2} \quad \text{Ec. 4.41}$$

$$\sum M_b = M_{b1} + M_{b2} \quad \text{Ec. 4.42}$$

$$V_c = \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} \quad \text{Ec. 4.43}$$

$$V_b = \frac{V_{b1} + V_{b2}}{2} \quad \text{Ec. 4.44}$$

$$\Delta V_b = V_{b2} - V_{b1} \quad \text{Ec. 4.45}$$

$$\Delta V_c = V_{c2} - V_{c1} \quad \text{Ec. 4.46}$$

Se debe considerar que si la conexión a diseñar es del tipo exterior, se tendrá que: $M_{b1} = V_{b1} = P_{b1} = 0$, ya que solo habrán fuerzas inducidas de un solo lado de la junta.

Cálculo del ancho efectivo de la junta dentro de la columna:

Para calcular el ancho efectivo de la junta dentro de la columna b_j es necesario determinar el ancho del panel interior (b_i) y el ancho del panel exterior (b_o).

Ancho del panel interior b_i

Será el mayor valor entre el ancho de la plancha de apoyo b_p o el ancho del ala de la viga b_f .

Ancho del panel exterior b_o

Caso 1: Presencia de Plancha de Apoyo Extendida:

Primero el diseñador debe calcular el valor de b_m , quien es el promedio del ancho de la columna y el ancho del ala de la viga. El cual será calculado de la siguiente manera y será el menor valor entre:

$$b_m = \frac{b_f + b}{2} ; b_f + h ; 1,75 b_f \quad \text{Ec. 4.47}$$

Donde

b: Ancho de la columna de concreto medida perpendicular a la viga.

b_f : Ancho del ala de la viga.

h: Profundidad de la columna de concreto medida paralela a la viga.

Luego se debe calcular el parámetro de diseño C quien será:

$$C = \left(\frac{y}{b_f} \right) \quad \text{Ec. 4.48}$$

Donde:

b_f : Ancho del ala de la viga

y: Valor del ancho de la plancha de apoyo extendida

Una vez obtenidos los valores de C , b_m y b_i , se procede a calcular el valor del ancho del panel exterior b_o :

$$b_o = C(b_m - b_i) \leq 2d_o \quad \text{Ec. 4.49}$$

Donde:

d_o : Será el menor valor entre $0,25d$ y la altura de la plancha de apoyo extendida.

d: Profundidad de la viga.

Caso 2: Presencia de plancha de apoyo (no extendida):

En el caso que no se tenga plancha de apoyo extendida se tendrá que:

$$b_0 = d_0 = 0 \quad \text{Ec. 4.50}$$

Al obtener el valor de b_0 , según sea el caso, se procede a calcular el ancho efectivo de la junta, mediante la ecuación:

$$b_j = b_i + b_0 \quad \text{Ec. 4.51}$$

Chequeo del aplastamiento del Concreto

Para verificar si la junta no falla por aplastamiento vertical del concreto, se debe satisfacer la siguiente relación:

$$\sum M_c + 0,35h\Delta V_b \leq \Phi[0,7hC_{cn} + h_{vr}(T_{vn} + C_{vn})] \quad \text{Ec. 4.52}$$

Donde:

$\sum M_c$ y ΔV_b : Fuerzas aplicadas en la junta.

Φ : Factor de resistencia, 0,70.

h_{vr} : Distancia entre las barras verticales, medida paralela a la dirección de la viga.

T_{vn} y C_{vn} : Resistencias nominales en tensión y compresión respectivamente del refuerzo vertical en la junta, que se une directamente a la viga de acero.

La contribución del refuerzo vertical está limitada a lo siguiente:

$$T_{vn} + C_{vn} \leq 0,3f'_c b_j h \quad \text{Ec. 4.53}$$

La resistencia nominal al aplastamiento del concreto, C_{cn} , se calcula como:

$$C_{cn} = 0,6f'_c b_j h \quad \text{Ec. 4.54}$$

En el caso de que las barras de refuerzo vertical no atraviesen las alas de la viga, se tomarán las resistencias nominales en tensión y compresión respectivamente como $T_{vn} = C_{vn} = 0$

Una vez obtenidos estos valores, el diseñador procederá a evaluar la condición de aplastamiento vertical, si esta se cumple, no controla por aplastamiento. De lo contrario, se le recomienda al diseñador que considere barras de refuerzo vertical que atraviesen las alas de la viga y/o considerar planchas extendidas.

Chequeo del cortante en la junta

Se debe chequear la condición de la resistencia horizontal al corte, la cual se considera adecuada si satisface la siguiente ecuación:

$$\sum M_c - V_b j h \leq \Phi [V_{sn} d_f + 0,75 V_{cn} d_w + V_{fn} (d + d_o)] \quad \text{Ec. 4.55}$$

Donde:

Φ : Factor de resistencia, 0,70.

d_f : Distancia entre las alas de la viga, medida de centro a centro.

d_w : Profundidad del alma de la viga de acero.

d_o : Dependerá de si la plancha es o no extendida.

d : Profundidad de la viga de acero medida paralela a la columna.

C_c : Fuerza vertical de aplastamiento.

$$C_c = 2 f'_c b_j a_c \quad \text{Ec. 4.56}$$

a_c : Longitud de la zona de aplastamiento.

$$a_c = \frac{h}{2} - \sqrt{\frac{h^2}{4} - K_p} \leq 0,3h \quad \text{Ec. 4.57}$$

K_p : Parámetro de diseño.

$$K_p = \frac{1}{\Phi 2 f'_c b_j} \left[\sum M_c + \frac{\Delta V_b h}{2} - \Phi (T_{vn} + C_{vn}) h_{vr} \right] \quad \text{Ec. 4.58}$$

$j h$: Longitud efectiva de la junta.

$$j h = \frac{\sum M_c}{\Phi [(T_{vn} + C_{vn} + C_c) - \Delta V_b / 2]} \geq 0,7h \quad \text{Ec. 4.59}$$

Para calcular la resistencia nominal al corte de panel de acero V_{sn} , la resistencia nominal al corte de la compresión diagonal interna del concreto, V_{cn} , y la resistencia nominal al corte del campo de compresión externa del concreto V_{fn} , se seguirán los procedimientos mostrados a continuación, los cuales son necesarios para chequear la condición de resistencia horizontal al corte en la junta:

Resistencia nominal al corte del panel de Acero

Se calcula la resistencia nominal al corte en el panel de acero como:

$$V_{sn} = 0,6F_{YP} \times t_{sp} \times jh \quad \text{Ec. 4.60}$$

Donde:

F_{YP} : Esfuerzo de cedencia del panel de acero.

t_{sp} : Espesor del panel de acero.

jh : Longitud efectiva de la junta.

Resistencia nominal al corte de la compresión diagonal interna del concreto

$$V_{cn} = 0,63\sqrt{f'_c}b_ph \leq 0,5f'_cb_pd_w \quad \text{Ec. 4.61}$$

Donde:

d_w : Profundidad del alma de la viga de acero.

f'_c : Peso normal del concreto.

h : Profundidad de la columna de concreto medida paralela a la viga.

b_p : Ancho de la plancha de apoyo. Se debe tomar el mínimo valor entre:

$$b_p ; b_f + 5t_p ; 1,5b_f \quad \text{Ec. 4.62}$$

t_p : Espesor de la plancha.

b_f : Ancho de las alas de la viga.

Resistencia nominal al corte de la zona de compresión externa del concreto

$$V_{fn} = V'_c + V'_s \leq 0,63\sqrt{f'_c}b_oh \quad \text{Ec. 4.63}$$

V'_c : Resistencia proporcionada por el concreto

V'_s : Resistencia proporcionada por las ligaduras horizontales

El máximo esfuerzo a compresión diagonal, está limitado por $V'_c + V'_s$, para efectos del cálculo se asume que las ligaduras son adecuadas, por lo cual se toma:

$$V_{fn} = 0,63\sqrt{f'_c}b_0h \quad \text{Ec. 4.64}$$

Donde:

h: Profundidad de la columna de concreto medida paralela a la viga.

b_0 : Ancho del panel exterior.

f'_c : Peso normal del concreto.

Los valores de V'_c y V'_s serán calculados en la siguiente sección.

Finalmente, se debe chequear la condición de la resistencia horizontal al corte de la junta, si ésta no cumple la conexión es controlada por el cortante en la junta, y se recomienda aumentar las dimensiones de la columna o usar planchas de apoyo extendidas o en caso de tenerlas, aumentar la altura de las mismas (d_{pe}).

Provisiones de detallado para el cortante en la junta

Ligaduras dentro de la profundidad de la viga

La resistencia proporcionada por el concreto se calcula:

$$V'_c = 0,16b_0h\sqrt{f'_c} \quad \text{Ec. 4.65}$$

Donde:

h: Profundidad de la columna de concreto medida paralela a la viga.

b_0 : Ancho del panel exterior.

f'_c : Peso normal del concreto.

En el caso de que la columna este sometida a tensión axial $V'_c = 0$

El cálculo de la resistencia proporcionada por las ligaduras horizontales se debe realizar de la siguiente forma:

Se toma $V_{fn} = V_{fn \text{ nominal}}$ siendo esto lo más desfavorable

Luego se debe tomar

$$V'_s = V_{fn} - V'_c \quad \text{Ec. 4.66}$$

Teniendo la ecuación:

$$V'_s = \frac{A_{ct} F_{yh} 0,90h}{S_h} \quad \text{Ec. 4.67}$$

Se despeja $\frac{A_{ct}}{S_h}$ obteniendo:

$$\frac{A_{ct}}{S_h} = \frac{V'_s}{0,9h f_{yh}} \quad \text{Ec. 4.68}$$

A_{ct} Debe cumplir con la siguiente condición:

$$A_{ct} \geq 0,004 b S_h$$

Despejando, se obtiene:

$$\frac{A_{ct}}{S_h} \geq 0,004b$$

Donde:

$$\frac{A_{ct}}{S_h} = \frac{\# \text{ de capas de Ligaduras} \times \# \text{ ramales} \times \text{Area de acero de la ligadura}}{\text{La separación relativa entre las ligaduras}}$$

Además, se debe chequear los orificios en el alma de la viga: $An/Agw \geq 0,7$

$$\frac{Agw - [\# \text{ de capas de ligaduras} \times (\phi_{\text{ligadura}} + 0,3) \times t_w]}{d_w \times t_w} \geq 0,7$$

Si no cumple, se recomienda disminuir el diámetro de las ligaduras.

Asimismo, los agujeros deben estar situados a $0,15h$ de la cara de la columna de concreto.

Ligaduras adyacentes a la junta

Se debe tomar en cuenta que como mínimo para todas las juntas se deben proporcionar tres capas de ligaduras por encima y por debajo de la junta. Dichas barras como mínimo deben ser equivalentes a lo siguiente:

4. Para $b \leq 510 \text{ mm}$, cuatro (4) barras #3 (10 mm).
5. $510 \text{ mm} < b \leq 760 \text{ mm}$, cuatro (4) barras #4 (12 mm).
6. $b > 760 \text{ mm}$, cuatro (4) barras #5 (16 mm).

Es necesario considerar que estas capas deben guardar una distancia de 0,4d tanto por encima como por debajo de la viga.

El área mínima de la sección transversal debe cumplir con la siguiente condición:

$$A_{ti} \geq \frac{V_{fn}}{F_y h} \quad \text{Ec. 4.69}$$

Donde:

$$A_{ti} = \# \text{ de capas de Ligaduras} \times \# \text{ ramales} \times \text{Area de acero de la ligadura}$$

Si esta condición no se satisface, V_{fn} se debe disminuir de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

$$V_{fn} = V'_c + V'_s \leq 0.63\sqrt{f'_c} b_o \cdot h \quad \text{Ec. 4.70}$$

Y

$$\sum M_c - V_b j h \leq \Phi [V_{sn} d_f + 0,75 V_{cn} d_w + V_{fn} (d + d_o)]$$

Con esto se debe volver a comprobar que satisfaga la condición de:

$$A_{ti} \geq \frac{V_{fn}}{F_y h}$$

Chequeo de rigidez de la plancha

Las planchas deben ser definidas para resistir la fuerza cortante horizontal

De igual forma se toma $V_{cn} = V_{cn \text{ nominal}}$ por ser lo más desfavorable.

Se deben chequear las tres condiciones del espesor de la plancha e igualar dicho espesor al más desfavorable (el mayor):

$$I) \quad t_p \geq 0,2 \sqrt{\frac{V_{cn} b_p}{F_{yp} d_w}}$$

$$\text{II) } t_p = \frac{V_{cn} - b_f t_w F_{yw}}{0,6 b_f F_{up}}$$

Siendo estos los límites de tensiones a corte en la plancha y

$$\text{III) } t_p = \frac{V_{cn}}{1,2 b_f F_{up}}$$

Es el límite a la tensión del pandeo flexional.

Donde:

F_{yp} : Esfuerzo de cedencia del panel de acero.

V_{cn} : Resistencia nominal al corte de la compresión diagonal interna del concreto.

b_p : Ancho de la plancha de apoyo.

b_f : Ancho de las alas de la viga.

t_w : Espesor del alma.

F_{yw} : Esfuerzo de fluencia del alma de la viga.

F_{up} : Esfuerzo último de la plancha de acero.

d_w : Profundidad del alma de la viga de acero.

Cabe destacar que cuando se diseñe empleando planchas divididas, la altura de la plancha (d_p) debe ser: $d_p > 0.45d_w$.

El espesor t_p debe cumplir o chequear lo siguiente:

$$7. \quad t_p \geq b_p / 22$$

$$8. \quad t_p \geq (b_p - b_f) / 5$$

Chequear la rigidez del ala de la viga ante el aplastamiento

$$t_f = 0,30 \sqrt{\frac{b_f t_{sp} d F_{yp}}{h F_{yf}}} \quad \text{Ec. 4.71}$$

Donde:

t_f : Espesor de las alas.

b_f : Ancho de las alas de la viga.

t_{sp} : Espesor del panel de acero.

F_{yp} = Esfuerzo de cedencia del panel de acero..

F_{yf} = Esfuerzo a la fluencia de las alas de la viga

El espesor del ala de la viga a utilizar debe ser mayor al espesor calculado en este punto. Si esto se cumple, las alas de la viga son capaces de resistir el pandeo transversal.

Chequeo del espesor de las planchas de apoyo extendidas

Las planchas extendidas deben ser capaces de resistir el pandeo transversal si sus espesores satisfacen la siguiente ecuación:

$$t_{pe} \geq 0,12 \sqrt{\frac{V_{fn} b_{pe}}{d_0 F_y}}$$

Donde:

b_{pe} : Ancho de la plancha de apoyo extendida.

t_{pe} : Espesor de la plancha de apoyo Extendida.

F_y : Esfuerzo de cedencia minima del acero especificado para la plancha

V_{fn} : Resistencia nominal al corte de la zona de compresión externa del concreto

d_0 : Será el menor valor entre 0,25d y la altura de la plancha de apoyo extendida.

Además el espesor de la plancha extendida no debe ser menor al espesor de la plancha entre las alas de la viga:

$$t_{pe} \geq t_p$$

Chequeo de las barras verticales de la columna que pasan a través de la junta

El tamaño de las barras de refuerzo vertical de la columna que pasan a través de la junta, deben satisfacer lo siguiente:

$$d_r < \frac{(d + 2d_0)}{20}$$

Donde:

Para barras individuales: d_r = El diámetro de cada barra vertical.

Para un conjunto de barras: d_r = El diámetro de una barra de area equivalente.

Consideraciones adicionales

Se necesita considerar que para que el nudo funcione en forma conjunta, es necesario que el hormigón este bien confinado. Como consecuencia de este requisito, generalmente será necesario usar estribos, traslapados en una longitud suficiente, y perforar el alma de la viga, para pasar el refuerzo transversal. En este sentido para que los orificios en el alma de la viga no reduzcan la capacidad de esfuerzo cortante en ésta, se debe tener los agujeros situados a $0,15h$ de la cara de la columna de concreto y la relación entre el área neta y el área gruesa del alma, medida en los orificios sea mayor que 0,7.

Además, debido a que la viga pasa en forma continua a través del nudo, es necesario hacer el empalme de la viga lejos de la unión.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES

Se desarrolló una metodología basada en una investigación documental de las bases teóricas, en las cuales predominaron las normas COVENIN-MINDUR (1618-1998; 1753-2006; 1756-1:2001) y en el estudio de Colaco, J; Furlong, R; Griffis, L; León y R; Wyllie, L (1997), denominado “Composite construction design for buildings”, la cual servirá como material de apoyo tanto para estudiantes como para profesionales de la Ingeniería Civil; en el análisis y diseño de conexiones mixtas a momento de estructuras conformadas por columnas rectangulares de concreto armado y vigas de acero estructural.

En la práctica constructiva Venezolana el mencionado diseño se realiza con desconocimiento y ciertos grados de incertidumbre, estos inconvenientes son debido a que no se disponen de normativas y procedimientos o metodologías que rigen el cálculo y diseño de las conexiones a momento antes mencionadas, las cuales se encuentren adaptadas a las normativas Venezolanas, por lo cual resulta de suma importancia que se generen trabajos de este tipo que indaguen sobre estos temas y los condensan para simplificar y adecuar su contenido a las exigencias constructivas en Venezuela.

Se desarrolló una metodología de diseño de las conexiones en base a estudios y análisis de las normativas y la documentación, en especial de la publicación antes mencionada, “Composite construction design for buildings”, siendo este un diseño sismorresistente para el cual se toman en cuenta requisitos estructurales de los materiales involucrados y geometría de los elementos, así como consideraciones

adicionales para garantizar un diseño y un comportamiento adecuado, como lo son las planchas de apoyo extendidas y las barras de refuerzo longitudinal de la columna que atraviesan las alas de la viga; ya que las primeras brindan un mejor comportamiento ante el cortante en la junta proporcionándole una mayor rigidez y el acero vertical impide la apertura de las grietas en los lados traccionados del nudo debido a la falla por aplastamiento del concreto.

Por otra parte, se elaboró una hoja de cálculo como herramienta de apoyo para la metodología de diseño de las conexiones a momento entre vigas de acero estructural y columnas de concreto armado. La misma fue realizada mediante el software Excel basada en una metodología detallada con la finalidad de aplicar un procedimiento de cálculo accesible y de fácil manejo para estudiantes y profesionales.

RECOMENDACIONES

- Hasta que no haya disponibilidad de ensayos que sustenten el diseño de las configuraciones tipo tope interior y tope de esquina se le aconseja al diseñador lo siguiente:
 1. El uso de grandes secciones de columnas de acero en el piso superior y detallar las conexiones en la estructura de acero.
 2. Diseñar las conexiones a cortante.
- Al diseñar conexiones mixtas en las cuales se utilizan vigas de acero en dos direcciones ortogonales de la columna de concreto, la resistencia de la unión se recomienda verificar de forma independiente en cada una de las direcciones, aplicando las pautas de diseño para las máximas fuerzas de la unión, sin embargo existen ensayos realizados a este tipo de conexiones en donde se explica el comportamiento de dicha conexión y se presenta una ecuación para determinar la capacidad al cortante ultimo.
- Debido al constante desarrollo investigativo y avance sismorresistente y motivado a la importancia que demanda Venezuela a sus estructuras sísmicas, se recomienda establecer estudios ante acciones sísmicas más elevadas de una forma más profunda, de manera tal que sea posible generar condiciones de diseño más optimas ante sismos de magnitud más elevadas, ya que los presentes solo pueden ser empleados en zonas con peligro sísmico bajo a intermedio.
- Establecer criterios de armado y montaje explícito de manera tal que se cumpla lo requerido por las normativas Venezolanas vigentes y por ende, se garantice un buen comportamiento de la conexión entre los elementos.
- Estudiar el comportamiento de las conexiones mixtas con columnas de concreto armado de sección circular, de manera tal que reflejen criterios, metodología de diseño, fabricación, detallado, montaje y comportamiento.

- Se recomienda la adquisición de equipos de ensayos de simulación de cargas para este tipo de conexiones, y se pueda validar y ahondar en el comportamiento de esta conexión en los laboratorios de la Universidad de Carabobo.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI. American Concrete Institute. (2002). *Building Code Requirements for Structural Concrete*. United States of America: Committee 318.
- AISC. American Institute of Steel Construction. (2005). *Specification for Structural Steel Buildings. Norma 360-05*. Chicago, United States of America: AISC Committee.
- COVENIN. Comisión Venezolana de Normas Industriales. (1998). *Estructuras de Acero para Edificaciones. Métodos de los Estados Límites. 1era Revisión 1618-1998*. Caracas, Venezuela: Ministerio de Fomentos.
- COVENIN. Comisión Venezolana de Normas Industriales. (2001). *Edificaciones Sismorresistentes 1756-1:2001*. Caracas: Ministerio de Infraestructura.
- COVENIN. Comisión Venezolana de Normas Industriales. (2006). *Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural (1era Revisión) 1753:2006*. Caracas: Fondonorma.
- Fratelli, M. G. (2003). *Diseño de Estructuras Metálicas. Estados Límites*. Caracas: UNIVE.
- Gregory G. Deirlein, J. A. (1988). *Design of Moment Connections for Composite Framed Structures*. Texas.
- Ivan M. Viest, Joseph P. Colaco, Richard W. Furlong, Lawrence G. Griffis, Roberto T. Leon, Loring A. Wyllie. (1997). *Composite Construction Design for Buildings*. Estados Unidos de America: McGraw-Hill.
- León, R. (5 de Marzo de 2008). Entrevista al Profesor Roberto León. (A. L. (ILAFA), Entrevistador)
- M., R. H. (2002). *Conexiones para Elementos Compuestos*. Obtenido de [http://www.construccionenacero.com/Material%20Tecnico/Construccion%20Mixta/ConexionesConstrMixta%20\(%202\)%20b.pdf](http://www.construccionenacero.com/Material%20Tecnico/Construccion%20Mixta/ConexionesConstrMixta%20(%202)%20b.pdf)
- M., R. H. (2002). *Diseño Sísmico de Estructuras Mixtas*. Obtenido de <http://www.construccionenacero.com/Material%20Tecnico/Construccion%20Mixta/DisenoSismEstrMixtas%20Final.pdf>
- Nishiyama, H. K. (Febrero de 2004). Seismic performance and stress transferring mechanism of through-column-type joints for composite reinforced concrete and steel frames. *Journal of structural engineering ASCE*, págs. 352-360.
- Roberto Hernández Sampieri, C. F. (1991). *Metodología de la Investigación*. México: Mc. Graw Hill.
- Sakaguchi, N., Tominaga, H., & Murai, Y. (1992). Analytical model of beam-column connections between steel beams and reinforced concrete. *Earthquake Engineering. Tenth world conference*, (págs. 4553-4558). Rotterdam.
- Tamayo, M. T. (2003). *El Proceso Investigativo*. México: Mc Graw Hill.
- Tauqir, S. M. (1987). *Moment connections between steel beams and concrete columns*. Texas.

ANEXOS

A.1 Características de los materiales

Tabla 11

Características de las barras de refuerzo

DESIGNACIÓN		DIÁMETRO ⁽¹⁾ mm	ÁREA ⁽¹⁾ cm ²	PESO ⁽¹⁾ Kgf/m
Nº ⁽²⁾	Milímetros ⁽³⁾			
-	6M	6,00	0,28	0,222
-	8M	8,00	0,50	0,394
3	-	9,53	0,71	0,559
-	10M	10,00	0,78	0,617
-	12M	12,00	1,13	0,888
4	-	12,70	1,27	0,994
-	14M	14,00	1,54	1,208
5	-	15,88	1,98	1,554
-	16M	16,00	2,01	1,577
6	-	19,05	2,85	2,237
-	20M	20,00	3,14	2,465
7	-	22,22	3,88	3,044
-	25M	25,00	4,91	3,854
8	-	25,40	5,07	3,977
9	-	28,65	6,45	5,059
-	32M	32,00	8,04	6,309
10	-	32,26	8,17	6,403
11	-	35,81	10,07	7,906
-	36M	36,00	10,18	7,981
-	40M	40,00	12,57	9,850
14	-	43,00	14,52	11,383
-	45M	45,00	15,90	12,482
-	56M	56,00	24,63	19,334
18	-	57,33	25,81	20,237

1. Las dimensiones de una barra con resaltes son equivalentes a las de una barra lisa que tenga el mismo peso por metro.
2. Los números (Nº) utilizados para designar las barras, están basados en el número de octavos de pulgadas comprendidos en el diámetro nominal. El área nominal de la barra N° 9 es la de un cuadrado de lado 1 pulgada; para la barra N° 10 es la de un cuadrado de lado 1 1/8 de pulgada; para la barra N° 11 es la de un cuadrado de lado 1 1/4 de pulgada; para la barra N° 14 es la de un cuadrado de lado 1 ½ pulgada y para la barra N° 18 es la de un cuadrado de lado 2 pulgadas.
3. Se han intercalados los números de designación de las barras basados en el diámetro nominal en milímetros seguido de la letra **M** como indicación de unidades correspondiente al Sistema Internacional, **SI**.

Nota. Proyecto y construcción de obras en concreto estructural, FONDONORMA – 1753:2006, (1ª Revisión) (pág.23).

Descripción de los ensayos

El ensayo general consiste en un total de nueve pruebas, las cuales se encuentran resumidas y clasificadas en dos grupos en la tabla A12, de forma que fuera posible comparar directamente los resultados, y poder examinar la rigidez y la fuerza de la conexión bajo condiciones geométricas y refuerzo fueron idénticas excepto para las planchas de ambos grupos. Dichas pruebas fueron sometidas a cargas laterales monótonas. El primer grupo comprende las pruebas 1 y 2, diseñadas como muestras pilotos para poder determinar la capacidad de las planchas. El grupo dos comprende el resto de las pruebas, las cuales se diseñaron implementando los resultados del primer grupo.

Para la realización de este ensayo se realizó un modelo de diseño, basándose en las pruebas, el cual identifica las principales fuerzas en el panel de conexión. La resistencia al cortante de la junta es acompañada por a) el panel de acero en cortante puro y b) el panel de concreto a través de la compresión diagonal. Esta aproximación de diseño es la empleada para detallar las conexiones.

En la prueba 1, se embebió una viga plana en la columna de concreto. Para la 2da prueba, se soldaron planchas de acero, grado 50, a la viga de manera de que el concreto se pueda movilizar en el panel para mejorar la resistencia a corte de la junta.

Al igual que el primero, los miembros del grupo dos fueron estudiados a escala y se encuentran tabulados desde la muestra 3 hasta la 9 en la tabla 1.

La prueba #3 fue similar a la #1, la cual como se mencionó anteriormente, consiste en una viga plana embebida en una columna. Esta sirve de referencia para las pruebas 4, 5 y 6.

Las pruebas 4 y 5 fueron diseñadas para estudiar el efecto de la plancha y su rigidez. Para el estudio de la prueba #4 se usó una plancha delgada con $t_p = 0.9525\text{cms}$

(3/8”) y en el ensayo #5 una plancha con $t_p = 2.2225\text{cms}$ (7/8”). En ambos casos el ancho w_p , fue 20.32cms, al igual que el ancho del ala. El resto de los detalles fueron idénticos a la prueba #3 para mejor comparación. El ensayo #5 sirvió de referencia para los ensayos 4, 7, 8 y 9.

Una conexión con una viga embebida en la columna de concreto resiste las fuerzas de la junta inducidas por un mecanismo de brazo de palanca. La falla de ese tipo de conexiones es controlada tanto por la capacidad a corte del panel de acero o por el aplastamiento del concreto ante la compresión de las alas cerca de las caras de la columna. El ensayo #6 se diseñó proporcionando un panel de acero para poder encontrar un límite superior en el mecanismo de brazo de palanca. Para esto se usaron planchas dobles de 1.27cms de espesor, las cuales fueron soldadas en cada lado del alma de la zona de la junta.

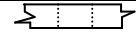
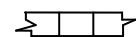

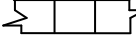
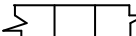
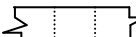
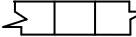
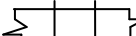

Además, se emplearon planchas de 0.9525cms de espesor para simular condiciones más realistas con respecto a la rigidez de las alas bajo el aplastamiento del concreto. Para aislar cualquier transferencia de las fuerzas del ala a través de las planchas extendidas al panel de concreto, se ubicaron capas de 0.9525cms de espuma polietileno en el interior de las planchas extendidas antes de probar los ensayos. El resto de los detalles para la prueba 6, fueron similares los de la prueba 3.

El ensayo #7 se elaboró para estudiar los efectos del ancho de las planchas, para esto se emplearon planchas de 30.48cms de ancho. La prueba #8 fue diseñada para estudiar la influencia de la configuración de las planchas. Las planchas fueron extendidas 10.16cms más allá de las alas, proporcionando de esta forma una profundidad de 64.77cms para estas planchas extendidas. Se usaron planchas de soporte de un ancho de 2.2225cms en estas extensiones de plancha, de manera que las extensiones tuvieran aproximadamente la misma rigidez que las planchas entre las alas. Las planchas de soporte fueron ubicadas fuera de la columna de manera que se

tuviera el mismo panel de acero como en otros ensayos. El resto de las características de los ensayos 7, 8 y 9 fueron idénticas a las del ensayo #5.

Tabla 12




Resumen de la serie de ensayos.

Número de Muestra	Símbolo	Profundidad De la Columna D_c (cms)	Profundidad De la viga D_b (cms)	Rigidez del Panel t_{sp}	Medidas de la plancha $t_p \times w_p \times d_p$ (cms)	Propósito del ensayo
1		38.1	30.48	0.635 (Gr. 50)	-	Viga plana
2		38.1	30.48	0.635 (Gr. 50)	1.1113 $\times 10.16 \times 29.21$	Plancha
3		50.8	44.45	0.635	-	Viga plana
4		50.8	44.45	0.635	0.9525 \times 20.32 \times 40.64	Plancha delgada
5		50.8	44.45	0.635	2.2225 \times 20.32 \times 40.64 (Gr. 50)	Espesor de plancha
6		50.8	44.45	3.175 (Gr. 50)	0.9525 \times 20.32 \times 40.64 <i>con espuma de poliestireno</i>	Espesor del panel
7		50.8	44.45	0.635	2.2225 \times 30.48 \times 40.64 (Gr. 50)	Ancho de la plancha
8		50.8	44.45	0.635	2.2225 \times 20.32 \times 64.77 (Gr. 50)	Planchas Extendida
9		50.8	44.45	-	2.2225 \times 20.32 \times 40.64	Sin Panel

Observación: Todos los aceros son A36.

Nota. Shikh Muhammad T. Moment connections between steel beams and concrete columns (1987) (p.36)

Tabla 13*Dimensiones de los miembros*

Dimensiones de los miembros					
Columna					
Nro de Ensayo	Dimensiones (cms x cms)	f _c	Refuerzo		Dimensiones de la viga
			Vertical	Ligaduras	
1-2	38.1 x 38.1	3500	8 - #9	#3  @4"	W12x22 (Gr. 50)
3-9	50.8 x 50.8	3500 - 4500	12 - #10	#4  @8" #3  @8"	Construido 3/4x8" Gr. 50 1/4x16"Alma A36

Nota. Shikh Muhammad T. Moment connections between steel beams and concrete columns (1987) (p.36)

Diseño y detalles de los ensayos

El ensamblaje de una conexión viga-columna entre los puntos de inflexión de un pórtico sometido a cargas laterales, se puede identificar en la figura 16 (a). El desplazamiento en el tope de la columna debido a las cargas laterales, es igual al desplazamiento en el entrepiso, ID.

Las muestras de los ensayos fueron cargadas por conveniencia como se muestra en la figura 16 (b). En las columnas, que eran cuadradas y tenían dimensiones de 38.1cms en sus caras y 243.84cms de altura, no se ubicaron cargas axiales. Por su parte la viga fue de acero estructural W12 para ambos grupos de pruebas y la longitud entre los puntos cargados en el grupo 1 fue de 243.84cms. Las dimensiones de las pruebas del 2do grupo de estudio se muestran en la figura 26. Para todas las pruebas del segundo grupo se usó una columna cuadrada de concreto de 50.8cms en sus lados, y una altura de 365.76cms y una separación de 5.08cms entre las reacciones puntuales. La longitud total de la viga entre las cargas puntuales fue 487.68cms para este grupo. Las muestras fueron diseñadas para fallar en la conexión. Tanto las vigas como las columnas fueron adecuadamente proporcionadas y reforzadas para impedir cualquier falla anticipada a corte o a flexión.

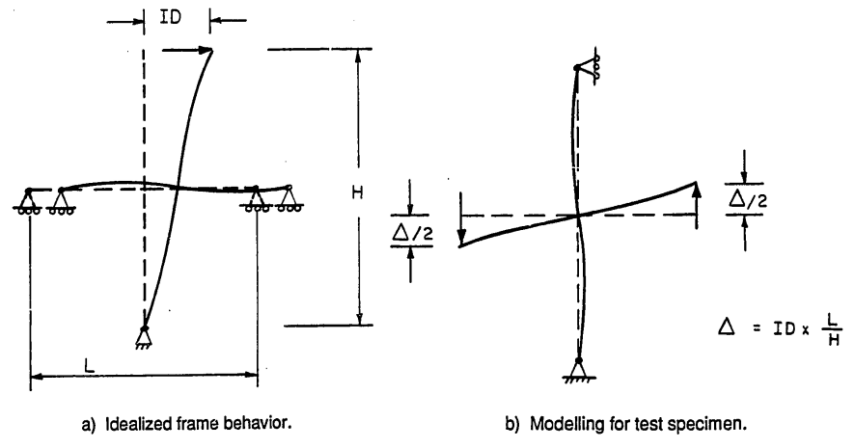


Figura 25. A) Comportamiento idealizado del pórtico B) Modelo para la muestra.
 Nota. Shikh muhammad t. moment connections between steel beams and concrete columns (1987) (pág.40)

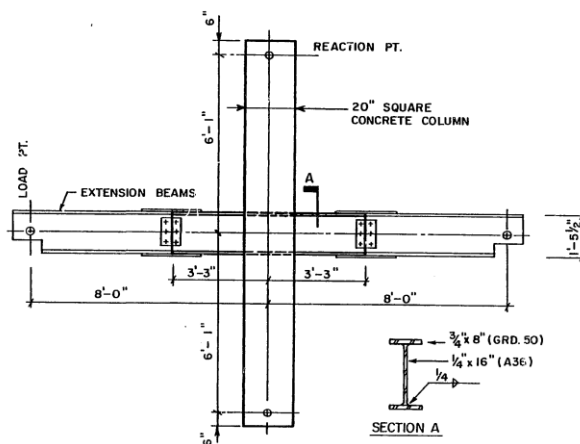


Figura 26. Pruebas de las muestras desde la #3 hasta la #9. Nota: Shikh muhammad t. moment connections between steel beams and concrete columns (1987) (pág.41)

Detalles de la Viga

Como se mencionó de forma breve en el punto anterior, tanto para las muestras 1 y 2, se uso una viga W12x22 de grado 50. La viga tuvo una relación ancho rigidez ($bf/2tf$) de 11.94 Los detalles en el área de la junta se muestran en la figura 18. Se perforaron cuatro agujeros de 2.223cms de diámetro en ambas muestras de las vigas, para acomodar los estribos en forma de U y que estos formen aros perimetrales en el

área de la junta. Para la muestra #2, se emplearon dos pares de planchas grado 50, con dimensiones de 1.1113cms x5.08cms x27.94cms, ajustadas entre las alas en cada lado del alma, donde fueron soldadas al ras con las caras de la columna de concreto. Para esto se utilizó una soldadura a filete para desarrollar la capacidad total de las planchas.

Para el caso del grupo 2, la muestra #3 contenía una viga desnuda. La muestra #4 fue diseñada con una plancha delgada. Un par de planchas de 0.953cms x10.16cms x 40.64cms, A36, fueron soldadas alrededor con soldadura filete. Las planchas tuvieron una relación de 27.1018. En la muestra #5 se estudió el espesor de la plancha, como se muestra en la figura 27(c) y sirve de referencia para el resto de los ensayos. Cuatro planchas de 2.223cms x 10.16cms x 40.64cms, grado 50 fueron usadas, dando una relación de 11.608. Estas planchas fueron soldadas a las alas usando un tipo filete de 1.27cms.

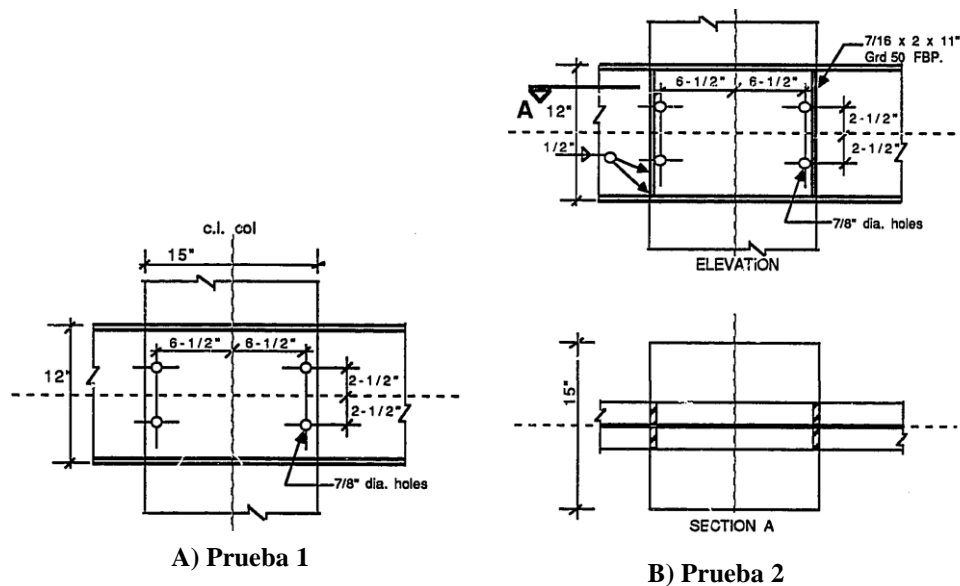


Figura 27. Detalles de las vigas en el área de la junta para las muestras 1 y 2. Nota. Shikh muhammad t. moment connections between steel beams and concrete columns (1987) (pág.44)

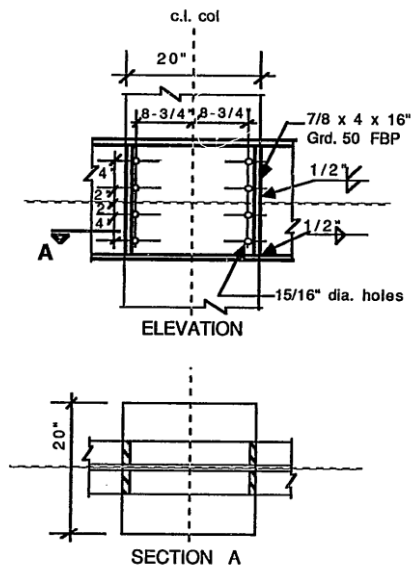
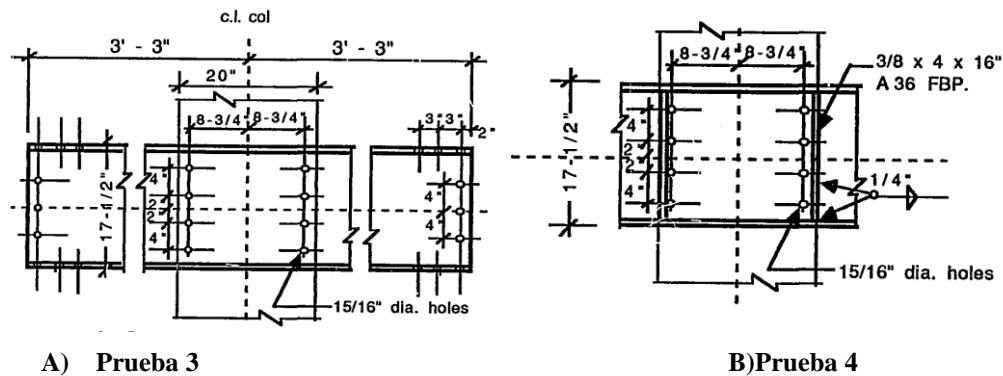


Figura 28. Detalles de las vigas en el área de la junta: a) para la muestras 3, b) detalle para la muestra 4 y c) para la muestra 5. Nota. Shikh muhammad t. moment connections between steel beams and concrete columns (1987) (pág.45)

Los detalles para la muestra 6 con un espesor de panel de acero se muestra en la figura 28 (a). Primeramente fueron soldadas cuatro planchas de 0.953cms x 10.16cms x 40.64cms, de acero A36. Se instalaron dos planchas de 1.27cms x 38.735cms x 46.99cms de grado 50 entre las alas y las planchas. Estas planchas se conectaron

empleando soldaduras alrededor de ellas para conectarlas al alma. Para minimizar la transferencia de fuerzas de cualquier ala al panel de concreto, se colocó una pieza de espuma de polietileno dentro de cada plancha y se aplicó una capa delgada de grasa en cada lado del panel de acero, así como en el interior de las caras de las alas.

En la muestra #7 se usó una plancha más amplia. Los detalles de la viga en el área de la junta se muestran en la figura 29 (b) La plancha extendida de 2.223cms x 15.24cms x 40.64cms, grado 50 se prolongó 5.08cms más allá de las alas y la extensión fue 2.29 veces la rigidez de la plancha. Las soldaduras fueron idénticas a la muestra 5.

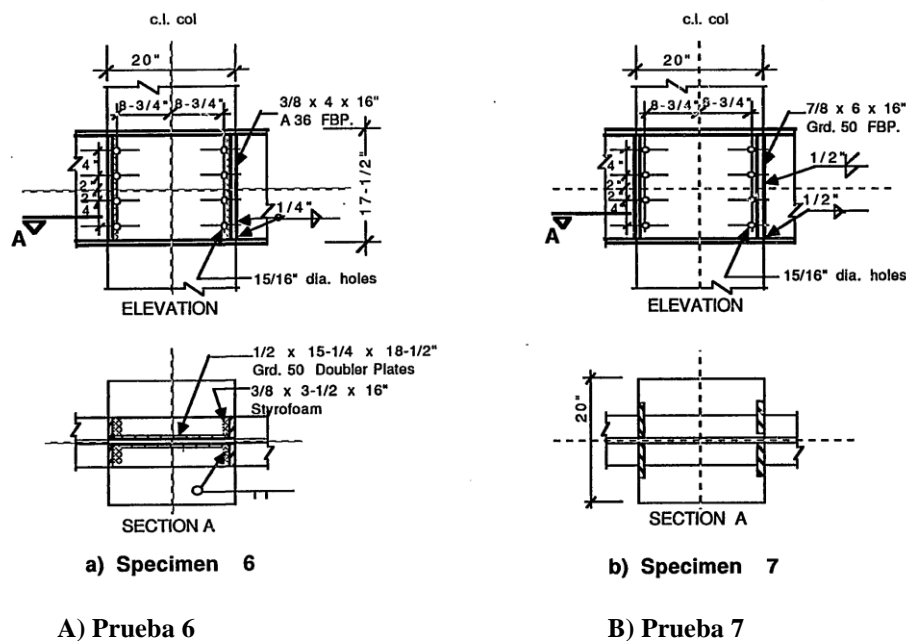


Figura 29. Detalles De Las Vigas En El Área De La Junta: A) Para La Muestras 6, B) Detalle Para La Muestra 7. Nota. Shikh muhammad t. moment connections between steel beams and concrete columns (1987) (pág.45)

En la muestra #8 como se muestra en la figura 21 la plancha de grado 50 se extiende sobre una profundidad de 64.77cms. Cuatro planchas extendidas de 2.223cms x 10.16cms x 40.64cms, fueron instaladas entre las alas. Los detalles de

soldadura para estas planchas fueron las mismas que aquellas que se usaron en la muestra #5. Adicionalmente planchas de 0.953cms x 10.16cms x 20.32cms, fueron soldadas a las alas de la viga para extender las planchas 10.16cms por encima y por debajo del ala de la viga.

Los detalles para la muestra #9 con un débil panel de acero se muestra en la figura 21. Un agujero de 29.21cms x 33.02cms fue cortado fuera del panel de acero. La dimensión de las planchas y los detalles de soldadura fueron exactamente iguales que los de la muestra #5.

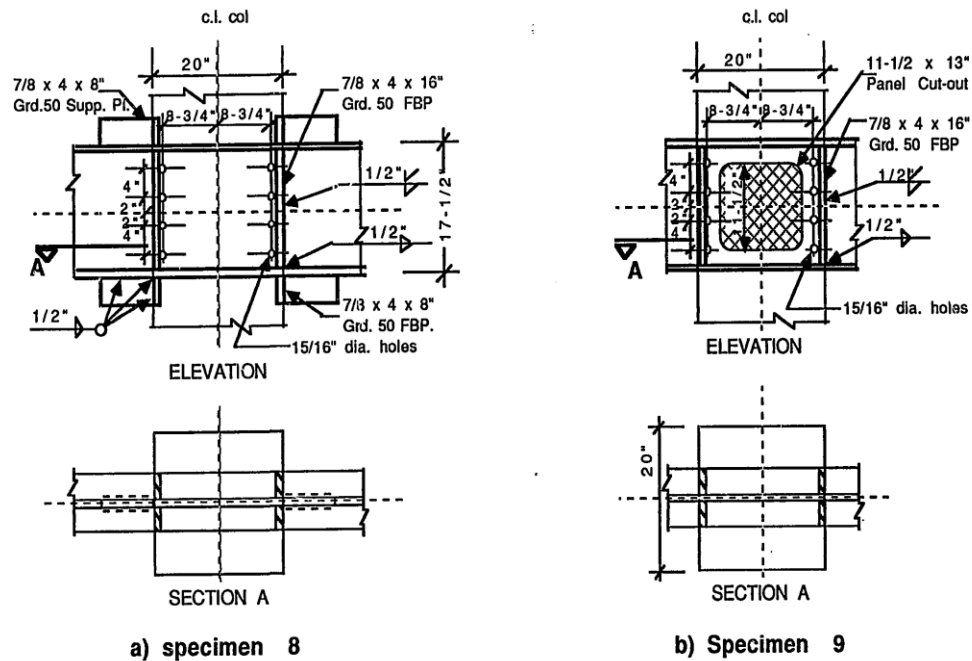


Figura 30. Detalles de las vigas en el área de la junta: a) para la muestras 8, b) detalle para la muestra 9. Nota. Shikh muhammad t. momento connections between Steel beams and concrete columns (1987) (pág.47)

Detalles de las columnas

Para efectos de prevenir cualquier falla de corte o flexión fuera de la junta, se reforzaron suficientemente las columnas y se escogió una baja resistencia del concreto para aumentar la probabilidad de falla en la conexión.

Para el grupo 1 se usó barras verticales de refuerzo #9. El refuerzo a corte, mostrado en la figura 31, consiste en ligaduras #3 colocadas a una separación de 10.16cms entre sí. Para la muestra #1 se siguieron las provisiones para cargas no sísmicas a diferencia de la muestra #2. El refuerzo proporcionado es alrededor de 2/3 del refuerzo requerido. Se proporcionaron dentro de la profundidad de la viga dos pares de ligaduras en forma de U, con una separación de 12.7cms entre sí. Las primeras dos ligaduras por debajo de sofito de la viga y por encima del tope de la viga fueron separadas por 5.08cms y 10.16cms respectivamente.

Para el grupo 2 de pruebas, se usaron 12 barras #10 como refuerzo vertical. El refuerzo a corte fuera del área de la junta estuvo compuesto por un set de ligaduras #3 y #4 ubicada a una separación de 20.32cms. El refuerzo transversal dentro y alrededor de la junta se muestra en la figura 31. El detallado refuerzo fue idéntico para todas las muestras del grupo 2, excepto para la muestra #8, en la cual se proporciono una mayor cantidad de ligaduras cerca de la plancha extendida y se muestra en la figura 24.

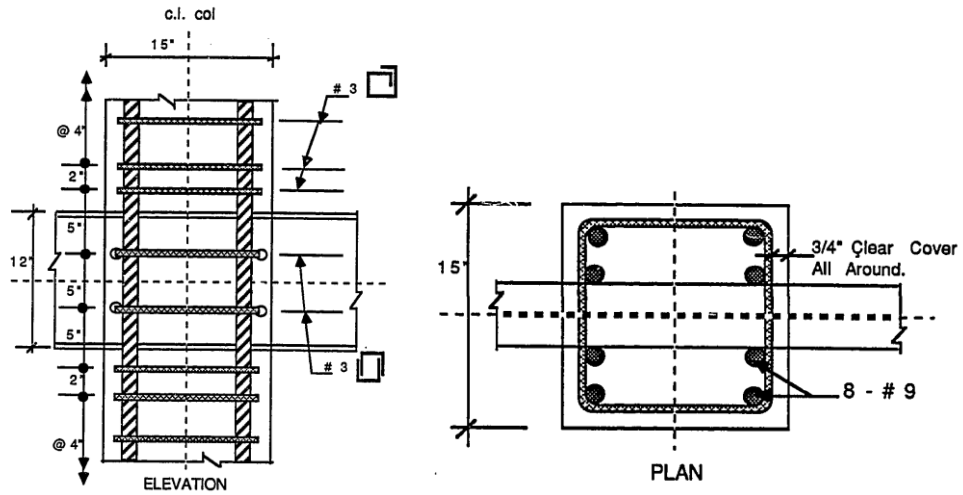


Figura 31. Detalles del refuerzo en la junta para el grupo 1 en vista de corte y vista de planta. Nota. Shikh muhammad t. moment connections between steel beams and concrete columns (1987) (pág.50)

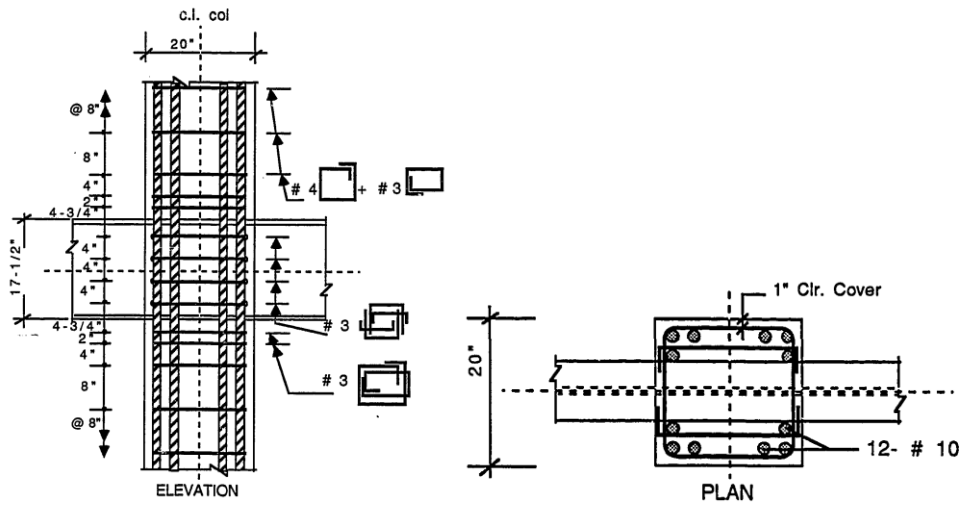


Figura 32. Detalles del refuerzo en la junta para las pruebas 3 hasta 7 y 9, en vista de corte y vista de planta. Nota. Shikh muhammad t. moment connections between steel beams and concrete columns (1987) (pág.52)

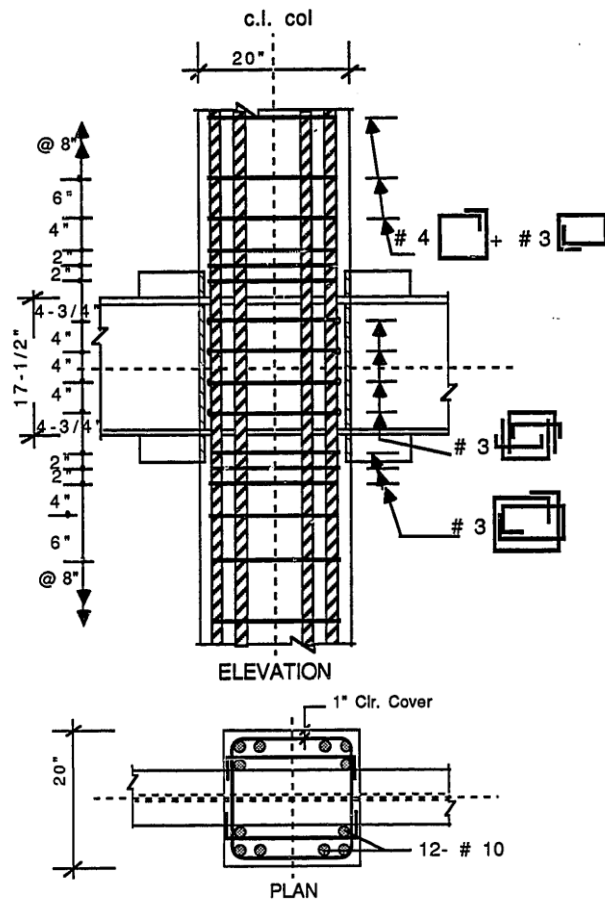


Figura 33. **Detalle del refuerzo en la junta para la prueba 8, en vista de corte y vista de planta.** *Nota.* Shikh muhammad t. moment connections between steel beams and concrete columns (1987) (pág.53)

Propiedades de los Materiales

Las muestras de los ensayos fueron planteadas de manera tal que solo variara un parámetro en cada muestra para poder realizar una clara evaluación de cada variación. Todas las barras de refuerzo de las columnas dentro de una serie proveniente de la misma tensión fueron del mismo tamaño para cada muestra, excepto para las muestras 8 y 9, las cuales son muy diferentes a la de las muestras 3 hasta la 7. Las propiedades de los materiales tanto para acero estructural, como para barras de refuerzo, se muestran de manera resumida en la tabla 14.

La resistencia del concreto fue 246.132 kgf/cm² para el primer grupo y 281.294 kgf/cm² para las muestras del segundo grupo. La resistencia del concreto a los 28 días después del vaciado y en el día de ensayo, se muestra en la tabla 15

Tabla 14*Propiedades de los materiales cupones de acero y barras de refuerzo.*

Ensayos	Descripción	Tensión estática de cedencia (kgf/cm ²)	Tensión Última (Ksi)	Longitud de Calibración (cms)	Porcentaje de Elongación	Tensión de endurecimiento	
						E _{sh} (kgf/cm ²)	ε _{sh} (kgf/cm ²)
1 - 2	Long. Alma	3909.06 6	5026,94 7	5,08	34.0	20389.02	1.687
1 - 2	Tran. Alma	3958.28 2	5041,00 9	5,08	28.2	17225.204	1.406
1 - 2	Ala&Planc ha	3128.65 9	4661,35 1	5,08	37.7	-	-
3 - 9	Long. Alma	2566.20 4	3972,34 3	5,08	40.5	23552.829	1.547
3 - 9	Tran. Alma	2524.01 9	3944,22 01	5,08	33.1	1898.288	1.406
3 - 9	Ala	3557.53 1	5364,42 1	20,32	25.1		
3 y 6	Plancha 3/8"	3051.32 1	4816,02 6	5,08	38.0		
4, 5, 7-9	Plancha 7/8"	4141.07 9	6137,79 7	5,08	33.3		
1 - 2	Barras #3	4366.06 2	6475,27 1	20,32	17.0		
1 - 2	Barras #9	4373.09 3	6967,41 9	20,32	18.6		
3 - 7	Barras #3	4569.95 2	7157,24 8	20,32	15.3		
3 - 7	Barras #4	4330,90 8	6341,68 7	20,32	18.3		
3 - 7	Barras #10	4619,16 7	7325,98 4	20,32	16.1		
8 - 9	Barras #3	5413,63 6	7902,50 2	20,32	11.0		
8 - 9	Barras #4	4218,41 7	7157,24 8	20,32	11.6		
8 - 9	Barras #10	4591,04 4	7347,07 7	20,32	15.8		

Nota. Shikh Muhammad T. Moment connections between steel beams and concrete columns (1987) (pág.60).

Tabla 15*Resistencia de los cilindros de concreto*

Muestra	Resistencia a los 28 días (kgf/cm ²)	Día del Ensayo	
		Edad (Días)	Resistencia (kgf/cm ²)
1	232.013	93	249.589
2	232.013	106	249.589
3	309.351	42	316.381
4	288.259	48	302.319
5	288.259	56	302.319
6	274.197	74	281.228
7	274.197	81	281.228
8	253.105	28	253.105
9	253.105	39	260.135

Nota. Shikh Muhammad T. Moment connections between steel beams and concrete columns (1987) (pág.60)

Sistema de carga

La carga lateral en la junta fue simulada aplicando cargas en sentidos iguales y opuestos al final de la viga, por ejemplo, una carga hacia arriba en un extremo y una carga hacia debajo de igual magnitud en el extremo contrario. Ya que el área a tensión de la viga era menor que el área en compresión, la tensión de la viga requiere más presión hidráulica que la compresión para la misma magnitud de carga. Se logró una relación de presión ideal en dos vigas, la cual fue controlada usando un mantenedor de carga de presión múltiple.

La figura 25 muestra un esquema del sistema de cargas usado, en el cual se proporcionó la presión hidráulica por una bomba eléctrica, y se uso un sujetador de carga de presión para controlar las cargas aplicadas por los brazos hidráulicos. La bomba, el sujetador de carga y los brazos fueron conectados utilizando mangueras flexibles de presión. Se proporciono el aceite que apaga las válvulas y marca la presión manométrica, como se muestra en la figura 25. Adicionalmente, se instalaron dos convertidores de presión en las líneas de presión a monitores electrónicos de carga.

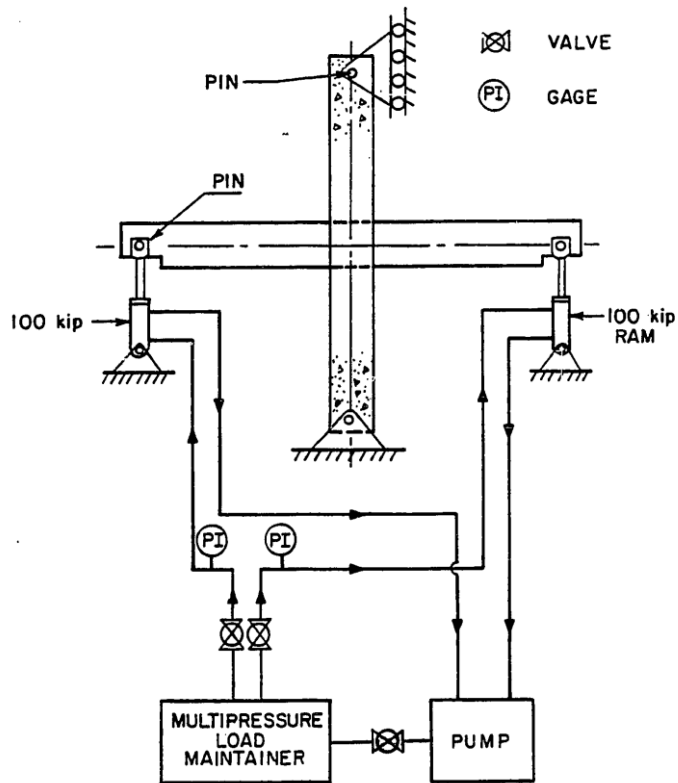


Figura 34. **Esquema del sistema de cargas.** Nota. Shikh muhammad t. moment connections between steel beams and concrete columns (1987) (pág.65)

Procedimiento general de ensayo

Para ambos grupos se siguió el mismo procedimiento general de ensayos para casi todas las muestras.

Primeramente antes de cargar una muestra para estimar la capacidad de carga, se aplicó en cada dirección un nivel de ciclo bajo, representando una carga de servicio aproximada, la cual se mantuvo alrededor de la mitad de la capacidad estimada de carga última de la muestra. Para las muestras 5, 7 y 9, se omitió el bajo nivel de ciclo de manera de recuperar más información de los calibradores embebidos en la columna que pueden haber cesado su funcionamiento debido al agrietamiento del concreto.

Las cargas se fueron aumentando en pequeñas adiciones hasta que el elemento comenzara a perder rigidez, en ese punto la carga fue de desplazamiento controlado. A los extremos de la viga se fueron añadiendo pequeños incrementos de desplazamiento. En cada uno de estos puntos de incrementos, se grabaron cargas estáticas de la misma forma como se describe para la tensión. El aceite que fluye desde el sujetador de carga hasta los brazos de cargas se apagara en la válvula, previniendo cualquier desplazamiento adicional y permitiendo a la carga dejar caer su valor estático luego de algunos minutos. Toda la data fue grabada en cada una de las estaciones de incremento de desplazamiento. Las muestras fueron descargadas alrededor del 3 al 4% de acumulación, para luego ser cargadas y evaluar la falla en otra dirección.

Resultados Experimentales

A continuación se presenta el comportamiento general de la junta ante los distintos sometimientos de los nueve ensayos estudiados. En la mayoría de los ensayos no se alcanzó un máximo de falla y estos culminaron cuando ocurrió la máxima distorsión de la junta.

Se empleo un valor relativamente igual entre 8 y 10 veces la carga de servicio para poder definir la resistencia máxima de la junta. La carga de falla puede ser definida como el 2% de la distorsión total de la junta y es el valor usado para el estudio.

En la tabla 16 se muestran las cargas de falla para cada uno de los nueve ensayos. La rigidez inicial de la conexión está relacionada con el momento de la junta y también es tabulada para comparar los detalles de la conexión.

Los resultados tabulados señalan que las planchas aumentan considerablemente la resistencia de la junta y que las variaciones en el grosor de estas planchas, no afectan la capacidad de la junta. Esta capacidad, sin embargo, fue incrementada en un

20% al aumentar el ancho de la plancha de 20.32cms a 30.48cms, lo cual resulta una consideración importante a la hora de realizar el diseño de la conexión. En comparación con el ancho y el grosor de la plancha, el uso de planchas extendidas tanto por encima como por debajo de la viga fue mucho más efectivo ya que incrementó la fuerza de la junta y su resistencia en un 60% más en comparación con los estudios realizados a conexiones sin planchas extendidas.

Al comparar la rigidez de la junta entre los ensayos con y sin planchas indica que mientras la plancha incrementaba la rigidez en un 45% en pruebas piloto, esto no afectaba la rigidez de los ensayos 4, 5 y 9. El ancho de la plancha en el ensayo 7 y el ancho del panel de acero en la prueba 6 incrementaron la rigidez de la junta en aproximadamente 30%. La plancha extendida en la prueba 8 incrementó la rigidez en un 150%. La distorsión total de la junta estuvo compuesta típicamente por 50 y 60% con el debido restante a la distorsión del panel de acero. El ensayo 6, el cual tuvo un panel de acero grueso, fue una excepción y derivó en una total distorsión de la junta desde la separación del panel.

Adicionalmente a las fracturas por flexión, se identificaron dos prototipos básicos de fracturas en el concreto: a) fractura debido a la tensión y compresión de las alas en las caras de la columna, y b) fractura diagonal por cortante en los lados. Las fracturas diagonales por corte se presentan sin tener en cuenta si la compresión diagonal se movilizó o no en el panel de conexión. Estas fracturas se muestran como un resultado de la distorsión a corte impuesta en el panel de conexión debido al origen de las cargas.

Es necesario considerar que las barras verticales de refuerzo de la columna que pasan a través de la junta transfieren la tensión al panel de conexión a través del bloque de compresión por encima de las alas de compresión.

Las ligaduras embebidas en el panel de concreto demostraron una elevada tensión desfasada cerca de la carga máxima entre el panel de concreto dentro del ancho de las alas y las planchas extendidas, y fuera de este ancho. Esto ya que dos partes del panel de concreto fueron separadas cerca de la carga máxima. En el ensayo 9 este efecto fue mínimo, ya que el mismo tuvo un corte hacia fuera del panel de acero.

Tabla 16

Resumen de los resultados de los ensayo.

N° de Ensayo	Resistencia del concreto f'_c (kgf/cm ²)	Rigidez inicial relativa al momento de la junta (k'/rad.)	Carga de falla (2% TUD) P (Kips)	Comentarios
1	249.589	26,400	18.0	Viga plana
2	249.589	38,000	26.1	Plancha
3	316.381	149,000	18.5	Viga plana
4	302.319	146,200	32.4	Plancha delgada
5	302.319	143,400	34.1	Plancha gruesa
6	281.228	193,500	46.8	Panel de acero grueso
7	281.228	197,800	41.4	Plancha ancha
8	253.105	369,700	55.0	Plancha extendida
9	260.136	146,200	31.2	Sin panel de acero

Nota. Shikh Muhammad T. Moment connections between steel beams and concrete columns (1987) (pág.50).

EJEMPLOS DE CÁLCULOS:

Ejemplo N°1: La conexión que se muestra en la Figura A.3.1, está sometida a las siguientes fuerzas: (Ver figura 6(a))

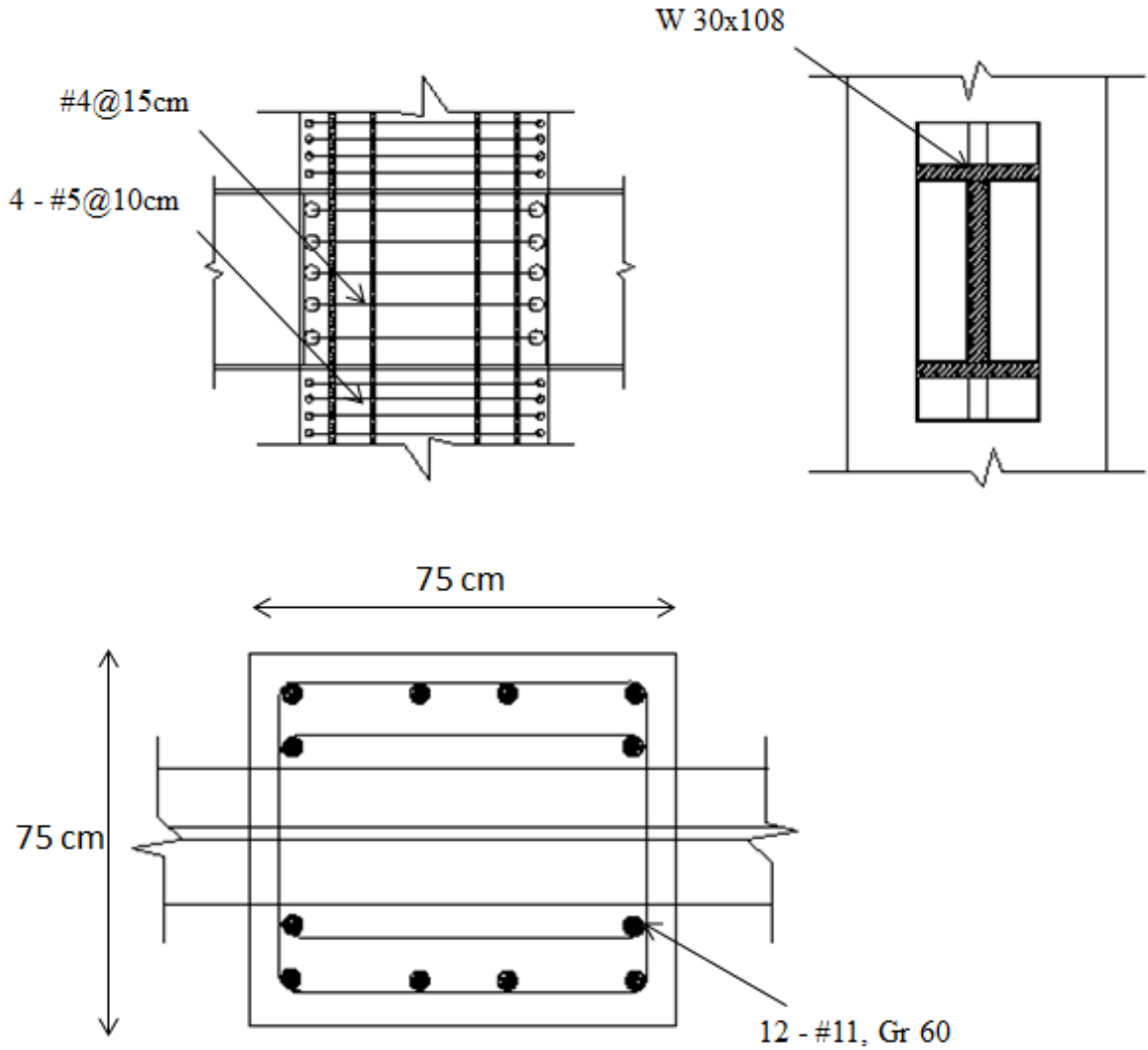


Figura A.3.1. Detallado de ejemplo n°1. Nota: Rueda A y Vásquez O (2012).

1. Datos de Entrada

	$M_{b1}(\text{Kg.m})$	$M_{b2}(\text{Kg.m})$	$M_{c1}(\text{Kg.m})$	$M_{c2}(\text{Kg.m})$	$V_{b1}(\text{Kg})$	$V_{b2}(\text{Kg})$	$V_{c1}(\text{Kg})$	$V_{c2}(\text{Kg})$
P	20000	20000	25000	25000	14000	14000	30000	30000
V	20000	20000	15000	15000	8000	8000	17000	17000
	25000	25000	22000	22000	5000	5000	7000	7000

γ	1
----------	---

Características de la Columna de Concreto	Características de la Plancha de Apoyo	Propiedades de la Viga de Acero
$A_{ct} = 5,07 \text{ cm}^2$	$b_p = 26,67 \text{ cm}$	$b_f = 26,60 \text{ cm}$
$A_{ti} = 31,68 \text{ cm}^2$	$b_{pe} = 20,22 \text{ cm}$	$d = 75,80 \text{ cm}$
$b = 75 \text{ cm}$	$F_{up} = 4080 \text{ Kg/cm}^2$	$d_f = 73,91 \text{ cm}$
$h = 75 \text{ cm}$	$F_{yp} = 2530 \text{ Kg/cm}^2$	$d_w = 71,94 \text{ cm}$
$s_h = 15 \text{ cm}$	$t_{sp} = 1,38 \text{ cm}$	$F_y = 2530 \text{ Kg/cm}^2$
$F_{yh} = 4218 \text{ Kg/cm}^2$	$t_p = 2,22 \text{ cm}$	$t_w = 1,38 \text{ cm}$
$f'_c = 422 \text{ Kg/cm}^2$	$d_{pe} = 6 \text{ cm}$	$F_{yw} = 2531 \text{ Kg/cm}^2$
$T_{vn} = C_{vn} = 0$		$F_{yf} = 2531 \text{ Kg/cm}^2$
$h_{vr} = 0 \text{ cm}$		$t_f = 1,93 \text{ cm}$

Chequee la capacidad de la junta y diseñe los detalles que sean necesarios.

2. Cargas de Diseño

Tomando:

Ω_o	3
------------	---

Combinaciones	M_{b1} (Kg.m)	M_{b2} (Kg.m)	M_{c1} (Kg.m)	M_{c2} (Kg.m)	V_{b1} (Kg)	V_{b2} (Kg)	V_{c1} (Kg)	V_{c2} (Kg)
$1, 2CP + \gamma CV + \Omega_o S$	119000	119000	111000	111000	39800	39800	74000	74000
$1, 2CP + \gamma CV - \Omega_o S$	-31000	-31000	-21000	-21000	9800	9800	32000	32000
$0, 9CP + \Omega_o S$	93000	93000	88500	88500	27600	27600	48000	48000
$0, 9CP - \Omega_o S$	-57000	-57000	-43500	-43500	-2400	-2400	6000	6000

Combinación más desfavorable	M_{b1} (Kg.m)	M_{b2} (Kg.m)	M_{c1} (Kg.m)	M_{c2} (Kg.m)	V_{b1} (Kg)	V_{b2} (Kg)	V_{c1} (Kg)	V_{c2} (Kg)
	119000	119000	111000	111000	39800	39800	74000	74000

3. Cálculo de solicitaciones de diseño

$$\sum M_c = M_{c1} + M_{c2} = 222000 \text{ Kg.m}$$

$$\sum M_b = M_{b1} + M_{b2} = 238000 \text{ Kg.m}$$

$$V_c = \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} = 74000 \text{ Kg}$$

$$V_b = \frac{V_{b1} + V_{b2}}{2} = 39800 \text{ Kg}$$

$$\Delta V_b = V_{b2} - V_{b1} = 0 \text{ Kg}$$

$$\Delta V_c = V_{c2} - V_{c1} = 0 \text{ Kg}$$

4. Cálculo del ancho efectivo de la junta dentro de la columna

4.1. Ancho del panel interior b_i

$$b_i = 26,67 \text{ cm}$$

4.2. Ancho del panel exterior b_o

Ya que se tienen planchas de apoyo extendidas:

$$b_m = \frac{b_f + b}{2} = \frac{26,60 + 75}{2} = 50,80 \text{ cm}$$

$$b_m = b_f + h = 26,60 + 75 = 101,6 \text{ cm}$$

$$b_m = 1,75 b_f = 1,75 \times 26,60 = 46,55 \text{ cm}$$

Tomando el menor valor será $b_m = 46,55 \text{ cm}$

Luego, se calculara el parámetro de diseño C:

$$C = \left(\frac{y}{b_f} \right) = 20,22 / 26,60 = 0,76$$

d_o será el mínimo valor entre:

$$0,25d = 0,25 \times 75,80 = 18,95 \text{ cm}$$

$$d_{pe} = 6 \text{ cm}$$

Entonces será igual a $d_o = 6 \text{ cm}$

El valor del ancho del panel exterior es:

$$b_o = C(b_m - b_i) \leq 2d_o$$

$$b_o = 0,76(46,55 - 26,67) \leq 2 \times 6$$

$$b_o = 15,11 \leq 12$$

No cumple, entonces el valor deb_o será igual a 12 cm

Finalmente el ancho efectivo de la junta es: $b_j = b_i + b_o = 26,67 + 12 = 38,67 \text{ cm}$

5. Chequeo del aplastamiento del Concreto

Como la contribución del refuerzo vertical es cero (0) entonces:

$$\sum M_c + 0,35h\Delta V_b \leq \Phi[0,7hC_{cn} + h_{vr}(T_{vn} + C_{vn})]$$

La resistencia nominal al aplastamiento del concreto, C_{cn} , se calcula como:

$$C_{cn} = 0,6f'_c b_j h$$

Primero, se deben cambiar las unidades de f'_c a $Kips/pulg^2$ y b_j, h a $pulg$.

$$f'_c = 422 \frac{Kg}{cm^2} \times 2,2 \frac{lb}{Kg} \times \frac{Kips}{1000 lb} \times \frac{(2,54 cm)^2}{(pulg)^2}$$

$$= 5,99 \frac{Kips}{pulg^2}$$

$$b_j = 38,67 cm \times \frac{pulg}{2,54 cm} = 15,22 pulg.$$

$$h = 75 cm \times \frac{pulg}{2,54 cm} = 29,53 pulg.$$

$$C_{cn} = 0,6 \times 5,99 \times 15,22 \times 29,53 = 1615,31 Kips = 734232,31 Kg$$

Verificando la condición de aplastamiento vertical: Igualmente se deben cambiar las unidades de $\sum M_c$ a $Kips.pulg$, $\Delta V_b, C_{cn}, T_{vn}, C_{vn}$ a $Kips$ y h, h_{vr} a $pulg$:

$$\sum M_c = 222000 Kg.m = 19228,35 kips.pulg$$

$$19228,35 + 0,35 \times 29,53 \times 0 \leq 0,70 \times [0,7 \times 29,53 \times 1615,31 + 0 \times (0 + 0)]$$

$$19228,35 kips.pulg \leq 23373,05 kips.pulg$$

$$222.000,04 Kg.m \leq 269.852,49 Kg.m$$

Si cumple, la sección no es controlada por aplastamiento vertical.

6. Chequeo del cortante en la junta

Para realizar el chequeo se deben calcular las siguientes incógnitas:

Parámetro de Diseño:

$$K_p = \frac{1}{\Phi 2f'_c b_j} \left[\sum M_c + \frac{\Delta V_b h}{2} - \Phi (T_{vn} + C_{vn}) h_{vr} \right]$$

$$K_p = \frac{1}{0,70 \times 2 \times 422 \times 38,67} \left[(222000 \times 100) + \frac{0 \times 75}{2} - 0,70 \times 0 \right]$$

$$= 971,71 cm^2$$

Longitud de la zona de aplastamiento:

$$a_c = \frac{h}{2} - \sqrt{\frac{h^2}{4} - K_p} \leq 0,3h$$

$$a_c = \frac{75}{2} - \sqrt{\frac{75^2}{4} - 971,71} \leq 0,3 \times 75$$

$$a_c = 16,65 \leq 22,5$$

Si cumple, entonces el valor de $a_c = 16,65 \text{ cm}$

Fuerza vertical de aplastamiento:

$$C_c = 2f'_c b_j a_c$$

$$C_c = 2 \times 422 \times 38,67 \times 16,65 = 543414,04 \text{ Kg}$$

Longitud efectiva de la junta:

$$jh = \frac{\sum M_c}{\Phi[(T_{vn} + C_{vn} + C_c) - \Delta V_b/2]} \geq 0,7h$$

$$jh = \frac{222000 \times 100}{0,70[(543414,04) - 0/2]} \geq 0,7 \times 75$$

$$jh = 58,36 \geq 52,9$$

Si cumple, entonces el valor de $jh = 58,36 \text{ cm}$

6.1. Resistencia nominal al corte del panel de acero: Nuevamente cambiando las unidades:

$$F_{yp} = 2530 \text{ Kg/cm}^2 \times 2,2 \text{ lb/Kg} \times \text{Kips}/1000\text{lb} \times (2,54 \text{ cm})^2 / \text{pulg}^2$$

$$= 35,91 \text{ Kips/pulg}^2$$

$$t_{sp} = 1,38 \text{ cm} \times \text{pulg}/2,54 \text{ cm} = 0,54 \text{ pulg.}$$

$$jh = 58,36 \text{ cm} \times \text{pulg}/2,54 \text{ cm} = 22,98 \text{ pulg.}$$

$$V_{sn} = 0,6F_{YP} \times t_{sp} \times jh = 0,6 \times 35,91 \times 0,54 \times 22,98 = 267,37 \text{ Kips}$$

$$= 121531,82 \text{ Kg}$$

6.2. Resistencia nominal al corte de la compresión diagonal interna del concreto:

$$V_{cn} = 0,63\sqrt{f'_c}b_p h \leq 0,5f'_c b_p d_w$$

Se debe obtener el valor del ancho de la plancha de apoyo, tomando el mínimo entre:

$$b_p = 26,67 \text{ cm}$$

$$b_f + 5t_p = 26,60 + 5 \times 2,22 = 37,7 \text{ cm}$$

$$1,5b_f = 1,5 \times 26,60 = 39,9 \text{ cm}$$

Siendo $b_p = 26,67 \text{ cm}$

Entonces, nuevamente cambiando las unidades:

$$b_p = 26,67 \text{ cm} \times \frac{\text{pulg}}{2,54 \text{ cm}} = 10,5 \text{ pulg.}$$

$$d_w = 71,94 \text{ cm} \times \frac{\text{pulg}}{2,54 \text{ cm}} = 28,32 \text{ pulg.}$$

$$V_{cn} = 0,63\sqrt{5,99} \times 10,5 \times 29,53 \leq 0,5 \times 5,99 \times 10,5 \times 28,32$$

$$V_{cn} = 478,09 \text{ Kips} \leq 890,59 \text{ Kips}$$

$$V_{cn} = 217313,64 \text{ Kg} \leq 404813,64 \text{ Kg}$$

Siendo $V_{cn} = 217313,64 \text{ Kg}$

6.3. Resistencia nominal al corte de la zona de compresión externa del concreto: Nuevamente cambiando las unidades:

$$b_o = 12 \text{ cm} \times \frac{\text{pulg}}{2,54 \text{ cm}} = 4,72 \text{ pulg.}$$

$$\begin{aligned} V_{fn} &= 0,63\sqrt{f'_c}b_o h = 0,63\sqrt{5,99} \times 4,72 \times 29,53 = 214,91 \text{ Kips} \\ &= 97686,36 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Finalmente, chequeando la condición de resistencia horizontal al corte de la junta, igualmente con el cambio de unidades:

$$\begin{aligned} \sum M_c - V_b j h &\leq \Phi [V_{sn} d_f + 0,75V_{cn} d_w + V_{fn} (d + d_o)] \\ V_b &= 39800 \text{ Kg} \times \frac{2,2 \text{ lb}}{\text{Kg}} \times \frac{\text{Kips}}{1000 \text{ lb}} = 87,56 \text{ Kips} \end{aligned}$$

$$d_f = 73,91 \text{ cm} \times \text{pulg}/2,54 \text{ cm} = 29,10 \text{ pulg.}$$

$$d_o = 6 \text{ cm} \times \text{pulg}/2,54 \text{ cm} = 2,36 \text{ pulg.}$$

$$d = 75,80 \text{ cm} \times \text{pulg}/2,54 \text{ cm} = 29,84 \text{ pulg.}$$

$$19228,35 - 87,56 \times 22,98$$

$$\leq 0,70[267,37 \times 29,10 + 0,75 \times 478,09 \times 28,32 + 214,91 \times (29,84 + 2,36)]$$

$$17216,22 \text{ Kips.pulg} \leq 17398,64 \text{ Kips.pulg}$$

$$198769,09 \text{ Kg.m} \leq 200875,21 \text{ Kg.m}$$

Ok, si chequea la condición de resistencia al corte.

7. Provisiones de detallado para el cortante en la junta

7.1. Ligaduras dentro de la profundidad de la viga

Resistencia proporcionada por el concreto V'_c , y convirtiendo las unidades:

$$\begin{aligned} V'_c &= 0,16b_0h\sqrt{f'_c} = 0,16 \times 4,72 \times 29,53 \times \sqrt{5,99} = 54,58 \text{ Kips} \\ &= 24809,09 \text{ Kg} \end{aligned}$$

Resistencia proporcionada por las ligaduras V'_s :

$$V_{fn} = V_{fn} \text{ nominal} = 97686,36 \text{ Kg}$$

$$V'_s = V_{fn} - V'_c = 97686,36 - 24809,09 = 72877,27 \text{ Kg}$$

Requerido: (Cambiando unidades)

$$\begin{aligned} F_{yh} &= 4218 \text{ Kg}/\text{cm}^2 \times 2,2 \text{ lb}/\text{Kg} \times \text{Kips}/1000\text{lb} \times (2,54 \text{ cm})^2/\text{pulg}^2 \\ &= 59,87 \text{ Kips}/\text{pulg}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{A_{ct}}{S_h} = \frac{V'_s}{0,9hf_{yh}} = \frac{160,33}{0,9 \times 29,53 \times 59,87} = 0,10076 \text{ pulg}^2/\text{pulg} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Chequeando a siguiente condición:

$$\frac{A_{ct}}{S_h} \geq 0,004b$$

Donde:

$$\frac{A_{ct}}{S_h} = \frac{\#de\ capas\ de\ ligaduras \times \#ramales \times Area\ de\ acero\ de\ la\ ligadura}{La\ separaci3n\ relativa\ entre\ las\ ligaduras}$$

$$\frac{A_{ct}}{S_h} = \frac{4 \times 2 \times 1,27}{15} = 0,68\ cm^2/cm$$

Entonces: $0,68 \geq 0,004 \times 750,68 \geq 0,3 \rightarrow$ Si cumple

Adem3s, se debe chequear los orificios en el alma de la viga: $A_n/A_{gw} \geq 0,7$

$$\frac{A_{gw} - [\#de\ capas\ de\ ligaduras \times (\phi_{ligadura} + 0,3) \times t_w]}{d_w \times t_w}$$

$$= \frac{(71,94 \times 1,38) - [4 \times (1,27 + 0,3) \times 1,38]}{71,94 \times 1,38}$$

$$= 0,91 \quad \text{Si cumple } 0,91 \geq 0,7$$

Asimismo, Los agujeros deben estar situados a $0,15h=11,25\text{cm}$ de la cara de la columna de concreto armado.

7.2. Ligaduras adyacente a la junta

M3nimo deben ser 3 capas de ligadura por encima y por debajo de la viga y tama3o #4. Guardando una distancia de la viga de $0,4d$ que serian $30,32\text{ cm}$ por encima y por debajo de la viga.

El 3rea m3nima de la secci3n transversal debe cumplir con la siguiente condici3n:

$$A_{ti} \geq \frac{V_{fn}}{F_{yh}}$$

Donde:

$$A_{ti} = \#de\ capas\ de\ ligaduras \times \#ramales$$

$$\times Area\ de\ acero\ de\ la\ ligadura$$

$$A_{ti} = 4 \times 4 \times 1,98 = cm^2$$

$$\text{Chequeando la condici3n: } 31,68\ cm^2 \geq \frac{97686,36}{4218}\ cm^2$$

$$31,68\ cm^2 \geq 23,16\ cm^2 \text{ Si cumple}$$

8. Chequeo la rigidez de la plancha: Cambiando las unidades:

$$\text{IV) } t_p \geq 0,2 \sqrt{\frac{V_{cn} b_p}{F_{yp} d_w}} = 0,2 \sqrt{\frac{478,09 \times 10,5}{35,91 \times 28,32}} = 0,444 \text{ pulg} = 1,13 \text{ cm}$$

$$\text{V) } t_p = \frac{V_{cn} - b_f t_w F_{yw}}{0,6 b_f F_{up}} = \frac{478,09 - 10,47 \times 0,53 \times 35,92}{0,6 \times 10,47 \times 57,91} = 0,77 \text{ pulg} = 1,95 \text{ cm}$$

$$\text{VI) } t_p = \frac{V_{cn}}{1,2 b_f F_{up}} = \frac{478,09}{1,2 \times 10,47 \times 57,91} = 0,66 \text{ pulg} = 1,67 \text{ cm}$$

Tomando el mayor $t_p = 1,95 \text{ cm}$

Se chequea el espesor de la plancha:

$$t_p \geq \frac{b_p}{22} = \frac{26,67}{22} = 1,21 \text{ cm}$$

$1,95 \text{ cm} \geq 1,21 \text{ cm}$ Si cumple

$$t_p \geq \frac{(b_p - b_f)}{5} = \frac{(26,67 - 26,60)}{5} = 0,014 \text{ cm}$$

$1,95 \text{ cm} \geq 0,014 \text{ cm}$ Si cumple

Entonces, el $t_{pmin} = 1,95 \text{ cm}$, siendo este el mínimo espesor de plancha a utilizar.

9. Chequeo de la rigidez del ala de la viga ante el aplastamiento: Nuevamente cambiando las unidades:

$$t_f = 0,30 \sqrt{\frac{b_f t_{sp} d F_{yp}}{h F_{yf}}} = 0,30 \sqrt{\frac{10,47 \times 0,54 \times 29,84 \times 35,91}{29,53 \times 35,92}} = 0,72 \text{ pulg}$$

$$= 1,82 \text{ cm}$$

$$t_{f(\text{utilizado})} > t_{f(\text{mínimo})}$$

$1,93 \text{ cm} > 1,82 \text{ cm}$ Si cumple

10. Chequeo del espesor de las planchas de apoyo extendidas

Se debe satisfacer lo siguiente:

$$\text{I) } t_{pe} \geq 0,12 \sqrt{\frac{V_{fn} b_{pe}}{d_o F_y}} = 0,12 \sqrt{\frac{214,91 \times 7,96}{2,36 \times 35,91}} = 0,54 \text{ pulg} = 1,37 \text{ cm}$$

$$\text{II) } t_{pe} \geq t_p = 2,22 \text{ cm}$$

El valor de t_{pe} no puede ser menor que $= 2,22 \text{ cm}$

3. Hoja de cálculo

Mediante el presente trabajo se creó una hoja de cálculo en Excel, la cual refleja la metodología de diseño dada en esta documentación, cabe acotar que el usuario debe brindar los datos de entrada y/o valores que pida la hoja de calculo los cuales están pintados de color azul. A continuación se mostraran unas imágenes de la hoja de cálculo con los resultados del ejemplo N°1

DISEÑO DE LA CONEXIÓN A MOMENTO ENTRE COLUMNA RECTANGULAR DE CONCRETO ARMADO Y VIGA DE ACERO

VER

1. Datos de Entrada

Características de la columna de concreto armado:

$A_{ct} =$	5,07 cm ²	Area de la seccion transversal de las barras de refuerzo en cada capa de las ligaduras de la columna separadas un S_h a traves de la profundidad de la viga
$A_{ti} =$	31,68 cm ²	Area total de la seccion transversal de las ligaduras de la columna situadas dentro de una distancia vertical a la viga de $0,4d$ (medida en un plano perpendicular a la viga), siendo "d" la profundidad de la viga de acero medida paralela a la columna.
$b =$	75,00 cm	Ancho de la columna de concreto medida perpendicular a la viga. Ver "h" y "b"
$h =$	75,00 cm	Profundidad de la columna de concreto medida paralelo a la viga.
$S_h =$	15,00 cm	Separacion entre ligaduras dentro de la profundidad de la viga.
$F_{yh} =$	4218 Kg/cm ²	Esfuerzo a la fluencia del refuerzo, debe ser: $F_{yh} \leq 4227,28 \text{ Kg/cm}^2$
$f'_c =$	422 Kg/cm ²	Peso normal del concreto, debe ser: $210 \text{ Kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 422,73 \text{ Kg/cm}^2$
$T_{vn} =$	0,00 Kg	Esfuerzo nominal a tension del refuerzo vertical de la junta directamente adjuntos a la viga de acero (En caso de que existan) .
$C_{vn} =$	0,00 Kg	Esfuerzo nominal a compresion del refuerzo vertical de la junta directamente adjuntos a la viga de acero (En caso de que existan) .
$h_{vr} =$	0,00 cm	Distancia entre las barras verticales, medida paralela a la dirección de la viga, En caso de que las mismas atraviesen las alas de la viga.

Propiedades de la viga de acero:

PERFIL	W30X108	ACERO	ASTM - A 36
--------	---------	-------	-------------

$b_f =$	26,60 cm	Ancho de las alas de la viga de acero.
$d =$	75,80 cm	Profundidad de la viga de acero medida paralelo a la columna. Ver "d"
$d_f =$	73,87 cm	Distancia entre las alas de la viga medidas de centro a centro.
$d_w =$	71,94 cm	Profundidad del alma de la viga de acero.
$F_y =$	2530 Kg/cm ²	Esfuerzo de cedencia minima del acero, debe ser: $F_y \leq 3515 \text{ Kg/cm}^2$.
$t_w =$	1,38 cm	Espesor del alma.
$F_{yw} =$	2531 Kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del alma de la viga.
$F_{yf} =$	2531 Kg/cm ²	Esfuerzo a la fluencia de las alas de la viga
$t_f =$	1,93 cm	Espesor del ala de la viga a utilizar.

Se debe tomar en cuenta que la relacion de aspecto de la junta debe ser:

$$0,75 \leq h/d \leq 2$$

$$0,75 \leq 0,99 \leq 2$$

Si cumple

Características de la plancha de apoyo (FBP; Face Bearing Plates):

ACERO	ASTM - A 36	
$b_p =$	26,67 cm	Ancho de la plancha de apoyo.
$b_{pe} =$	20,22 cm	Ancho de plancha de apoyo extendida (En caso de tenerla).
$F_{up} =$	4080 Kg/cm ²	Esfuerzo último de la plancha de acero.
$F_{yp} =$	2530 Kg/cm ²	Esfuerzo de cedencia del panel de acero.
$t_{sp} =$	1,38 cm	Espesor del panel de acero.
$t_p =$	2,22 cm	Espesor de la plancha
$d_{pe} =$	6,00 cm	Altura de la plancha de apoyo extendida (En caso de tenerla).

Cargas Actuantes:

	$M_{b1}(\text{Kg.m})$	$M_{b2}(\text{Kg.m})$	$M_{c1}(\text{Kg.m})$	$M_{c2}(\text{Kg.m})$	$V_{b1}(\text{Kg})$	$V_{b2}(\text{Kg})$	$V_{c1}(\text{Kg})$	$V_{c2}(\text{Kg})$	cargas actuantes
CP	20000	20000	25000	25000	14000	14000	30000	30000	
CV	20000	20000	15000	15000	8000	8000	17000	17000	
S	25000	25000	22000	22000	5000	5000	7000	7000	

$\gamma =$	1	Factor de participacion de las cargas variables.
$\Omega_0 =$	3	Factor de amplificacion sismica.

2. Cargas de Diseño

Combinaciones	M _{b1} (Kg.m)	M _{b2} (Kg.m)	M _{c1} (Kg.m)	M _{c2} (Kg.m)	V _{b1} (Kg)	V _{b2} (Kg)	V _{c1} (Kg)	V _{c2} (Kg)
1,2CP + γCV + Ω ₀ S	119000	119000	111000	111000	39800	39800	74000	74000
1,2CP + γCV - Ω ₀ S	-31000	-31000	-21000	-21000	9800	9800	32000	32000
0,9CP + Ω ₀ S	93000	93000	88500	88500	27600	27600	48000	48000
0,9CP - Ω ₀ S	-57000	-57000	-43500	-43500	-2400	-2400	6000	6000

Combinación más desfavorable	M _{b1} (Kg.m)	M _{b2} (Kg.m)	M _{c1} (Kg.m)	M _{c2} (Kg.m)	V _{b1} (Kg)	V _{b2} (Kg)	V _{c1} (Kg)	V _{c2} (Kg)
	119000,0	119000,0	111000,0	111000,0	39800,0	39800,0	74000,0	74000,0

3. Cálculo de las solicitaciones de diseño

$$\sum M_c = M_{c1} + M_{c2} = 222000,00 \text{ Kg.m} \quad V_c = \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} = 74000,00 \text{ Kg}$$

$$\sum M_b = M_{b1} + M_{b2} = 238000,00 \text{ Kg.m} \quad V_b = \frac{V_{b1} + V_{b2}}{2} = 39800,00 \text{ Kg}$$

$$\Delta V_b = V_{b2} - V_{b1} = 0,00 \text{ Kg}$$

$$\Delta V_c = V_{c2} - V_{c1} = 0,00 \text{ Kg}$$

4. Cálculo del ancho efectivo de la junta dentro de la columna: Ver

Ancho del panel interior b_i = 26,67 cm

Ancho del panel exterior b_o = 12,00 cm

b _m	c	d _o
46,55 cm	0,76	6,00 cm

Ancho efectivo de la junta b _j =	38,67 cm
---	----------

5. Chequeo del aplastamiento del concreto: Ver

Resistencia nominal al aplastamiento del concreto, $C_{cn} = 734064,88 \text{ Kg}$

Las resistencias nominales en tension y compresion del refuerzo vertical en la junta, que se une directamente a la viga de acero, deben chequear con lo siguiente:

Ver relación de fuerzas verticales

$$T_{vn} + C_{vn} \leq 0,3f'_c b_j h$$

Ok, $T_{vn} + C_{vn} =$

0,00 Kg

Finalmente, Chequeo por aplastamiento vertical:

$$\sum M_c + 0,35h\Delta V_b \leq \Phi[0,7hC_{cn} + h_{vr}(T_{vn} + C_{vn})]$$

$$222000,00 \text{ Kg.m} \leq 269768,84 \text{ Kg.m}$$

Si cumple, la conexión No es controlada por aplastamiento vertical

6. Chequeo del cortante en la junta

Parametro de Diseño: $K_p = \frac{1}{\Phi 2f'_c b_j} \left[\sum M_c + \frac{\Delta V_b h}{2} - \Phi(T_{vn} + C_{vn})h_{vr} \right] = 972,08 \text{ cm}^2$

Longitud de la zona de aplastamiento: $a_c = \frac{h}{2} - \sqrt{\frac{h^2}{4} - K_p} \leq 0,3h = 16,66 \text{ cm}$

Fuerza vertical de aplastamiento: $C_c = 2f'_c b_j a_c = 543642,16 \text{ Kg}$

Longitud efectiva de la junta: $j h = \frac{\sum M_c}{\Phi[(T_{vn} + C_{vn} + C_c) - \Delta V_b/2]} \geq 0,7h = 58,34 \text{ cm}$

Resistencia nominal al corte del panel de acero V_{sn} : Ver $V_{sn} = 0,6F_{YP} \cdot t_{sp} \cdot j h = 122586,82 \text{ Kg}$

Resistencia nominal al corte de la compresión diagonal interna del concreto V_{cn} :

Ver

El ancho de la plancha de apoyo b_p , debe ser el mínimo valor entre: b_p ; $b_f + 5t_p$; $1.5b_f$

$$b_p = 26,67 \text{ cm}$$

Ver "b_p"

$$V_{cn} = 0.63\sqrt{f'_c} b_p \cdot h \leq 0.5f'_c b_p d_w = 217246,93 \text{ Kg}$$

Resistencia nominal al corte de la zona de compresión externa del concreto V_{fn} :

Ver

$$V_{fn} = V'_c + V'_s \leq 0.63\sqrt{f'_c} b_o \cdot h \quad \text{Asumiendo que las ligaduras son adecuadas, se toma:}$$

$$V_{fn} = 0.63\sqrt{f'_c} b_o \cdot h = 97748,90 \text{ Kg}$$

Finalmente, chequeando la condición de la resistencia horizontal al corte:

$$\sum M_c - V_b j h \leq \Phi [V_{sn} d_f + 0,75V_{cn} d_w + V_{fn} (d + d_o)] = \text{OK, si chequea la condición de la resistencia al corte.}$$

$$198782,00 \text{ Kg.m} \leq 201410,35 \text{ Kg.m}$$

7. Provisiones de detallado para el cortante en la junta: **Ver**

Ligaduras dentro de la profundidad de la viga:

¿La columna es sometida a tensión axial?

No

La resistencia proporcionada por el concreto V'_c : $V'_c = 0.16b_o h \sqrt{f'_c} = 24825,12 \text{ Kg}$

la resistencia proporcionada por las ligaduras horizontales V'_s :

$$\text{Tomando: } V_{fn} = V_{fn} \text{ nominal} = 97748,90 \text{ Kg}$$

$$V'_s = V_{fn} - V'_c = 72923,78 \text{ Kg}$$

$$\text{Requerido: } \frac{A_{ct}}{S_h} = \frac{V'_s}{0.9h f_{yh}} = 0,26 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Ligaduras proporcionadas dentro de la profundidad de la viga:

N° de capas de Ligaduras:	4	N° de Ramales:	2	Area de acero de la ligadura en cm ² :	1,27 cm ²
---------------------------	---	----------------	---	---	----------------------

$$\frac{A_{ct}}{S_h} = \frac{\#Ligaduras \times \#ramales \times Area\ de\ acero\ de\ la\ ligadura}{La\ separación\ relativa\ entre\ las\ ligaduras} = 0,68\ cm^2/cm$$

Chequeando $\frac{A_{ct}}{S_h} \geq 0,004b$

0,68 cm²/cm ≥ 0,30 cm²/cm **Si Cumple**

Chequeo de los orificios en el alma de la viga: $\frac{A_n}{A_{gw}} \geq 0,7$
 0,91 ≥ 0,7 **Si cumple**

Los agujeros deben estar a 11,25 cm de la cara de la columna de concreto armado

Ligaduras adyacentes a la junta:

Verificar Mínimo deben ser **3 capas** de ligadura por encima y por debajo de la viga y: **Cuatro barras #4**
 Estas capas deben guardar una distancia de **30,32 cm** por encima y por debajo de la viga.

N° de capas de Ligaduras:	4	N° de Ramales:	4	Area de acero de la ligadura en cm ² :	1,980 cm ²
---------------------------	---	----------------	---	---	-----------------------

El área mínima de la sección transversal debe cumplir con la siguiente condición:

$$A_{ti} \geq \frac{V_{fn}}{F_{yh}} \rightarrow 31,68\ cm^2 \geq 23,17\ cm^2 \quad \mathbf{Si\ Cumple}$$

8. Chequeo de rigidez de la plancha

Se deben chequear las tres condiciones del espesor de la plancha e igualar dicho espesor al más desfavorable (el mayor):

$$t_p \geq 0.2 \sqrt{\frac{V_{cn} b_p}{F_{yp} d_w}} \quad t_p = \frac{V_{cn} - b_f t_w F_{yw}}{0.6 b_f F_{up}} \quad t_p = \frac{V_{cn}}{1.2 b_f F_{up}}$$

$t_p = 1,13 \text{ cm} \quad t_p = 1,91 \text{ cm} \quad t_p = 1,67 \text{ cm}$

Siendo el mayor valor de $t_p = \boxed{1,91 \text{ cm}}$

Ademas debe cumplir con lo siguiente:

$$t_p \geq b_p / 22 \quad \text{Si cumple}$$

$$t_p \geq (b_p - b_f) / 5 \quad \text{Si cumple}$$

tp min (cm)= 1,91

Cuando se diseñe empleando planchas divididas, la altura de la plancha d_p debe ser $d_p > 0$, Ver

9. Chequear la rigidez del ala de la viga ante el aplastamiento

El espesor mínimo de las alas debe ser:

$$t_f = 0.30 \sqrt{\frac{b_f t_{sp} d F_{yp}}{h F_{yf}}} = 1,83 \text{ cm}$$

Chequeando el espesor del ala: t_f utilizado: 1,93 cm > t_f mínimo: 1,83 cm
Si cumple

10. Chequeo del espesor de las planchas de apoyo extendidas: Ver

El espesor de la plancha de apoyo extendida debe satisfacer lo siguiente:

$$t_{pe} \geq 1,37 \text{ cm} \quad t_{pe} \geq 2,22 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} t_{pe} \geq 0.12 \sqrt{\frac{V_{fn} b_{pe}}{d_o F_y}} \\ t_{pe} \geq t_p \end{array} \right.$$

El valor de t_{pe} no puede ser menor que: **2,22 cm**

11. Chequeo de las barras verticales de la columna que pasan a través de la junta

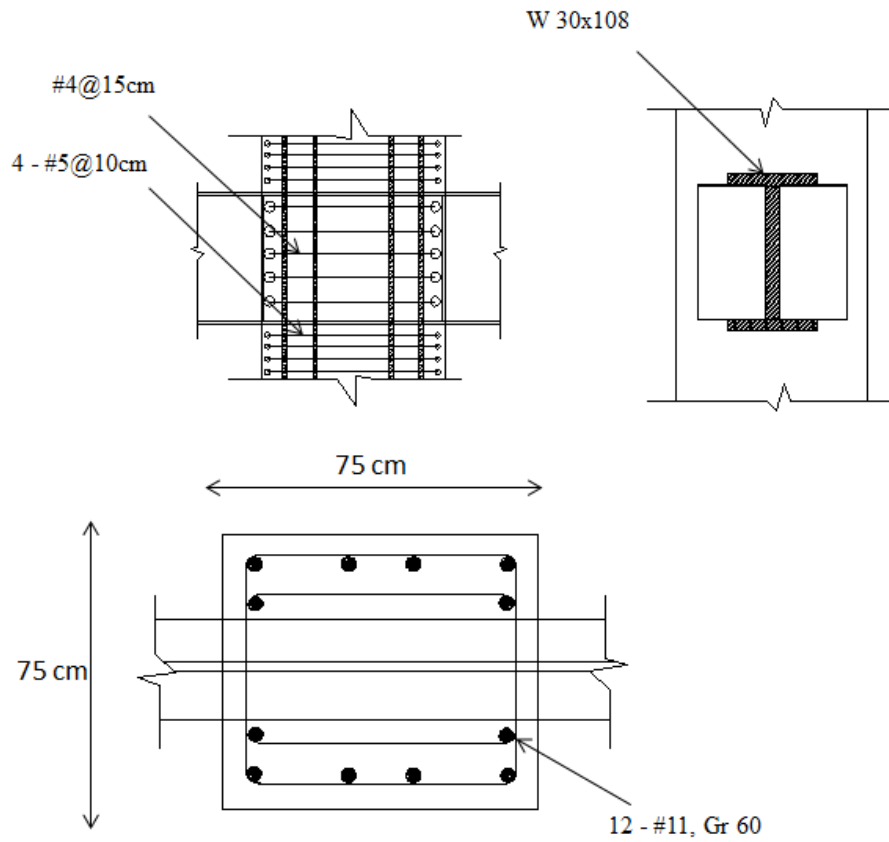
Si son barras individuales d_r sera el diametro de cada barra vertical y para un conjunto de barras sera el diametro de una barra de area equivalente

$$d_r \text{ (cm)} = 3,58 \text{ cm}$$

Chequeando: $d_r < \frac{(d+2d_o)}{20}$

3,58 cm < 4,39 cm **Si Cumple**

Adicionalmente se presentaran otros ejemplos realizados con la hoja de cálculo:



Los resultados arrojados por la tabla fueron:

DISEÑO DE LA CONEXIÓN A MOMENTO ENTRE COLUMNA RECTANGULAR DE CONCRETO ARMADO Y VIGA DE ACERO VER

1. Datos de Entrada

Características de la columna de concreto armado:

$A_{ct} =$	5,07 cm ²	Area de la seccion transversal de las barras de refuerzo en cada capa de las ligaduras de la columna separadas un S_h , a traves de la profundidad de la viga.	
$A_{ti} =$	31,68 cm ²	Area total de la seccion transversal de las ligaduras de la columna situadas dentro de una distancia vertical a la viga de $0,4d$ (medida en un plano perpendicular a la viga), siendo "d" la profundidad de la viga de acero medida paralela a la columna.	
$b =$	75,00 cm	Ancho de la columna de concreto medida perpendicular a la viga.	Ver "h" y "b"
$h =$	75,00 cm	Profundidad de la columna de concreto medida paralelo a la viga.	
$S_h =$	15,00 cm	Separacion entre ligaduras dentro de la profundidad de la viga.	
$F_{yh} =$	4218 Kg/cm ²	Esfuerzo a la fluencia del refuerzo, debe ser: $F_{yh} \leq 4227,28 \text{ Kg/cm}^2$	
$f'_c =$	422 Kg/cm ²	Peso normal del concreto, debe ser: $210 \text{ Kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 422,73 \text{ Kg/cm}^2$	
$T_{vn} =$	0,00 Kg	Resistencia nominal a tension del refuerzo vertical de la junta directamente adjuntos a la viga de acero (<u>En caso de que existan</u>).	
$C_{vn} =$	0,00 Kg	Resistencia nominal a compresion del refuerzo vertical de la junta directamente adjuntos a la viga de acero (<u>En caso de que existan</u>).	
$h_{vr} =$	0,00 cm	Distancia entre las barras verticales, medida paralela a la dirección de la viga, <u>En caso de que las mismas atraviesen las alas de la viga</u> .	

Propiedades de la viga de acero:

PERFIL	W30X108	ACERO	ASTM - A 36
--------	---------	-------	-------------

$b_f =$	26,60 cm	Ancho de las alas de la viga de acero.	
$d =$	75,80 cm	Profundidad de la viga de acero medida paralelo a la columna.	Ver "d"
$d_f =$	73,87 cm	Distancia entre las alas de la viga medidas de centro a centro.	
$d_w =$	71,94 cm	Profundidad del alma de la viga de acero.	
$F_y =$	2530 Kg/cm ²	Esfuerzo de cedencia minima del acero, debe ser: $F_y \leq 3515 \text{ Kg/cm}^2$.	
$t_w =$	1,38 cm	Espesor del alma.	
$F_{yw} =$	2531 Kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del alma de la viga.	
$F_{yf} =$	2531 Kg/cm ²	Esfuerzo a la fluencia de las alas de la viga	
$t_f =$	1,93 cm	Espesor del ala de la viga a utilizar.	

Se debe tomar en cuenta que la relacion de aspecto de la junta debe ser:

$$0,75 \leq h/d \leq 2$$

$$0,75 \leq 0,99 \leq 2$$

Si cumple

Características de la plancha de apoyo (FBP; Face Bearing Plates):

ACERO	ASTM - A 36	
$b_p =$	42,60 cm	Ancho de la plancha de apoyo.
$b_{pe} =$	0,00 cm	Ancho de plancha de apoyo extendida (En caso de tenerla) .
$F_{up} =$	4080 Kg/cm ²	Esfuerzo último de la plancha de acero.
$F_{yp} =$	2530 Kg/cm ²	Esfuerzo de cedencia del panel de acero.
$t_{sp} =$	1,38 cm	Espesor del panel de acero.
$t_p =$	2,22 cm	Espesor de la plancha
$d_{pe} =$	0,00 cm	Altura de la plancha de apoyo extendida (En caso de tenerla) .

Cargas Actuantes:

	M_{b1} (Kg.m)	M_{b2} (Kg.m)	M_{c1} (Kg.m)	M_{c2} (Kg.m)	V_{b1} (Kg)	V_{b2} (Kg)	V_{c1} (Kg)	V_{c2} (Kg)	cargas actuantes
CP	20000	20000	25000	25000	14000	14000	30000	30000	
CV	20000	20000	15000	15000	8000	8000	17000	17000	
S	25000	25000	22000	22000	5000	5000	7000	7000	

$\gamma =$	1	Factor de participacion de las cargas variables.
$\Omega_0 =$	3	Factor de amplificacion sismica.

2. Cargas de Diseño

Combinaciones	M_{b1} (Kg.m)	M_{b2} (Kg.m)	M_{c1} (Kg.m)	M_{c2} (Kg.m)	V_{b1} (Kg)	V_{b2} (Kg)	V_{c1} (Kg)	V_{c2} (Kg)
$1,2CP + \gamma CV + \Omega_0 S$	119000	119000	111000	111000	39800	39800	74000	74000
$1,2CP + \gamma CV - \Omega_0 S$	-31000	-31000	-21000	-21000	9800	9800	32000	32000
$0,9CP + \Omega_0 S$	93000	93000	88500	88500	27600	27600	48000	48000
$0,9CP - \Omega_0 S$	-57000	-57000	-43500	-43500	-2400	-2400	6000	6000

Combinación más desfavorable	M_{b1} (Kg.m)	M_{b2} (Kg.m)	M_{c1} (Kg.m)	M_{c2} (Kg.m)	V_{b1} (Kg)	V_{b2} (Kg)	V_{c1} (Kg)	V_{c2} (Kg)
	119000,0	119000,0	111000,0	111000,0	39800,0	39800,0	74000,0	74000,0

3. Cálculo de las solicitaciones de diseño

$$\sum M_c = M_{c1} + M_{c2} = 222000,00 \text{ Kg.m} \quad V_c = \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} = 74000,00 \text{ Kg}$$

$$\sum M_b = M_{b1} + M_{b2} = 238000,00 \text{ Kg.m} \quad V_b = \frac{V_{b1} + V_{b2}}{2} = 39800,00 \text{ Kg}$$

$$\Delta V_b = V_{b2} - V_{b1} = 0,00 \text{ Kg}$$

$$\Delta V_c = V_{c2} - V_{c1} = 0,00 \text{ Kg}$$

4. Cálculo del ancho efectivo de la junta dentro de la columna: Ver

Ancho del panel interior $b_i = 42,60 \text{ cm}$

Ancho del panel exterior $b_o = 0,00 \text{ cm}$

b_m	c	d_o
46,55 cm	0,00	0,00 cm

Ancho efectivo de la junta $b_j = 42,60 \text{ cm}$

5. Chequeo del aplastamiento del concreto: Ver

Resistencia nominal al aplastamiento del concreto, $C_{cn} = 808667,28 \text{ Kg}$

Las resistencias nominales en tension y compresion del refuerzo vertical en la junta, que se une directamente a la viga de acero, deben chequear con lo siguiente:

Ver relación de fuerzas verticales

$$T_{vn} + C_{vn} \leq 0,3f'_c b_j h$$

Ok, $T_{vn} + C_{vn} = 2,00 \text{ Kg}$

Finalmente, Chequeo por aplastamiento vertical:

$$\sum M_c + 0,35h\Delta V_b \leq \Phi [0,7hC_{cn} + h_{vr}(T_{vn} + C_{vn})]$$

$$222000,00 \text{ Kg.m} \leq 297185,23 \text{ Kg.m}$$

Si cumple, la conexión No es controlada por aplastamiento vertical

6. Chequeo del cortante en la junta

Parametro de Diseño:
$$K_p = \frac{1}{\Phi 2f'_c b_j} \left[\sum M_c + \frac{\Delta V_b h}{2} - \Phi (T_{vn} + C_{vn}) h_{vr} \right] = 882,40 \text{ cm}^2$$

Longitud de la zona de aplastamiento:
$$a_c = \frac{h}{2} - \sqrt{\frac{h^2}{4} - K_p} \leq 0,3h = 14,61 \text{ cm}$$

Fuerza vertical de aplastamiento: $C_c = 2f'_c b_j a_c = 525178,10 \text{ Kg}$

Longitud efectiva de la junta:
$$jh = \frac{\sum M_c}{\Phi [(T_{vn} + C_{vn} + C_c) - \Delta V_b / 2]} \geq 0,7h = 60,39 \text{ cm}$$

Resistencia nominal al corte del panel de acero V_{sn} : Ver $V_{sn} = 0,6F_{YP} \cdot t_{sp} \cdot jh = 126896,21 \text{ Kg}$

Resistencia nominal al corte de la compresión diagonal interna del concreto V_{cn} : Ver

El ancho de la plancha de apoyo b_p , debe ser el minimo valor entre: $b_p ; b_f + 5t_p ; 1,5b_f$

$b_p = 37,70 \text{ cm}$ Ver "b_p"

$V_{cn} = 0,63\sqrt{f'_c} b_p \cdot h \leq 0,5f'_c b_p d_w = 307094,46 \text{ Kg}$

Resistencia nominal al corte de la zona de compresión externa del concreto V_{fn} : Ver

$V_{fn} = V'_c + V'_s \leq 0,63\sqrt{f'_c} b_o \cdot h$ Asumiendo que las ligaduras son adecuadas, se toma:

$V_{fn} = 0,63\sqrt{f'_c} b_o \cdot h = 0,00 \text{ Kg}$

Finalmente, chequeando la condicion de la resistencia horizontal al corte:

$$\sum M_c - V_b jh \leq \Phi [V_{sn} d_f + 0,75V_{cn} d_w + V_{fn} (d + d_o)] =$$

$197965,80 \text{ Kg.m} \leq 181601,73 \text{ Kg.m}$

No cumple, la conexión es controlada por el cortante en la junta, se recomendada aumentar las dimensiones de la columna o usar planchas de apoyo extendidas o en caso de tenerlas, aumentar la altura de las mismas (dpe)

7. Provisiones de detallado para el cortante en la junta: Ver

Ligaduras dentro de la profundidad de la viga:

¿La columna es sometida a tensión axial? No

La resistencia proporcionada por el concreto V'_c : $V'_c = 0.16b_0h\sqrt{f'_c}$ = 0,00 Kg

la resistencia proporcionada por las ligaduras horizontales V'_s :

Tomando: $V_{fn} = V_{fn \text{ nominal}}$ = 0,00 Kg

$V'_s = V_{fn} - V'_c$ = 0,00 Kg

Requerido: $\frac{A_{ct}}{S_h} = \frac{V'_s}{0.9hf_{yh}}$ = 0,00 cm²/cm

Ligaduras proporcionadas dentro de la profundidad de la viga:

N° de capas de Ligaduras: 4 N° de Ramales: 2 Area de acero de la ligadura en cm²: 1,27 cm²

$$\frac{A_{ct}}{S_h} = \frac{\#Ligaduras \times \#ramales \times Area \text{ de acero de la ligadura}}{\text{La separación relativa entre las ligaduras}} = 0,68 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Chequeando $\frac{A_{ct}}{S_h} \geq 0.004b$

0,68 cm²/cm ≥ 0,30 cm²/cm **Si Cumple**

Chequeo de los orificios en el alma de la viga: $\frac{A_n}{A_{gw}} \geq 0,7$
0,91 ≥ 0,7 **Si cumple**

Los agujeros deben estar a 11,25 cm de la cara de la columna de concreto armado

Ligaduras adyacentes a la junta:

Verificar Mínimo deben ser **3 capas** de ligadura por encima y por debajo de la viga y: **Cuatro barras #4**
 Estas capas deben guardar una distancia de **30,32 cm** por encima y por debajo de la viga.

N° de capas de Ligaduras: **4**

N° de Ramales: **4**

Area de acero de la ligadura en cm²: **1,980 cm²**

El área mínima de la sección transversal debe cumplir con la siguiente condición:

$$A_{ti} \geq \frac{V_{fn}}{F_{yh}} \rightarrow 31,68 \text{ cm}^2 \geq 0,00 \text{ cm}^2 \quad \text{Si Cumple}$$

8. Chequeo de rigidez de la plancha

Se deben chequear las tres condiciones del espesor de la plancha e igualar dicho espesor al más desfavorable (el mayor):

$$t_p \geq 0.2 \sqrt{\frac{V_{cn} b_p}{F_{yp} d_w}}$$

$t_p = 1,70 \text{ cm}$

$$t_p = \frac{V_{cn} - b_f t_w F_{yw}}{0.6 b_f F_{up}}$$

$t_p = 3,29 \text{ cm}$

$$t_p = \frac{V_{cn}}{1.2 b_f F_{up}}$$

$t_p = 2,36 \text{ cm}$

Siendo el mayor valor de $t_p = \mathbf{3,29 \text{ cm}}$

Ademas debe cumplir con lo siguiente:

$$t_p \geq b_p / 22 \quad \text{Si cumple}$$

$$t_p \geq (b_p - b_f) / 5 \quad \text{Si cumple}$$

$t_p \text{ min (cm)} = \mathbf{3,29}$

Se deben cambiar las dimensiones de la plancha en los Datos de Entrada, ya que el chequeo de rigidez de ésta arrojó un t_p (Espesor de la plancha) mayor al de la plancha utilizada en esta conexión.

Cuando se diseñe empleando planchas divididas, la altura de la plancha d_p debe ser $d_p > 0,45 d_w$ **Ver**

9. Chequear la rigidez del ala de la viga ante el aplastamiento

El espesor mínimo de las alas debe ser:

$$t_f = 0.30 \sqrt{\frac{b_f t_{sp} d F_{yp}}{h F_{yf}}} = 1,83 \text{ cm}$$

Chequeando el espesor del ala: t_f utilizado: 1,93 cm > t_f mínimo: 1,83 cm
Si cumple

10. Chequeo del espesor de las planchas de apoyo extendidas:

Ver

No tomar en cuenta este chequeo, debido a que no se están utilizando planchas de apoyo extendidas

$$\begin{cases} t_{pe} \geq 0.12 \sqrt{\frac{V_f n b_{pe}}{d_o F_y}} \\ t_{pe} \geq t_p \end{cases}$$

11. Chequeo de las barras verticales de la columna que pasan a través de la junta

Si son barras individuales d_r será el diámetro de cada barra vertical y para un conjunto de barras será el diámetro de una barra de área equivalente

d_r (cm) = 3,58 cm

Chequeando $d_r < \frac{(d+2d_o)}{20}$

3,58 cm < 3,79 cm **Si Cumple**

Se puede observar que al utilizar los mismos datos del ejercicio anterior, pero con planchas anchas la condición de la resistencia horizontal al corte no cumple, además el espesor utilizado en dicha plancha es inferior al mínimo, entonces se aumentará dicho espesor y se aumentaran las dimensiones de la columna, en específico “h”. Los resultados obtenidos son:

DISEÑO DE LA CONEXIÓN A MOMENTO ENTRE COLUMNA RECTANGULAR DE CONCRETO ARMADO Y VIGA DE ACERO VER

1. Datos de Entrada

Características de la columna de concreto armado:

$A_{ct} =$	5,07 cm ²	Area de la seccion transversal de las barras de refuerzo en cada capa de las ligaduras de la columna separadas un S_h a traves de la profundidad de la viga.
$A_{ti} =$	31,68 cm ²	Area total de la seccion transversal de las ligaduras de la columna situadas dentro de una distancia vertical a la viga de 0,4d (medida en un plano perpendicular a la viga), siendo "d" la profundidad de la viga de acero medida paralela a la columna.
$b =$	75,00 cm	Ancho de la columna de concreto medida perpendicular a la viga.
$h =$	80,00 cm	Profundidad de la columna de concreto medida paralelo a la viga.
$S_h =$	15,00 cm	Separacion entre ligaduras dentro de la profundidad de la viga.
$F_{yh} =$	4218 Kg/cm ²	Esfuerzo a la fluencia del refuerzo, debe ser: $F_{yh} \leq 4227,28 \text{ Kg/cm}^2$
$f'_c =$	422 Kg/cm ²	Peso normal del concreto, debe ser: $210 \text{ Kg/cm}^2 \leq f'_c \leq 422,73 \text{ Kg/cm}^2$
$T_{vn} =$	0,00 Kg	Esfuerzo nominal a tension del refuerzo vertical de la junta directamente adjuntos a la viga de acero (En caso de que existan) .
$C_{vn} =$	0,00 Kg	Esfuerzo nominal a compresion del refuerzo vertical de la junta directamente adjuntos a la viga de acero (En caso de que existan) .
$h_{vr} =$	0,00 cm	Distancia entre las barras verticales, medida paralela a la dirección de la viga, En caso de que las mismas atraviesen las alas de la viga.

Ver "h" y
"b"

Propiedades de la viga de acero:

PERFIL	W30X108	ACERO	ASTM - A 36
--------	---------	-------	-------------

$b_f =$	26,60 cm	Ancho de las alas de la viga de acero.
$d =$	75,80 cm	Profundidad de la viga de acero medida paralelo a la columna.
$d_f =$	73,87 cm	Distancia entre las alas de la viga medidas de centro a centro.
$d_w =$	71,94 cm	Profundidad del alma de la viga de acero.
$F_y =$	2530 Kg/cm ²	Esfuerzo de cedencia minima del acero, debe ser: $F_y \leq 3515 \text{ Kg/cm}^2$.
$t_w =$	1,38 cm	Espesor del alma.
$F_{yw} =$	2531 Kg/cm ²	Esfuerzo de fluencia del alma de la viga.
$F_{yf} =$	2531 Kg/cm ²	Esfuerzo a la fluencia de las alas de la viga
$t_f =$	1,93 cm	Espesor del ala de la viga a utilizar.

Ver "d"

Se debe tomar en cuenta que la relacion de aspecto de la junta debe ser:

$$0,75 \leq h/d \leq 2$$

$$0,75 \leq 1,06 \leq 2$$

Si cumple

Características de la plancha de apoyo (FBP; Face Bearing Plates):

ACERO	ASTM - A 36	
$b_p =$	42,60 cm	Ancho de la plancha de apoyo.
$b_{pe} =$	0,00 cm	Ancho de plancha de apoyo extendida (En caso de tenerla) .
$F_{up} =$	4080 Kg/cm ²	Esfuerzo último de la plancha de acero.
$F_{yp} =$	2530 Kg/cm ²	Esfuerzo de cedencia del panel de acero.
$t_{sp} =$	1,38 cm	Espesor del panel de acero.
$t_p =$	3,90 cm	Espesor de la plancha
$d_{pe} =$	0,00 cm	Altura de la plancha de apoyo extendida (En caso de tenerla) .

Cargas Actuantes:

	M_{b1} (Kg.m)	M_{b2} (Kg.m)	M_{c1} (Kg.m)	M_{c2} (Kg.m)	V_{b1} (Kg)	V_{b2} (Kg)	V_{c1} (Kg)	V_{c2} (Kg)	cargas actuantes
CP	20000	20000	25000	25000	14000	14000	30000	30000	
CV	20000	20000	15000	15000	8000	8000	17000	17000	
S	25000	25000	22000	22000	5000	5000	7000	7000	

$\gamma =$	1	Factor de participacion de las cargas variables.
$\Omega_0 =$	3	Factor de amplificacion sismica.

2. Cargas de Diseño

Combinaciones	M_{b1} (Kg.m)	M_{b2} (Kg.m)	M_{c1} (Kg.m)	M_{c2} (Kg.m)	V_{b1} (Kg)	V_{b2} (Kg)	V_{c1} (Kg)	V_{c2} (Kg)
$1,2CP + \gamma CV + \Omega_0 S$	119000	119000	111000	111000	39800	39800	74000	74000
$1,2CP + \gamma CV - \Omega_0 S$	-31000	-31000	-21000	-21000	9800	9800	32000	32000
$0,9CP + \Omega_0 S$	93000	93000	88500	88500	27600	27600	48000	48000
$0,9CP - \Omega_0 S$	-57000	-57000	-43500	-43500	-2400	-2400	6000	6000

Combinación más desfavorable	M_{b1} (Kg.m)	M_{b2} (Kg.m)	M_{c1} (Kg.m)	M_{c2} (Kg.m)	V_{b1} (Kg)	V_{b2} (Kg)	V_{c1} (Kg)	V_{c2} (Kg)
	119000,0	119000,0	111000,0	111000,0	39800,0	39800,0	74000,0	74000,0

3. Cálculo de las solicitaciones de diseño

$$\sum M_c = M_{c1} + M_{c2} = 222000,00 \text{ Kg.m} \quad V_c = \frac{V_{c1} + V_{c2}}{2} = 74000,00 \text{ Kg}$$

$$\sum M_b = M_{b1} + M_{b2} = 238000,00 \text{ Kg.m} \quad V_b = \frac{V_{b1} + V_{b2}}{2} = 39800,00 \text{ Kg}$$

$$\Delta V_b = V_{b2} - V_{b1} = 0,00 \text{ Kg}$$

$$\Delta V_c = V_{c2} - V_{c1} = 0,00 \text{ Kg}$$

4. Cálculo del ancho efectivo de la junta dentro de la columna: Ver

Ancho del panel interior $b_i = 42,60 \text{ cm}$

Ancho del panel exterior $b_o = 0,00 \text{ cm}$

b_m	c	d_o
46,55 cm	0,00	0,00 cm

Ancho efectivo de la junta $b_j = 42,60 \text{ cm}$

5. Chequeo del aplastamiento del concreto: Ver

Resistencia nominal al aplastamiento del concreto, $C_{cn} = 862578,43 \text{ Kg}$

Las resistencias nominales en tensión y compresión del refuerzo vertical en la junta, que se une directamente a la viga de acero, deben chequear con lo siguiente:

Ver relación de fuerzas verticales

$$T_{vn} + C_{vn} \leq 0,3f'_c b_j h$$

Ok, $T_{vn} + C_{vn} = 0,00 \text{ Kg}$

Finalmente, Chequeo por aplastamiento vertical:

$$\sum M_c + 0,35h\Delta V_b \leq \Phi [0,7hC_{cn} + h_{vr}(T_{vn} + C_{vn})]$$

$$222000,00 \text{ Kg.m} \leq 338130,75 \text{ Kg.m}$$

Si cumple, la conexión No es controlada por aplastamiento vertical

6. Chequeo del cortante en la junta

Parametro de Diseño: $K_p = \frac{1}{\Phi 2f'_c b_j} \left[\sum M_c + \frac{\Delta V_b h}{2} - \Phi (T_{vn} + C_{vn}) h_{vr} \right] = 882,40 \text{ cm}^2$

Longitud de la zona de aplastamiento: $a_c = \frac{h}{2} - \sqrt{\frac{h^2}{4} - K_p} \leq 0,3h = 13,21 \text{ cm}$

Fuerza vertical de aplastamiento: $C_c = 2f'_c b_j a_c = 474850,21 \text{ Kg}$

Longitud efectiva de la junta: $jh = \frac{\sum M_c}{\Phi [(T_{vn} + C_{vn} + C_c) - \Delta V_b / 2]} \geq 0,7h = 66,79 \text{ cm}$

Resistencia nominal al corte del panel de acero V_{sn} : Ver $V_{sn} = 0.6F_{YP} \cdot t_{sp} \cdot jh = 140345,49 \text{ Kg}$

Resistencia nominal al corte de la compresión diagonal interna del concreto V_{cn} : Ver

El ancho de la plancha de apoyo b_p , debe ser el minimo valor entre: $b_p ; b_f + 5t_p ; 1.5b_f$

$b_p = 39,90 \text{ cm}$ Ver "b_p"

$V_{cn} = 0.63\sqrt{f'_c} b_p \cdot h \leq 0.5f'_c b_p d_w = 346682,77 \text{ Kg}$

Resistencia nominal al corte de la zona de compresión externa del concreto V_{fn} : Ver

$V_{fn} = V'_c + V'_s \leq 0.63\sqrt{f'_c} b_o \cdot h$ Asumiendo que las ligaduras son adecuadas, se toma:

$V_{fn} = 0.63\sqrt{f'_c} b_o \cdot h = 0,00 \text{ Kg}$

Finalmente, chequeando la condicion de la resistencia horizontal al corte:

$\sum M_c - V_b jh \leq \Phi [V_{sn} d_f + 0,75V_{cn} d_w + V_{fn}(d + d_o)] =$ OK, si chequea la condición de la resistencia al corte.

$195418,50 \text{ Kg.m} \leq 203508,13 \text{ Kg.m}$

7. Provisiones de detallado para el cortante en la junta: Ver

Ligaduras dentro de la profundidad de la viga:

¿La columna es sometida a tensión axial? No

La resistencia proporcionada por el concreto V'_c : $V'_c = 0.16b_0h\sqrt{f'_c}$ = 0,00 Kg

la resistencia proporcionada por las ligaduras horizontales V'_s :

Tomando: $V_{fn} = V_{fn \text{ nominal}}$ = 0,00 Kg

$$V'_s = V_{fn} - V'_c = 0,00 \text{ Kg}$$

Requerido: $\frac{A_{ct}}{S_h} = \frac{V'_s}{0.9hf_{yh}}$ = 0,00 cm²/cm

Ligaduras proporcionadas dentro de la profundidad de la viga:

N° de capas de Ligaduras: 4 N° de Ramales: 2 Area de acero de la ligadura en cm²: 1,27 cm²

$$\frac{A_{ct}}{S_h} = \frac{\#Ligaduras \times \#ramales \times Area \text{ de acero de la ligadura}}{\text{La separación relativa entre las ligaduras}} = 0,68 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Chequeando $\frac{A_{ct}}{S_h} \geq 0.004b$

0,68 cm²/cm ≥ 0,30 cm²/cm **Si Cumple**

Chequeo de los orificios en el alma de la viga: $A_n/A_{gw} \geq 0,7$
0,91 ≥ 0,7 **Si cumple**

Los agujeros deben estar a 12,00 cm de la cara de la columna de concreto armado

Ligaduras adyacentes a la junta:

Verificar Mínimo deben ser **3 capas** de ligadura por encima y por debajo de la viga y: **Cuatro barras #4**
 Estas capas deben guardar una distancia de **30,32 cm** por encima y por debajo de la viga.

N° de capas de Ligaduras: **4** N° de Ramales: **4** Area de acero de la ligadura en cm²: **1,980 cm²**

El área mínima de la sección transversal debe cumplir con la siguiente condición:

$$A_{ti} \geq \frac{V_{fn}}{F_{yh}} \rightarrow 31,68 \text{ cm}^2 \geq 0,00 \text{ cm}^2 \quad \text{Si Cumple}$$

8. Chequeo de rigidez de la plancha

Se deben chequear las tres condiciones del espesor de la plancha e igualar dicho espesor al más desfavorable (el mayor):

$$t_p \geq 0.2 \sqrt{\frac{V_{cn} b_p}{F_{yp} d_w}}$$

$t_p = 1,80 \text{ cm}$

$$t_p = \frac{V_{cn} - b_f t_w F_{yw}}{0.6 b_f F_{up}}$$

$t_p = 3,90 \text{ cm}$

$$t_p = \frac{V_{cn}}{1.2 b_f F_{up}}$$

$t_p = 2,66 \text{ cm}$

Siendo el mayor valor de $t_p = \mathbf{3,90 \text{ cm}}$

Ademas debe cumplir con lo siguiente:

$$t_p \geq b_p / 22$$

Si cumple

$$t_p \geq (b_p - b_f) / 5$$

Si cumple

$t_p \text{ min (cm)} = \mathbf{3,90}$

Cuando se diseñe empleando planchas divididas, la altura de la plancha d_p debe ser $d_p > 0,45 d_w$ **Ver**

9. Chequear la rigidez del ala de la viga ante el aplastamiento

El espesor mínimo de las alas debe ser:

$$t_f = 0.30 \sqrt{\frac{b_f t_{sp} d F_{yp}}{h F_{yf}}} = 1,77 \text{ cm}$$

Chequeando el espesor del ala: t_f utilizado: 1,93 cm > t_f mínimo: 1,77 cm
Si cumple

10. Chequeo del espesor de las planchas de apoyo extendidas: Ver

No tomar en cuenta este chequeo, debido a que no se están utilizando planchas de apoyo extendidas

$$\begin{cases} t_{pe} \geq 0.12 \sqrt{\frac{V_{fn} b_{pe}}{d_0 F_y}} \\ t_{pe} \geq t_p \end{cases}$$

11. Chequeo de las barras verticales de la columna que pasan a través de la junta

Si son barras individuales d_r será el diámetro de cada barra vertical y para un conjunto de barras será el diámetro de una barra de área equivalente

$$d_r (\text{cm}) = 3,58 \text{ cm}$$

Chequeando $d_r < \frac{(d+2d_o)}{20}$

3,58 cm < 3,79 cm **Si Cumple**