



**ESPE**  
UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS  
INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA

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

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**PROYECTO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL  
TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

**AUTOR: PADILLA YÉPEZ NATALIA ESTEFANÍA**

**TEMA: ANÁLISIS, DISEÑO Y APLICACIÓN PARA LA  
CONEXIÓN VIGA-COLUMNA EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN  
ARMADO REFERIDO A LAS RECOMENDACIONES DEL ACI  
352RS-02.**

**DIRECTOR: ING. PABLO CAIZA PhD.**

**CODIRECTOR: ING. ESTUARDO PEÑAHERRERA**

**SANGOLQUÍ, SEPTIEMBRE 2015**



i

**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS ESPE**  
**VICERRECTORADO DE INVESTIGACIÓN Y VINCULACIÓN**  
**CON LA COLECTIVIDAD**

**CERTIFICADO**

ING. PABLO CAIZA PhD.

Director

ING. ESTUARDO

PEÑAHERRERA

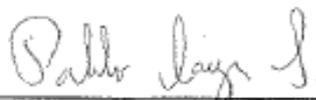
Codirector

**CERTIFICAN**

Que el trabajo titulado "ANÁLISIS, DISEÑO Y APLICACIÓN PARA LA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO REFERIDO A LAS RECOMENDACIONES DEL ACI 352RS-02", realizado por la señorita Padilla Yépez Natalia Estefanía, ha sido guiado y revisado periódicamente y cumple normas estatutarias establecidas por la ESPE, en el Reglamento de Estudiantes de la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.

Debido a que el presente trabajo es una aplicación práctica que permitirá al Departamento de Ciencias de la Tierra y la Construcción, realizar el diseño sismo resistente de las conexiones viga-columna en hormigón armado y contribuye a una práctica más consciente en la construcción de este tipo de elementos estructurales, se recomienda su publicación.

Sangolquí, Septiembre de 2015



ING. PABLO CAIZA PhD.

Director



ING. ESTUARDO

PEÑAHERRERA

Codirector

Codirector

**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS ESPE**  
**VICERRECTORADO DE INVESTIGACIÓN Y VINCULACIÓN**  
**CON LA COLECTIVIDAD**

**AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD**

Yo Padilla Yépez Natalia Estefanía declaro que el proyecto de grado denominado "ANÁLISIS, DISEÑO Y APLICACIÓN PARA LA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO REFERIDO A LAS RECOMENDACIONES DEL ACI 352RS-02", ha sido desarrollado en base a una investigación exhaustiva, respetando derechos intelectuales de terceros, conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía .

Consecuentemente este trabajo es mi autoría.

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

Sangolquí, Septiembre de 2015



---

Padilla Yépez Natalia Estefanía

## AUTORIZACIÓN

**Yo, NATALIA ESTEFANÍA PADILLA YÉPEZ**

Autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas la publicación, en la biblioteca virtual de la Institución, del trabajo "ANÁLISIS, DISEÑO Y APLICACIÓN PARA LA CONEXIÓN VIGA-COLUMNA EN ELEMENTOS DE HORMIGÓN ARMADO REFERIDO A LAS RECOMENDACIONES DEL ACI 352RS-02", cuyo contenido ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y autoría.

Sangolquí, Septiembre de 2015



---

Padilla Yépez Natalia Estefanía

## DEDICATORIA

*Deseo dedicar el fruto del trabajo y el esfuerzo de tantos años, a mi familia carnal y espiritual, por su apoyo y confianza.*

*A mi Dios Jehová por darme la vida...*

*A mi mami Viky por cuidarme con ternura...*

*A mi padre y madre, por causar mi nacimiento, mantenerme y soportarme.*

*A mis amigos por comprenderme...*

*Y aquellos profesores que supieron dar lo mejor de sí para enseñarme.*

**Natalia Padilla**

## AGRADECIMIENTO

*Agradezco a quienes has estado pendiente de mi durante todos estos años, con lágrimas, con alegrías, con amanecidas, con mal humor, con risas, con inquietudes, con infinidad de emociones.*

*A mis hermanos espirituales, por ayudarme a no salir del pueblo de Dios, pese a tantas tribulaciones.*

*A Omar Obando que me ayudó tanto en algo que me parecía imposible y a Patricia Yépez porque a pesar de todo, siempre ha estado ahí para mí.*

*A Wuidman Padilla, porque aunque no lo vea, formó recuerdos imperecederos en mí.*

*A Bolivar Trujillo, por su ayuda y por ser un gran apoyo en momentos difíciles.*

*A la familia Trujillo, la de Riobamba y la de Quito, por acogerme en su casa y hacerme sentir parte de ustedes.*

*Al Ing. Pablo Caiza PhD, porque sin conocerme me dió una oportunidad invaluable.*

*Al Ing. Estuardo Peñaherrera, por creer en mí y enseñarme muchas cosas.*

*A los ingenieros del CIV de la EPN, sin su ayuda no hubiera concluído este trabajo.*

*A las experiencias de la vida estudiantil, que me hicieron mas fuerte y menos confiada.*

*A Dios por darme la esperanza de vivir eternamente en un paraíso y saber que pronto eliminará la causa de tanto sufrimiento.*

**Natalia Padilla**

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

CERTIFICADO .....	i
AUTORÍA DE RESPONSABILIDAD .....	ii
AUTORIZACIÓN.....	iii
DEDICATORIA.....	iv
AGRADECIMIENTO .....	v
INDICE DE TABLAS.....	x
INDICE DE FIGURAS.....	xi
RESÚMEN.....	xxi
ABSTRACT .....	xxii
CAPÍTULO I.....	24
1.1    INTRODUCCIÓN .....	24
1.2    ESTADO DEL ARTE.....	27
1.2.1    ESTUDIO DE LAS CONEXIONES VIGA-COLUMNA DE EDIFICIOS EN QUITO.....	27
1.2.2    ESTRUCTURAS ANTIGUAS AL CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN (CEC 2000).....	28
1.2.3    ESTRUCTURAS POSTERIORES AL CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN (CEC 2000) .....	30
1.2.4    ESTRUCTURAS EN BASE A LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-11).....	34
1.3    OBJETIVOS.....	37
1.4    JUSTIFICACIÓN.....	38
1.5    METODOLOGÍA.....	39
CAPÍTULO 2.....	41
2.1    TIPOS DE UNIÓN VIGA-COLUMNA .....	41
2.2    CONDICIONES DE CARGA .....	43

2.3	GEOMETRÍA DE LA CONEXIÓN .....	44
2.4	RECOMENDACIONES DE DISEÑO DEL AÑO 1987, EN BASE AL ACI 352-85.....	46
2.4.1	CONSIDERACIONES DE DISEÑO.....	46
2.4.2	SECCIONES CRÍTICAS .....	46
2.4.3	RESISTENCIA A CORTE .....	47
2.4.4	ADHERENCIA .....	55
2.4.5	ANCLAJE.....	57
2.4.6	CONFINAMIENTO.....	60
2.4.7	CHEQUEO COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL .....	62
2.4.8	RESUMEN DEL PROCEDIMIENTO ACI 352-85 .....	63
2.4.9	EJEMPLO DE CÁLCULO .....	64
2.4.9.1	UNIÓN INTERIOR .....	64
2.4.9.2	UNIÓN DE BORDE (EXTERIOR) .....	81
2.4.9.3	UNIÓN ESQUINERA .....	88
2.5	RESUMEN DE LAS RECOMENDACIONES DE DISEÑO EN BASE AL ACI 352-02.....	91
2.5.1	CONSIDERACIONES DE DISEÑO.....	91
2.5.2	SECCIONES CRÍTICAS .....	91
2.5.3	RESISTENCIA A CORTE .....	92
2.5.4	ADHERENCIA .....	109
2.5.5	ANCLAJE.....	111
2.5.6	CONFINAMIENTO.....	118
2.5.7	CHEQUEO COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL .....	131
2.5.8	RESUMEN DEL PROCEDIMIENTO ACI 352RS-02 .....	136
2.5.9	EJEMPLO DE CÁLCULO .....	137
2.5.9.1	UNIÓN INTERIOR .....	137

2.5.9.2	UNIÓN DE BORDE (EXTERIOR) .....	147
2.5.9.3	UNIÓN ESQUINERA .....	155
2.6	COMPARACIÓN ENTRE RECOMENDACIONES DE DISEÑO	162
2.7	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	163
2.8	SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA DE DISEÑO .....	179
CAPÍTULO 3.....		180
3.1	VERIFICACIÓN DE LA CANTIDAD DE ACERO Y CHEQUEO COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL EN ETABS.....	180
3.2	DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE LA COLUMNA QUE FORMA LA UNIÓN, EN 2D.....	200
3.3	VERIFICACIÓN DE REFUERZO LONGITUDINAL .....	202
3.4	VERIFICACIÓN DE REFUERZO TRANSVERSAL .....	203
3.5	RESISTENCIA A CORTE .....	204
3.6	CHEQUEO CONDICIÓN COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL..	204
3.7	ANCLAJE/ ADHERENCIA .....	205
3.8	GRÁFICAS Y DETALLAMIENTO ESTRUCTURAL.....	205
CAPÍTULO 4.....		208
4.1	COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNIONES EXTERIORES VIGA-COLUMNA (NUEVA ZELANDA). .....	208
4.2	EVALUACIÓN Y DESARROLLO DEL MODELO EN UNIONES VIGA COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO (UNIVERSIDAD DE WASHINGTON, SEATTLE, USA).....	217
4.3	PREDICCIÓN DEL COMPORTAMIENTO A CORTANTE EN UNIONES VIGA-COLUMNA SUJETAS A CARGAS SÍSMICAS LATERALES (UNIVERSIDAD DE ILLINOIS, USA).....	231
4.4	RELACIONES DE HISTÉRESIS MEDIDAS EN UNIONES VIGA-COLUMNA EN PEQUEÑA ESCALA. (UNIVERSIDAD DE ILLINOIS, USA).....	242

4.5	GESTIÓN PARA LA EXPERIMENTACIÓN DE UN MODELO DE CONEXIÓN EXTERIOR REFORZADO INADECUADAMENTE.....	265
CAPÍTULO 5.....		270
5.1	COMPARACIÓN ENTRE RECOMENDACIONES DE DISEÑO (1987 Y 2002).....	270
5.3	SELECCIÓN ÓPTIMA DEL REFUERZO EN LA UNIÓN. ....	289
5.4	COMENTARIOS.....	289
CAPÍTULO 6.....		290
6.1	ESTADO DEL ARTE .....	290
6.2	EMPLEO DE RECOMENDACIONES ACI 352RS-02 .....	291
6.3	ESTUDIOS EXPERIMENTALES DE OTROS PAÍSES.....	292
6.4	EJEMPLOS DE CÁLCULO.....	293
6.5	EXPERIMENTACIÓN.....	293
6.6	SOFTWARE .....	293
6.7	RECOMENDACIONES .....	294
ANEXOS .....		<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
REFERENCIAS .....		295
BIOGRAFÍA DEL AUTOR.....		297
HOJA DE LEGALIZACION DE FIRMAS .....		298

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Coeficientes de reducción de respuesta estructural R .....	32
Tabla 2. Coeficientes de reducción de respuesta estructural .....	35
Tabla 3. Conexiones de viga ancha para las cuales no aplican las recomendaciones ACI 352-02 .....	45
Tabla 4. Factor del grado de confinamiento según tipo de nudo .....	52
Tabla 5. Longitud de anclaje requerida según ACI 352-85 .....	58
Tabla 6. Longitud de anclaje requerida disminuida por condición de estribos menos separados en la columna. ....	59
Tabla 7. Longitud de anclaje requerida según ACI 352-85 .....	65
Tabla 8. Longitud de empalme para acero de fluencia 4200 kg/cm <sup>2</sup> .....	96
Tabla 9. Longitud de empalme para acero de fluencia 5500 kg/cm <sup>2</sup> .....	97
Tabla 10. Equivalencias de columnas circulares a columnas cuadradas .....	98
Tabla 11. Valores de m para diferentes anchos de columna y excentricidades.....	102
Tabla 12. Valores de $\gamma$ para conexiones viga-columna Tipo 2, Clasificación A .....	104
Tabla 13. Valores de $\gamma$ para conexiones viga-columna Tipo 2, Clasificación B .....	105
Tabla 14. Diámetros a usarse en vigas, según peralte de columnas .....	110
Tabla 15. Diámetros a usarse en columnas, según peralte de vigas .....	110
Tabla 16. Longitud de desarrollo mínima según el diámetro de varilla.....	113
Tabla 17. Longitud de desarrollo requerida para diferentes diámetros de varilla y resistencias de hormigón (ACI 352RS-02) .....	114
Tabla 18. Longitud de desarrollo requerida disminuida para diferentes diámetros de varilla y resistencias de hormigón (ACI 352RS-02).....	115
Tabla 19. Espaciamientos o paso entre espirales de confinamiento según el diámetro nominal de varilla. ....	120
Tabla 20. Datos para el ejemplo .....	138
Tabla 21. Comparación entre recomendaciones de diseño .....	162
Tabla 22. Unidad de prueba 1 .....	209

Tabla 23. Unidad de prueba 2 .....	210
Tabla 24. Unidad de prueba 3 .....	211
Tabla 25. Unidad de prueba 4 .....	212
Tabla 26. Propiedades geométricas y de materiales para los ensayos .....	225
Tabla 27. Respuesta observada en las unidades de prueba realizadas por Park & Ruitong (1988). .....	229
Tabla 28. Respuesta simulada de las unidades de prueba (Park & Ruitong, 1988). .....	229
Tabla 29. Relación entre unidades de prueba y sus variables. ....	245
Tabla 30. Valores de carga lateral ensayo .....	279
Tabla 31. Valores de carga lateral y desplazamiento del ensayo .....	288
Tabla 32. Cortante basal diferentes normas .....	290
Tabla 33. Cortante basal calculado con diferentes normas .....	290
Tabla 34. Longitud de desarrollo para doblez a 90° .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Tabla 35. Armadura longitudinal de columnas al 1% .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Tabla 36. Armadura longitudinal de columnas al 2% .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Tabla 37. Armadura longitudinal de columnas al 3% .....	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Tabla 38. Cuantías volumétricas para $f'c=210$ kg/cm <sup>2</sup> y $\rho_s$ mín=0.006 .	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Tabla 39. Cuantías volumétricas para $f'c=240$ kg/cm <sup>2</sup> y $\rho_s$ mín=0.007 .	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>
Tabla 40. Cuantías volumétricas para $f'c=280$ kg/cm <sup>2</sup> y $\rho_s$ mín=0.008 .	<b>¡Error! Marcador no definido.</b>

## INDICE DE FIGURAS

Figura 1. Conexiones a nivel de entrepiso. ....	41
Figura 2. Conexiones a nivel de cubierta o conexiones discontinuas. ....	41

Figura 3. Conexión de viga ancha y conexión excéntrica.....	42
Figura 4. Ejemplos de conexiones en una estructura.....	42
Figura 5. Conexión excéntrica anclada en el núcleo de la columna .....	45
Figura 6. Fuerzas en la conexión interior .....	47
Figura 7. Fuerzas en la conexión producidas por las armaduras .....	48
Figura 8. Fuerzas en la conexión exterior .....	49
Figura 9. Analogía de la celosía.....	50
Figura 10. Analogía del puntal resistente.....	51
Figura 11. Vista en planta para cálculo de $b_j$ .....	53
Figura 12. Pórticos en elevación.....	53
Figura 13. Esquema del nudo A1.....	53
Figura 14. Deterioro en la adherencia ante sollicitaciones reversibles.....	55
Figura 15. Pérdida de adherencia en la varilla .....	56
Figura 16. Conexión exterior anclada en el núcleo de la columna .....	57
Figura 17. Longitud de anclaje requerida para diferentes diámetros de varilla y resistencias de hormigón. ....	58
Figura 18. Longitud de anclaje de varillas en conexiones exteriores.....	59
Figura 19. Dimensión del núcleo de la columna entre centros de estribo....	60
Figura 20. Área del núcleo confinado.....	61
Figura 21. Condiciones para la disminución de acero transversal.....	61
Figura 22. Resumen del procedimiento (ACI 352-85) .....	63
Figura 23. Área de estudio tridimensional (ACI 352-85).....	64
Figura 24. Área de estudio en elevación (ACI 352-85).....	65
Figura 25. Distribución de acero en la viga .....	66
Figura 26. Conexión interior.....	67
Figura 27. Ancho de nudo $b_j$ (Placencia, 1987). ....	68
Figura 28. Ancho de nudo $b_j$ columna incrementada (Placencia, 1987).....	69
Figura 29. Refuerzo de confinamiento (Placencia, 1987).....	70
Figura 30. Diagrama de interacción de la columna .....	72
Figura 31. Sección transversal de la columna.....	72
Figura 32. Elevación de la columna (Placencia, 1987).....	78
Figura 33. Diseño de la conexión interior (Placencia, 1987). ....	80

Figura 34. Conexión exterior (Placencia, 1987). .....	81
Figura 35. Longitud de anclaje disponible en conexión exterior (Placencia, 1987). .....	82
Figura 36. Detalle de anclaje de refuerzo superior en conexión exterior (Placencia, 1987). .....	85
Figura 37. Conexión interior en columna C2 (Placencia, 1987). .....	86
Figura 38. Conexión esquinera en columna C3 (Placencia, 1987). .....	88
Figura 39. Diagrama de interacción de la columna (Placencia, 1987). .....	90
Figura 40. Fuerzas en los nudos en las secciones críticas (ACI 352RS-02) .....	92
Figura 41. Altura de la columna $h_c$ .....	93
Figura 42. Doblez en barras por cambio de sección .....	95
Figura 43. Longitud de empalme por traslapo a compresión. ....	97
Figura 44. Vista en planta de excentricidad del nudo (ACI 352RS-02). ....	99
Figura 45. Determinación del ancho efectivo del nudo (ACI 352RS-02). ....	99
Figura 46. Vista en planta y tridimensional nudo esquinero .....	100
Figura 47. Viga única que concurre al nudo (Sentido x). .....	103
Figura 48. Vigas de diferente ancho que concurren al nudo .....	103
Figura 49. Constante $\gamma$ según la clasificación tipo A (Dos columnas llegando al nudo) (ACI 352RS-02) .....	104
Figura 50. Constante $\gamma$ según la clasificación tipo B (Una columna llegando al nudo) (ACI 352RS-02) .....	105
Figura 51. Evaluación del cortante horizontal en una conexión Tipo 2 (ACI 352RS-02) .....	106
Figura 52. Espaciamiento entre varillas longitudinales en columnas. ....	108
Figura 53. Idealización de adherencia en la barra a través del nudo (ACI 352RS-02) .....	109
Figura 54. Sección crítica para desarrollo del refuerzo longitudinal de viga que termina en un nudo. ....	111
Figura 55. Sección crítica en nudo en forma de T y rodilla. ....	112
Figura 56. Localización de ganchos en nudos .....	112
Figura 57. Gancho 90° *ACI 318-08, 2008) .....	113

Figura 58. Condición 1 para la disminución de la longitud de desarrollo ...	115
Figura 59. Condición 2 para la disminución de la longitud de desarrollo ...	116
Figura 60. Proyección de ganchos hacia el centro del nudo .....	116
Figura 61. Detalle de conexión en viga ancha .....	117
Figura 62. Refuerzo transversal para columna circular .....	120
Figura 63. Espaciamiento entre refuerzo transversal en espiral.....	120
Figura 64. Estribo cerrado de confinamiento (ACI 352RS-02) .....	122
Figura 65. Estribos de confinamiento múltiples (ACI 352RS-02).....	122
Figura 66. Gancho suplementario de una sola rama (ACI 352RS-02) .....	122
Figura 67. Estribo cerrados de confinamiento más ganchos suplementarios (ACI 318-08) .....	123
Figura 68. Refuerzo transversal con ganchos suplementarios.....	124
Figura 69. Espaciamiento del refuerzo transversal en nudo interior .....	125
Figura 70. Espaciamiento del refuerzo transversal en nudo exterior.....	125
Figura 71. Condición para reducción del refuerzo transversal .....	126
Figura 72. Separación de estribos (NEC-11,2011)) .....	128
Figura 73. Mecanismo de colapso aceptable en edificios de varios pisos (CIRSOC 103, 2005) .....	128
Figura 74. Refuerzo transversal vertical con estribos cerrados .....	130
Figura 75. Refuerzo transversal vertical con estribos (U invertida) .....	130
Figura 76. Sección crítica para desarrollo de barras rectas en tracción ....	131
Figura 77. Ancho efectivo de losa a ambos lados de la viga.....	132
Figura 78. Ancho efectivo de losa en un solo lado de la viga.....	133
Figura 79. Ancho efectivo en conexiones sin viga transversal .....	134
Figura 80. Resumen del procedimiento (ACI 352RS-02) .....	136
Figura 81. Área de estudio tridimensional (Placencia, 1987) .....	137
Figura 82. Área de estudio en elevación (Placencia, 1987) .....	138
Figura 83. Sección transversal de la columna.....	139
Figura 84. Sección transversal de la columna agrandada.....	140
Figura 85. Estribos por confinamiento columna C1.....	141
Figura 86. Longitud de desarrollo disponible Columna C2.....	147
Figura 87. Estribos por confinamiento Columna C2.....	148

Figura 88. Sección transversal de la columna.....	155
Figura 89. Estribos por confinamiento columna C3.....	157
Figura 90. Resultados nudo interior sin contribución de losa .....	163
Figura 91. Resultados nudo exterior sin contribución de losa .....	164
Figura 92. Resultados nudo esquinero sin contribución de losa .....	165
Figura 93. Losa alivianada en unión interior.....	166
Figura 94. Losa alivianada en unión exterior.....	170
Figura 95. Losa alivianada en unión esquinera.....	172
Figura 96. Resultados conexión interior incluyendo losa .....	176
Figura 97. Resultados conexión exterior incluyendo losa .....	177
Figura 98. Resultados conexión esquinera incluyendo losa.....	178
Figura 99. Vista tridimensional de la estructura .....	181
Figura 100. Propiedades de refuerzo de sección de la columna.....	182
Figura 101. Propiedades de refuerzo de sección de la viga.....	182
Figura 102. Vista en planta N-2.88 .....	183
Figura 103. Vista deformada de la estructura .....	183
Figura 104. Opciones de diseño en hormigón armado ETABS 2013 .....	184
Figura 105. Acero longitudinal en columnas Eje 2 .....	184
Figura 106. Relación 6/5 de la capacidad viga/columna .....	185
Figura 107. Relación 6/5 viga/columna Columna B2 (1) .....	186
Figura 108. Información de diseño de columna de hormigón.....	187
Figura 109. Detalles de diseño .....	187
Figura 110. Diseño a corte de la conexión.....	188
Figura 111. Relación de capacidad 6/5 viga/columna .....	189
Figura 112. Capacidad en viga, columna y unión .....	189
Figura 113. Relación 6/5 viga/columna Columna B2 (1) .....	190
Figura 114. Acero requerido en vigas N-2.88.....	191
Figura 115. Acero requerido en vigas PB .....	191
Figura 116. Acero requerido en vigas N+3.00.....	192
Figura 117. Redefinición propiedades de sección de viga .....	193
Figura 118. Relación 6/5 de la capacidad viga/columna (2) .....	193
Figura 119. Acero requerido en vigas N+18.00.....	194

Figura 120. Acero requerido en vigas N+20.50.....	195
Figura 121. Propiedades de elemento .....	196
Figura 122. Información de refuerzo en propiedades de sección .....	196
Figura 123. Cambio de sección en determinadas vigas N+18.00 .....	197
Figura 124. Relación 6/5 de la capacidad viga/columna (3) .....	197
Figura 125. Armado mínimo para verificación unión viga/columna ETABS.....	199
Figura 126. Ingreso de datos -JOINTY INTERACCIÓN- .....	200
Figura 127. Diagrama de interacción -JOINTY INTERACCIÓN- .....	201
Figura 128. Cálculo puntos diagrama de interacción -JOINTY INTERACCIÓN-.....	201
Figura 129. Ingreso de datos -JOINTY CÁLCULOS- .....	202
Figura 130. Refuerzo Longitudinal -JOINTY CÁLCULOS- .....	203
Figura 131. Refuerzo transversal -JOINTY CÁLCULOS- .....	203
Figura 132. Resistencia a corte -JOINTY CÁLCULOS- .....	204
Figura 133. Condición columna fuerte/viga débil -JOINTY CÁLCULOS-..	204
Figura 134. Verificación de adherencia -JOINTY CÁLCULOS- .....	205
Figura 135. Detallamiento elevación conexión en unión de cubierta.....	206
Figura 136. Detallamiento planta de unión interior .....	206
Figura 137. Detallamiento sección transversal de viga y columna en la unión.....	207
Figura 138. Detallamiento elevación unión de cubierta esquinera .....	207
Figura 139. Sección transversal de viga y columna .....	209
Figura 140. Detalle de la unidad de prueba 1 .....	209
Figura 141. Sección transversal de viga y columna .....	210
Figura 142. Detalle de la unidad de prueba 2 .....	210
Figura 143. Sección transversal de viga y columna .....	211
Figura 144. Detalle de la unidad de prueba 3 .....	211
Figura 145. Sección transversal de viga y columna .....	212
Figura 146. Detalle de la unidad de prueba 4 .....	212
Figura 147. Unidad 1, daño en la unión y columna inferior .....	213
Figura 148. Acciones en una conexión viga-columna interior. ....	214

Figura 149. Unidad 2, daño en la unión .....	214
Figura 150. Diagramas fuerza-desplazamiento de las unidades de prueba. ....	216
Figura 151. Distribución idealizada de cargas en el perímetro de la unión (Mitra & Lowes, 2004).....	218
Figura 152. Distribución idealizada de cargas en el núcleo de la unión (Mitra & Lowes, 2004).....	219
Figura 153. Distribución idealizada de cargas en el núcleo de la unión (Mitra & Lowes, 2004).....	219
Figura 154. Componentes del modelo de la unión viga-columna (Mitra & Lowes, 2004) .....	220
Figura 155. Distribución de esfuerzos de adherencia y esfuerzos en las varillas ancladas en una conexión (Mitra & Lowes, 2004).....	222
Figura 156. Distribución Esfuerzos observados y simulados en las varillas frente al deslizamiento del anclaje del refuerzo (Mitra & Lowes, 2004). ....	223
Figura 157. Simulación del esfuerzo de corte frente a la deformación por cortante ante cargas monotónicas (Mitra & Lowes, 2004).....	224
Figura 158. Modelo de respuesta carga-deformación unidimensional (Mitra & Lowes, 2004).....	226
Figura 159. Simulación de daño en modelo de material (Mitra & Lowes, 2004) .....	226
Figura 160. Ensayo viga-columna (Park & Ruitong, 1988).....	227
Figura 161. Unidad de prueba 1. Respuesta observada y simulada del ensayo (Park & Ruitong, 1988). ....	228
Figura 162. Unidad de prueba 4. Respuesta observada y simulada del ensayo (Park & Ruitong, 1988). ....	228
Figura 163. Experimentación esfuerzo a corte en el nudo frente al modelo de esfuerzo a corte del nudo (Kim & LaFave, 2008).....	234
Figura 164. Experimentación deformación por cortante frente al modelo de deformación por cortante (Kim & LaFave, 2008).....	238
Figura 165. Deformación por corte frente a $v_j/f'_c$ . (Kim & LaFave, 2008).....	238

Figura 166. Parámetros geométricos (Kim & LaFave, 2008) .....	239
Figura 167. Parámetros no geométricos (Kim & LaFave, 2008).....	240
Figura 168. Descripción de las unidades de prueba (Kreger & Abrams,1978).....	243
Figura 169. Dimensiones para el ensayo de la conexión interior (Kreger & Abrams,1978).....	244
Figura 170. Dimensiones para el ensayo de la conexión exterior (Kreger & Abrams,1978).....	244
Figura 171. Detalle del refuerzo en las unidades de prueba (Kreger & Abrams,1978).....	245
Figura 172. Configuración del aparato de prueba (Kreger & Abrams,1978).....	247
Figura 173. Conexión típica de rodamiento de bolas (Kreger & Abrams,1978).....	248
Figura 174. Corte A-A de rodamiento de bolas (Kreger & Abrams,1978).....	248
Figura 175. Movimiento vertical idealizado en apoyo de viga (Kreger & Abrams,1978).....	249
Figura 176. Momento en la viga debido al movimiento vertical del soporte, durante el ensayo de carga cíclica (Kreger & Abrams,1978).....	250
Figura 177. Momento en la viga debido al movimiento vertical del soporte durante el ensayo de carga cíclica (Kreger & Abrams,1978).....	250
Figura 178. Instrumentación (Kreger & Abrams,1978).....	251
Figura 179. Patrón de carga “A” (Kreger & Abrams,1978).....	252
Figura 180. Patrón de carga “B”. (Kreger & Abrams,1978).....	252
Figura 181. Relación esfuerzo-deformación medido en el hormigón para uniones exteriores (Kreger & Abrams,1978).....	253
Figura 182. Relación esfuerzo-deformación medido en el hormigón para uniones interiores (Kreger & Abrams,1978).....	253
Figura 183. Relación esfuerzo-deformación para el alambre (Kreger & Abrams,1978).....	254
Figura 184. Relación carga-desplazamiento en nivel de carga EJ2, IJ1, (Kreger & Abrams,1978).....	255

Figura 185. Relación carga-desplazamiento en nivel de viga EJ2, IJ1 (Kreger & Abrams, 1978).	255
Figura 186. Relación carga-rotación EJ2, IJ1 (Kreger & Abrams, 1978).	255
Figura 187. Relación carga-desplazamiento en nivel de carga EJ3, IJ2 (Kreger & Abrams, 1978)	256
Figura 188. Relación carga-desplazamiento en nivel de viga EJ3, IJ2 (Kreger & Abrams, 1978).	256
Figura 189. Relación carga-rotación EJ3, IJ2 (Kreger & Abrams, 1978).	256
Figura 190. Patrón de fisuramiento en conexión interior y exterior (Kreger & Abrams, 1978).	257
Figura 191. Relación carga-desplazamiento conexión exterior $\rho=0.71\%$ (Kreger & Abrams, 1978).	258
Figura 192. Relación carga-desplazamiento conexión exterior $\rho=1.06\%$ (Kreger & Abrams, 1978).	258
Figura 193. Relación carga-desplazamiento conexión interior $\rho=0.71\%$ , (Kreger & Abrams, 1978).	259
Figura 194. Relación carga-desplazamiento, conexión interior $\rho=1.06\%$ (Kreger & Abrams, 1978).	259
Figura 195. Cargas últimas para conexiones exteriores (Kreger & Abrams, 1978).	260
Figura 196. Cargas últimas para conexiones interiores (Kreger & Abrams, 1978).	260
Figura 197. Comportamiento entre tipos de conexiones (Kreger & Abrams, 1978).	261
Figura 198. Efecto del tipo de unidad de prueba (Kreger & Abrams, 1978).	262
Figura 199. Efecto de la relación de refuerzo en la viga (Kreger & Abrams, 1978).	263
Figura 200. Efecto de la relación de refuerzo en la viga (Kreger & Abrams, 1978).	263
Figura 201. Esquema del ensayo	266
Figura 202. Refuerzo longitudinal y transversal de columna	266

Figura 203. Secciones y armados de viga .....	267
Figura 204. Plinto de columna metálica .....	267
Figura 205. Plinto para unión viga-columna .....	268
Figura 206. Detalle apoyo .....	269
Figura 207. Detalle 3D de la unidad de prueba .....	269
Figura 208. Modelado 3D del ensayo .....	271
Figura 209. Definición de carga sísmica .....	271
Figura 210. Diagrama de fuerza axial (T) .....	272
Figura 211. Diagrama de fuerza cortante (T) .....	272
Figura 212. Diagrama de momento flector (T.m) .....	272
Figura 213. Desplazamientos ETABS, carga positiva (mm) .....	273
Figura 214. Desplazamientos ETABS, carga negativa (mm) .....	273
Figura 215. Diseño ETABS, carga positiva y negativa .....	274
Figura 216. Chequeo 6/5 capacidad viga-columna .....	274
Figura 217. Diagrama de interacción ensayo .....	278
Figura 218. Ensayo unión viga-columna Laboratorio CIV .....	279
Figura 219. CICLO 4. Carga $\rightarrow$ 1.017 T, $\Delta$ 2.07 mm .....	280
Figura 220. CICLO 5. Carga $\rightarrow$ 1.523 T, $\Delta$ 3.71 mm .....	280
Figura 221. CICLO 5. Carga $\leftarrow$ 1.530 T, $\Delta$ 3.42 mm .....	281
Figura 222. CICLO 6. Carga $\rightarrow$ 2.017 T, $\Delta$ 6.41 mm .....	282
Figura 223. CICLO 6. Carga $\leftarrow$ 2.003 T, $\Delta$ 5.66 mm -Falla en la unión-....	282
Figura 224. CICLO 6. Carga $\leftarrow$ 2.003 T, $\Delta$ 5.66 mm -Columna inferior-....	282
Figura 225. CICLO 7. Carga $\rightarrow$ 2.528 T, $\Delta$ 9.39 mm -Frontal y lateral- .....	283
Figura 226. CICLO 7. Carga $\rightarrow$ 2.528 T, $\Delta$ 9.39 mm -Posterior- .....	283
Figura 227. CICLO 7. Carga $\leftarrow$ 2.530 T, $\Delta$ 9.44 mm .....	284
Figura 228. CICLO 8. Carga $\rightarrow$ 3.036 T, $\Delta$ 14.60 mm .....	284
Figura 229. CICLO 8. Carga $\leftarrow$ 3.00 T, $\Delta$ 16.37 mm .....	285
Figura 230. Falla frontal en el nudo .....	286
Figura 231. Falla posterior en el nudo .....	286
Figura 232. Curva de histéresis ensayo .....	287
Figura 239. Cuantías volumétricas para $f'c=210$ kg/cm <sup>2</sup> ¡Error! Marcador no definido.	286

## RESÚMEN

El siguiente trabajo realiza la comparación entre Recomendaciones de diseño para el cálculo de uniones viga-columna monolíticas en hormigón armado, del año 1985 y 2002, muestra cómo las normas que se han empleado en el país han cambiado la determinación de las fuerzas sísmicas con el pasar de los años, y como esto ha incidido en el dimensionamiento de las conexiones, se ha identificado para un caso particular el estado actual de las conexiones de edificios antiguos de la ciudad de Quito, se presenta una introducción al marco teórico de uniones viga columna y un resumen por separado de ambas recomendaciones de diseño, para una mejor comprensión este documento incluye ejemplos de cálculo y enuncia las diferencias significativas que se han encontrado mediante los resultados. Como complemento se adiciona la parte de manejo de software, la revisión de una de las condiciones más importantes para el diseño en el programa ETABS. Para facilitar y agilizar el diseño de las conexiones con las Recomendaciones ACI 352-RS02 se ha desarrollado una hoja de cálculo que permite realizar las verificaciones y condiciones de diseño paso a paso. A fin de comparar resultados teóricos y experimentales se realizó en las instalaciones del Centro de Investigación de la Vivienda de la Escuela Politécnica Nacional la experimentación de un modelo de unión viga-columna reforzado inadecuadamente sometido a carga lateral simulando la fuerza sísmica para el posterior análisis del modo de falla ante las cargas actuantes, finalmente se concluye con los argumentos para la selección óptima del refuerzo en al unión.

**PALABRAS CLAVES: ANÁLISIS, DISEÑO, CONEXIÓN VIGA-COLUMNA, HORMIGÓN ARMADO, RECOMENDACIONES ACI 352RS-02.**

## **ABSTRACT**

The following paper makes the comparison between design recommendations for design of beam-column connections in monolithic reinforced concrete structures of the years 1985 and 2002, it shows how the standard in the country has changed determining the seismic forces over the years, and how this has affected the design of the connections, it has been identified for a particular case in an old building in Quito city in order to know the actual state of connections. There is an introduction to the theoretical part about types of beam column joints and a summary of two separate design recommendations. For better understanding this document includes examples of calculation and sets out the significant differences found by the results. Complementing the part of management software is added, in the ETABS program there is a review of one of the most important design conditions. Also to facilitate and speed up the design of connections with Recommendations ACI 352-RS02 it has developed a spreadsheet that allows the verification and design conditions step by step. In order to compare theoretical and experimental results it was held at the facilities of the Research Center for Housing of the National Polytechnic School, the experimentation of a model of beam-column joint strengthened improperly subjected to lateral loads simulating the seismic force for further analysis of the failure mode, finally it concludes with arguments for the optimal selection of the reinforcement in the joint.

**KEYWORDS: ANALYSIS, DESIGN, BEAM-COLUMN  
CONNECTION, REINFORCED CONCRETE, RECOMMENDATIONS  
352RS-02 ACI.**

## CAPÍTULO I

### 1.1 INTRODUCCIÓN

El presente estudio se inició durante el año 2014 cuando se hallaba vigente la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11, a principios del año 2015 por Acuerdo Ministerial número 0047 publicado en el Registro Oficial N°413 se dispuso la aplicación obligatoria en todo el país de los 10 capítulos de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 15 por lo que los aspectos relacionados con la determinación de las fuerzas sísmicas y demás consideraciones han sido modificadas e inciden directamente en el diseño de las conexiones viga-columna en edificaciones de hormigón armado.

Se eligió este tema debido a la importancia de considerar un diseño en las uniones viga columna más que simplemente una unión convencional de elementos estructurales en un punto dado. Matemáticamente se asume que las conexiones o puntos de unión de vigas y columnas son rígidos e indeformables es decir que mantienen el ángulo de construcción durante la deformación por efecto sísmico de vigas y columnas, pero se ha visto que de no conformar adecuadamente estos subconjuntos, se pierde la adherencia o anclaje, se disminuye la rigidez de la conexión (fisuras), irrumpe en un estado plástico con grandes deformaciones (agrietamientos), y puede conducir a la falla por confinamiento debido al cortante horizontal.

En los últimos sismos fuertes se ha podido visualizar la falla en los elementos estructurales primordialmente en uniones viga-columna, por citar un ejemplo el sismo de Nepal, categorizado entre 7.8 y 8.1 en la escala sismológica de magnitud de momento, los devastadores efectos de la ausencia de normas de construcción y la carencia de rigor suficiente de las normas existentes para reforzar las estructuras más antiguas, dejaron como resultado una gran cantidad de muertes y destrucción.

No podemos luchar contra la naturaleza pero si podemos protegernos de ella, no podemos hacer construcciones indestructibles pero podemos conservar la vida pese a los daños. Las ciencias de la Tierra y la

Construcción permiten estudiar la manera más eficiente para albergar y preservar a las generaciones pero solo un diseño consciente permitirá llevar a cabo este efecto. Como un país en vías de desarrollo el Ecuador necesita investigar más y necesita tener los recursos para ello, pero no puede igualarse en una carrera que otros han adelantado, nuestro país debe emplear los recursos de otras naciones e imitar lo que en otros lugares ha dado buen resultado, como prueba de esto ya se realiza un diseño sismo resistente, se emplea materiales de buena calidad, y se capacita a quienes realizan trabajo de precisión y complejidad pero aún hay mucho por hacer y como en todo, esto se inicia en laboratorios y en gabinete.

No se puede desmerecer el trabajo que muchos científicos han realizado durante años, ni su larga experimentación pese a los sacrificios que un esfuerzo así conlleva, es por eso que este trabajo pretende aclarar y simplificar el diseño de las conexiones viga columna, tomando como base estudios fiables, normas de construcción, recomendaciones y experiencias que permitan a estudiantes, profesionales o interesados calcular de forma práctica, confiable y rápida conexiones viga-columna en hormigón armado además de brindarles una visión más amplia del detallamiento estructural en planos y proporcionarles una herramienta eficiente para su determinación.

Este trabajo se ha estructurado de modo que en el Capítulo 1 se pueda comprender el objeto del presente estudio, como han cambiado las normativas de construcción a través de los años como esto incide en las fuerzas sísmicas, en los elementos estructurales y finalmente en las uniones viga-columna, además se presenta los objetivos de la investigación, la justificación y metodología para su desarrollo.

En el Capítulo 2 se muestra los tipos de unión viga-columna a los cuales hace referencia las Recomendaciones ACI 352RS-02, las condiciones de carga y geometría. También se realiza un análisis de las consideraciones de diseño, secciones críticas y demás verificaciones propias del diseño de las conexiones según el Código ACI 352-85 y ACI 352RS-02. Para una mejor comprensión se presentan ejemplos de cálculo para uniones

interiores, exteriores y esquineras tomando como base el documento realizado por el M.Sc. Patricio Placencia Andrade, DISEÑO DE LAS CONEXIONES VIGA-COLUMNA DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO SITUADAS EN ZONAS SÍSMICAS. A continuación se hace una comparación entre resultados obtenidos con cada una de las Recomendaciones ACI.

En el Capítulo 3 se presenta la forma de verificar la cantidad de acero en los nudos en el programa de análisis estructural ETABS 2013. Posteriormente se presenta la herramienta de cálculo de uniones viga-columna denominada *Jointy* y formando parte de esta herramienta, un complemento para la determinación de la carga axial y momento máximo que resiste una columna y grafica el diagrama de interacción en 2D.

El Capítulo 4 se ha dedicado a la compresión de las recomendaciones, basándose en la experimentación realizada en países comprometidos con la investigación de este tipo de subconjuntos tales como: Estados Unidos y Nueva Zelanda que se han escogido como representativos para este estudio.

El Capítulo 5 recoge la comparación entre recomendaciones de diseño, el modelo que se utilizó para la experimentación en laboratorio y la comparación de resultados obtenidos.

El Capítulo 6 alude a las conclusiones sobre la investigación y las recomendaciones para el análisis e implementación.

No deseo terminar esta introducción sin mencionar que espero que este documento sea una fuente de conocimiento y una herramienta útil para el lector.

## **1.2 ESTADO DEL ARTE**

### **1.2.1 ESTUDIO DE LAS CONEXIONES VIGA-COLUMNA DE EDIFICIOS EN QUITO**

El estudio de las conexiones viga-columna en edificios de Quito es sumamente importante pues de la correcta resistencia de dichas conexiones, depende buena parte de la seguridad de las estructuras existentes sobre todo si estas carecen de diafragmas u otros elementos capaces de disipar la fuerza sísmica (Aguilar, Revelo, & Tapia, 2015).

Como se evidenció en los sismos del mes de agosto del año 2014, la ciudad de Quito se encuentra en una zona de alta sismicidad y además cuenta con una gran cantidad de construcciones de distintas épocas, por lo que la forma de calcular las estructuras ha variado con los años más aun el diseño de las uniones viga-columna.

Debemos recordar que toda estructura debe diseñarse considerando la zona sísmica donde se encuentra, las características del suelo, el tipo de uso de la estructura, su importancia y su configuración estructural.

Las estructuras, deben diseñarse para resistir los desplazamientos laterales impuestos por el sismo de diseño, de tal modo que después de un sismo severo, el daño se produzca en lugares donde sea posible reparar o reforzar el elemento estructural, esto no debe producirse en las columnas ni en las conexiones viga-columna, para no comprometer la estabilidad de la estructura, el daño debe generarse en las vigas, por lo que el diseño se realiza con el criterio columna fuerte-viga débil y nudo fuerte-viga débil.

La resistencia mínima debe basarse en las fuerzas sísmicas de diseño establecidas en los diferentes códigos, principalmente el espectro de diseño y el factor de reducción de las fuerzas sísmicas, por lo que es importante analizar estas variaciones para el diseño de las conexiones.

## 1.2.2 ESTRUCTURAS ANTIGUAS AL CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN (CEC 2000)

En diciembre del año 1976, se publicó la Guía Popular de Construcciones Sismo-Resistente, GPE INEN 009:1976 también llamado CEC 77.

La norma de construcción vigente anterior al del año 2000, era el INEN 76, y probablemente en base a este se diseñaron las edificaciones construidas entre los años 1976-2000.

A continuación se detallan las principales características con lo que respecta a fuerzas, cargas sísmicas y derivas de piso pues el diseño de los elementos estructurales, incluyendo las conexiones viga-columna se basa fundamentalmente en la resistencia ante eventos sísmicos.

### Fuerzas sísmicas

Para el caso en el que las fuerzas sísmicas son el parámetro crítico para el diseño la sección 4.7 del INEN de 1976 indica que el cortante basal mínimo  $V$  se evalúa mediante la expresión:

$$V = Z I K C S W$$

$Z$ : Factor de zona sísmica (Mayor peligrosidad  $Z=1$ , alta peligrosidad  $Z=0.75$ , mediana peligrosidad  $Z=0.5$ ).

$I$ : Factor de importancia (1-1.5).

$K$ : Coeficiente numérico (Depende del tipo de estructura).

$C$ : Coeficiente (En función del periodo de vibración).

$S$ : Coeficiente numérico (Resonancia entre la estructura y el sitio).

$W$ : Carga muerta total.

En la sección 7.2 del INEN 76 se debe mayorar el estado de cargas con las siguientes combinaciones de carga:

$$U = 1.4 D + 1.7 L$$

$$U = 1.05 D + 1.28 L \pm 1.40 E$$

$$U = 0.90 D \pm 1.43 E$$

$D$ ,  $L$ ,  $E$  son estados de carga, muerta, viva y sísmica respectivamente.

En ocasiones en las que el control de deformaciones es el parámetro crítico a enfrentar en la fase de diseño, las derivas son limitadas (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 1976).

La sección 6.7 del INEN de 1976 indica que las deflexiones laterales o relativas de un piso, con respecto a los pisos adyacentes, no deberá ser mayor que 0.005 veces el alto del piso.

Tanto las fuerzas sísmicas como las deformaciones permitidas, influyen en el diseño de las conexiones viga columna, para lo cual se analizará una conexión típica (interior) de un edificio diseñado en el año 1977 calculado con esta norma.

La verificación de estas conexiones se realizó en el programa ETABS con el procedimiento descrito en el Capítulo 3, y los resultados del análisis se indican en la parte de conclusiones al final de este documento.

### 1.2.3 ESTRUCTURAS POSTERIORES AL CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN (CEC 2000)

La norma de construcción vigente para el año 2000 en adelante fue el INEN 91, también llamado Código Ecuatoriano de la Construcción CEC 2000, y en base a este se diseñaron las edificaciones construidas entre los años 2000-2013.

Para el caso en el que las fuerzas sísmicas son el parámetro crítico para el diseño, la sección 6.2.1 del CPE INEN 5-1 indica que el cortante basal mínimo  $V$  se evalúa mediante la expresión:

$$V = \frac{Z \alpha C}{R \phi_p \phi_e} W$$

$Z$ : *Factor de zona sísmica (Considera cuatro zonas sísmicas que van desde 0.15 g en la Región Oriental, hasta 0.4 g en la parte de la Costa y Sierra)*

$\alpha$ : *Coeficiente de importancia.*

$C$ : *Coeficiente (En función del periodo de vibración y tipo de suelo).*

$R$ : *Factor de reducción de fuerzas sísmicas debido a comportamiento inelástico de la estructura.*

$\phi_p$  : *Factor que toma en cuenta la irregularidad en planta.*

$\phi_e$  : *Factor que toma en cuenta la irregularidad en elevación.*

$W$ : *Peso total reactivo calculado únicamente con carga muerta.*

En la sección 4.3.2 del CPE INEN 5-1 se indica la manera en que fue realizado el estudio de peligrosidad sísmica, sobre el espectro elástico se considera un periodo de retorno de 475 años, por lo que las fuerzas sísmicas son bastante altas y los elementos estructurales resultarían ser de grandes dimensiones y no presentarían daño ante el sismo de diseño.

No obstante según la sección 4.8.5 del CPE INEN 5-1, las estructuras deben diseñarse disminuyendo la ordenada elástica exigiendo un diseño eficiente que permita disponer de un adecuado comportamiento inelástico, es decir que las estructuras deben diseñarse para el espectro inelástico el mismo que se obtiene dividiendo el espectro elástico para el factor de reducción de resistencia sísmica  $R$ , si el factor es alto, las fuerzas sísmicas se reducen, si el factor es bajo, las fuerzas sísmicas se incrementan.

El factor de reducción  $R$  depende de muchas variables entre otras, del tipo de estructura, del tipo de suelo, del período de vibración considerado y de los factores de ductilidad, sobre-resistencia, redundancia y amortiguamiento de una estructura, pero se ha simplificado a un parámetro constante dependiente únicamente de la tipología estructural, que reemplaza en cierta forma al factor  $K$  del CEC 77 (Instituto Ecuatoriano de Normalización, 2001).

El factor introducido  $R$  permite disponer de un adecuado comportamiento inelástico además de que aporta la suficiente ductilidad y disipación de energía para impedir el colapso durante un sismo severo.

Para el tipo de estructuras que se analizan en este trabajo, es decir sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas descolgadas, el código establece un valor  $R = 10$  que se obtiene de la tabla 7 de la sección 6.2.5 del CPE INEN 5-1, los valores de  $R$  para diferentes sistemas estructurales se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 1

## Coeficientes de reducción de respuesta estructural R

<b>SISTEMA ESTRUCTURAL</b>	
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente, con muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	12
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas o de acero laminado en caliente.	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda y muros estructurales de hormigón armado (sistemas duales).	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas y diagonales rigidizadoras.*	10
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda y diagonales rigidizadoras.*	9
Sistemas de pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	8
Estructuras de acero con elementos armados de placas o con elementos de acero conformados en frío. Estructuras de aluminio.	7
Estructuras de madera	7
Estructura de mampostería reforzada o confinada	5
Estructuras con muros portantes de tierra reforzada o confinada	3
* Cuando se utilizan diagonales, se debe verificar que los elementos en tensión cedan antes que los elementos en compresión.	

Fuente: CPE INEN 5-1

En la sección 9.1 del CPE INEN 5-2 indica que los elementos deben diseñarse para obtener la resistencia de diseño al menos igual a las resistencias requeridas calculadas para las cargas factorizadas y las fuerzas en las diferentes combinaciones.

Las resistencias requeridas se enumeran en la sección 9.2 del CPE INEN 5-2, en resumen presentan las siguientes combinaciones:

$$U = 1.4 D + 1.7 L$$

$$U = 1.05 D + 1.275 L \pm 1.40 E$$

$$U = 0.90 D \pm 1.43 E$$

$D$ ,  $L$ ,  $E$  son estados de carga, muerta, viva y sísmica respectivamente, se debe mayorar las cargas debido a que el espectro es para cargas de servicio.

En ocasiones en las que el control de deformaciones es el parámetro crítico a enfrentar en la fase de diseño, las derivas son limitadas.

Los valores máximos para la deriva de piso se han establecido como indica la sección 4.11 del CPE INEN 5-1, considerando que se utilizaran secciones agrietadas y se debe calcular como:

$$\Delta_m = R \Delta_E$$

$\Delta_m$ , es el desplazamiento o deriva inelástica máxima.

$R$ , es el factor de reducción de respuesta.

$\Delta_E$ , es el desplazamiento o deriva elástica.

La sección 6.8.2 del CPE INEN 5-1 indica que la deriva inelástica máxima de piso es 0.02 (2%).

Tanto las fuerzas sísmicas como las deformaciones permitidas, influyen en el diseño de las conexiones viga columna, para lo cual se analizará una conexión típica (interior) del mismo edificio citado anteriormente para la norma anterior pero como si hubiese sido calculado con las fuerzas sísmicas de este código.

La verificación de estas conexiones se realizó en el programa ETABS con el procedimiento descrito en el Capítulo 3, y los resultados del análisis se indican en la parte de conclusiones al final de este documento.

## 1.2.4 ESTRUCTURAS EN BASE A LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN (NEC-11)

La Norma Ecuatoriana de la Construcción se oficializó mediante Acuerdo Ministerial el 4 de Diciembre del año 2013, desde su expedición se fijó un plazo de 6 meses a partir de la publicación del mismo en el Registro Oficial para obtener la licencia de construcción en base a la norma anterior o caso contrario debía actualizarse al contenido de la NEC-11, por lo que, con seguridad las estructuras diseñadas en el año 2014 tomaron las consideraciones de esta normativa.

En la sección 2.7.2.1 de la NEC-11, para el caso en el que las fuerzas sísmicas son el parámetro crítico para el diseño, el cortante basal mínimo  $V$  se evalúa mediante la expresión:

$$V = \frac{I S_a}{R \phi_p \phi_e} W$$

$I$ : Factor de importancia.

$S_a$ : Aceleración espectral correspondiente al espectro de respuesta elástico para diseño.

$R$ : Factor de reducción de respuesta estructural.

$\phi_p$  : Factor de configuración estructural en planta.

$\phi_e$  : Factor de configuración estructural en elevación.

$W$ : Carga reactiva.

En la presente norma el diseñador debe elegir entre un sistema estructural dúctil y un sistema estructural de ductilidad limitada, considerando lo que menciona la sección 2.7.2.3.4 de la NEC-11, para el factor  $R$ .

Tabla 2

## Coeficientes de reducción de respuesta estructural

**VALORES DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL R, SISTEMAS ESTRUCTURALES DÚCTILES**

<b>Sistemas Duales</b>	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras, sean de hormigón o acero laminado en caliente.	7
Pórticos de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas) o con muros estructurales de hormigón armado.	7
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente con diagonales rigidizadoras (excéntricas o concéntricas).	7
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas banda, con muros estructurales de hormigón armado o con diagonales rigidizadoras.	6
<b>Pórticos resistentes a momentos</b>	
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	6
Pórticos espaciales sismo-resistentes, de acero laminado en caliente o con elementos armados de placas.	6
Pórticos con columnas de hormigón armado y vigas de acero laminado en caliente.	6
<b>Otros sistemas estructurales para edificaciones</b>	
Sistemas de muros estructurales dúctiles de hormigón armado.	5
Pórticos espaciales sismo-resistentes de hormigón armado con vigas banda.	5

Fuente: NEC-11

**VALORES DEL COEFICIENTE DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA ESTRUCTURAL R, SISTEMAS ESTRUCTURALES DE DUCTILIDAD LIMITADA**

<b>Pórticos resistentes a momento</b>	
Hormigón Armado con secciones de dimensión menor a la especificada en el capítulo 4, limitados a 2 pisos	3
Estructuras de acero conformado en frío, aluminio, madera, limitados a 2 pisos	3
<b>Muros estructurales portantes</b>	
Mampostería no reforzada, limitada a un piso	1
Mampostería reforzada, limitada a 2 pisos	3
Mampostería confinada, limitada a 2 pisos	3
Muros de hormigón armado, limitados a 4 pisos	3

Fuente: NEC-11

Según la sección 1.1.6.3.2 de la NEC-11, las combinaciones de carga utilizan el diseño por última resistencia, es decir que la resistencia de diseño debe igualar o exceder los efectos de las cargas incrementadas de acuerdo a las siguientes combinaciones:

$$1.4 D$$

$$1.2 D + 1.6 L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$1.2 D + 1.6 (L_r \text{ o } S \text{ o } R) + (L \text{ o } 0.5 W)$$

$$1.2 D + 1.0 W + L + 0.5 (L_r \text{ o } S \text{ o } R)$$

$$1.2 D + 1.0 E + L + 0.2 S$$

$$0.9 D + 1.0 W$$

$$0.9 D + 1.0 E$$

Siendo  $D$ ,  $L$ ,  $L_r$ ,  $S$ ,  $R$ ,  $W$ ,  $E$  son estados de carga, permanente, sobrecarga, sobrecarga de cubierta, granizo, lluvia, viento y sísmica respectivamente. Se debe mayorar las cargas debido a que el factor  $R$  considera la definición de cargas sísmicas a nivel de resistencia.

En ocasiones en las que el control de deformaciones es el parámetro crítico a enfrentar en la fase de diseño, las derivas son limitadas (Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11, 2013).

Según la sección 2.7.8.3 de la NEC-11, la deriva inelástica máxima de piso debe calcularse con la expresión:

$$\Delta_M = 0.75 R \Delta_E$$

$\Delta_M$ , Deriva inelástica máxima.

$R$ , Factor de reducción de respuesta estructural.

$\Delta_E$ , Deriva elástica máxima.

Pero de acuerdo con la sección 2.6.2 la deriva inelástica máxima permitida es 0.02 (2‰) para estructuras de hormigón armado.

Tanto las fuerzas sísmicas como las deformaciones permitidas, influyen en el diseño de las conexiones viga columna, para lo cual se analizará una conexión típica (interior) del mismo edificio citado anteriormente pero como si hubiese sido calculado con las fuerzas sísmicas de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11 y adicionalmente con la NEC-15 vigente actualmente.

La verificación de estas conexiones se realizó en el programa ETABS con el procedimiento descrito en el Capítulo 3, y los resultados del análisis se indican en la parte de conclusiones al final de este documento.

### **1.3 OBJETIVOS**

#### **Objetivo General**

Realizar el estudio comparativo de las especificaciones de diseño de las uniones viga-columna entre las Recomendaciones del ACI 352 del año 1985 y las Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado del ACI 352 del año 2002.

#### **Objetivos Específicos**

- Establecer las principales diferencias en edificios de Quito, diseñados con las diferentes normativas desde el año 1976 hasta el presente, en cuanto al diseño de las uniones viga-columna.
- Definir las diferencias entre las recomendaciones de diseño de la unión viga-columna de los años 1985 y 2002 mediante ejemplos de cálculo.
- Analizar los estudios experimentales de uniones viga-columna realizados en otros países y compararlos con las recomendaciones de diseño del ACI.

- Comparar los resultados obtenidos mediante el programa ETABS y los obtenidos de manera manual, para seleccionar la alternativa óptima de diseño.
- Comparar los diseños bajo los criterios de las normas INEN 1976, CEC 2000 y NEC-11, analizar los resultados y verificar el estado actual de las conexiones en edificios antiguos.
- Gestionar la experimentación de un modelo de conexión viga columna reforzado inadecuadamente.

#### **1.4 JUSTIFICACIÓN**

La interacción o acción conjunta de los materiales de construcción hormigón y acero en cualquier elemento estructural se debe fundamentalmente a la adherencia desarrollada entre ambos, de no existir, la armadura se deslizaría sin hallarse en esta resistencia alguna para soportar esfuerzos de tracción, además representa un papel fundamental en el anclaje y solape de barras.

Las conexiones de hormigón armado fallan comúnmente ante esfuerzos de corte y flexión, pero su diseño debe considerar secciones críticas a carga axial, flexión, torsión y cortante.

El problema del cortante se produce en la unión cuando esta se ve expuesta a cargas que producen un deslizamiento lateral como en el caso de un sismo, ya que los momentos en las caras opuestas generan cortantes horizontales muy grandes dentro de la unión.

El problema de detallamiento en la unión consiste en el confinamiento lateral del nudo en caso de que las vigas no le proporcionen un confinamiento adecuado. El acero de confinamiento se le proporciona mediante estribos o vinchas colocados dentro de la zona del nudo y permite aumentar la resistencia del núcleo, mejorar su capacidad de deformación y evitar el pandeo de las barras verticales de la columna.

En sentido práctico se debe diseñar e indicar apropiadamente en los planos: tamaños de barras, espaciamientos y la orientación de las barras al ingreso en la unión con el fin de evitar la congestión de aceros en esa zona, así como facilitar al máximo el vaciado del concreto y su vibrado.

Pese a la minuciosidad en el diseño y detallamiento, el proceso de construcción es diferente y en ocasiones conduce a una variación en los resultados esperados, como muchos investigadores han experimentado que lo empleado comúnmente en las conexiones no satisface la demanda de resistencia requerida en porcentajes considerables.

La importancia del diseño de las uniones radica en controlar su contribución a las deformaciones laterales de la estructura, las que deben mantenerse entre determinados límites para asegurar su correcto comportamiento.

A nivel de pregrado el diseño de conexiones no se lo estudia a profundidad, pero dada la importancia en la definición del mecanismo de colapso, se ve la necesidad de generar una base sólida para su diseño y más aún, de una herramienta computarizada para su análisis.

El análisis y diseño de las uniones se facilitaría con la explicación ampliada y la herramienta que proporcionará este proyecto de grado, lo que permitirá una mejor comprensión del comportamiento de estos elementos y la optimización en el tiempo de diseño de conexiones más seguras para estudiantes y profesionales.

## **1.5 METODOLOGÍA**

La investigación a realizar es del tipo bibliográfica mediante consultas a: fuentes bibliográficas, textos, revistas, apuntes, documentos varios, así como también fuentes informáticas e Internet.

Para el trabajo de investigación se hará uso del método inductivo, el cual intenta ordenar la observación tratando de extraer conclusiones de carácter universal desde la acumulación de datos particulares.

El analizar varios casos individuales permitirá tener una amplia base cimentada en la observación hasta llegar a la conclusión de carácter general y teórico.

Además se incluye una parte experimental para complementar el análisis teórico.

### **Observación y registro**

Se realizarán varios diseños con similares y diferentes características probables, con lo que se registrara los resultados obtenidos para cada caso.

### **Análisis y clasificación**

Para el análisis de los resultados se realizarán gráficas comparativas entre los métodos y se procederá a clasificar el tipo de refuerzo apropiado.

### **Generalización a partir de los hechos**

En base a los cálculos, se procederá a generalizar la solución óptima para el tipo de nudo con las consideraciones del ACI.

### **Experimentación**

A partir del ensayo de un modelo de prueba, el mismo que permitirá manipular varios aspectos de manera real y observar los efectos de esta manipulación, se determinará la relación existente entre las variables.

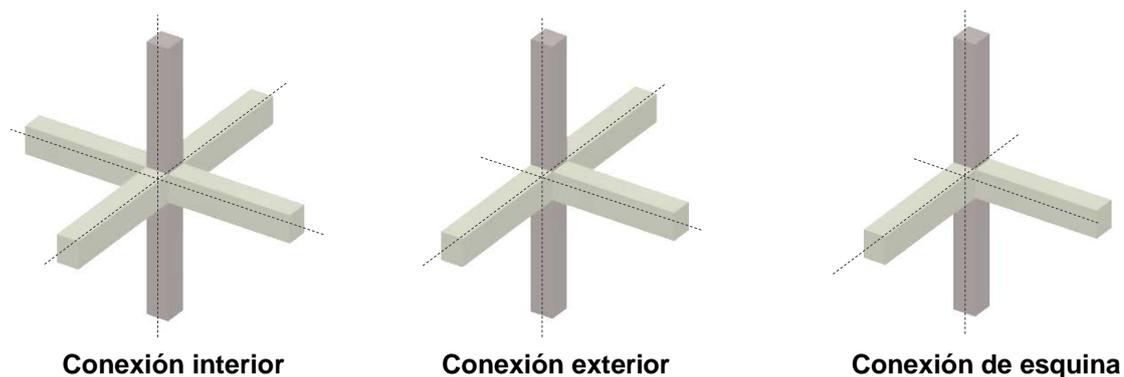
## CAPÍTULO 2

### DISEÑO DE LA UNIÓN VIGA – COLUMNA

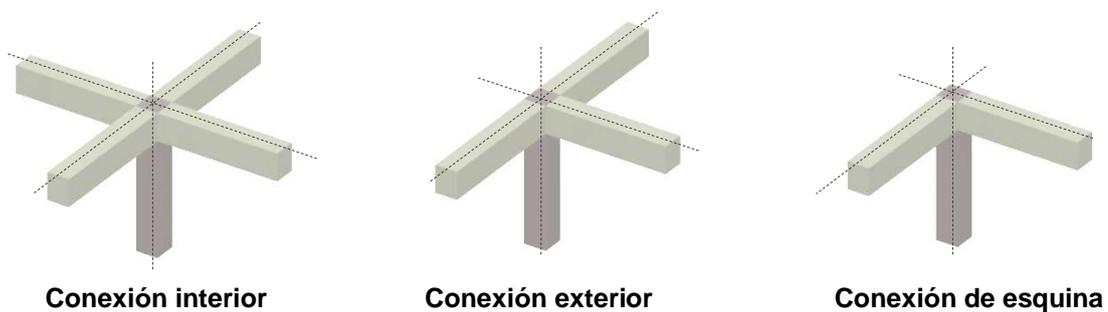
#### 2.1 TIPOS DE UNIÓN VIGA-COLUMNA

La unión viga-columna se define como la porción de la columna localizada dentro de la altura de la viga más alta de las que lleguen a la columna (American Concrete Institute ACI 352RS-02, 2010).

Se pueden encontrar varios tipos de uniones a nivel de entrapiso y cubierta o unión discontinua, en columnas interiores, esquineras y de borde, los nudos toman el nombre según el tipo de columna del que forman parte integrante con las vigas.

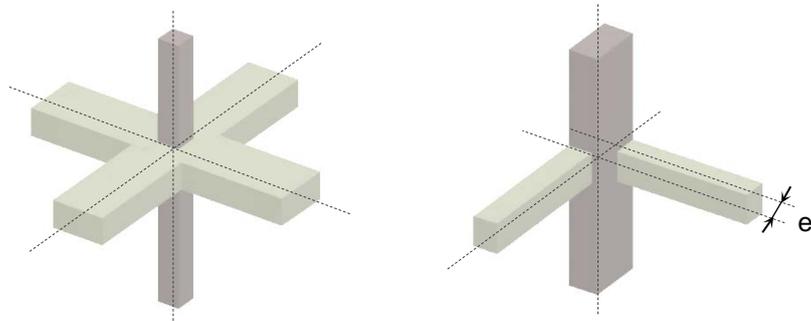


**Figura 1. Conexiones a nivel de entrapiso.**



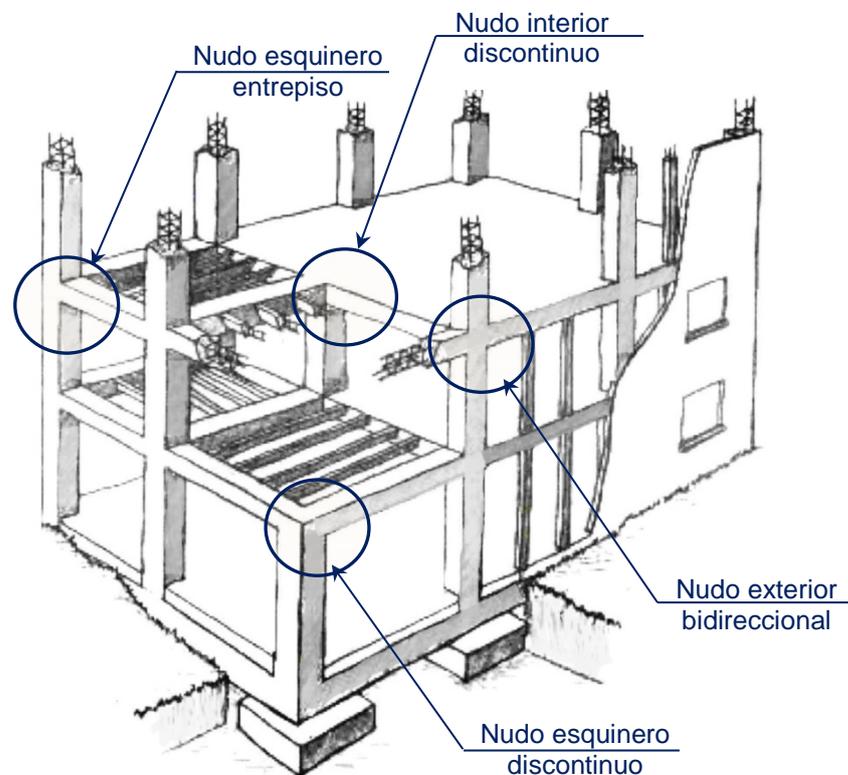
**Figura 2. Conexiones a nivel de cubierta o conexiones discontinuas.**

Las vigas concurrentes a la columna pueden ser de anchos y alturas diferentes, y pueden formar parte de pórticos unidireccionales o bidireccionales.



**Figura 3. Conexión de viga ancha y conexión excéntrica**

En una estructura puede hallarse varios tipos de conexiones, se deben verificar todas, pero por simplificación se pueden diseñar las más críticas.



**Figura 4. Ejemplos de conexiones en una estructura**

## 2.2 CONDICIONES DE CARGA

Toda conexión debe ser diseñada para cumplir la resistencia requerida según el ACI 352RS-02:

Resistencia nominal  $M_u = \phi M_n$  Resistencia de diseño

Resistencia nominal  $V_u = \phi V_n$  Resistencia de diseño

Los requisitos de resistencia del ACI 318-08, en el Capítulo 9 detalla requisitos de resistencia requerida, resistencia de diseño y resistencia de diseño para el refuerzo, como se muestra a continuación.

### Resistencia requerida

La resistencia requerida  $U$  debe ser por lo menos igual al efecto de las cargas mayoradas que actúan simultáneamente, para los estados de carga gravitacionales permanentes o variables y los correspondientes a las acciones originadas por el medio ambiente, por los cuales no existan deformaciones inelásticas significativas, es decir deformaciones que inicien el proceso de colapso.

### Resistencia de diseño

La resistencia de diseño que debe proporcionarse debe tomarse como la resistencia nominal calculada multiplicada por los factores de reducción de resistencia, tanto para el elemento, conexiones con otros elementos y secciones transversales según el comportamiento al que vean determinados en cuanto a flexión, carga axial, cortante y torsión.

### Resistencia de diseño para el refuerzo

Los valores de la resistencia especificada a la fluencia del refuerzo  $f_y$  y la resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal  $f_{yt}$  no deben exceder de  $5620 \text{ kg/cm}^2$ .

Según las condiciones de carga las conexiones se clasifican en dos categorías Tipo 1 y Tipo 2 (American Concrete Institute ACI 352RS-02, 2010).

### **Tipo 1.**

Es una conexión diseñada para cumplir requisito de resistencia como los del ACI 318-08 y también es resistente a momento en miembros que no incurren en deformaciones inelásticas considerables (American Concrete Institute ACI 352RS-02, 2010).

### **Tipo 2.**

Es una conexión diseñada para que su resistencia se mantenga bajo deformaciones en el rango inelástico, o rango no lineal de respuesta y forman parte de pórticos resistentes a momentos con un diseño sismo resistente, compuesta por miembros que disipan energía (American Concrete Institute ACI 352RS-02, 2010).

## **2.3 GEOMETRÍA DE LA CONEXIÓN**

Este trabajo se centra en conexiones donde el caso más común es de vigas y columnas rectangulares, las mismas que se componen de columnas más anchas que el ancho de las vigas que conforman la unión.

Otros casos que usualmente se presentan son:

### **Conexiones de viga ancha**

Estas conexiones se componen de vigas cuyo ancho es mayor al ancho de la columna, pero se rigen a un máximo ancho permitido que garantiza la formación completa de la rótula plástica en la viga.

Este límite se sujeta a la siguiente condición: cuando el ancho de diseño de la viga  $b_b$  es más pequeño que el menor de  $3b_c$  y  $(b_c + 1.5 h_c)$ , donde  $b_c$  y  $h_c$  son el ancho y la altura respectivamente, de la sección de la columna (ACI 352RS-02, 2.2.1).

En la siguiente tabla se detallan algunas dimensiones para las que las recomendaciones del ACI no aplican. Para otros casos de debe verificar.

**Tabla 3**

**Conexiones de viga ancha para las cuales no aplican las recomendaciones ACI 352-02**

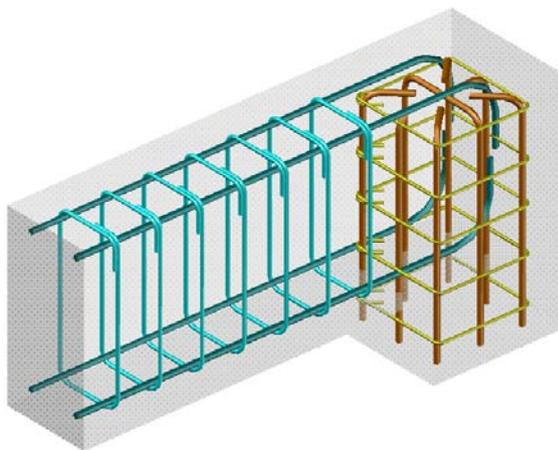
bb	bc	hc	3bc	bc + 1.5 hc	(bc + 1.5 hc)
0.55	0.20	0.20	0.60	0.50	NO APLICA
0.60	0.25	0.20	0.75	0.55	NO APLICA
0.65	0.25	0.25	0.75	0.63	NO APLICA
0.75	0.25	0.30	0.75	0.70	NO APLICA
0.80	0.30	0.30	0.90	0.75	NO APLICA
0.80	0.30	0.30	0.90	0.75	NO APLICA

Fuente: ACI 352 RS-02

### Conexiones excéntricas

Estas conexiones se componen de vigas que se encuentran excéntricas o descentradas respecto al eje de la columna.

Una conexión con viga excéntrica aplica cuando las barras longitudinales de refuerzo en la viga pasan a través o están ancladas en el núcleo de la columna (ACI 352RS-02, 2.2.2), como se muestra en la figura:



**Figura 5. Conexión excéntrica anclada en el núcleo de la columna**

## **2.4 RECOMENDACIONES DE DISEÑO DEL AÑO 1987, EN BASE AL ACI 352-85**

### **2.4.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO**

- 1) Un edificio se comporta inelásticamente ante un sismo severo.
- 2) Las partes de la estructura que entran al rango inelástico deben localizarse en las vigas, con el concepto columna fuerte-viga débil.
- 3) Prevalece el concepto de capacidad, las fuerzas en el nudo dependen de las armaduras presentes en el nudo (no de las fuerzas actuantes encontradas al calcular la estructura).

### **2.4.2 SECCIONES CRÍTICAS**

Se hallan localizados en la vecindad del nudo, al interior de él y en la zona de varillas longitudinales de la viga y columna que atraviesan el nudo. (Placencia, 1987).

#### **Fuerzas Cortantes**

Se calcula sobre un plano horizontal a la mitad de la altura del nudo.

#### **Confinamiento**

Se determina en el nudo y se contrarresta mediante el uso de estribos cerrados, ganchos o binchas adicionales que abracen las varillas longitudinales de las columnas.

#### **Adherencia de Barras de Refuerzo**

Nudos interiores: la sección crítica se toma en la cara de la columna.

Nudos exteriores: la sección crítica se toma en el núcleo confinado de la columna.

### 2.4.3 RESISTENCIA A CORTE

En el nudo la armadura superior e inferior de las vigas originan fuerzas cortantes horizontales, simultáneamente las armaduras de las columnas originan fuerzas cortantes verticales. El nudo debe resistir ambas fuerzas cortantes.

El ACI 352-85 tiene recomendaciones para la revisión del cortante horizontal, que se considera el más crítico.

### CORTE HORIZONTAL ACTUANTE

Es generado por el acero de las vigas y difiere según el tipo de nudo.

#### Nudo interior

Se supone que los aceros de las vigas están en el rango inelástico y por esta razón el esfuerzo en ellos es:

$$\alpha Fy \text{ siendo } \alpha = 1,25$$

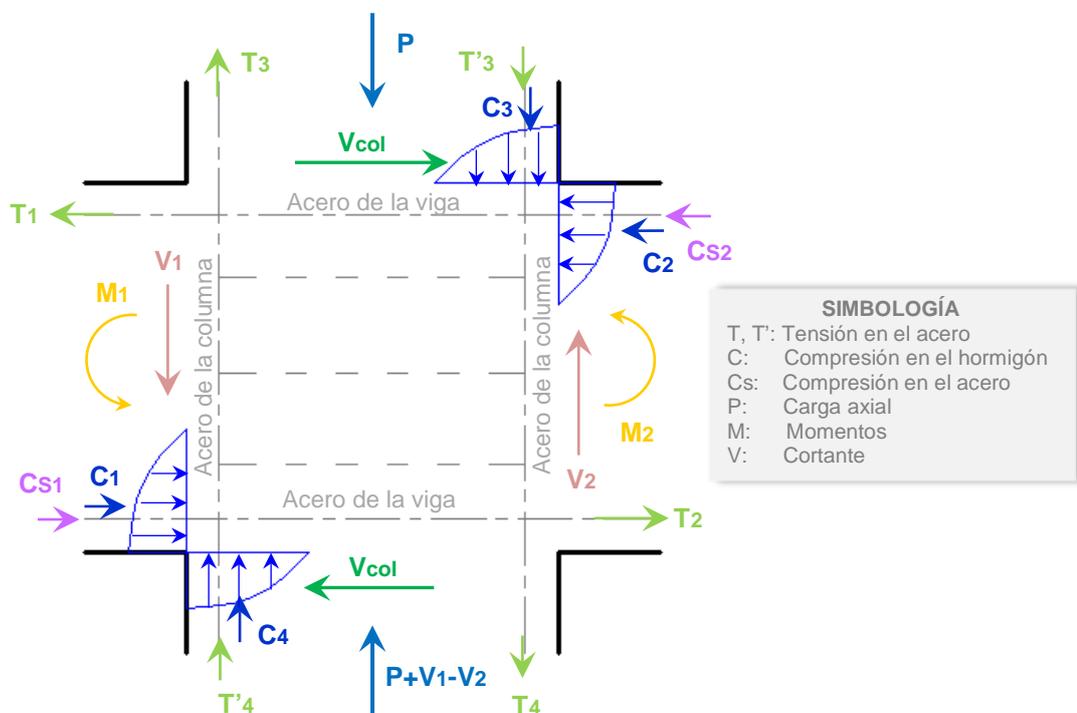


Figura 6. Fuerzas en la conexión interior

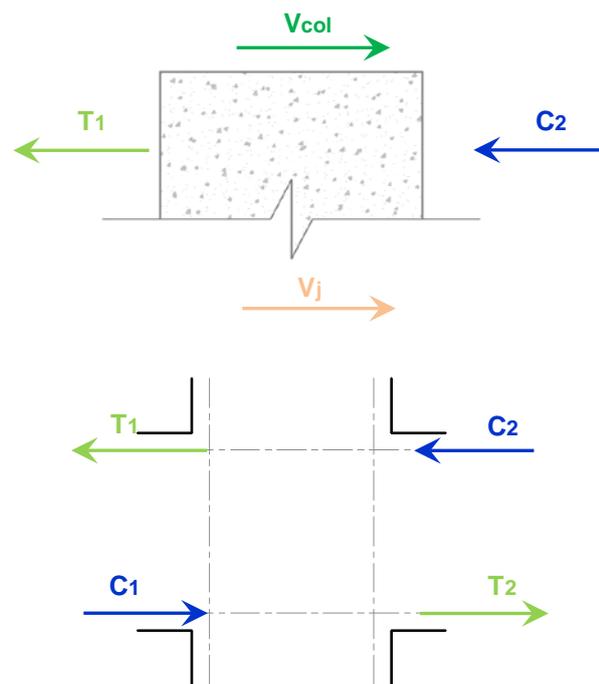
$M_{1,2}$ : Capacidad a flexión positiva y negativa de las vigas en el rango inelástico.

$$M_{1,2} = A_{s\ 1,2} f_y \left( d - A_{s\ 1,2} \frac{f_y}{1.7 f'_c b} \right)$$

$V_{col}$ : Cortante en la columna superior (si no existe carga axial, será igual al cortante en la columna inferior).

El cortante aplicado es:

$$V_j = T_1 + T_2 - V_{col}$$



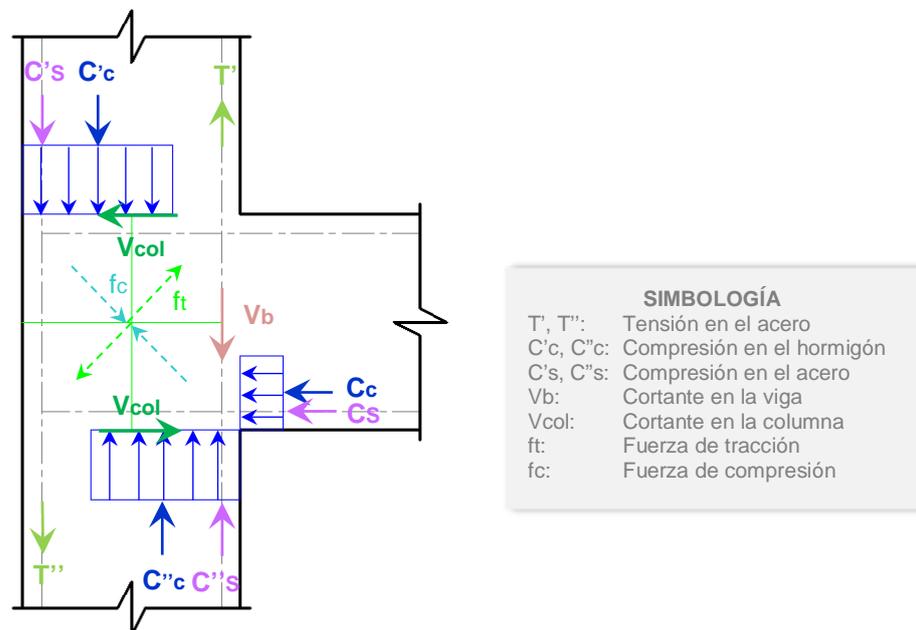
**Figura 7. Fuerzas en la conexión producidas por las armaduras**

Pero  $C_2 = T_2$  por equilibrio.

### Nudo exterior

Para este caso sólo los aceros superiores o sólo los aceros inferiores generan fuerzas cortantes en el nudo, en general se utilizan en el diseño los valores críticos.

Para la determinación del cortante se considera que el acero superior genera el mayor valor de cortante y se desprecia el acero inferior de modo que  $A_s = 0$ .



**Figura 8. Fuerzas en la conexión exterior**

### CORTE HORIZONTAL RESISTENTE

Existen modelos matemáticos como:

- Analogía de la celosía
- Analogía del puntal

## Analogía de la Celosía

Supone que el cortante actuante es soportado tanto por la resistencia a corte del concreto solo ( $V_c$ ) y la que proporciona el refuerzo horizontal ( $V_s$ ).

Es decir que:

$$V_n = V_c + V_s$$

$V_n$ : Cortante resistente

$V_c$ : Cortante resistido por el hormigón solo.

$V_s$ : Cortante resistido por el acero de refuerzo.

Las fuerzas de adherencia de las varillas longitudinales de la viga se transmiten a los estribos de la columna paralelos a estos, a través de pequeñas bielas de concreto en compresión conformándose una celosía.

Se emplea principalmente en Nueva Zelanda y Japón

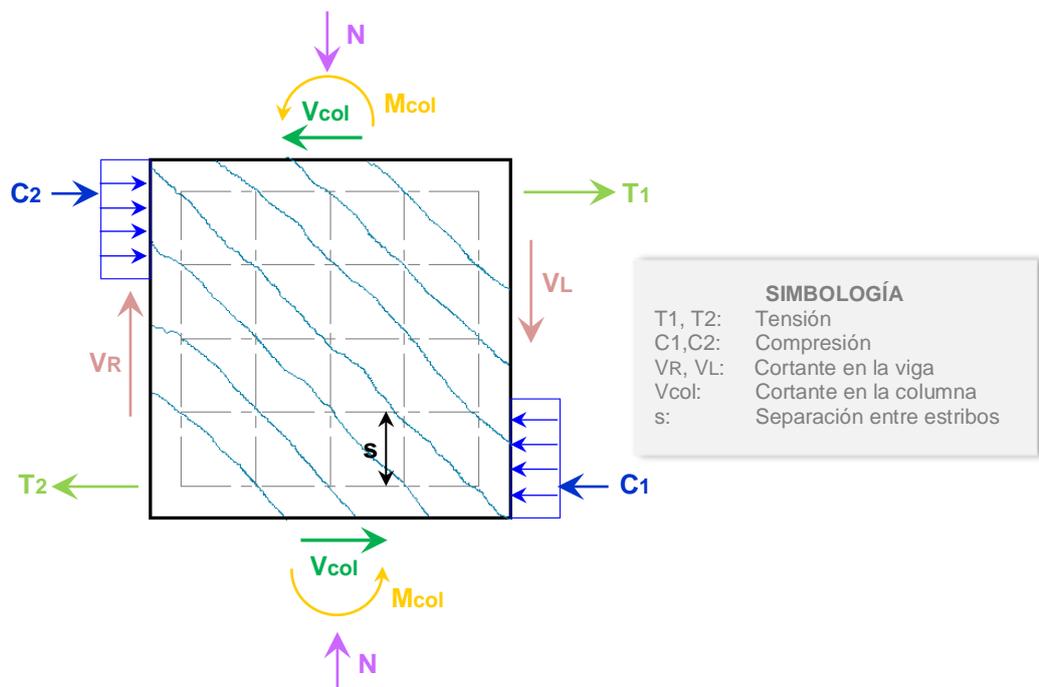


Figura 9. Analogía de la celosía

### Analogía del Puntal

Según este modelo los estribos de la columna en la región del nudo no colaboran significativamente para resistir fuerzas cortantes, por lo que se ignora su contribución al cortante resistente.

De modo que:

$$V_n = V_c$$

Este modelo es efectivo únicamente cuando el nudo tenga refuerzo horizontal de confinamiento (estribos en la columna en la zona del nudo) para controlar el deterioro del núcleo debido a agrietamiento por cortante reversible.

Este mecanismo resistente está constituido por un “puntal” o biela rígida única formada entre esquinas comprimidas diagonalmente opuestas.

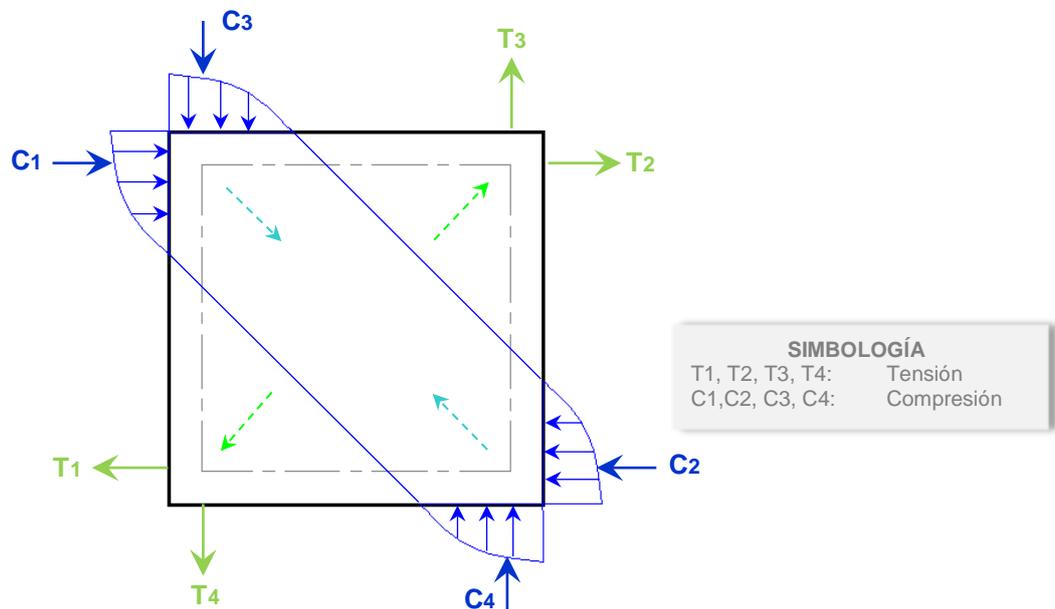


Figura 10. Analogía del puntal resistente

Según el modelo del puntal resistente, la expresión general de la fuerza cortante resistente  $V_n$ , según el ACI 352-85 es:

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

$V_n$ : Cortante resistente.

$\gamma$ : Factor que depende del grado de confinamiento exterior al nudo.

$f'_c$ : Resistencia a la compresión del hormigón en  $[\text{kg}/\text{cm}^2]$ .

$A_j$ : Área de la sección horizontal que resiste el corte en el nudo  $[\text{cm}^2]$ .

### Factor que depende del grado de confinamiento

**Tabla 4**

**Factor del grado de confinamiento según tipo de nudo**

Nudo	$\gamma$
Esquinero	3.2
Exterior	4
Interior	5.3

Fuente: Placencia, 1987.

### Área de la sección horizontal que resiste el corte en el nudo

$$A_j = b_j h_c$$

$b_j$ : Ancho efectivo del nudo, transversal a la dirección de análisis.

$h_c$ : Dimensión de la columna en la dirección de análisis.

$$b_j = \frac{(b_j + h_c)}{2}$$

En el siguiente ejemplo se detalla la manera de calcular el ancho efectivo del nudo. Se dispone de la siguiente distribución en planta:



Figura 11. Vista en planta para cálculo de  $b_j$

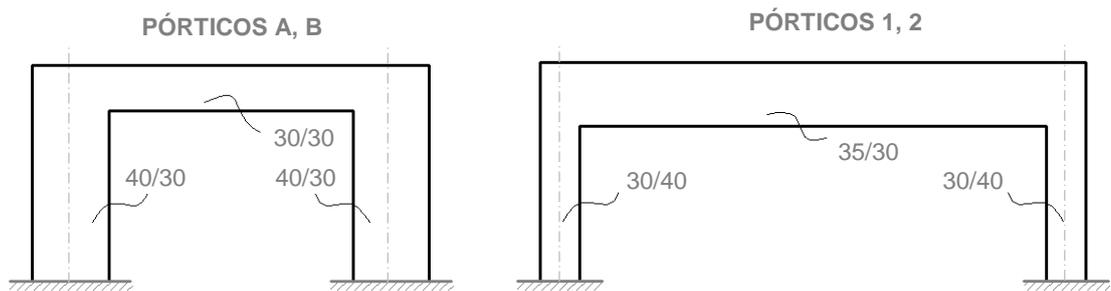
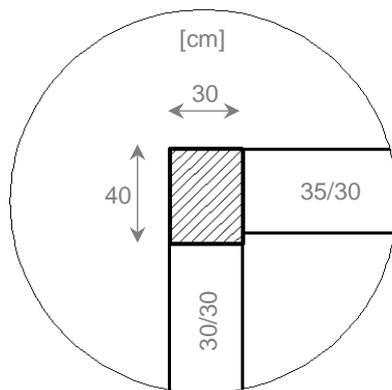


Figura 12. Pórticos en elevación



$$b_{jx} = \frac{0.35 + 0.40}{2} = 0.375 \text{ m}$$

$$b_{jy} = \frac{0.30 + 0.30}{2} = 0.30 \text{ m}$$

Figura 13. Esquema del nudo A1

## CORTE VERTICAL ACTUANTE

El cortante vertical es generado por el acero de las columnas. Debido a la hipótesis columna fuerte-viga débil, el momento máximo en el nudo está dado por la capacidad a flexión de las vigas pero siempre será menor que el momento de las columnas, de esta manera el acero de las columnas no alcanzará ni siquiera su límite elástico (Placencia, 1987).

La ecuación para calcular el cortante vertical es:

$$V_{jv} = V_{jh} \left( \frac{h_{vig}}{h_{col}} \right)$$

$V_{jv}$ : Cortante vertical en la conexión.

$V_{jh}$ : Cortante horizontal en la conexión.

$h_{vig}$ : Altura de la viga que concurre al nudo en el sentido de análisis.

$h_{col}$ : Altura de la columna en el sentido de análisis.

## CORTE VERTICAL RESISTENTE

Las conexiones que cumplen ciertas condiciones no tienen problema de falla por cortante vertical pero se recomienda hacer la siguiente verificación:

Si el chequeo del cortante horizontal fue satisfactorio, y si  $V_{jv} < V_{jh}$ , entonces no sería necesario revisar el corte vertical resistente  $V_{nv}$ .

No obstante para prevenir la falla, se estipula que:

- El número mínimo de varillas longitudinales en una columna sea 8, colocando por lo menos una varilla intermedia en cada cara de la misma.
- El espaciamiento máximo entre varillas longitudinales de la columna sea 20 cm.

#### 2.4.4 ADHERENCIA

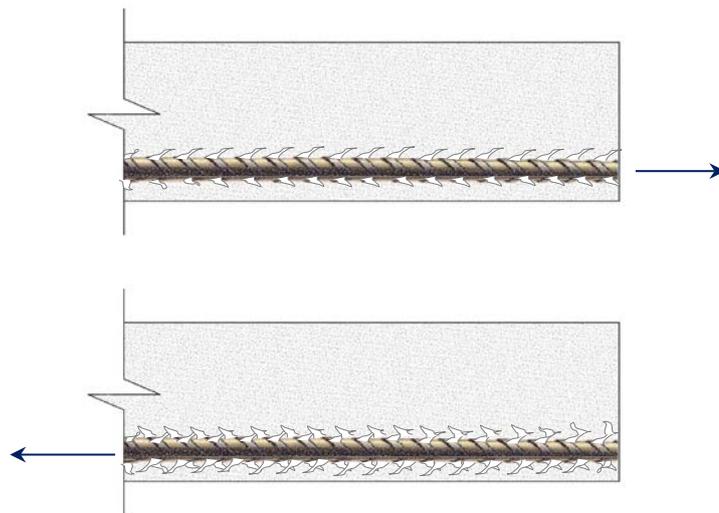
Se habla de la adherencia especialmente para nudos interiores. La adherencia debe asegurar que se obtenga una fuerza  $T = A_s f_y$ .

$T$ : Fuerza de tensión debida a la armadura.

$A_s$ : Acero de refuerzo.

$f_y$ : Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo.

El desarrollo de la fuerza  $T$  debe considerar que el nivel de esfuerzos esperados es de al menos  $1.25 f_y$  y que la sollicitación es reversible es decir que la sección de la varilla podría incursionar en el rango inelástico en tracción y compresión repetidas veces lo que deteriora peligrosamente la adherencia.



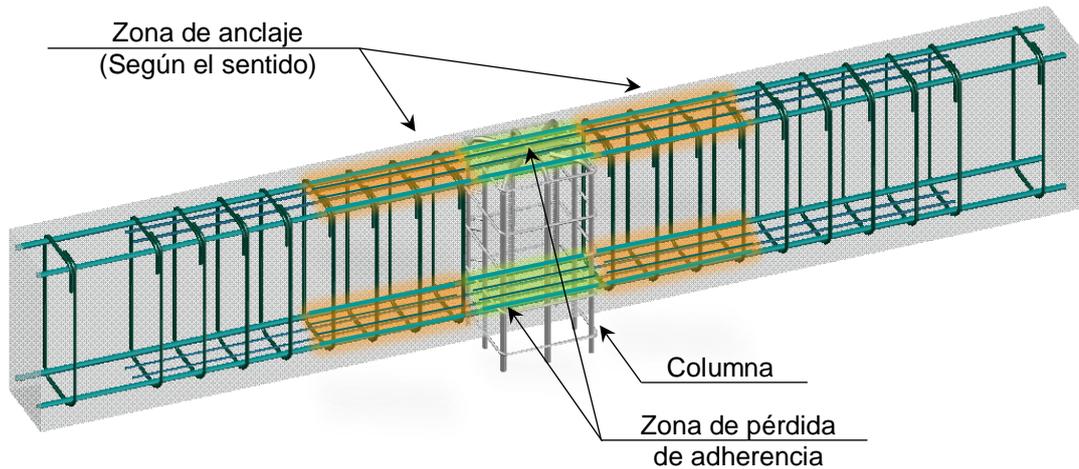
**Figura 14. Deterioro en la adherencia ante sollicitaciones reversibles**

Fuente: Placencia, 1987

En el caso límite cuando se ha perdido totalmente la adherencia en el tramo de la columna, las varillas de las vigas se anclan en la viga al otro extremo del nudo.

Al formarse una separación entre la varilla de acero y el hormigón, se presenta una drástica reducción de la rigidez en el nudo, lo que tendrá como consecuencia una disminución en la rigidez lateral de la estructura.

Otra consecuencia que se origina es la degradación del hormigón por el exceso de compresión en la zona de la viga donde se anclan las varillas de la viga del otro extremo.



**Figura 15. Pérdida de adherencia en la varilla**

Para retardar el deterioro de la adherencia, se debe seleccionar las varillas de las vigas con relación al peralte de la columna, y las varillas de las columnas en relación al peralte de las vigas de la siguiente manera:

Para el peralte de la columna:

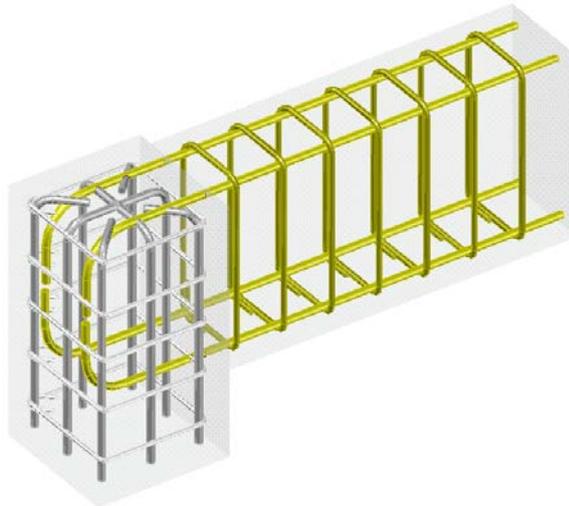
$$h_{col} > 20 \phi_{vig}$$

Para la altura de la viga:

$$h_{vig} > 20 \phi_{col}$$

### 2.4.5 ANCLAJE

Se habla de anclaje en el caso de nudos exteriores, toda varilla que termina en un nudo se dobla a 90° y se ancla en el nudo confinado de la columna (American Concrete Institute ACI 352RS-02, 2010), como se muestra en la figura:



**Figura 16. Conexión exterior anclada en el núcleo de la columna**

La longitud que se requiere para el anclaje debe ser menor o igual a la longitud disponible.

La longitud de desarrollo requerida se determina como:

$$L_{dh req} = \frac{f_y \Phi_{vig}}{16\sqrt{f'_c}}$$

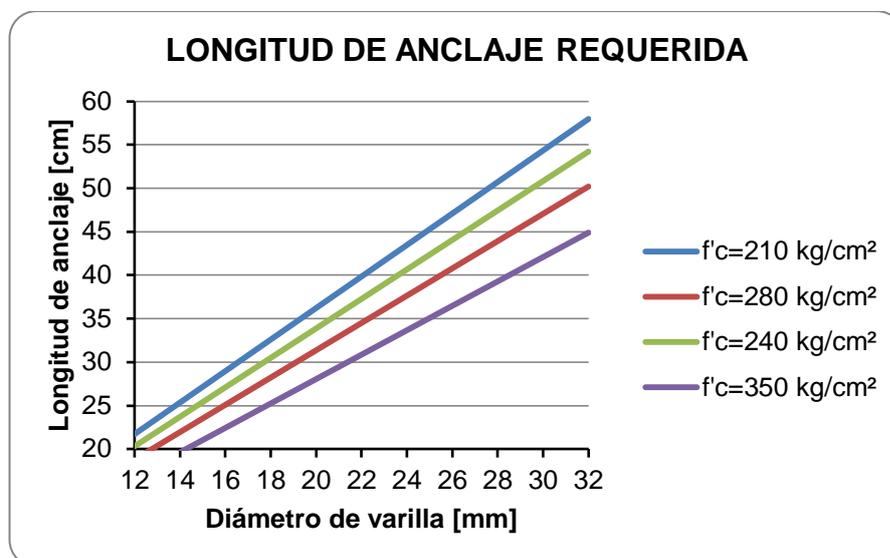
En la siguiente tabla se presenta las longitudes requeridas para diferentes diámetros de varillas desde  $\Phi$  12 mm hasta  $\Phi$  32 mm y diferente resistencia a la compresión del hormigón desde 210 kg/cm<sup>2</sup> hasta 350 kg/cm<sup>2</sup>.

Para otros casos la longitud requerida se puede calcular con la expresión anteriormente descrita.

**Tabla 5**  
**Longitud de anclaje requerida según ACI 352-85**

LONGITUD DE ANCLAJE REQUERIDA				
$f_y$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	4200	4200	4200	4200
$f'c$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	<b>210</b>	<b>240</b>	<b>280</b>	<b>350</b>
$\Phi$ As vig [mm]	Ldh req [cm]			
12	21.74	20.33	18.82	16.84
14	25.36	23.72	21.96	19.64
16	28.98	27.11	25.10	22.45
18	32.61	30.50	28.24	25.26
20	36.23	33.89	31.37	28.06
22	39.85	37.28	34.51	30.87
25	45.29	42.36	39.22	35.08
28	50.72	47.44	43.92	39.29
32	57.97	54.22	50.20	44.90

Si se expresa los resultados de la tabla en una gráfica se tiene que:



**Figura 17. Longitud de anclaje requerida para diferentes diámetros de varilla y resistencias de hormigón.**

Se evidencia que la longitud de anclaje requerida disminuye cuando se incrementa la resistencia a la compresión del hormigón y aumenta cuando se incrementa el diámetro de varilla.

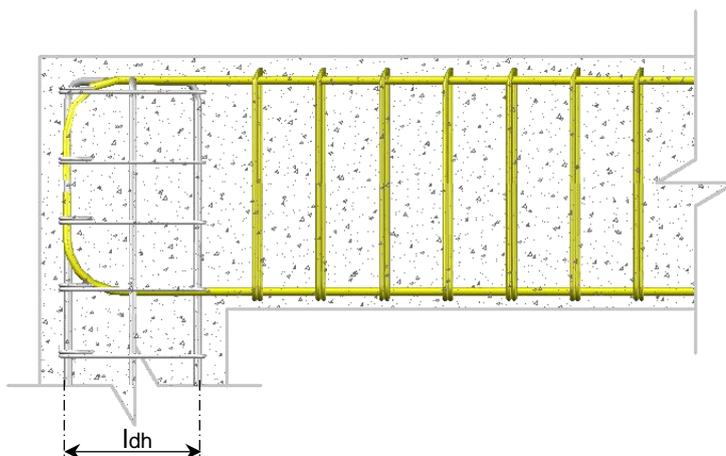
La longitud de anclaje requerida puede disminuirse en un 20% si el espaciamiento de estribos en la columna  $s_h$  es menor o igual a  $3 \Phi_{vig}$ , tomándose el diámetro menor de la armadura de la viga.

**Tabla 6**

**Longitud de anclaje requerida disminuida por condición de estribos menos separados en la columna.**

LONGITUD DE ANCLAJE REQUERIDA DISMINUIDA					
fy [Kg/cm <sup>2</sup> ]		4200	4200	4200	4200
f'c [Kg/cm <sup>2</sup> ]		210	240	280	350
sh [cm]	Φ As vig [mm]	Ldh req [cm]			
≤ 3.60	12	17.39	16.27	15.06	13.47
≤ 4.20	14	20.29	18.98	17.57	15.71
≤ 4.80	16	23.19	21.69	20.08	17.96
≤ 5.40	18	26.08	24.40	22.59	20.20
≤ 6.00	20	28.98	27.11	25.10	22.45
≤ 6.60	22	31.88	29.82	27.61	24.69
≤ 7.50	25	36.23	33.89	31.37	28.06
≤ 8.40	28	40.58	37.96	35.14	31.43
≤ 9.60	32	46.37	43.38	40.16	35.92

La sección crítica donde se considera que empieza la longitud de desarrollo para cargas reversibles, es en la parte exterior del núcleo de la columna (el recubrimiento no sirve para el efecto cuando se halla agrietado), como se indica en la siguiente figura:



**Figura 18. Longitud de anclaje de varillas en conexiones exteriores**

## 2.4.6 CONFINAMIENTO

Para que el mecanismo de puntal se comporte adecuadamente, el nudo debe ser confinado por estribos cerrados o ganchos que abracen las varillas longitudinales de las columnas.

El espaciamiento máximo  $s_h$  entre capas de refuerzo de acero horizontal  $A_{sh}$  se determina como:

$$s_h = \min \begin{cases} b_c/4 \\ h_c/4 \\ 6 \varnothing_{col} \text{ (menor)} \\ 15 \text{ cm} \end{cases} \quad A_{sh} = \max \begin{cases} \frac{0.3 s_h h'' f'_c \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right)}{f_{yh}} \\ \frac{0.09 s_h h'' f'_c}{f_{yh}} \end{cases}$$

Siendo

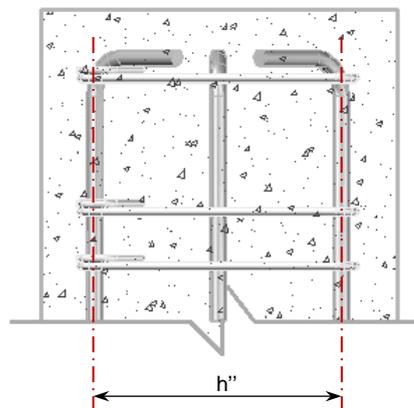
$b_c, h_c$ : Dimensiones del núcleo de la columna.

$\varnothing_{col}$ : Diámetro menor de la varilla en la columna.

$h''$ : Dimensión perpendicular al sentido de análisis medido centro a centro del estribo exterior.

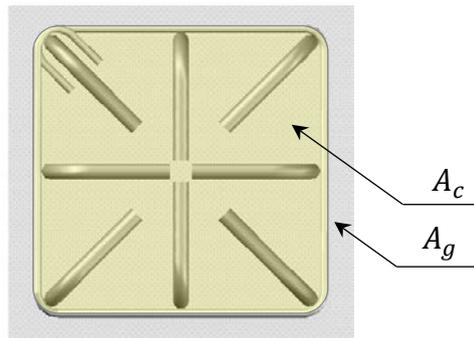
$A_g$ : Área de la sección total de hormigón.

$A_c$ : Área del núcleo de la columna entre bordes exteriores de estribos.



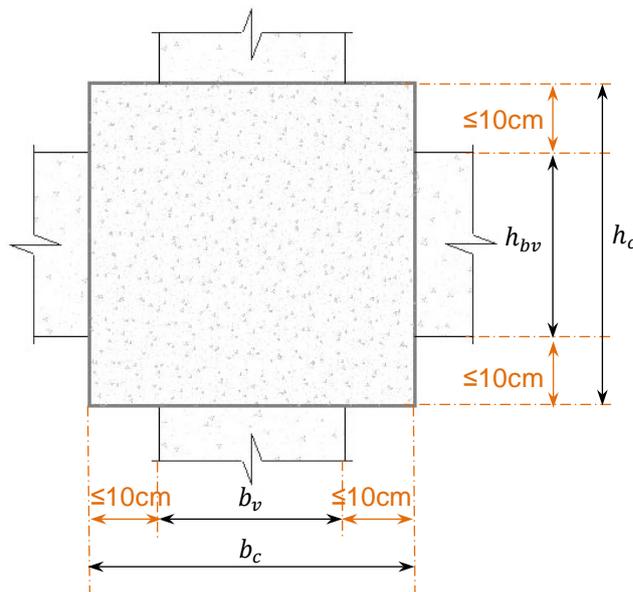
**Figura 19. Dimensión del núcleo de la columna entre centros de estribo**

Fuente: Placencia, 1987



**Figura 20. Área del núcleo confinado**

Si se trata de conexiones interiores de entrepiso, donde 6 miembros concurren al nudo, se puede reducir un 50% la cantidad de refuerzo transversal, siempre y cuando el ancho de cada viga sea al menos de  $\frac{3}{4}$  del ancho de la columna y además la distancia entre la cara de la viga y la esquina de la columna sea menor a 10 cm.



**Figura 21. Condiciones para la disminución de acero transversal**

Fuente: Placencia, 1987

El acero de refuerzo  $A_{sh}$  se calcula en las dos direcciones de análisis seleccionando el valor más crítico.

### 2.4.7 CHEQUEO COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL

Para que las rótulas plásticas se originen en las vigas y no en las columnas, la capacidad mínima a flexión de la columna, debe ser mayor que la capacidad máxima a flexión de las vigas.

Se especifica que la capacidad a momento en la columna que llega al nudo no deberá ser menor que 1.4 veces la suma de la capacidad a momento de las vigas que llegan al mismo nudo, de modo que:

$$\sum M_{col} \geq 1.4 \sum M_{vig}$$

Donde el momento por cortante en las vigas se obtiene de:

$$M_{1,2} = A_{s1,2} \alpha f_y \left( d - \frac{A_{s1,2} \alpha f_y}{2 \phi f'_c b} \right)$$

$M_{1,2}$ : Momento por cortante inferior y superior (Mpa).

$A_{s1,2}$ : Acero de refuerzo inferior y superior de la viga (mm<sup>2</sup>).

$\alpha$ : Factor amplificador de esfuerzos para el refuerzo longitudinal en la interfase junta-miembro.

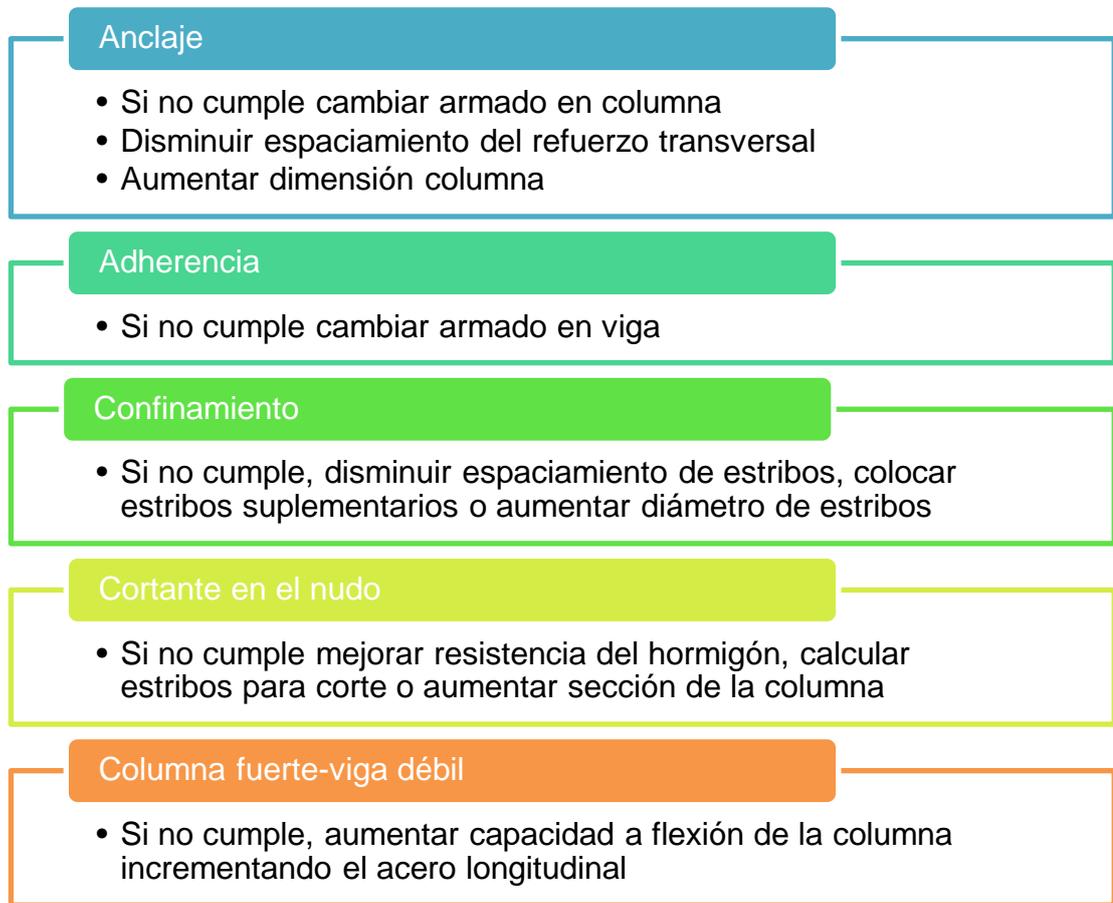
$f_y$ : Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo (Mpa).

$d$ : Distancia de la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal de tracción.

$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón en la conexión (Mpa).

$b$ : Ancho de la viga (mm).

#### 2.4.8 RESUMEN DEL PROCEDIMIENTO ACI 352-85



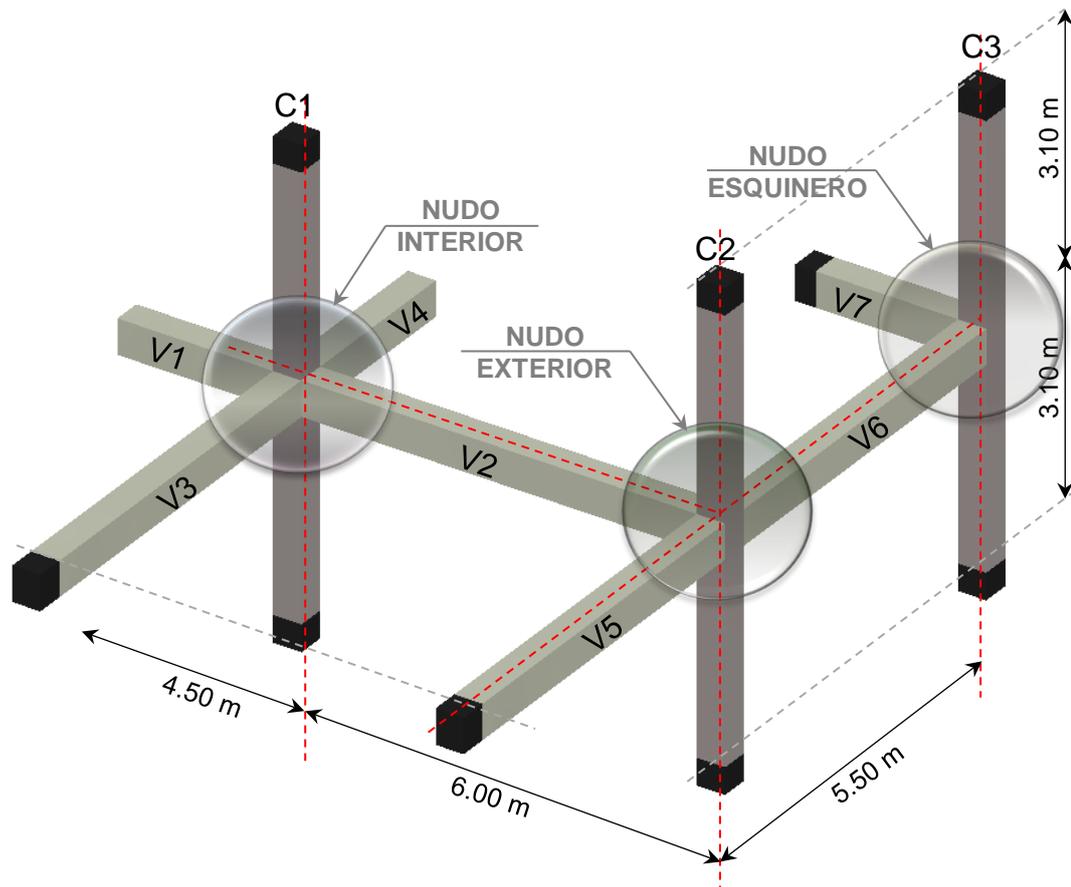
**Figura 22. Resumen del procedimiento (ACI 352-85)**

## 2.4.9 EJEMPLO DE CÁLCULO

### 2.4.9.1 UNIÓN INTERIOR

El siguiente ejemplo se basa en el Diseño De Las Conexiones Viga-Columna De Estructuras De Hormigón Armado Situadas en zonas sísmicas por M.Sc. Patricio Placencia Andrade (Placencia, 1987).

Suponer que luego del cálculo y combinaciones de carga vertical y horizontal, se ha llegado al siguiente diseño del acero longitudinal en vigas y en columnas:



**Figura 23. Área de estudio tridimensional (ACI 352-85)**

Fuente: Placencia, 1987.

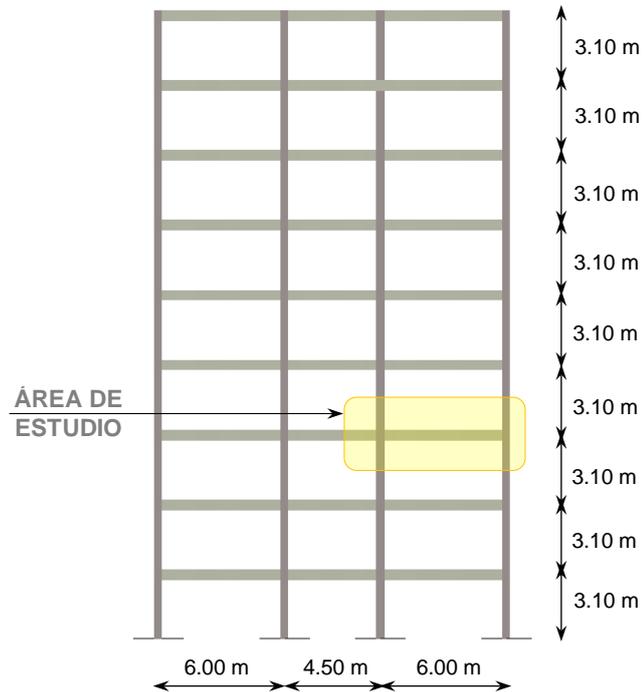


Figura 24. Área de estudio en elevación (ACI 352-85)

Tabla 7

Longitud de anclaje requerida según ACI 352-85

VIGAS	b (cm)	h (cm)	As superior	As inferior
<b>VIGA 1</b>	40	50	4 $\Phi$ 25 mm	4 $\Phi$ 20 mm
<b>VIGA 2</b>	40	50	4 $\Phi$ 25 mm	4 $\Phi$ 20 mm
<b>VIGA 3</b>	40	50	4 $\Phi$ 25 mm	4 $\Phi$ 20 mm
<b>VIGA 4</b>	40	50	4 $\Phi$ 25 mm	4 $\Phi$ 20 mm
<b>VIGA 5</b>	40	50	4 $\Phi$ 22 mm	3 $\Phi$ 20 mm
<b>VIGA 6</b>	40	50	3 $\Phi$ 22 mm	3 $\Phi$ 20 mm
<b>VIGA 7</b>	40	50	3 $\Phi$ 22 mm	3 $\Phi$ 20 mm

COLUMNA	b (cm)	h (cm)	As
<b>COLUMNA 1</b>	40	40	8 $\Phi$ 25 mm
<b>COLUMNA 2</b>	40	40	8 $\Phi$ 25 mm
<b>COLUMNA 3</b>	40	40	8 $\Phi$ 20 mm

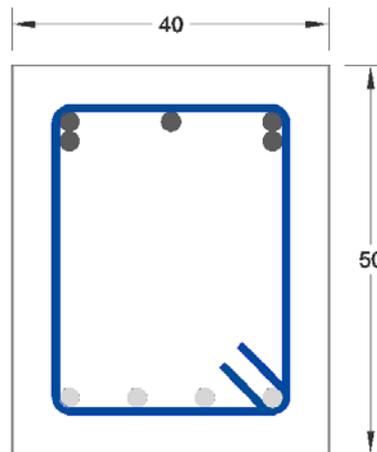
**Materiales**

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

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

### Chequeos iniciales Vigas V1, V2, V3, V4

- El diámetro de las varillas de la viga,  $\varnothing 25$  mm, es excesiva para la columna de 40x40. Se puede sustituir los 4 $\varnothing 25$ mm (19.63 cm<sup>2</sup>), por 5  $\varnothing 22$ mm (19.01 cm<sup>2</sup>), o aumentar la sección de la columna a 50x50. Eso se decide al revisar el cortante en el nudo.
- Se cambia a 5 $\varnothing 22$  colocando una distribución que permita el vibrado del hormigón en la viga de modo que la distribución sea:

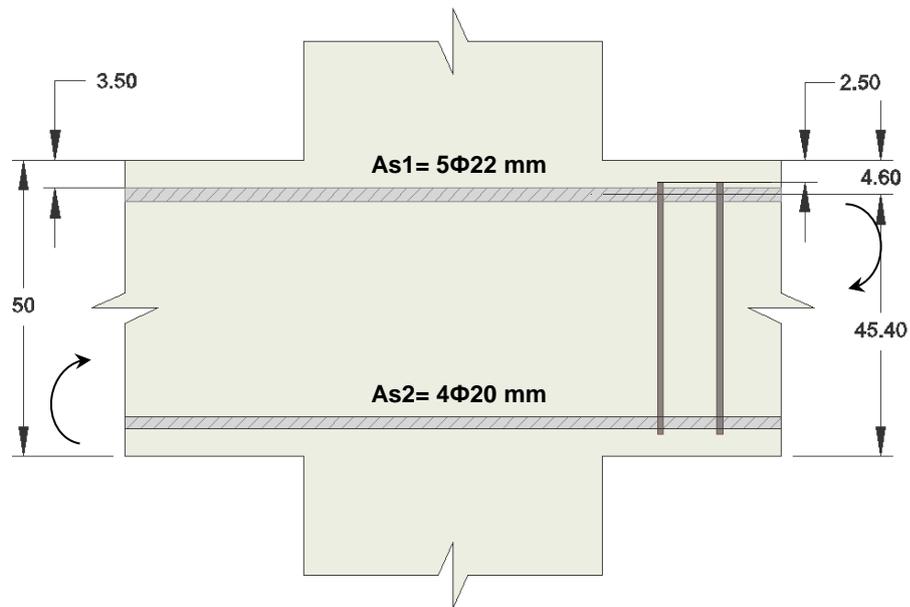


**Figura 25. Distribución de acero en la viga**

- El diámetro de las varillas de la columna es aceptable para el peralte de la viga:  $20 \times \varnothing 25 = 50$  cm.

### Cortante

En este nudo, la columna es cuadrada y los aceros de las vigas en una y otra dirección son iguales, así es que el diseño en una dirección es aplicable también para la otra dirección. En una situación diferente, el diseño se lo debe hacer por separado en cada dirección.



**Figura 26. Conexión interior**

**Cortante actuante**

$$M_{1,2} = A_{s1,2} \alpha f_y \left( d - \frac{A_{s1,2} \alpha f_y}{2 \phi f'_c b} \right)$$

$$A_{s1} = 5\phi 22 \text{ mm} = 19.01 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = 4\phi 20 \text{ mm} = 12.57 \text{ cm}^2 > 0.5 A_{s1} \text{ (Confinamiento efectivo) CUMPLE}$$

$$M_1 = 12.57 * 1.25 * 4200 \left( 45.40 - \frac{12.57 * 1.25 * 4200}{1.7 * 210 * 40} \right) = 26.90 \text{ t.m}$$

$$M_2 = 19.01 * 1.25 * 4200 \left( 45.40 - \frac{19.01 * 1.25 * 4200}{1.7 * 210 * 40} \right) = 38.33 \text{ t.m}$$

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H_{col}} = \frac{26.90 + 38.33}{3.10} = 21.04 \text{ t}$$

$$T_1 = A_{s1} \alpha f_y = 19.01 * 1.25 * 4200 = 99.78 \text{ t}$$

$$T_2 = A_{s2} \alpha f_y = 12.57 * 1.25 * 4200 = 65.97 \text{ t}$$

$$V_j = T_1 + T_2 - V_{col}$$

$$V_j = 144.72 \text{ t}$$

### Ancho de nudo

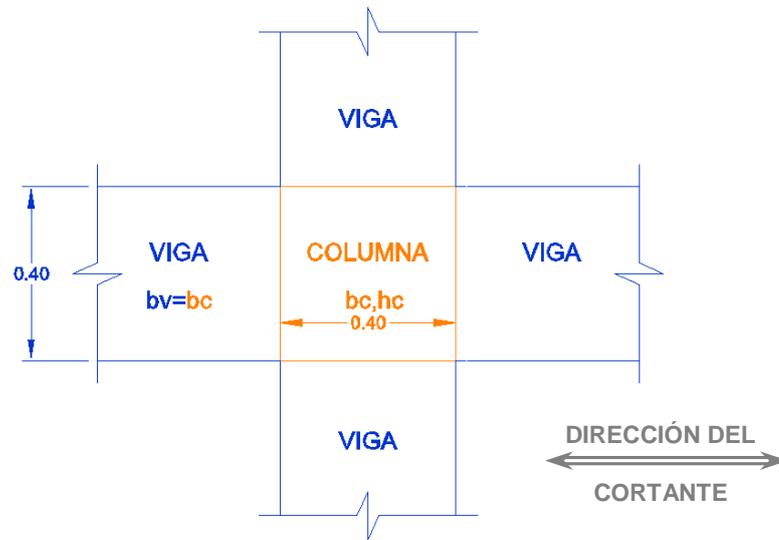


Figura 27. Ancho de nudo  $b_j$  (Placencia, 1987).

$$V_n = \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$$

$$\gamma = 5.3 \text{ (interior)}$$

$$b_j = \frac{(b_v + b_c)}{2} = 40 \text{ cm}$$

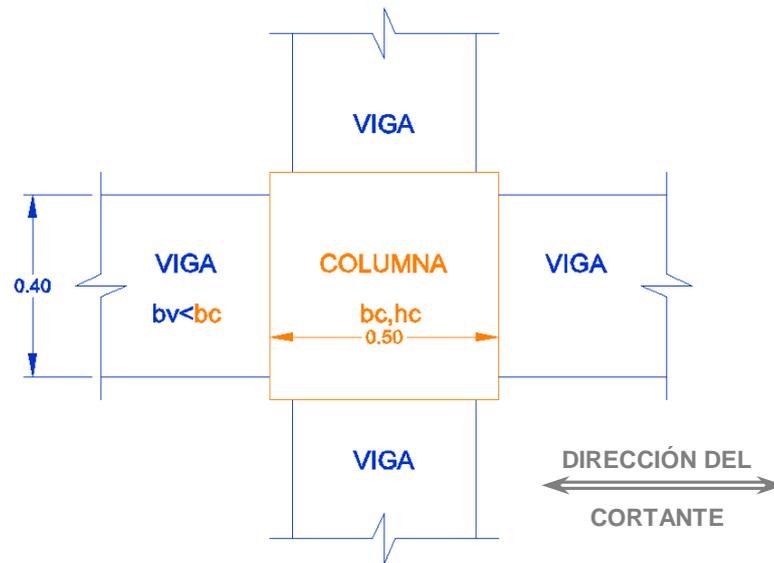
$$V_n = 5.3 * \sqrt{210} * 40 * 40 = 122.80 \text{ t}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 122.89 = 104.45 \text{ t} \leq V_j = 144.72 \text{ t} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Existen dos alternativas de solución

- Aumentar  $f'_c$  a  $407 \text{ kg/cm}^2$  (manteniendo  $b_c = h_c = 40 \text{ cm}$ ) pero no es posible debido a que la máxima resistencia a la compresión del hormigón liviano es de  $350 \text{ kg/cm}^2$  (ACI 318-08, 21.1.4.3).
- Aumentar el tamaño de la columna

Como solución se incrementa la sección del nudo aumentando las dimensiones de la columna de  $40 \times 40$  a  $50 \times 50$ .



**Figura 28. Ancho de nudo  $b_j$  columna incrementada (Placencia, 1987).**

$$b_j = \frac{50 + 40}{2} = 45 \text{ cm}$$

$$h_c = 50 \text{ cm}$$

$$V_n = 5.3 * \sqrt{210} * 45 * 50 = 172.81 \text{ t}$$

### **Cortante resistente**

$$\phi V_n = 146.89 \text{ t}$$

$$\phi V_n = 146.89 \text{ t} > V_j = 144.72 \text{ t} \quad \text{CUMPLE}$$

El aumento en la dimensión de la columna es apenas aceptable. Queda a criterio del calculista la necesidad de recalcularse la estructura con las nuevas dimensiones.

En este ejemplo se asume que la armadura de la columna, 8Ø25, es aceptable incluso en la estructura recalculada.

### Cuantía de acero en la columna

$$\rho = \frac{8 * 4.9}{50 * 50} = 1.57\%$$

$$1\% \leq \rho \leq 3\% \quad \text{CUMPLE}$$

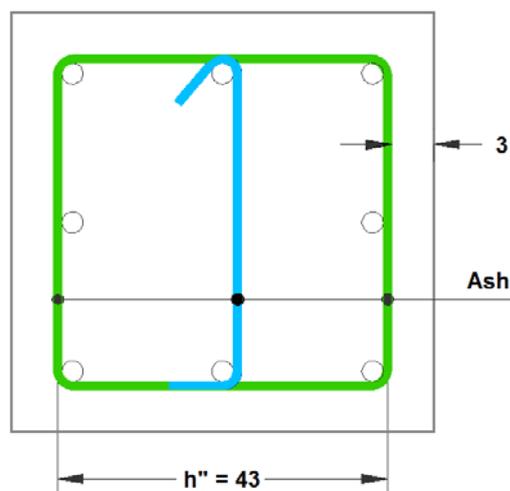
### Deterioro de la adherencia

$$h_c \geq 20 \phi_{vig} = 20 * 2.2 = 44 \text{ cm}$$

$$50 \text{ cm} > 44 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE}$$

### Refuerzo de confinamiento en el nudo

El refuerzo de confinamiento se lo calcula independientemente en cada dirección. El refuerzo  $A_{sh}$  se lo coloca en dirección perpendicular a la dimensión  $h''$  utilizada:



**Figura 29. Refuerzo de confinamiento (Placencia, 1987)**

En la figura se indica la rama suplementaria para un sentido, cabe mencionar que por ser una columna cuadrada, la rama suplementaria debe ir en ambas direcciones.

$h''$  entre centros de estribo:

$$h'' = 50 - 2 * 3 - 1 = 43 \text{ cm}$$

Espaciamiento  $s_h$  del refuerzo de confinamiento

$$s_h \leq \min\left(\frac{b_c}{4}; \frac{h_c}{4}; 6\phi_{menor \text{ col}}; 15 \text{ cm}\right)$$

$$s_h \leq \min(12.5; 12.5; 15; 15 \text{ cm})$$

$$s_h \leq 12.5 \text{ cm}$$

$$s_{h \text{ dise\u00f1o}} \leq 12.5 \text{ cm}$$

Acero transversal

$$A_{sh} \geq \max\left[0.3 \frac{S_h h'' f'_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right); 0.09 \frac{S_h h'' f'_c}{f_{yh}}\right]$$

$$h'' = 43 \text{ cm}$$

$$A_c = (50 - 2 * 3)^2 = 1936 \text{ cm}^2$$

$$A_g = 50 * 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh} \geq \max\left[0.3 \frac{12.5 * 43 * 210}{4200} \left(\frac{2500}{1936} - 1\right); 0.09 \frac{12.5 * 43 * 210}{4200}\right]$$

$$A_{sh} \geq \max[2.35; 2.42]$$

$$A_{sh} = 2.42 \text{ cm}^2 \text{ cada } 12.5 \text{ cm}$$

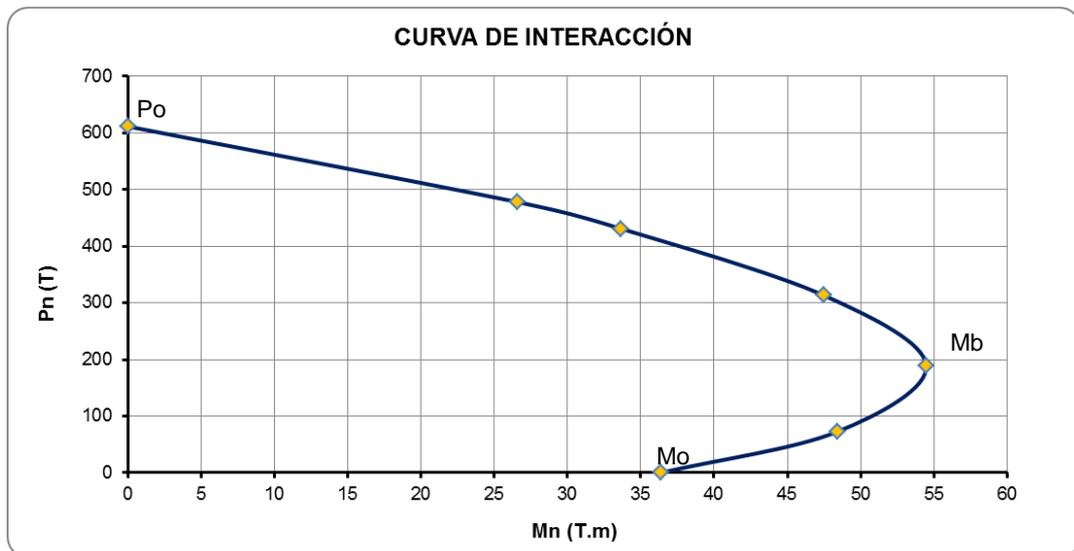
Para este nudo interior,  $b_v=40$  cm y  $b_c=50$  cm, el ancho de la viga es mayor que  $\frac{3}{4}$  el ancho de la columna, es decir,  $b_v > \frac{3}{4} b_c = 37.5$  cm; por tanto, es permitido utilizar la mitad del acero de confinamiento calculado.

$$A_{sh \text{ req}} = 0.5 A_{sh \text{ calc}} = \frac{2.42 \text{ cm}^2}{2} \text{ cada } 12.5 \text{ cm} = 1.21 \text{ cm}^2 \text{ cada } 12.5 \text{ cm}$$

$$A_{sh \text{ dise\u00f1o}} = 3 \text{ ramas } \phi 10 \text{ mm } (2.36 \text{ cm}^2) \text{ cada } 12.5 \text{ cm}$$

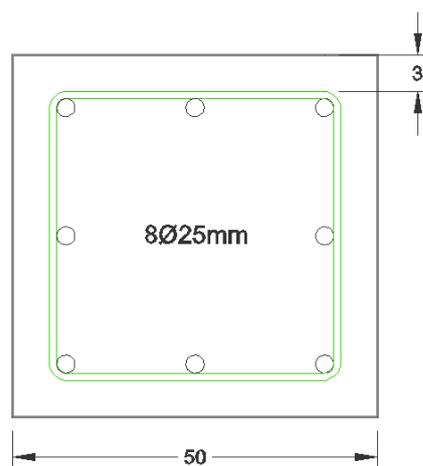
### Ubicación de la rótula plástica

La capacidad a flexión de la columna, el diagrama de interacción se obtuvo mediante un programa propio, cuyo anexo se puede verificar en el Capítulo 3.



**Figura 30. Diagrama de interacción de la columna**

La sección con la que se determinó el diagrama fue la columna de 50x50 cm con recubrimiento de 3 cm.



**Figura 31. Sección transversal de la columna**

### Diagrama de interacción de la columna

Todos son valores nominales. Ningún factor  $\phi$  ha sido aplicado. La capacidad a flexión de la columna es  $M_o = 36.36 T.m$ , cuando se deja de lado la carga axial. Esta es una capacidad a flexión unidireccional.

La carga axial máxima sin tomar en cuenta el momento es de  $P_o = 611 t$ .

La carga axial balanceada y momento balanceado son  $P_b = 189.66 T$  y  $M_b = 54.48 T.m$  respectivamente.

### Capacidad a flexión de las vigas

$$M_{1,2} = A_{s1,2} f_y \left( d - \frac{A_{s1,2} \alpha f_y}{2 * \phi f'_c b_{viga}} \right)$$

$$M_1 = 12.57 * 4200 \left( 45.40 - \frac{12.57 * 4200}{1.7 * 210 * 40} \right) = 22.01 t.m$$

$$M_2 = 19.01 * 4200 \left( 45.40 - \frac{19.01 * 4200}{1.7 * 210 * 40} \right) = 31.78 t.m$$

Se pueden simplificar estos cálculos utilizando los valores de  $M_1$  y  $M_2$  inicialmente calculados y dividiéndolos para 1.25:

$$M_{n1s} \cong \frac{M_1}{1.25} = \frac{26.90}{1.25} = 21.52 t.m$$

$$M_{n2s} \cong \frac{M_2}{1.25} = \frac{38.33}{1.25} = 30.66 t.m$$

Los valores calculados con la ecuación son más altos que los simplificados, se realiza el cálculo con los primeros.

**Nota:** No se ha incluido la contribución del refuerzo de la losa en el cálculo de  $M_{n1}$ , por ser consecuentes con las recomendaciones del ACI 352-

85. El factor 1.4 que se utiliza toma en cuenta en cierto porcentaje la contribución de  $A_s$  de la losa.

### Relación de capacidades a flexión

$$\sum M_{vigas} = M_{n1} + M_{n2} = 22.01 + 31.78 = 53.79 \text{ t.m}$$

$$\sum M_{col} \geq 1.4 \sum M_{vig}$$

Para obtener el momento de la columna se debe considerar que en esta siempre existirá cierta carga axial por lo que es necesario definirla para obtener el momento del diagrama de interacción.

Suponiendo que del cálculo se tiene:

Columna Superior:	$P_L = 61 \text{ t}$	Cargas sin mayorar
	$P_D = 133 \text{ t}$	
	$\leftrightarrow P_S = \pm 21 \text{ t}$	
	$\updownarrow P_S = \pm 2.0 \text{ t}$	

Columna Inferior:	$P_L = 53 \text{ t}$
	$P_D = 114 \text{ t}$
	$\leftrightarrow P_S = \pm 17 \text{ t}$
	$\updownarrow P_S = \pm 1.95 \text{ t}$

Donde el subíndice L representa carga viva, D carga muerta, S carga sísmica.

Analizando el caso de sismo  $\leftrightarrow$ , la mínima carga axial que pueden tener las columnas, según las combinaciones del NEC-11 es:

Columna Superior:	$P = 1.2 * 133 + 61 - 1 * 21 = 199.60 \text{ t}$
-------------------	--

Columna Inferior:	$P = 1.2 * 144 + 53 - 1 * 17 = 208.80 \text{ t}$
-------------------	--

Los momentos resistentes asociados con estas cargas se los obtiene del mismo gráfico de interacción, y son 54.79 y 54.99 t.m respectivamente.

$$\text{así, } \sum M_{col} = 54.79 + 54.99 = 109.78 \text{ t.m}$$

$$\frac{\sum M_{col}}{\sum M_{vig}} = \frac{109.78 \text{ t.m}}{53.79 \text{ t.m}} \geq 1.4$$

2.04 > 1.4 CUMPLE

Se ha completado el diseño-revisión del nudo interior. Con miras a tener un esquema del refuerzo longitudinal y transversal definitivo en el nudo, conviene diseñar el refuerzo transversal en las columnas, de esa forma se podrá comparar entre los diseños de cabeza y pie de columna con el del nudo.

### **Estribos en columnas: (Cabeza y pie)**

$$\text{Área estribos} = \text{máx} (A_{v1}, A_{v2}, A_{sh})$$

$$A_{v1} = A_v \text{ para cubrir el corte actuante de cálculo, } V_u$$

$$A_{v2} = A_v \text{ para cubrir el corte actuante por capacidad, } V_n$$

$$A_{sh} = \text{Refuerzo transversal por confinamiento.}$$

### **Cálculo de $A_{v1}$**

Se requiere el cortante  $V_u$

Del cálculo se tiene:

	V↔	V↕
$V_D$	1.68	0.25
$V_L$	0.77	0.11
↔ $V_S$	10.11	0.35
↕ $V_S$	0.09	11.2

Col. Superior

	V↔	V↕
	1.97	0.31
	0.91	0.14
	9.67	0.29
	0.09	10.9

Col. Inferior

## Combinaciones de carga

COMBINACIONES	COL. SUPERIOR		COL. INFERIOR	
	↔	↓	↔	↓
1.4 D	2.35	0.35	2.76	0.43
1.2 D + 1.6 L	3.25	0.48	3.82	0.60
1.2 D + 1 E↔ + L	12.90	0.76	12.94	0.80
1.2 D + 1 E↓ + L	2.88	11.61	3.36	11.41

Col. Superior:  $V_u = 12.90 \leftrightarrow$ Col. Inferior:  $V_u = 12.94$  $V_u = 11.61 \downarrow$  $V_u = 11.41$ 

Habría que diseñar cada columna y en las dos direcciones. En este ejemplo se utilizará  $V_u = 12.94$  para el diseño de todos los casos.

$$V_u = 12.94 t$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_c d$$

$$V_c = 0.53 * \sqrt{210} * 50 * 47 = 18.05 t$$

$$\phi V_c = 15.34 t$$

$$\phi V_c \geq V_u$$

$$15.34 t > 12.94 t \quad \text{CUMPLE}$$

En el caso en que no se cumpliera la condición se puede determinar la contribución del cortante que resiste el acero transversal de modo que:

$$\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi}$$

$V_s$ : Cortante que resiste el acero.

**Espaciamiento de estribos: (En cabeza y pie de columna)**

$$s \leq \min\left(\frac{b_c}{4}; \frac{h_c}{4}; 10 \text{ cm}\right)$$

$$s \leq \min(12.5; 12.5; 10 \text{ cm})$$

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

El área de refuerzo transversal se calcula con la siguiente expresión:

$$A_v = \frac{V_s s}{f_y d}$$

Área mínima de refuerzo transversal en columna:

$$A_{v \min} = 3.52 \frac{b_w s}{f_y} = 3.52 \frac{50 * 10}{4200} = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$\therefore A_{v1} = 0.42 \text{ cm}^2$$

**Cálculo de  $A_{v2}$** 

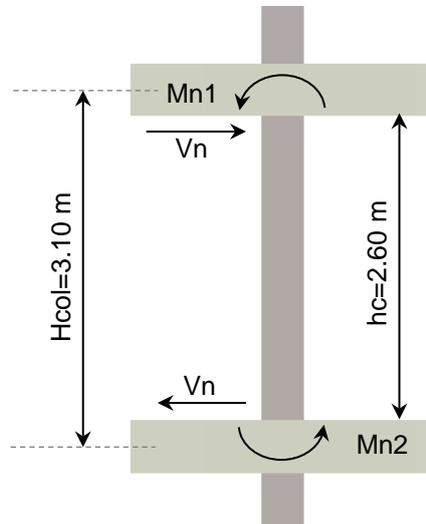
Este diseño es mucho más importante que el primero, no sólo porque la fuerza cortante actuante  $V_n$  será siempre mayor a  $V_u$ , y por tanto  $A_{v2}$  será mayor que  $A_{v1}$ , sino porque al realizar el diseño de cortante partiendo de la capacidad a flexión, se está garantizando que la falla en la columna sea por flexión y no por corte.

Se requiere conocer la máxima capacidad a flexión de la columna en base al refuerzo que tiene.

Del diagrama de interacción  $P_n$ - $M_n$ , se observa que el máximo momento que puede resistir la columna es  $M_b=54.48 \text{ t.m}$ , cuando  $P=P_b=189.66 \text{ t}$

El valor de  $P = 189.66 \text{ t}$  puede ser obtenido en algún instante, con alguna combinación de carga, y será entonces posible que en la columna actué un momento  $M = 54.48 \text{ t.m}$

Es con este momento máximo posible para el cual se diseña el refuerzo a corte en la columna:



**Figura 32. Elevación de la columna (Placencia, 1987).**

$h_c$ : Altura libre de la columna.

$$M_{n1} = M_{n2} = 54.48 \text{ t.m}$$

$$V_n = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{h_c} = \frac{2 * 54.48}{2.60} = 41.91 \text{ t}$$

En el caso más desfavorable, la fuerza cortante  $V_u$  será igual a  $V_n$

$$\therefore V_u = 41.91 \text{ t}$$

$$V_{s \max} = 2.1 \sqrt{f'_c} b d$$

$$V_{s \max} = 2.1 \sqrt{210} * 50 * 46 = 71.51 \text{ t}$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{41.91 - 0.85 * 18.05}{0.85} = 31.25 \text{ t} < 71.51 \text{ t}$$

$$A_{v2} = \frac{V_s s}{f_y d} = \frac{31250 * 10}{4200 * 47} = 1.58 \text{ cm}^2$$

### Cálculo del acero de confinamiento $A_{sh}$ en la columna

$$A_{sh} \geq \max \left[ 0.3 \frac{S_h h'' f'_c}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) ; 0.12 \frac{S_h h'' f'_c}{f_{yh}} \right]$$

$$h'' = 43 \text{ cm}$$

$$A_{sh} \geq \max \left[ 0.3 \frac{10 * 43 * 210}{4200} \left( \frac{2500}{1936} - 1 \right) ; 0.12 \frac{10 * 43 * 210}{4200} \right]$$

$$A_{sh} \geq \max[1.88 ; 2.58]$$

$$\therefore A_{sh} = 2.58 \text{ cm}^2$$

Así, Área de estribos =  $\max (A_{v1}, A_{v2}, A_{sh})$

$$(0.42 \text{ cm}^2, 1.58 \text{ cm}^2, 2.58 \text{ cm}^2)$$

$$\therefore A_{estr.} = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$A_{estr.diseño} = 2 \text{ ramas } \emptyset 10 + 2 \text{ ramas } \emptyset 8 \text{ cada } 10 \text{ cm} = 2.58 \text{ cm}^2$$

El diseño del nudo requería una cantidad de acero inferior en el nudo que en la columna, por lo que manda el diseño a confinamiento de la columna.

Se hace una redistribución de los aceros en la columna para incorporar las 4 ramas suplementarias de refuerzo transversal.

Este refuerzo se colocará en cabeza y pie de la columna, hasta por lo menos una distancia  $l_o \geq \max(b_c, h_c, \frac{l_c}{6}, 50 \text{ cm})$ , es decir  $l_o \geq \max(50, 50, \frac{2.6}{6}, 50 \text{ cm})$ .

$$\therefore l_o = 50 \text{ cm}$$

Armado final Columna C1:

Longitudinal: 12 $\Phi$ 20 mm

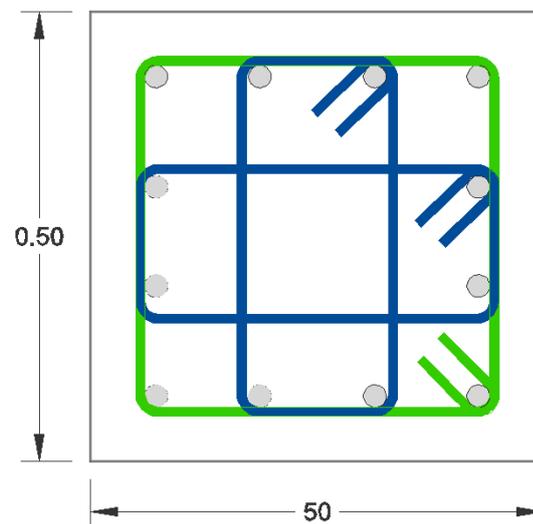
Tranversal: 1 E $\Phi$ 10 mm principal cada 10 cm

1 E $\Phi$ 8 mm secundario cada 10 cm

Armado final Nudo interior:

Tranversal: 1 E $\Phi$ 10 mm principal cada 12.5 cm

1 E $\Phi$ 8 mm secundario cada 12.5 cm



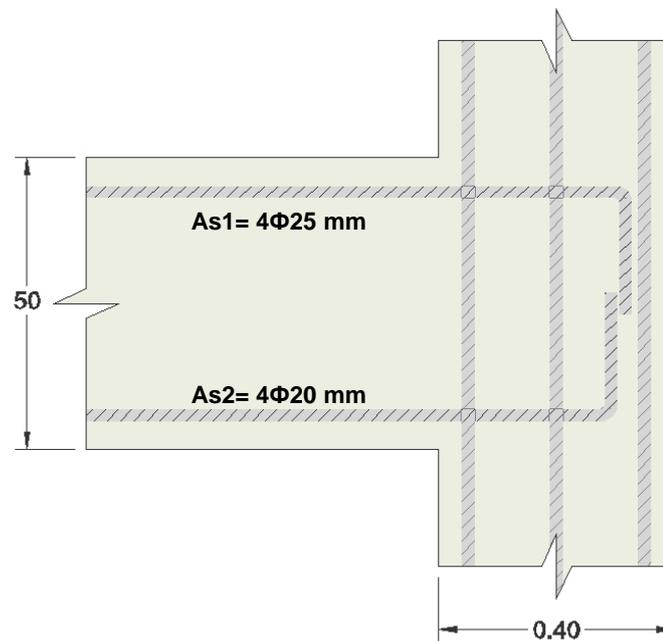
**Figura 33. Diseño de la conexión interior (Placencia, 1987).**

Este diseño final es el armado más conveniente para toda la columna incluyendo el nudo.

### 2.4.9.2 UNIÓN DE BORDE (EXTERIOR)

El siguiente ejemplo se basa en el Diseño De Las Conexiones Viga-Columna De Estructuras De Hormigón Armado Situadas En Zonas Sísmicas por M.Sc. Patricio Placencia Andrade (EPN).

Análisis en la dirección perpendicular al borde: Viga V2

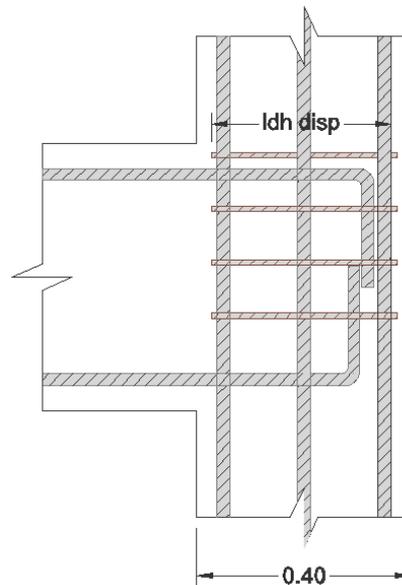


**Figura 34. Conexión exterior (Placencia, 1987).**

#### Revisión de la longitud de anclaje

$$l_{dh req} = \frac{1.25 f_y \phi_{vig}}{20 \sqrt{f'_c}} = \frac{1.25 * 4200 * 2.5}{20 \sqrt{210}} = 45.30 \text{ cm}$$

Para el cálculo de la longitud de anclaje disponible se emplea  $h_c = 40$  cm con propósitos didácticos ya que el corte paralelo al borde requiere una columna más grande como se obtuvo anteriormente en la conexión interior.



**Figura 35. Longitud de anclaje disponible en conexión exterior (Placencia, 1987).**

$$l_{dh\ disp} = 40 - 2 * 3 + 1 = 35 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Se debe cambiar 4Ø25 mm por 5Ø22 mm en el acero superior de la viga.

$$l_{dh\ req} = 45.3 * \frac{22}{25} = 39.80 \text{ cm}$$

Con Ø22 mm en la viga se tiene:  $l_{dh\ disp} \geq l_{dh\ req}$  pero se requiere incrementar el tamaño de la columna, de 40 cm a  $(39.8+2(3)+1)= 46.80$  cm, es decir  $h_c = 50 \text{ cm}$ .

Otra alternativa de solución es rebajar el espaciamiento de los estribos en el nudo:

$$\text{Si } S_h \leq 3 \phi_{vig}, \quad l_{dh\ req} = l_{dh\ req} * 0.8$$

No se elige esta última opción debido a que no es conveniente tener una separación muy pequeña entre estribos en el nudo, por la congestión de hierros que se genera. Se opta por aumentar el tamaño de la columna de a 50x50 cm.

**Cortante**

$$A_{s1} = 5\phi 22 \text{ mm} = 19.01 \text{ cm}^2$$

$A_{s2}$  no se considera

$$M_1 = 0$$

$$M_2 = 19.01 * 1.25 * 4200 \left( 45.40 - \frac{19.01 * 1.25 * 4200}{2 * \phi * 210 * 40} \right) = 38.33 \text{ t.m}$$

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H_{col}} = \frac{0 + 38.33}{3.10} = 12.36 \text{ t}$$

$$T_1 = 19.01 * 1.25 * 4200 = 99.80 \text{ t}$$

$$T_2 = 0$$

$$V_j = T_1 + T_2 - V_{col} = 99.80 + 0 - 12.36 = 87.44 \text{ t}$$

$$V_n = \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$$

$$\gamma = 4.0 \text{ (Nudo Exterior)}$$

$$b_j = \frac{(b_v + b_c)}{2} = \frac{(40 + 50)}{2} = 45 \text{ cm}$$

$$V_n = 4.0 * \sqrt{210} * 45 * 50 = 130.42 \text{ t}$$

$$\phi V_n = 110.86 \text{ t} > V_j = 87.44 \text{ t} \quad \text{CUMPLE}$$

**Re-evaluación de la longitud de anclaje**

Para:

$$\phi_v = 2.2 \text{ cm}, \quad l_{dh \text{ req}} = 39.80 \text{ cm}$$

Con la columna de 50 cm de peralte paralelo a las varillas de la viga,

$$l_{dh \text{ disp}} = 50 - 2 * 3 + 1 = 45 \text{ cm}$$

$$l_{dh\ disp} > l_{dh\ req}$$

$$45\ cm > 39.8\ cm \quad \text{CUMPLE}$$

### Refuerzo por confinamiento $A_{sh}$

Esta columna exterior es de iguales dimensiones que la interior, todos los cálculos realizados en relación a  $s_h$  y  $A_{sh}$  son válidos, es decir:

$$s_h = 12.5\ cm$$

$$A_{sh} = 2.42\ cm^2\ cada\ 12.5\ cm \quad \text{CUMPLE}$$

$$2\ ramas\ \emptyset\ 10mm + 2\ ramas\ \emptyset\ 8mm\ cada\ 12.5\ cm = 2.58\ cm^2$$

Este diseño se puede optimizar reduciendo  $s_h$  a 10 cm:

$$A_{sh} \geq \max \left[ 0.3 \frac{10 * 43 * 210}{4200} \left( \frac{2500}{1936} - 1 \right) ; 0.09 \frac{10 * 43 * 210}{4200} \right]$$

$$A_{sh} \geq \max[1.88; 1.94]$$

$$A_{sh} = 1.94\ cm^2\ cada\ 10\ cm$$

$$A_{sh\ diseño} = 3\ ramas\ \emptyset\ 10\ mm\ cada\ 10\ cm = 2.36\ cm^2 \quad \text{CUMPLE}$$

Debido a que la columna es cuadrada se puede emplear el diseño de acero transversal en ambas direcciones.

### Ubicación de la Rótula Plástica

En la dirección perpendicular al borde por lo general se cumple la condición debido a la existencia de columna sobre y debajo de la unión, además de estar constituida por una sola viga.

El momento para la columna se obtiene de analizar la carga axial actuante, para este ejemplo se asume que la carga axial es menor que la columna interior es decir 87 t para la columna superior y 78 t para la columna inferior.

Los momentos que se obtienen del diagrama de interacción son 49.31 t.m y 48.77 t.m respectivamente.

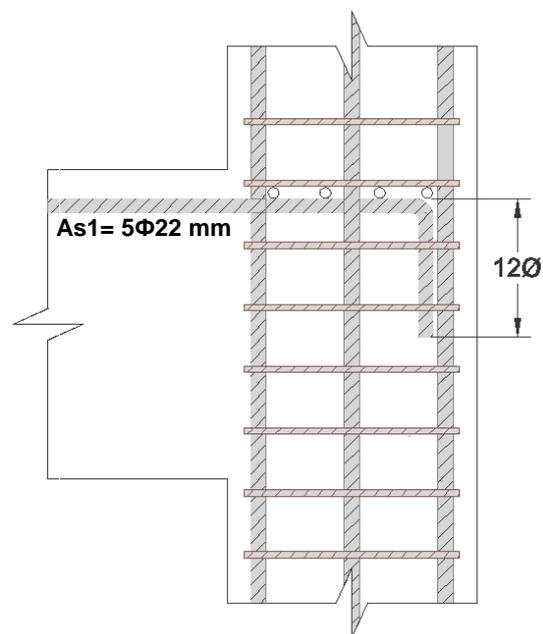
$$M_{n1} = 0$$

$$M_{n2} = \frac{M_{n2}}{1.25} = \frac{38.33 \text{ t.m}}{1.25} = 30.66 \text{ t.m}$$

$$\sum M_{vigas} = M_{n1} + M_{n2} = 0 + 30.66 \text{ t.m} = 30.66 \text{ t.m}$$

$$\sum M_{col} = 49.31 + 48.77 = 98.08 \text{ t.m}$$

$$\frac{98.08}{30.66} = 3.19 > 1.4 \quad \text{CUMPLE}$$



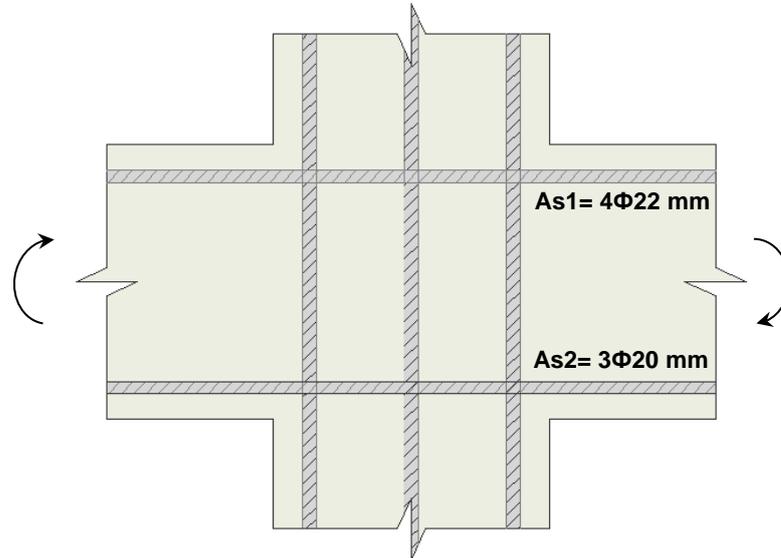
**Figura 36. Detalle de anclaje de refuerzo superior en conexión exterior (Placencia, 1987).**

#### Análisis en la dirección paralela al borde: Vigas V5 y V6

Se inicia el diseño con la dimensión modificada de la columna es decir 50x50cm.

El diseño-revisión en esta dirección es similar al del nudo interior en todos sus pasos, excepto que:

- $\gamma = 4.0$  ( $\gamma = 5.3$  para nudos interiores)
- $A_{sh}$  no podrá ser reducido al 50% (Por confinamiento).



**Figura 37. Conexión interior en columna C2 (Placencia, 1987).**

#### **Deterioro de la Adherencia:**

$$h_{min\ col} \geq 20 \phi_v = 20 * 2.2 = 44\ cm \leq 50\ cm \quad \text{CUMPLE}$$

$$h_{min\ vig} \geq 20 \phi_{col} = 20 * 2.5 = 50\ cm \leq 50\ cm \quad \text{CUMPLE}$$

#### **Cortante**

$$A_{s1} = 4\phi 22 = 15.21\ cm^2$$

$$A_{s2} = 3\phi 20 = 9.42\ cm^2$$

$$M_1 = 9.42 * 1.25 * 4200 \left( 45.40 - \frac{9.42 * 1.25 * 4200}{1.7 * 210 * 40} \right) = 20.75\ t.m$$

$$M_2 = 15.21 * 1.25 * 4200 \left( 45.40 - \frac{15.21 * 1.25 * 4200}{1.7 * 210 * 40} \right) = 31.79\ t.m$$

$$V_{col} = \frac{20.75 + 31.79}{3.10} = 16.94\ t.m$$

$$T_1 = 15.21 * 1.25 * 4200 = 79.83 t$$

$$T_2 = 9.42 * 1.25 * 4200 = 49.48 t$$

$$V_j = 79.83 + 49.48 - 16.94 = 112.36 t$$

$$V_n = 5.3 * \sqrt{210} * 45 * 50 = 172.81 t$$

$$\phi V_n = 146.88 t < V_j = 112.36 t \quad \text{CUMPLE}$$

### Ubicación de la Rotula Plástica

$$\sum M_{vig} \cong \frac{20.75 + 31.78}{1.25} = 42.02 t.m$$

$$\sum M_{col} = 49.31 + 48.77 = 98.08 t.m$$

$$\frac{98.08}{42.02} = 2.33 \geq 1.4$$

CUMPLE

Al verificar la adherencia, el cortante y la ubicación de la rótula plástica se finaliza el diseño del nudo.

### 2.4.9.3 UNIÓN ESQUINERA

En cada dirección se diseña como perpendicular al borde, en todos los pasos, excepto que  $\gamma = 3.2$ .

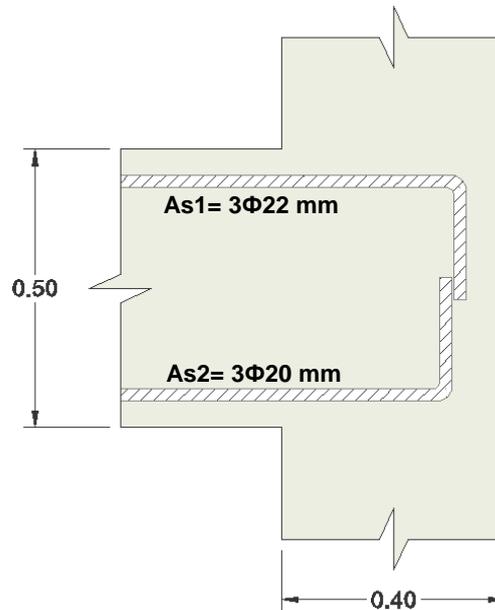


Figura 38. Conexión esquinera en columna C3 (Placencia, 1987).

Si se desea mantener la columna de 40x40, hay que sustituir 3Ø22 (11.4 cm<sup>2</sup>) por 5Ø18 (12.72 cm<sup>2</sup>), y 3Ø20 (9.42 cm<sup>2</sup>) por 4Ø18 (10.18 cm<sup>2</sup>) para mantener una buena adherencia.

#### Longitud de Anclaje

$$l_{dh req} = \frac{1.25 * 4200 * 1.8}{20\sqrt{210}} = 32.60 \text{ cm}$$

$$l_{dh disp} = 40 - 2 * 3 + 1 = 35 \text{ cm}$$

$$l_{dh disp} > l_{dh req} \quad \text{CUMPLE}$$

#### Cortante

$$M_1 = 0$$

$$M_2 = 12.72 * 1.25 * 4200 \left( 45.40 - \frac{12.72 * 1.25 * 4200}{1.7 * 210 * 40} \right) = 27.20 \text{ t.m}$$

$$V_{col} = \frac{0 + 27.20}{3.10} = 8.77 \text{ t}$$

$$T_1 = 12.72 * 1.25 * 4200 = 66.80 \text{ t}$$

$$T_2 = 0$$

$$V_j = 66.80 + 0 - 8.78 = 58.02 \text{ t}$$

$$V_n = \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$$

$$\gamma = 3.2 \text{ (Nudo Esquinero)}$$

$$V_n = 3.2 * \sqrt{210} * 40 * 40 = 74.20 \text{ t}$$

$$\phi V_n = 63.07 \text{ t} > V_j = 58.02 \text{ t} \quad \text{CUMPLE}$$

### Refuerzo de Confinamiento

$$h'' = 40 - 2 * 3 - 1 = 33 \text{ cm}$$

$$A_g = 1600 \text{ cm}^2$$

$$A_c = [40 - (2 * 3)]^2 = 1156 \text{ cm}^2$$

$$S_h \leq \min \left( \frac{b_c}{4} ; \frac{h_c}{4} ; 6 \phi_{col} ; 15 \text{ cm} \right)$$

$$S_h \leq \min (10; 10; 15; 15 )$$

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

$$A_{sh} \geq \max \left[ 0.3 \frac{10 * 33 * 210}{4200} \left( \frac{1600}{1156} - 1 \right) ; 0.09 \frac{10 * 33 * 210}{4200} \right]$$

$$A_{sh} \geq \max [1.90 ; 1.48]$$

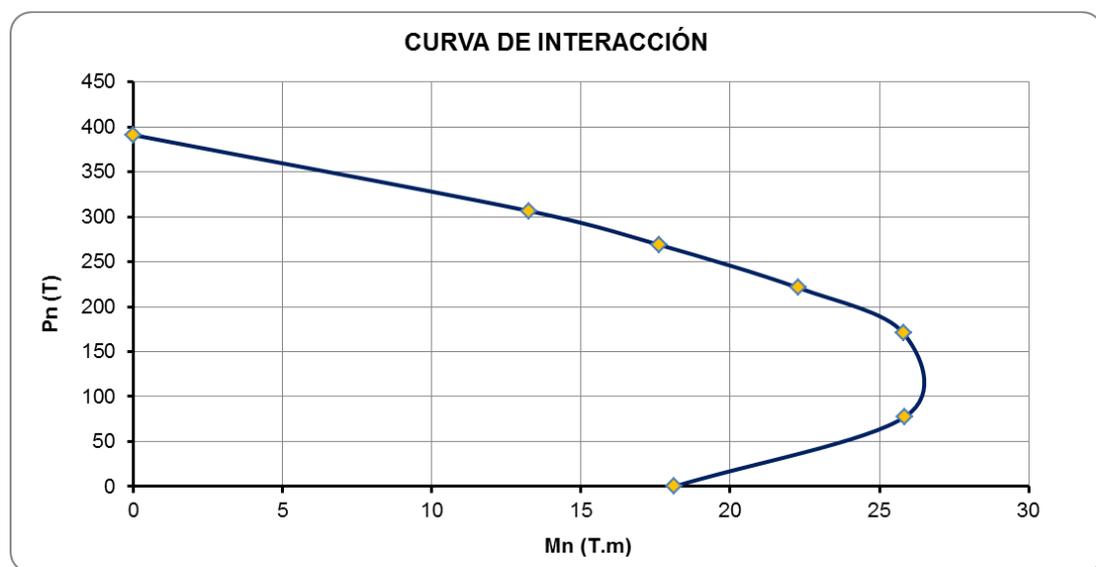
$$A_{sh \text{ diseño}} = 3 \text{ ramas } \varnothing 10 \text{ mm cada } 10 \text{ cm} = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$A_{sh \text{ diseño}} \geq A_{s \text{ requerido}}$$

$$2.36 \text{ cm}^2 > 1.90 \text{ cm}^2 \quad \text{CUMPLE}$$

### Ubicación de la Rotula Plástica

La columna de 40x40 y 8Ø20 tiene un momento máximo resistente  $M=26.90$  t.m



**Figura 39. Diagrama de interacción de la columna (Placencia, 1987).**

$$\sum M_{vig} = \frac{M_1 + M_2}{1.25} = \frac{0 + 27.20}{1.25} = 21.76 \text{ t.m}$$

La columna esquinera soporta una carga menor que la columna exterior, por lo que se tiene 70 t para la columna superior y 65 t para la columna inferior. Del diagrama de interacción los momentos correspondientes a dichas cargas son 25.35 t.m y 25.25 t.m respectivamente.

$$\therefore \sum M_c = 25.35 + 25.25 = 50.60 \text{ t.m}$$

$$\frac{50.60}{21.76} = 2.33 > 1.4 \quad \text{CUMPLE}$$

## **2.5 RESUMEN DE LAS RECOMENDACIONES DE DISEÑO EN BASE AL ACI 352-02**

Se analiza únicamente el caso para conexiones Tipo 2, cuya resistencia se debe mantener bajo deformaciones inelásticas significativas.

### **2.5.1 CONSIDERACIONES DE DISEÑO**

- 1) Un edificio se comporta inelásticamente ante un sismo severo.
- 2) Las partes de la estructura que entran al rango inelástico deben localizarse en las vigas, con el concepto columna fuerte-viga débil.
- 3) Se diseñan para la combinación crítica que resulte de la interacción de las fuerzas multidireccionales que los miembros transmiten al nudo (flexión, torsión, cortante, axial).

### **2.5.2 SECCIONES CRÍTICAS**

Las secciones críticas para transferir las fuerzas de los miembros a la conexión, están localizadas en la interfaz entre el nudo y los miembros (ACI 352RS-02, 3.2).

#### **Fuerzas Cortantes**

Se calcula sobre un plano horizontal a la mitad de la altura del nudo (ACI 352RS-02, 4.3.1).

#### **Confinamiento**

Se calcula en el nudo mediante estribos cerrados, ganchos o binchas adicionales que abracen las varillas longitudinales de las columnas (American Concrete Institute ACI 352RS-02, 2010).

#### **Adherencia de Barras de Refuerzo**

**Vigas:** según el tipo de conexión

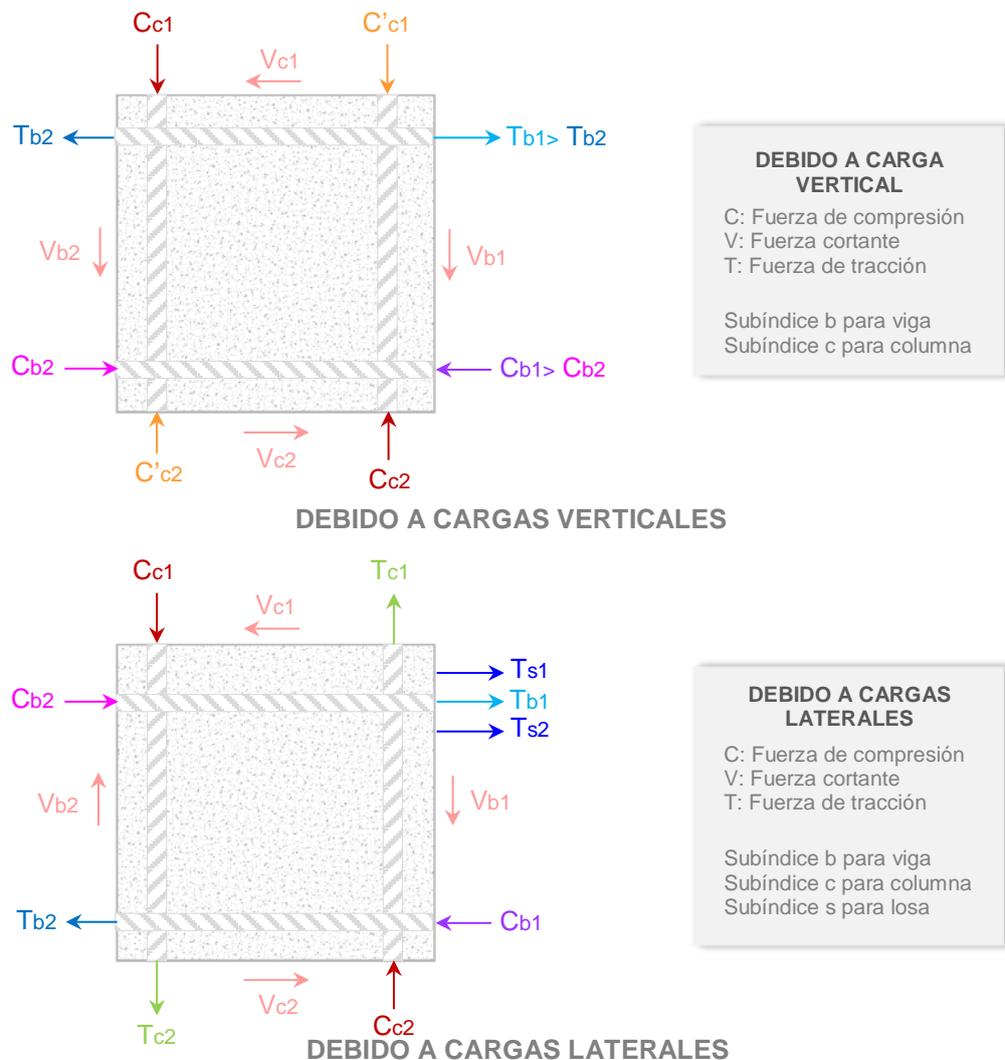
**Conexión Tipo 2.** La sección crítica se toma en el borde exterior del núcleo confinado de la columna (borde exterior del refuerzo transversal del nudo) (ACI 352RS-02, 4.5.1).

**Columnas:** la sección crítica se toma en el borde exterior del refuerzo longitudinal de la viga que pasa por el nudo (ACI 352RS-02, 4.5.1).

### 2.5.3 RESISTENCIA A CORTE

Se considera las fuerzas cortantes sobre los bordes del cuerpo libre del nudo y las fuerzas normales de tracción y compresión en los miembros estructurales que llegan al nudo (ACI 352RS-02, 4.3.1).

En la siguiente figura se observan las fuerzas en el nudo ante cargas gravitacionales y laterales. Para el primer caso las fuerzas son de compresión en la columna y de tracción más compresión en las vigas. Para el segundo caso se observa que hay pares de fuerzas a tracción y compresión tanto en las vigas como en las columnas e interviene el acero de la losa.



**Figura 40. Fuerzas en los nudos en las secciones críticas (ACI 352RS-02)**

Para conexiones en donde lleguen vigas en dos direcciones perpendiculares, el cortante horizontal en el nudo debe verificarse independientemente en cada dirección.

La ecuación básica de diseño indica que las fuerzas resistentes deben ser mayores que las actuantes. Obsérvese que la fuerza resistente nominal  $V_n$  es reducida por el factor  $\phi$ . En tanto que la fuerza actuante  $V_u$  se obtiene de mayorar las cargas: muerta, viva, sismo, etc.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (\text{ACI 352RS-02, 4.6})$$

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia por cortante  $\phi=0.85$

$V_n$ : Resistencia nominal a cortante del nudo.

$V_u$ : Resistencia última a cortante del nudo.

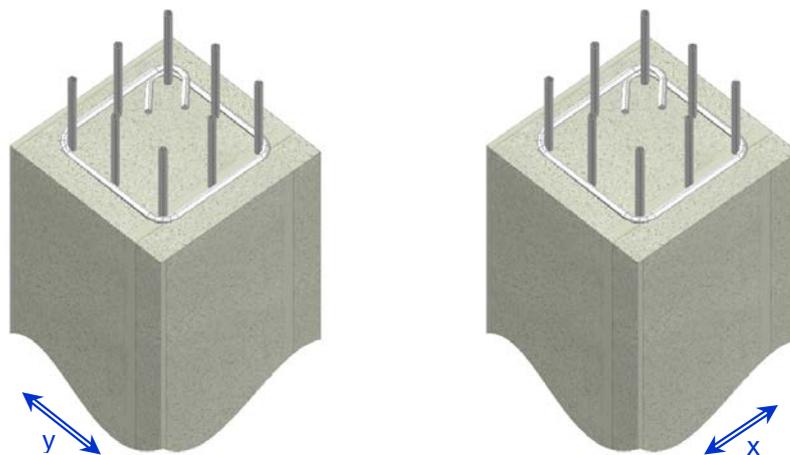
$$V_n = 0.083 \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$$

$\gamma$ : Constante (Veáse páginas 103,104)

$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del concreto en la conexión [Mpa].

$b_j$ : Ancho efectivo del nudo [mm] (Veáse página 97)

$h_c$ : Altura de la sección de la columna en la dirección de análisis [mm].



**Figura 41. Altura de la columna  $h_c$**

A continuación se explica con detalle la forma de calcular los valores de  $b_j$  y  $h_c$ , según el caso.

### **CÁLCULO DE $h_c$**

Cuando el ancho de la sección de la columna cambia en el nudo y las barras de la columna están inclinadas,  $h_c$  debe tomarse como el valor mínimo

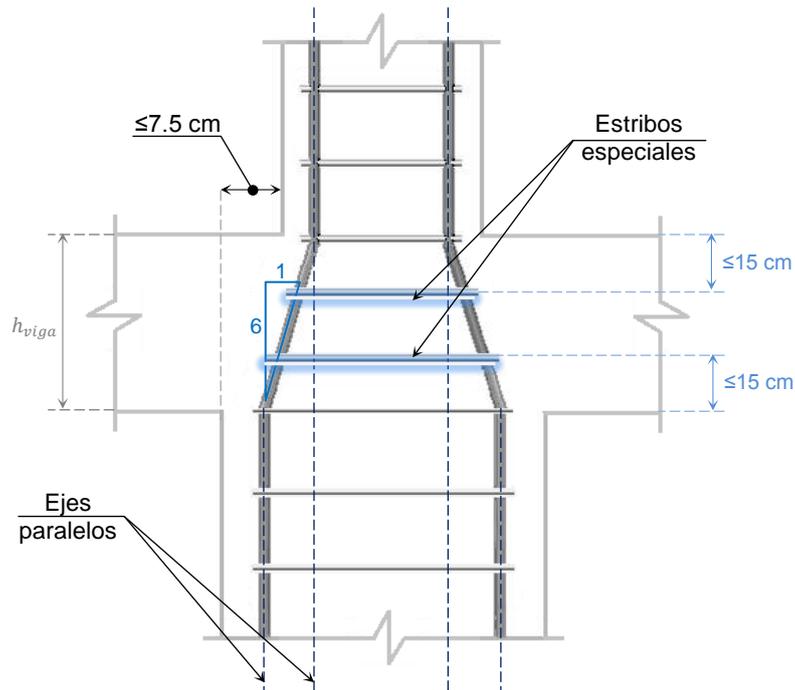
La disminución de la sección se da para el caso de edificios altos, el diseño de las columnas puede requerir una menor capacidad de carga en los pisos superiores, por lo que se puede reducir los diámetros de varillas y las secciones de las columnas, esto último implica que se haga un doblado en las barras o un empalme por traslapo.

La geometría del cambio de sección estipulada por el código es importante que se respete en la práctica y es incidente para el cálculo de la conexión por tanto se ha incluido este tema en la consideración.

### **Doblado de barras**

Según el ACI 318-08 para barras dobladas por cambio de sección en el Capítulo 7, sección 7.8 estipula que:

- 1) La pendiente de la parte inclinada no exceda 1:6 respecto al eje de la columna.
- 2) Las barras arriba y debajo del doblado deben ser paralelas al eje de la columna.
- 3) En la zona del doblado se deben colocar estribos que resistan 1.5 veces la componente horizontal de la fuerza en la barra inclinada y a su vez estos no deben colocarse a más de 15 cm de los puntos de doblado.
- 4) Las barras se deben doblar antes del vaciado del hormigón.
- 5) Si la cara de la columna está desalineada más de 7.5 cm por cambio de sección las barras longitudinales no se deben doblar.



**Figura 42. Dobleces en barras por cambio de sección**

Se recomiendan estribos adicionales donde las barras longitudinales de la columna se doblan en el nudo para resistir la tracción generada por la tendencia a enderezarse de los dobleces generados por el cambio de sección (ACI 352RS-02, 4.1).

Como recomendación el cambio de sección de columnas no debería superar los 5 cm, para que no varíe considerablemente el análisis estructural realizado y facilitar la construcción de la zona del nudo.

La pendiente máxima en la zona del nudo es de  $\frac{1}{6} = 0.167$  por lo que, con una variación de la sección de la columna de 5 cm, se cumple con la pendiente para todos los casos a partir de vigas con una altura de 30 cm.

Para los casos en los que no se permite doblar, se debe empalmar por traslape con las barras longitudinales adyacentes a las caras longitudinales desalineadas de la columna, como se analiza a continuación:

### Empalme por traslazo

Los empalmes por traslazo deben cumplir lo que menciona el ACI 318-08 Capítulo 12, sección 12.16 y 12.17 que especifica que la longitud de empalme por traslazo en compresión debe ser:

Para  $f_y \leq 420 \text{ Mpa}$

$$L_e = 0.07 f_y d_b \quad (\text{ACI 318-08, 12.16.1})$$

$L_e$ : Longitud de empalme [Unidad de longitud].

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia especificado para el refuerzo transversal [Mpa].

$d_b$ : Diámetro nominal de una varilla [mm].

En la siguiente tabla se han calculado longitudes de empalme por traslazo para diferentes diámetros de varillas, los resultados se presentan convertidos en otras unidades.

**Tabla 8**

**Longitud de empalme para acero de fluencia 4200 kg/cm<sup>2</sup>**

$\Phi$ [mm]	$f_y$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	$L_e$ calc [cm]	$L_e$ [cm]
12	4200	35.28	35
14	4200	41.16	40
16	4200	47.04	50
18	4200	52.92	55
20	4200	58.80	60
22	4200	64.68	65
25	4200	73.50	75
28	4200	82.32	85
32	4200	94.08	95

El ACI 318-08 también indica la forma de calcular la longitud de empalme por traslazo para un esfuerzo de fluencia del refuerzo más alto, como son los traslapes típicos para el caso de mallas electrosoldadas, como se muestra a continuación:

Para  $f_y > 420 \text{ Mpa}$

$$L_e = (0.13f_y - 24)d_b \quad (\text{ACI 318-08, 12.16.1})$$

$L_e$ : Longitud de empalme [Unidad de longitud].

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia especificado para el refuerzo transversal [Mpa].

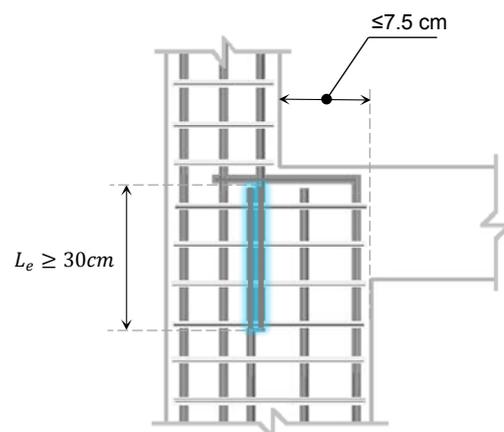
$d_b$ : Diámetro nominal de una barra [Unidad de longitud].

**Tabla 9**

**Longitud de empalme para acero de fluencia 5500 kg/cm<sup>2</sup>**

$\Phi$ [mm]	$f_y$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	Le calc [cm]	Le [cm]
12	5500	57.00	60
14	5500	66.50	70
16	5500	76.00	75
18	5500	85.50	85
20	5500	95.00	95
22	5500	104.50	105
25	5500	118.75	120
28	5500	133.00	135
32	5500	152.00	155

En la siguiente figura se observa claramente el detalle de la longitud de empalme por traslape.



**Figura 43. Longitud de empalme por traslape a compresión**

La longitud de empalme en compresión no debe ser menor a 30 cm.

Para el caso de columnas con una geometría diferente,  $h_c$  debe determinarse de la siguiente manera:

### Columnas circulares

Si la columna no tiene una sección rectangular, se debe considerar como una columna cuadrada con la misma área.

**Tabla 10**

#### Equivalencias de columnas circulares a columnas cuadradas

$\Phi$ [cm]	$A_g$ [cm <sup>2</sup> ]	$b_c, h_c$ [cm]
25	490.87	22.15
30	706.86	26.58
35	962.11	31.01
40	1256.64	35.44
45	1590.43	39.88
50	1963.50	44.31
55	2375.83	48.74
60	2827.43	53.17

Para el cálculo del cortante, es también importante considerar el ancho efectivo del nudo y las expresiones para determinarlo.

### Ancho efectivo del nudo $b_j$

Se tiene 3 expresiones para calcular el ancho efectivo  $b_j$ , se determinan las tres pero se elige el menor valor.

$$b_j \leq \begin{cases} \frac{b_b + b_c}{2} \\ b_b + \sum_{b_c} \frac{m h_c}{2} \end{cases}$$

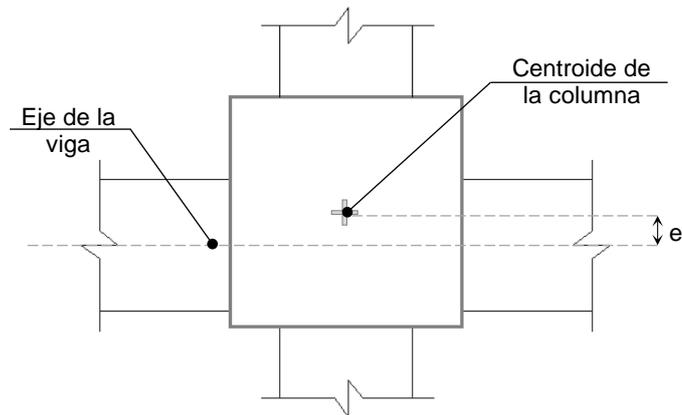
$b_b$ : Ancho de la viga longitudinal.

$b_c$ : Ancho de la columna, transversal a la dirección del cortante.

$h_c$ : Altura total de la columna.

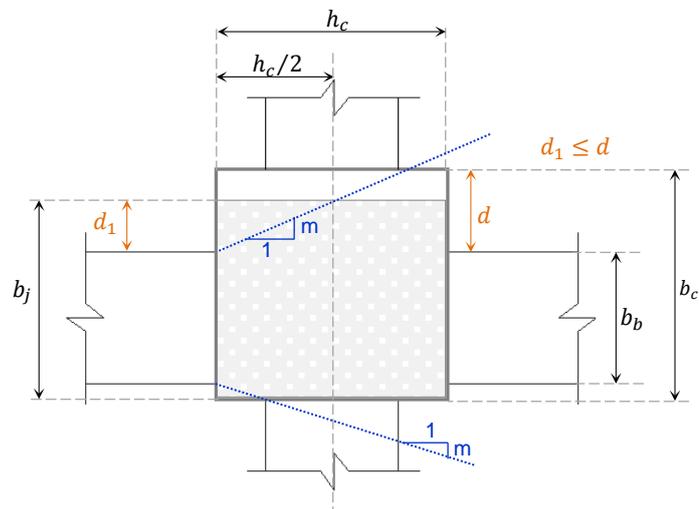
$m$ : Pendiente utilizada para definir el ancho efectivo del nudo, transversal a la dirección del cortante.

Cuando el eje de la viga no pasa por el centroide de la columna como se muestra en la figura; se presenta un cortante excéntrico en el nudo, en base a pocas investigaciones en estas conexiones el Comité ACI restringe la fuerza cortante admisible en los nudos cuando la excentricidad excede más de  $1/8$  del ancho de la columna mediante la reducción de la constante  $m$ .



**Figura 44. Vista en planta de excentricidad del nudo (ACI 352RS-02)**

En la siguiente figura se muestra la determinación del ancho del nudo según la pendiente  $m$ .



**Figura 45. Determinación del ancho efectivo del nudo (ACI 352RS-02)**

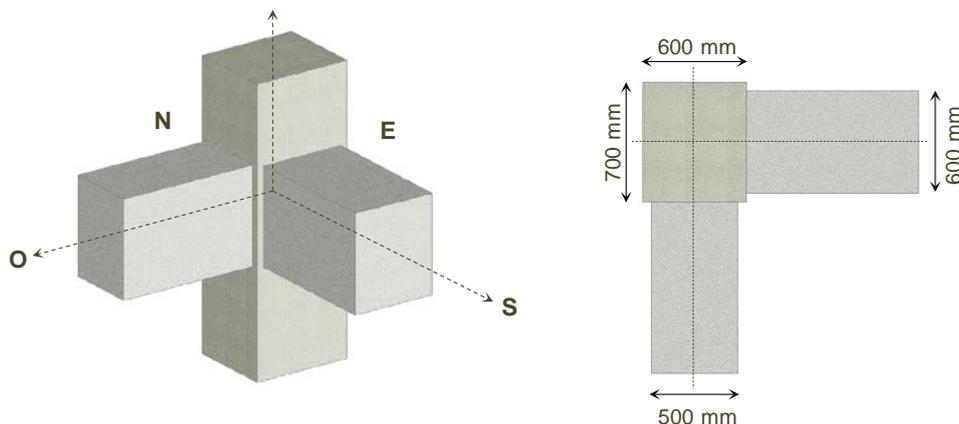
Para nudos cuya excentricidad (entre el eje longitudinal de la viga y el centroide de la columna) es mayor o igual que el valor de  $b_c/8$  debe usarse  $m = 0.3$ , para otros casos  $m = 0.5$  (ACI 352RS-02, 4.3.1).

En la sumatoria  $\sum \frac{m h_c}{2}$  se debe aplicar en cada lado del nudo donde el borde de la columna se extienda más allá del borde de la viga.

El valor  $\frac{m h_c}{2}$  no debe ser mayor que la prolongación de la columna más allá del borde de la viga.

Para una mejor comprensión, se incluye un ejemplo numérico.

Se tiene una conexión esquinera (los datos se muestran en la figura). Se debe determinar el ancho efectivo del nudo. No se requiere la altura de las vigas para el cálculo.



**Figura 46. Vista en planta y tridimensional nudo esquinero**

Para el presente caso, el ancho de la viga y la columna en cada sentido de análisis es diferente, por lo que se debe determinar el ancho efectivo del nudo en ambas direcciones, tomando en cuenta el cambio en la dimensión de altura y base de la columna.

La altura de la columna  $h_c$  es la dimensión a lo largo del sentido de análisis. La excentricidad en ambas direcciones es menor a  $1/8$  por lo que  $m = 0.5$

**Sentido N - S**

$$\frac{m h_c}{2} = \frac{0.5 * 600 \text{ mm}}{2} = 150 \text{ mm}$$

Debe ser menor o igual que la extensión de la columna más allá de la viga (a cada lado).

$$\frac{700 \text{ m} - 600 \text{ mm}}{2} = 50 \text{ mm}$$

Entonces  $m h_c/2 = 50 \text{ mm}$

$$b_{j_{N-S}} \leq \begin{cases} \frac{b_c + b_b}{2} = \frac{600 \text{ mm} + 500 \text{ mm}}{2} = 550 \text{ mm} \\ b_b + \sum \frac{m \cdot h_c}{2} = 500 \text{ mm} + 2 * 50 \text{ mm} = 600 \text{ mm} \\ h_c = 600 \text{ mm} \end{cases}$$

En la sumatoria se considera a cada lado de la viga (en la misma cara de columna), que no coincide o es menor que el ancho de la columna en el sentido transversal de análisis.

El ancho efectivo del nudo en el sentido N - S es 550 mm.

**Sentido E - O**

$$\frac{m h_c}{2} = \frac{0.5 * 700 \text{ mm}}{2} = 170 \text{ mm}$$

Debe ser menor o igual que la extensión de la columna más allá de la viga (a cada lado).

$$\frac{600 \text{ m} - 500 \text{ mm}}{2} = 50 \text{ mm}$$

Entonces  $m h_c/2 = 50 \text{ mm}$

$$b_{j_{E-O}} \leq \begin{cases} \frac{b_c + b_b}{2} = \frac{700 \text{ mm} + 600 \text{ mm}}{2} = 650 \text{ mm} \\ b_b + \sum \frac{m \cdot h_c}{2} = 600 \text{ mm} + 2 * 50 \text{ mm} = 700 \text{ mm} \\ h_c = 700 \text{ mm} \end{cases}$$

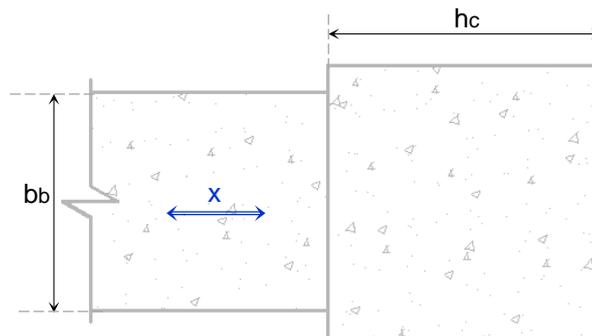
El ancho efectivo del nudo en el sentido E - O es 650 mm.



Para seleccionar el ancho de las vigas se tiene también los siguientes casos:

### Nudos exteriores

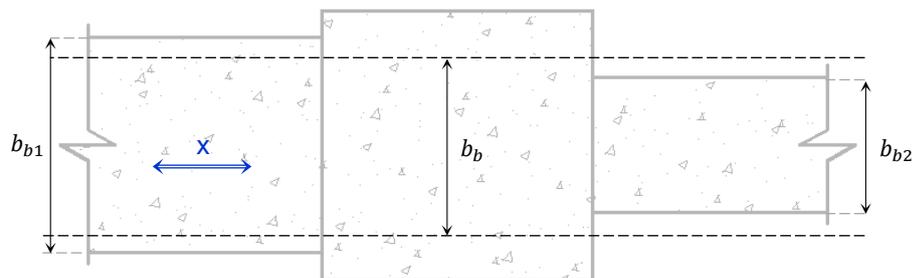
Si existe una sola viga que llega al nudo,  $b_b$  se toma como el ancho de esta (según el sentido de análisis).



**Figura 47. Viga única que concurre al nudo (Sentido x)**

### Nudos interiores con vigas de diferente ancho

Cuando a un nudo concurren vigas de diferente ancho,  $b_b$  se toma como el promedio de esos anchos.



**Figura 48. Vigas de diferente ancho que concurren al nudo**

$$b_b = \frac{b_{b1} + b_{b2}}{2}$$

Siendo

$b_b$ : Ancho de viga (para el nudo).

$b_{b1}$ ,  $b_{b2}$ : Ancho de viga 1 y 2.

## Constante $\gamma$

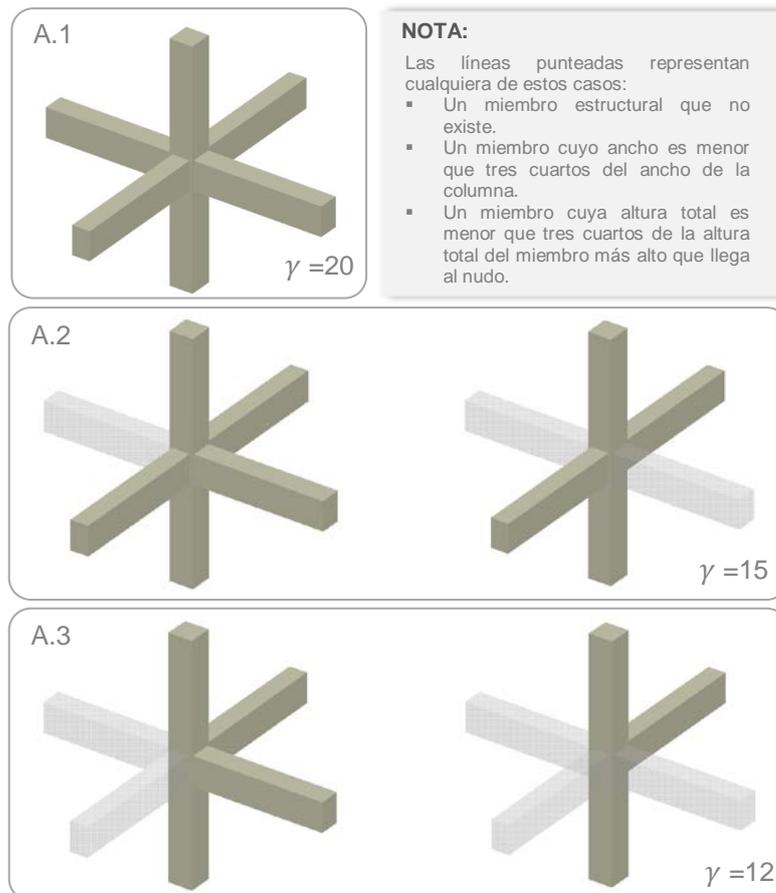
La constante  $\gamma$  que interviene en la ecuación de la resistencia nominal a cortante del nudo depende de la clasificación y el tipo de conexión.

**Tabla 12**

### Valores de $\gamma$ para conexiones viga-columna Tipo 2, Clasificación A

Clasificación	Tipo de conexión
	<b>2</b>
<b>A. Nudos con columna continua</b>	
A.1 Nudos confinados efectivamente en todas las cuatro caras verticales	20
A.2 Nudos confinados efectivamente en tres caras verticales o en dos varas verticales opuestas	15
A.3 Otros casos	12

Fuente: ACI 352RS-02

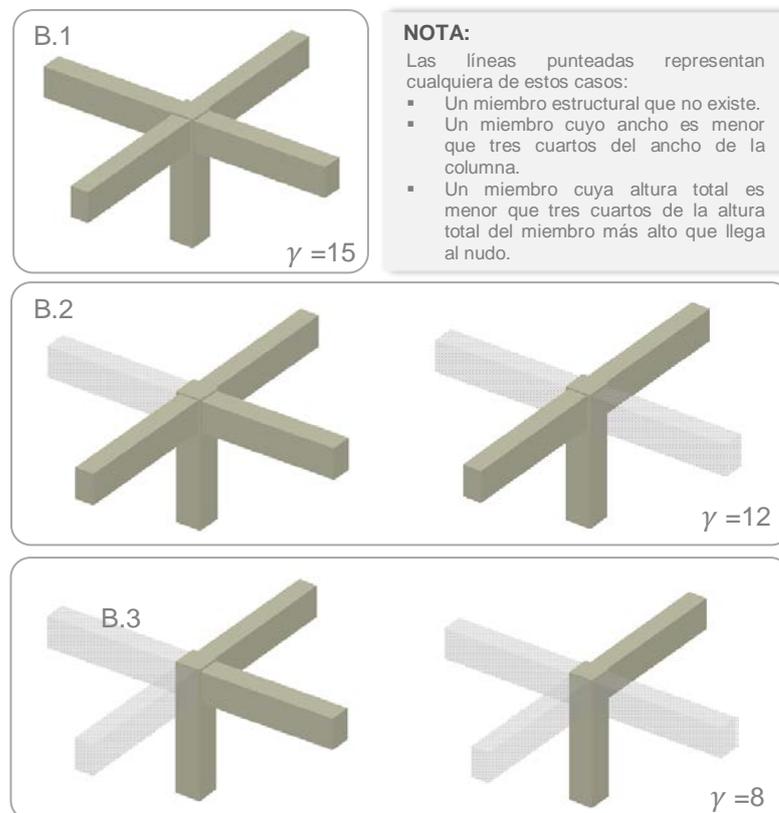


**Figura 49. Constante  $\gamma$  según la clasificación tipo A (Dos columnas llegando al nudo) (ACI 352RS-02)**

**Tabla 13**  
**Valores de  $\gamma$  para conexiones viga-columna Tipo 2, Clasificación B**

Clasificación	Tipo de conexión
<b>B. Nudos con columna discontinua</b>	<b>2</b>
B.1 Nudos confinados efectivamente en todas las cuatro caras verticales	15
B.2 Nudos confinados efectivamente en tres caras verticales o en dos varas verticales opuestas	12
B.3 Otros casos	8

Fuente: ACI 352RS-02



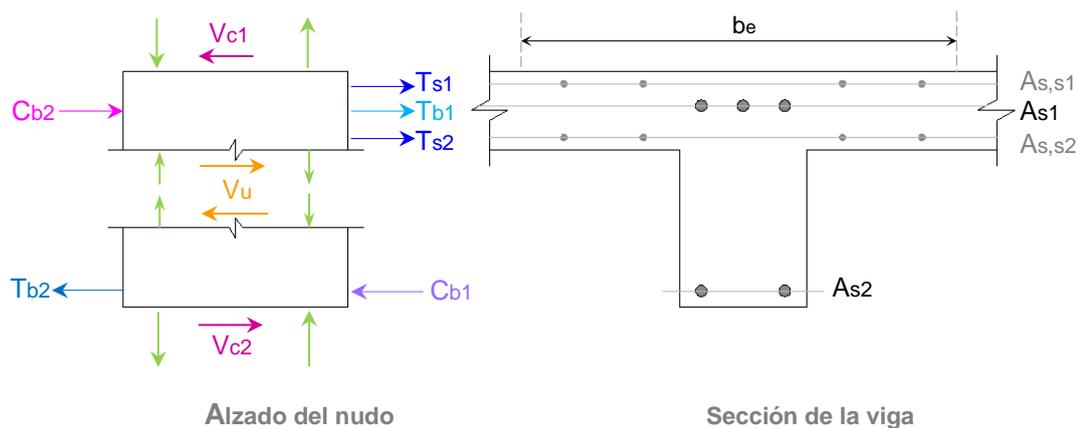
**Figura 50. Constante  $\gamma$  según la clasificación tipo B (Una columna llegando al nudo) (ACI 352RS-02)**

**NOTA:** Para calcular la resistencia a cortante del nudo las conexiones se clasifican de acuerdo al número de lados verticales confinados por los miembros estructurales horizontales que llegan hasta él, como se visualiza en las anteriores tablas y figuras.

Además dependiendo si se trata de una columna continua o discontinua, para que el lado de un nudo se considere efectivamente confinado, el miembro horizontal debe cubrir al menos  $\frac{3}{4}$  del ancho de la columna y la altura total del miembro que confina no debe ser menor que  $\frac{3}{4}$  de la altura total del miembro más alto que llegue al nudo (ACI 352RS-02, 4.3.2).

### CORTE HORIZONTAL DE DISEÑO

Las recomendaciones requieren que el nudo se verifique en las dos direcciones perpendiculares y se seleccione un único valor de  $\gamma$  para la conexión, utilizando el menor valor para ambas direcciones. El procedimiento típico para calcular el cortante de diseño horizontal en una conexión se muestra en la siguiente figura:



$$T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} = \alpha f_y (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2})$$

$$C_{b2} = T_{b2} = \alpha A_{s2} f_y$$

$V_u$ : Fuerza cortante de diseño.

$V_{c1}, V_{c2}$ : Fuerza cortante actuante.

$T_{b1}, T_{b2}$ : Fuerza de tracción en viga.

$T_{s1}, T_{s2}$ : Fuerza de tracción en losa.

$C_{b1}, C_{b2}$ : Fuerza de compresión en viga.

$$V_u = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} + C_{b2} - V_{c1}$$

**Figura 51. Evaluación del cortante horizontal en una conexión Tipo 2 (ACI 352RS-02)**

## CORTE VERTICAL

No se considera crítico pero la recomendación es distribuir el refuerzo longitudinal de la columna de manera que se pueda considerar una respuesta lineal y proporcionar la capacidad adecuada para resistir la componente vertical de cortante en el nudo.

**Refuerzo Longitudinal:** debe cumplir los requisitos del ACI 318-02 (ACI 352RS-02, 4.1).

Actualizando de acuerdo a los requisitos de la sección 10.9 del ACI 318-08 se tiene que:

- El área de refuerzo longitudinal  $A_{st}$  para elementos a compresión debe ser mínimo  $0.01A_g$  y máximo  $0.08A_g$ .

El refuerzo mínimo es necesario para proporcionar la resistencia a flexión que pueda presentarse y para reducir los efectos de flujo plástico y retracción del hormigón bajo esfuerzos de compresión sostenidos.

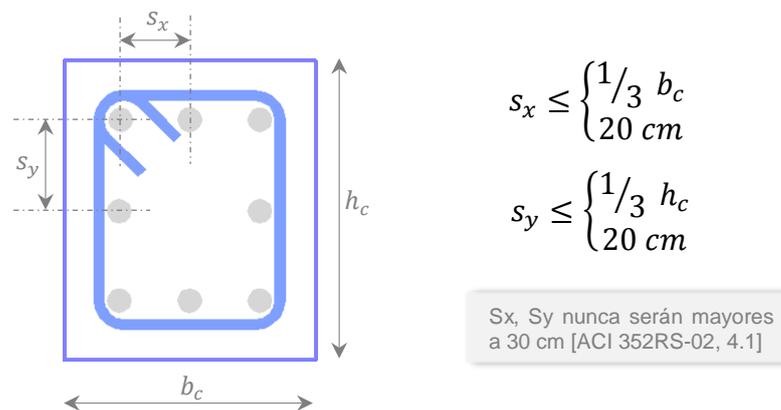
El refuerzo máximo práctico para el refuerzo se coloca en términos de economía y requisitos de colocación.

- El número mínimo de barras longitudinales debe ser de 4 para barras dentro de estribos circulares o rectangulares, 3 para barras dentro de estribos triangulares y 6 para barras rodeadas por espirales.

De acuerdo a los requisitos de la sección 4.3 de la NEC-11.

- El área de refuerzo longitudinal al área bruta de la sección  $A_g$  mínima será 0.01 y la máxima 0.03.
- La dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento sometido a flexo-compresión (columnas) no debe ser menor a 30 cm.

**Separación del refuerzo longitudinal:** para conexiones Tipo 2, las varillas longitudinales de la columna que pasen a través del nudo, deben distribuirse alrededor del perímetro del núcleo de la columna. El espaciamiento centro a centro entre varillas longitudinales adyacentes deben cumplir lo siguiente:



**Figura 52. Espaciamiento entre varillas longitudinales en columnas**

## 2.5.4 ADHERENCIA

### CASO 1: Columnas más anchas que las vigas

Según (ACI 352RS-02, 4.5.4) para conexiones Tipo 2, cuando las columnas son más anchas que las vigas, todas las barras rectas de vigas y columnas que pasan a través del nudo se deben seleccionar de manera que:

$$\frac{h_{col}}{\phi_{viga}} \geq 20 \quad \frac{f_y}{420} \geq 20 \quad (\text{ACI 352RS-02, 4.11})$$

$$\frac{h_{viga}}{\phi_{col}} \geq 20 \quad \frac{f_y}{420} \geq 20 \quad (\text{ACI 352RS-02, 4.11})$$

$h_{col}, h_{viga}$ : Altura de columna, altura de viga [mm].

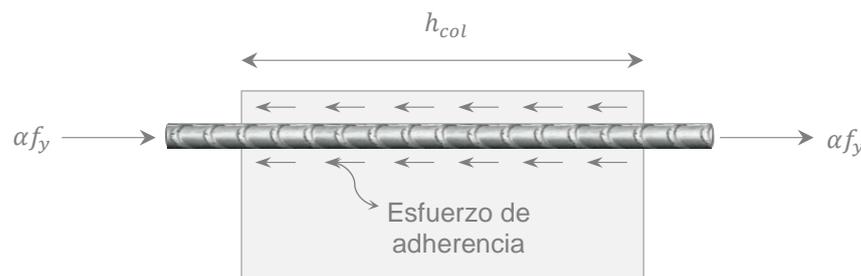
$\phi_{viga}, \phi_{col}$ : Diámetro de refuerzo en viga, columna [mm].

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia especificado para el refuerzo [Mpa].

### CASO 2: Vigas más anchas que las columnas

Cuando las vigas son más anchas que las columnas el refuerzo longitudinal que pasa fuera del núcleo debe seleccionarse de manera que:

$$\frac{h_{col}}{\phi_{viga}} \geq 24 \quad \frac{f_y}{420} \geq 24$$



**Figura 53. Idealización de adherencia en la barra a través del nudo (ACI 352RS-02)**

En las siguientes tablas se indica los diámetros alternativos que se pueden usar en vigas, según el peralte de las columnas, y viceversa (debe tomarse la altura de la columna, en el sentido de análisis respectivo).

Las x marcan el tipo de diámetros que se pueden utilizar para mejorar la adherencia y disminuir la congestión de hierros en la conexión viga-columna, según dimensiones de altura en columnas y vigas.

**Tabla 14**

**Diámetros a usarse en vigas, según peralte de columnas**

hcol (m)	$\Phi$ As vig (mm)								
	12	14	16	18	20	22	25	28	32
0.30	x	x							
0.35	x	x	x						
0.40	x	x	x	x					
0.45	x	x	x	x	x	x			
0.50	x	x	x	x	x	x			
0.55	x	x	x	x	x	x	x		
0.60	x	x	x	x	x	x	x	x	
0.65	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.70	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.75	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.80	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.85	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.90	x	x	x	x	x	x	x	x	x

**Tabla 15**

**Diámetros a usarse en columnas, según peralte de vigas**

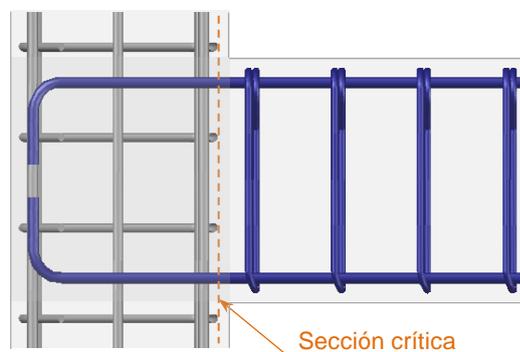
hvig(m)	$\Phi$ As col (mm)								
	12	14	16	18	20	22	25	28	32
0.25	x								
0.30	x	x							
0.35	x	x	x						
0.40	x	x	x	x					
0.45	x	x	x	x	x	x			
0.50	x	x	x	x	x	x			
0.55	x	x	x	x	x	x	x		
0.60	x	x	x	x	x	x	x	x	
0.65	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.70	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.75	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.80	x	x	x	x	x	x	x	x	x

El propósito del valor recomendado para alturas según diámetros es limitar el deslizamiento de las barras de la viga y de la columna dentro del nudo durante una serie de inversiones grandes de momento. Para reducir

los esfuerzos de adherencia a valores bajos que permitan evitar el deslizamiento de las barras, se requiere nudos grandes que permitan mayores longitudes de desarrollo.

### 2.5.5 ANCLAJE

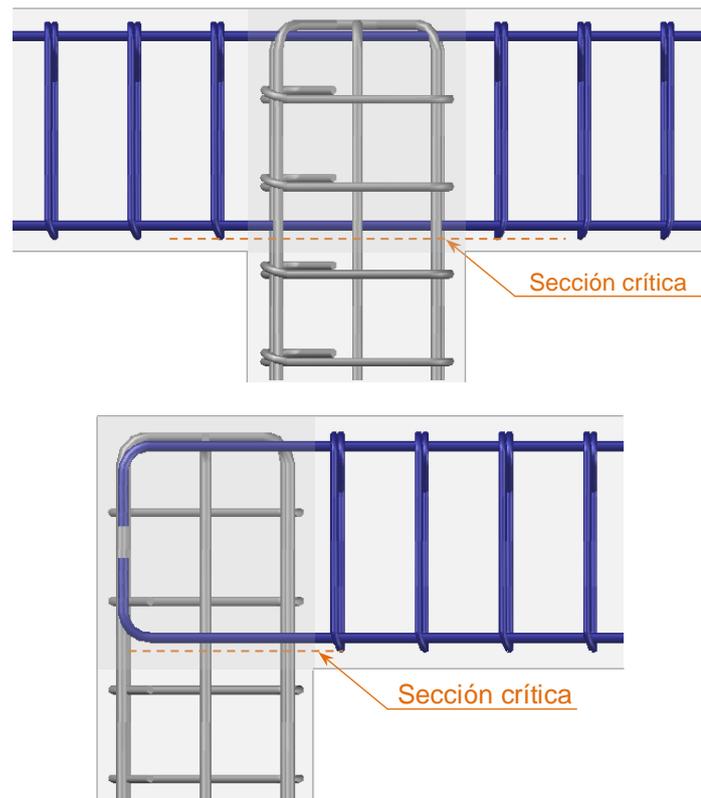
**Vigas:** la sección crítica para el desarrollo del refuerzo longitudinal en las conexiones Tipo 2 se debe tomar en el borde exterior del núcleo confinado que corresponde al borde exterior del refuerzo transversal del nudo (ACI 352RS-02, 4.5.1).



**Figura 54. Sección crítica para desarrollo del refuerzo longitudinal de viga que termina en un nudo.**

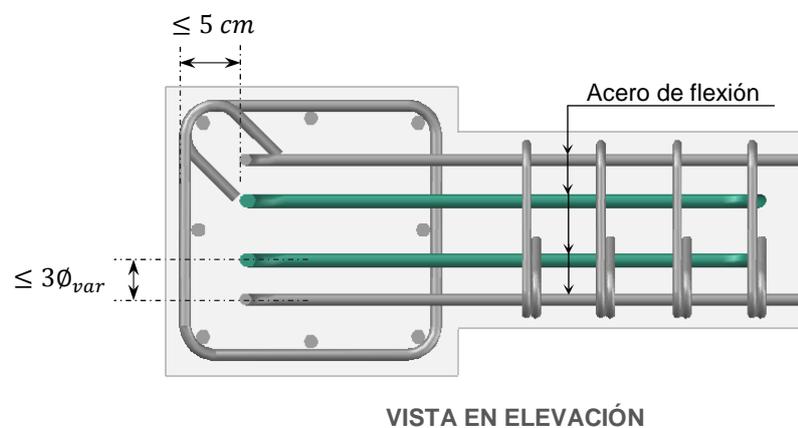
**Columnas:** debe tomarse en el borde exterior del refuerzo longitudinal de la viga que pasa por el nudo.

La sección crítica para desarrollo de las barras de la columna es de interés principalmente en nudos de cubierta y otros casos en donde la columna se suspende debido a que se pueden formar articulaciones plásticas en el caso de nudos en forma de T y en forma de rodilla, la sección crítica se toma como el plano formado por el borde exterior del refuerzo inferior de la viga que pasa a través del nudo o se ancla en el nudo viga-columna respectivamente (ACI 352RS-02, 4.5.1).



**Figura 55. Sección crítica en nudo en forma de T y rodilla**

**Barras con gancho que terminan en la conexión:** los ganchos deben localizarse dentro de los primeros 5 cm del núcleo confinado más alejado de la sección crítica para desarrollo. Para vigas con más de una fila de refuerzo a flexión, los extremos de los ganchos de filas adyacentes deben localizarse dentro de  $3\phi_{var}$  del extremo adyacente.



**Figura 56. Localización de ganchos en nudos**

Los ganchos deben cumplir los requisitos para la longitud de desarrollo de las conexiones Tipo 2, los mismos que son:

- La longitud de desarrollo mínima se selecciona entre  $8 \phi_{var}$  y  $15 \text{ cm}$  (ACI 352RS-02, 4.5.2.1).

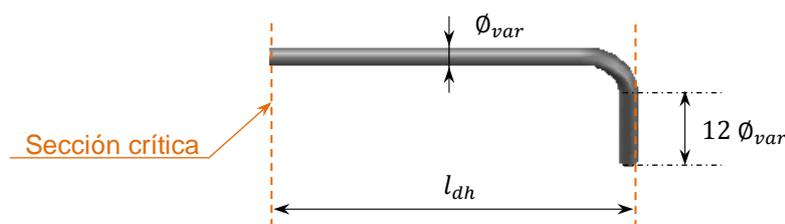
En la siguiente tabla se ha determinado la longitud de desarrollo mínima según el diámetro de cada varilla.

**Tabla 16**

**Longitud de desarrollo mínima según el diámetro de varilla**

$\Phi$ vig [mm]	$8 \Phi_{var}$ [cm]	15 cm	ldh mín [cm]
12	9.60	15	15
14	11.20	15	15
16	12.80	15	15
18	14.40	15	15
20	16.00	15	20
22	17.60	15	20
25	20.00	15	20
28	22.40	15	25
32	25.60	15	25

- Las barras que terminen dentro del núcleo confinado deben anclarse usando ganchos estándar de  $90^\circ$  (ACI 352RS-02, 4.5.2.4).



**Figura 57. Gancho  $90^\circ$  \*ACI 318-08, 2008)**

- La longitud de desarrollo medida desde la sección crítica debe calcularse con la expresión:

$$l_{dh} = \frac{\alpha f_y \phi_{var}}{6.2 \sqrt{f'_c}}$$

$\alpha$ : Coeficiente que multiplica el esfuerzo para refuerzo longitudinal en la interfase nudo-miembro en una conexión Tipo 2  $\alpha=1.25$

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia especificado para el refuerzo [Mpa].

$\phi_{var}$ : Diámetro nominal de la varilla [mm].

$f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón en la conexión [Mpa].

En la siguiente tabla se presenta las longitudes requeridas para diferentes diámetros de varillas comúnmente empleados en vigas, y diferente resistencia a la compresión del hormigón, para otros casos la longitud requerida, se puede calcular con la fórmula anteriormente descrita.

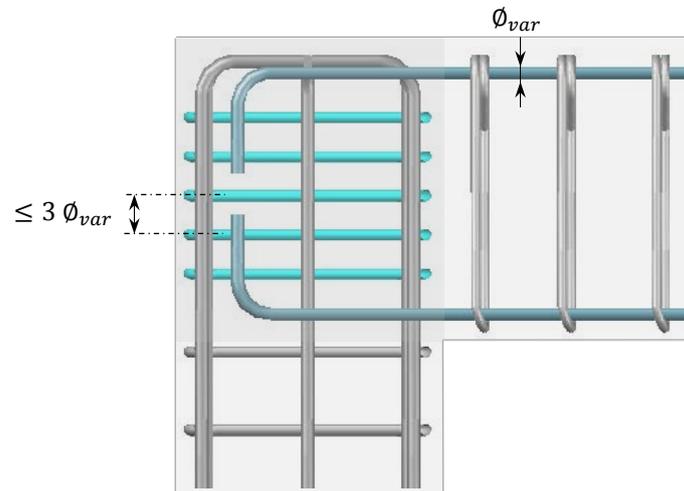
**Tabla 17**

**Longitud de desarrollo requerida para diferentes diámetros de varilla y resistencias de hormigón (ACI 352RS-02)**

LONGITUD DE DESARROLLO REQUERIDA								
$f_y$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	4200		4200		4200		4200	
$f'_c$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	210		240		280		350	
$\Phi$ vig [mm]	Ldh req [cm]	Ldh col [cm]						
12	22.17	25	20.74	20	19.20	20	17.18	20
14	25.87	25	24.20	25	22.40	25	20.04	20
16	29.57	30	27.66	30	25.60	25	22.90	25
18	33.26	35	31.11	30	28.80	30	25.76	25
20	36.96	40	34.57	35	32.01	35	28.63	30
22	40.65	40	38.03	40	35.21	35	31.49	30
25	46.20	45	43.21	45	40.01	40	35.78	35
28	51.74	50	48.40	50	44.81	45	40.08	40
32	59.13	60	55.31	55	51.21	50	45.80	45

A diferencia del ACI 352-85, en la versión ACI 352RS-02, hay un incremento aproximado del 2% en la longitud de desarrollo, lo cual refleja el efecto perjudicial de la inversión de cargas.

- (ACI 352RS-02, 4.5.2.4) Si el refuerzo transversal en el nudo se coloca con un espaciamiento menor o igual a tres veces el diámetro que se desarrolla,  $l_{dh}$  puede multiplicarse por 0.8.



**Figura 58. Condición 1 para la disminución de la longitud de desarrollo**

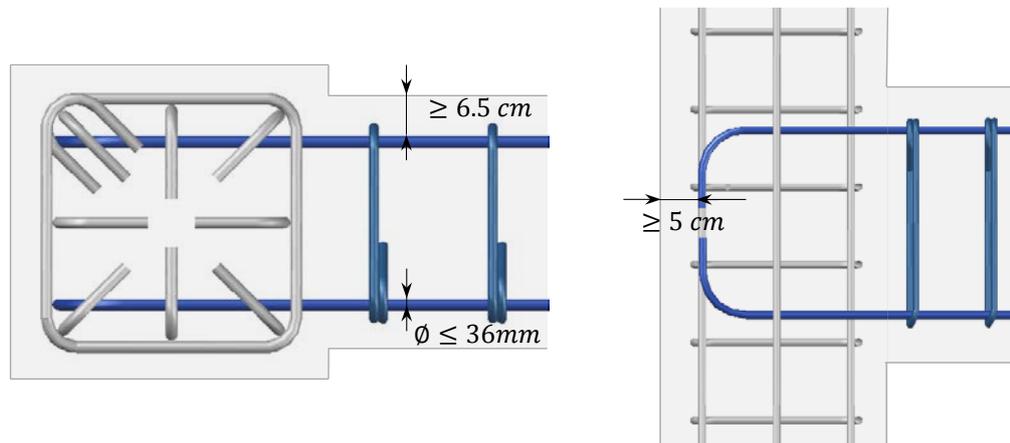
La NEC permite disminuir el espaciamiento máximo entre estribos a 4 veces el diámetro de la varilla longitudinal, sin exceder de 10 cm para toda la altura en el caso de columnas cortas.

**Tabla 18**

**Longitud de desarrollo requerida disminuida para diferentes diámetros de varilla y resistencias de hormigón (ACI 352RS-02)**

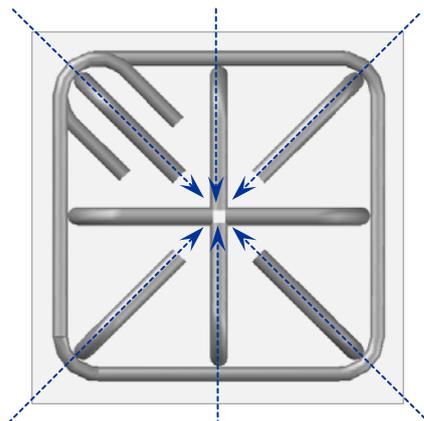
LONGITUD DE DESARROLLO REQUERIDA DISMINUIDA 20%								
$f_y$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	4200		4200		4200		4200	
$f'c$ [Kg/cm <sup>2</sup> ]	210		240		280		350	
$\Phi$ As vig [mm]	Ldh req [cm]	Ldh col [cm]						
12	17.74	20	16.59	20	15.36	15	13.74	15
14	20.70	20	19.36	20	17.92	20	16.03	20
16	23.65	25	22.12	25	20.48	20	18.32	20
18	26.61	25	24.89	25	23.04	25	20.61	20
20	29.57	30	27.66	30	25.60	25	22.90	25
22	32.52	35	30.42	30	28.16	30	25.19	25
25	36.96	35	34.57	35	32.01	35	28.63	30
28	41.39	40	38.72	40	35.85	35	32.06	35
32	47.30	50	44.25	45	40.97	40	36.64	35

- (ACI 352RS-02, 4.5.2.3 a) Para barras cuyo diámetro nominal sea menor a 36 mm, si el recubrimiento lateral perpendicular al plano del gancho es mayor o igual a 6.5 cm y el recubrimiento en la extensión del gancho es mayor a 5 cm, la longitud de desarrollo puede multiplicarse por 0.7.



**Figura 59. Condición 2 para la disminución de la longitud de desarrollo**

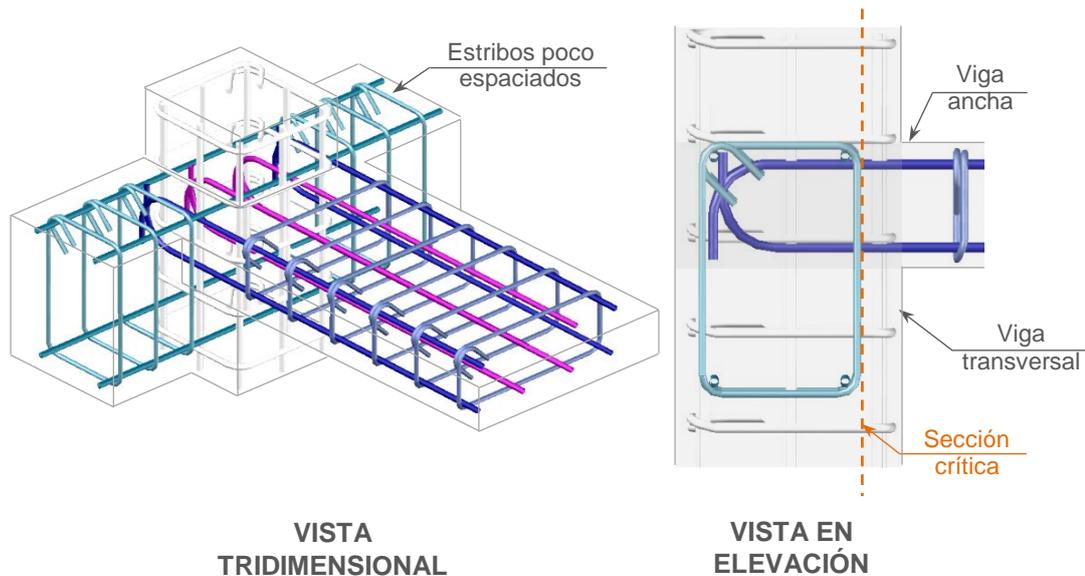
- (ACI 352RS-02, 4.5.2.2) Las extensiones en el extremo de los ganchos deben proyectarse hacia el centro del nudo.



**Figura 60. Proyección de ganchos hacia el centro del nudo**

- (ACI 352RS-02, 4.5.2.4 b ) En las conexiones exteriores cuando el refuerzo longitudinal de la viga pasa por fuera del núcleo de la columna, este debe anclarse en el núcleo de la viga transversal.

La sección crítica va desde el borde exterior del núcleo de la viga, como se muestra en la figura:



**Figura 61. Detalle de conexión en viga ancha**

Al colocar los ganchos (de la viga ancha), dentro del núcleo (viga transversal) y estribos de torsión con espaciado muy cerca en la viga transversal se mejora el anclaje de las barras con gancho fuera del núcleo de la columna (ACI 352RS-02, 4.5.2.5).

Los estribos de torsión en vigas exteriores se requieren para resistir los esfuerzos diagonales de tracción debido a la torsión, los estribos deben ser cerrados debido a que la torsión puede producirse en todas las caras del elemento.

Los ganchos deben hacerse a  $135^\circ$  (ganchos sísmicos) para estribos de torsión, se puede usar ganchos de  $90^\circ$  en lugares donde el descascaramiento por torsión esté restringido por una losa o ala adyacente.

## 2.5.6 CONFINAMIENTO

Las estructuras deben diseñarse para tener un comportamiento dúctil ante la acción de un sismo severo, el confinamiento o encierro del núcleo de hormigón puede mejorar de manera eficiente la ductilidad de la columna.

La transmisión de la carga axial de una columna a través del nudo y la transmisión de la demanda de cortante proveniente de columnas y vigas dentro del nudo, requiere un confinamiento lateral adecuado por medio de refuerzo transversal, miembros transversales o ambos (ACI 352RS-02, 4.2).

Se tiene un caso particular para el confinamiento en columnas según su geometría y tipo de refuerzo transversal.

A continuación se analizan estos casos empezando por el confinamiento en columnas circulares y posteriormente en columnas rectangulares o cuadradas.

Se ha adaptado según el caso, las recomendaciones a lo que propone la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11.

La teoría de diseño de columnas no debe descartarse a pesar de tomar en cuenta estas recomendaciones.

### Refuerzo Transversal en espiral para Columnas Circulares

Si la columna no tiene una sección transversal rectangular o si los lados del rectángulo no son paralelos a las luces adyacentes se debe considerar como una columna cuadrada equivalente, es decir con la misma área.

Según el ACI 352RS-02 la sección 4.2.2.1 y la Norma Ecuatoriana de la Construcción en la sección 4.3.4.2, cuando se utiliza refuerzo transversal en espiral, la cuantía volumétrica  $\rho_s$  no debe ser menor que:

$$\rho_{s \min} = 0.12 \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (\text{ACI 352RS-02, 4.2})$$

Y debe calcularse con la ecuación:

$$\rho_s = 0.45 \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (\text{ACI 352RS-02, 4.3})$$

$\rho_s$  : Relación entre el volumen del refuerzo en espiral y el volumen total del núcleo confinado por la espiral (medido entre los bordes exteriores de la espiral) [mm].

$f'_c$  : Resistencia especificada a la compresión del concreto en la conexión [Mpa].

$f_{yh}$  : Esfuerzo de fluencia especificado para el refuerzo transversal no mayor a 700 Mpa.

$A_g$  : Área bruta de la sección de la columna [mm<sup>2</sup>].

$A_c$  : Área del núcleo de la columna, medido desde los bordes exteriores de la espiral [mm<sup>2</sup>].

En caso de no cumplirse con el valor mínimo de la cuantía volumétrica, la columna debe diseñarse como columna circular con estribos.

$$\phi_{estribos} = 0.70$$

$$\phi_{espiral} = 0.85$$

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en su sección 4.3.4.3, permite que la separación  $s$  máxima del refuerzo en espiral o entre estribos sea:

$$s \text{ menor } \begin{cases} 6 \phi_{var} (\text{Refuerzo Longitudinal}) \\ 10 \text{ cm} \end{cases}$$

En la siguiente tabla, se indican los espaciamientos máximos para diferentes diámetros de varillas. Siendo  $s_1$  y  $s_2$  las opciones de espaciamientos antes mencionadas y  $s_{asum}$  el espaciamiento real a colocar.

Tabla 19

Espaciamientos o paso entre espirales de confinamiento según el diámetro nominal de varilla.

$\Phi$ [mm]	s1 [cm]	s2 [cm]	s asum [cm]
12	7.20	10	7
14	8.40	10	8

En la siguiente figura se presenta la diferencia entre las áreas de hormigón de la columna circular útiles para el cálculo del refuerzo transversal.

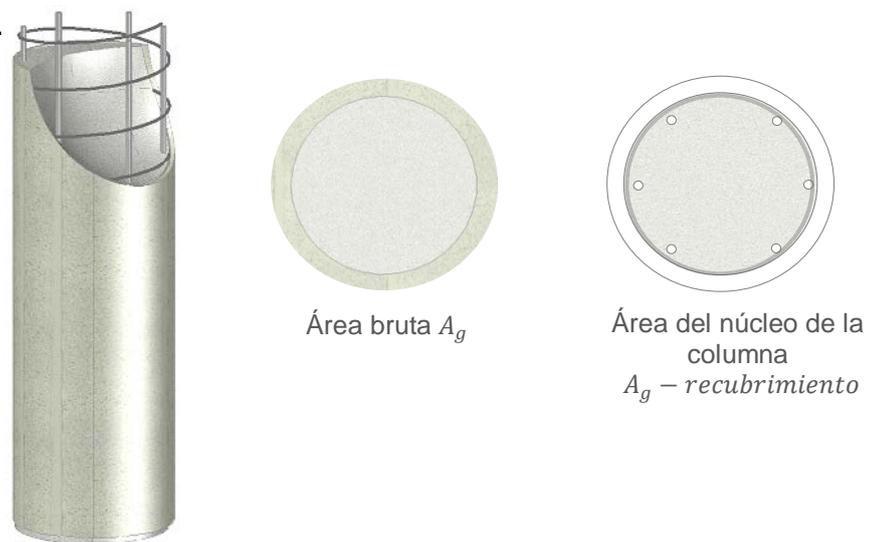


Figura 62. Refuerzo transversal para columna circular

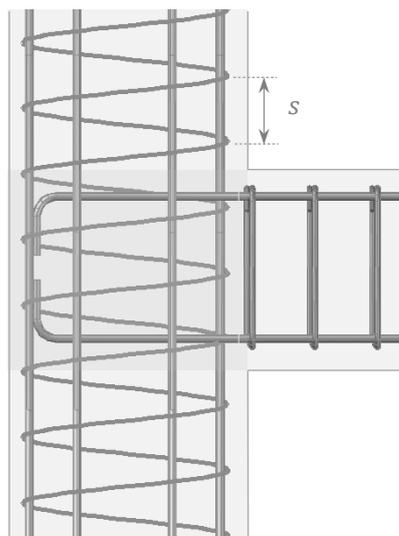


Figura 63. Espaciamiento entre refuerzo transversal en espiral

Si la espiral tiene un paso mayor al indicado anteriormente, se lo considera como una serie de estribos circulares con espaciamiento igual al paso de la espiral y la columna será una columna con estribos y no con refuerzo en espiral (variando la forma de cálculo debido al factor  $\phi$ ).

### Refuerzo Transversal con estribos

Cuando el refuerzo consista en estribos de confinamiento incluyendo estribos complementarios o ganchos, el área transversal total en cada dirección de estribo cerrado de confinamiento, estribos cerrados de confinamiento múltiples, o estribo cerrado de confinamiento más ganchos suplementarios de barra del mismo diámetro, debe ser al menos igual a la siguiente expresión:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s_h b''_c f'_c}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \quad (\text{ACI 352RS-02, 4.4})$$

Pero no debe ser menor que:

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s_h b''_c f'_c}{f_{yh}} \quad (\text{ACI 352RS-02, 4.5})$$

$A_{sh}$  : Área total del refuerzo transversal de todas las ramas de estribos cerrados de confinamiento, incluyendo ganchos suplementarios, que atraviesa una sección cuyo núcleo tiene dimensión  $b''_c$  [mm<sup>2</sup>].

$s_h$  : Espaciamiento centro a centro entre estribos cerrados de confinamiento, o entre estribos cerrados de confinamiento más ramas suplementarias [mm].

$b''_c$  : Dimensión transversal del núcleo de una columna armada con estribos, medida entre los bordes exteriores de las barras de refuerzo transversal, perpendicular al refuerzo transversal con área  $A_{sh}$  bajo estudio [mm].

$f'_c$  : Resistencia especificada a la compresión del concreto en la conexión [Mpa].

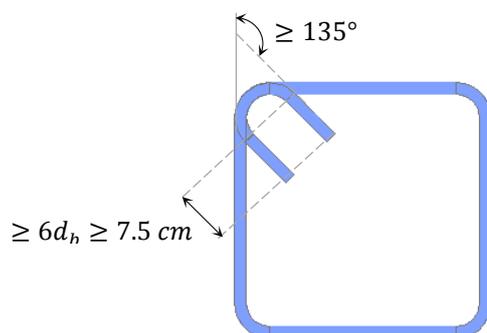
$f_{yh}$  : Esfuerzo de fluencia especificado para el refuerzo transversal, no mayor a 700 Mpa [Mpa].

$A_g$  : Área bruta de la sección de la columna [mm<sup>2</sup>].

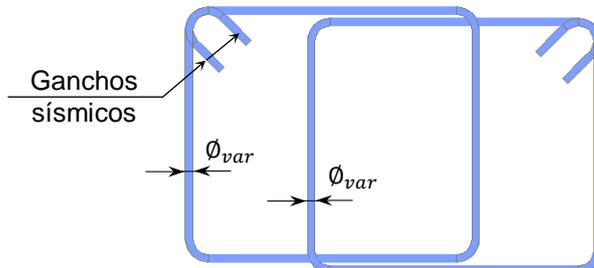
$A_c$  : Área del núcleo de la columna, medido desde los bordes exteriores de los estribos cerrados de confinamiento [mm<sup>2</sup>].

### Estribos cerrados de confinamiento

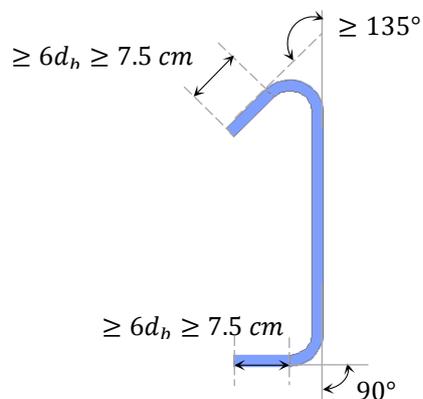
Los estribos cerrados de confinamiento deben tener en sus extremos ganchos sísmicos de 135° o más, y abrazar el refuerzo longitudinal de la columna o la sección del nudo.



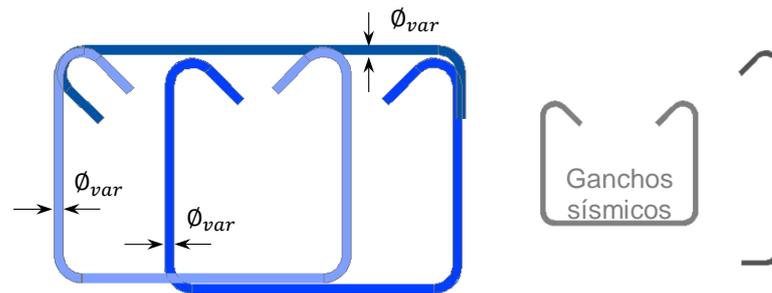
**Figura 64. Estribo cerrado de confinamiento (ACI 352RS-02)**



**Figura 65. Estribos de confinamiento múltiples (ACI 352RS-02)**



**Figura 66. Gancho suplementario de una sola rama (ACI 352RS-02)**



**Figura 67. Estribo cerrados de confinamiento más ganchos suplementarios (ACI 318-08)**

El refuerzo recomendado es para confinar el nudo, le permite funcionar debidamente ante fuerzas sísmicas y desplazamientos esperados.

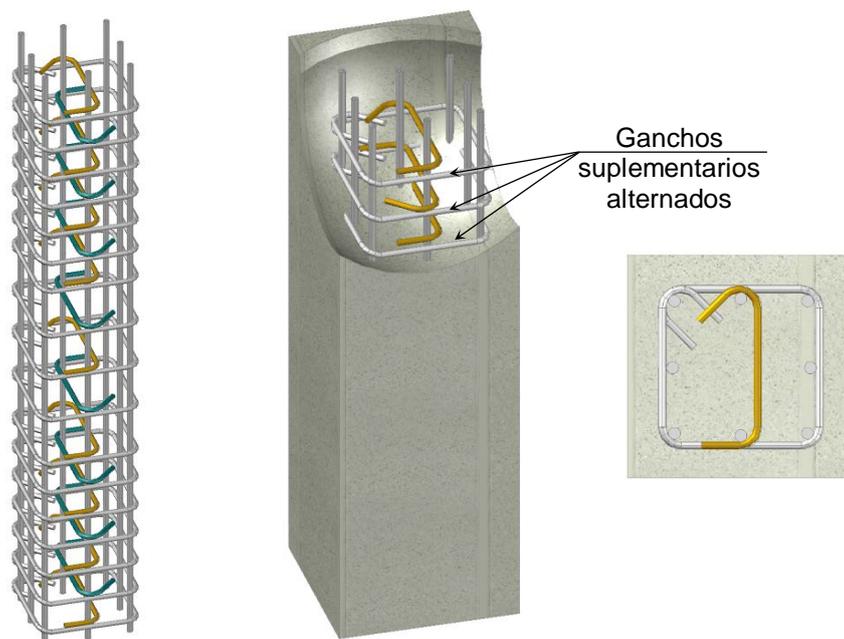
El confinamiento provisto también es suficiente para la transferencia de fuerzas al interior del nudo (ACI 352RS-02, 4.2.2.2).

(ACI 352RS-02, 4.2.2.3) Para conexiones que forman parte del sistema principal de resistencia sísmica, el espaciamiento centro a centro entre filas de refuerzo transversal  $s_h$  no debe ser mayor que:

$$s_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_c}{4} \\ 6 \phi_{var} \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right.$$

La forma preferida de un gancho suplementario es de 135° en ambos extremos, sin embargo su instalación es difícil, se permite un gancho de 90° aunque no proporciona un confinamiento efectivo al no estar embebido en el núcleo confinado de la columna.

Cuando se usa un gancho de 90° en un gancho suplementario este debe alternarse en caras opuestas a lo largo de la columna y debe colocarse en cada fila del refuerzo transversal como se indica en la siguiente figura:

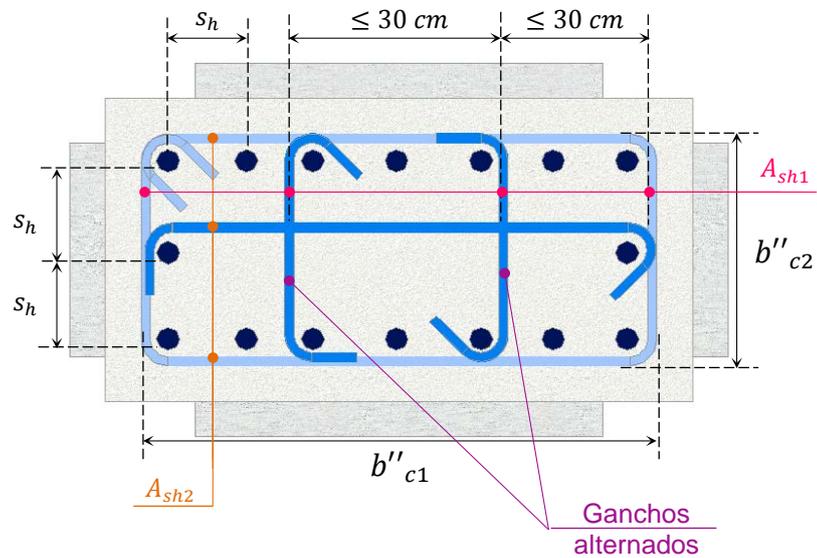


**Figura 68. Refuerzo transversal con ganchos suplementarios**

La recomendación de alternar los ganchos de  $90^\circ$  y  $135^\circ$  se debe a que el gancho de  $90^\circ$  no confina el núcleo tan efectivamente como lo hace el gancho de  $135^\circ$  que si está anclado en el núcleo confinado de la columna.

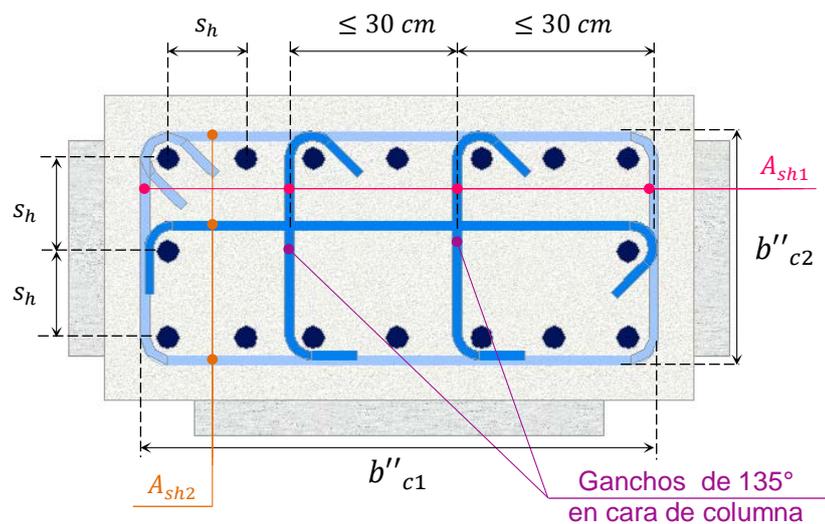
Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción en la sección 4.3.4.5, el espaciamiento lateral centro a centro entre ganchos suplementarios o ramas de estribos cerrados de confinamiento múltiples no debe ser mayor que 35 cm, no obstante las Recomendaciones del ACI 352RS-02, dicho espaciamiento no debe ser mayor que 30 cm, por lo que se emplea este valor recomendado. Cada extremo del gancho suplementario debe abrazar una barra perimetral de refuerzo longitudinal.

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en la sección 4.3.4.5 especifica también que los ganchos suplementarios consecutivos que abrazan barras longitudinales en la misma ubicación deben colocarse alternando sus ganchos de  $90^\circ$  en las caras opuestas de la columna, excepto para conexiones exteriores y de esquina donde el gancho de  $135^\circ$  del gancho suplementario debe estar siempre en la cara exterior del nudo (ACI 352RS-02, 4.2.2.6).



**Figura 69. Espaciamiento del refuerzo transversal en nudo interior**

En el caso de conexiones exteriores y de esquina, donde la pérdida de recubrimiento puede afectar el anclaje de los ganchos suplementarios en el lado del gancho de  $90^\circ$ , se recomienda que se usen solo ganchos de  $135^\circ$  en la cara exterior del nudo como se muestra en la figura:

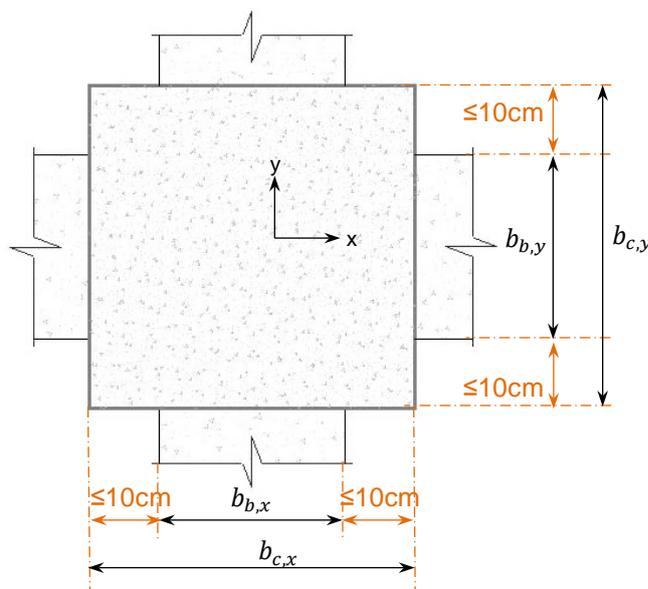


**Figura 70. Espaciamiento del refuerzo transversal en nudo exterior**

Al limitar el espaciamiento del refuerzo transversal horizontal junto con las recomendaciones para el refuerzo longitudinal, revisadas anteriormente, tienen la intención de crear una retícula capaz de confinar adecuadamente el núcleo de la columna (ACI 352RS-02, 4.2.2.3).

(ACI 352RS-02, 4.2.2.5) Se puede reducir la cantidad de refuerzo transversal a la mitad cuando la conexión cumple la siguiente condición:

- (ACI 352RS-02, 4.2.2.5 a ) Si llegan vigas por las cuatro caras del nudo y el ancho de cada una de ellas es al menos igual a  $\frac{3}{4}$  del ancho de la columna sin dejar descubiertos más de 10 cm del ancho de la columna a cada lado de la viga como se muestra en la figura;



**Figura 71. Condición para reducción del refuerzo transversal**

(ACI 352RS-02, 4.2.2.5 b) Si llegan vigas por dos caras opuestas del nudo y el ancho de cada una de ellas es al menos igual a  $\frac{3}{4}$  del ancho de la columna sin dejar descubiertos más de 10 cm del ancho de la columna a cada lado de la viga.

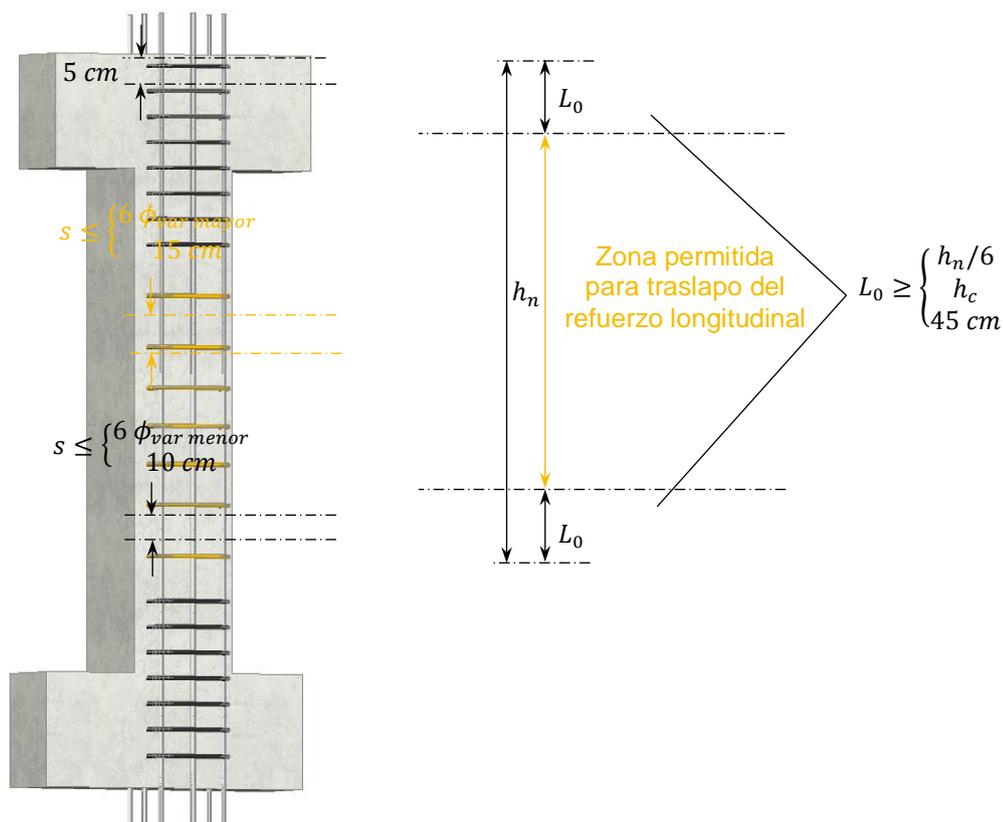
Aunque se puede colocar la mitad del acero trasversal cuando se cumple la condición de confinamiento, el espaciamiento no varía.

El refuerzo transversal horizontal en la columna adyacente al nudo debe colocarse a lo largo de la longitud especificada según la Norma Ecuatoriana de la Construcción en la sección 4.3.4.1 y 4.3.4.2 que especifica:

En los elementos en flexo-compresión se debe proporcionar un confinamiento especial en una longitud  $L_0$  medida a partir de la cara de cada nudo, así como en ambos lados de cualquier sección donde se pueda producir una rótula plástica debido a acciones sísmicas. La longitud  $L_0$  no puede ser menor que:

- Una sexta parte de la altura libre del elemento
- La máxima dimensión de su sección transversal
- 45 cm

En la figura se presenta esquemáticamente los requisitos de confinamiento para elementos en flexo-compresión (NEC-SE-HM, 4.3.4).



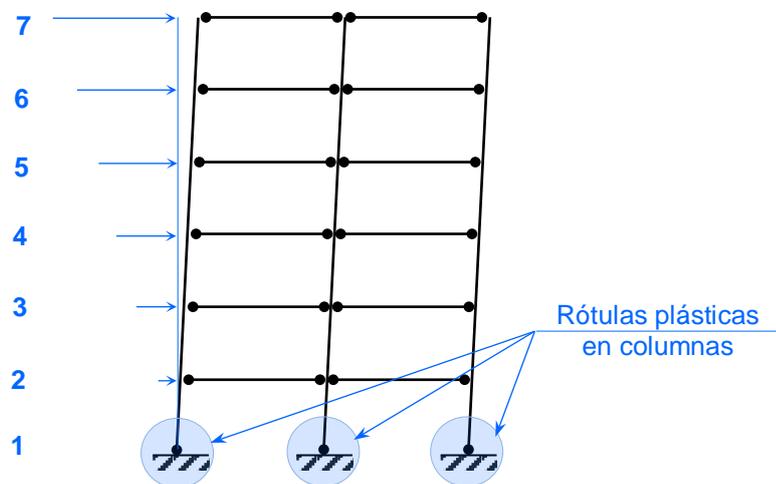
**Figura 72. Separación de estribos (NEC-11, 2011)**

$L_0$  : Longitud de la zona de confinamiento [cm].

$h_n$  : Altura libre de piso [cm].

La distancia mínima para extender el refuerzo transversal del nudo dentro de la columna tiene el propósito de confinar el núcleo de la columna por encima y por debajo, pero en ciertos casos, como en la base de una columna de primer piso, donde la zona potencial de formación de la rótula plástica en flexión puede extenderse hasta dentro de la zona central de la columna, el refuerzo transversal de la conexión debe extenderse hasta cubrir toda la zona potencial de formación de la rótula plástica (ACI 352RS-02, 4.2.2.7).

La Norma Ecuatoriana de la Construcción en la sección 4.1.1.3 indica que, de preferencia las rótulas plásticas deben formarse en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer piso como se muestra en la figura.



**Figura 73. Mecanismo de colapso aceptable en edificios de varios pisos (CIRSOC 103, 2005)**

Cuando se provee a las columnas con suficiente resistencia, se puede evitar la formación de rótulas plásticas en todos los niveles ubicados por encima del primero.

Cuando la carga axial en la columna es alta, la armadura de confinamiento y la resistencia del hormigón confinado serán altas. Así la resistencia de las secciones fuertemente confinadas en las zonas potenciales de formación de las rótulas plásticas en los extremos de los elementos pueden ser mucho mayores que las secciones menos confinadas que están fuera de la zona de formación de rótulas plásticas.

Cuando el esfuerzo axial es alto, la zona a ser confinada es mayor por esto, se puede tomar como longitud de la zona de formación de rótulas plásticas como la mayor longitud  $L_0$  mencionada anteriormente.

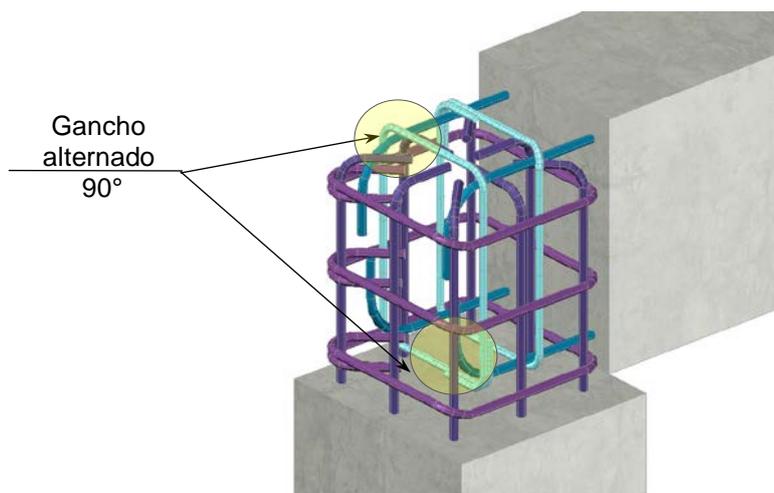
Donde el refuerzo longitudinal más cercano a la cara horizontal libre de un nudo con columna discontinua sean las barras que terminan provenientes de la viga, este refuerzo debe encerrarse con estribos verticales ubicados en la altura total del nudo (ACI 352RS-02, 4.2.2.8).

La cantidad de acero transversal requerido se calcula con la misma ecuación que para el acero transversal horizontal indicado anteriormente.

El espaciamiento entre estribos no debe exceder el menor valor entre:

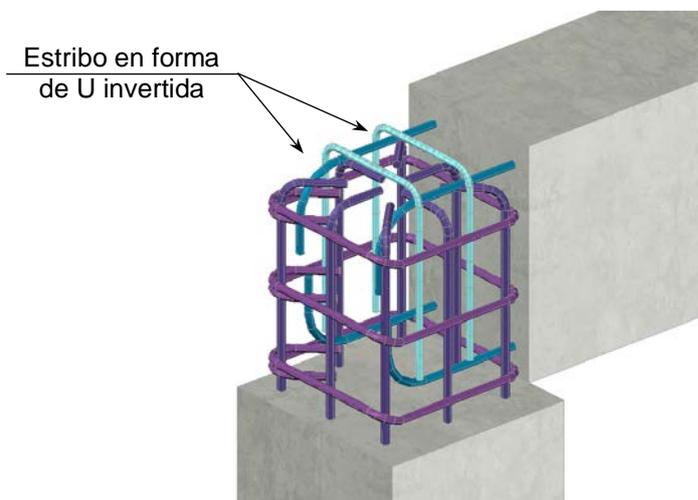
$$\left\{ \begin{array}{l} 1/4 \text{ del ancho de la viga} \\ 6 \Phi_{var} \text{ longitudinal menor de la viga} \\ 15 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Cada esquina y barra alternada de la viga en la fila externa debe estar amarrada por una esquina de estribo de 90° como se indica en la figura.



**Figura 74. Refuerzo transversal vertical con estribos cerrados**

Para facilitar la colocación del refuerzo transversal vertical, se pueden utilizar estribos en forma de U invertida sin ganchos de 135° siempre y cuando la longitud de anclaje sea suficiente para desarrollar la resistencia a la fluencia del estribo. Deben colocarse al menos dos filas externas de refuerzo transversal vertical entre las barras longitudinales de la columna localizadas más cerca al exterior del nudo.



**Figura 75. Refuerzo transversal vertical con estribos (U invertida)**

La sección crítica para estribos en forma de U debe localizarse en la línea central del refuerzo longitudinal de la viga más cercana a la cara no confinada (ACI 352RS-02, 4.2.2.8).



**Figura 76. Sección crítica para desarrollo de barras rectas en tracción**

Para nudos en forma de rodilla sometidos a cargas cíclicas el refuerzo transversal vertical mejora el confinamiento del concreto del nudo, retardando la degradación de la resistencia ante deformaciones grandes. No es necesaria la prolongación de los estribos en forma de U invertida dentro de la columna en la parte inferior.

### 2.5.7 CHEQUEO COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL

(ACI 352RS-02, 3.3) La resistencia a la flexión de vigas y columnas se calcula con dos objetivos:

- Establecer la demanda de fuerza cortante en el nudo (ACI 352RS-02, 3.3.4).
- Verificar la relación de resistencias a la flexión entre vigas y columnas en la conexión (ACI 352RS-02, 4.4).

Para conexiones Tipo 2, cuando la losa construida este en tracción, la resistencia a la flexión de la viga se determina considerando el refuerzo de la losa dentro de un ancho de ala efectivo  $b_e$ , en conjunto con el refuerzo longitudinal de la viga localizado dentro del alma (ACI 352RS-02, 3.3.2).

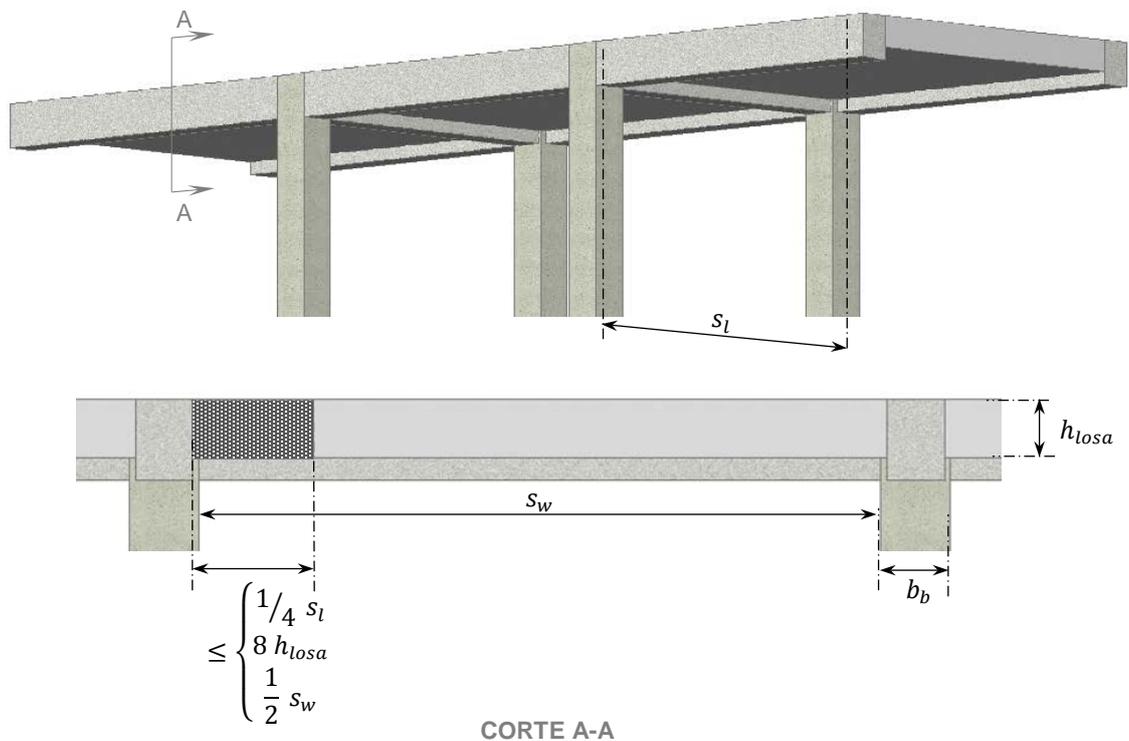
Las fuerzas introducidas al nudo se basan en la resistencia a flexión de la viga incluyendo la contribución del refuerzo efectivo de la losa en tracción.

## VIGAS CON LOSA A AMBOS LADOS

### Ancho efectivo del ala $b_e$

Debe cumplir los requerimientos del ACI 318-08, sección 8.12.2 especifica que el ancho efectivo del ala, para vigas con losa a ambos lados no debe tomarse mayor a  $1/4$  de la longitud del vano de la viga y el ancho sobresaliente efectivo del ala a cada lado del alma no debe exceder:

- 8 veces el espesor de la losa.
- La mitad de la distancia libre a la siguiente alma.



**Figura 77. Ancho efectivo de losa a ambos lados de la viga**

Siendo:

$s_l$  : Longitud del vano de la viga.

$s_w$  : Separación entre almas de las vigas.

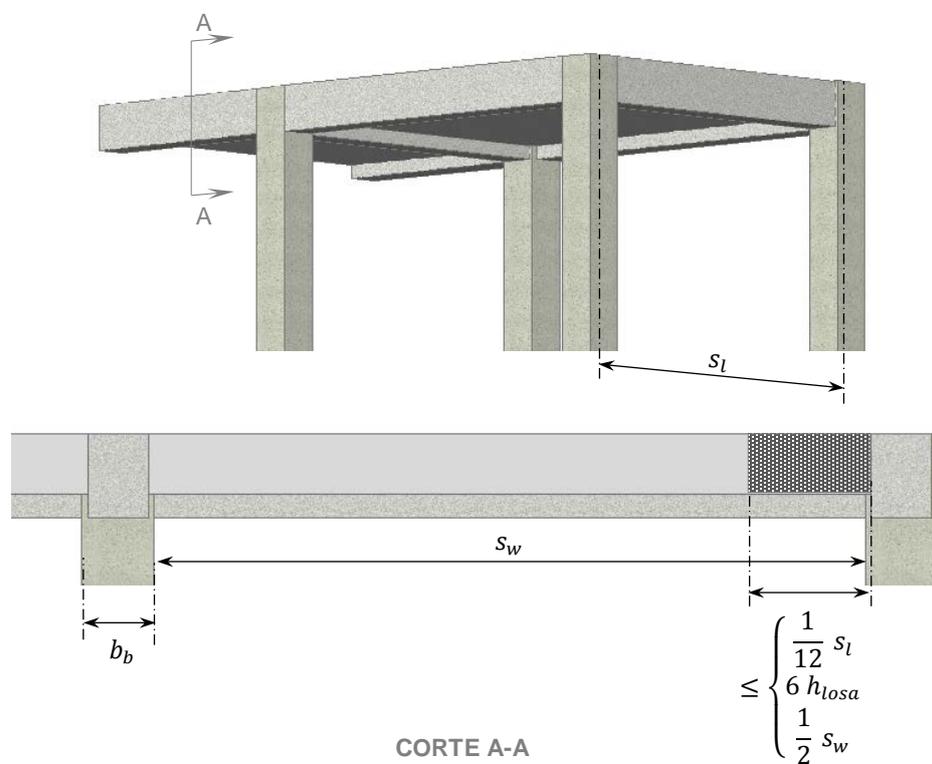
$h_{losa}$  : Espesor de la losa.

$b_b$  : Ancho del alma de la viga.

### VIGAS CON LOSA A UN SOLO LADO

El ACI 318-08 en la sección 8.12.3 especifica que el ancho sobresaliente efectivo del ala, para vigas con losa a un solo lado, no debe exceder de:

- Un doceavo de la longitud del vano de la viga.
- 6 veces el espesor de la losa
- La mitad de la distancia libre a la siguiente alma.



**Figura 78. Ancho efectivo de losa en un solo lado de la viga**

Por ningún motivo el ancho efectivo de losa se puede tomar como menor a  $2 b_b$ , siendo  $b_b$  el ancho del alma de la viga (ACI 352RS-02, 3.3.2).

### VIGAS CON LOSA A UN SOLO LADO

(ACI 352RS-02, 3.3.2) Para evaluar la resistencia a la flexión de vigas con ala o alas a tracción en conexiones sin vigas transversales, se considera todo el refuerzo localizado dentro del ancho efectivo de losa centrado con respecto a la columna, como se muestra en la figura:

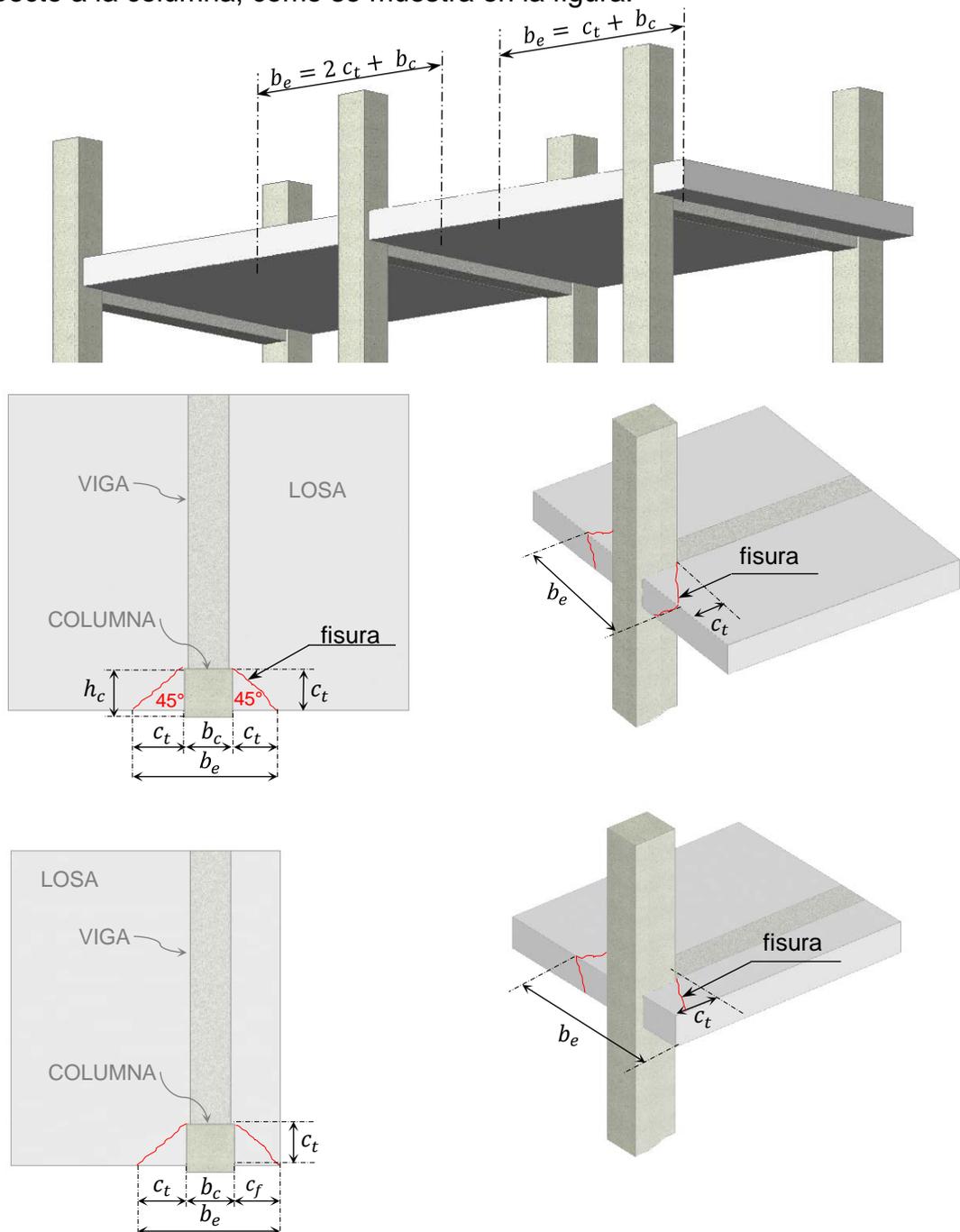


Figura 79. Ancho efectivo en conexiones sin viga transversal

$b_e$  : Ancho efectivo del ala de una viga T o L.

$b_c$  : Ancho de la columna, transversal a la dirección del cortante.

$c_t$  : Distancia de la cara interior de la columna al borde de la losa, medido perpendicularmente al borde.

$h_c$  : Altura de la columna.

Para conexiones sin vigas transversales, se debe considerar todo el refuerzo localizado dentro del ancho efectivo de la losa de modo que:  
 $b_e = (2c_t + b_c)$ .

Para conexiones en esquina sin vigas transversales, el ancho efectivo de la losa debe tomarse como  $(c_t + b_c) + \min(c_t, c_f \leq c_t)$ .

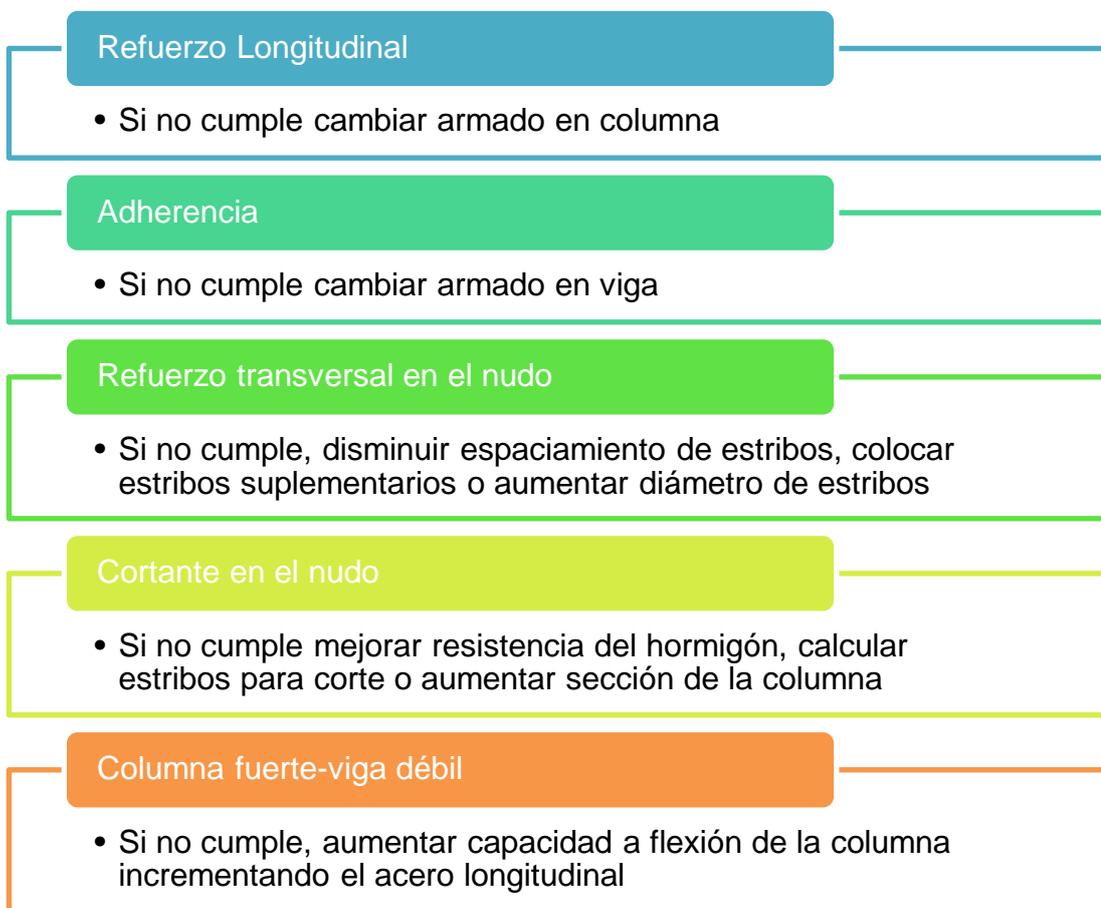
Se debe tomar como  $c_t$  el ancho de losa en la dirección transversal igual a la distancia desde la cara interior de la columna al borde de la losa medido en la dirección longitudinal, pero sin exceder la dimensión total de la columna en la dirección longitudinal  $h_c$ .

El ancho efectivo de la losa para conexiones exteriores y de esquina sin vigas transversales no debería tomarse mayor al 1/12 de la luz de la viga (ACI 352RS-02, 3.3.2).

La resistencia a flexión de la viga para el cálculo del cortante en el nudo debe basarse en el refuerzo longitudinal en la parte superior de la viga más el refuerzo de la losa dentro del ancho efectivo que se definió.

No se promueve la colocación de ningún refuerzo requerido en la viga dentro de la losa adyacente adicional a lo requerido según el ACI para vigas T.

## 2.5.8 RESUMEN DEL PROCEDIMIENTO ACI 352RS-02



**Figura 80. Resumen del procedimiento (ACI 352RS-02)**

## 2.5.9 EJEMPLO DE CÁLCULO

### 2.5.9.1 UNIÓN INTERIOR

Para el cálculo se ha tomado las dimensiones de vigas y columnas, separación de vanos y altura de entrepiso del ejemplo citado anteriormente en las Recomendaciones ACI 352-85 para su posterior comparación.

Suponer que luego del cálculo y combinaciones de carga vertical y horizontal, se ha llegado al siguiente diseño del acero longitudinal en vigas y en columnas:

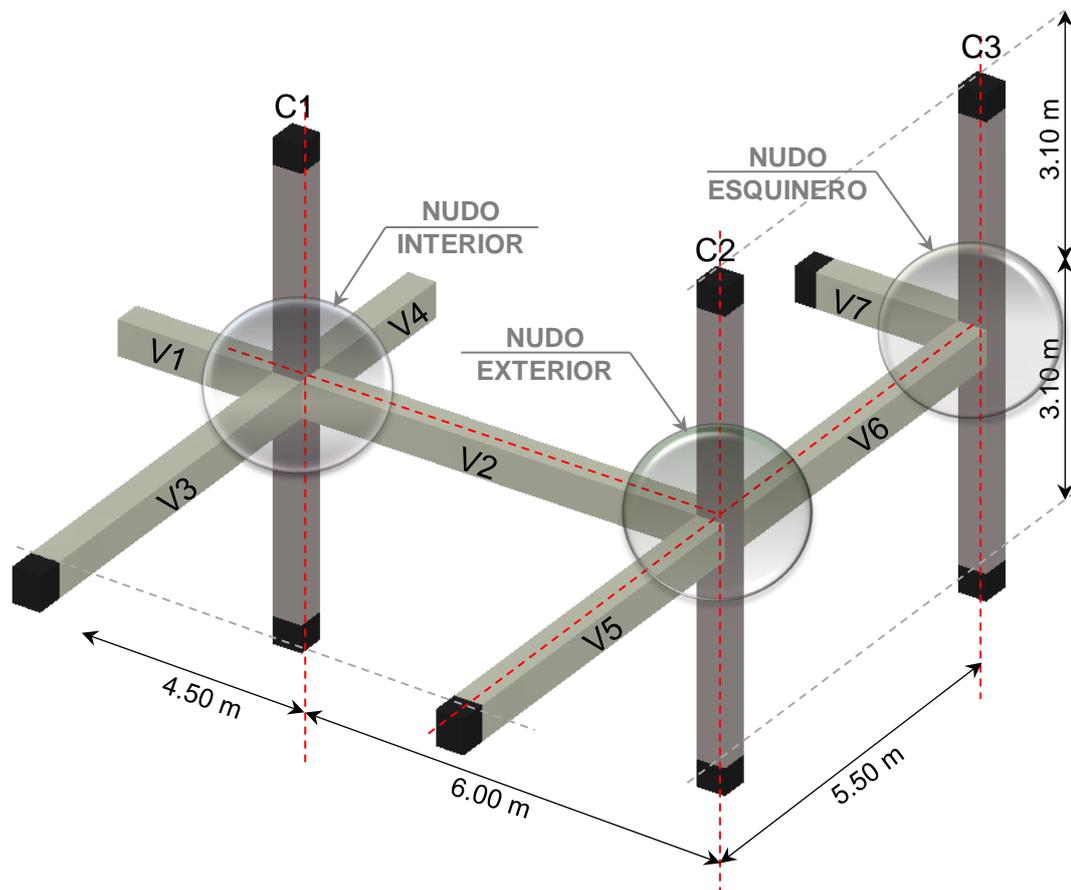


Figura 81. Área de estudio tridimensional (Placencia, 1987)

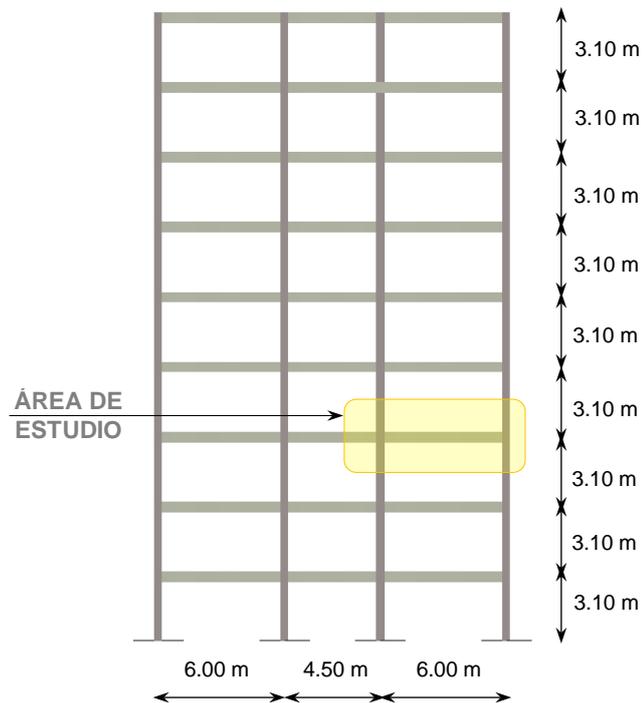


Figura 82. Área de estudio en elevación (Placencia, 1987)

Tabla 20

Datos para el ejemplo

VIGAS	b (cm)	h (cm)	As superior	As inferior
VIGA 1	40	50	4 $\Phi$ 25 mm	4 $\Phi$ 20 mm
VIGA 2	40	50	4 $\Phi$ 25 mm	4 $\Phi$ 20 mm
VIGA 3	40	50	4 $\Phi$ 25 mm	4 $\Phi$ 20 mm
VIGA 4	40	50	4 $\Phi$ 25 mm	4 $\Phi$ 20 mm
VIGA 5	40	50	4 $\Phi$ 22 mm	3 $\Phi$ 20 mm
VIGA 6	40	50	3 $\Phi$ 22 mm	3 $\Phi$ 20 mm
VIGA 7	40	50	3 $\Phi$ 22 mm	3 $\Phi$ 20 mm

COLUMNA	b (cm)	h (cm)	As
COLUMNA 1	40	40	8 $\Phi$ 25 mm
COLUMNA 2	40	40	8 $\Phi$ 25 mm
COLUMNA 3	40	40	8 $\Phi$ 20 mm

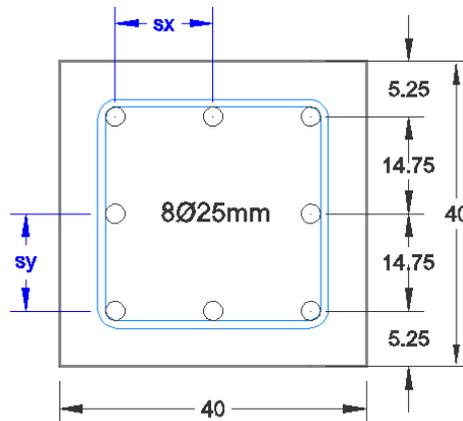
Materiales

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

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

### Chequeos iniciales -Refuerzo longitudinal en columna-

El recubrimiento es de 3 cm



**Figura 83. Sección transversal de la columna**

Separación en x, y

$$s_x = s_y = 14.75 \text{ cm}$$

$$s_x \leq \begin{cases} \frac{1}{3} b_c = \frac{1}{3} * 0.40 = 13.33 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_y \leq \begin{cases} \frac{1}{3} h_c = \frac{1}{3} * 0.40 = 13.33 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

El espaciamiento para este caso se debe tomar como 13.33 cm, por lo que:

$$s_x, s_y \geq s_{x \max}, s_{y \max} \quad \text{NO CUMPLE}$$

### Chequeos iniciales -Adherencia-

Cuando las columnas son más anchas que las vigas:

$$\frac{h_{col}}{\phi_{viga}} \geq 20 \quad \frac{f_y}{420} \geq 20$$

$$\frac{400 \text{ mm}}{25 \text{ mm}} \geq 20$$

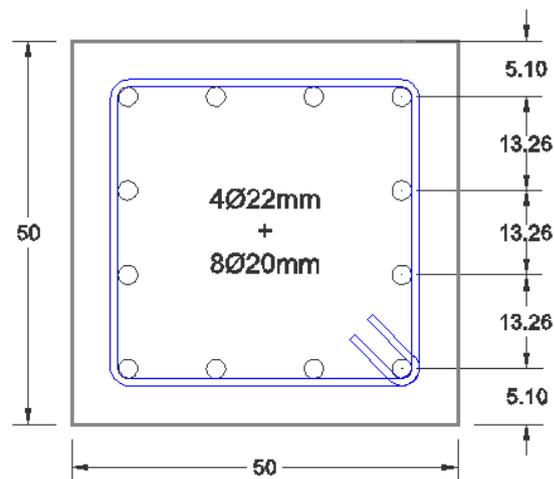
$$16 < 20 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Las opciones para que pase la adherencia son:

- Disminuir el diámetro de la varilla sustituyendo  $4\Phi 25\text{mm}$  ( $19.63\text{ cm}^2$ ) por  $5\Phi 22\text{mm}$  ( $19.01\text{ cm}^2$ , a criterio del calculista).
- Aumentar la dimensión de la columna, de  $40\text{ cm}$  a  $50\text{ cm}$ .

Se va a optar por ambas opciones, entonces se vuelve a hacer las verificaciones.

### Reevaluación -Refuerzo Longitudinal en columna-



**Figura 84. Sección transversal de la columna agrandada**

Separación en x, y

$$s_x = s_y = 13.26\text{ cm}$$

$$s_x \leq \begin{cases} \frac{1}{3} b_c = \frac{1}{3} * 0.50 = 16.66\text{ cm} \\ 20\text{ cm} \end{cases}$$

$$s_y \leq \begin{cases} \frac{1}{3} h_c = \frac{1}{3} * 0.50 = 16.66\text{ cm} \\ 20\text{ cm} \end{cases}$$

El espaciamiento máximo para este caso es  $16.66\text{ cm}$  y el obtenido es de  $13.26$  por lo que:

$$s_x, s_y \leq s_{x\text{ max}}, s_{y\text{ max}} \quad \text{CUMPLE}$$

### Reevaluación -Adherencia-

Cuando las columnas son más anchas que las vigas:

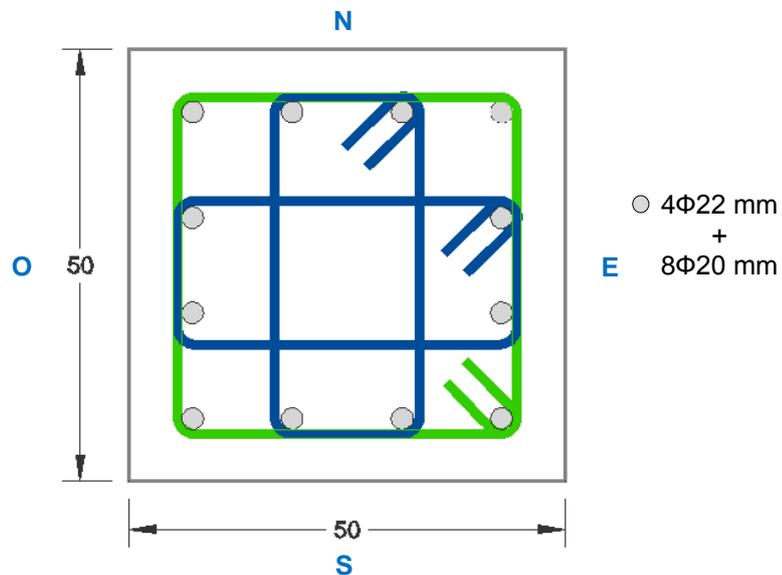
$$\frac{h_{col}}{\phi_{viga}} \geq 20 \quad \frac{f_y}{420} \geq 20$$

$$\frac{500 \text{ mm}}{22 \text{ mm}} \geq 20$$

$$22.72 \geq 20 \text{ CUMPLE}$$

### Refuerzo transversal en el nudo

Sabiendo que para las Recomendaciones ACI 352-02 el espaciamiento mayor centro a centro entre ramas de estribo de confinamiento no debe ser mayor que 30 cm, y por el nuevo armado se coloca un estribo central en ambas direcciones y se procede a calcular:



**Figura 85. Estribos por confinamiento columna C1**

Dirección N-S, E-O

$$s_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_c}{4} = \frac{500 \text{ mm}}{4} = 125 \text{ mm} \\ 6 \phi_{var} = 6 * 20 \text{ mm} = 120 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right.$$

El menor espaciamiento es 12 cm.

Según el espaciamiento permitido en la NEC-11 para columnas:

$$s \leq \begin{cases} 6 \phi_{var\ menor} = 6 * 20mm = 120 mm \\ 10 cm \end{cases}$$

El menor espaciamiento es 10 cm.

$$s = \min(ACI 352 - 02, NEC - 11)$$

$$s = \min(12.5 cm, 10 cm)$$

El espaciamiento adoptado es 10 cm para la columna y 12 cm en el nudo.

Por ser una columna cuadrada el análisis en sentido N-S es igual que en el sentido E-O en la verificación del confinamiento. Para una columna rectangular el cálculo debe hacerse en ambas direcciones.

#### Acero transversal en el nudo

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s_h b''_c f'_c}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 0.3 \frac{120 mm * 440 mm * 21 Mpa}{420 Mpa} \left( \frac{500 mm * 500 mm}{440 mm * 440 mm} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 230.73 mm^2 \approx 2.31 cm^2$$

#### Acero transversal mínimo en el nudo

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s_h b''_c f'_c}{f_{yh}}$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{120mm * 440 mm * 21 Mpa}{420 Mpa}$$

$$A_{sh} = 237.60 mm^2 \approx 2.38 cm^2$$

Si el confinamiento es suficiente en las cuatro caras, se puede disminuir la cantidad de acero calculado a la mitad (ACI 352RS-02, 4.2.2.5).

La verificación se realiza con el ancho de vigas y columnas de manera que:

$$b_{b_{N-S}}, b_{b_{E-O}} = 400 \text{ mm}$$

$$b_c = 500 \text{ mm}$$

$$b_{b_{N-S}}, b_{b_{E-O}} \geq \frac{3}{4} b_c$$

$$400 \geq \frac{3}{4} 500$$

$$400 \geq 375 \text{ CUMPLE}$$

$$b_c - b_{b_{N-S}}, b_{b_{E-O}} \leq 200 \text{ mm}$$

$$500 - 400 \leq 200 \text{ mm}$$

$$100 \leq 200 \text{ mm CUMPLE}$$

Entonces, por la condición de confinamiento el acero transversal calculado puede reducirse a la mitad.

$$A_{sh} = 237.60 \text{ mm}^2 \approx 2.38 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_{sh}}{2} = \frac{237.60 \text{ mm}^2}{2} = 118.80 \text{ mm}^2 \approx 1.18 \text{ cm}^2$$

Verificación del acero colocado y el requerido:

$$A_{sh \text{ col}} = 4 \text{ ramas } \phi 10 \text{ mm} = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ cada } 12 \text{ cm}$$

$$A_{sh \text{ req}} = 1.18 \text{ cm}^2 \text{ cada } 12 \text{ cm}$$

$$A_{sh \text{ col}} \geq A_{sh \text{ req}} \text{ CUMPLE}$$

Se está colocando más acero transversal del que se requiere, por lo que podría disminuir el diámetro de los estribos suplementarios a 8 mm.

$$A_{sh \text{ col}} = 2 \text{ ramas } \phi 10 \text{ mm} + 2 \text{ ramas } \phi 8 \text{ mm} = 2.58 \text{ cm}^2 \text{ cada } 12 \text{ cm}$$

$$A_{sh \text{ col}} \geq A_{sh \text{ req}} \text{ CUMPLE}$$

### Cortante en el nudo

Las Recomendaciones ACI 352RS-02 incluyen la consideración de un ancho efectivo de losa, por efecto de hacer una comparación con el ACI 352-85 del ejemplo anterior no se va a incluir la colaboración de la losa.

$$M_{pr,b} = A_s \alpha f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

#### Momento Positivo (Sentido N-S, E-O)

Se considera el acero inferior de la viga

$$A_{s2} = 12.57 \text{ cm}^2 \approx 1257 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1257 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa}}{0.85 * 21 \text{ Mpa} * 400 \text{ mm}} = 92.43 \text{ mm}$$

$$d = h_{vig} - (2 \text{ rec} + 0.5 \phi_{vig} + \phi_{est})$$

$$d = 500 \text{ mm} - (2 * 25 \text{ mm} + 0.5 * 20 \text{ mm} + 10 \text{ mm})$$

$$d = 430 \text{ mm} \approx 43 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1257 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa} \left( 430 \text{ mm} - \frac{92.43 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_1 = 253.27 \text{ kN.m} \approx 25.32 \text{ t.m}$$

#### Momento Negativo (Sentido N-S, E-O)

Se considera el acero superior de la viga

$$A_{s1} = 19.01 \text{ cm}^2 \approx 1901 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1901 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa}}{0.85 * 21 \text{ Mpa} * 400 \text{ mm}} = 139.78 \text{ mm}$$

$$d = h_{vig} - (\text{rec} + 0.5 \phi_{vig} + \phi_{est})$$

$$d = 500 \text{ mm} - (25 \text{ mm} + 0.5 * 22 \text{ mm} + 10 \text{ mm})$$

$$d = 454 \text{ mm} \approx 45.40 \text{ cm}$$

$$M_2 = 1901 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa} \left( 454 \text{ mm} - \frac{139.78 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_2 = 383.35 \text{ kN.m} \approx 38.33 \text{ t.m}$$

### Cortante en la columna

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

$$V_{col} = \frac{25.32 \text{ t.m} + 38.33 \text{ t.m}}{3.10 \text{ m}} = 20.53 \text{ t} \approx 20530 \text{ kg}$$

Por no considerar acero en la losa, el cortante último se define como:

$$V_u = T_{b1} + C_{b2} - V_{col} = \alpha f_y (A_{s1} + A_{s2}) - V_{col}$$

$$V_u = 1.25 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (19.01 \text{ cm}^2 + 12.57 \text{ cm}^2) - 20530 \text{ kg}$$

$$V_u = 145265 \text{ kg} \approx 145.26 \text{ t}$$

$$V_n = 0.083 \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$$

Excentricidad=0

$$\frac{m h_c}{2} = \frac{0.5 * 500 \text{ mm}}{2} = 125 \text{ mm}$$

Espacio disponible entre viga y columna

$$\frac{b_c - b_b}{2} = \frac{500 \text{ mm} - 400 \text{ mm}}{2} = 50 \text{ mm}$$

$$\frac{m h_c}{2} = 50 \text{ mm}$$

$$b_j \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_b + b_c}{2} = \frac{400 \text{ mm} + 500 \text{ mm}}{2} = 450 \text{ mm} \\ b_b + \sum \frac{m h_c}{2} = 400 \text{ mm} + 2 * 50 \text{ mm} = 500 \text{ mm} \\ b_c = 500 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$b_j = 450 \text{ mm}$$

$$V_n = 0.083(20) \sqrt{21 \text{ Mpa}} (450 \text{ mm}) (500 \text{ mm})$$

$$V_n = 1711.60 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 1711.60 \text{ kN} = 1454.85 \text{ kN} \approx 145.49 \text{ t}$$

$$\phi V_n = 1454.85 \text{ kN} \approx 145.49 \text{ t}$$

Comparación cortante actuante frente a cortante resistente

$$V_u = 145265 \text{ kg} \approx 145.26 \text{ t}$$

$$\phi V_n = 1454.85 \text{ kN} \approx 145.49 \text{ t}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$145.26 \text{ t} < 145.49 \text{ t} \quad \text{CUMPLE}$$

Hay una diferencia del 0.15%. Lo recomendable sería que existiera una holgura para mayor seguridad, lo que se podría conseguir aumentando la resistencia del hormigón a 240 kg/cm<sup>2</sup>.

### Relación de resistencia a flexión

$$\frac{\sum M_{n,c}}{\sum M_{n,b}} \geq 1.2$$

$$M_{n1} = \frac{M_1}{1.25} = \frac{25.32 \text{ t.m}}{1.25} = 20.26 \text{ t.m}$$

$$M_{n2} = \frac{M_2}{1.25} = \frac{38.33 \text{ t.m}}{1.25} = 30.66 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_{o_{col}} + M_{o_{col}}}{M_{n1} + M_{n2}} = \frac{54.79 \text{ t.m} + 54.99 \text{ t.m}}{20.26 \text{ t.m} + 30.66 \text{ t.m}} = 2.16$$

El momento de la columna se tomó igual al del ejemplo anterior con el ACI 352-85.

$$2.16 \geq 1.2 \quad \text{CUMPLE}$$

### 2.5.9.2 UNIÓN DE BORDE (EXTERIOR)

Para el cálculo se ha tomado las dimensiones de vigas y columnas, separación de vanos y altura de entrepiso del ejemplo citado anteriormente en las Recomendaciones ACI 352-85 para su posterior comparación.

Análisis en la dirección perpendicular al borde: Viga V2

#### Chequeos iniciales -Refuerzo Longitudinal en columna-

Para la columna de 40x40 cm, como se revisó en la unión interior, no se cumple la condición de refuerzo longitudinal y espaciamientos.

#### Chequeos iniciales –Longitud de anclaje-

A diferencia de las uniones interiores, en una conexión exterior se debe verificar la longitud de anclaje o desarrollo.

$$l_{dh} = \frac{\alpha f_y \phi_{var}}{6.2 \sqrt{f'_c}}$$

$$l_{dh} = \frac{1.25 * 420 \text{ MPa} * 22 \text{ mm}}{6.2 * \sqrt{21 \text{ MPa}}} = 406.52 \text{ mm} \approx 40.65 \text{ cm}$$

Longitud de anclaje disponible:

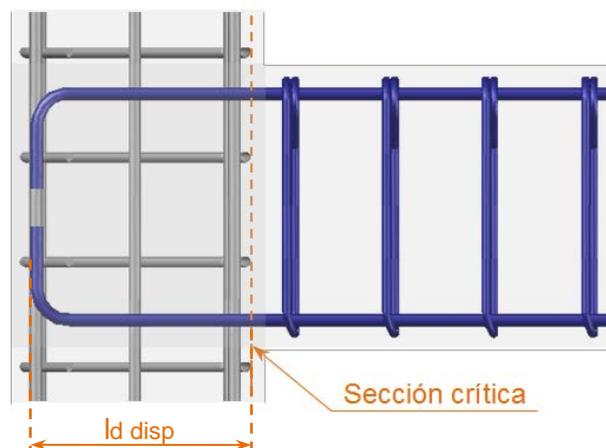


Figura 86. Longitud de desarrollo disponible Columna C2

$$rec = 25 \text{ mm}$$

$$l_{d \text{ disp}} = b_c - 2 \text{ rec} + \phi_{est \text{ col}} = 400 \text{ mm} - 2 * 30 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 350 \text{ mm}$$

$$l_{d \text{ disp}} = 350 \text{ mm} \approx 35 \text{ cm}$$

$$l_{d \text{ disp}} < l_{dh} \quad \text{NO CUMPLE}$$

La longitud de desarrollo disponible es insuficiente por lo que se debe aumentar la dimensión de la columna, de 40 cm a 50 cm, la nueva dimensión es de 50x50 cm.

$$l_{d \text{ disp}} = b_c - 2 \text{ rec} + \phi_{est \text{ col}} = 500 \text{ mm} - 2 * 30 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 450 \text{ mm}$$

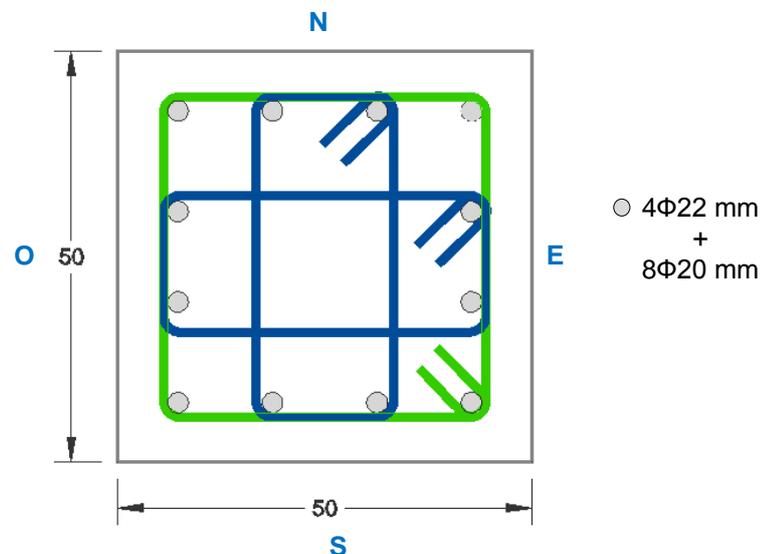
$$l_{d \text{ disp}} = 450 \text{ mm} \approx 45 \text{ cm}$$

$$l_{d \text{ disp}} \geq l_{dh}$$

$$45 \text{ cm} \geq 40.65 \text{ cm} \quad \text{CUMPLE}$$

### Refuerzo transversal

Para este caso, el acero transversal no se reduce por no estar completamente confinado por vigas en todas las caras. Se va a mantener el armado obtenido para la columna interior.



**Figura 87. Estribos por confinamiento Columna C2**

Se va a emplear una separación de 12 cm que proviene de la expresión  $6\phi_{var}$  similar al caso de la conexión interior.

#### Acero transversal en el nudo

$$A_{sh} = 0.3 \frac{120 \text{ mm} * 440 \text{ mm} * 21 \text{ Mpa}}{420 \text{ Mpa}} \left( \frac{500 \text{ mm} * 500 \text{ mm}}{440 \text{ mm} * 440 \text{ mm}} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 230.73 \text{ mm}^2 \approx 2.31 \text{ cm}^2$$

#### Acero transversal mínimo en el nudo

$$A_{sh} = 0.09 \frac{120 \text{ mm} * 440 \text{ mm} * 21 \text{ Mpa}}{420 \text{ Mpa}}$$

$$A_{sh} = 237.60 \text{ mm}^2 \approx 2.38 \text{ cm}^2$$

Verificación del acero colocado y el requerido:

$$A_{sh \text{ col}} = 2 \text{ ramas } \phi 10 \text{ mm} + 2 \text{ ramas } \phi 8 \text{ mm} = 2.58 \text{ cm}^2 \text{ cada } 12 \text{ cm}$$

$$A_{sh \text{ req}} = 2.38 \text{ cm}^2 \text{ cada } 12 \text{ cm}$$

$$A_{sh \text{ col}} > A_{sh \text{ req}} \quad \text{CUMPLE}$$

#### **Cortante en el nudo**

En este caso tampoco se va a considerar la participación de la losa para el cálculo del nudo. Como el armado es mismo que se usó en la conexión interior y la columna tiene las mismas dimensiones, los valores obtenidos son similares:

$$M_{pr,b} = A_s \alpha f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

#### Momento Positivo (Sentido E-O)

$$M_1 = 0 \approx 0 \text{ t.m} \quad \text{No se considera el acero inferior.}$$

#### Momento Negativo (Sentido E-O)

Se considera el acero superior de la viga

$$A_{s1} = 19.01 \text{ cm}^2 \approx 1901 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1901 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa}}{0.85 * 21 \text{ Mpa} * 400 \text{ mm}} = 139.78 \text{ mm}$$

$$d = h_{vig} - (rec + 0.5 \phi_{vig} + \phi_{est})$$

$$d = 500 \text{ mm} - (25 \text{ mm} + 0.5 * 22 \text{ mm} + 10 \text{ mm})$$

$$d = 454 \text{ mm} \approx 45.40 \text{ cm}$$

$$M_2 = 1901 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa} \left( 454 \text{ mm} - \frac{139.78 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_2 = 383.35 \text{ kN.m} \approx 38.33 \text{ t.m}$$

### Cortante en la columna

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

$$V_{col} = \frac{0 \text{ t.m} + 38.33 \text{ t.m}}{3.10 \text{ m}} = 12.36 \text{ t} \approx 12360 \text{ kg}$$

Por no considerar acero en la losa, el cortante último se define como:

$$V_u = T_{b1} - V_{col} = \alpha f_y (A_{s1}) - V_{col}$$

$$V_u = 1.25 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (19.01 \text{ cm}^2) - 12360 \text{ kg}$$

$$V_u = 87442.50 \text{ kg} \approx 87.44 \text{ t}$$

### Cortante resistente

$$\text{Excentricidad} = 0; \frac{m h_c}{2} = 50 \text{ mm}$$

$$b_j \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_b + b_c}{2} = \frac{400\text{mm} + 500\text{mm}}{2} = 450 \text{ mm} \\ b_b + \sum \frac{m h_c}{2} = 400\text{mm} + 2 * 50 \text{ mm} = 500 \text{ mm} \\ b_c = 500 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$b_j = 450 \text{ mm}$$

$$V_n = 0.083 \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$$

El valor de  $\gamma$  para el tipo de conexión exterior es: 15

$$V_n = 0.083(15) \sqrt{21 \text{ Mpa}} (450 \text{ mm}) (500 \text{ mm})$$

$$V_n = 1283.70 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 1283.70 \text{ kN} = 1091.11 \text{ kN} \approx 109.11 \text{ t}$$

Comparación cortante actuante frente a cortante resistente

$$V_u = 87442.50 \text{ kg} \approx 87.44 \text{ t}$$

$$\phi V_n = 1091.14 \text{ kN} \approx 109.11 \text{ t}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$87.44 \text{ t} < 109.11 \text{ t} \quad \text{CUMPLE}$$

### Relación de resistencia a flexión

$$\frac{\sum M_{n,c}}{\sum M_{n,b}} \geq 1.2$$

$$M_{n1} = 0 \text{ t.m}$$

$$M_{n2} = \frac{M_1}{1.25} = \frac{38.33 \text{ t.m}}{1.25} = 30.66 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_{o_{col}} + M_{o_{col}}}{M_{n1} + M_{n2}} = \frac{49.31 \text{ t.m} + 48.77 \text{ t.m}}{30.66 \text{ t.m} + 0 \text{ t.m}} = 3.19$$

El momento de la columna se tomó igual al del ejemplo anterior con el ACI 352-85.

$$3.19 \geq 1.2 \quad \text{CUMPLE}$$

Análisis en la dirección paralela al borde: Viga V5, V6

Se inicia el diseño con los cambios realizados para la otra dirección, es decir columna de 50x50 cm. El acero transversal por confinamiento es igual que en la otra dirección:

**Chequeos iniciales -Adherencia-**

En esta dirección la conexión es del tipo interior. Para el caso en que las columnas son más anchas que las vigas:

$$\frac{h_{col}}{\phi_{viga}} \geq 20 \quad \frac{f_y}{420} \geq 20$$

$$\frac{500 \text{ mm}}{22 \text{ mm}} \geq 20$$

$$22.72 \geq 20 \text{ CUMPLE}$$

**Cortante en el nudo**

No se considera la colaboración de la losa.

$$M_{pr,b} = A_s \alpha f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Momento Positivo (Sentido N-S)

Se considera el acero inferior de la viga

$$A_{s2} = 9.42 \text{ cm}^2 \approx 942 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{942 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa}}{0.85 * 21 \text{ Mpa} * 400 \text{ mm}} = 69.26 \text{ mm}$$

$$d = h_{vig} - (2 \text{ rec} + 0.5 \phi_{vig} + \phi_{est})$$

$$d = 500 \text{ mm} - (2 * 25 \text{ mm} + 0.5 * 20 \text{ mm} + 10 \text{ mm})$$

$$d = 430 \text{ mm} \approx 43 \text{ cm}$$

$$M_1 = 942 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa} \left( 430 \text{ mm} - \frac{69.26 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_1 = 195.53 \text{ kN.m} \approx 19.55 \text{ t.m}$$

### Momento Negativo (Sentido N-S)

Se considera el acero superior de la viga

$$A_{s1} = 15.21 \text{ cm}^2 \approx 1521 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1521 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa}}{0.85 * 21 \text{ Mpa} * 400 \text{ mm}} = 111.84 \text{ mm}$$

$$d = h_{vig} - (rec + 0.5 \phi_{vig} + \phi_{est})$$

$$d = 500 \text{ mm} - (25 \text{ mm} + 0.5 * 22 \text{ mm} + 10 \text{ mm})$$

$$d = 454 \text{ mm} \approx 45.40 \text{ cm}$$

$$M_2 = 1521 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa} \left( 454 \text{ mm} - \frac{111.84 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_2 = 317.87 \text{ kN.m} \approx 31.79 \text{ t.m}$$

### Cortante en la columna

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

$$V_{col} = \frac{19.55 \text{ t.m} + 31.79 \text{ t.m}}{3.10 \text{ m}} = 16.56 \text{ t} \approx 16560 \text{ kg}$$

Por no considerar acero en la losa, el cortante último se define como:

$$V_u = T_{b1} + C_{b2} - V_{col} = \alpha f_y (A_{s1} + A_{s2}) - V_{col}$$

$$V_u = 1.25 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (15.21 \text{ cm}^2 + 9.42 \text{ cm}^2) - 16560 \text{ kg}$$

$$V_u = 112747.50 \text{ kg} \approx 112.75 \text{ t}$$

Cortante resistente

Excentricidad=0

$$\frac{m h_c}{2} = \frac{0.5 * 500 \text{ mm}}{2} = 125 \text{ mm}$$

Espacio disponible entre viga y columna

$$\frac{b_c - b_b}{2} = \frac{500 \text{ mm} - 400 \text{ mm}}{2} = 50 \text{ mm}$$

$$\frac{m h_c}{2} = 50 \text{ mm}$$

$$b_j \begin{cases} \frac{b_b + b_c}{2} = \frac{400\text{mm} + 500\text{mm}}{2} = 450 \text{ mm} \\ b_b + \sum \frac{m h_c}{2} = 400\text{mm} + 2 * 50 \text{ mm} = 500 \text{ mm} \\ b_c = 500 \text{ mm} \end{cases}$$

$$b_j = 450 \text{ mm}$$

$$V_n = 0.083 \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$$

$$V_n = 0.083 (20) \sqrt{21 \text{ Mpa}} (450 \text{ mm}) (500 \text{ mm})$$

$$V_n = 1711.60 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 1711.60 \text{ kN} = 1454.85 \text{ kN}$$

Comparación cortante actuante frente a cortante resistente

$$V_u = 112747.50 \text{ kg} \approx 112.75 \text{ t}$$

$$\phi V_n = 1454.85 \text{ kN} \approx 145.49 \text{ t}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$112.75 \text{ t} < 145.49 \text{ t} \quad \text{CUMPLE}$$

### Relación de resistencia a flexión

$$\frac{\sum M_{n,c}}{\sum M_{n,b}} \geq 1.2$$

$$M_{n1} = \frac{M_1}{1.25} = \frac{19.55 \text{ t.m}}{1.25} = 15.64 \text{ t.m}$$

$$M_{n2} = \frac{M_2}{1.25} = \frac{31.79 \text{ t.m}}{1.25} = 25.43 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_{o_{col}} + M_{o_{col}}}{M_{n1} + M_{n2}} = \frac{49.31 \text{ t.m} + 48.77 \text{ t.m}}{15.64 \text{ t.m} + 25.43 \text{ t.m}} = 2.39$$

El momento de la columna se tomó igual al del ejemplo anterior con el ACI 352-85.

$$2.39 \geq 1.2 \text{ CUMPLE}$$

### 2.5.9.3 UNIÓN ESQUINERA

La columna es cuadrada y las vigas tienen el mismo armado adyacente a la zona del nudo por lo que el análisis es igual en una dirección como en la otra.

#### Chequeos iniciales -Refuerzo Longitudinal en columna-

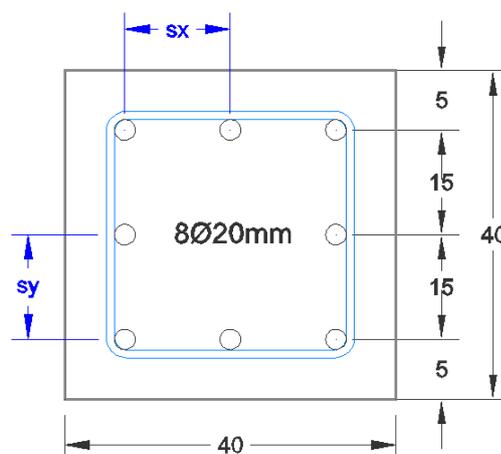


Figura 88. Sección transversal de la columna

Separación en x, y

$$s_x = s_y = 15 \text{ cm}$$

$$s_x \leq \begin{cases} 1/3 b_c = 1/3 * 0.40 = 13.33 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_y \leq \begin{cases} 1/3 h_c = 1/3 * 0.40 = 13.33 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

El espaciamiento máximo para este caso es 13.33 cm, por lo que:

$$s_x, s_y \geq s_{x \max}, s_{y \max} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Se cambia el armado de 8  $\Phi 20$ mm (25.13 cm<sup>2</sup>) por 4 $\Phi 18$  mm + 8  $\Phi 16$ mm (26.26 cm<sup>2</sup>) para cumplir el requisito del espaciamiento  $s_x, s_y = 10 \text{ cm}$ .

### Chequeos iniciales -Adherencia-

Cuando las columnas son más anchas que las vigas:

$$\frac{h_{col}}{\phi_{viga}} \geq 20 \quad \frac{f_y}{420} \geq 20$$

$$\frac{400 \text{ mm}}{22 \text{ mm}} \geq 20$$

$$18.18 < 20 \quad \text{NO CUMPLE}$$

Para mantener el tamaño de la columna se puede sustituir el acero de armado en la viga es decir 3 $\Phi 22$  (11.40 cm<sup>2</sup>) por 5 $\Phi 18$  (12.70 cm<sup>2</sup>) y 3 $\Phi 20$  (9.42 cm<sup>2</sup>) por 4 $\Phi 18$  (10.18 cm<sup>2</sup>).

### Reevaluación -Adherencia-

$$\frac{h_{col}}{\phi_{mayor \ viga}} \geq 20 \quad \frac{f_y}{420} \geq 20$$

$$\frac{400 \text{ mm}}{18 \text{ mm}} \geq 20$$

$$22.22 \geq 20 \quad \text{CUMPLE}$$

### Longitud de Anclaje

$$l_{dh} = \frac{\alpha f_y \phi_{var}}{6.2 \sqrt{f'_c}}$$

$$l_{dh} = \frac{1.25 * 420 \text{ MPa} * 18 \text{ mm}}{6.2 \sqrt{21 \text{ Mpa}}} = 332.60 \text{ mm}$$

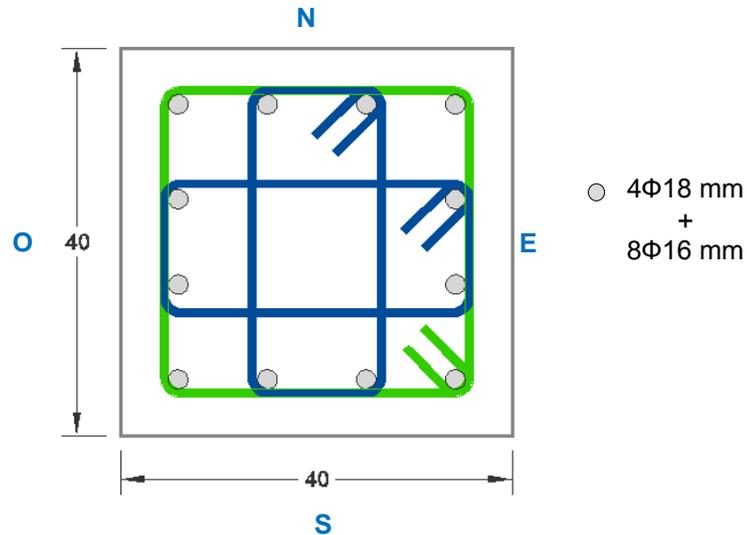
$$l_{dh} = 33.26 \text{ cm}$$

$$l_{dh \text{ disp}} = 40 - (2 * 3 - 1) = 35 \text{ cm}$$

$$l_{dh \text{ disp}} \geq l_{dh \text{ req}}$$

### Refuerzo transversal

Sabiendo que para las Recomendaciones ACI 352-02 el espaciamiento mayor centro a centro entre ramas de estribo de confinamiento no debe ser mayor que 30 cm, se coloca un gancho central en ambas direcciones y se procede a calcular:



**Figura 89. Estribos por confinamiento columna C3**

### Espaciamiento entre estribos

$$s_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_c}{4} = \frac{400 \text{ mm}}{4} = 100 \text{ mm} \\ 6 \phi_{var} = 6 * 20 \text{ mm} = 120 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right.$$

El menor espaciamiento es 10 cm.

Según el espaciamiento permitido en la NEC-11 en columnas

$$s \leq \begin{cases} 6 \phi_{var\ menor} = 6 * 18\ mm = 108\ mm \\ 10\ cm \end{cases}$$

El menor espaciamiento es 10 cm para la columna y el nudo.

$$s = \min(ACI\ 352 - 02, NEC - 11)$$

$$s = \min(10\ cm, 10\ cm)$$

Acero transversal en el nudo

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s_h b''_c f'_c}{f_{yh}} \left( \frac{A_g}{A_c} - 1 \right)$$

$$b''_c = 400\ mm - 2 * 30\ mm = 340\ mm$$

$$A_{sh} = 0.3 \frac{100\ mm * 340\ mm * 21\ Mpa}{420\ Mpa} \left( \frac{400\ mm * 400\ mm}{340\ mm * 340\ mm} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 195.88\ mm^2 \approx 1.96\ cm^2$$

Acero transversal mínimo en el nudo

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s_h b''_c f'_c}{f_{yh}}$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{100\ mm * 340\ mm * 21\ Mpa}{420\ Mpa}$$

$$A_{sh} = 153\ mm^2 \approx 1.53\ cm^2$$

Verificación del acero colocado y el requerido:

$$A_{sh\ col} = 2\ ramas\ \phi 10mm + 2\ ramas\ \phi 8mm = 2.58\ cm^2\ cada\ 10\ cm$$

$$A_{sh\ req} = 1.53\ cm^2\ cada\ 10\ cm$$

$$A_{sh\ col} > A_{sh\ req} \quad \text{CUMPLE}$$

### **Cortante en el nudo**

No se incluye la colaboración de la losa.

$$M_{pr,b} = A_s \alpha f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

#### Momento Positivo

No se considera el acero inferior de la viga

$$M_1 = 0 \text{ kN.m} \approx 0 \text{ t.m}$$

#### Momento Negativo

Se considera el acero superior de la viga

$$A_{s1} = 12.70 \text{ cm}^2 \approx 1270 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1270 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa}}{0.85 * 21 \text{ Mpa} * 400 \text{ mm}} = 93.38 \text{ mm}$$

$$d = h_{vig} - (rec + 0.5 \phi_{vig} + \phi_{est})$$

$$d = 500 \text{ mm} - (25 \text{ mm} + 0.5 * 18 \text{ mm} + 10 \text{ mm})$$

$$d = 456 \text{ mm} \approx 45.60 \text{ cm}$$

$$M_2 = 1270 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa} \left( 456 \text{ mm} - \frac{93.38 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_2 = 272.91 \text{ kN.m} \approx 27.29 \text{ t.m}$$

#### Cortante en la columna

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

$$V_{col} = \frac{0 + 27.29 \text{ t.m}}{3.10 \text{ m}} = 8.80 \text{ t} \approx 8800 \text{ kg}$$

Por no considerar acero en la losa, el cortante último se define como:

$$V_u = T_{b1} - V_{col} = \alpha f_y (A_{s1}) - V_{col}$$

$$V_u = 1.25 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * (12.70 \text{ cm}^2) - 8800 \text{ kg}$$

$$V_u = 57875. \text{kg} \approx 57.87 \text{ t}$$

Cortante resistente

Excentricidad=0

$$\frac{m h_c}{2} = \frac{0.5 * 400 \text{ mm}}{2} = 100 \text{ mm}$$

Espacio disponible entre viga y columna

$$\frac{b_c - b_b}{2} = \frac{400 \text{ mm} - 400 \text{ mm}}{2} = 0 \text{ mm}$$

$$\frac{m h_c}{2} = 0 \text{ mm}$$

$$b_j \begin{cases} \frac{b_b + b_c}{2} = \frac{400 \text{ mm} + 400 \text{ mm}}{2} = 400 \text{ mm} \\ b_b + \sum \frac{m h_c}{2} = 400 \text{ mm} + 0 = 400 \text{ mm} \\ b_c = 400 \text{ mm} \end{cases}$$

$$b_j = 400 \text{ mm}$$

$$V_n = 0.083 \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$$

$$V_n = 0.083(12) \sqrt{21 \text{ Mpa}} (400 \text{ mm}) (400 \text{ mm})$$

$$V_n = 730.28 \text{ kN}$$

$$\phi V_n = 0.85 * 730.28 \text{ kN} = 620.74 \text{ kN} \approx 62.07 \text{ t}$$

$$\phi V_n = 620.74 \text{ kN} \approx 62.07 \text{ t}$$

Comparación cortante actuante frente a cortante resistente

$$V_u = 58139.52 \text{ kg} \approx 58.14 \text{ t}$$

$$\phi V_n = 620.74 \text{ kN} \approx 62.07 \text{ t}$$

$$V_u < \phi V_n$$

$$58.14 \text{ t} > 62.07 \text{ t} \quad \text{CUMPLE}$$

**Relación de resistencia a flexión**

$$\frac{\sum M_{n,c}}{\sum M_{n,b}} \geq 1.2$$

$$M_{n2} = \frac{M_2}{1.25} = \frac{27.29 \text{ t.m}}{1.25} = 21.83 \text{ t.m}$$

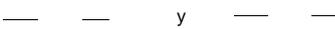
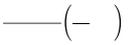
$$\frac{M_{o_{col}} + M_{o_{col}}}{M_{n1} + M_{n2}} = \frac{25.35 \text{ t.m} + 25.25 \text{ t.m}}{0 \text{ t.m} + 21.83 \text{ t.m}} = 2.32$$

El momento de la columna se tomó igual al del ejemplo anterior con el ACI 352-85.

2.32  $\geq$  1.2 CUMPLE

## 2.6 COMPARACIÓN ENTRE RECOMENDACIONES DE DISEÑO

**Tabla 21**  
**Comparación entre recomendaciones de diseño**

ACI 352-85	ACI 352RS-02																													
<b>ADHERENCIA</b>																														
<p>Nudos Interiores</p> $h_c = 20\phi_v$ $h_v = 20\phi_c$	<p>Conexión Tipo 1 No se hacen recomendaciones</p> <p>Conexión Tipo 2  y </p> <p>Vigas Anchas</p> 																													
<b>ANCLAJE</b>																														
<p>Nudos Exteriores</p> $l_{dh req} = f_y \frac{d_v}{16\sqrt{f'_c}}$ <p>si <math>sh \leq 3\phi_v</math>, <math>l_{dh} = 0.8 l_{dh req}</math></p> $l_{dh disp} =  h'' $	<p>Conexión Tipo 1 </p> <p>Conexión Tipo 2 </p>																													
<b>CONFINAMIENTO</b>																														
$sh \leq \min\left(\frac{b_c}{4}; \frac{h_c}{4}; 6\phi_{col}; 15\text{ cm}\right)$ $A_{sh} = \max\left[0.3 \frac{sh * h'' * f'_c}{f_{yh}} \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right); 0.09 \frac{sh * h'' * f'_c}{f_{yh}}\right]$ $A_{sh} = 50\% A_{sh}$	<p>Calculado </p> <p>Mínimo </p>																													
<b>CORTE</b>																														
$\phi V_n \geq V_j$ $V_n = \gamma \sqrt{f'_c} * b_j * h_c$ <p style="text-align: right;"><math>\gamma = 3.2</math> <math>\gamma = 4</math> <math>\gamma = 5.3</math></p> $V_j = T_1 + T_2 - V_{col}$ $T_{1,2} = A_{s,1,2} * \alpha * f_y$ $V_{col} = \frac{(M_1 + M_2)}{H}$ $M_{1,2} = A_{s,1,2} * \alpha * f_y * \left(d - \frac{A_{s,1,2} * \alpha * f_y}{2 * 0.85 * f'_c * b}\right)$	<p style="text-align: center;"><b>Tabla 1 — Valores de <math>\gamma</math> para conexiones viga-columna.</b></p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Clasificación</th> <th colspan="2">Tipo de conexión</th> </tr> <tr> <th>1</th> <th>2</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="3"><b>A. Nudos con columna continua</b></td> </tr> <tr> <td>A.1 Nudos confinados efectivamente en todas las cuatro caras verticales.</td> <td>24</td> <td>20</td> </tr> <tr> <td>A.2 Nudos confinados efectivamente en tres caras verticales o en dos caras verticales opuestas</td> <td>20</td> <td>15</td> </tr> <tr> <td>A.3 Otros casos</td> <td>15</td> <td>12</td> </tr> <tr> <td colspan="3"><b>B. Nudos con columna discontinua</b></td> </tr> <tr> <td>B.1 Nudos confinados efectivamente en todas las cuatro caras verticales.</td> <td>20</td> <td>15</td> </tr> <tr> <td>B.2 Nudos confinados efectivamente en tres caras verticales o en dos caras verticales opuestas</td> <td>15</td> <td>12</td> </tr> <tr> <td>B.3 Otros casos</td> <td>12</td> <td>8</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center;"><math>b_j \leq \begin{cases} \frac{b_b + b_c}{2} \\ b_b + \sum \frac{m h_c}{2} \\ b_c \end{cases}</math></p> <p>Conexión Tipo 1 <math>V_u = T_{b1} - T_{b2} - V_{c1}</math> <math>M_{pr1,pr2} = A_s \alpha f_y \left(d - \frac{\alpha}{2}\right)</math>  <math>T_{b1} = A_{s1} \alpha f_y</math>  <math>T_{b2} = A_{s2} f_{s2}</math> <math>\alpha = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f'_c b}</math></p> <p>Conexión Tipo 2 <math>V_u = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} + C_{b2} - V_{c1}</math> <math>V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{H}</math>  <math>T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} = \alpha f_y (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2})</math>  <math>C_{b2} = T_{b2} = \alpha A_{s2} f_y</math></p>	Clasificación	Tipo de conexión		1	2	<b>A. Nudos con columna continua</b>			A.1 Nudos confinados efectivamente en todas las cuatro caras verticales.	24	20	A.2 Nudos confinados efectivamente en tres caras verticales o en dos caras verticales opuestas	20	15	A.3 Otros casos	15	12	<b>B. Nudos con columna discontinua</b>			B.1 Nudos confinados efectivamente en todas las cuatro caras verticales.	20	15	B.2 Nudos confinados efectivamente en tres caras verticales o en dos caras verticales opuestas	15	12	B.3 Otros casos	12	8
Clasificación	Tipo de conexión																													
	1	2																												
<b>A. Nudos con columna continua</b>																														
A.1 Nudos confinados efectivamente en todas las cuatro caras verticales.	24	20																												
A.2 Nudos confinados efectivamente en tres caras verticales o en dos caras verticales opuestas	20	15																												
A.3 Otros casos	15	12																												
<b>B. Nudos con columna discontinua</b>																														
B.1 Nudos confinados efectivamente en todas las cuatro caras verticales.	20	15																												
B.2 Nudos confinados efectivamente en tres caras verticales o en dos caras verticales opuestas	15	12																												
B.3 Otros casos	12	8																												
<b>RÓTULA PLÁSTICA</b>																														
$\Sigma M_{vig}$	$\frac{\Sigma M_{n,c}}{\Sigma M_{n,b}} \geq 1.2$																													

## 2.7 ANÁLISIS DE RESULTADOS

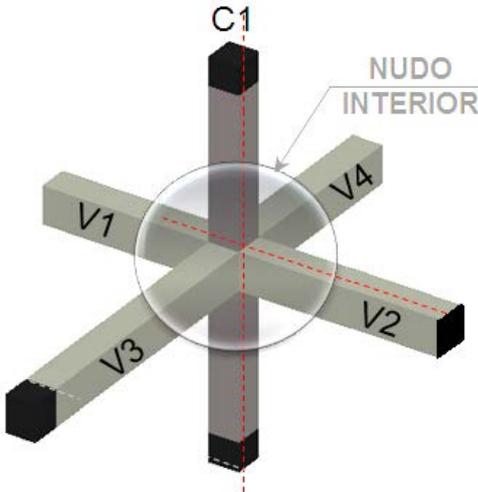
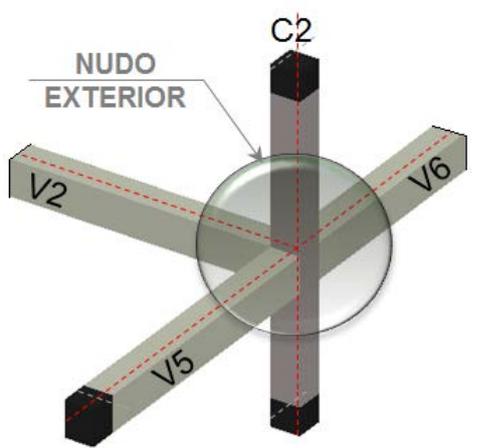
<p><b>VIGAS V1, V2</b>  <b>Sección:</b> 40x50 cm  <b>Armado:</b> 5<math>\Phi</math>22 mm sup  4<math>\Phi</math>20 mm inf</p> <p><b>VIGAS V3, V4</b>  <b>Sección:</b> 40x50 cm  <b>Armado:</b> 5<math>\Phi</math>22 mm sup  4<math>\Phi</math>20 mm inf</p> <p><b>COLUMNA C1</b>  <b>Sección:</b> 50x50 cm</p>				
<b>VIGAS V1, V2</b>				
<b>CÁLCULOS</b>	<b>ACI 352-85</b>	<b>ACI 352-02</b>		
		<b>SIN LOSA</b>		
<b>ACERO EN COLUMNAS</b>				
Armado	8 $\Phi$ 25 mm	4 $\Phi$ 22 mm + 8 $\Phi$ 20 mm		
As [cm <sup>2</sup> ]	39.27	40.34		
<b>CORTANTE</b>				
M1 (+) [t.m]	26.90	25.32		
M2 (-) [t.m]	38.33	38.33		
V col [t]	21.04	20.53		
T1 [t]	99.78	99.80		
T2 [t]	65.97	65.99		
Vj/ Vu [t]	144.72	145.26		
bj [m]	0.45	0.45		
Vn [t]	172.81	171.16		
$\Phi$ Vn [t]	146.89	145.49		
$\Phi$ Vn - Vu	2.17	0.23		
<b>CONFINAMIENTO</b>				
Ash calc [cm <sup>2</sup> ]	2.35	2.31		
Ash mín [cm <sup>2</sup> ]	2.42	2.38		
Ash nudo [cm <sup>2</sup> ]	1.21	1.18		
Ramas	3	4		
$\Phi$ diseño [mm]	10	10		
s [cm]	12.5	12		
A est [cm <sup>2</sup> ]	2.36	2.58		
<b>FLEXIÓN</b>				
M1 [t.m]	22.01	20.26		
M2 [t.m]	31.78	30.66		
$\Sigma$ M vigas [t.m]	53.79	50.92		
$\Sigma$ M col [t.m]	109.78	109.78		
$\Sigma$ M col/ $\Sigma$ M vig	2.04	2.16		

Figura 90. Resultados nudo interior sin contribución de losa

<b>VIGA V2</b>		
<b>Sección:</b>	40x50 cm	
<b>Armado:</b>	5 $\Phi$ 22 mm sup 4 $\Phi$ 20 mm inf	
<b>VIGAS V5, V6</b>		
<b>Sección:</b>	40x50 cm	
<b>Armado:</b>	5 $\Phi$ 22 mm sup 4 $\Phi$ 20 mm inf	
<b>COLUMNA C2</b>		
<b>Sección:</b>	50x50 cm	

<b>VIGA V2</b>		
<b>CÁLCULOS</b>	<b>ACI 352-85</b>	<b>ACI 352-02</b>
		<b>SIN LOSA</b>
<b>ACERO EN COLUMNAS</b>		
Armado	8 $\Phi$ 25 mm	4 $\Phi$ 22 mm + 8 $\Phi$ 20 mm
As [cm <sup>2</sup> ]	39.27	40.34
<b>ANCLAJE</b>		
Ld req [cm]	39.80	40.65
<b>CORTANTE</b>		
M1 (+) [t.m]	0	0
M2 (-) [t.m]	38.33	38.33
V col [t]	12.36	12.36
T1 [t]	99.80	99.80
T2 [t]	0	0
Vj/ Vu [t]	87.44	87.44
bj [m]	0.45	0.45
Vn [t]	130.42	128.37
$\Phi$ Vn [t]	110.86	109.11
$\Phi$ Vn - Vu	23.42	21.67
<b>CONFINAMIENTO</b>		
Ash calc [cm <sup>2</sup> ]	1.88	2.31
Ash mín [cm <sup>2</sup> ]	1.94	2.38
Ash nudo [cm <sup>2</sup> ]	1.94	2.38
Ramas	3	4
$\Phi$ diseño [mm]	10	10
s [cm]	10	12
A est [cm <sup>2</sup> ]	2.36	2.58
<b>FLEXIÓN</b>		
M1 [t.m]	0	0
M2 [t.m]	30.66	30.66
$\Sigma$ M vigas [t.m]	30.66	30.66
$\Sigma$ M col [t.m]	98.08	98.08
$\Sigma$ M col/ $\Sigma$ M vig	3.20	3.20

**Figura 91. Resultados nudo exterior sin contribución de losa**

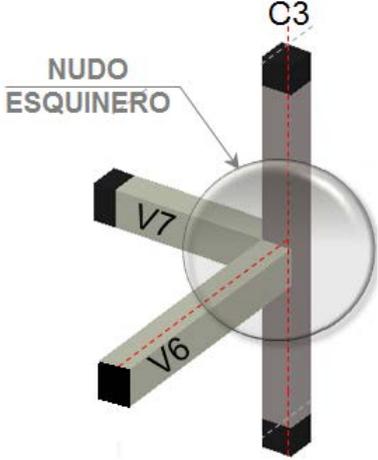
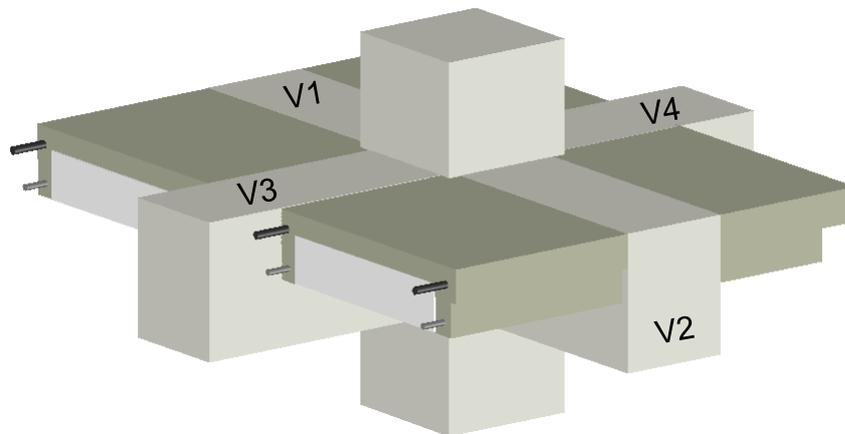
VIGA V6, V7		
<b>Sección:</b>	40x50 cm	
<b>Armado:</b>	5 $\Phi$ 18 mm sup 4 $\Phi$ 18 mm inf	
COLUMNA C3		
<b>Sección:</b>	40x40 cm	
		
<b>VIGA V6, V7</b>		
CÁLCULOS	ACI 352-85	ACI 352-02
		SIN LOSA
<b>ACERO EN COLUMNAS</b>		
Armado	8 $\Phi$ 20 mm	4 $\Phi$ 18 mm + 8 $\Phi$ 16 mm
As [cm <sup>2</sup> ]	25.13	26.26
<b>ANCLAJE</b>		
Ld req [m]	32.60	33.26
<b>CORTANTE</b>		
M1 (+) [t.m]	0	0
M2 (-) [t.m]	27.20	27.29
V col [t]	8.77	8.80
T1 [t]	66.80	57.88
T2 [t]	0	0
Vj/ Vu [t]	58.02	57.87
bj [m]	0.40	0.40
Vn [t]	74.20	73.02
$\Phi$ Vn [t]	63.07	62.07
$\Phi$ Vn - Vu	5.05	4.20
<b>CONFINAMIENTO</b>		
Ash calc [cm <sup>2</sup> ]	1.90	1.96
Ash mín [cm <sup>2</sup> ]	1.48	1.53
Ash nudo [cm <sup>2</sup> ]	1.90	1.96
Ramas	3	4
$\Phi$ diseño [mm]	10	10
s [cm]	10	10
A est [cm <sup>2</sup> ]	2.36	2.58
<b>FLEXIÓN</b>		
M1 [t.m]	0	0
M2 [t.m]	21.76	21.83
$\Sigma$ M vigas [t.m]	21.76	21.83
$\Sigma$ M col [t.m]	50.60	50.60
$\Sigma$ M col/ $\Sigma$ M vig	2.33	2.32

Figura 92. Resultados nudo esquinero sin contribución de losa

De lo que se puede ver, los resultados entre las recomendaciones de diseño son similares cuando el ACI 352-02 no toma en cuenta la contribución a cortante de la losa, para efecto de comparación se incluirá el aporte de una losa alivianada de 25 cm con acero superior  $\Phi 14$  mm y acero inferior  $\Phi 12$  mm con alivianamientos de 40x40 cm y separación de 10 cm.

### CONEXIÓN INTERIOR



**Figura 93. Losa alivianada en unión interior**

#### Cortante en el nudo

Para saber qué cantidad de acero contribuye al cortante de la losa, debe determinarse un ancho efectivo.

En este caso la viga tiene losa en ambos lados.

El ancho efectivo de losa (Sentido paralelo a las vigas V3, V4)

$$\text{menor} \left\{ \begin{array}{l} b_b + \frac{1}{4} s_l = 0.40 \text{ m} + \frac{1}{4} * 5.50 \text{ m} = 1.77 \text{ m} \\ b_b + 8 h_{losa} = 0.40 \text{ m} + 8 * 0.05 \text{ m} = 0.80 \text{ m (manda)} \\ b_b + \frac{1}{2} s_w = 0.40 \text{ m} + \frac{1}{2} * 6 \text{ m} = 3.40 \text{ m} \end{array} \right.$$

El ancho efectivo de losa (Sentido paralelo a las vigas V1, V2)

$$\text{menor} \left\{ \begin{array}{l} b_b + 1/4 s_l = 0.40 \text{ m} + \frac{1}{4} * 6 \text{ m} = 1.90 \text{ m} \\ b_b + 8 h_{losa} = 0.40 \text{ m} + 8 * 0.05 \text{ m} = 0.80 \text{ m (manda)} \\ b_b + \frac{1}{2} s_w = 0.40 \text{ m} + \frac{1}{2} * 5.50 \text{ m} = 3.15 \text{ m} \end{array} \right.$$

Pero nunca menor a 2 veces el ancho de la viga, es decir:

$$2 * b_b = 2 * 0.40 \text{ m} = 0.80 \text{ m}$$

Se tomaría este valor si la losa fuera maciza, para el caso de la losa alivianada, el mayor ancho macizo sería:

$$b_b + 2 \text{ ancho de nervio} = 0.40 \text{ m} + 2 * 0.10 \text{ m} = 0.60 \text{ m}$$

### Momento Positivo

$$A_{s2} = 12.57 \text{ cm}^2 \approx 1257 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1257 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa}}{0.85 * 21 \text{ Mpa} * 600 \text{ mm}} = 61.62 \text{ mm}$$

$$d = h_{vig} - (2 \text{ rec} + 0.5 \phi_{vig} + \phi_{est})$$

$$d = 500 \text{ mm} - (2 * 25 \text{ mm} + 0.5 * 20 \text{ mm} + 10 \text{ mm})$$

$$d = 430 \text{ mm} \approx 43 \text{ cm}$$

$$M_1 = 1257 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa} \left( 430 \text{ mm} - \frac{61.62 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_1 = 263.43 \text{ kN.m} \approx 26.34 \text{ t.m}$$

### Momento Negativo

En 60 cm se tiene la contribución de un solo nervio en ambos lados, lo que quiere decir que como acero adicional al momento negativo se tiene:

$$A_{s,s1} = 2 * 1\phi 14 \text{ mm} = 2 * 1.54 \text{ cm}^2 = 3.08 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero superior losa}$$

$$A_{s,s2} = 2 * 1\phi 12 \text{ mm} = 2 * 1.13 \text{ cm}^2 = 2.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero inferior losa}$$

$$A_{s1} = 19.01 \text{ cm}^2 \approx 1901 \text{ mm}^2 \quad \text{Acero superior de la viga}$$

$$A_{s \text{ conexión}} = A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2}$$

$$A_{s \text{ conexión}} = 19.01 \text{ cm}^2 + 3.08 \text{ cm}^2 + 2.26 \text{ cm}^2 = 24.35 \text{ cm}^2 \approx 2435 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2435 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa}}{0.85 * 21 \text{ Mpa} * 400 \text{ mm}} = 179.04 \text{ mm}$$

$$d = h_{vig} - (rec + 0.5 \phi_{vig} + \phi_{est})$$

$$d = 500 \text{ mm} - (25 \text{ mm} + 0.5 * 22 \text{ mm} + 10 \text{ mm})$$

$$d = 454 \text{ mm} \approx 45.40 \text{ cm}$$

$$M_2 = 2435 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa} \left( 454 \text{ mm} - \frac{179.04 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_2 = 465.94 \text{ kN.m} \approx 46.60 \text{ t.m}$$

### Cortante en la columna

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

$$V_{col} = \frac{26.34 \text{ t.m} + 46.60 \text{ t.m}}{3.10 \text{ m}} = 23.53 \text{ t} \approx 23530 \text{ kg}$$

Considerando el acero en la losa, el cortante último se define como:

$$V_u = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} + C_{b2} - V_{col} = \alpha f_y (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2} + A_{s2}) - V_{col}$$

$$V_u = 1.25 * 4200 * (19.01 + 3.08 + 2.26 + 12.57) - 23530$$

$$V_u = 170300 \text{ kg} \approx 170.30 \text{ t}$$

Comparación cortante actuante frente a cortante resistente

$$V_u = 170300 \text{ kg} \approx 170.30 \text{ t}$$

$$\phi V_n = 1454.85 \text{ kN} \approx 145.49 \text{ t} \text{ (Calculado en el caso sin losa)}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

170.30 t > 145.49 t NO CUMPLE

Existe falla por cortante, se debe rediseñar por medio de:

- Aumentar la cantidad de acero por corte en los estribos.
- Aumentando la sección de la columna
- Incrementando la resistencia del hormigón.

La fuerza cortante que debe tomar el acero es:

$$\phi V_c = 145.49 t$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{170.30 t - 145.49 t}{0.85} = 29.19 t$$

La fuerza cortante máxima que puede absorber el acero está definido por:

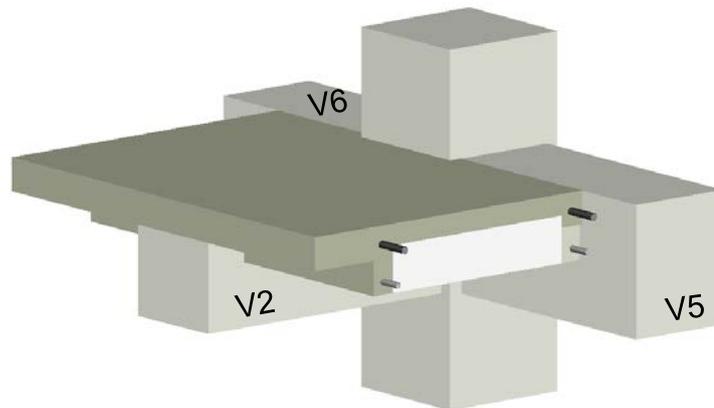
$$V_{smax} = 2.1 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 2.1 \sqrt{210} * 50 * 44 = 66950.16 kg \approx 67 t$$

Se verifica que la fuerza cortante que toma el acero es menor a la fuerza máxima que puede absorber por lo que este criterio es aceptable para este caso.

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d} = \frac{29190 kg * 12 cm}{4200 \frac{kg}{cm^2} * 44 cm} = 1.89 cm^2$$

En el cálculo previo que se hizo sin considerar la contribución de la losa se había colocado un excedente en el acero de confinamiento, lo que puede emplearse como refuerzo a cortante para que cumpla el diseño del nudo.

## CONEXIÓN EXTERIOR



**Figura 94. Losa alivianada en unión exterior**

### Sentido paralelo a la viga V2

En este caso la viga tiene losa en un solo lado.

El ancho efectivo de losa está definido por:

$$\text{menor} \left\{ \begin{array}{l} b_b + \frac{1}{12} s_l = 0.40 \text{ m} + \frac{1}{12} * 5.50 \text{ m} = 0.86 \text{ m} \\ b_b + 6 h_{losa} = 0.40 \text{ m} + 6 * 0.05 \text{ m} = 0.70 \text{ m (manda)} \\ b_b + \frac{1}{2} s_w = 0.40 \text{ m} + \frac{1}{2} * 6 \text{ m} = 3.40 \text{ m} \end{array} \right.$$

Pero nunca menor a 2 veces el ancho de la viga, es decir:

$$2 * b_b = 2 * 0.40 \text{ m} = 0.80 \text{ m}$$

Igual que en el caso anterior, se tomaría este valor si la losa fuera maciza, para el caso de la losa alivianada, el mayor ancho macizo sería:

$$b_b + 1 \text{ ancho de nervio} = 0.40 \text{ m} + 0.10 \text{ m} = 0.50 \text{ m}$$

### Momento Positivo

$$M_1 = 0 \approx 0 \text{ t.m} \quad \text{No se considera el acero inferior.}$$

$$A_{s2} = 0$$

### Momento Negativo

En 50 cm se tiene la contribución de un nervio a un lado, lo que quiere decir que como acero adicional al momento negativo se tiene:

$$A_{s,s1} = 1\phi 14 \text{ mm} = 1 * 1.54 \text{ cm}^2 = 1.54 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero superior losa}$$

$$A_{s,s2} = 1\phi 12 \text{ mm} = 1 * 1.13 \text{ cm}^2 = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero inferior losa}$$

$$A_{s1} = 19.01 \text{ cm}^2 \approx 1901 \text{ mm}^2 \quad \text{Acero superior de la viga}$$

$$A_{s \text{ conexión}} = A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2}$$

$$A_{s \text{ conexión}} = 19.01 \text{ cm}^2 + 1.54 \text{ cm}^2 + 1.13 \text{ cm}^2 = 21.68 \text{ cm}^2 \approx 2168 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{2168 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa}}{0.85 * 21 \text{ Mpa} * 400 \text{ mm}} = 159.41 \text{ mm}$$

$$d = h_{vig} - (rec + 0.5 \phi_{vig} + \phi_{est})$$

$$d = 500 \text{ mm} - (25 \text{ mm} + 0.5 * 22 \text{ mm} + 10 \text{ mm})$$

$$d = 454 \text{ mm} \approx 45.40 \text{ cm}$$

$$M_2 = 2168 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa} \left( 454 \text{ mm} - \frac{159.41 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_2 = 426.02 \text{ kN.m} \approx 42.60 \text{ t.m}$$

### Cortante en la columna

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

$$V_{col} = \frac{0 + 42.60 \text{ t.m}}{3.10 \text{ m}} = 13.74 \text{ t} \approx 13740 \text{ kg}$$

Considerando el acero en la losa, el cortante último se define como:

$$V_u = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} + C_{b2} - V_{col} = \alpha f_y (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2} + A_{s2}) - V_{col}$$

$$V_u = 1.25 * 4200 * (19.01 + 1.54 + 1.13) - 13740$$

Comparación cortante actuante frente a cortante resistente

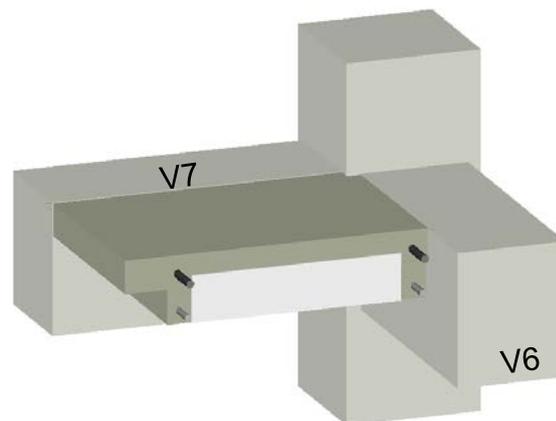
$$V_u = 100080 \text{ kg} \approx 100.08 \text{ t}$$

$$\phi V_n = 1091.11 \text{ kN} \approx 109.11 \text{ t} \text{ (Calculado en el caso sin losa)}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$100.08 \text{ t} < 109.11 \text{ t} \quad \text{CUMPLE}$$

### CONEXIÓN ESQUINERA



**Figura 95. Losa alivianada en unión esquinera**

#### Sentido paralelo a la viga V7

En este caso la viga tiene losa en un solo lado.

El ancho efectivo de losa en el sentido paralelo a la viga V7 es:

$$\text{menor} \left\{ \begin{array}{l} b_b + \frac{1}{12} s_l = 0.40 \text{ m} + \frac{1}{12} * 5.50 \text{ m} = 0.86 \text{ m} \\ b_b + 6 h_{losa} = 0.40 \text{ m} + 6 * 0.05 \text{ m} = 0.70 \text{ m (manda)} \\ b_b + \frac{1}{2} s_w = 0.40 \text{ m} + \frac{1}{2} * 6 \text{ m} = 3.40 \text{ m} \end{array} \right.$$

El ancho efectivo de losa en el sentido paralelo a la viga V6 es:

$$\text{menor} \left\{ \begin{array}{l} b_b + \frac{1}{12} s_l = 0.40 \text{ m} + \frac{1}{12} * 6 \text{ m} = 0.90 \text{ m} \\ b_b + 6 h_{losa} = 0.40 \text{ m} + 6 * 0.05 \text{ m} = 0.70 \text{ m (manda)} \\ b_b + \frac{1}{2} s_w = 0.40 \text{ m} + \frac{1}{2} * 5.50 \text{ m} = 3.15 \text{ m} \end{array} \right.$$

Pero nunca menor a 2 veces el ancho de la viga, es decir:

$$2 * b_b = 2 * 0.40 \text{ m} = 0.80 \text{ m}$$

Igual que en el caso anterior, se tomaría este valor si la losa fuera maciza, para el caso de la losa alivianada, el mayor ancho macizo sería:

$$b_b + 1 \text{ ancho de nervio} = 0.40 \text{ m} + 0.10 \text{ m} = 0.50 \text{ m}$$

### Momento Positivo

$$M_1 = 0 \approx 0 \text{ t.m} \quad \text{No se considera el acero inferior.}$$

$$A_{s2} = 0$$

### Momento Negativo

En 50 cm se tiene la contribución de un nervio en un lado, lo que quiere decir que como acero adicional al momento negativo se tiene:

$$A_{s,s1} = 1\phi 14 \text{ mm} = 1 * 1.54 \text{ cm}^2 = 1.54 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero superior losa}$$

$$A_{s,s2} = 1\phi 12 \text{ mm} = 1 * 1.13 \text{ cm}^2 = 1.13 \text{ cm}^2 \quad \text{Acero inferior losa}$$

$$A_{s1} = 12.70 \text{ cm}^2 \approx 1270 \text{ mm}^2 \quad \text{Acero superior de la viga}$$

$$A_{s \text{ conexión}} = A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2}$$

$$A_{s \text{ conexión}} = 12.70 \text{ cm}^2 + 1.54 \text{ cm}^2 + 1.13 \text{ cm}^2 = 15.37 \text{ cm}^2 \approx 1537 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{1537 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa}}{0.85 * 21 \text{ Mpa} * 400 \text{ mm}} = 113.01 \text{ mm}$$

$$d = h_{vig} - (rec + 0.5 \phi_{vig} + \phi_{est})$$

$$d = 500 \text{ mm} - (25 \text{ mm} + 0.5 * 18 \text{ mm} + 10 \text{ mm})$$

$$d = 456 \text{ mm} \approx 45.60 \text{ cm}$$

$$M_2 = 1537 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa} \left( 456 \text{ mm} - \frac{113.01 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_2 = 322.36 \text{ kN.m} \approx 32.24 \text{ t.m}$$

Cortante en la columna

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

$$V_{col} = \frac{0 + 32.24 \text{ t.m}}{3.10 \text{ m}} = 10.40 \text{ t} \approx 10400 \text{ kg}$$

Considerando el acero en la losa, el cortante último se define como:

$$V_u = T_{b1} + T_{s1} + T_{s2} + C_{b2} - V_{col} = \alpha f_y (A_{s1} + A_{s,s1} + A_{s,s2} + A_{s2}) - V_{col}$$

$$V_u = 1.25 * 4200 * (12.70 + 1.54 + 1.13) - 10400$$

$$V_u = 70292.50 \text{ kg} \approx 70.29 \text{ t}$$

Comparación cortante actuante frente a cortante resistente

$$V_u = 70292.50 \text{ kg} \approx 70.29 \text{ t}$$

$$\phi V_n = 620.74 \text{ kN} \approx 62.07 \text{ t} \text{ (Calculado en el caso sin losa)}$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$70.29 \text{ t} > 62.07 \text{ t} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Existe falla por cortante, se debe rediseñar por medio de:

- Aumentar la cantidad de acero por corte en los estribos.
- Aumentando la sección de la columna
- Incrementando la resistencia del hormigón.

La fuerza cortante que debe tomar el acero es:

$$\phi V_c = 62.07 \text{ t}$$

$$V_s = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi} = \frac{70.29 \text{ t} - 62.07 \text{ t}}{0.85} = 9.67 \text{ t}$$

La fuerza cortante máxima que puede absorber el acero está definido por:

$$V_{smax} = 2.1 \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d = 2.1 \sqrt{210} * 40 * 34 = 41387.37 \text{ kg} \approx 41.38 \text{ t}$$

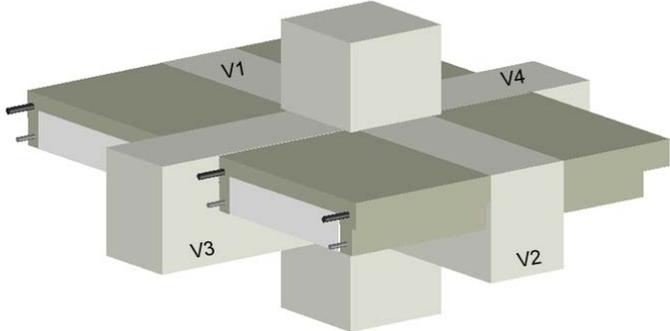
Se verifica que la fuerza cortante que toma el acero es menor a la fuerza máxima que puede absorber por lo que este criterio es aceptable para este caso.

$$A_v = \frac{V_s \cdot s}{f_y \cdot d} = \frac{9670.58 \text{ kg} * 10 \text{ cm}}{4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * 34 \text{ cm}} = 0.67 \text{ cm}^2$$

En el cálculo previo que se hizo sin considerar la contribución de la losa se había colocado un excedente en el acero de confinamiento, lo que puede emplearse como refuerzo a cortante para que cumpla el diseño del nudo.

Los resultados de los tres cálculos se visualizan a continuación.

**CONEXIÓN INTERIOR**

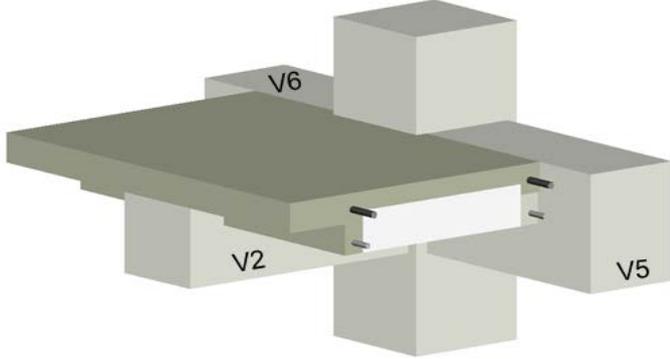


VIGAS V1, V2			
CÁLCULOS	ACI 352-85	ACI 352-02	ACI 352-02
		SIN LOSA	CON LOSA
<b>CORTANTE</b>			
be (m)	-	-	0.60
M1 (+) [t.m]	26.9	25.32	26.34
M2 (-) [t.m]	38.33	38.33	46.60
V col [t]	21.04	20.53	23.53
T1 [t]	99.78	99.80	99.80
Ts1 [t]	-	-	16.17
Ts2 [t]	-	-	11.87
T2 [t]	65.97	65.99	65.99
Vj/ Vu [t]	144.72	145.26	170.30
bj [m]	0.45	0.45	0.45
Vn [t]	172.81	171.16	171.16
$\Phi$ Vn [t]	146.89	145.49	145.49
$\Phi$ Vn - Vu	2.17	0.23	-24.81

**Figura 96. Resultados conexión interior incluyendo losa**

Para la conexión interior el momento que ejerce el acero en la parte superior es mucho mayor que el inferior debido a la consideración del acero en los nervios que forman una viga T, naturalmente, el cortante actuante también se incrementa, para este caso particular en un 17.23%, el ancho del nudo así como el cortante nominal permanecen iguales y la diferencia entre el cortante actuante y el cortante resistente es de 24.81 T lo que indica una falla a corte considerable en la conexión. Es imprescindible realizar un rediseño aumentando la capacidad a cortante de la conexión.

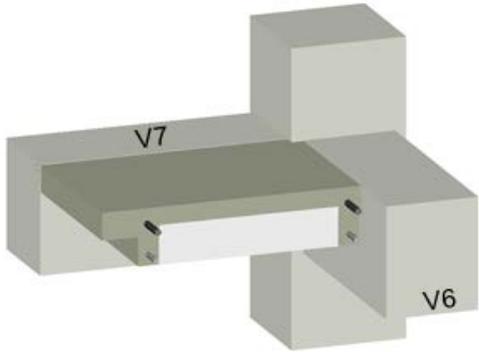
**CONEXIÓN EXTERIOR**



CÁLCULOS	VIGA V2		
	ACI 352-85	ACI 352-02	ACI 352-02
		SIN LOSA	CON LOSA
<b>CORTANTE</b>			
be (m)	-	-	0.50
M1 (+) [t.m]	0	0	0
M2 (-) [t.m]	38.33	38.33	42.60
V col [t]	12.36	12.36	13.74
T1 [t]	99.80	99.80	99.80
Ts1 [t]	-	-	8.09
Ts2 [t]	-	-	5.93
T2 [t]	0	0	0
Vj/ Vu [t]	87.44	87.44	100.08
bj [m]	0.45	0.45	0.45
Vn [t]	130.42	128.37	128.37
$\Phi$ Vn [t]	110.86	109.11	109.11
$\Phi$ Vn - Vu	23.42	21.67	9.03

**Figura 97. Resultados conexión exterior incluyendo losa**

Para la conexión exterior el momento ejercido por el acero superior fue incrementado en un 11.14%, consecuentemente el cortante actuante se incrementó en un 14.45% no obstante el cortante resistente es 9.03 t aún mayor al cortante actuante debido a que inicialmente este fue calculado con un factor de seguridad. El nudo se acepta con las dimensiones y armado actuales, lo que nos indica que un nudo exterior calculado con un factor de seguridad de entre 20-25 t referente a cortante puede bastar para que sea satisfactorio en el análisis del ACI 352-02 que incluye la colaboración de la losa, aun así debe verificarse para cada caso particular.

<b>CONEXIÓN ESQUINERA</b>			
			
<b>VIGA V6, V7</b>			
<b>CÁLCULOS</b>	<b>ACI 352-85</b>	<b>ACI 352-02</b>	<b>ACI 352-02</b>
		<b>SIN LOSA</b>	<b>CON LOSA</b>
<b>CORTANTE</b>			
be (m)	-	-	0.50
M1 (+) [t.m]	0	0	0
M2 (-) [t.m]	27.20	27.29	32.24
V col [t]	8.77	8.80	10.40
T1 [t]	66.80	57.88	57.88
Ts1 [t]	-	-	8.09
Ts2 [t]	-	-	5.93
T2 [t]	0	0	0
Vj/ Vu [t]	58.02	57.87	70.29
bj [m]	0.40	0.40	0.40
Vn [t]	74.20	73.02	73.02
$\Phi$ Vn [t]	63.07	62.07	62.07
$\Phi$ Vn - Vu	5.05	4.20	-8.22

**Figura 98. Resultados conexión esquinera incluyendo losa**

Para la conexión esquinera se evidencia un incremento en el momento ejercido por el acero superior en un 18.14%, el cortante actuante subió un 21.46%, para estas condiciones el cortante actuante es mayor al resistente por lo que el nudo falla por corte con 8.22 t. Debido a que el armado es similar para la viga V6, V7 en ninguna dirección pasa el nudo con las dimensiones y armado actuales, se requiere incrementar la resistencia a cortante del nudo.

## 2.8 SELECCIÓN DE LA ALTERNATIVA DE DISEÑO

Con los resultados obtenidos las diferencias que se pueden apreciar son principalmente en la disposición del refuerzo longitudinal lo que influye en la cantidad de estribos por confinamiento que para el caso de análisis incluyendo losa aportan también un refuerzo a cortante.

Es evidente que en el cálculo que no considera la contribución de la losa, se están dejando de lado factores importantes que se hallan presentes al momento de construir las conexiones viga-columna, como son los aceros en los nervios usualmente empleados para dar un refuerzo a cortante en los extremos de la losa recordando que estos espacios adyacentes a la viga, como menciona el mismo ACI 352-02 no son para la ubicación del refuerzo propio de la viga.

De lo obtenido la selección de la alternativa de diseño es clara, no se puede descartar la contribución del acero existente en la losa, ni la distribución efectiva del refuerzo longitudinal en columnas para evitar el efecto de cortante vertical. La normativa del ACI 352-85 es un buen indicio para alcanzar una mejor comprensión de los principios de cálculo pero lo óptimo es diseñar las uniones viga-columna como realmente serán construidas si tienen o no nervios adyacentes a las vigas que conforman el nudo o para el caso en que las uniones tienen un macizo a su alrededor como ayuda para resistir el punzonamiento en vigas anchas en el caso de losas planas.

En vista de que el cálculo consta de varios pasos y verificaciones se plantea en el siguiente capítulo un programa que permite realizar de una manera más rápida e interactiva el análisis de las conexiones interiores, exteriores, y esquinas para edificaciones con las Recomendaciones ACI 352-02, complementada con la norma ACI 318-08 y NEC-11.

## **CAPÍTULO 3 SOFTWARE**

### **3.1 VERIFICACIÓN DE LA CANTIDAD DE ACERO Y CHEQUEO COLUMNA FUERTE VIGA DÉBIL EN ETABS.**

El edificio para el cual se realiza la comprobación de acero en nudos tiene las siguientes características:

#### **ARQUITECTÓNICAS**

Dos niveles de subsuelo para parqueaderos

Planta baja

Cinco pisos de departamentos

Planta superior y losa de tapa grada

#### **ESTRUCTURALES**

Estructura de hormigón armado  $f'c=240$  kg/cm<sup>2</sup>

Muro para sostenimiento en subsuelo

Muro de corte para ducto de ascensor

#### Vigas

Vigas 35x50 (N-2.88, PB, N+3.00)

Vigas 35x45 (N+6.00, N+9.00, N+12.00, N+15.00)

Vigas 35x40 (N+18.00, N+20.50)

#### Columnas

Columnas 20x50 en muro perimetral de subsuelo

Columnas 40x80 (N-2.88, PB, N+3.00, N+6.00)

Columnas 40x70 (N+9.00, N+12.00, N+15.00)

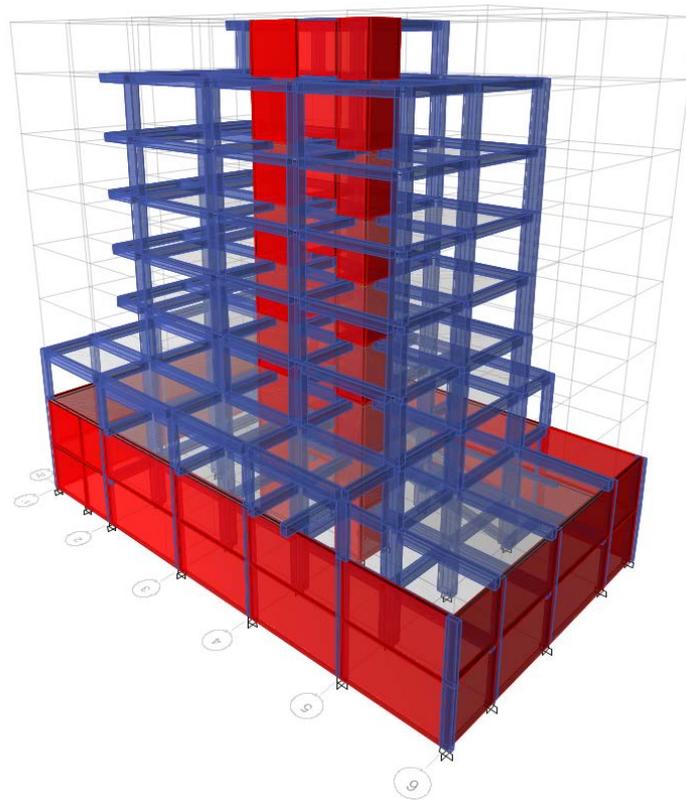
Columnas 40x60 (N+18.00, N+20.50)

### Cargas

Carga viva subsuelo 500 kg/m<sup>2</sup>

Carga viva entrepiso 200 kg/m<sup>2</sup>

Carga viva cubierta 100 kg/m<sup>2</sup>



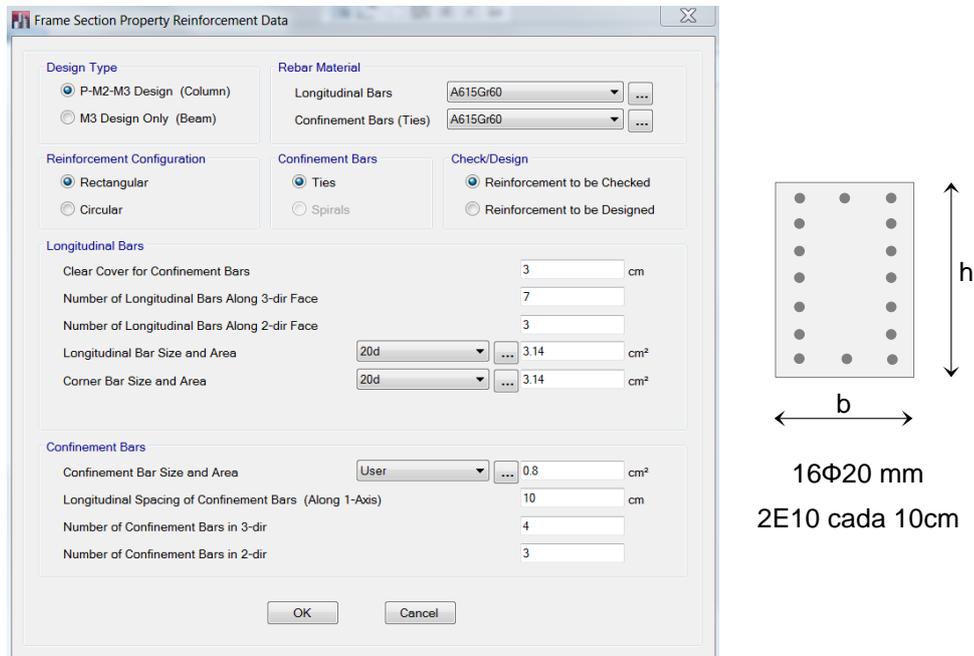
**Figura 99. Vista tridimensional de la estructura**

A continuación se describe la planta del primer subsuelo, se analizará el caso del nudo interior B2.

El nudo se conforma por:

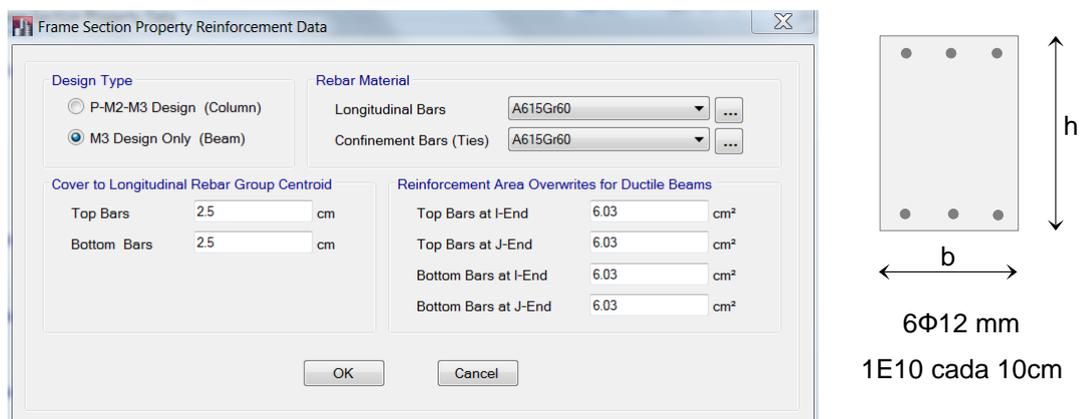
- Columna de entrepiso 40x80 cm
- Viga Eje X 35x50 cm
- Viga Eje Y 35x50 cm

En la definición de elementos, es importante describir el armado con el que se va a chequear las columnas, como se muestra en la siguiente figura:



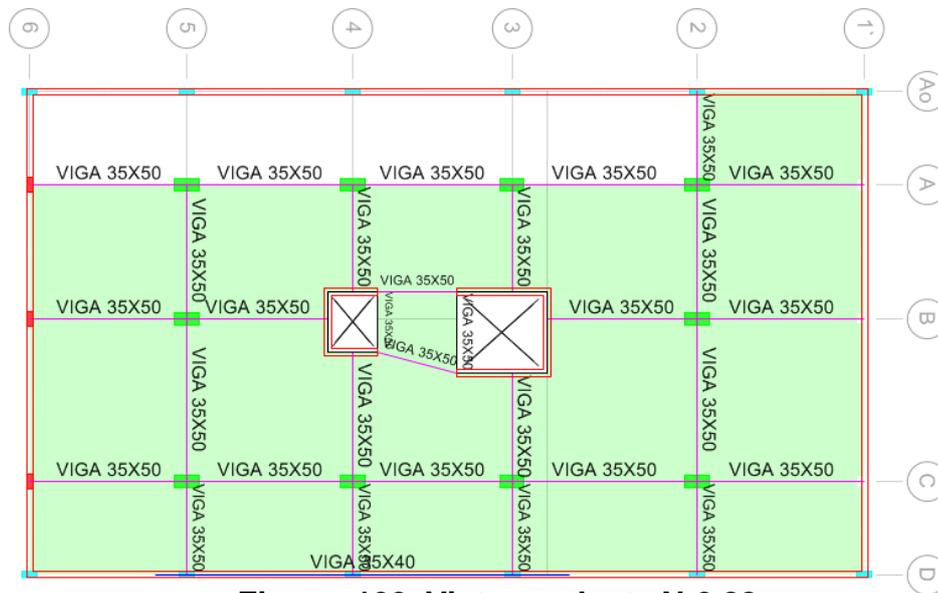
**Figura 100. Propiedades de refuerzo de sección de la columna**

De forma similar con las vigas, inicialmente se puede colocar el acero mínimo:



**Figura 101. Propiedades de refuerzo de sección de la viga**

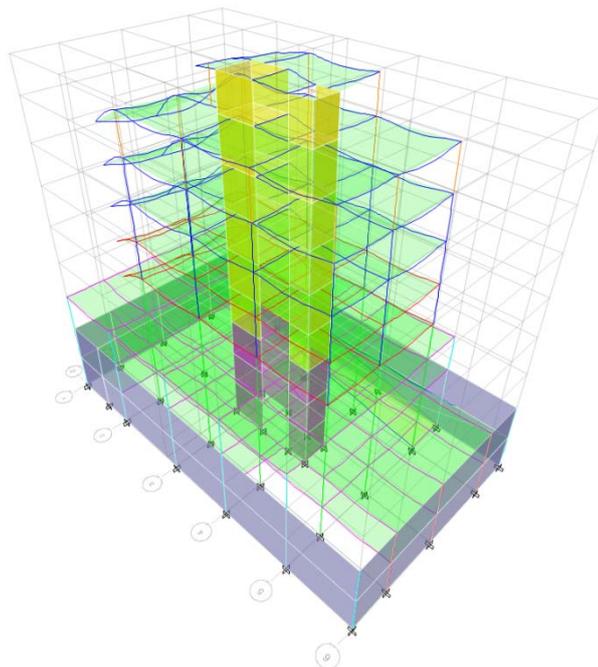
En la siguiente captura se visualiza la planta N-2.88 del subsuelo.



**Figura 102. Vista en planta N-2.88**

Ingresando todos los datos y definiciones previas, se procede a ejecutar el análisis de la estructura por medio del botón  (Run Analysis).

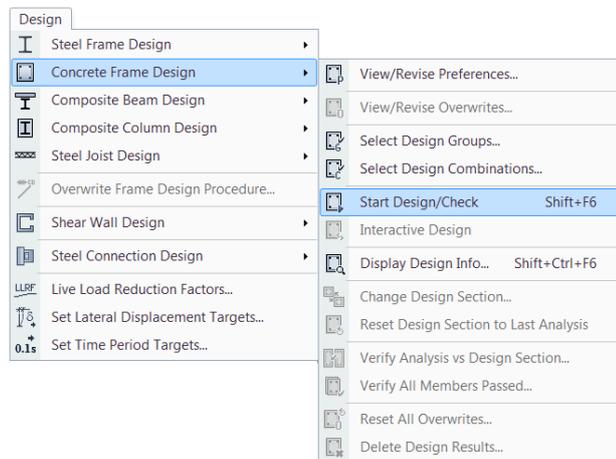
El final del análisis de la estructura queda determinado al presentarse la gráfica de la deformación de la estructura.



**Figura 103. Vista deformada de la estructura**

Posterior a este paso se puede ejecutar el diseño de los elementos frame:

**Design → Concrete Frame Design → Start Design/Check Of Structure**



**Figura 104. Opciones de diseño en hormigón armado ETABS 2013**

Al finalizar el diseño se muestran las cantidades de acero requeridas en cm<sup>2</sup>, para vigas y columnas. En la siguiente figura se muestra lo correspondiente al eje 2.

					N+18.00
		0.372	0.494	0.462	N+15.00
		0.257	0.349	0.308	N+12.00
		0.320	0.432	0.376	N+9.00
		0.354	0.490	0.402	N+6.00
		0.393	0.502	0.447	N+3.00
0.586	0.492	0.598	0.551	0.626	PB
0.090	0.445	0.671	0.492	0.098	N-2.88
0.047	0.508	0.758	0.564	0.051	BASE

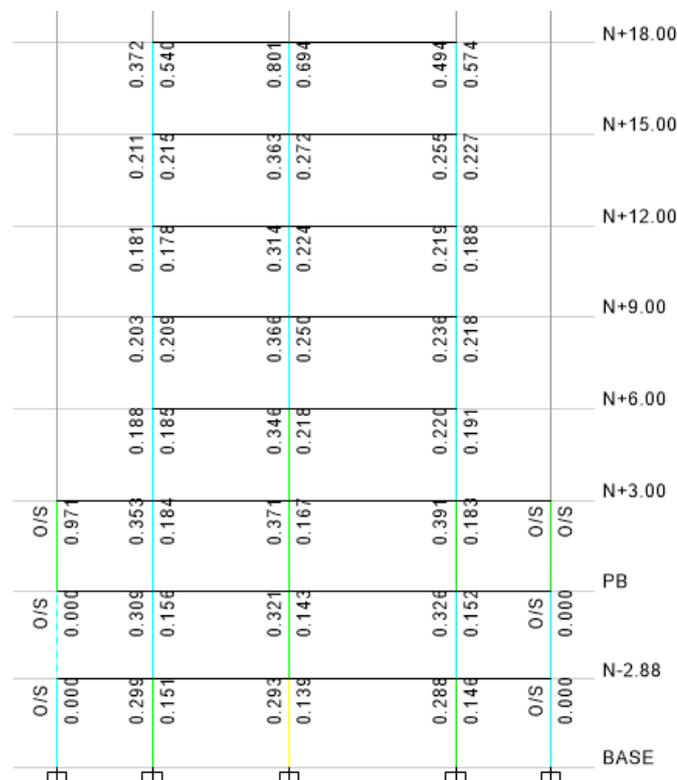
**Figura 105. Acero longitudinal en columnas Eje 2**

Como primera iteración para el chequeo de la capacidad de la unión viga-columna se ha considerado ingresar en las vigas el acero mínimo y en las columnas un armado al 1.5%, de ser necesaria una mayor cantidad de acero por cálculo, esta se debe ingresar en la definición de elementos frame para tener un análisis lo más cercano a la realidad.

En zonas sísmicas, la proporción entre la capacidad actuante y la capacidad resistente de la interacción de las columnas (Column P-M-M Interaction Ratios) va a ser relativamente baja ya que las secciones de las columnas son más grandes para satisfacer los requisitos de la deriva de piso por sismo.

Se procede a verificar la Relación 6/5 de la capacidad Viga/Columna:

**Design → Concrete Frame Design → Display Design Info... → Design Output → (6/5) Beam/Column Capacity Ratios**



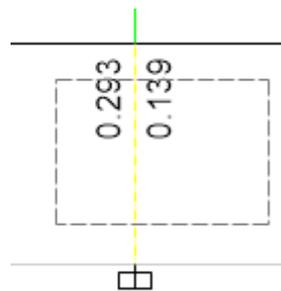
**Figura 106. Relación 6/5 de la capacidad viga/columna**

La proporción entre capacidades a flexión entre vigas y columnas (incluyendo el factor de seguridad) denominado en inglés (6/5) Beam/Column Capacity Ratio debería ser como máximo 1 y óptimo 0.90-0.95 dado que al tener un valor de 1, se asegura que la capacidad de la columna sea al menos un 20% mayor a la capacidad de la viga, al tener un valor entre 0.90 y 0.95 quiere decir que ese porcentaje aumenta. Si los valores finales del chequeo son menores a 0.50, significa que hay gran seguridad de tener columna fuerte y viga débil, y no necesariamente que el nudo este sobredimensionado (ya que las secciones de las vigas dependen de las luces y las cargas, y las secciones de las columnas dependen de las derivas y las cargas).

En resumen ETABS verifica que la rótula plástica se forme en la viga y no en la columna, pues la capacidad resistente de la viga debe ser igual o menor al 80% de la capacidad resistente de la columna.

Para una mejor comprensión, presenta el siguiente ejemplo:

- 1) Seleccionar la columna en la cual va a analizarse la unión. En este caso la que está formada por la columna entre los ejes B-2.



**Figura 107. Relación 6/5 viga/columna Columna B2 (1)**

- 2) Una vez seleccionada dar clic derecho, aparecerá la siguiente ventana, seleccionar una estación o punto de análisis, de cualquier combinación de carga. Dar clic en la opción "Joint Shear".

Concrete Column Design Information (ACI 318-08)

Story: N-2.88      Section Name: COL 40X80  
 Column: C41

COMBO ID	STATION LOC	CAPACITY RATIO	MAJOR SHEAR REINFORCEMENT	MINOR SHEAR REINFORCEMENT
DCon28	0.0000	0.748	0.00000	0.00000
DCon28	1.1900	0.745	0.00000	0.00000
DCon28	2.3800	0.753	0.00000	0.00000
DCon29	0.0000	0.617	0.00000	0.00000
DCon29	1.1900	0.614	0.00000	0.00000
DCon29	2.3800	0.614	0.00000	0.00000
DCon30	0.0000	0.644	0.00000	0.00000
DCon30	1.1900	0.641	0.00000	0.00000
DCon30	2.3800	0.643	0.00000	0.00000
DCon31	0.0000	0.311	0.00000	0.00000
DCon31	1.1900	0.310	0.00000	0.00000
DCon31	2.3800	0.308	0.00000	0.00000
DCon32	0.0000	0.338	0.00000	0.00000
DCon32	1.1900	0.336	0.00000	0.00000
DCon32	2.3800	0.336	0.00000	0.00000

Buttons: Overwrites, Interaction, Summary, Flex. Details, Shear, **Joint Shear**, B/C Details, Envelope, OK, Cancel

Figura 108. Información de diseño de columna de hormigón

3) A continuación se muestra una ventana de Detalles de Diseño

ETABS 2013 13.1.1      License #

**ETABS 2013 Concrete Frame Design**  
 ACI 318-08 Column Section Design

Column Element Details (Joint Shear Details)

Level	Element	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (m)	LLRF	Type
N-2.88	C41	COL 40X80	DCon32	2.38	2.88	0.4	Sway Special

Section Properties

b (m)	h (m)	dc (m)	Cover (Torsion) (m)
0.8	0.4	0.05005	0.0173

Material Properties

Figura 109. Detalles de diseño

En esta ventana de lectura se puede visualizar:

### Columna

- Nivel, Elemento, Sección, Combinación de carga analizada, Longitud
- Propiedades de la sección
- Propiedades del material

- Parámetros de diseño
- Diseño a cortante de la conexión
  - En este se puede analizar la relación entre  $V_u$  y  $\phi V_c$

Joint Shear Design			
	Joint Shear Ratio	Shear $V_{u,Top}$ tonf	Shear $\phi V_c$ tonf
Major Shear, $V_{u2}$	0.463	58.2196	125.6974
Minor Shear, $V_{u3}$	0.32	53.6139	167.5965

**Figura 110. Diseño a corte de la conexión**

$$\text{Joint shear ratio} = \frac{V_u}{\phi V_c}$$

$$\frac{58.2196}{125.6974} = 0.463$$

$$\frac{53.6139}{167.5965} = 0.319$$

Esto indica que el nudo emplea el 46% de su capacidad a cortante en la mayor dimensión de la columna y tan solo el 31% de su capacidad resistente en la menor dimensión.

Al analizar esto, podría parecer que el nudo está sobre dimensionado, pero no se puede llegar a esa conclusión sin realizar otras verificaciones que se detallan más adelante.

- Dimensiones de las columnas que forman la unión (arriba y abajo, en caso de existir)
- Dimensiones de las vigas que forman la unión.
- Capacidad y ángulos de las vigas que forman la unión
- Contribución de cortante a las vigas por la capacidad a momento.
- Capacidades a cortante de la columna
- Caras confinadas en la unión

Dentro de esta ventana, se puede seleccionar en la parte superior la opción “BCCR Details”, en esta ventana de lectura vuelve a repetirse información de la ficha anterior, pero existen variaciones.

Por ejemplo, en Design Code Parameters se visualiza lo siguiente:

**(6/5)\*(Beam/Column) Capacity Ratios**

Major Ratio	Minor Ratio
0.29	0.138

**Figura 111. Relación de capacidad 6/5 viga/columna**

Para comprender de donde se obtienen estos valores es imprescindible dirigirse al final de la página.

En el subtítulo “Sum of Beam and Column Capacities About Axes of the Column Below” se visualiza lo siguiente:

**Sum of Beam and Column Capacities About the Axes of the Column Below**

	SumBeamCap Major tonf-m	SumColCap Major tonf-m	SumBeamCap Minor tonf-m	SumBeamCap Minor tonf-m
Clockwise	23.2664	103.9382	23.2664	202.1766
CounterClockwise	25.1537	103.9382	23.2664	202.1766

**Beam-Column Flexural Capacity Ratios**

	(6/5)B/C Major	(6/5)B/C Major	Col/Beam Minor	Col/Beam Minor
Clockwise	0.290	0.138	4.132	8.69
CounterClockwise	0.269	0.138	4.467	8.69

**Figura 112. Capacidad en viga, columna y unión**

En este punto el programa calcula una relación entre las capacidades a flexión entre vigas y columnas. El factor (6/5) permite incluir el factor de disminución de capacidad en la viga por la seguridad de que en esta se forme la rótula plástica.

$$\left(\frac{6}{5}\right) B/C = \frac{SumBeamCap}{SumColCap}$$

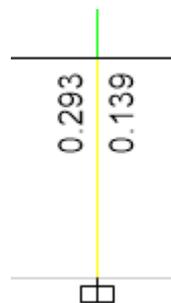
$$\frac{B}{C} = \frac{23.2664}{103.9382} * \left(\frac{6}{5}\right) = 0.269 \text{ (CounterClockwise)}$$

$$\frac{B}{C} = \frac{25.1537}{103.9382} * \left(\frac{6}{5}\right) = 0.290 \text{ (Clockwise)}$$

$$\frac{B}{C} = \frac{23.2664}{202.1766} * \left(\frac{6}{5}\right) = 0.138 \text{ (CounterClockwise)}$$

$$\frac{B}{C} = \frac{23.2664}{202.1766} * \left(\frac{6}{5}\right) = 0.138 \text{ (Clockwise)}$$

La interpretación del resultado sería entonces:



**Figura 113. Relación 6/5 viga/columna Columna B2 (1)**

En la dimensión mayor de la columna la resistencia a flexión de la viga es el 30% de la resistencia a flexión de la columna. Y en la dimensión menor de la columna la resistencia a flexión de la viga es el 14% de la resistencia a flexión de la columna.

El valor que presenta ETABS, cambia de color según la capacidad resistente que calcula para la unión, siendo crítica cuando llega al valor de 1, dado que implica el hecho de que la viga resiste el 80% de lo que resiste la columna, si la viga resiste más del 80% no se asegura la hipótesis columna fuerte-viga débil y el programa va a presentar como falla en color rojo.

Para el ejercicio inicialmente se colocó un armado mínimo en la viga, con lo que se obtuvo una proporción baja (0.293 y 0.139), del diseño que realiza el mismo programa se puede ver, cual es el armado que requiere la viga en los extremos (unión viga-columna, acero superior e inferior).

Dado que hay tres niveles en los que se tiene Viga 35x50: N-2.88, PB y N+3.00, se procede a verificar cual es la mayor cantidad de acero que requiere dicha viga:

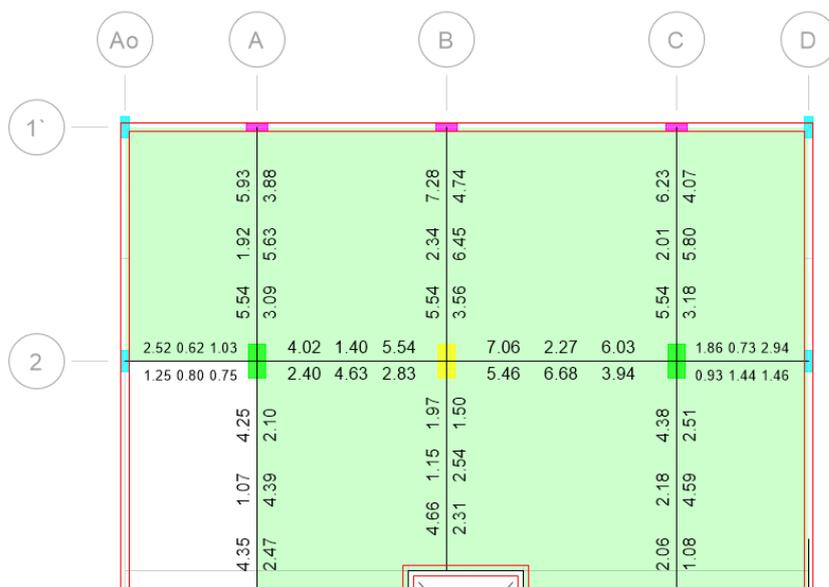


Figura 114. Acero requerido en vigas N-2.88

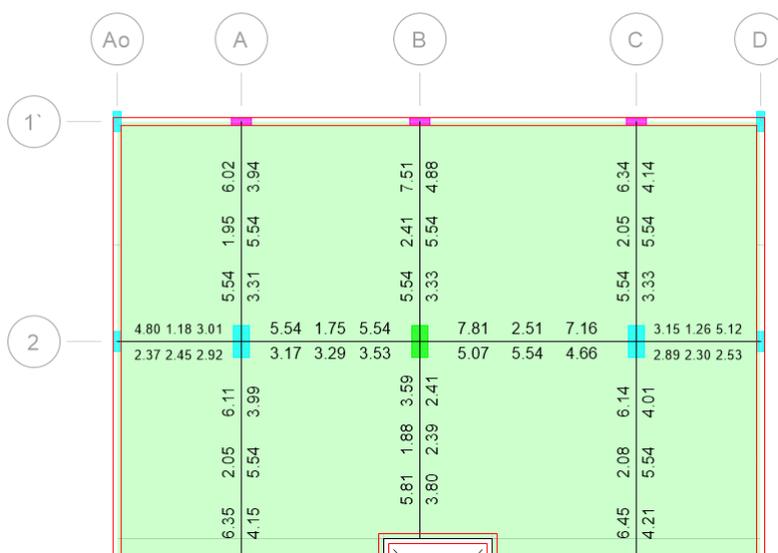
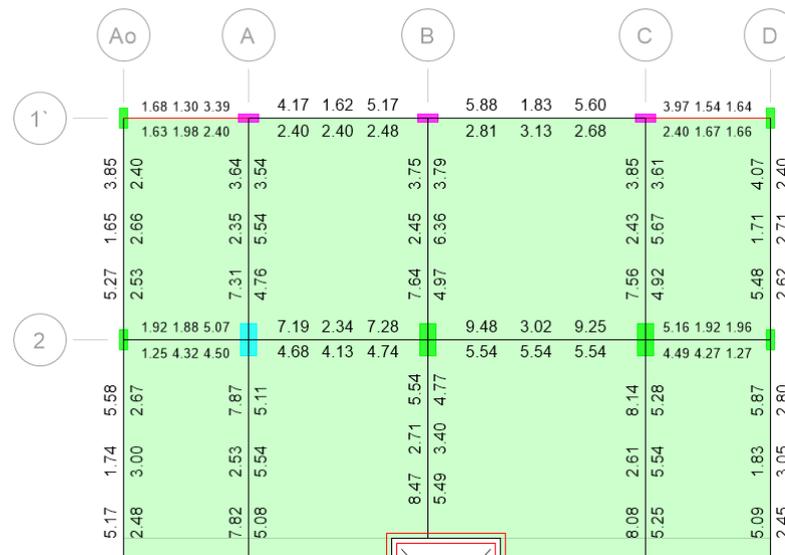


Figura 115. Acero requerido en vigas PB



**Figura 116. Acero requerido en vigas N+3.00**

Se observa que la viga que requiere mayor cantidad de acero es la que está en el eje 2, entre B y C. Si se desea colocar 9.48 cm<sup>2</sup> es necesario saber cómo se van a disponer las varillas del refuerzo.

Acero superior:

$$A_{s \min} = \rho b d$$

$$A_{s \min} = \frac{14}{f_y} b d = \frac{14}{4200} 35 * 47.50$$

$$A_{s \min} = 5.486 \text{ cm}^2 \approx 3\phi 16 \text{ mm} (6.03 \text{ cm}^2)$$

$$9.48 \text{ cm}^2 - 6.03 \text{ cm}^2 = 3.45 \text{ cm}^2$$

$$2\phi 16 \text{ mm} = 4.02 \text{ cm}^2$$

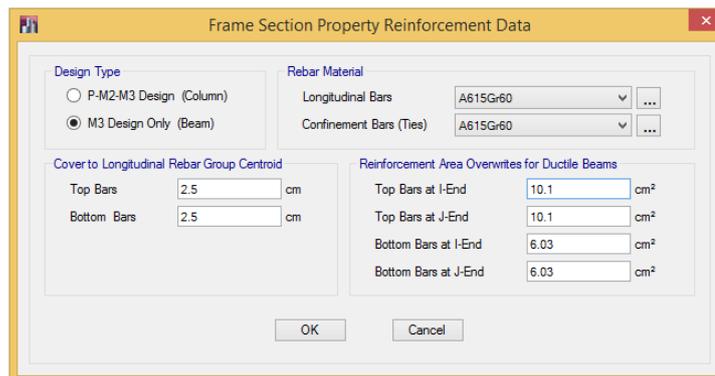
Esto quiere decir que la mayor cantidad de acero en los extremos superiores es de:

$$6.03 \text{ cm}^2 + 4.02 \text{ cm}^2 = 10.05 \text{ cm}^2$$

Acero inferior:

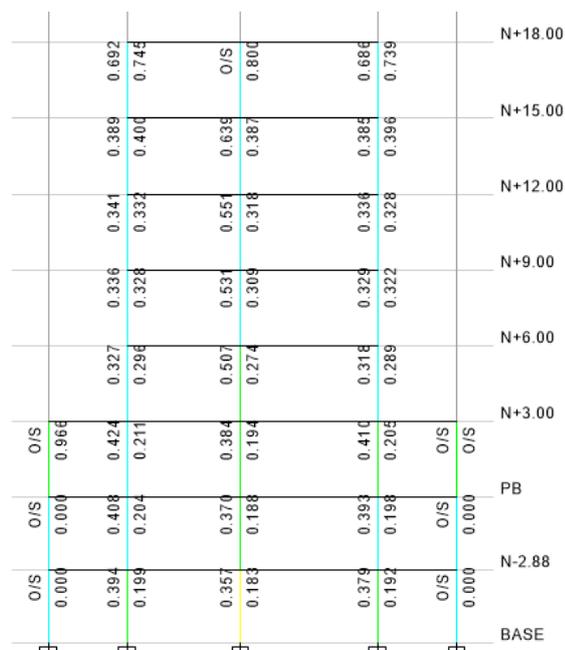
$$A_{s\ min} = 5.486\ cm^2 \approx 3\phi 16\ mm\ (6.03\ cm^2)$$

- 4) Para obtener una revisión del acero, más real en el programa se debe realizar el procedimiento anterior para todas las vigas y entonces redefinir el refuerzo de los elementos frame.



**Figura 117. Redefinición propiedades de sección de viga**

- 5) Se reinicia un nuevo análisis y se verifica la Relación 6/5 de la capacidad Viga/Columna, se tiene lo siguiente:



**Figura 118. Relación 6/5 de la capacidad viga/columna (2)**

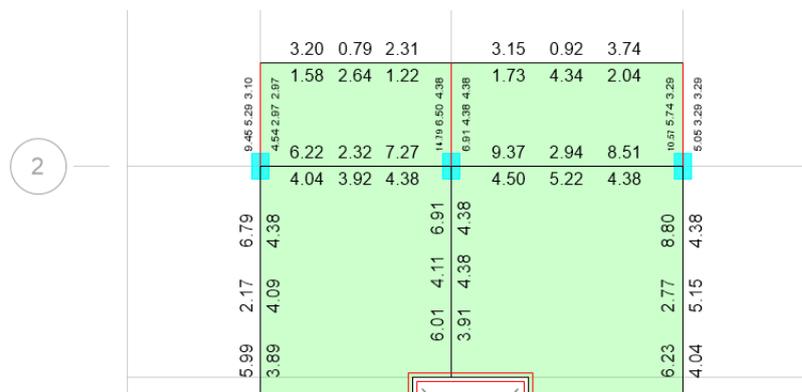
En comparación con lo anterior, la relación subió de 0.293 a 0.357 y de 0.139 a 0.183, esto indica que incluyendo el máximo refuerzo de la viga, la conexión trabaja adecuadamente.

Para el caso de las columnas de los muros la falla O/S (Joint shear ratio excedes limit) significa que la columna tiene una menor resistencia a flexión que la viga, por lo que se va a presentar la falla en la columna. No obstante no sería necesario ampliar esta columna, debido a que el muro que se sitúa en ambos lados de la columna le proporciona gran rigidez y refuerzo a cortante pero no es considerado por el programa.

Se puede observar que en el mismo eje B2, la columna bajo el nivel N+18.00 presenta el mismo tipo de falla, en tal caso se recuerda que en la primera corrida que se hizo, con el acero mínimo, este nudo no presentaba problemas. Para este caso, lo que nos indica este error, es que el acero de la viga es excesivo en esa unión.

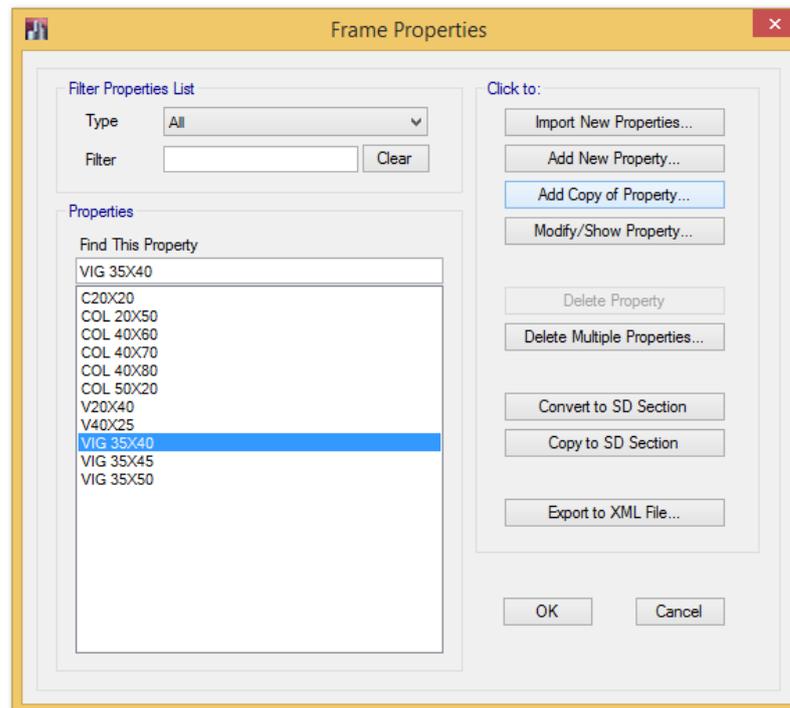
Se analiza lo siguiente:

El acero en los extremos superiores e inferiores de la viga, se tomó como el máximo requerido para todos los pisos, si existe falla en el último, donde, por ser una cubierta, la carga que soporta es menor, implica que el refuerzo de la viga va a ser menor.



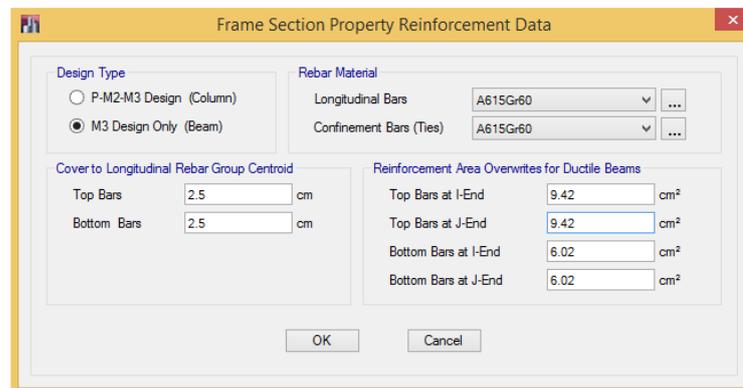
**Figura 119. Acero requerido en vigas N+18.00**





**Figura 121. Propiedades de elemento**

- 5) Dar un nuevo nombre a la sección y cambiar el refuerzo.



**Figura 122. Información de refuerzo en propiedades de sección**

- 6) Aceptar, cerrar y asignar el tipo de elemento a las vigas a las que corresponda el cambio.  
7) Volver a correr el análisis.

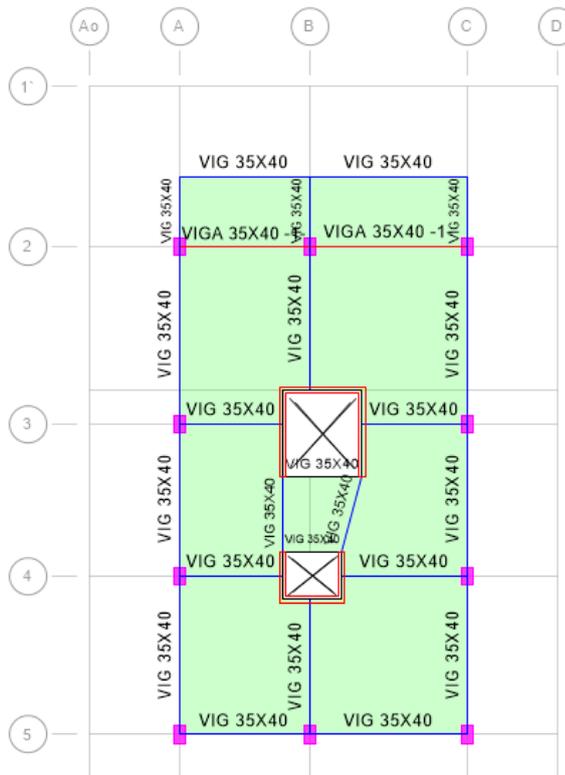


Figura 123. Cambio de sección en determinadas vigas N+18.00

8) Correr el diseño y nuevamente verificar la relación Viga-Columna

Level	Column A0	Column A	Column B	Column C	Column D
N+18.00		0.545			
N+15.00		0.389	0.400		
N+12.00		0.341	0.332		
N+9.00		0.336	0.328	0.336	0.385
N+6.00		0.327	0.298	0.318	0.328
N+3.00	O/S	0.424	0.507	0.318	0.329
PB	O/S	0.204	0.194	0.205	0.289
N-2.88	O/S	0.394	0.357	0.379	0.379
BASE	O/S	0.199	0.183	0.192	0.198

Figura 124. Relación 6/5 de la capacidad viga/columna (3)

En esta corrida se verifica que el nudo B2, en el nivel N+18.00 no presenta problemas de cortante.

Analizando esto, podemos concluir que si en la primera corrida se analiza las vigas con el acero mínimo y se revisan la relación 6/5 viga/columna, el valor que presente no supere el 0.6 para que al incluir el acero adicional requerido, el programa no presente el error de falla por cortante en la unión (O/S) debido a que la viga resistiría más que la columna.

Para el caso en que, al colocar en la viga la cantidad de refuerzo mínimo requerido, la falla (O/S) siga presentándose, es necesario calcular la unión manualmente para determinar si es posible satisfacer la demanda de cortante con una mayor cantidad de estribos, mejorando la resistencia del hormigón o si es necesario cambiar las secciones de viga o columna que también pueden realizarse en el programa.

La verificación del acero que realiza el programa ETABS es una herramienta muy útil para analizar las uniones críticas en una edificación, cabe mencionar que el proceso es un poco más meticuloso por cuanto hay que ingresar cantidades de refuerzo por cada tipo de elemento frame, lo cual puede ser confuso al tener muchas secciones diferentes de vigas y columnas, por lo que se recomienda mantener un correcto orden en el registro de datos de ingreso al programa, y realizar varias corridas guardando individualmente los cambios en cada una, para poder diferenciar las variantes entre una y otra.

Para una correcta verificación de uniones viga-columna mediante este programa de análisis estructural es fundamental realizar un correcto diseño previo de los elementos, la verificación de las conexiones es la parte final del diseño, lo que manda en la mayoría de los casos de edificaciones situadas en zonas sísmicas es la deriva de piso, por lo que la relación 6/5 de la capacidad Viga/Columna puede no llegar al 0.95 estando correctamente diseñada toda la estructura.

Armado en vigas y columnas, para ingreso en programa y verificación.

Secciones	1.5%	Armado	As col (cm <sup>2</sup> )	rec (cm)	sx (cm)	sy (cm)	ramas x	ramas y	s (cm)
COL 40X80	48	4φ20+14φ18	48.19	3	11.33	12.33	4	4	10
COL 40X70	42	4φ22+14φ16	43.35	3	11.33	10.66	4	4	10
COL 40X60	36	18φ16	36.19	3	11.33	9	4	4	10

	ρ=0.0033
VIGA 35x50	5.54
Armado	3φ16
As col (cm <sup>2</sup> )	6.032
VIGA 35x45	4.96
Armado	2φ16+1φ12
As col (cm <sup>2</sup> )	5.15
VIGA 35x40	4.38
Armado	3φ14
As col (cm <sup>2</sup> )	4.62

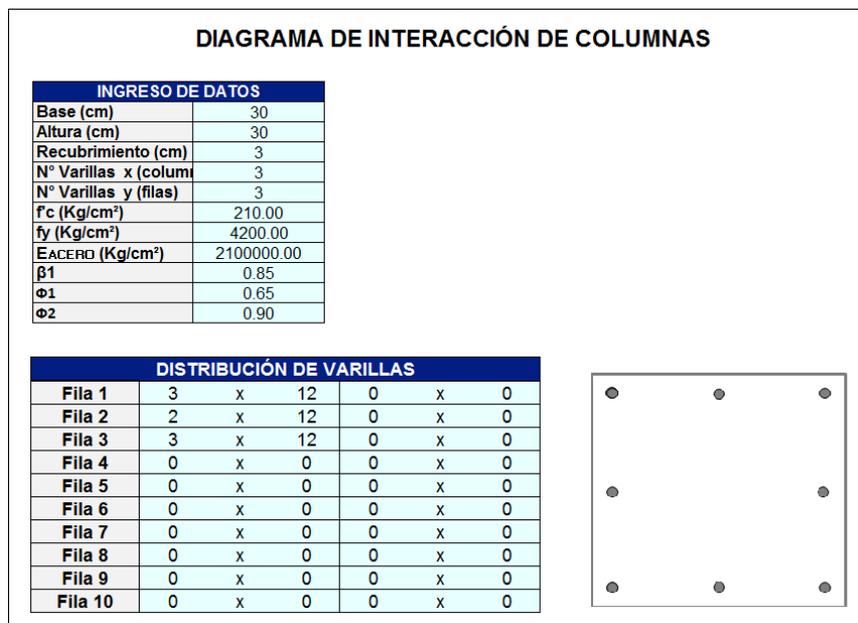
**Figura 125. Armado mínimo para verificación unión viga/columna ETABS**

### 3.2 DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE LA COLUMNA QUE FORMA LA UNIÓN, EN 2D

Se ha desarrollado un diagrama de interacción de columnas rectangulares a fin de complementar el diseño de los nudos en su parte final, donde es necesario conocer el momento resistente de la columna para realizar la verificación de las capacidades de flexión.

Para el cálculo es necesario introducir correctamente la información de la sección que se desea analizar, geometría de la sección, propiedades de materiales y armado colocado (se puede colocar diferentes diámetros, ej. Fila 1: 2x24 | 1x20, siendo el primer valor, el diámetro correspondiente a las esquinas o varillas de mayor tamaño), se puede modificar los factores de reducción de capacidad siendo el menor  $\Phi 1$  y el mayor  $\Phi 2$ .

Este diagrama presenta una aproximación a los valores exactos, disminuyendo la carga axial para presentar la mayor capacidad de momento de la columna.



**Figura 126. Ingreso de datos -JOINTY INTERACCIÓN-**

Después del ingreso de datos se puede visualizar la curva de la siguiente manera:

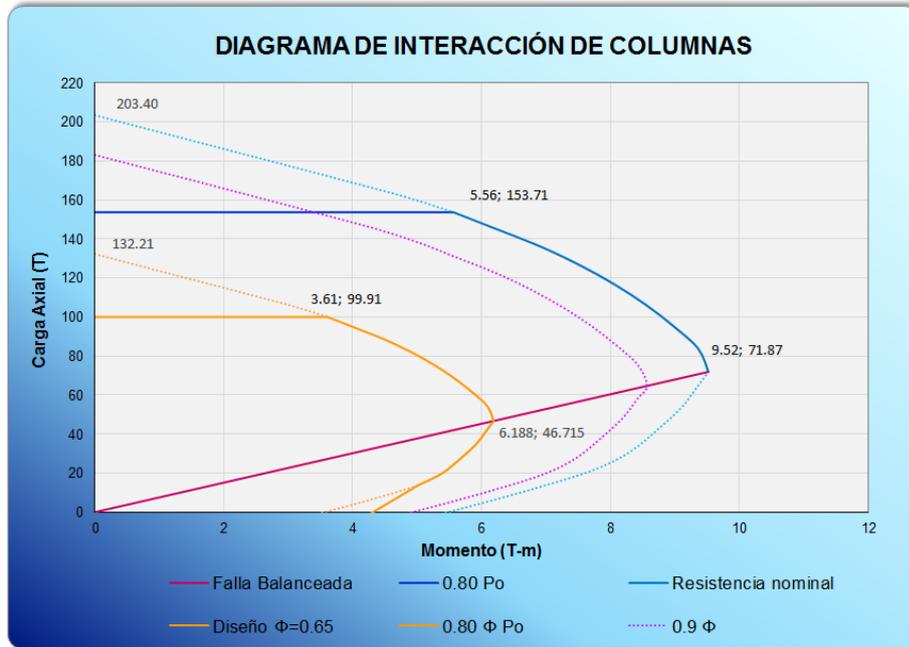


Figura 127. Diagrama de interacción -JOINTY INTERACCIÓN-

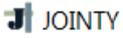
Si se desea verificar los valores con los que se obtuvo la curva, se puede desplegar los cálculos al hacer clic en el botón VER CÁLCULOS:

[VER CÁLCULOS](#)

Diagramas de Interacción de Columnas Rectangulares con Flexión Uniaxial														
	As (cm²)	Esp	Coord	EHorn	Dist	ey	fs	Cc (Kg)	P (Kg)	Pn (kg)	Dist E.C	M (Kg.cm)	M (T.m)	Mn (T.m)
EJE NEUTRO INFINITO 100000 cm	3.39	2.50	2.50	0.003	99997.50	0.002	4200.00	160650	14250.26	203400.79	12.5	178128.303	1.781	0.00
	3.39	12.5	15.00	0.003	99985.00	0.002	4200.00	160650	14250.26	0.00	0.00	0	0.000	
	3.39	12.5	27.50	0.003	99972.50	0.002	4200.00	160650	14250.26	Ph (T)	-12.50	-178128.303	-1.781	
	0.00	0	0.00	0.000	0.00	0	0.00	0	0.00	203.40	0	0	0.000	
	0.00	0	0.00	0.000	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0	0	0.000	
	0.00	0	0.00	0.000	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0	0	0.000	
	0.00	0	0.00	0.000	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0	0	0.000	
	0.00	0	0.00	0.000	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0	0	0.000	
	0.00	0	0.00	0.000	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0	0	0.000	
	0.00	0	0.00	0.000	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0	0	0.000	
P2 30.000 cm	3.39	2.50	2.50	0.003	27.50	0.0020	4200.00	136552.5	14250.26	163271.75	12.5	178128.303	1.781	4.63
	3.39	12.5	15.00	0.003	15.00	0.0015	3150.00	136552.5	10687.70	0.00	0.00	0	0.000	
	3.39	12.5	27.50	0.003	2.50	0.0003	525.00	136552.5	1781.28	Ph (T)	-12.50	-22268.0379	-0.223	
	0.00	0	0.00	0.000	0.00	0	0.00	0	0.00	163.27	0	0	0.000	
	0.00	0	0.00	0.000	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0	0	0.000	
	0.00	0	0.00	0.000	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0	0	0.000	
	0.00	0	0.00	0.000	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0	0	0.000	
	0.00	0	0.00	0.000	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0	0	0.000	
	0.00	0	0.00	0.000	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0	0	0.000	
	0.00	0	0.00	0.000	0.00	0	0.00	0	0.00	0	0	0	0.000	
	As (cm²)	Esp	Coord	EHorn	Dist	ey	fs	Cc (Kg)	P (Kg)	Pn (kg)	Dist E.C	M (Kg.cm)	M (T.m)	Mn (T.m)

Figura 128. Cálculo puntos diagrama de interacción -JOINTY INTERACCIÓN-

### 3.3 VERIFICACIÓN DE REFUERZO LONGITUDINAL

Antes de empezar a diseñar es importante conocer cómo se halla ordenado el conjunto de hojas de cálculo. Se han separado los tipos de nudos en diferentes hojas, cada una con su propia hoja de interacción de columna dentro de la carpeta JOINTY al hacer clic sobre el ícono  JOINTY

Subcarpetas:

-  NUDO CUBIERTA
-  NUDO ENTREPISO

Dentro de cada carpeta se halla la hoja de cálculo de cada caso:

Ejemplo para nudo interior de entrepiso:

-  NUDO INTERIOR

Abrir la carpeta NUDO INTERIOR y dar clic en el archivo de Excel:

-  INTERIOR ACI 352RS-02

Seleccionar la HOJA CÁLCULOS

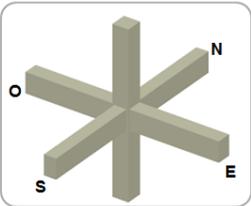
DISEÑO DE NUDO INTERIOR DE ENTREPISO ACI 352RS-02			
INGRESO DE DATOS			
	$\alpha$	<input type="text" value="1.25"/>	
	$\Phi$ (corte)	<input type="text" value="0.85"/>	
	<b>MATERIALES</b>		
	$f_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	<input type="text" value="210"/>	
	$f_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	<input type="text" value="4200"/>	
	$f_{yh}$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	<input type="text" value="4200"/>	
	<b>COLUMNA</b>		
	b (cm)	<input type="text" value="40"/>	
	h (cm)	<input type="text" value="40"/>	
	rec (cm)	<input type="text" value="4"/>	
<b>VIGA TRANSVERSAL (N-S)</b>			
b (cm)	<input type="text" value="30"/>		
h (cm)	<input type="text" value="40"/>		
rec (cm)	<input type="text" value="4"/>		
<b>VIGA LONGITUDINAL (E-W)</b>			
b (cm)	<input type="text" value="30"/>		
h (cm)	<input type="text" value="40"/>		
		H(m)	<input type="text" value="3.65"/>
		N°	<input type="text" value="12"/>
		$\phi$ (mm)	<input type="text" value="20"/>
As 1 (cm <sup>2</sup> )	<input type="text" value="12"/>		
As 2 (cm <sup>2</sup> )	<input type="text" value="20"/>		
		N°	<input type="text" value="3"/>
		$\phi$ (mm)	<input type="text" value="16"/>
As sup (cm <sup>2</sup> )	<input type="text" value="3"/>		
As inf (cm <sup>2</sup> )	<input type="text" value="3"/>		
		N°	<input type="text" value="3"/>
		$\phi$ (mm)	<input type="text" value="16"/>
As sup (cm <sup>2</sup> )	<input type="text" value="3"/>		
As inf (cm <sup>2</sup> )	<input type="text" value="3"/>		

Figura 129. Ingreso de datos -JOINTY CÁLCULOS-

Posterior al ingreso de datos la primera parte del diseño es la verificación del refuerzo longitudinal de modo que la columna cumpla las recomendaciones de distribución y espaciamientos para evitar problemas de corte vertical.

**REFUERZO LONGITUDINAL EN COLUMNA**

	N°		cm	≤30 cm	1/3 dim	20 cm	max	≤ max
Varillas en x	4	Espaciamiento x	10.67	ok	13.33	20	20.00	ok
Varillas en y	4	Espaciamiento y	10.67	ok	13.33	20	20.00	ok

**Figura 130. Refuerzo Longitudinal -JOINTY CÁLCULOS-**

**3.4 VERIFICACIÓN DE REFUERZO TRANSVERSAL**

Después de verificar que no haya inconvenientes con el refuerzo longitudinal se procede a ingresar el diámetro del refuerzo que se piensa utilizar y la cantidad de ramas en cada dirección (para este caso es lo mismo en las dos direcciones por ser columna cuadrada, en la hoja de cálculo se va ingresado los datos para calcular simultáneamente ambas direcciones). Los resultados obtenidos provienen de efectuar los cálculos explicados anteriormente en el Capítulo 2.

ESTRIBOS DE CONFINAMIENTO				
As (cm2)	N°	φ (mm)	Área (cm2)	s (cm)
	1	10	1.33	10
DIRECCIÓN N-S		DIRECCIÓN W-E		
Ramas	4	Ramas	4	
As h (cm2)	3.16	As h (cm2)	3.16	

**DIRECCIÓN N-S**

sh (cm)	10.00
Ash 1 (cm2)	3.09
Ash 2 (cm2)	1.65
As req (cm2)	1.54
As col>As requerido	
ok	

**DIRECCIÓN W-E**

sh (cm)	10.00
Ash 1 (cm2)	3.09
Ash 2 (cm2)	1.65
As req (cm2)	1.54
As col>As requerido	
ok	

**Figura 131. Refuerzo transversal -JOINTY CÁLCULOS-**

### 3.5 RESISTENCIA A CORTE

En esta parte es necesario indicarle al programa si se va a considerar la losa o no, el ACI 352RS-02 determina el cortante con la aportación de losa, en la hoja de cálculo se tiene la opción de considerarla o no, aunque como se vio anteriormente, no considerar la losa puede hacer que la fuerza resistente sea menor que la fuerza actuante.

Para esta determinación se debe ingresar como dato el valor de la excentricidad. Los resultados que se presentan son para el sentido N-S, dado que para este caso son iguales por ser una columna cuadrada. Los resultados obtenidos provienen de efectuar los cálculos explicados anteriormente en el Capítulo 2.

DIRECCIÓN N-S	
Mpr1 (T.m)	9.50
Mpr2 (T.m)	16.66
H (m)	3.65
Vcol (T)	7.17
Vu (T)	80.91
e (cm)	0
Vn (T)	113.85
$\Phi Vn$ (T)	96.77
$Vu < \Phi Vn$	
ok	

Figura 132. Resistencia a corte -JOINTY CÁLCULOS-

### 3.6 CHEQUEO CONDICIÓN COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL

Es la parte final del diseño si en todos los pasos anteriores se cumplen las condiciones requeridas.

Es necesario ingresar como dato el momento resistente de la columna, por lo que se va a utilizar en esta parte el diagrama de interacción de columnas.

Mnc (T)	32
Mn1	7.60
Mn2	13.33
$(\sum Mc / \sum Mv) > 1.2$	
ok	

Figura 133. Condición columna fuerte/viga débil -JOINTY CÁLCULOS-

### 3.7 ANCLAJE/ ADHERENCIA

Para el caso de nudos exteriores el anclaje es determinado por la longitud de desarrollo requerida y la longitud disponible para la sección.

En el caso de nudos interiores la adherencia se verifica para dos condiciones:

- 1) Cuando las columnas son más anchas que las vigas
- 2) Cuando las vigas son más anchas que las columnas

En este particular, la hoja de cálculo tiene restricciones, no se determinan los cálculos para vigas anchas o vigas banda.

Para columnas más anchas o iguales que el ancho de la viga se hace la verificación que depende del tamaño de sección de la columna y el diámetro nominal elegido para la viga, y viceversa.

$h_{col} \geq 20\phi_{vigas}$					
h col N-S (cm)	40	$\phi$ max viga (mm)	16	20 $\phi_{vigas}$	$h_{col} \geq 20\phi_{vigas}$
h col E-W (cm)	40	$\phi$ max viga (mm)	16	32	ok
				32	ok
$h_{vig} \geq 20\phi_{columnas}$					
h vig N-S (cm)	40	$\phi$ max col (mm)	20	20 $\phi_{col}$	$h_{vig} \geq 20\phi_{col}$
h col E-W (cm)	40	$\phi$ max col (mm)	20	40	ok
				40	ok

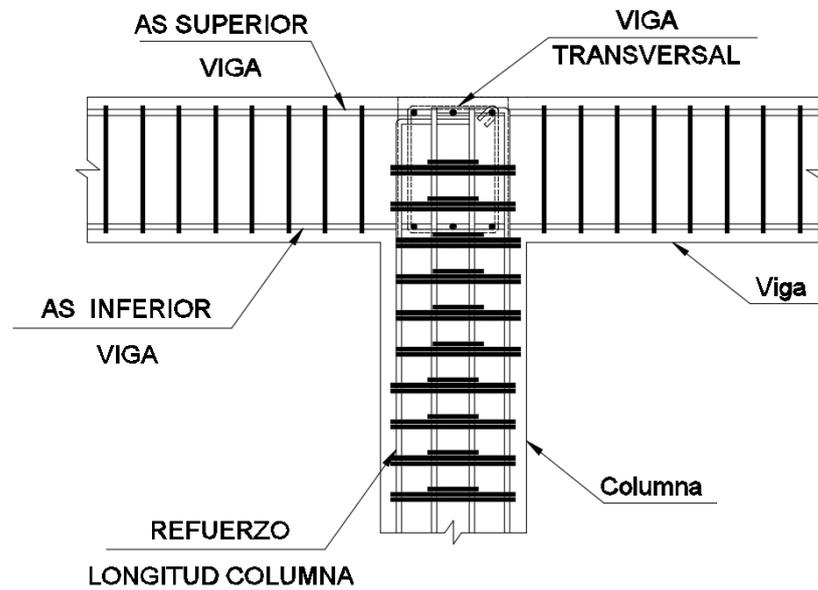
**Figura 134. Verificación de adherencia -JOINTY CÁLCULOS-**

### 3.8 GRÁFICAS Y DETALLAMIENTO ESTRUCTURAL

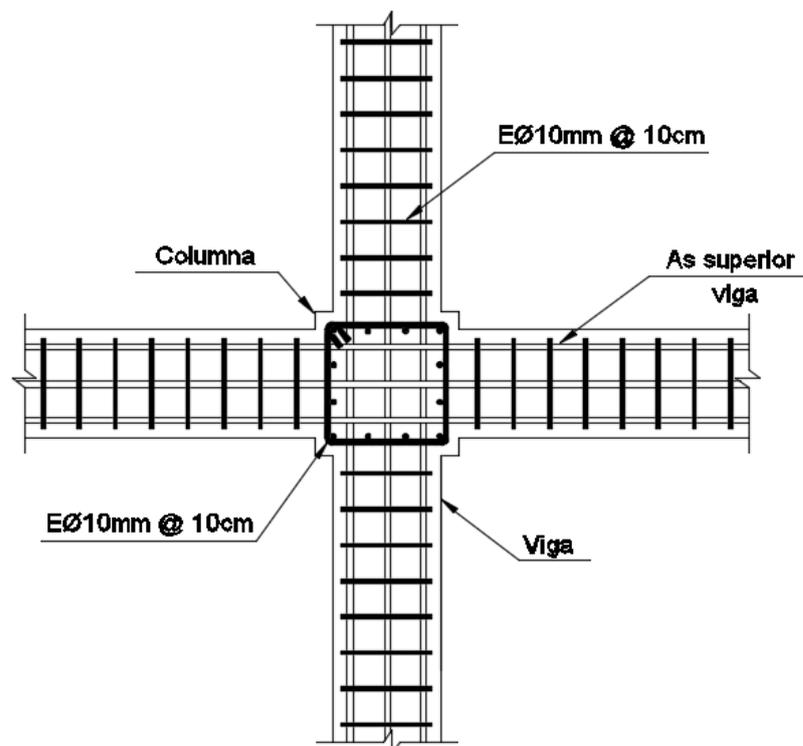
Es importante, después del diseño del nudo su correcto detallamiento en los planos. En ocasiones, a falta de estos, se cometen errores que pueden comprometer la resistencia y el comportamiento de los elementos.

Un error frecuente es que al momento de la construcción se pasa por alto los espaciamientos del refuerzo transversal dejando al nudo expuesto a sufrir una falla por un confinamiento escaso. A más de indicar en planos, debería incluirse el diseño o verificación de los mismos en la memoria de cálculo.

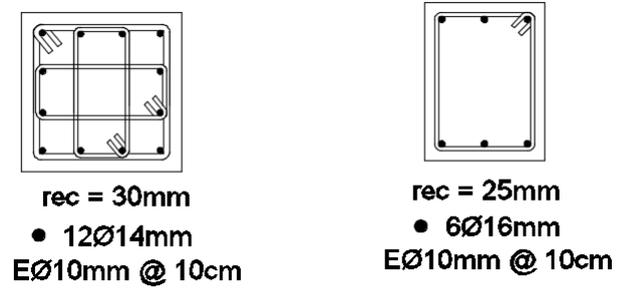
A continuación, se indican ejemplos de detalles que se puede colocar en los planos referentes a las uniones viga-columna.



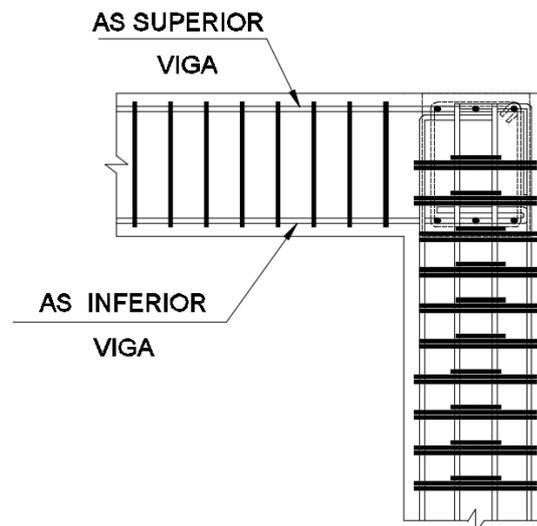
**Figura 135. Detallamiento elevación conexión en unión de cubierta**



**Figura 136. Detallamiento planta de unión interior**



**Figura 137. Detallamiento sección transversal de viga y columna en la unión**



**Figura 138. Detallamiento elevación unión de cubierta esquinera**

## **CAPÍTULO 4**

### **ENSAYOS EXPERIMENTALES REALIZADOS**

#### **4.1 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE UNIONES EXTERIORES VIGA-COLUMNA (NUEVA ZELANDA).**

En el año 2003 se publicó en el Boletín de la Sociedad de Ingeniería Sísmica de Nueva Zelanda un documento realizado por Les Megget y Richard Fenwick sobre el comportamiento sísmico de uniones exteriores viga-columna (Megget & Fenwick, 2003) basado en las pruebas realizadas en la Universidad de Auckland.

Los objetivos del ensayo de cuatro uniones exteriores viga-columna fueron:

- a) Evaluar la influencia de la terminación de las varillas de la viga en la zona de la unión donde hay escasas varillas exteriores en las columnas.
- b) Examinar la influencia del alargamiento de la viga debido a la articulación plástica en el desempeño de la zona de la viga-columna a nivel de las primeras vigas de piso en marcos de varios pisos.
- c) Examinar la influencia de diferentes formas de anclaje en la zona del nudo en el desempeño del mismo.
- d) Comparar el rendimiento relativo de la zona de la unión donde el refuerzo de las vigas y columnas está distribuido de manera uniforme en la altura del miembro y en la zona de la unión donde el refuerzo de la viga se halla concentrado en la parte superior e inferior del miembro.

## Detalles de las unidades de prueba

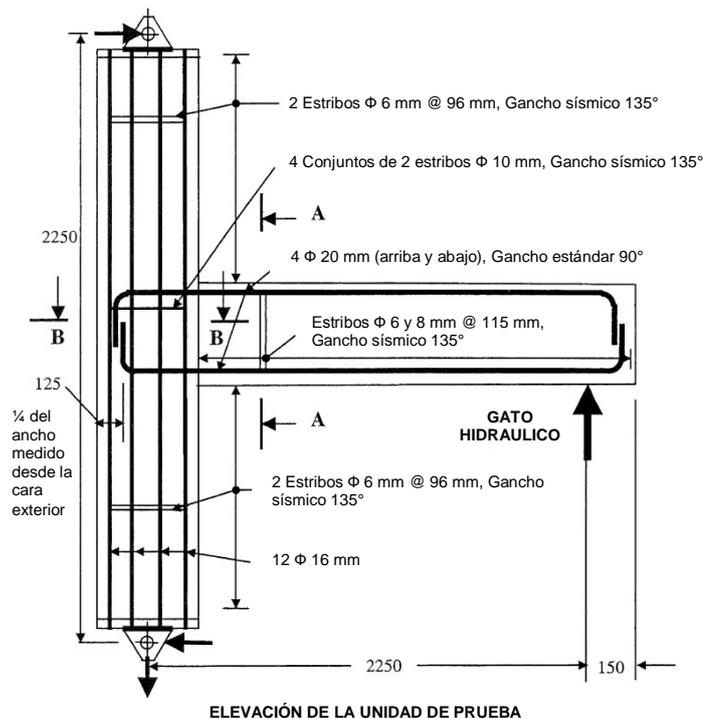
Tabla 22

Unidad de prueba 1

DATOS		
Sección de la columna	500 x 300 mm	50 x 30 cm
Sección de la viga	515 x 250 mm	51.5 x 25 cm
Altura del entrepiso	2250 mm	2.25 m
Longitud de la viga (medida desde el eje de la columna al punto de aplicación de la carga)	2250 mm	2.25 m
Resistencia del hormigón	25 Mpa	250 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia del cilindro de prueba	46.7 Mpa	467 Kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo a la fluencia del refuerzo en viga	452 Mpa	4520 Kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo a la fluencia del refuerzo en columna	326 Mpa	3260 Kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo a la fluencia del refuerzo transversal	318 Mpa	3180 Kg/cm <sup>2</sup>
Recubrimiento	30 mm	3 cm



Figura 139. Sección transversal de viga y columna



ELEVACIÓN DE LA UNIDAD DE PRUEBA

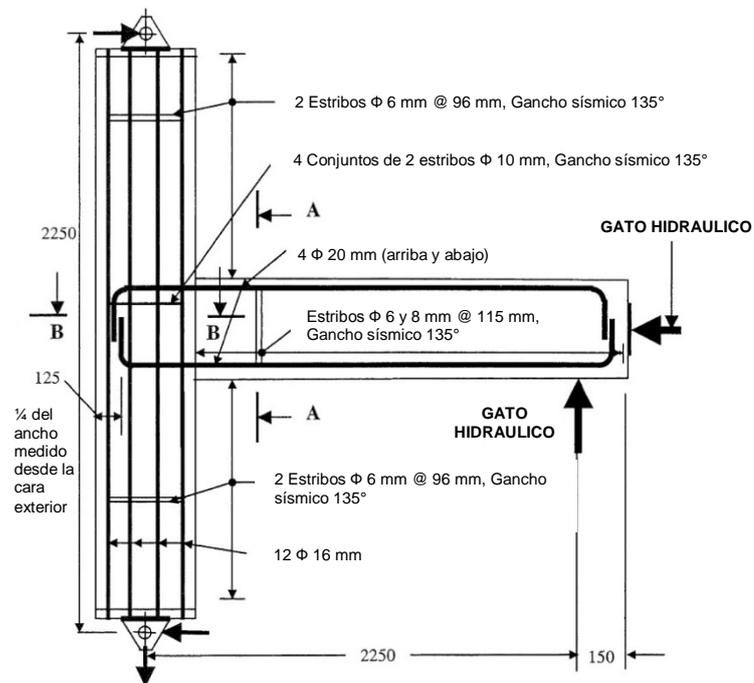
Figura 140. Detalle de la unidad de prueba 1

**Tabla 23**  
**Unidad de prueba 2**

DATOS		
Sección de la columna	500 x 300 mm	50 x 30 cm
Sección de la viga	515 x 250 mm	51.5 x 25 cm
Altura del entrepiso	2250 mm	2.25 m
Longitud de la viga (medida desde el eje de la columna al punto de aplicación de la carga)	2250 mm	2.25 m
Resistencia del hormigón	25 Mpa	250 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia del cilindro de prueba	48 Mpa	480 Kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo a la fluencia del refuerzo en viga	452 Mpa	4520 Kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo a la fluencia del refuerzo en columna	326 Mpa	3260 Kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo a la fluencia del refuerzo transversal	318 Mpa	3180 Kg/cm <sup>2</sup>
Recubrimiento	30 mm	3 cm



**Figura 141. Sección transversal de viga y columna**

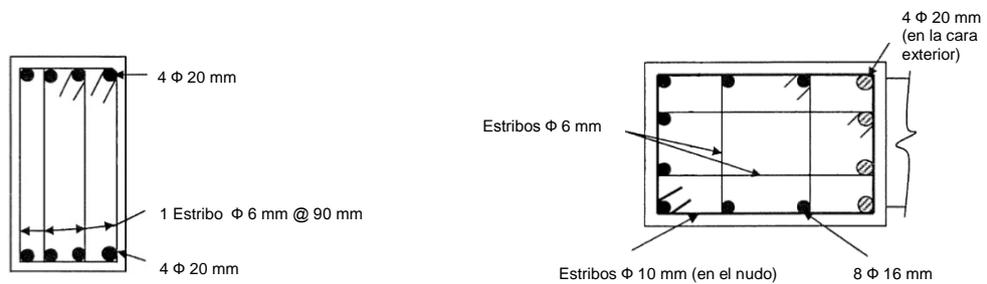


**ELEVACIÓN DE LA UNIDAD DE PRUEBA**

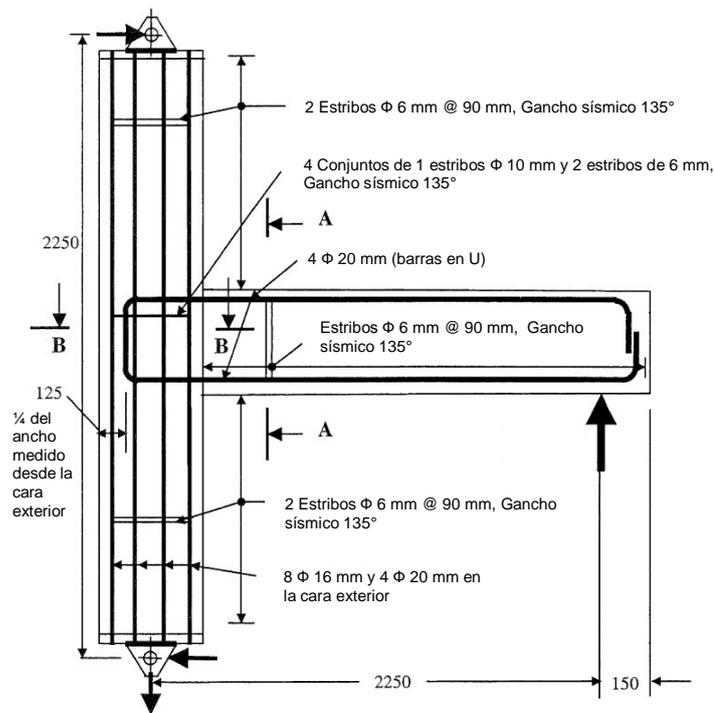
**Figura 142. Detalle de la unidad de prueba 2**

**Tabla 24**  
**Unidad de prueba 3**

DATOS		
Sección de la columna	500 x 300 mm	50 x 30 cm
Sección de la viga	515 x 250 mm	51.5 x 25 cm
Altura del entrepiso	2250 mm	2.25 m
Longitud de la viga (medida desde el eje de la columna al punto de aplicación de la carga)	2250 mm	2.25 m
Resistencia del hormigón	25 Mpa	250 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia del cilindro de prueba	33.9 Mpa	339 Kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo a la fluencia del refuerzo en viga	482 Mpa	4820 Kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo a la fluencia del refuerzo en columna	326 Mpa	3260 Kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo a la fluencia del refuerzo transversal	318 Mpa	3180 Kg/cm <sup>2</sup>
Recubrimiento	30 mm	3 cm



**Figura 143. Sección transversal de viga y columna**

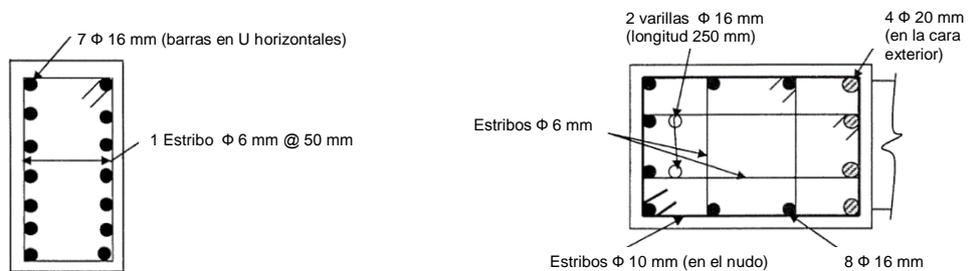


ELEVACIÓN DE LA UNIDAD DE PRUEBA

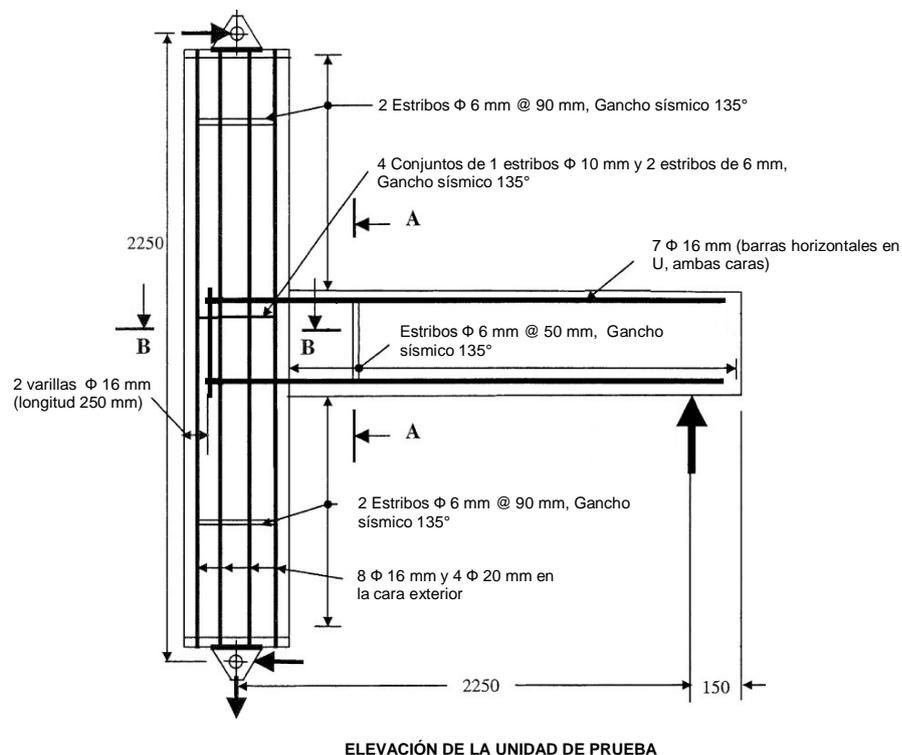
**Figura 144. Detalle de la unidad de prueba 3**

**Tabla 25**  
**Unidad de prueba 4**

DATOS		
Sección de la columna	500 x 300 mm	50 x 30 cm
Sección de la viga	515 x 250 mm	51.5 x 25 cm
Altura del entrepiso	2250 mm	2.25 m
Longitud de la viga (medida desde el eje de la columna al punto de aplicación de la carga)	2250 mm	2.25 m
Resistencia del hormigón	25 Mpa	250 Kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia del cilindro de prueba	33.9 Mpa	339 Kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo a la fluencia del refuerzo en viga	465 Mpa	4650 Kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo a la fluencia del refuerzo en columna	326 Mpa	3260 Kg/cm <sup>2</sup>
Esfuerzo a la fluencia del refuerzo transversal	318 Mpa	3180 Kg/cm <sup>2</sup>
Recubrimiento	30 mm	3 cm



**Figura 145. Sección transversal de viga y columna**



**ELEVACIÓN DE LA UNIDAD DE PRUEBA**

**Figura 146. Detalle de la unidad de prueba 4**

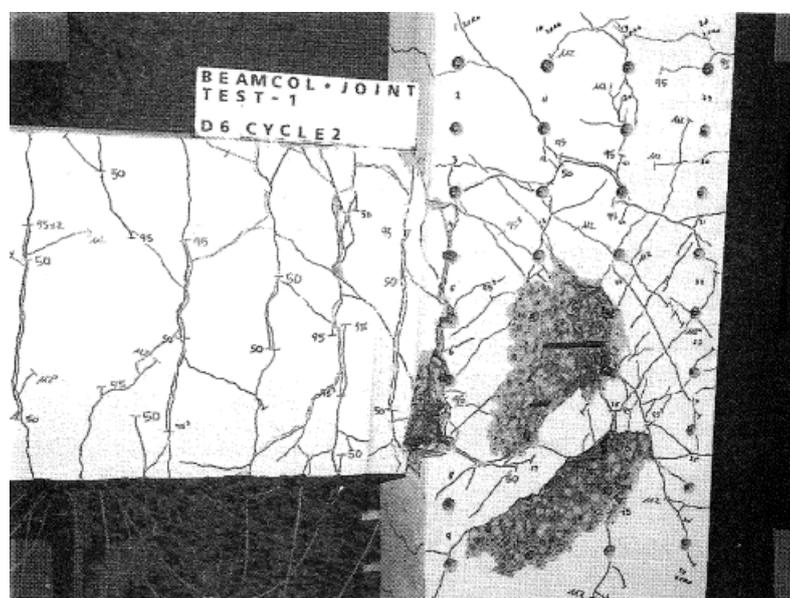
## Procedimiento de prueba

Las unidades se cargaron con  $\frac{3}{4}$  de la fuerza necesaria para desarrollar la resistencia a la flexión teórica de la viga en la cara de la columna.

Las pruebas se realizaron controlando los desplazamientos.

## Resultados de las pruebas

### Unidad 1



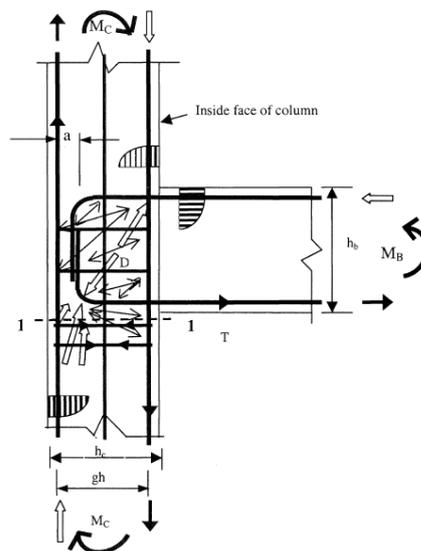
**Figura 147. Unidad 1, daño en la unión y columna inferior**

Se evidencia agrietamiento por flexión en la viga y las columnas y un gran número de fisuras diagonales finas en la zona del nudo.

Las grietas más amplias se observan en la viga en la cara de la columna, las mismas que aumentaron constantemente en anchura, lo que indica un deslizamiento sustancial del refuerzo y por ende una menor extensión en la viga.

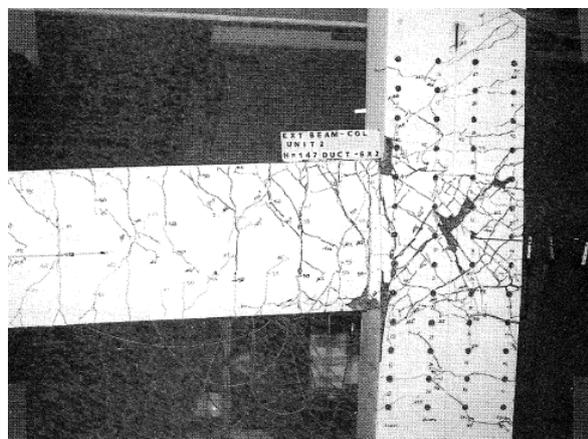
Se aprecia un desprendimiento en la zona de la unión y en la columna inmediatamente debajo de la misma, lo cual condujo a una pérdida de resistencia.

El anclaje de la viga alejado de las barras de refuerzo de la columna reduce el brazo de palanca de las fuerzas de flexión en la columna en la parte inferior de la zona de la unión y conduce a una cedencia extensiva de las barras de la cara interior, para compensar esta pérdida de se puede incrementar el área de refuerzo longitudinal de las barras afectadas.



**Figura 148. Acciones en una conexión viga-columna interior.**

## Unidad 2



**Figura 149. Unidad 2, daño en la unión**

Para este caso, la extensión de la viga aumentó constantemente y esta empujó a la columna hacia afuera, indujo a compresión al refuerzo longitudinal ubicado en la cara interior de la columna, mejorando las condiciones de la conexión, pues se observa que las fisuras de la viga, en la cara de la columna fueron de menor tamaño,

Las fisuras por flexión en la viga, en la zona más próxima a la cara de la columna fueron más del doble de las que se originaron en la unidad 1 pero ocurrieron mayor tiempo después, por lo que la carga axial incremento la resistencia a flexión de la viga.

### **Unidad 3**

Se obtuvo un mejor comportamiento de absorción de energía dúctil, se utilizó varillas de mayor diámetro para compensar la pérdida de resistencia a flexión ocurrida en el primer ensayo, y los medidores de deformación indicaron que hubo una cedencia limitada y mínima en las barras de las columnas.

### **Unidad 4**

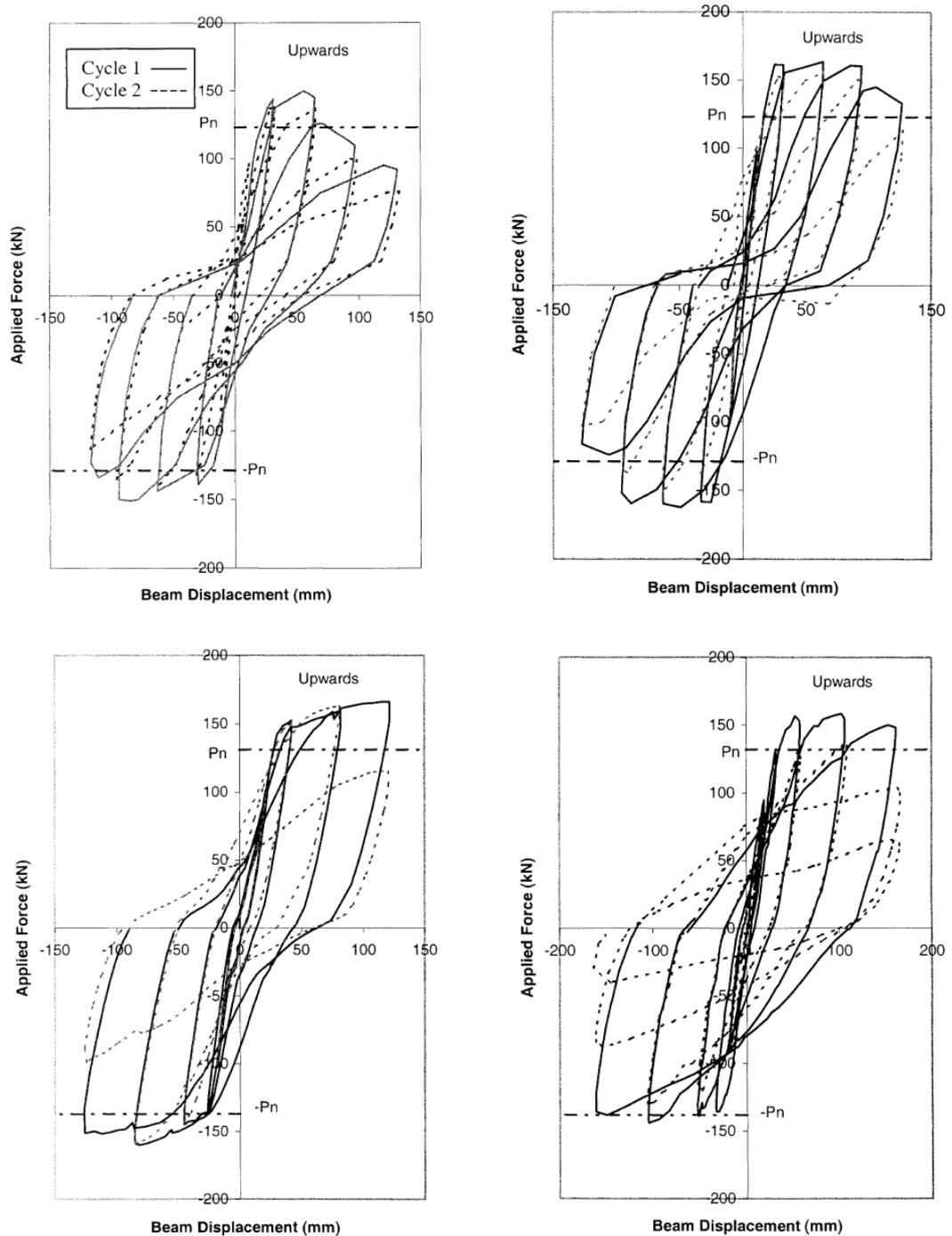
La ductilidad fue mayor que en todas las anteriores pruebas, la distribución del refuerzo contribuyó a una mínima extensión de la viga. Por otro lado, este refuerzo redujo la rigidez de la viga e incrementó los desplazamientos.

### **Conclusiones**

La extensión de la viga no afecta adversamente al funcionamiento de la zona de la unión, sin embargo no ocurre lo mismo, cuando una carga axial grande actúa en la columna (Megget & Fenwick, 2003).

El doblado de las barras en forma de U de modo que las barras superiores e inferiores sean continuas mejora el comportamiento comparado con lo obtenido cuando solo se efectúa el gancho estándar a 90°.

Distribuir el refuerzo de las varillas de la viga en toda su altura, no contribuye de manera importante en el comportamiento de la unión, aunque si disminuye la deformación por cortante, reduce la rigidez de la viga y conduce a mayores desplazamientos.



**Figura 150. Diagramas fuerza-desplazamiento de las unidades de prueba.**

## **4.2 EVALUACIÓN Y DESARROLLO DEL MODELO EN UNIONES VIGA COLUMNA DE HORMIGÓN ARMADO (UNIVERSIDAD DE WASHINGTON, SEATTLE, USA).**

Este trabajo fue patrocinado en parte por el Centro de Investigación de Ingeniería Sísmica del Pacífico (Pacific Earthquake Engineering Research Center).

Numerosas investigaciones experimentales en uniones viga-columna han demostrado que la respuesta de estos subconjuntos de hormigón armado ante eventos sísmicos resulta en pérdida de rigidez y resistencia, provocando un daño sustancial por lo que es necesario realizar un análisis no lineal en dos dimensiones, como lo propone Nilanjan Mitra y Laura N. Lowes.

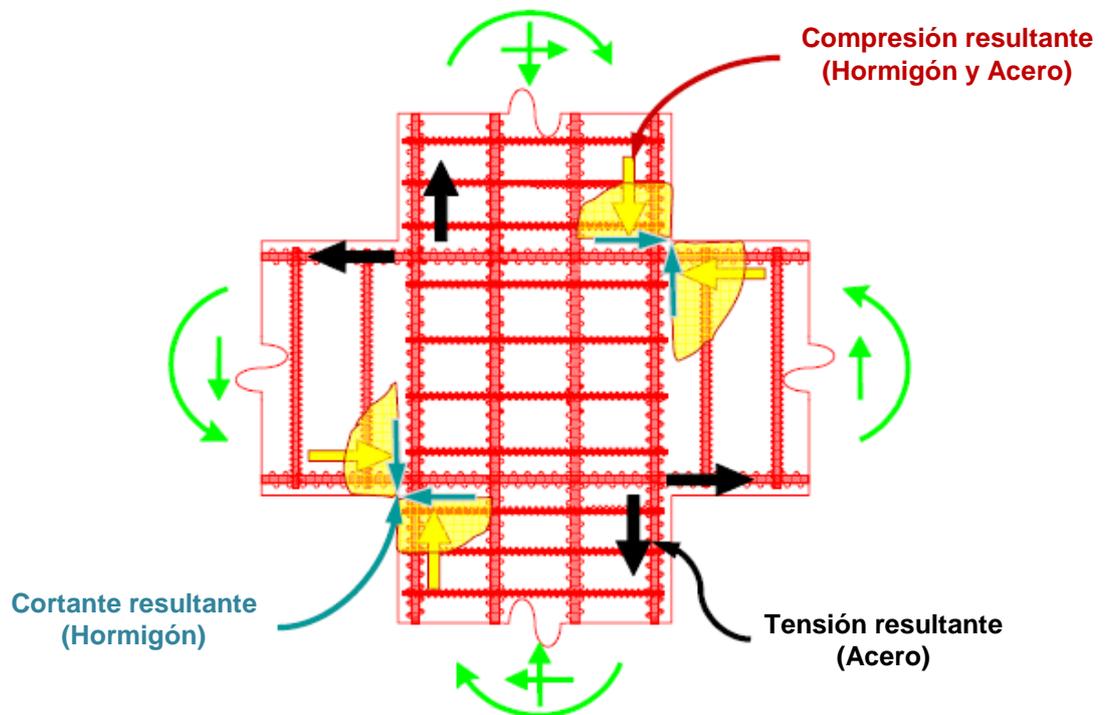
Los autores plantean la necesidad de modelar la región de la unión debido a que la respuesta de las conexiones viga-columna ante una carga sísmica puede determinar el desempeño estructural de la edificación (Mitra & Lowes, 2004).

### **Carga en la unión**

Una idealización de la distribución de las fuerzas en el perímetro de una unión típica bajo acción sísmica consiste en asumir que los momentos de la viga y la columna son transferidos dentro de la unión a través de fuerzas resultantes de tensión transmitidas por el acero de refuerzo y fuerzas resultantes de compresión transmitidas por el hormigón.

Se asume también que las fuerzas cortantes se transfieren a través del hormigón en las proximidades de las zonas de los miembros en flexocompresión.

En la siguiente figura se puede visualizar las fuerzas resultantes de la distribución idealizada de cargas en la unión viga-columna:



**Figura 151. Distribución idealizada de cargas en el perímetro de la unión (Mitra & Lowes, 2004)**

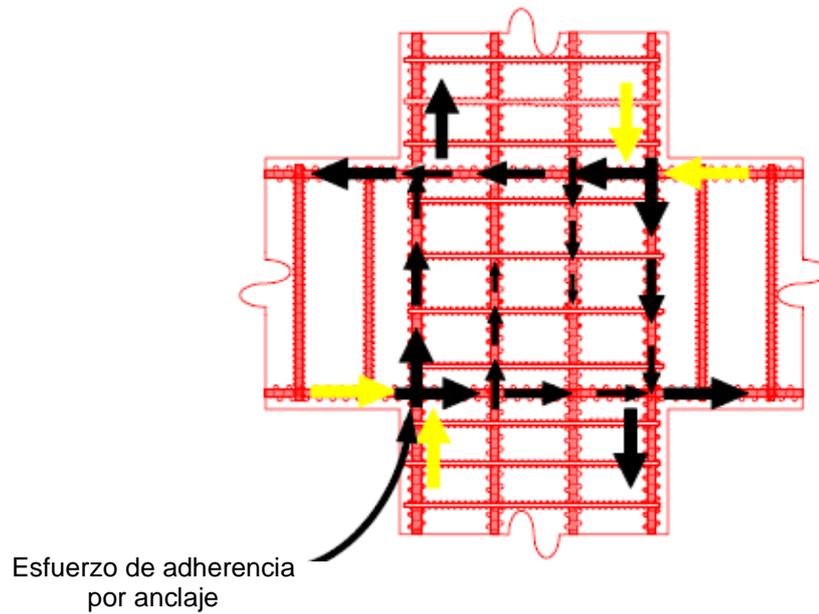
### Distribución interna de cargas en la unión

Las fuerzas de compresión y corte se asume que actúan directamente en el perímetro del núcleo de hormigón, mientras que las fuerzas internas en el acero de refuerzo se asume que se transfieren dentro del núcleo de la unión a través de fuerzas de adherencia.

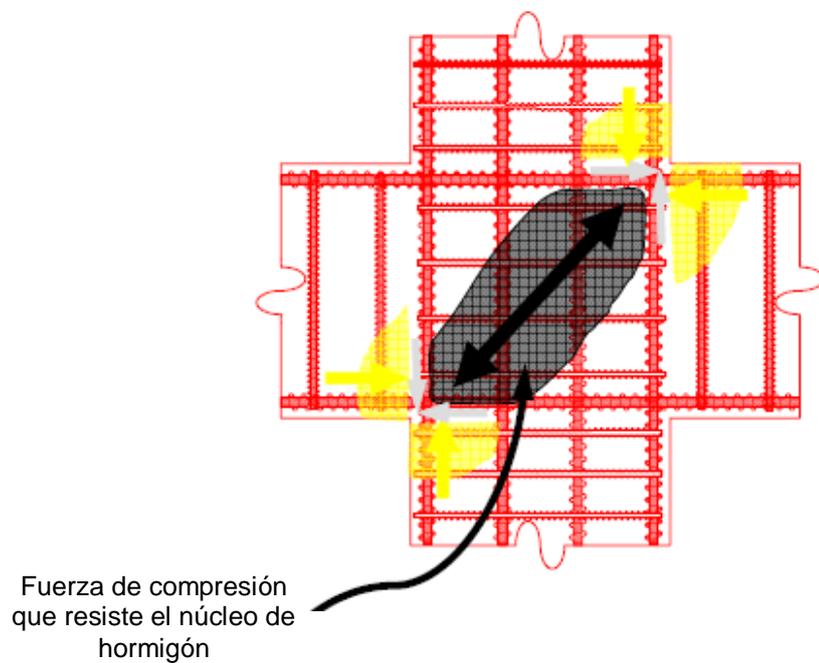
Los esfuerzos de adherencia en las proximidades de las zonas de tensión de la viga y la columna son relativamente bajos debido al estado de tensión del hormigón armado de la unión así como también por la cedencia del acero de refuerzo en la viga.

De manera similar en la proximidad de la zona de compresión de la viga y la columna los esfuerzos de adherencia son relativamente altos debido al estado de esfuerzo de compresión en la unión y también por el

rendimiento a compresión del acero de refuerzo en la viga como se muestra en la siguiente figura:



**Figura 152. Distribución idealizada de cargas en el núcleo de la unión (Mitra & Lowes, 2004)**

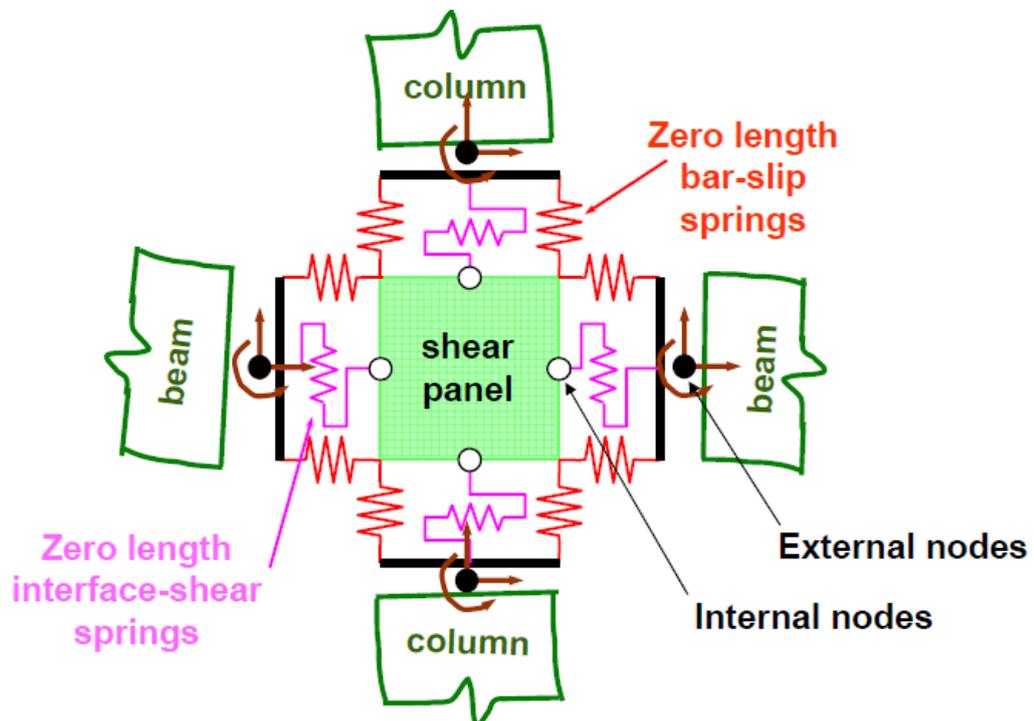


**Figura 153. Distribución idealizada de cargas en el núcleo de la unión (Mitra & Lowes, 2004)**

### Modelo de unión (Lowe et al.)

Este modelo incluye ocho componentes de barras-deslizantes que simulan la rigidez y pérdida de resistencia asociada con el deterioro de la adherencia para el refuerzo longitudinal de la viga y la columna embebido en el núcleo.

Contiene además un componente de panel de corte que simula la pérdida de resistencia y rigidez asociada con la falla por corte en el núcleo de la unión, y cuatro componentes en la interfaz de corte que simulan la pérdida de la capacidad de transferencia de cortante en el perímetro de la unión-viga y unión-columna bajo una severa carga en la conexión.



**Figura 154. Componentes del modelo de la unión viga-columna (Mitra & Lowe, 2004)**

Se requiere un procedimiento de calibración para simular la respuesta inelástica asociada con el deterioro de la adherencia.

Una posible aproximación es desarrollando un modelo que usa el esfuerzo de las varillas frente al deslizamiento usado en ensayos

experimentales realizados con diferentes propiedades de materiales, geometría, configuraciones, diseño e historias de carga.

Debido a que el cálculo experimental del esfuerzo en las varillas requiere el uso de medidores de deformación en el acero, un modelo de histéresis del material o una suposición de la distribución de esfuerzos a través de la sección transversal de la viga o de la columna, esto limita la disponibilidad de datos experimentales, la objetividad de los datos disponibles y la generalidad de un modelo desarrollado sobre la base de esos datos.

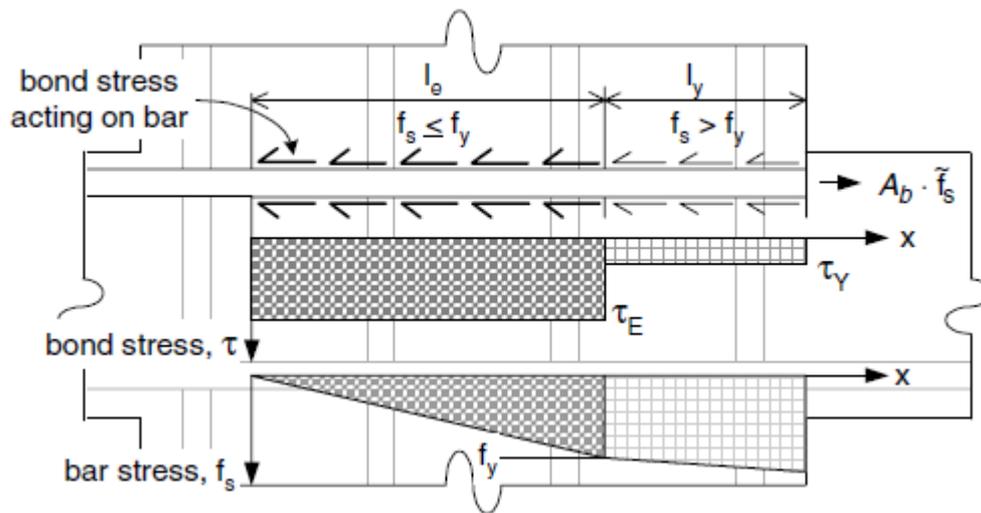
Una segunda aproximación para la calibración de un modelo, emplea datos de pruebas experimentales ensayadas en la zona de anclaje y asumiendo una distribución de esfuerzos de adherencia dentro de la conexión.

### **Envolvente del esfuerzo en las varillas frente a la relación de deslizamiento.**

La envolvente desarrollada consiste en hacer algunos supuestos para simplificación:

- 1) Se asume que el esfuerzo a lo largo de la longitud de anclaje de una varilla de refuerzo es uniforme para cuando el refuerzo se mantiene en el rango elástico, o constante para el refuerzo cargado más allá de la cedencia.
- 2) Se asume que el deslizamiento define el movimiento relativo de la varilla respecto a la cara de la unión viga-columna y está dado en función de la distribución de esfuerzos en el acero a lo largo de la varilla.
- 3) Se asume que la varilla tiene un deslizamiento nulo en el punto donde el esfuerzo en la varilla es cero.

Una idealización de la distribución de esfuerzos de adherencia a lo largo de la varilla se puede apreciar en la siguiente figura:



**Figura 155. Distribución de esfuerzos de adherencia y esfuerzos en las varillas ancladas en una conexión (Mitra & Lowes, 2004)**

Siendo:

$l_e$ : Longitud de deslizamiento en el rango elástico.

$l_y$ : Longitud de deslizamiento en el rango plástico.

$f_s$ : Esfuerzo en el acero de refuerzo.

$\tilde{f}_s$ : Esfuerzo en la varilla.

$f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo.

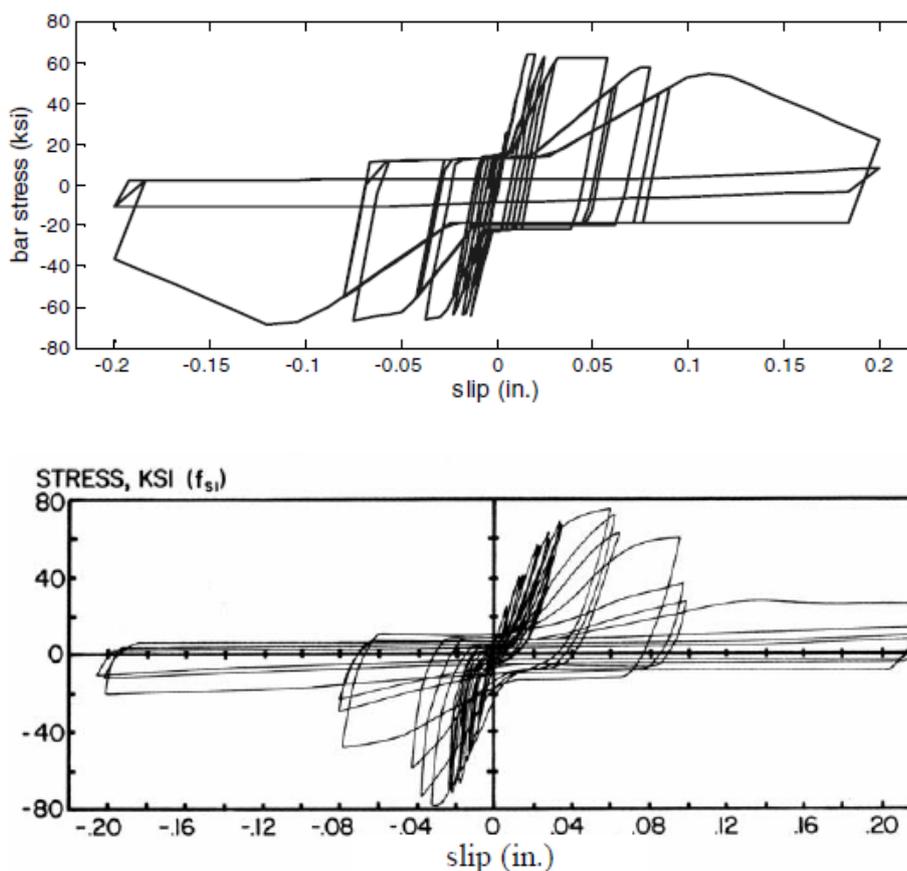
$E$ : Módulo de elasticidad del acero.

$\tau_E$ : Esfuerzo de adherencia para el rango elástico del acero.

$\tau_y$ : Esfuerzo de adherencia para el rango plástico del acero.

### Comparación entre la simulación y la respuesta observada

El modelo propuesto comparado con el esfuerzo experimental de las varillas y los datos de deslizamiento presentados por Viwathanatepa *et. al.* (1979), muestran que el modelo propuesto representa las características generales de la respuesta observada.



(b) Observed response (Fig. 4.14 from Viwathanatepa et al. [1979])

**Figura 156. Distribución Esfuerzos observados y simulados en las varillas frente al deslizamiento del anclaje del refuerzo (Mitra & Lowes, 2004).**

### Modelo del material para panel de corte

La distribución de carga en una conexión viga-columna sometida a carga sísmica resulta en una considerable carga de corte en el núcleo de hormigón por lo cual se desarrolló un procedimiento para simular la respuesta inelástica del núcleo bajo la aplicación de la fuerza cortante.

Vecchio y Collins (1986) desarrollaron la MCFT (Modify Compression-Field Theory) para caracterizar la respuesta global de los paneles. Esta teoría define un modelo constitutivo para los elementos de hormigón armado en el que la falla está determinada por la cedencia del refuerzo en las

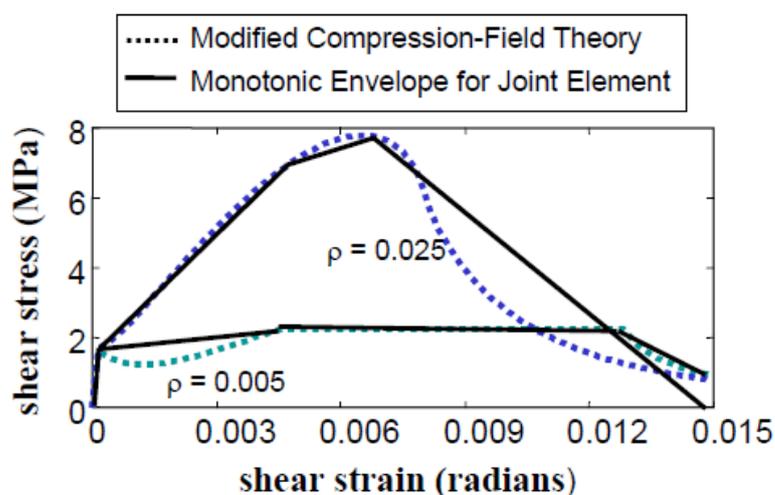
superficies fisuradas del hormigón o por el aplastamiento del hormigón previamente fisurado.

La aplicación de la MCFT permite la calibración del modelo en función de las propiedades de los materiales (acero y hormigón) y las relaciones de acero vertical y horizontal en la conexión.

Para generar una envolvente del esfuerzo de corte frente a su historia de deformación es necesario plantear algunos supuestos:

- 1) Se asume que toda la transferencia de carga a través de la unión ocurre a través del cortante, siendo despreciables la deformación axial y de flexión.
- 2) Se asume que el modelo está sujeto a un tipo de carga, monotónica, por ciclos de carga o para el caso de carga cíclica reversible.

Cuando el panel se somete a cargas cíclicas invertidas la resistencia a la compresión del hormigón es sustancialmente menor que la observada bajo carga monotónica y la resistencia a tracción del hormigón se deteriora más rápidamente. A continuación se presenta la gráfica de simulación del modelo de panel de corte:



**Figura 157. Simulación del esfuerzo de corte frente a la deformación por cortante ante cargas monotónicas (Mitra & Lowes, 2004)**

**Tabla 26****Propiedades geométricas y de materiales para los ensayos:**

Specimen	Concrete Material Properties			Steel Material Properties					
	Compressive Strength (MPa)	Strain at Compressive Strength (MPa)	Tensile Strength (MPa)	$\rho_x$	$\rho_x$	Elastic Modulus (MPa)	Yield Strength (MPa)	Hardening Modulus (MPa)	Ultimate Strength (MPa)
Panel 1	-25	-0.002	1.65	0.005	0.005	2.07e+05	414	2.07e+03	455
Panel 2	-25	-0.002	1.65	0.025	0.025	2.07e+05	414	2.07e+03	455

Fuente: Mitra &amp; Lowes, 2004

La respuesta del Panel 1 está determinada por la cedencia del refuerzo transversal, mientras que la respuesta del Panel 2 está determinada por el aplastamiento del hormigón.

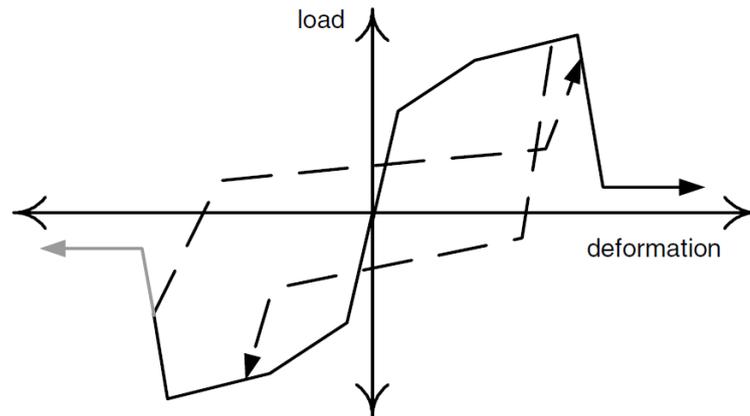
**Modelo histerético unidimensional del material**

La simulación respuesta de materiales en aplicaciones de análisis estructural a menudo incluye la definición de una relación carga-deformación de histéresis unidimensional.

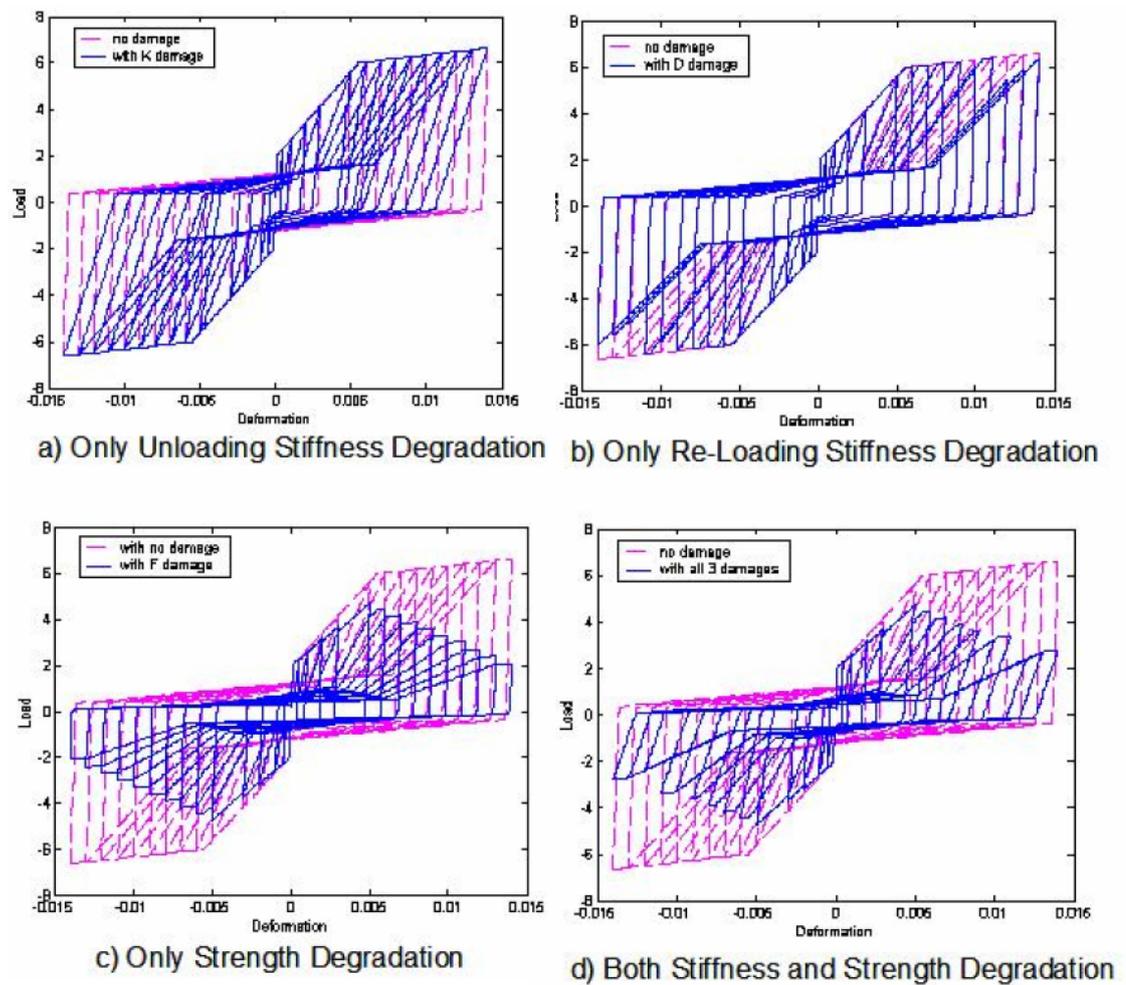
Para facilitar el desarrollo de un proceso de calibración para las uniones viga-columna se ha propuesto un modelo de deformada general que representa la respuesta de cada uno de los componentes de la conexión mediante una envolvente de respuesta, una trayectoria de carga-descarga y tres reglas de daño que controlan el cambio de trayectoria definida en un modelo unidimensional.

Se requiere de varios parámetros para la definición del modelo histerético con sus respectivas definiciones de estado de materiales, control de cambio entre estados y reglas que gobiernan el cambio de esos estados.

Cada estado está definido por la misma información: las deformaciones mínimas y máximas, las cargas asociadas que marcan el inicio y fin de un estado, la dirección de la carga y una serie de reglas que definen la trayectoria de la carga dentro de ese estado como se muestra en la figura:



**Figura 158. Modelo de respuesta carga-deformación unidimensional (Mitra & Lowes, 2004)**



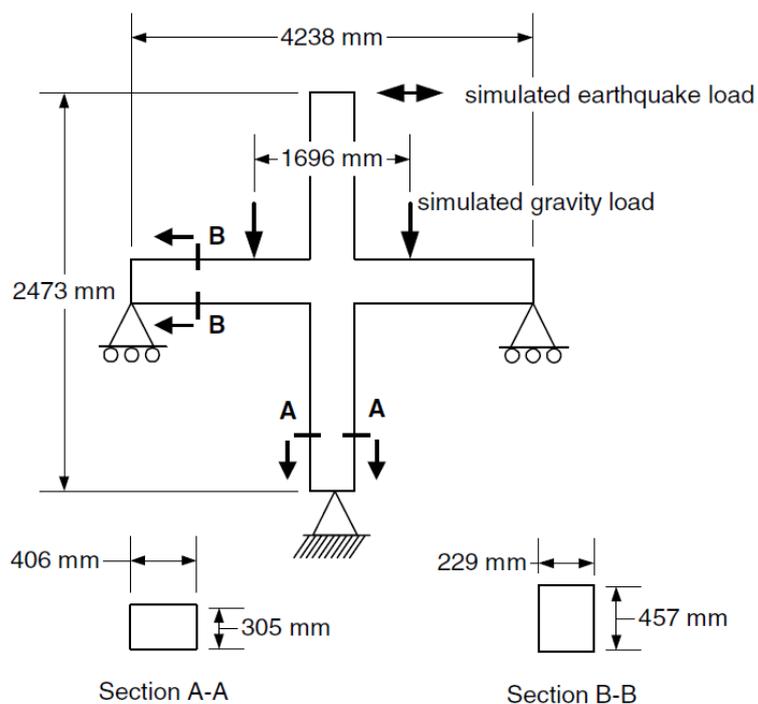
**Figura 159. Simulación de daño en modelo de material (Mitra & Lowes, 2004)**

## Evaluación del modelo y verificación

El modelo propuesto y los procedimientos de calibración son evaluados a través de una comparación entre la respuesta simulada y la observada en uniones viga-columna ensayadas en laboratorio bajo cargas sísmicas virtuales.

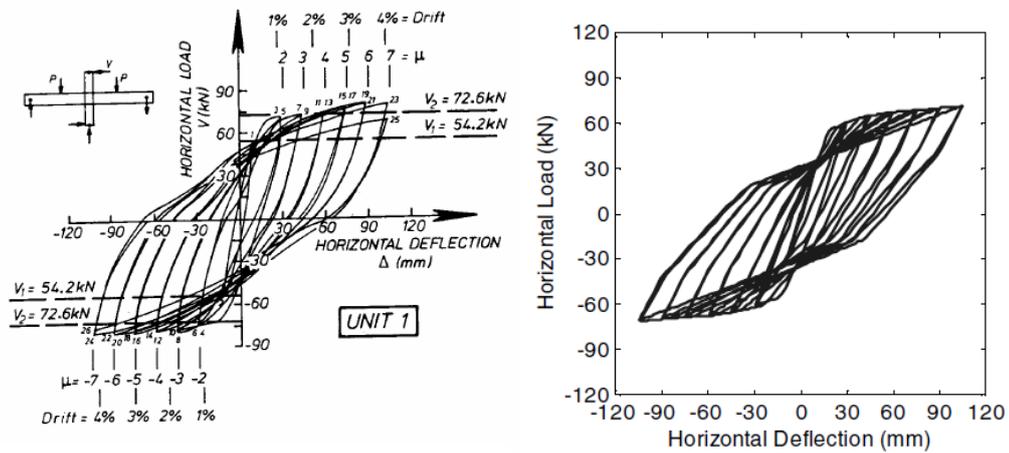
Park & Ruitong (1988), probaron una serie de cuatro marcos diseñados para alcanzar diferentes niveles de ductilidad bajo cargas sísmicas simuladas. El prototipo de la unidad de prueba 1 fue diseñada con el código Neozelandés, el resto de unidades se diseñaron con características que reduzcan la capacidad de ductilidad, entre estas: la reducción de la longitud de anclaje normalizada para las varillas de las vigas embebidas en el nudo y la capacidad a cortante.

Las unidades de prueba fueron sometidas a cargas sísmicas simuladas forzando la parte superior de la columna para lograr una historia de desplazamiento pseudo-estático de ciclo reversible.



**Figura 160. Ensayo viga-columna (Park & Ruitong, 1988)**

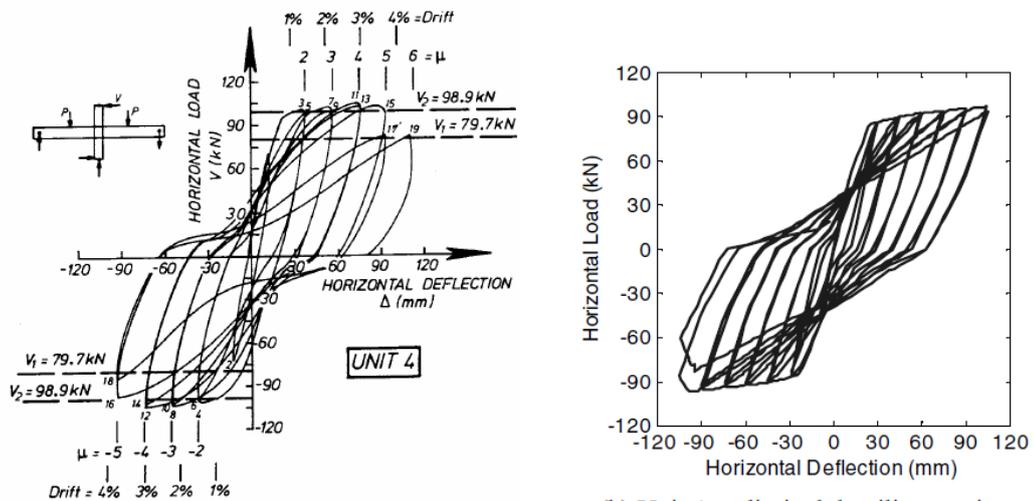
La respuesta observada y simulada del desplazamiento de la columna frente al cortante en la columna se evidencia para dos unidades de prueba en la siguiente figura:



(a) Unit 1 — ductile specimen

(a) Unit 1 — ductile specimen

**Figura 161. Unidad de prueba 1. Respuesta observada y simulada del ensayo (Park & Ruitong, 1988).**



(b) Unit 4 — limited ductility specimen

(b) Unit 4 — limited ductility specimen

**Figura 162. Unidad de prueba 4. Respuesta observada y simulada del ensayo (Park & Ruitong, 1988).**

Una lista de características de respuesta observadas se encuentra en la siguiente tabla:

**Tabla 27**

**Respuesta observada en las unidades de prueba realizadas por Park & Ruitong (1988).**

	Unit 1	Unit 2	Unit 3	Unit 4
Maximum strength	80.3 kN	111.7 kN	79.4 kN	106.5 kN
Strength for final load cycle (% of theoretical capacity)	~ 100%	76%	99%	81%
Ductility demand at which substantial strength loss was observed	no substantial loss at $\mu = 7$	$\mu = 5$	no substantial loss at $\mu = 7$	$\mu = 5$
Pinching of hysteresis loops	not significant	significant	More than Unit 1; less than Units 2 & 4	significant
Maximum concrete crack width in the joint.	0.6 mm	0.4 mm	1.4 mm	1.1 mm
Impact of bar slip	Units 1 & 2 have the same joint shear capacity-demand ratio, but Unit 2 has larger beam bars. This appears to have resulted in more inelastic deformation due to bar slip and less due to joint shear deformation for Unit 2 than for Unit 1.		Units 3 & 4 have the same joint shear capacity-demand ratio, but Unit 4 has larger beam bars. This appears to have resulted in more inelastic deformation due to bar slip and less due to joint shear deformation for Unit 4 than for Unit 3.	
Contribution of joint deformation to total displacement at high level	9 – 14%	7 - 12%	23 – 38%	15 – 19%

**Tabla 28**

**Respuesta simulada de las unidades de prueba (Park & Ruitong, 1988).**

	Unit 1	Unit 2	Unit 3	Unit 4
Maximum strength	71.2 kN	96.7 kN	69.8 kN	97.7 kN
Ductility demand at which strength loss is observed	no substantial loss at $\mu = 7$	$\mu = 7$	no substantial loss at $\mu = 7$	$\mu = 7$
Mechanism that controls strength loss		anchorage		anchorage
Pinching of hysteresis loops	not significant	significant	Moderate	significant
Impact of bar slip: Bar slip accounts for what percentage of joint deformation at high-ductility demands	47%	56%	30%	53%
Contribution of joint shear-panel deformation to total deformation at high ductility demands	5 - 6 %	11 – 13%	21 – 23%	14-16%
Contribution of joint deformation to total deformation at high ductility demands	6 – 9%	16 – 24%	21 – 25%	16 – 24%

La comparación indica que el modelo representa bien la falla observada, la investigación arroja como resultado que la unidad 2 y 4 que fallan por anclaje y hay pérdida de resistencia. El modelo de respuesta presenta el deterioro de la resistencia que conlleva a la falla por deslizamiento más que por el panel de corte.

### **Conclusiones**

A pesar de la simplicidad del modelo propuesto, la respuesta observada y simulada de los especímenes de Park y Ruitong, sugiere que los procedimientos para definir el modelo y la calibración propuesta son adecuados para su uso en la simulación de respuesta de conexiones en marcos estructurales (Mitra & Lowes, 2004).

#### **4.3 PREDICCIÓN DEL COMPORTAMIENTO A CORTANTE EN UNIONES VIGA-COLUMNA SUJETAS A CARGAS SÍSMICAS LATERALES (UNIVERSIDAD DE ILLINOIS, USA).**

Esta investigación se realizó por Jaehong Kim y James LaFave en el año 2008, consta de una extensiva experimentación en conexiones viga-columna de hormigón armado ante carga lateral cíclica reversible. Las conexiones fueron construidas a un tercio de la escala y se usó refuerzo con el tipo de anclaje convencional.

A los diversos tipos de conexiones que son aplicables la resistencia a cortante de la conexión y los modelos de deformación se les sugiere emplear el método de estimación del parámetro Bayesiano, el que indica que la capacidad a cortante de la conexión sometida a cargas laterales cíclicas reversibles depende principalmente de la resistencia a compresión del hormigón, el plano de la geometría, el exterior del plano de geometría, la excentricidad de la conexión, el refuerzo en la viga y el refuerzo transversal (Kim & LaFave, 2008).

Las conexiones de hormigón armado se han identificado potencialmente como uno de los componentes más débiles en el sistema de resistencia de fuerza sísmica principal, de ahí que se haya realizado estudios sobre el funcionamiento de las mismas ante cargas sísmicas laterales. Los estudios han identificado que la comprensión del comportamiento de estos componentes es importante para mantener un comportamiento tolerable y dúctil, el mismo que forma parte de los factores más importantes en la filosofía de diseño para conexiones en hormigón armado.

El mecanismo de puntal hormigón se forma a partir de la resistencia a la fuerza transmitida por las zonas de compresión del hormigón a las vigas y columnas adyacentes mientras que el mecanismo de la celosía se forma por la resistencia a la transmisión de la fuerza de adherencia entre el refuerzo y el hormigón circundante dentro del panel del nudo.

Las normativas ACI 318-05, ACI 352R-02, AIJ 1999, NZS 3101:1995 obtuvieron su propia definición de esfuerzo cortante a través de una extensiva y analítica investigación experimental. Todas estas disposiciones consideran que la resistencia a cortante depende de la resistencia a la compresión en el hormigón y que también es una función de la geometría de la conexión.

Sin embargo, esas disposiciones definen de manera distinta la contribución de la resistencia a compresión del hormigón, el ACI aproxima la capacidad límite del hormigón a compresión a 0.5, mientras que el AIJ lo define como 0.7 y las normas NZS como 1.

Por otra parte, algunos procedimientos analíticos para predecir el comportamiento de las conexiones han propuesto en conjunto, con la existente relación de esfuerzo de corte frente a la deformación por corte, modelos de predicción tal como la Teoría del campo de compresión modificado (Ghobarah & Youssef, 2001). Últimamente el comportamiento de las conexiones se predice asumiendo que el cortante en el nudo se transmite a un panel por medio de un puntal (Parra-Montesinos & Wight, 2002).

Kim et al. (2007) estableció un procedimiento para desarrollar un modelo de resistencia a corte usando un conjunto de datos de experimentos que mantenían un correcto confinamiento y no constaban de miembros fuera del plano ni excentricidad, empleó el método de estimación del parámetro Bayesiano. Más recientemente, Kim & LaFave (2008) recomendaron un modelo para diseño de varios tipos de conexiones resistentes a corte (sin incluir aquellas con problemas debido a confinamiento insuficiente).

En su estudio se construyeron varios modelos de conexiones con el fin de conocer más sobre la deformación por corte en el nudo así como también la resistencia a cortante requerida para mantener apropiadamente la respuesta dúctil de las conexiones.

## **Base de datos experimentales**

La base de datos experimentales de conexiones viga-columna construídas originalmente por Kim y LaFave se ha ampliado para esta investigación.

Las unidades de prueba construídas son un total de 341, de estas 182 fueron armadas según la recomendación del ACI 352 con una relación de 0.7 o superior para el refuerzo transversal, las mismas que componen un conjunto reducido de unidades de prueba que mantienen un confinamiento suficiente en el nudo.

Dentro de ese reducido conjunto de unidades de prueba, el número de unidades que no tenían miembros fuera del plano, ni excentricidad fueron 136, mientras que el número de unidades con miembros fuera del plano pero sin excentricidad fueron 30, las unidades que se ensayaron con miembros fuera del plano y excentricidad fueron 16 (todas conexiones interiores).

Se ensayaron un conjunto de 78 conexiones interiores, 48 exteriores y 10 de cubierta.

## **Modelo de resistencia a corte en conexiones**

El método probabilístico de la estimación por el parámetro Bayesiano ha sido desarrollado para la calibración del modelo de miembros viga-columna.

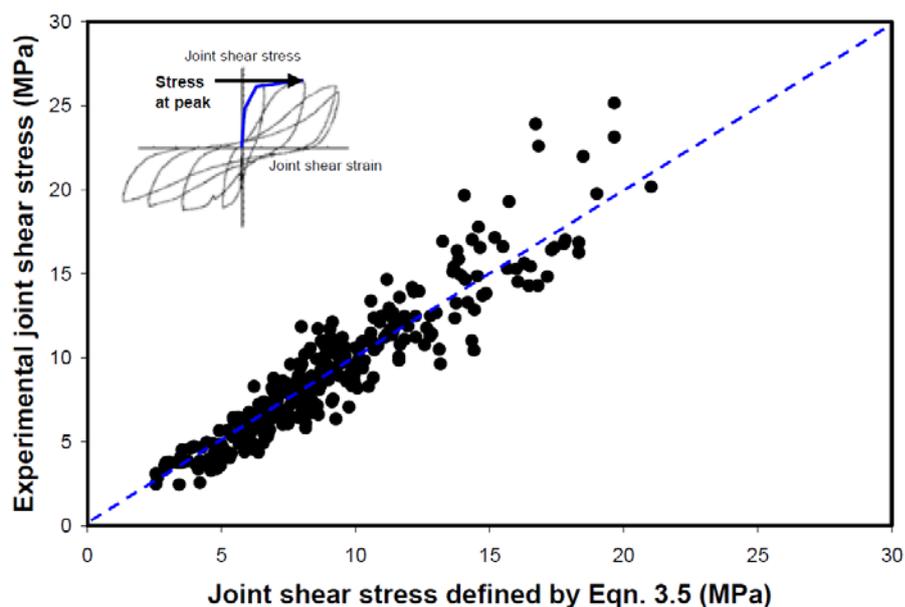
El método Bayesiano es una herramienta estadística que se basa en la interpretación subjetiva de la probabilidad, el cual considera que la probabilidad tiene un grado de creencia con respecto a la incertidumbre. Un parámetro es visto como una variable aleatoria a la que se le asigna una distribución de probabilidad no basada en la experimentación pero con base a un cierto grado de creencia con respecto al comportamiento aleatorio antes de la evidencia muestral, cuando ya se obtiene la evidencia muestral

la distribución probabilística inicial es modificada a una distribución de probabilidad basada en la experimentación.

Basándose en esto Kim y LaFave sugieren un modelo de resistencia a cortante que incorpora dos parámetros adicionales a las conexiones fuera de la geometría en el plano, vigas transversales y excentricidad en el nudo.

El parámetro Bayesiano indica que la resistencia a compresión del hormigón, el refuerzo en la viga, el refuerzo transversal del nudo, la geometría en el plano, la geometría fuera del plano y la excentricidad son más importantes que otros parámetros (proporción de ancho entre viga y columna, proporción entre alturas viga-columna, espaciamiento del refuerzo transversal, etc) al determinar el cortante en la conexión.

Kim y Lafave demuestran que el papel del refuerzo transversal en la conexión es más activo en la determinación de la resistencia al cortante después de incluir los resultados de las unidades de prueba con confinamiento insuficiente. Este descubrimiento se confirma en el gráfico de la experimentación de la relación entre esfuerzo de corte frente a la resistencia a corte del nudo:



**Figura 163. Experimentación esfuerzo a corte en el nudo frente al modelo de esfuerzo a corte del nudo (Kim & LaFave, 2008).**

La ecuación que define este comportamiento está dado por:

Ecuación (3.5)

$$v_j(\text{Mpa}) = \alpha_t \beta_t n_t \lambda_t (JI)^{0.15} (BI)^{0.30} (f'_c)^{0.75}$$

Siendo:

$\alpha_t$ : *Parámetro de geometría en el plano (1 para conexión interior, 0.7 para exterior y 0.4 para conexiones esquineras sin columna superior).*

$\beta_t$ : *Parámetro de geometría fuera del plano (1 para conexiones con una o ninguna viga transversal y 1.2 para conexiones con dos vigas transversales).*

$n_t$ : *Parámetro de excentricidad.*

$$n_t = \left(1 - \frac{e}{b_c}\right)^{0.67}$$

$e$ : *Excentricidad.*

$b_c$ : *Ancho de columna.*

$\lambda_t$ : *1.31 Factor de ajuste.*

$$JI = \frac{\rho_j f_{yj}}{f'_c}$$

$\rho_j$ : *Relación de refuerzo transversal en el nudo.*

$f_{yj}$ : *Esfuerzo de fluencia del acero en el nudo.*

$f'_c$ : *Resistencia a la compresión del hormigón.*

$$BI = \frac{\rho_b f_{yb}}{f'_c}$$

$\rho_b$ : *Relación de refuerzo transversal en la viga.*

$f_{yb}$ : *Esfuerzo de fluencia del acero en la viga.*

### **Modelos de deformación por corte en conexiones de hormigón armado**

Kim y LaFave explican que la deformación por cortante tiene una gran relación con la resistencia a compresión del hormigón en la falla "J" (falla de la unión antes de la cedencia del refuerzo longitudinal), por otra parte no se muestra una tendencia específica en la compresión del hormigón en la falla

“BJ” (falla de la unión después de la cedencia del refuerzo longitudinal). Para eliminar el efecto debido a la diferente secuencia del modo de falla se normaliza la deformación por cortante en el refuerzo de la viga en los modelos para la predicción de deformación por corte. El parámetro “BI” es el mejor para percibir la falla entre “J” y “BI”. El valor del parámetro para la deformación por corte en el plano de la geometría “JPR” puede determinarse por prueba y error para tener una relación lineal más fuerte basada en las gráficas de normalización de deformación por corte en el nudo frente al esfuerzo de corte en el nudo. Los valores de “JPR” son: 1 para conexiones interiores, 0.59 para exteriores y 0.32 para conexiones esquineras sin columna superior.

Los modelos normalizados para deformación por corte han sido construidos inicialmente para un conjunto de datos empleando siete parámetros:

- 1) Modelo normalizado de esfuerzo cortante.
- 2) Geometría en el plano “JPR”
- 3) Refuerzo transversal en el nudo “JI”
- 4) Relación de ancho entre viga y columna.
- 5) Relación de altura entre viga y columna.
- 6) Relación de acero transversal en el nudo (recomendado en ACI 352RS-02).
- 7) Espaciamiento del refuerzo transversal recomendado en ACI 352RS-02).

Desarrollando el modelo de deformación por corte en el nudo con un total de 155 casos de experimentación se considera un nuevo parámetro por efecto de confinamiento insuficiente denominado “JPRU”. Para el total del conjunto de datos, el parámetro Bayesiano muestra que la geometría en el plano, el modelo de resistencia a corte para el hormigón, la geometría fuera del plano, el refuerzo transversal del nudo y la excentricidad son los factores más importantes en la determinación de la capacidad a deformación por cortante en la conexión.

El modelo simplificado unificado de deformación por corte es:

Ecuación (4.2)

$$\gamma(\text{Rad}) = \alpha_{\gamma t} \beta_{\gamma t} n_{\gamma t} \lambda_{\gamma t} BI (JI)^{0.10} \left( \frac{v_j}{f'_c} \right)^{-1.75}$$

Siendo:

$\alpha_{\gamma t}$ : *Parámetro de geometría en el plano.*

$$\alpha_{\gamma t} = (JPRU)^{2.10}$$

$\beta_{\gamma t}$ : *Parámetro de geometría fuera del plano (1 para conexiones con una o ninguna viga transversal y 1.4 para conexiones con dos vigas transversales).*

$n_{\gamma t}$ : *Parámetro de excentricidad.*

$$n_t = \left( 1 - \frac{e}{b_c} \right)^{0.67}$$

$e$ : *Excentricidad.*

$b_c$ : *Ancho de columna.*

$\lambda_{\gamma t}$ : *0.00549 Factor de ajuste.*

$$JI = \frac{\rho_j f_{yj}}{f'_c}$$

$\rho_j$ : *Relación de refuerzo transversal en el nudo.*

$f_{yj}$ : *Esfuerzo de fluencia del acero en el nudo.*

$f'_c$ : *Resistencia a la compresión del hormigón.*

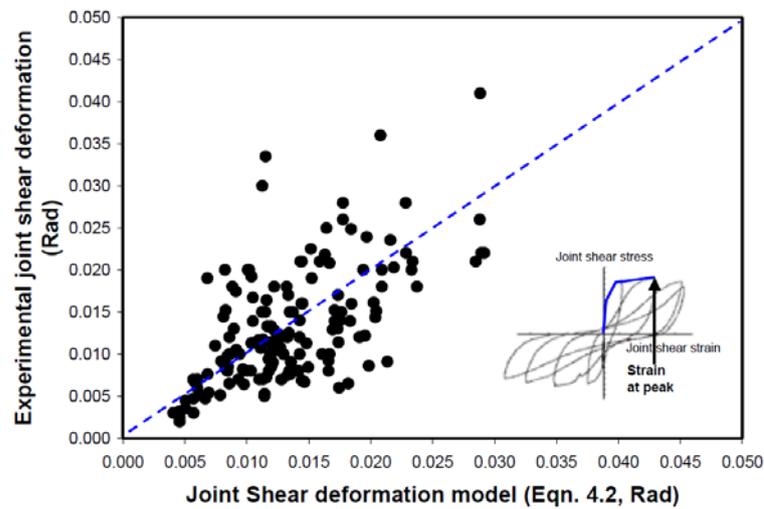
$$BI = \frac{\rho_b f_{yb}}{f'_c}$$

$\rho_b$ : *Relación de refuerzo transversal en la viga.*

$f_{yb}$ : *Esfuerzo de fluencia del acero en la viga.*

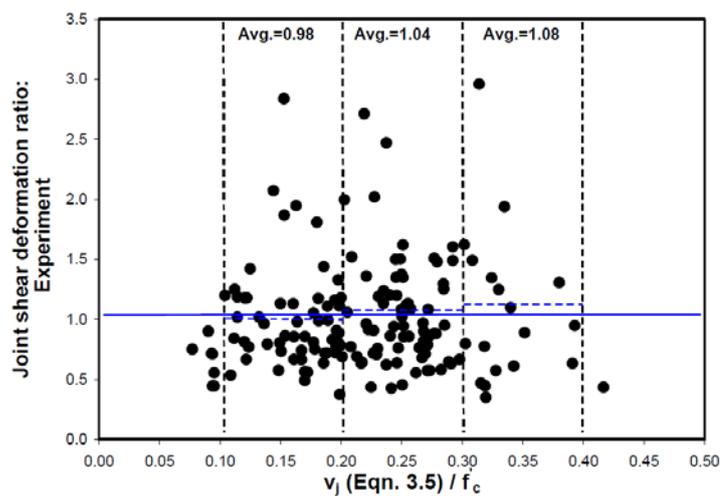
$v_j$ : *Cortante en el nudo obtenido con la ecuación 3.5*

Como se muestra en la siguiente figura, el gráfico de la deformación por corte experimental frente al modelo de deformación por corte confirma que la recomendación de un modelo simple y unificado puede determinar la deformación en una manera casi no sesgada.



**Figura 164. Experimentación deformación por cortante frente al modelo de deformación por cortante (Kim & LaFave, 2008).**

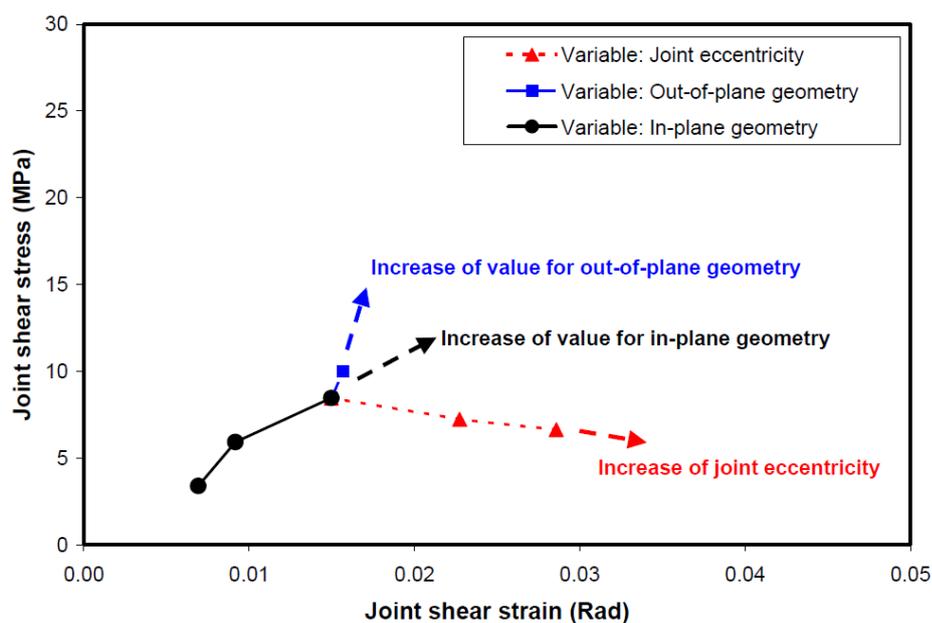
Algunos sesgos existen en ciertos rangos de subdivisión del conjunto de pruebas al graficar la relación de deformación por cortante y  $v_j$  dividido para  $f'_c$  el cual es un parámetro importante en el desarrollo del modelo para el total del conjunto de datos de la experimentación.



**Figura 165. Deformación por corte frente a  $v_j/f'_c$ . (Kim & LaFave, 2008)**

### Efectos paramétricos en la capacidad de corte del nudo

La siguiente figura muestra la influencia de los parámetros geométricos basados en una configuración estándar:

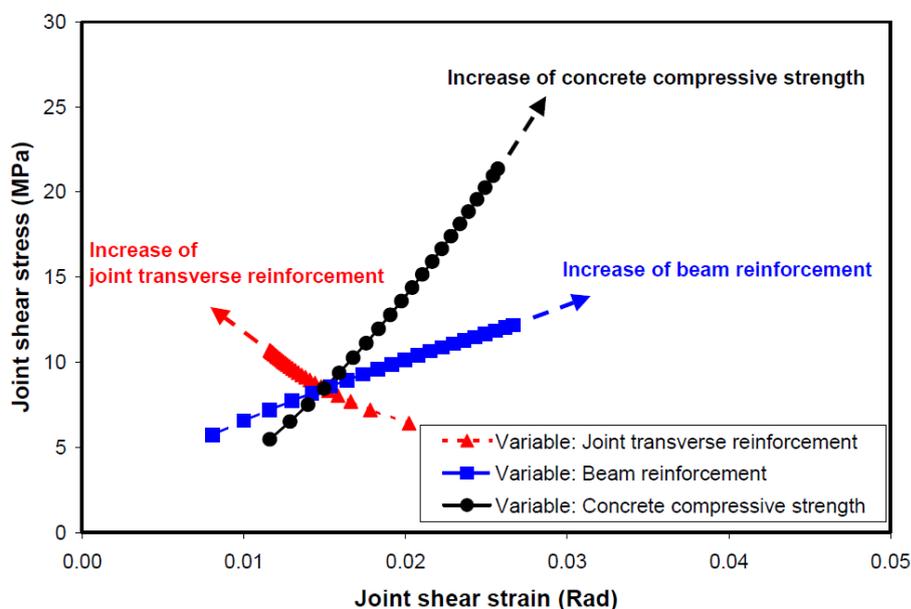


**Figura 166. Parámetros geométricos (Kim & LaFave, 2008) .**

Un incremento en los valores en la geometría del plano o fuera del plano resulta en un incremento tanto para el esfuerzo a corte como para la deformación por corte en la cresta de la gráfica, un incremento en la excentricidad provoca un decrecimiento en el esfuerzo a corte y un incremento en la deformación por cortante (genera pérdida en la rigidez a corte del nudo).

El incremento de la geometría en el plano o fuera del plano permite resistir de mejor manera la demanda de cortante en la conexión, debido a que si la demanda en el nudo excede la capacidad de los mecanismos de resistencia, el panel del nudo se expande rápidamente en la dirección del plano y fuera de él. De esta manera la existencia de vigas transversales provee un confinamiento pasivo al panel del nudo. Cuando el eje central de las vigas no coincide con el de la sección transversal de la columna, el panel se somete a torsión debido a la excentricidad adicional a la fuerza de corte transmitida por las vigas longitudinales. El debilitamiento del puntal diagonal y la celosía debido a la torsión desencadena en la reducción de la rigidez a corte de la conexión.

En la siguiente figura se muestra la influencia de los parámetros no geométricos en la relación esfuerzo de corte frente a la deformación por corte:



**Figura 167. Parámetros no geométricos (Kim & LaFave, 2008).**

Un incremento en la resistencia a compresión del hormigón o del refuerzo en la viga resulta en un incremento simultáneo en el esfuerzo de corte y deformación por corte, un incremento en el refuerzo transversal provoca un incremento en la rigidez por corte.

Como la capacidad del puntal diagonal y la celosía dependen de la resistencia a la compresión del hormigón, el esfuerzo por corte y la deformación por corte en la cresta tienen relación proporcional con la resistencia a la compresión.

El refuerzo en la viga representa el confinamiento provisto en el panel del nudo en el plano del refuerzo de la viga. Si se tiene mayor confinamiento en la parte superior e inferior del panel del nudo al tener un refuerzo longitudinal en la viga, esto fortalece los mecanismos de resistencia a cortante del nudo.

El refuerzo transversal del nudo representa el confinamiento provisto por estribos dentro del panel del nudo. Como la falla en el nudo inicia con una expansión del panel en las direcciones del plano y fuera de él, el mejoramiento del confinamiento contra esa expansión resulta en un incremento de la rigidez a cortante de la conexión.

## **Resumen y Conclusiones**

Basándose en una extensa experimentación con 341 unidades de prueba sujetas a cargas laterales construidas según diversos criterios de falla (con o sin cedencia del refuerzo), escala (al menos un tercio de la escala real), varillas deformables (para refuerzo longitudinal) y tipos de anclaje (ni barras con cabeza ni placas de anclaje) se desarrolló un modelo simple y unificado de resistencia y deformación por corte aplicando el parámetro Bayesiano que resume lo siguiente:

- El desarrollo de estos modelos identifica que los parámetros más importantes para determinar la capacidad a corte de la conexión son: la resistencia a la compresión del hormigón, el refuerzo en la viga, el refuerzo transversal en el nudo, la geometría en el plano, la geometría fuera del plano y la excentricidad del nudo.
- La resistencia a la compresión del hormigón es el parámetro más importante en la determinación de la resistencia por corte de las conexiones y la precisión del modelo se maximiza cuando la capacidad límite del hormigón es alrededor de 0.75.
- La influencia de los parámetros clave en la cresta del comportamiento han demostrado que un incremento en los valores de resistencia a la compresión del hormigón, la geometría en el plano, la geometría fuera del plano y el refuerzo en la viga resultan en un incremento tanto en el esfuerzo de corte como en la deformación. Y un incremento en el refuerzo transversal desencadena en un mejoramiento de la rigidez a corte del nudo mientras que por otro lado un incremento en la excentricidad causa una reducción en la rigidez por corte.

#### **4.4 RELACIONES DE HISTÉRESIS MEDIDAS EN UNIONES VIGA-COLUMNA EN PEQUEÑA ESCALA. (UNIVERSIDAD DE ILLINOIS, USA).**

Este trabajo de investigación fue patrocinado por la Fundación de Ciencia Natural (National Science Foundation) y formó parte de un proyecto de pregrado en la Universidad de Illinois.

El objetivo de la experimentación fue examinar el comportamiento cíclico no-lineal de las uniones viga-columna en pequeña escala, las dimensiones y materiales de las unidades de prueba fueron establecidas de modo que tuvieran una correlación directa con una estructura de diez pisos que fuera simulada ante movimiento sísmico (Kreger & Abrams, 1978).

##### **Objetivo y alcance**

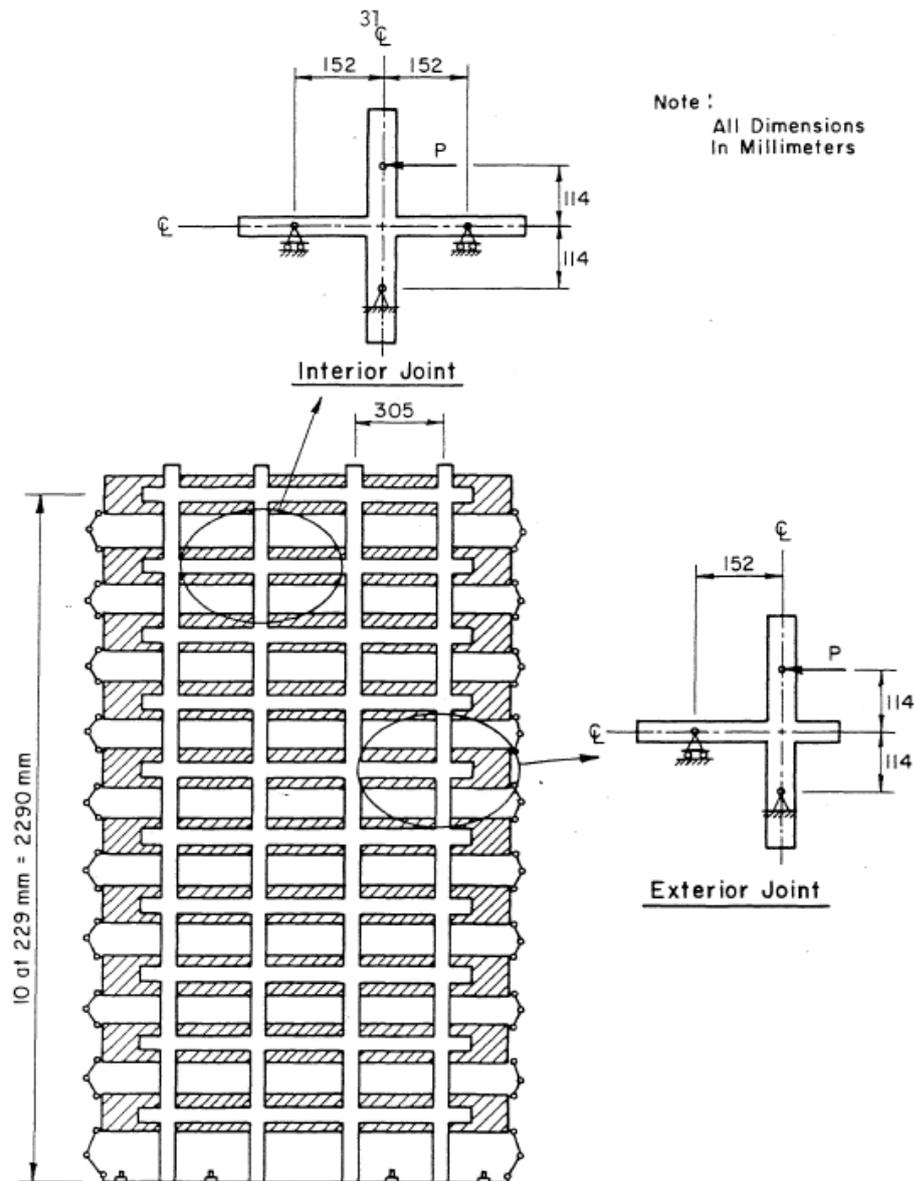
El comportamiento de las unidades de prueba fue interpretado observando el desarrollo de las fisuras y daño en el hormigón, midiendo las relaciones de cargas aplicadas y las deflexiones resultantes. Los desplazamientos fueron medidos en el punto de aplicación de la carga para determinar aproximadamente la rigidez de piso de cada uno de los pisos. Las rotaciones en las conexiones fueron medidas para estimar la rigidez a flexión de las vigas de cada uno de los pisos.

##### **Nociones generales del trabajo experimental**

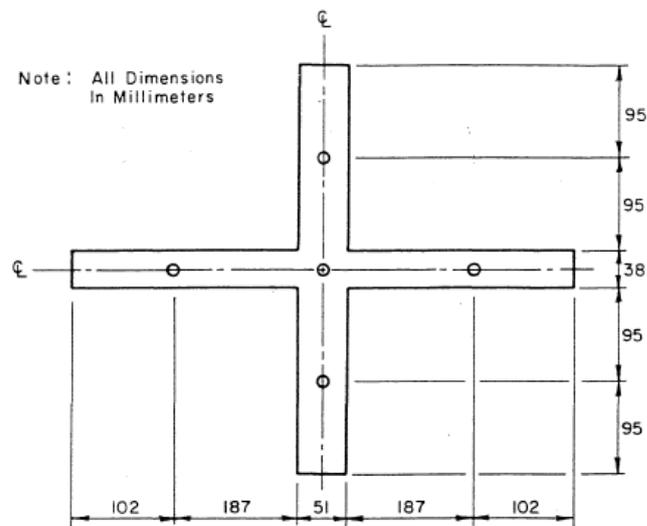
Las unidades de prueba fueron réplicas de conexiones viga-columna en estructuras de diez pisos y tres vanos ensayadas dinámicamente en el simulador de sismos de la Universidad de Illinois.

El punto de aplicación de la carga y los apoyos para las unidades de prueba fueron los mismos que idealizan la ubicación de momento cero en columnas y vigas en una estructura de diez pisos.

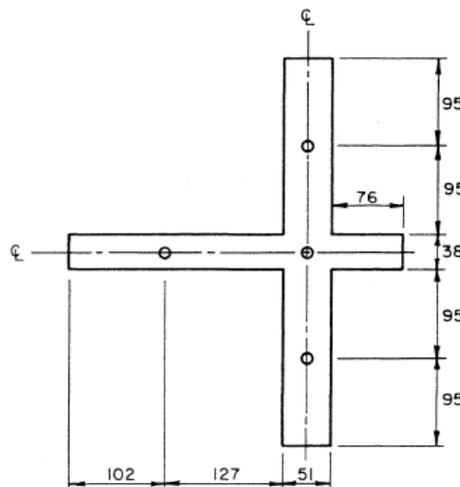
La carga en la columna fue aplicada en el punto de la altura media de entrepiso, se colocó un apoyo simple en la base de la columna y la carga se ubicó a una distancia igual a la altura de entrepiso. Para las vigas los apoyos fueron de tipo rodillo en la ubicación de la mitad del vano de la viga, como se muestra en la siguiente figura:



**Figura 168. Descripción de las unidades de prueba (Kreger & Abrams, 1978).**



**Figura 169. Dimensiones para el ensayo de la conexión interior (Kreger & Abrams,1978).**

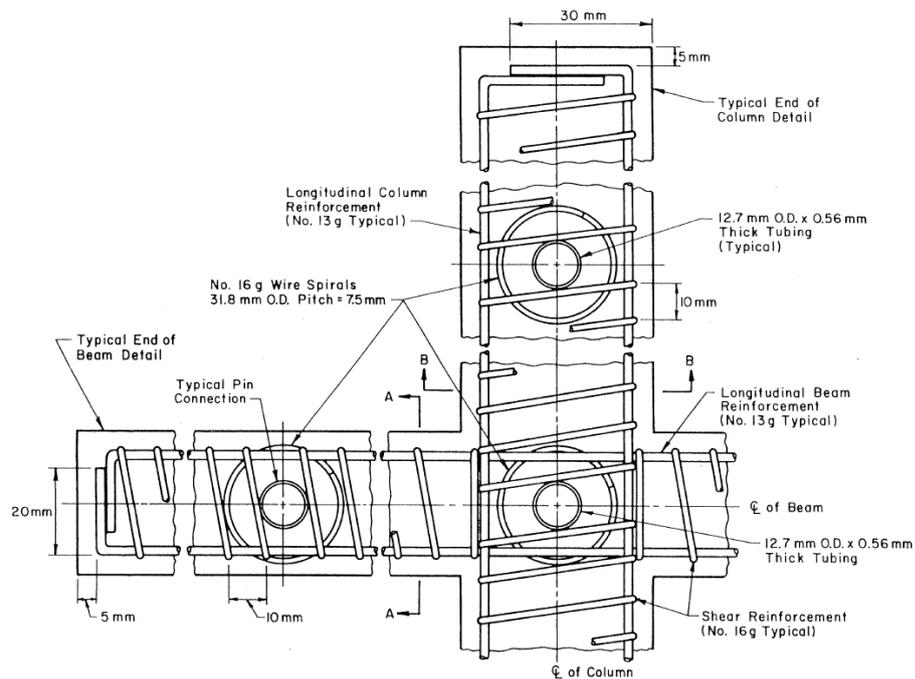


**Figura 170. Dimensiones para el ensayo de la conexión exterior (Kreger & Abrams,1978).**

Las columnas fueron armadas al 1.33% según el área total gruesa de la sección y las vigas tienen un refuerzo longitudinal del 0.71% Y 1.06% según el área total gruesa de la sección.

Para el refuerzo transversal se utilizó espirales con un paso o separación de 7.5mm.

A continuación se muestra el detalle de refuerzo de las unidades de prueba:



**Figura 171. Detalle del refuerzo en las unidades de prueba (Kreger & Abrams,1978).**

### Variables de prueba

Se ensayaron nueve unidades donde las variables fueron: la cantidad de refuerzo longitudinal en las vigas, la historia de carga y el tipo de muestra.

**Tabla 29**

**Relación entre unidades de prueba y sus variables.**

Specimen (Type)	Beam Reinforcement	Loading Pattern
	Ratio (%)	
EJ1 (exterior joint)	0.71	6 ciclos de carga
EJ2 (exterior joint)	1.06	A
EJ3 (exterior joint)	0.71	A
EJ4 (exterior joint)	0.71	B
EJ5 (exterior joint)	1.06	B
IJ1 (interior joint)	1.06	A
IJ2 (interior joint)	0.71	A
IJ3 (interior joint)	1.06	B
IJ4 (interior joint)	0.71	B

Fuente: Kreger & Abrams, 1978

La carga "A" representa la respuesta de desplazamiento ocurrido en los primeros 3 segundos de simulación del sismo de El Centro ocurrido en Mayo del año 1940 en California del Sur, la carga "B" consiste en siete ciclos de respuesta de amplitud de desplazamiento seleccionados de los primeros diez segundos resultantes de la simulación del sismo Taft en Julio del año 1952.

### **Fabricación de las unidades de prueba**

Antes del montaje se debe limpiar el acero de refuerzo con disolvente y acetona para remover grasas, suciedad o corrosión. El refuerzo a corte fue amarrado cada 120mm del refuerzo longitudinal con alambre. Las varillas longitudinales en las vigas y columnas fueron amarradas juntas en la intersección.

Las varillas de acero fueron asegurados con pernos en una placa de acero que sirve para dar la forma lateral de la fundición. Después de aceitar el molde se colocan los tubos y el refuerzo en su lugar para posteriormente verter el hormigón.

El micro-hormigón es consolidado mediante un vibrador mecánico colocado en varios lugares de la placa horizontal de fundición, el exceso de hormigón es removido y paleteado para un acabado liso en la superficie. De nueve a diez horas después se remueven los moldes para evitar las fisuras por contracción.

Todas las unidades de prueba fueron fundidas con el mismo diseño de hormigón.

## **CONFIGURACIÓN DEL ENSAYO**

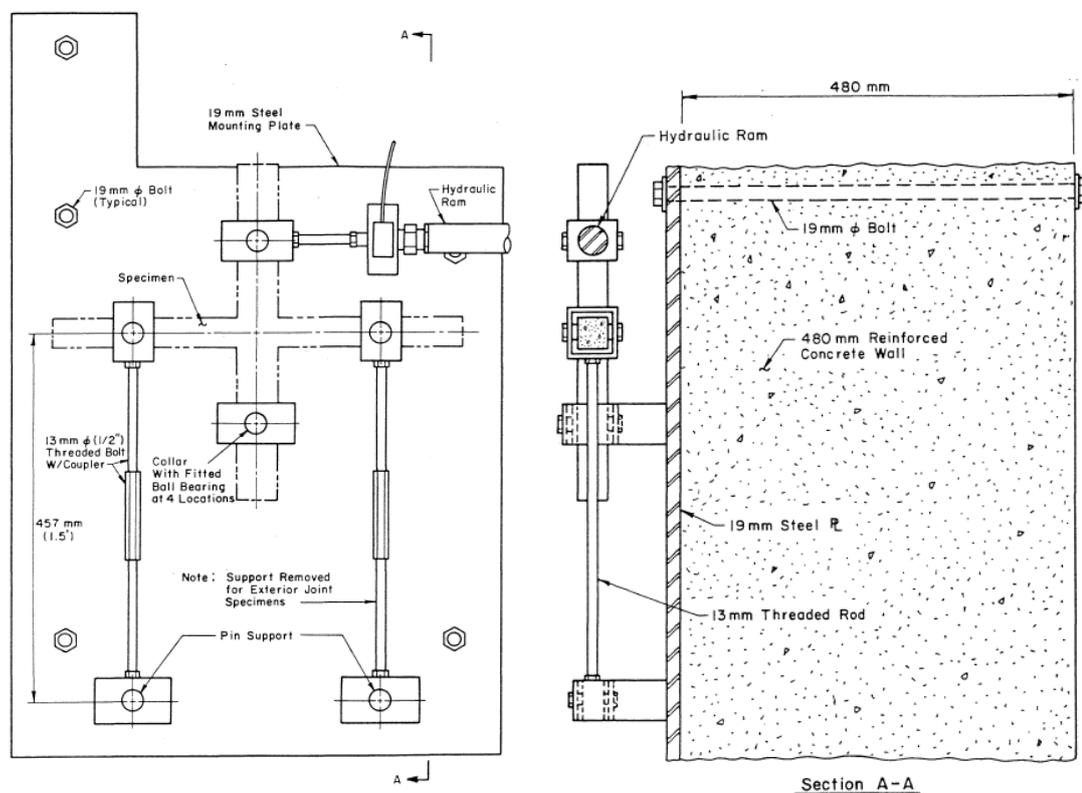
### **Descripción general**

El aparato de prueba para ambos ensayos (conexión interior y exterior) se definió para una historia desplazamientos programados.

Se utilizó un collarín con rodamientos de bola de colocación a presión para conectar el apoyo de la unidad de prueba con la máquina de ensayos.

Los accesorios del aparato de ensayo fueron soldados a una placa de acero de 19mm anclada al muro de hormigón armado de espesor igual a 480mm del Laboratorio de Investigación Estructural.

En la siguiente figura se puede apreciar las dimensiones y componentes del aparato de prueba.



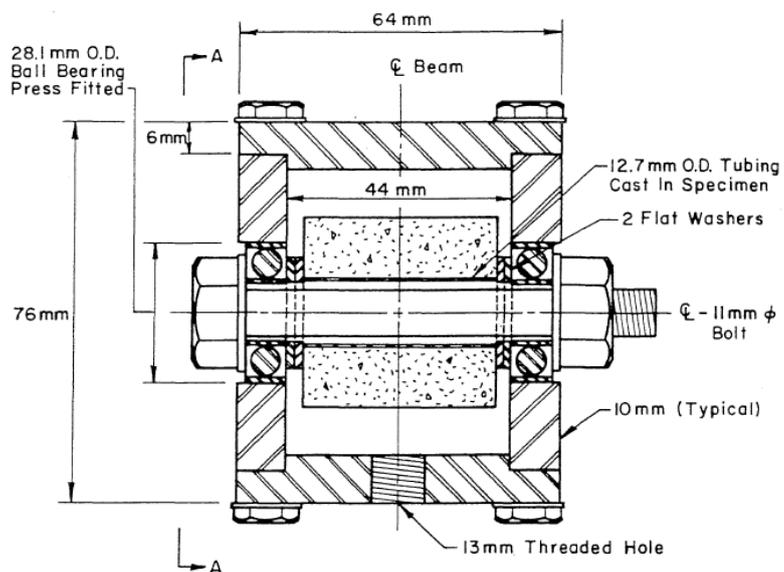
**Figura 172. Configuración del aparato de prueba (Kreger & Abrams,1978).**

Se empleó un pistón de 11 kN (2.5 kip) de capacidad para operar el control de desplazamientos a través de sistema hidráulico de ciclos cerrados. La frecuencia de golpes del pistón se configuró en 0.071 mm/seg. La conexión de rodamientos de bola permite la rotación del espécimen en el plano donde la resistencia es despreciable.

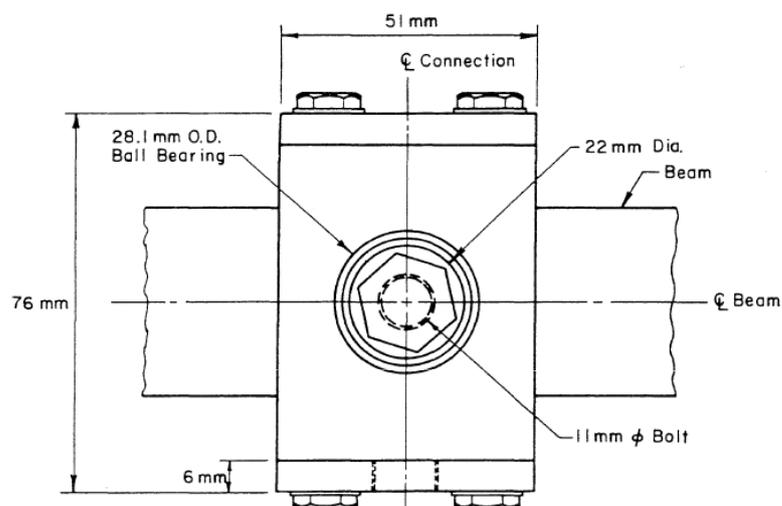
La flexibilidad del pistón permite algo de traslación vertical en el punto de la conexión con la unidad de prueba.

El deslizamiento en los pernos del aparato de prueba, permite la rotación para la columna con un alargamiento despreciable.

Los soportes que simulan rodillos en los apoyos de vigas emplearon pernos verticales en la parte inferior y superior con conexiones de rodamientos de bolas como se observa en las siguientes figuras:



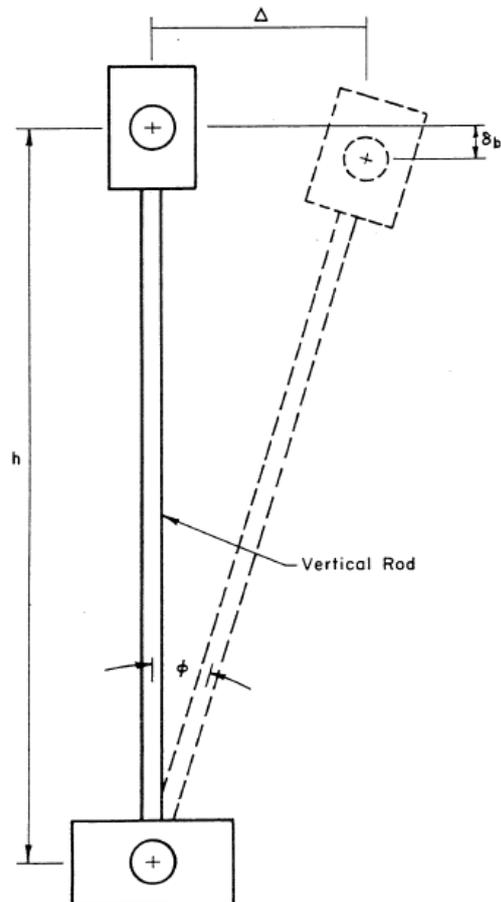
**Figura 173. Conexión típica de rodamiento de bolas (Kreger & Abrams, 1978).**



**Figura 174. Corte A-A de rodamiento de bolas (Kreger & Abrams, 1978).**

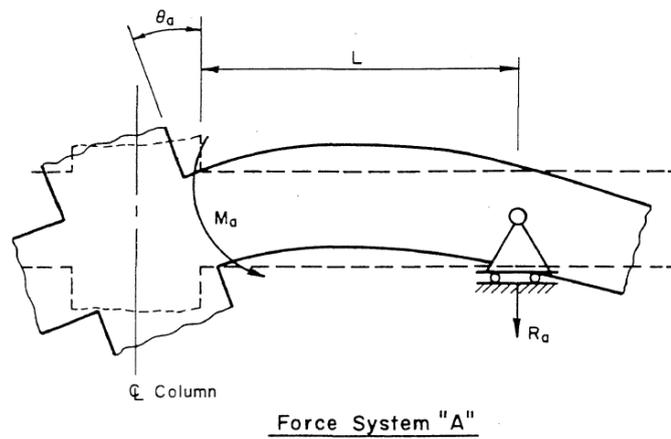
### Simulación de los rodillos

Los apoyos simulados como rodillos difieren de un soporte ideal por los pequeños movimientos verticales del soporte debido a pequeñas rotaciones del rodillo, aunque son insignificantes.

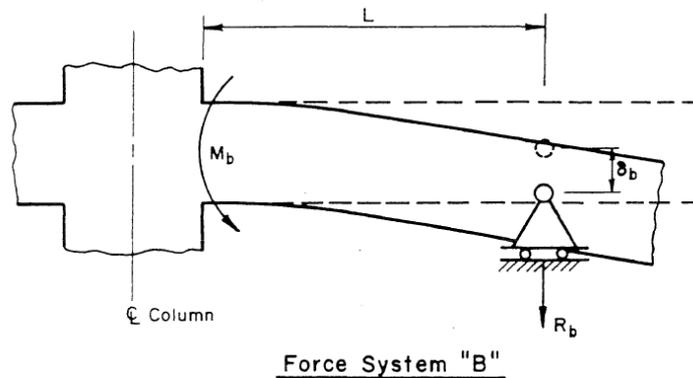


**Figura 175. Movimiento vertical idealizado en apoyo de viga (Kreger & Abrams, 1978).**

La pequeña cantidad de momento indica que el desplazamiento vertical del rodillo simulado induce una flexión insignificante en las unidades de prueba dentro de la gama de desplazamientos medidos.



**Figura 176. Momento en la viga debido al movimiento vertical del soporte, durante el ensayo de carga cíclica (Kreger & Abrams,1978).**



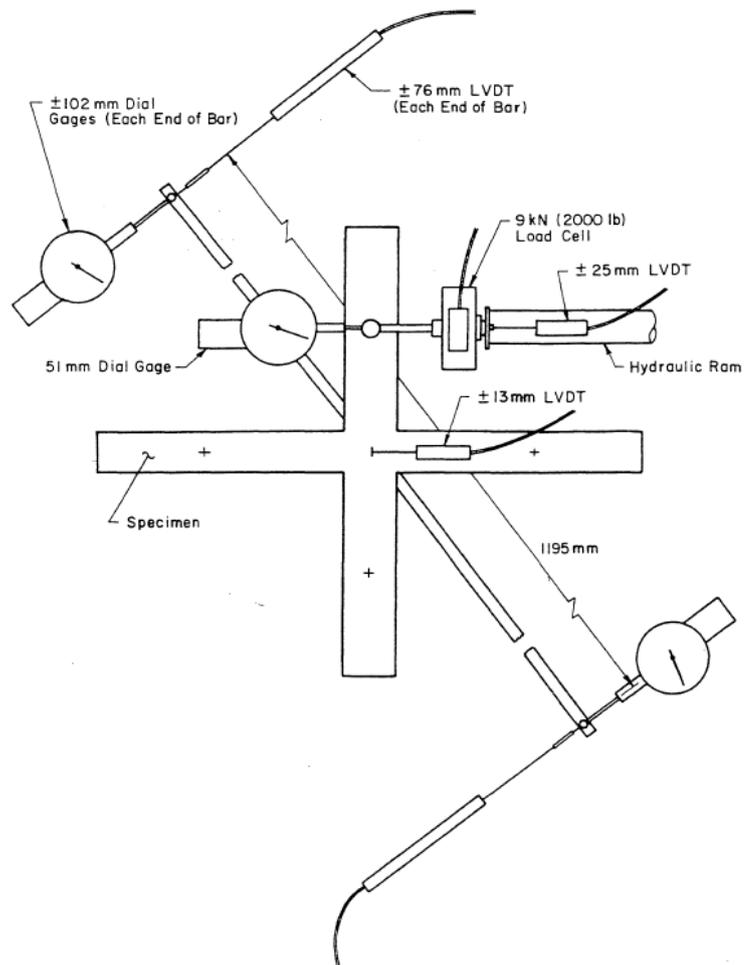
**Figura 177. Momento en la viga debido al movimiento vertical del soporte durante el ensayo de carga cíclica (Kreger & Abrams,1978).**

### Instrumentación

Se midieron los desplazamientos por niveles de carga, los desplazamientos en vigas y rotaciones de las uniones con la carga aplicada.

Las rotaciones se midieron con LVDT (Linear voltage differential transformer) calibrado con un medidor mecánico sensible a 0.01 mm.

La carga fue medida con un elemento de capacidad de carga de 9 kN con una sensibilidad de 5 N para el rango de cargas medidas, como se observa en la figura:



**Figura 178. Instrumentación (Kreger & Abrams,1978).**

### Procedimiento de prueba

A cada unidad de prueba se le aplicó un tipo de carga “A” o “B”, seguido a la finalización de los siete ciclos de carga cada unidad fue sometida a un desplazamiento de nivel de carga de 20mm en una dirección para poder determinar la capacidad de la carga última.

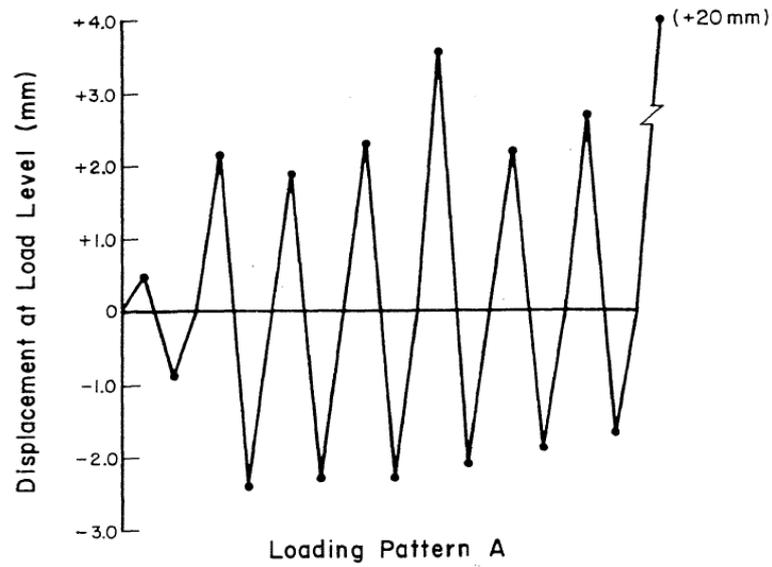


Figura 179. Patrón de carga "A" (Kreger & Abrams,1978).

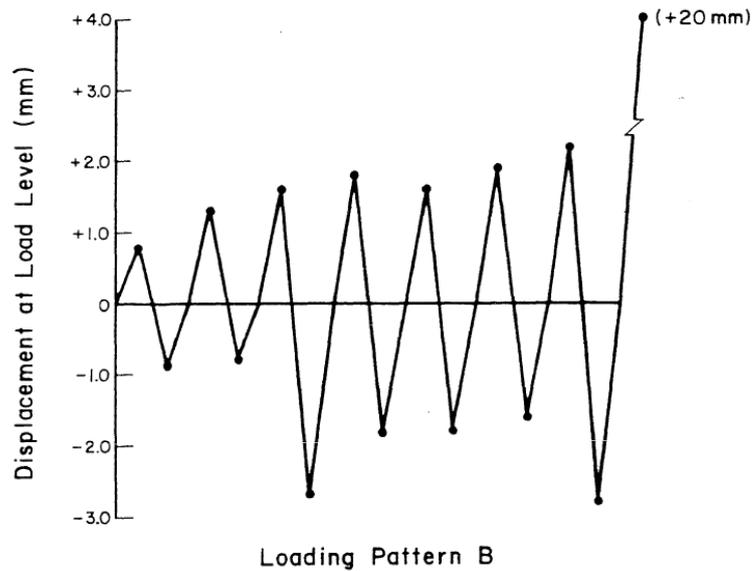


Figura 180. Patrón de carga "B". (Kreger & Abrams,1978).

## COMPORTAMIENTO OBSERVADO

### Medición de propiedades de materiales

Se determinaron curvas esfuerzo-deformación para el hormigón en conexiones interiores y exteriores obteniéndose como resultado:

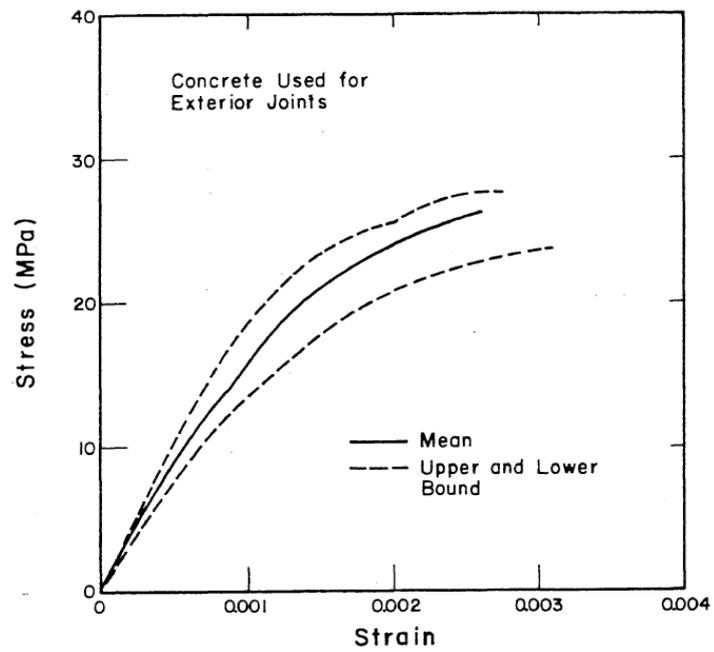


Figura 181. Relación esfuerzo-deformación medido en el hormigón para uniones exteriores (Kreger & Abrams,1978).

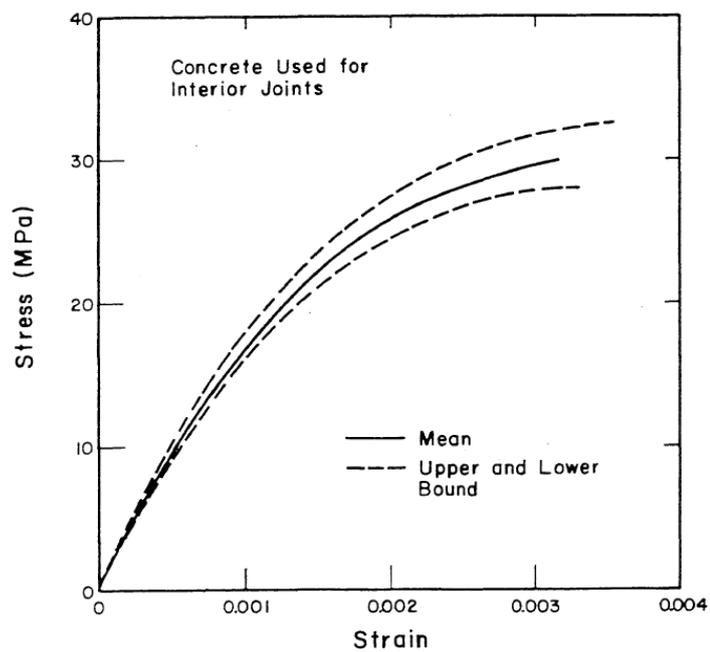
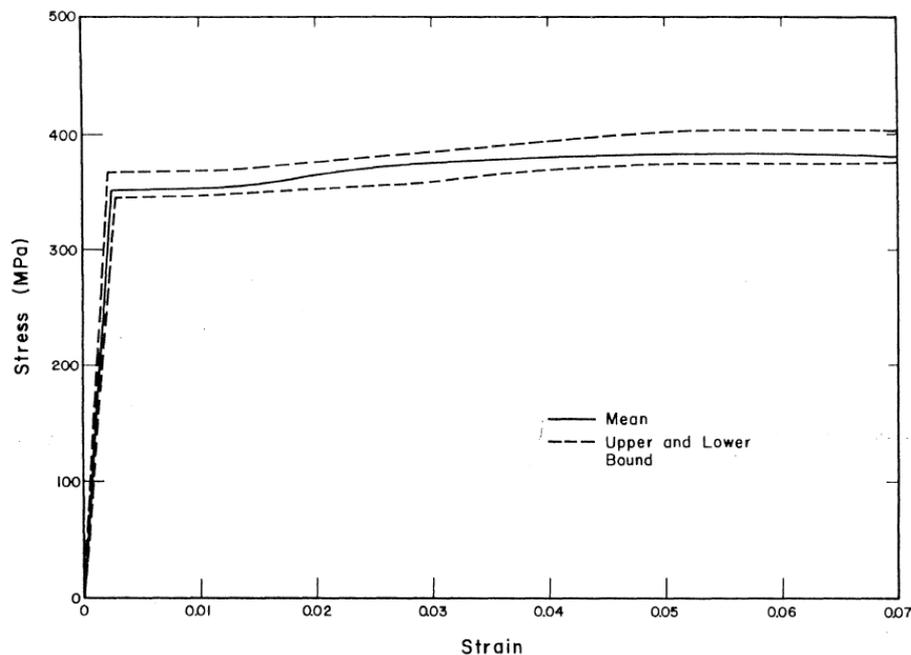


Figura 182. Relación esfuerzo-deformación medido en el hormigón para uniones interiores (Kreger & Abrams,1978).

Para ensayos a tensión en el alambre se determinó:



**Figura 183. Relación esfuerzo-deformación para el alambre (Kreger & Abrams,1978).**

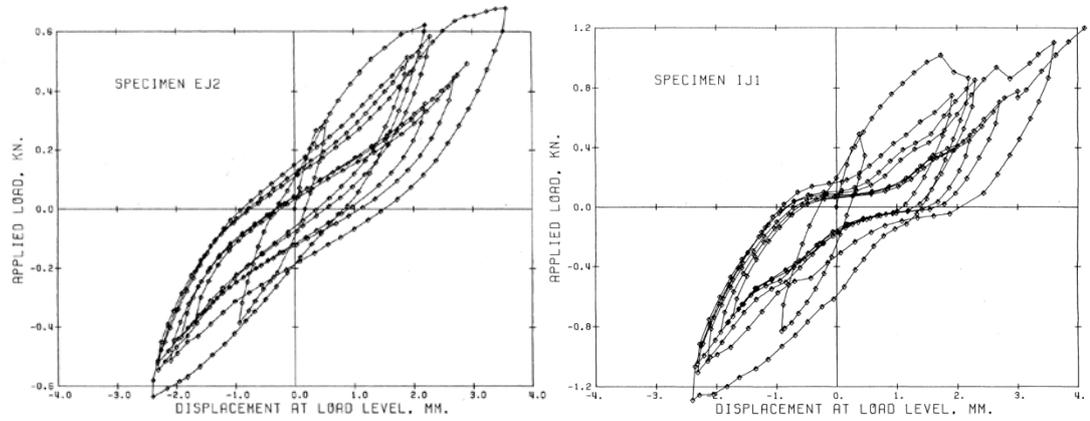
### Curvas carga-desplazamiento y carga-rotación

Las tendencias generales son:

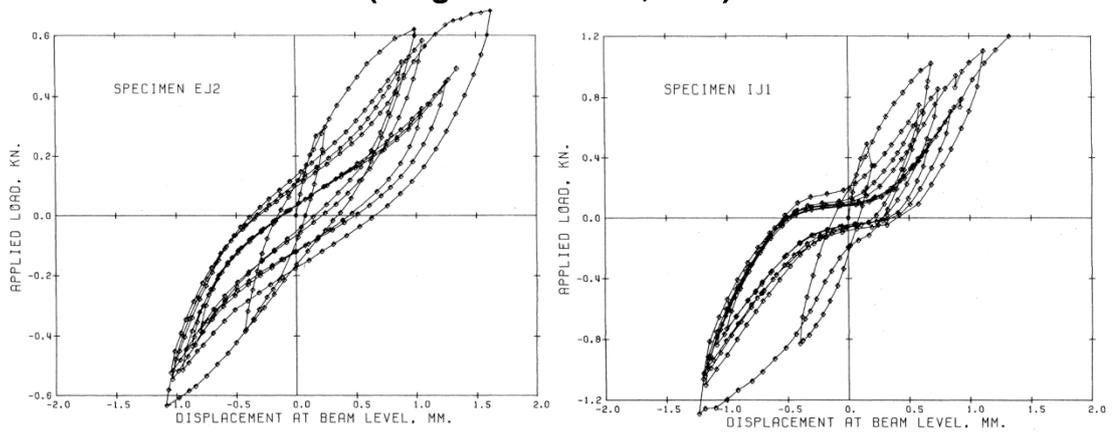
- 1) La pendiente de la curva en un desplazamiento en particular es menor que para el ciclo anterior si se obtuvo un nuevo desplazamiento máximo durante el ciclo anterior.
- 2) La pendiente de la curva en la parte de descarga fue en la mayoría de los casos más grande que la pendiente de la porción cargada anterior.
- 3) La pendiente de la porción de carga en los rangos de cargas bajas incrementaron gradualmente en cada ciclo, excepto en el primero.
- 4) La tendencia mencionada en (3) ocurrió en un desplazamiento (o rotación) más grande que en cada ciclo sucesivo.

Las relaciones medidas de carga y desplazamiento en niveles de carga, a nivel de viga y rotaciones, para el patrón de carga "A" y cuantía de

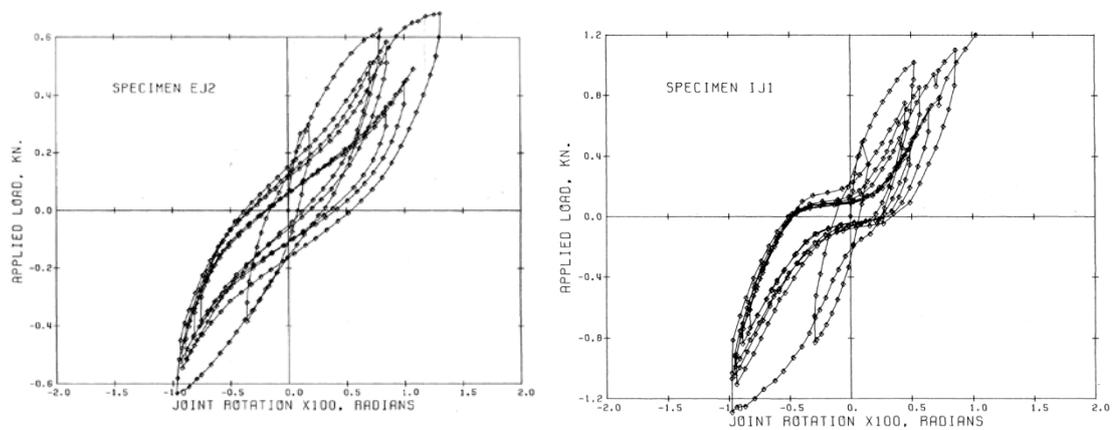
1.06% de refuerzo en la viga se presentan en contraste para nudo exterior e interior en las siguientes figuras:



**Figura 184. Relación carga-desplazamiento en nivel de carga EJ2, IJ1, (Kreger & Abrams,1978).**

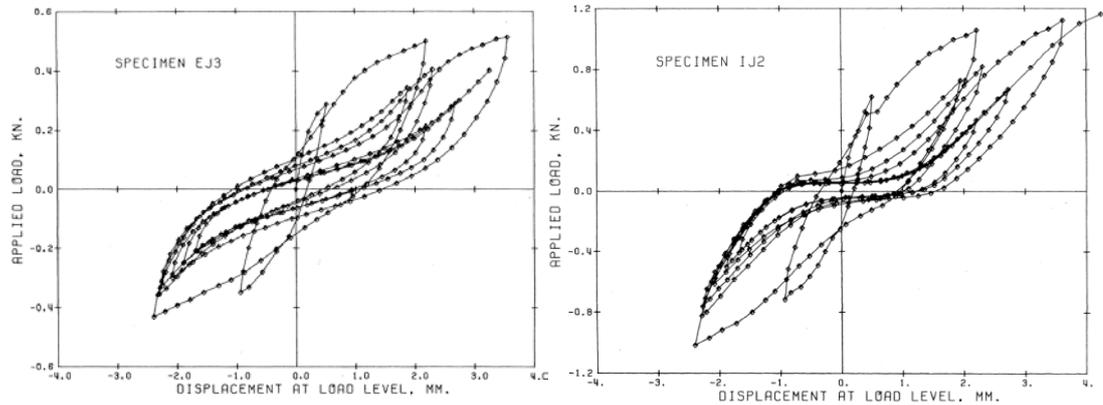


**Figura 185. Relación carga-desplazamiento en nivel de viga EJ2, IJ1 (Kreger & Abrams,1978).**

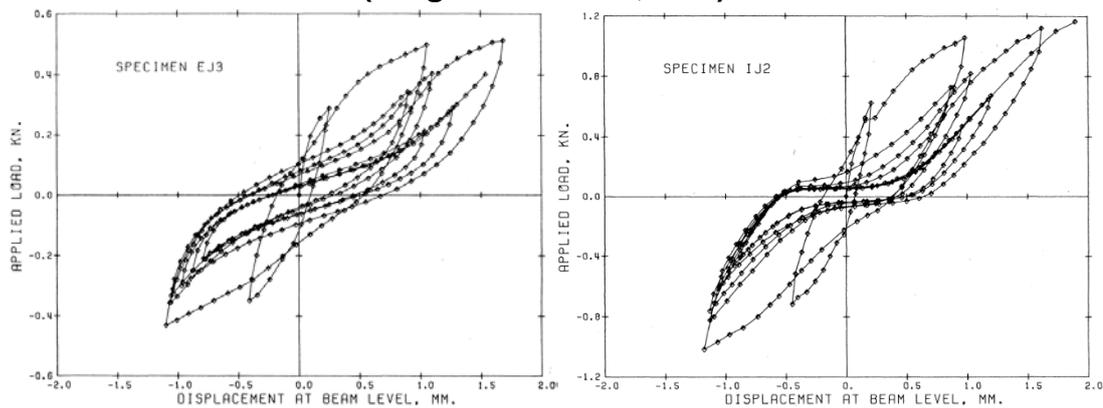


**Figura 186. Relación carga-rotación EJ2, IJ1 (Kreger & Abrams,1978).**

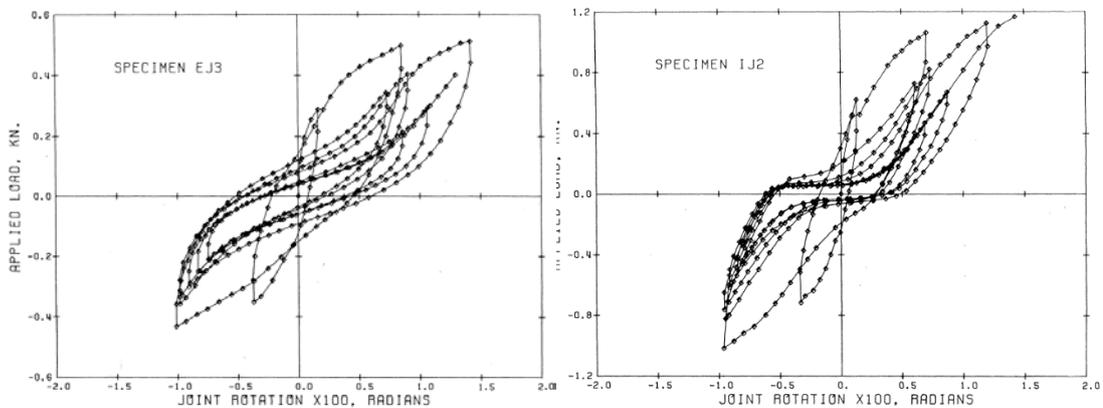
Las relaciones medidas de carga y desplazamiento en niveles de carga, a nivel de viga y rotaciones, para el patrón de carga "A" y cuantía de 0.71% de refuerzo en la viga se presentan en contraste para nudo exterior e interior en las siguientes figuras:



**Figura 187. Relación carga-desplazamiento en nivel de carga EJ3, IJ2 (Kreger & Abrams,1978) .**



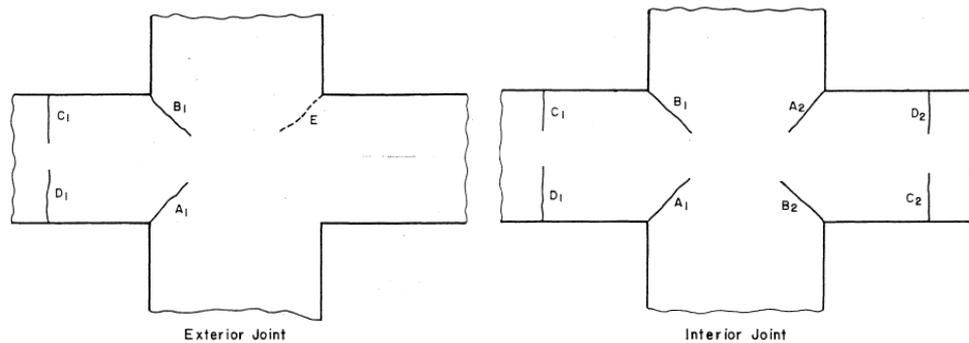
**Figura 188. Relación carga-desplazamiento en nivel de viga EJ3, IJ2 (Kreger & Abrams,1978).**



**Figura 189. Relación carga-rotación EJ3, IJ2 (Kreger & Abrams,1978).**

### Patrones de fisuramiento

El patrón general de fisuramiento desarrollado se representa según el orden de propagación dado por orden alfabético como se muestra en las figuras:



**Figura 190. Patrón de fisuramiento en conexión interior y exterior (Kreger & Abrams, 1978).**

La fisura inicial “A” se hace visible en ambas conexiones y ocurre durante la mitad del primer ciclo positivo.

Las fisuras “B” y “C” aparecen durante la mitad negativa del primer ciclo.

La fisura “D” ocurre durante la mitad positiva del segundo ciclo.

En los ciclos consecutivos las fisuras van agrandándose.

#### **Comparación entre la resistencia y rigidez medida y calculada.**

Para la comparación se calculó la rigidez de la sección no fisurada y completamente fisurada para determinar unas curvas envolventes que se superpusieron en los diagramas carga-desplazamiento observados en la experimentación.

Para las conexiones exteriores ensayadas, la rigidez inicial fue aproximadamente 40% mayor que la rigidez basada en la sección no fisurada como se observa en las siguientes figuras:

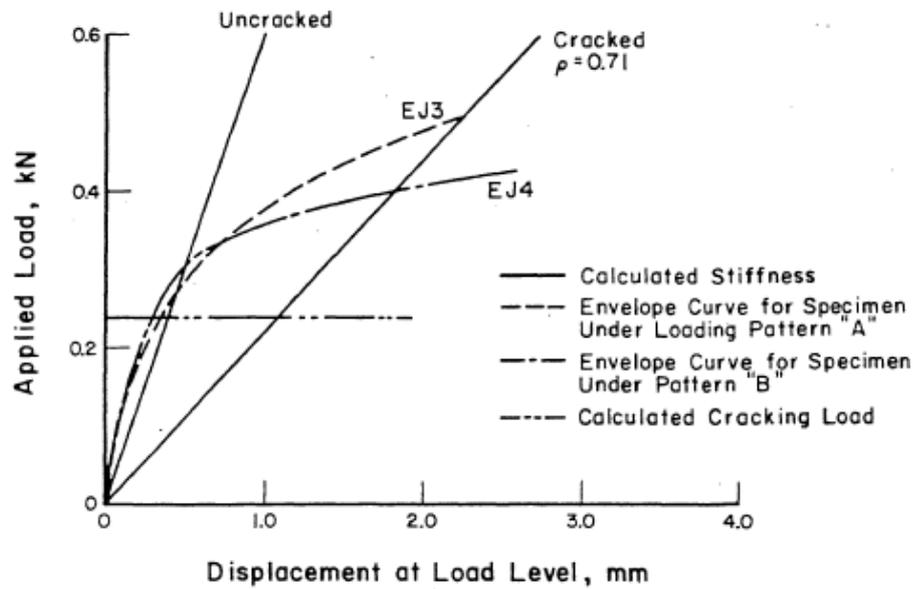


Figura 191. Relación carga-desplazamiento conexión exterior  $\rho=0.71\%$  (Kreger & Abrams, 1978).

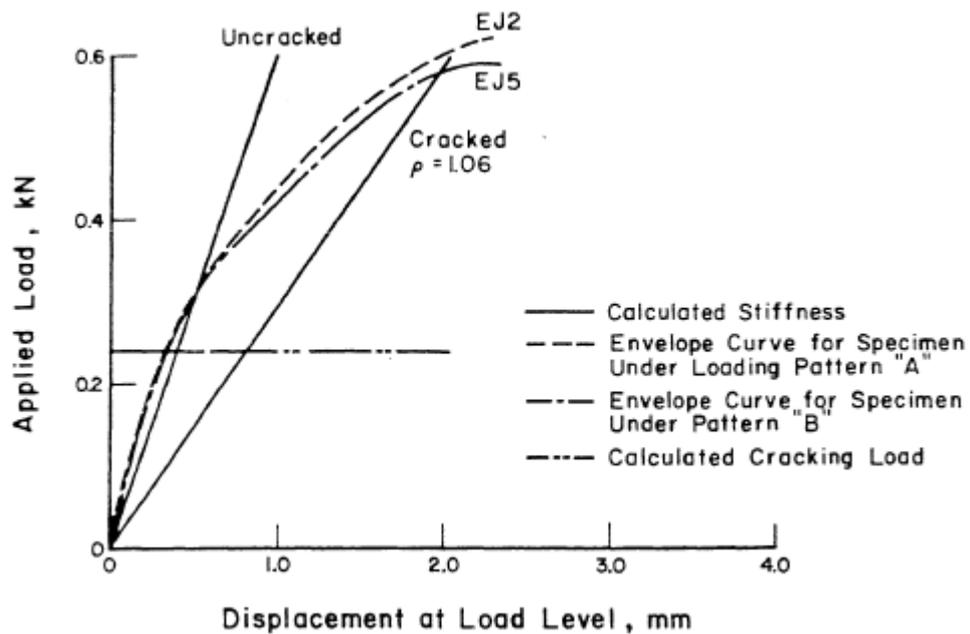


Figura 192. Relación carga-desplazamiento conexión exterior  $\rho=1.06\%$  (Kreger & Abrams, 1978).

Para conexiones interiores la rigidez inicial medida fue casi la misma a la rigidez calculada con la sección no fisurada.

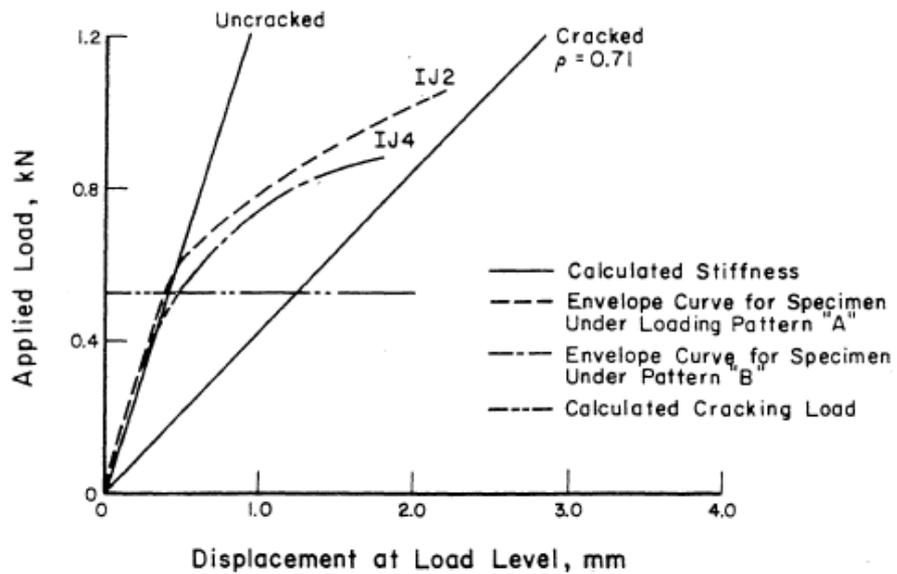


Figura 193. Relación carga-desplazamiento conexión interior  $\rho=0.71\%$ , (Kreger & Abrams, 1978).

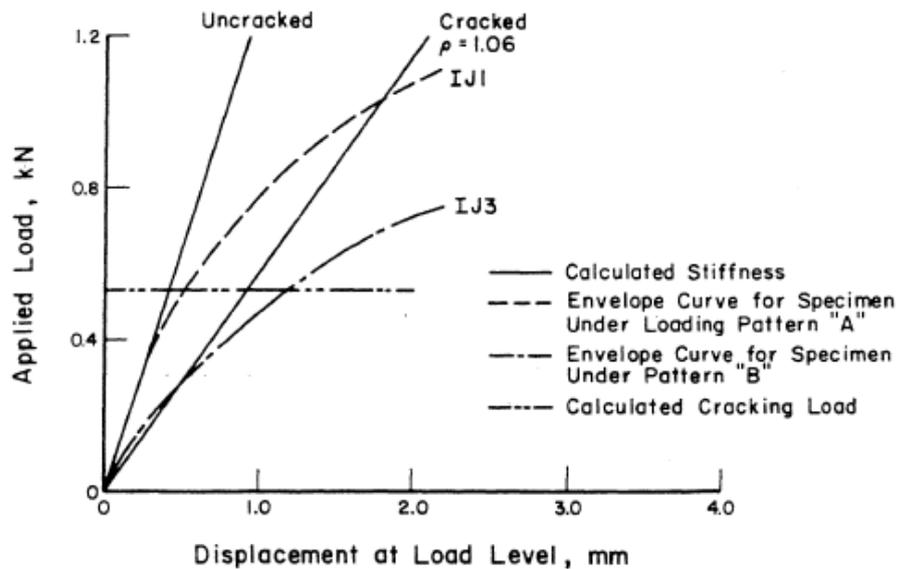
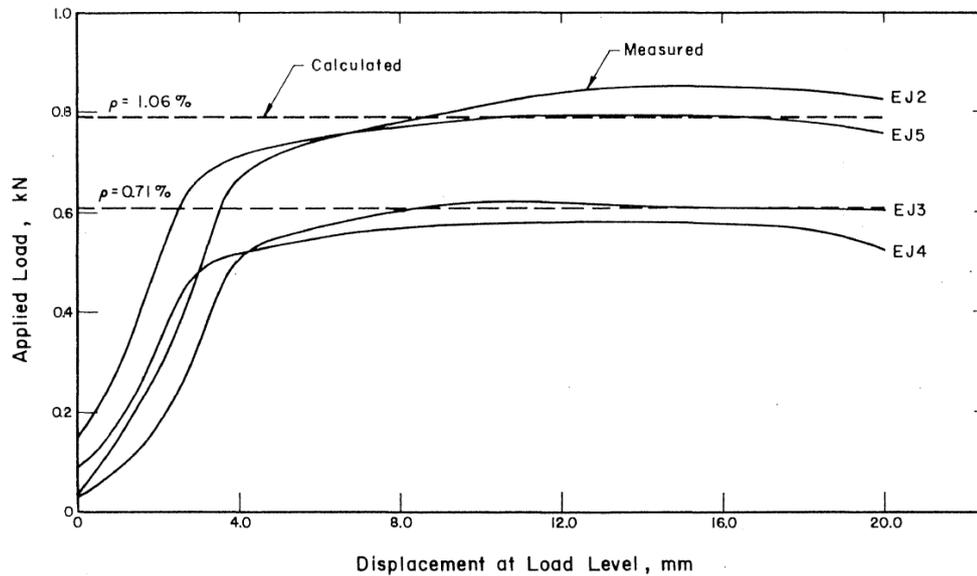


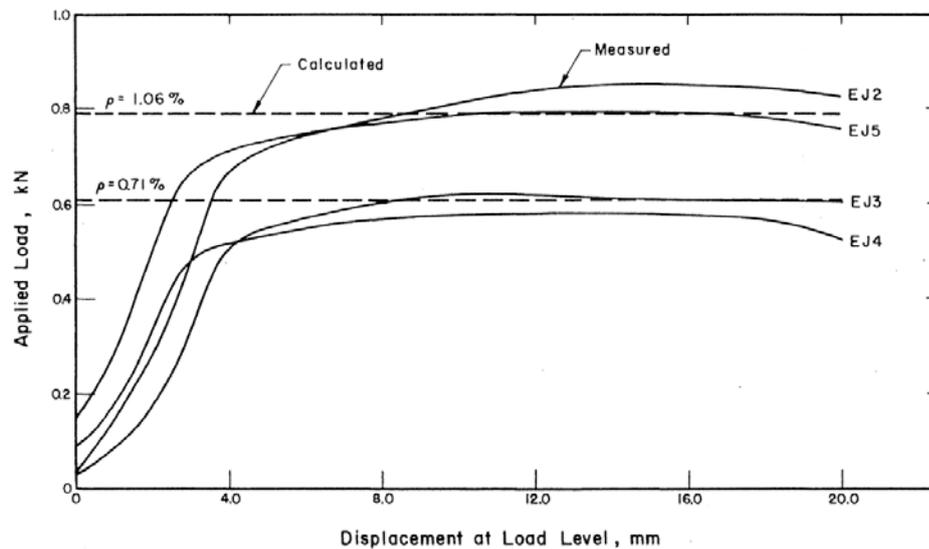
Figura 194. Relación carga-desplazamiento, conexión interior  $\rho=1.06\%$  (Kreger & Abrams, 1978).

Para ambos tipos de conexiones la rigidez medida, ante cargas mayores que las aparentes resistencias al fisuramiento, fue un 60% de la rigidez basada en la sección fisurada.

La resistencia última a flexión de cada unidad de prueba fue calculada y se compara con los valores medidos como se muestra en las figuras:



**Figura 195. Cargas últimas para conexiones exteriores (Kreger & Abrams, 1978).**



**Figura 196. Cargas últimas para conexiones interiores (Kreger & Abrams, 1978).**

El límite superior fue calculado usando la medida de altura efectiva del refuerzo considerando que el refuerzo superior e inferior se hallaban completamente esforzados en tensión.

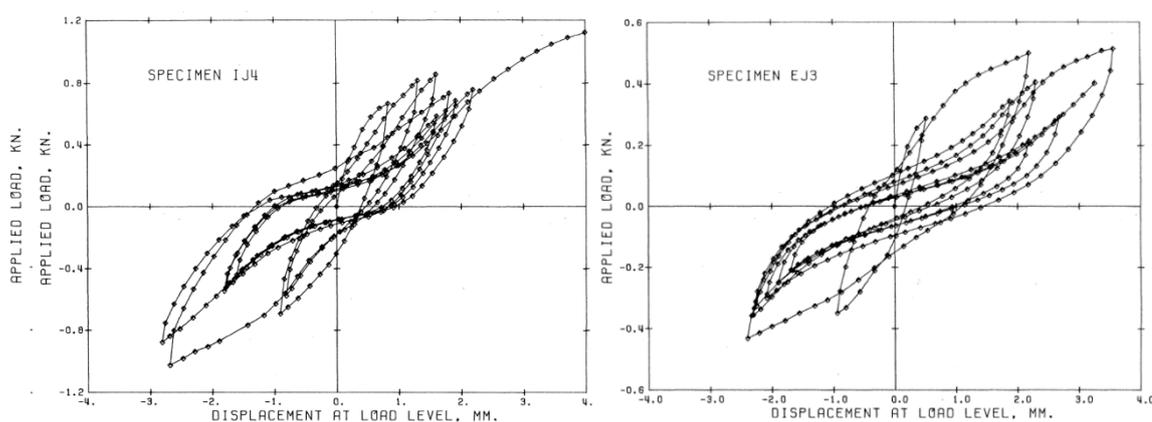
Lo calculado es esencialmente igual a lo medido para seis de las ocho unidades de prueba, para las otras dos (EJ2, IJ3) la excedencia en la resistencia se debe a un pequeño error de medición.

## DISCUSIÓN DEL COMPORTAMIENTO OBSERVADO

### a) Efecto del patrón de carga

Si se tiene una unidad de prueba con la misma relación de acero de refuerzo pero se somete a diferentes patrones de carga, los resultados de comportamiento son diferentes.

Comparando la respuesta de unidades de prueba similares con patrones de carga distintos como por ejemplo IJ4 ( $\rho=0.71$ , "B") y EJ3 ( $\rho=0.71$ , "A") se tiene:



**Figura 197. Comportamiento entre tipos de conexiones (Kreger & Abrams, 1978).**

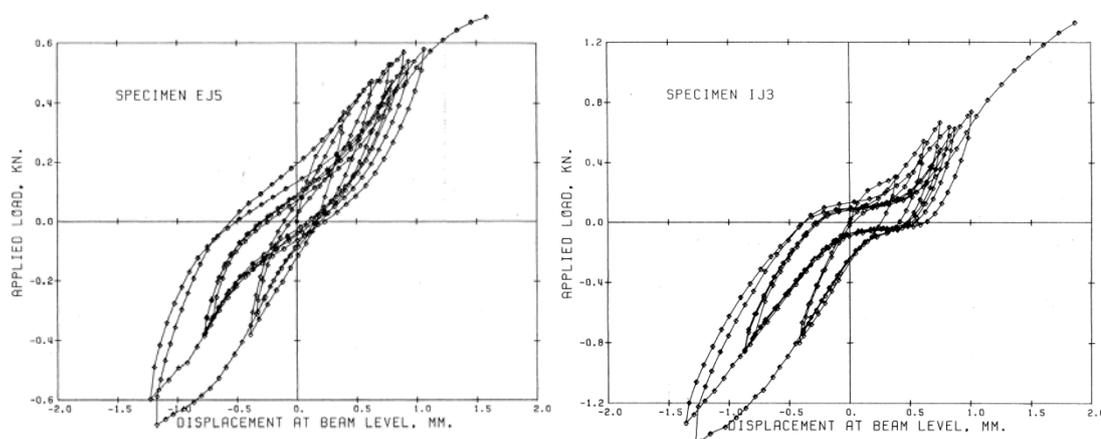
Se observa que la cedencia aparente se alcanza en la dirección positiva y negativa del patrón de carga "A", pero solo en la negativa del patrón de carga "B".

El patrón de carga "A" resulta en un deterioro más grande de la rigidez durante ciclos más tempranos que lo que lo hace el patrón de carga "B".

### b) Efecto del tipo de unidad de prueba

Debido a la presencia de viga en ambos lados de la columna, las cargas para la conexión interior fueron aproximadamente el doble que para la conexión exterior. La resistencia a flexión de las vigas de conexiones interiores fue mayor que la resistencia a flexión de las vigas en conexiones exteriores.

Comparando la respuesta de unidades de prueba similares con el mismo patrón de carga como por ejemplo EJ5 ( $\rho=1.06$ , "B") e IJ3 ( $\rho=1.06$ , "B") se tiene:



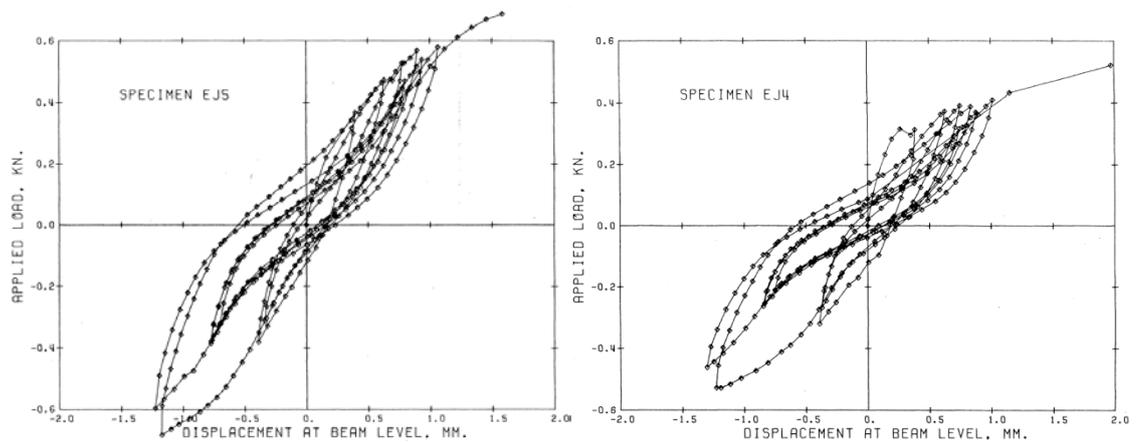
**Figura 198. Efecto del tipo de unidad de prueba (Kreger & Abrams, 1978).**

### c) Efecto de la relación de refuerzo en la viga

Las unidades de prueba con una proporción más alta de refuerzo en la viga excedieron de 1.3 a 1.4 la resistencia alcanzada por las unidades de prueba con una proporción de refuerzo inferior.

La rigidez de las unidades de prueba con una proporción mayor de refuerzo, excedió de 1.2 a 1.5 la rigidez de las unidades de prueba con una proporción de refuerzo inferior.

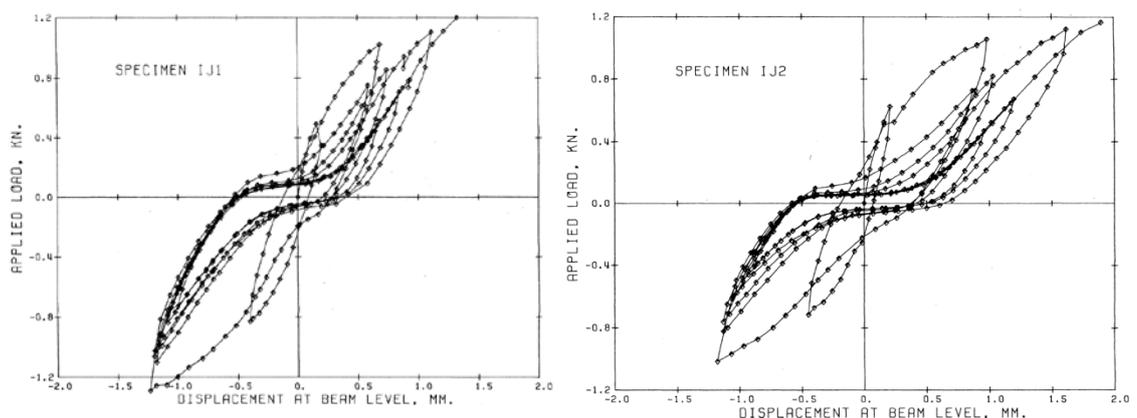
Comparando la respuesta de unidades de prueba similares con el mismo patrón de carga pero diferente proporción de refuerzo en la viga como por ejemplo EJ5 ( $\rho=1.06$ , "B") e EJ4 ( $\rho=0.71$ , "B") se tiene:



**Figura 199. Efecto de la relación de refuerzo en la viga (Kreger & Abrams, 1978).**

Para conexiones interiores la reducción brusca en la pendiente de la curva en carga reversible fue más perceptible para las unidades de prueba que tienen una proporción de refuerzo menor en la viga, que para aquellas que tienen una proporción mayor.

Comparando la respuesta de unidades de prueba similares con el mismo patrón de carga pero diferente proporción de refuerzo en la viga como por ejemplo IJ1 ( $\rho=1.06$ , "A") e IJ2 ( $\rho=0.71$ , "A") se tiene:



**Figura 200. Efecto de la relación de refuerzo en la viga (Kreger & Abrams, 1978).**

El ancho de las fisuras fue mayor para las unidades de prueba que tenían una menor proporción de refuerzo en la viga, que para aquellas que tenían mayor proporción de refuerzo (Kreger & Abrams, 1978).

### **CONCLUSIONES**

La resistencia de las unidades de prueba de conexiones interiores, fue cerca del doble de la resistencia de las conexiones exteriores.

Las características de rigidez varían para las conexiones interiores y exteriores en las regiones de carga reversible.

Las unidades de prueba sometidas a un desplazamiento mayor que un desplazamiento previo en un ciclo de carga, deteriora la rigidez.

Los desplazamientos iguales o menores que un desplazamiento máximo previo no deteriora la rigidez en el ciclo consecutivo.

Las conexiones resisten esfuerzos de tensión y cortante resultantes de la transferencia de las fuerzas cortantes y momentos flexionantes entre columnas y vigas sin un fisuramiento extensivo.

#### **4.5 GESTIÓN PARA LA EXPERIMENTACIÓN DE UN MODELO DE CONEXIÓN EXTERIOR REFORZADO INADECUADAMENTE.**

##### **Objetivos**

- Determinar el comportamiento estructural de una conexión exterior a escala, sometida a las acciones comunes durante un evento sísmico.
- Comparar el resultado experimental con los resultados obtenidos teóricamente.
- Analizar el modo de falla de la conexión y la degradación de rigidez mediante una curva de histéresis del material.

##### **Descripción del ensayo**

Se plantea colocar un apoyo en la base de la columna de hormigón a modo de empotramiento, un apoyo de rodillo en el extremo libre de la viga y aplicar una carga lateral reversible a la columna hasta la falla del conjunto.

##### **Materiales**

La resistencia especificada del hormigón es de 210 kg/cm<sup>2</sup>

La fluencia del acero longitudinal y transversal es de 4200 kg/cm<sup>2</sup>

##### **Geometría del nudo**

Se considera una viga de 1.70 m desde su extremo hasta el eje central de la columna. La parte inferior y superior de la columna tendrá una altura de 0.70 m desde el borde inferior/superior hasta la intersección de los ejes en el centro de la viga.

El nudo se compone de una viga de 0.25 m x 0.28 m y una columna de 0.25 m x 0.25 m.

Los recubrimientos serán de 2.5 cm tanto para la viga como para la columna.

##### **Cargas**

En adición al peso propio se tendrá la carga lateral de 3 T

## Configuración del ensayo

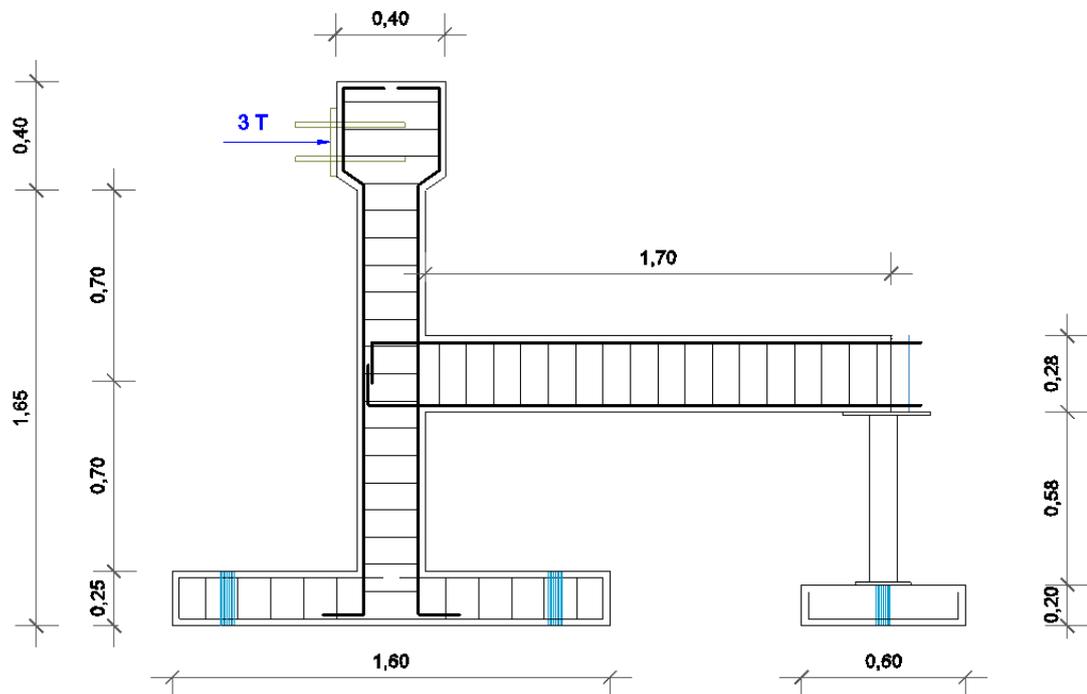
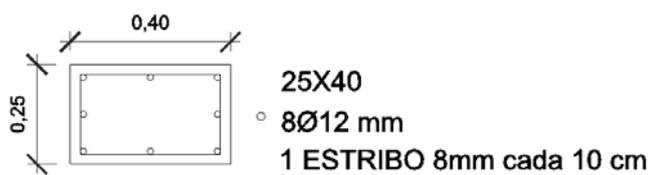


Figura 201. Esquema del ensayo

## Refuerzo longitudinal y transversal

### CABEZAL



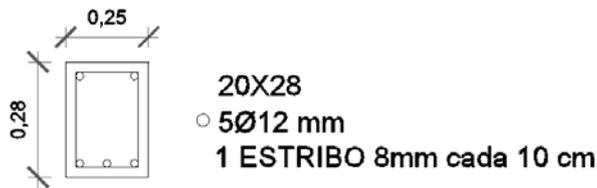
### COLUMNA



Figura 202. Refuerzo longitudinal y transversal de columna

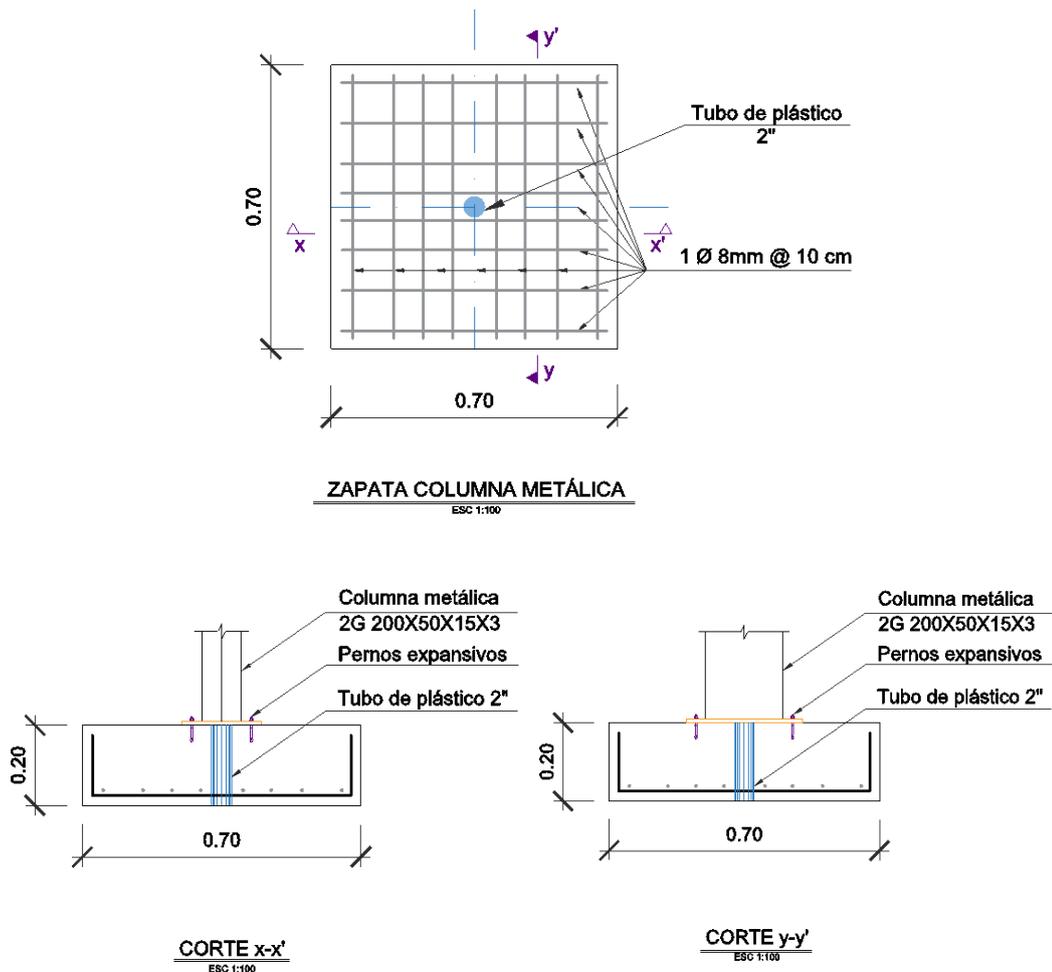
Se colocaran 3 varillas de acero en la parte inferior de la viga a fin de observar lo que ocurre con los desplazamientos del nudo cuando se tiene un mayor refuerzo en las fibras inferiores de la viga.

**VIGA**



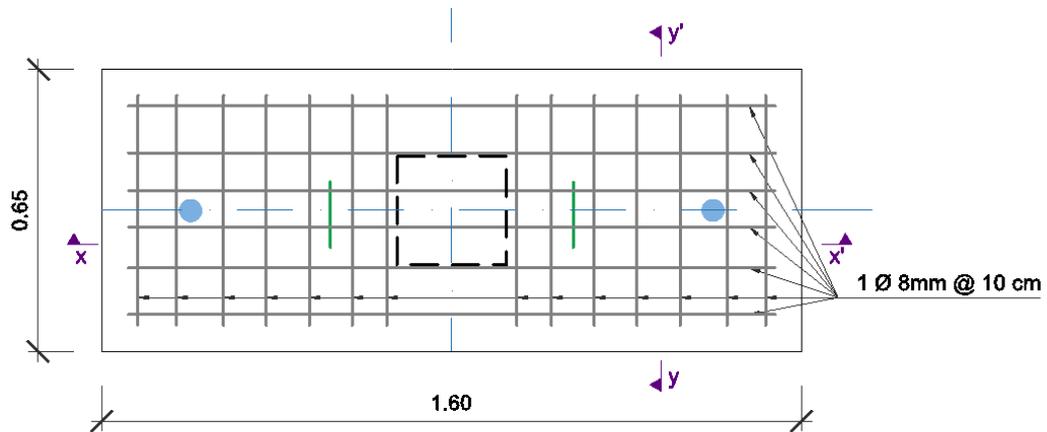
**Figura 203. Secciones y armados de viga**

**CIMENTACIÓN**



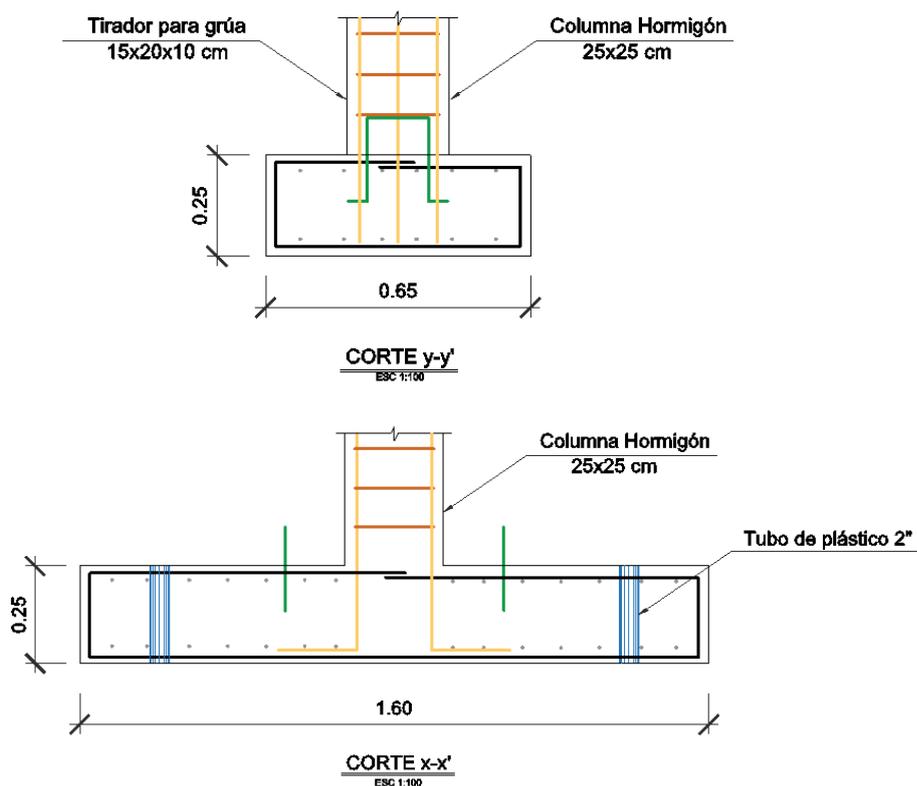
**Figura 204. Plinto de columna metálica**

Los tubos de plástico se dejarán para anclar el perno de postensado en laboratorio (simulación de apoyo fijo).



**ZAPATA COLUMNA HORMIGÓN**

ESCALA 1:100



**Figura 205. Plinto para unión viga-columna**

Los tubos de plástico se dejarán para anclar los pernos de postensado en laboratorio (simulación de empotramiento).

## Apoyo

Se dejaron pasadas varillas de la viga para formar el apoyo de tipo rodillo al soldarse a perfiles que se unirían a una placa metálica que reposaría sobre otra placa fijada a la columna y se añadirá un perno que sirva de guía para el desplazamiento.

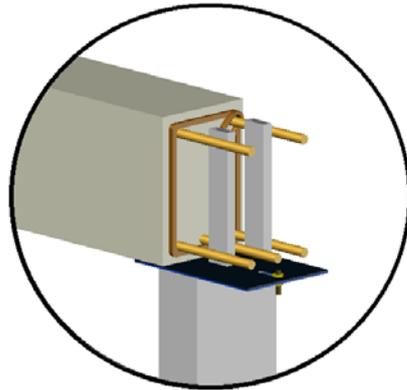


Figura 206. Detalle apoyo

## Unidad de prueba 3D

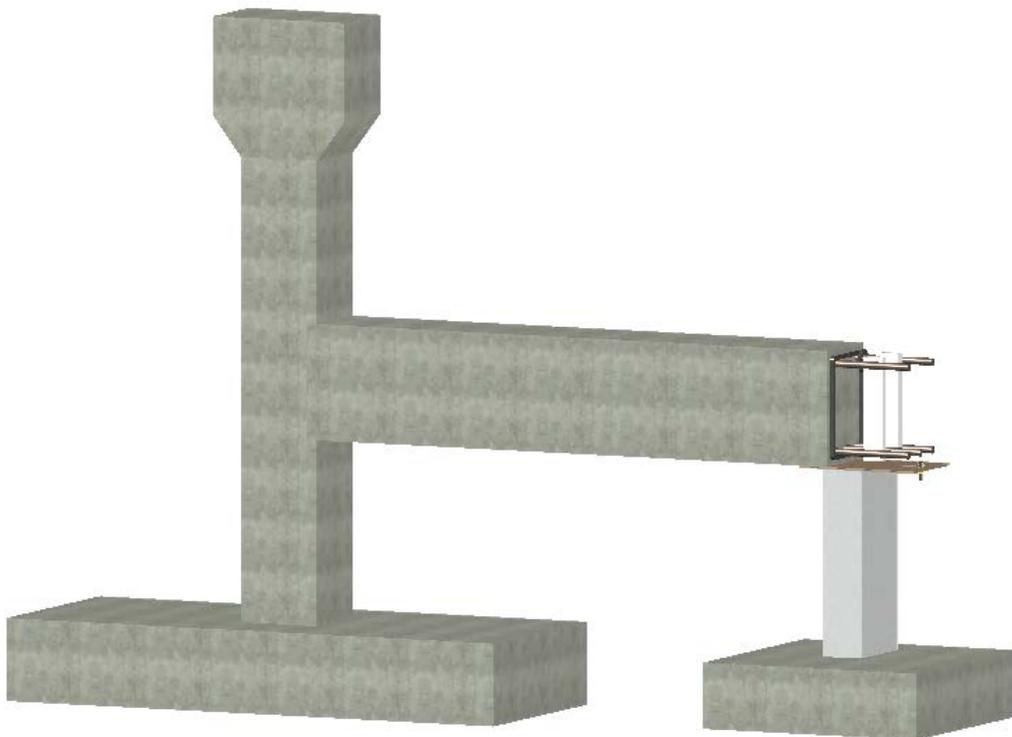


Figura 207. Detalle 3D de la unidad de prueba

## **CAPÍTULO 5**

### **COMPARACIÓN Y ANÁLISIS DE RESULTADOS**

#### **5.1 COMPARACIÓN ENTRE RECOMENDACIONES DE DISEÑO (1987 Y 2002).**

El ACI 352RS-02 se puede aplicar en el diseño de conexiones en zonas sísmicas y de no tan alta sismicidad mientras que el ACI 352-85 no presenta diferenciación.

El ACI 352RS-02 considera el diseño de columnas circulares y vigas más anchas que las columnas.

El ACI 352RS-02, a diferencia de su antecesor, presenta también recomendaciones para el diseño de conexiones de cubierta, y consideraciones a tomar en cuenta durante el proceso constructivo.

El ACI 352RS-02 restringe de mejor manera la distribución y espaciamiento del refuerzo longitudinal en columnas a pesar de que las normas permitan una separación mayor entre ramas de estribos.

Un aporte importante del ACI 352RS-02 es la forma de determinar el ancho del nudo considerando la excentricidad que puedan presentar las vigas respecto del eje de la columna, dado que por consideraciones arquitectónicas o constructivas, los centros de las vigas se desplazan generando excentricidades en la transmisión de cargas.

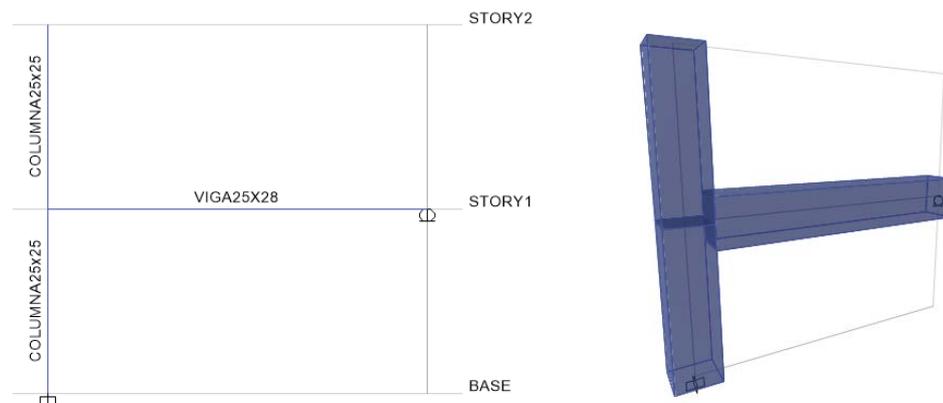
La mayor diferencia entre las recomendaciones de diseño estudiadas es la inclusión del acero de refuerzo de la losa en un ancho efectivo, en el cálculo del cortante, que como se pudo analizar en el Capítulo 2, puede ser determinante en algunos casos.

## 5.2 COMPARACIÓN DE RESULTADOS TEÓRICOS Y EXPERIMENTALES.

La experimentación se compara con los resultados teóricos calculados de la siguiente manera:

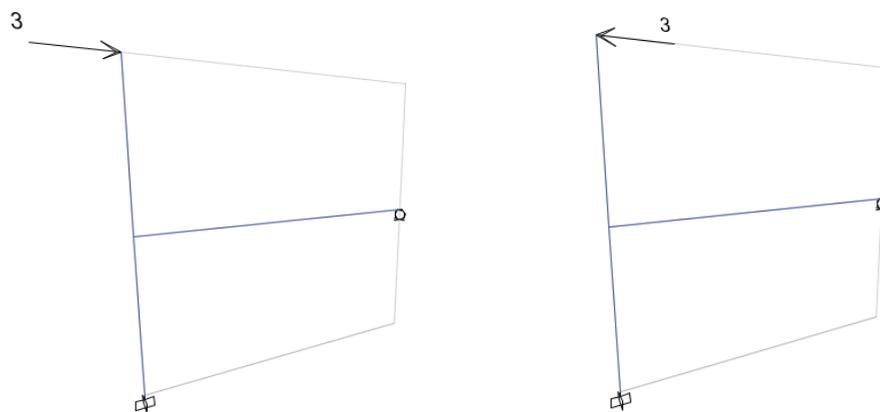
### Modelado ETABS

Se modelo como si fuera una columna de igual sección en toda su altura debido a que el programa presenta problemas al diseñar secciones variables.



**Figura 208. Modelado 3D del ensayo**

Carga máxima lateral en sentido positivo y negativo (T)



**Figura 209. Definición de carga sísmica**

Se debe analizar por separado cada caso, a fin de comparar los desplazamientos reales y el mecanismo de falla frente a lo que arroja el programa.

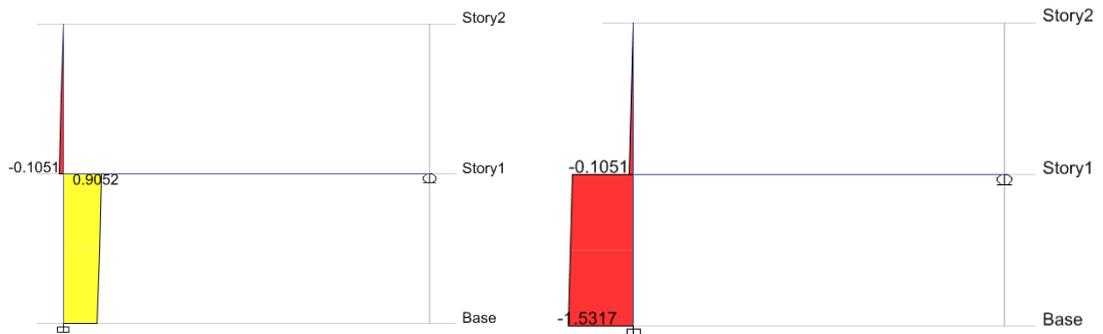


Figura 210. Diagrama de fuerza axial (T)

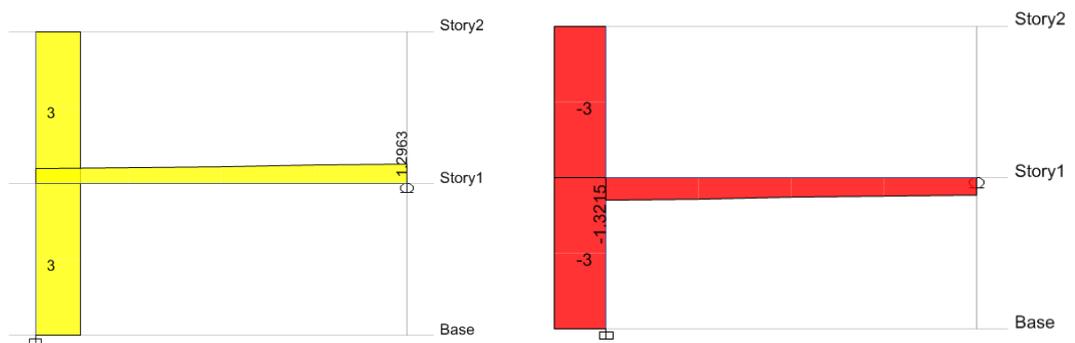


Figura 211. Diagrama de fuerza cortante (T)

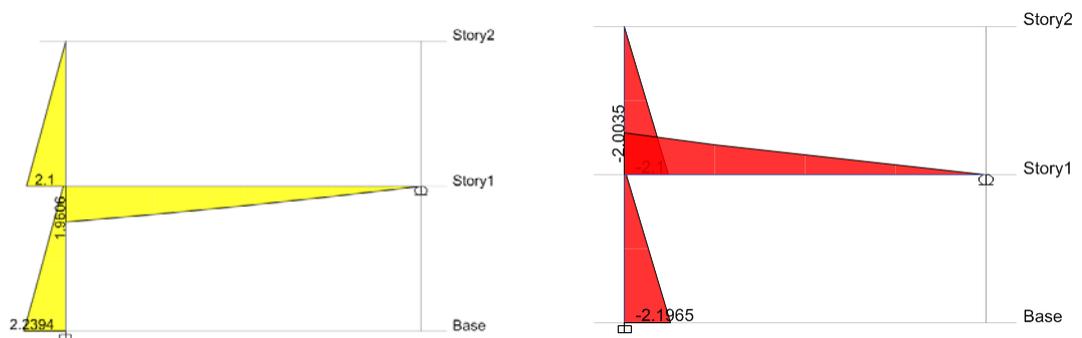
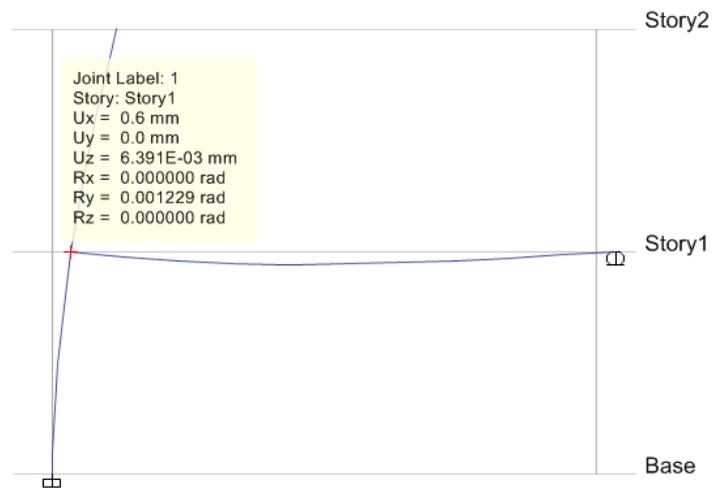


Figura 212. Diagrama de momento flector (T.m)

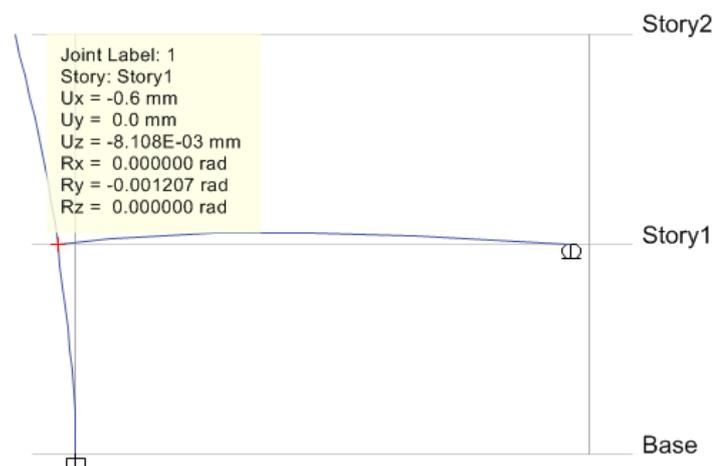
CARGA →3T Desplazamiento máximo en viga y nudo= 1.7 mm



**Figura 213. Desplazamientos ETABS, carga positiva (mm)**

El desplazamiento en el nudo es de 0.6 mm, lo que representa una deriva de 0.00085, multiplicado por el factor R, 0.0068 menor a la deriva inelástica máxima.

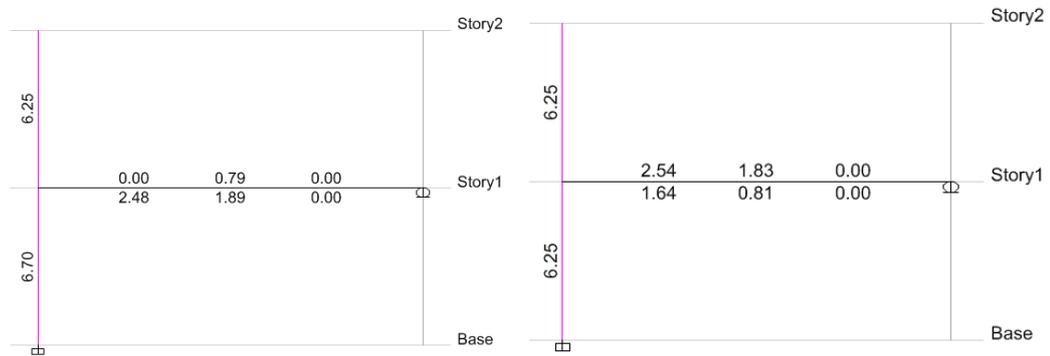
CARGA ←3T Desplazamiento máximo en viga y nudo= 1.6 mm



**Figura 214. Desplazamientos ETABS, carga negativa (mm)**

El desplazamiento en el nudo es similar a la otra dirección, 0.6 mm, lo que representa una deriva de 0.00085, multiplicado por el factor R, 0.0068 mayor a la deriva inelástica máxima.

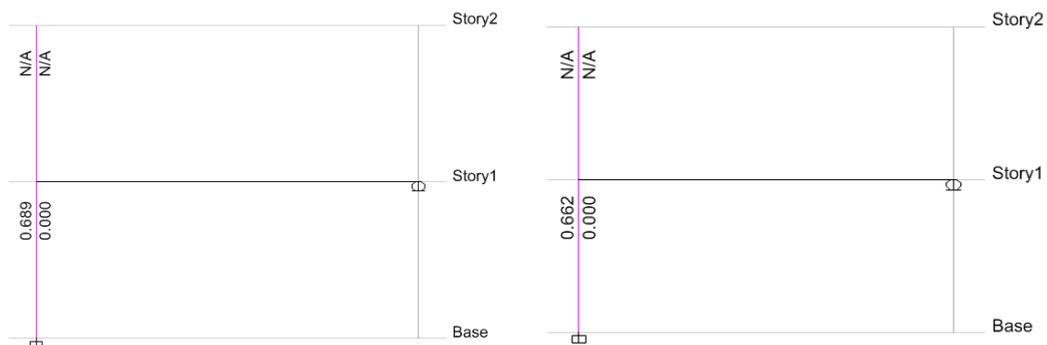
## Diseño ETABS



**Figura 215. Diseño ETABS, carga positiva y negativa**

El acero requerido en la columna para resistir esta carga es menor al acero colocado, por lo que no debería fallar el elemento, también la disposición de la mayor cantidad de varillas es contraria a la dirección de la fuerza lateral.

El acero requerido en la viga es menor que el colocado, además en la parte inferior se tiene un excedente que probablemente incida en el desplazamiento en un sentido de todo el conjunto.



**Figura 216. Chequeo 6/5 capacidad viga-columna**

Según la verificación del programa la cantidad de acero colocado en la unión es suficiente por lo que aparentemente no debería presentar falla.

## Diseño del nudo según ACI 352-02

### Longitud de anclaje

Requerida:

$$l_{dh} = \frac{1.25 * 420 \text{ MPa} * 12 \text{ mm}}{6.2 * \sqrt{21 \text{ MPa}}} = 221.74 \text{ mm} \approx 22.17 \text{ cm}$$

Disponible:

$$rec = 25 \text{ mm}$$

$$l_{d \text{ disp}} = b_c - 2 \text{ rec} + \phi_{est \text{ col}} = 250 \text{ mm} - 2 * 25 \text{ mm} + 10 \text{ mm} = 210 \text{ mm}$$

$$l_{d \text{ disp}} < l_{dh} \quad \text{NO CUMPLE}$$

### Refuerzo transversal

$$s_h = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{b_c}{4} = \frac{250 \text{ mm}}{4} = 62.5 \text{ mm} \\ 6 \phi_{var} = 6 * 12 \text{ mm} = 72 \text{ mm} \\ 150 \text{ mm} \end{array} \right.$$

El espaciamiento al que debería colocarse para que la unión no falle por confinamiento es 6 cm, pero se colocó a propósito cada 10 cm.

Acero transversal en el nudo

$$A_{sh} = 0.3 \frac{100 \text{ mm} * 200 \text{ mm} * 21 \text{ Mpa}}{420 \text{ Mpa}} \left( \frac{250 \text{ mm} * 250 \text{ mm}}{200 \text{ mm} * 200 \text{ mm}} - 1 \right)$$

$$A_{sh} = 168.75 \text{ mm}^2 \approx 1.68 \text{ cm}^2$$

Acero transversal mínimo en el nudo

$$A_{sh} = 0.09 \frac{100 \text{ mm} * 200 \text{ mm} * 21 \text{ Mpa}}{420 \text{ Mpa}}$$

$$A_{sh} = 90 \text{ mm}^2 \approx 0.90 \text{ cm}^2$$

La cantidad de acero transversal mínimo que debería colocarse con espaciamiento de 10 cm es de 1.68 cm<sup>2</sup>, lo colocado son 2 ramas de 0.50 cm<sup>2</sup> es decir 1.01 cm<sup>2</sup>.

$$A_{sh\ colocado} < A_{sh\ requerido}$$

### Cortante en el nudo

$$M_{pr,b} = A_s \alpha f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Momento Positivo

$$M_1 = 0 \approx 0 \text{ t.m} \quad \text{No se considera el acero inferior.}$$

Momento Negativo

Se considera el acero superior de la viga

$$A_{s1} = 2.26 \text{ cm}^2 \approx 226 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_s \alpha f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{226 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa}}{0.85 * 21 \text{ Mpa} * 250 \text{ mm}} = 26.58 \text{ mm}$$

$$d = h_{vig} - (rec + 0.5 \phi_{vig} + \phi_{est})$$

$$d = 280 \text{ mm} - (25 \text{ mm} + 0.5 * 12 \text{ mm} + 8 \text{ mm})$$

$$d = 241 \text{ mm} \approx 24.10 \text{ cm}$$

$$M_2 = 226 \text{ mm}^2 * 1.25 * 420 \text{ Mpa} \left( 241 \text{ mm} - \frac{26.58 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$M_2 = 27.01 \text{ kN.m} \approx 2.70 \text{ t.m}$$

### Cortante en la columna

$$V_{col} = \frac{M_1 + M_2}{H}$$

$$V_{col} = \frac{0 \text{ t.m} + 2.70 \text{ t.m}}{1.40 \text{ m}} = 1.93 \text{ t} \approx 1928.57 \text{ kg}$$

$$V_u = T_{b1} - V_{col} = \alpha f_y (A_{s1}) - V_{col}$$

$$V_u = 1.25 * 4200 \frac{kg}{cm^2} * (2.26 cm^2) - 1928.57 kg$$

$$V_u = 9936.43 kg \approx 9.94 t$$

### Cortante resistente

$$Excentricidad = 0; \frac{m h_c}{2} = 0 mm$$

$$b_j \begin{cases} \frac{b_b + b_c}{2} = \frac{250mm + 250mm}{2} = 250 mm \\ b_b + \sum \frac{m h_c}{2} = 250mm + 0 mm = 250 mm \\ b_c = 250 mm \end{cases}$$

$$b_j = 250 mm$$

$$V_n = 0.083 \gamma \sqrt{f'_c} b_j h_c$$

El valor de  $\gamma$  para el tipo de conexión exterior es: 12

$$V_n = 0.083(12) \sqrt{21 Mpa} (250 mm) (250 mm)$$

$$V_n = 285.26 kN$$

$$\phi V_n = 0.85 * 285.26 kN = 242.47 kN \approx 24.25 t$$

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$9.94 t < 24.25 t \quad \text{CUMPLE}$$

### **Relación de resistencia a flexión**

$$\frac{\sum M_{n,c}}{\sum M_{n,b}} \geq 1.2$$

$$M_{n1} = 0 t.m$$

$$M_{n2} = \frac{M_2}{1.25} = \frac{2.70 t.m}{1.25} = 2.16 t.m$$

Diagrama de interacción de la columna:

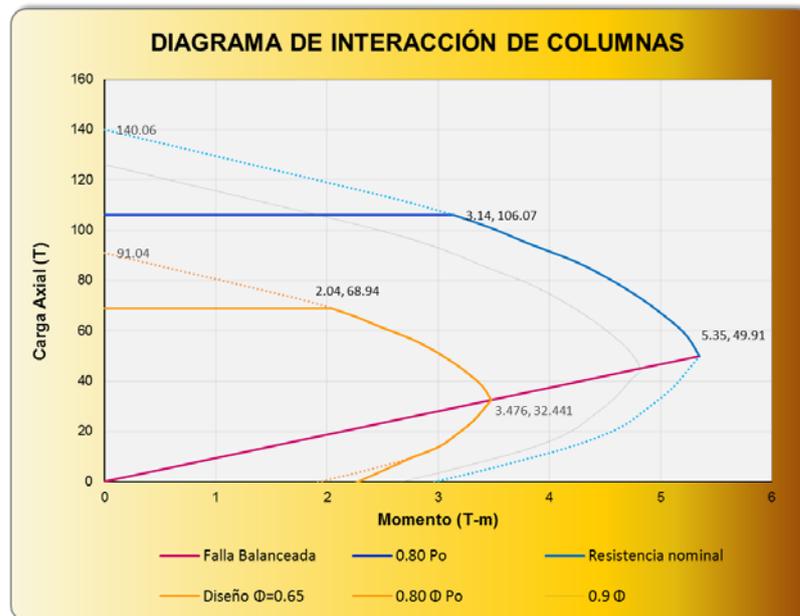


Figura 217. Diagrama de interacción ensayo

La carga axial en la columna superior es:  $0.13T$ , el momento correspondiente es  $2.2T.m$

La carga axial en la columna inferior es:  $1.66T$ , el momento correspondiente es  $2.3T.m$

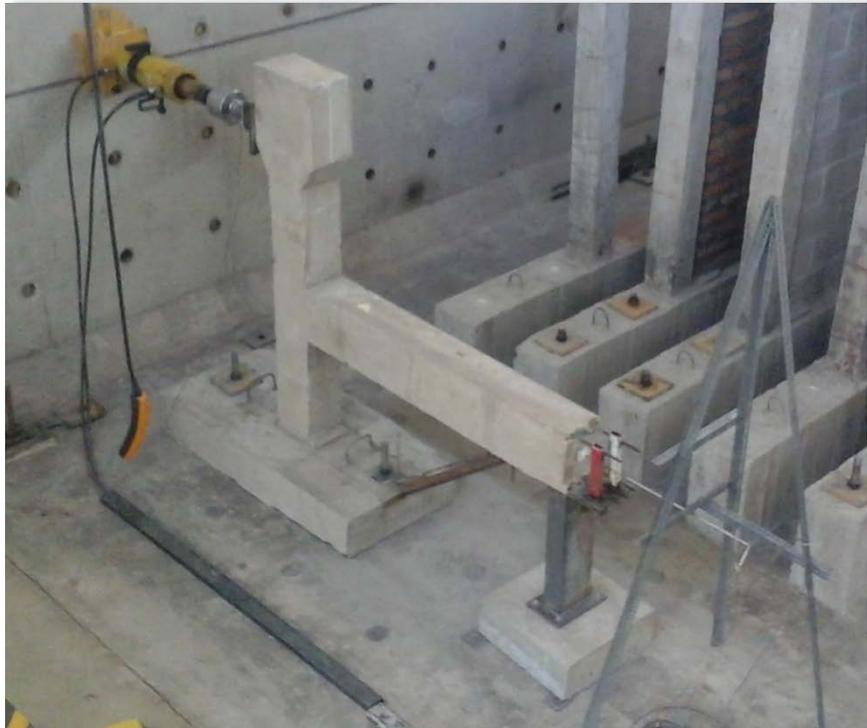
$$\frac{M_{o_{col}} + M_{o_{col}}}{M_{n1} + M_{n2}} = \frac{2.2 t.m + 2.3 t.m}{0 t.m + 2.16 t.m} = 2.08$$

$2.08 \geq 1.2$  CUMPLE

En resumen, durante el ensayo debería presentarse la falla típica por longitud de anclaje y confinamiento.

## Ensayo

Montaje de los equipos e instrumentación de medición.



**Figura 218. Ensayo unión viga-columna Laboratorio CIV**

Una vez listo se inicia el ensayo con ciclos de carga de 0.25 T hasta llegar a 1T, posterior a ese valor, se incrementa a 0.50 T hasta llegar a 3T.

**Tabla 30**

**Valores de carga lateral ensayo**

Ciclo	Carga	
	→	←
1	0.250	0.250
2	0.506	0.506
3	0.786	0.759
4	1.017	1.005
5	1.523	1.530
6	2.017	2.003
7	2.528	2.530
8	3.036	3.000

El deformímetro va a medir el desplazamiento de la viga, lo que se puede interpretar como el desplazamiento de la unión.

Se va a proceder a marcar con color azul la carga hacia la derecha con la que se produjeron fisuras y con color rojo, la carga hacia la izquierda.



**Figura 219. CICLO 4. Carga  $\rightarrow$  1.017 T,  $\Delta$  2.07 mm**



**Figura 220. CICLO 5. Carga  $\rightarrow$  1.523 T,  $\Delta$  3.71 mm**



**Figura 221. CICLO 5. Carga  $\leftarrow$  1.530 T,  $\Delta$  3.42 mm**



**CICLO 6. Carga  $\rightarrow$  1.757 T –Fisura del cabezal-**



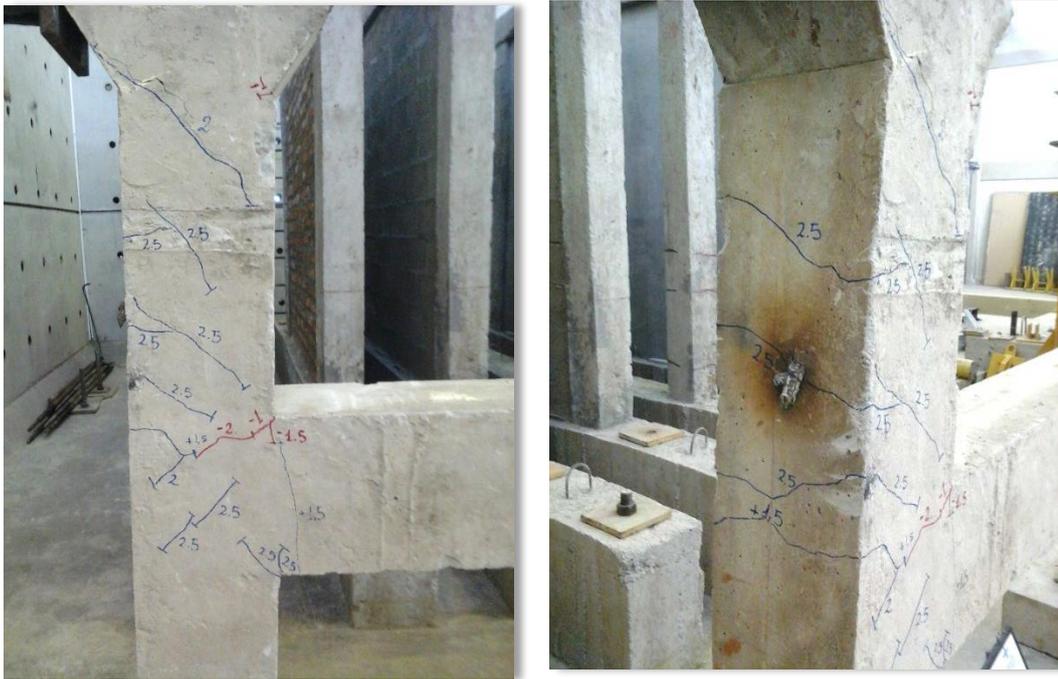
Figura 222. CICLO 6. Carga  $\rightarrow$  2.017 T,  $\Delta$  6.41 mm



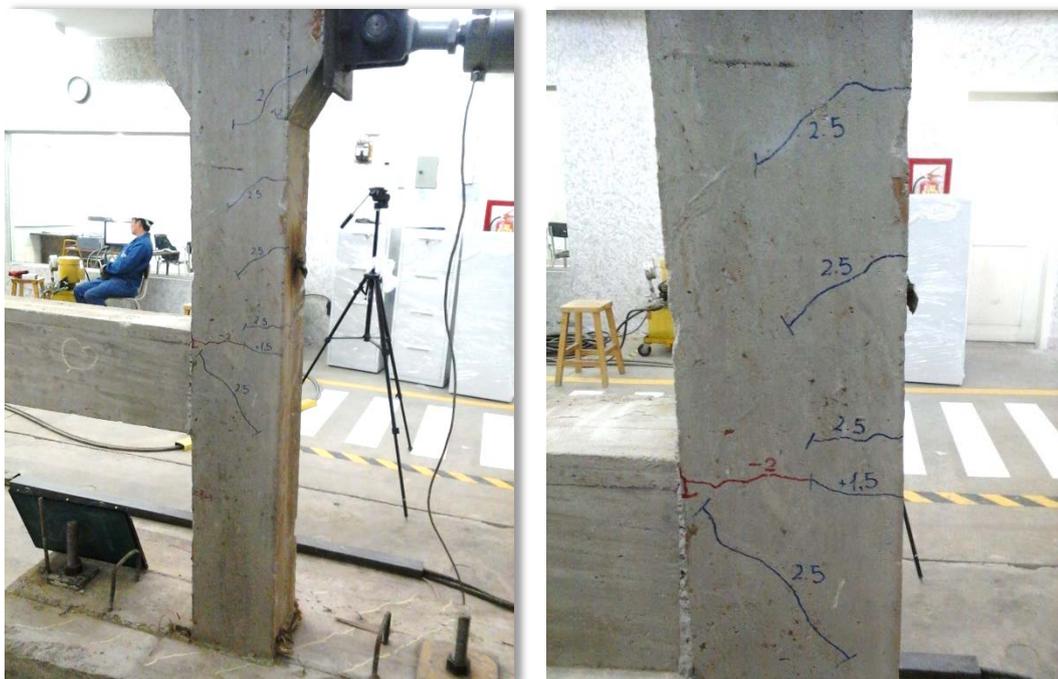
Figura 223. CICLO 6. Carga  $\leftarrow$  2.003 T,  $\Delta$  5.66 mm -Falla en la unión-



Figura 224. CICLO 6. Carga  $\leftarrow$  2.003 T,  $\Delta$  5.66 mm -Columna inferior-



**Figura 225. CICLO 7. Carga  $\rightarrow$  2.528 T,  $\Delta$  9.39 mm -Frontal y lateral-**



**Figura 226. CICLO 7. Carga  $\rightarrow$  2.528 T,  $\Delta$  9.39 mm -Posterior-**

En el progreso del ensayo, la fisura generada en el ciclo 5 (negativo) aumentó considerablemente su tamaño.

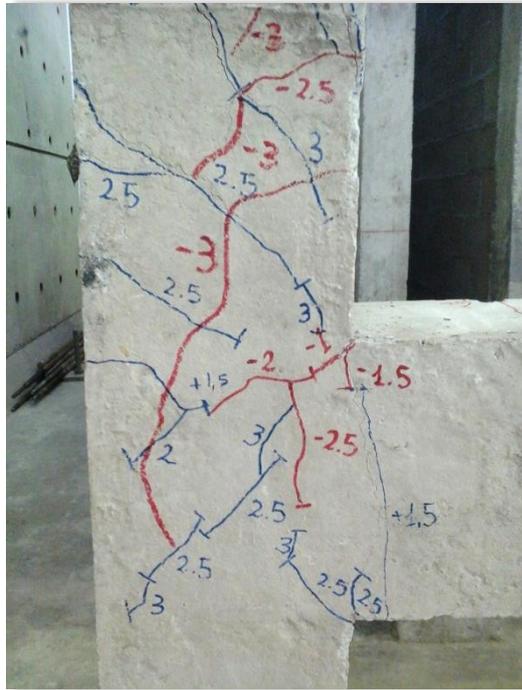
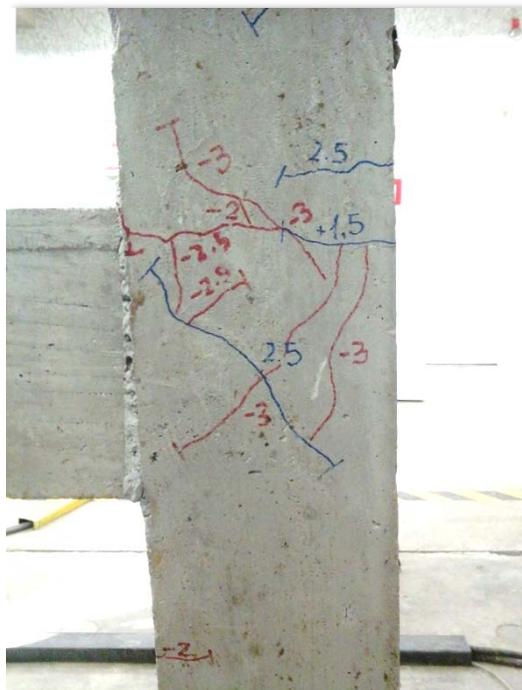


**Figura 227. CICLO 7. Carga  $\leftarrow$ 2.530 T,  $\Delta$  9.44 mm**

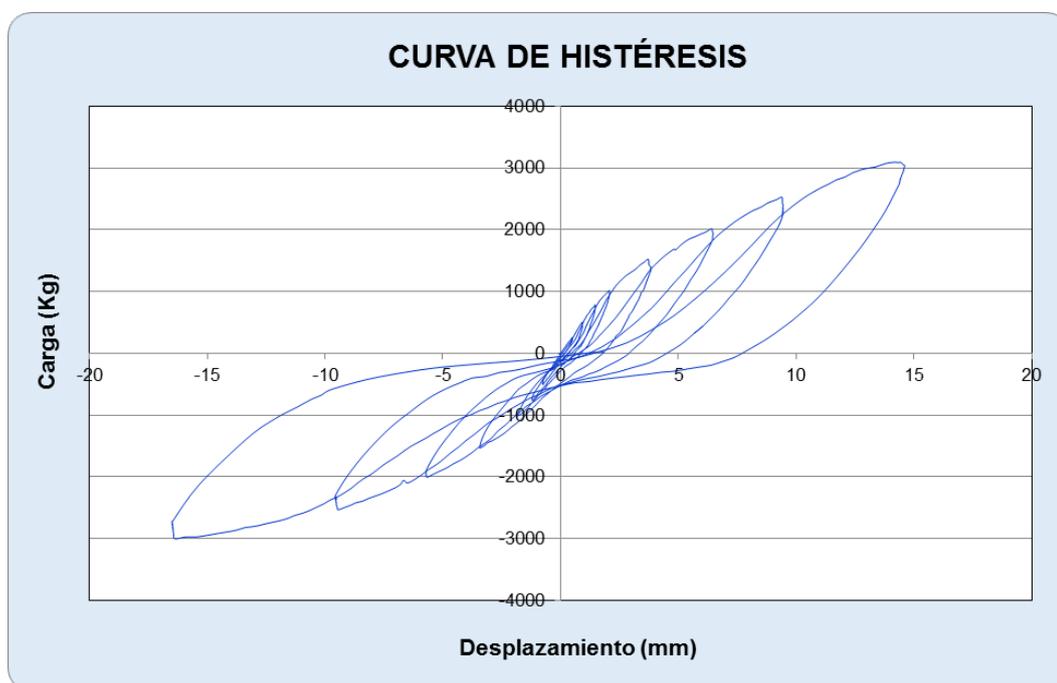


**Figura 228. CICLO 8. Carga  $\rightarrow$ 3.036 T,  $\Delta$  14.60 mm**



**Falla en el nudo después del ensayo****Figura 230. Falla frontal en el nudo****Figura 231. Falla posterior en el nudo**

## Diagrama de histéresis



**Figura 232. Curva de histéresis ensayo**

## Conclusiones

Después del ensayo se pudo determinar que:

- Después de ciclos de carga en un sentido y en el sentido contrario la rigidez del nudo se ve disminuida por entrar en el rango inelástico.
- Desde el primer momento el desplazamiento producido por la carga lateral es irreversible, aunque por ser mínimo se lo considera como despreciable.
- A medida que se incrementa la fuerza el desplazamiento y la rigidez disminuyen, por lo que es necesario considerar siempre las inercias agrietadas en el análisis computarizado y no permitir que la capacidad de los elementos estructurales estén al máximo.
- En la primera carga de 250 Kg, el desplazamiento real fue de 0.49 mm mientras que en el programa se obtuvo 0.20 mm, esto permite ver que se debe verificar las variables del diseño, posterior a la construcción, por lo que el diseño debe manejar buenos factores de seguridad adicional.

- El desplazamiento máximo calculado (1.7 mm) fue muy inferior al real, debido a que ETABS no considera análisis no lineal.
- El desplazamiento en sentido positivo fue mayor al sentido negativo hasta el sexto ciclo, por lo que el acero de las varillas es una variable de la que depende el desplazamiento.

**Tabla 31****Valores de carga lateral y desplazamiento del ensayo**

Ciclo	Carga →	Δ (mm)	← Carga	Δ (mm)
1	0.250	0.49	0.250	0.34
2	0.506	0.91	0.506	0.74
3	0.786	1.46	0.759	1.2
4	1.017	2.07	1.005	1.78
5	1.523	3.71	1.530	3.42
6	2.017	6.41	2.003	5.66
7	2.528	9.39	2.530	9.44
8	3.036	14.6	3.000	16.37

- El inicio de la fisuración se produjo en la parte del ancho del nudo, lo que ocurre típicamente cuando no hay viga transversal.
- Una de las primeras fisuras se produjo en la zona del dobléz a 90° de la viga, por lo que la longitud de desarrollo debía haberse extendido.
- Las fisuras posteriores marcaron el centro del nudo con un espesor muy bajo, lo que indica que hubo falla por confinamiento.
- A medida que se desarrollaba el ensayo se fisuro la columna y la viga, por lo que es importante mantener un armado en columnas de las del 1% y tener un menor espaciamiento en estribos de las vigas como lo recomienda el NEC-11 y 15.
- En la definición del ensayo se verificó que el nudo no falle por corte, pero es imprescindible colocar el acero mínimo por confinamiento.
- Es importante verificar las conexiones por el método manual, debido a que el chequeo que realiza el programa ETABS no permite conocer el modo de falla de la conexión ni si el refuerzo transversal es el adecuado o de qué manera contribuye a la resistencia que brinda el hormigón.

### **5.3 SELECCIÓN ÓPTIMA DEL REFUERZO EN LA UNIÓN.**

El ACI 352RS-02 es una buena guía para el diseño de nudos, incrementa la seguridad del diseñador y le permite tener un conocimiento más amplio de las variables involucradas.

Calcular las conexiones sin considerar la contribución de la losa, podría terminar en bajas resistencias de las conexiones y falla de los elementos estructurales, verificar paso a paso las recomendaciones del ACI 352RS-02 permitirá tener un diseño más completo y confiable.

Es importante que las conexiones presenten buena resistencia ante cortante horizontal, longitud de desarrollo y confinamiento por lo que se debe controlar en obra la correcta ejecución del amarre y fundición de los nudos.

El ACI 352RS-02 va dirigido a conexiones viga-columna de hormigón construidas monolíticamente por lo que se debería ejecutar adecuadamente la construcción de estas a fin de asegurar una mejor resistencia en el área de unión.

### **5.4 COMENTARIOS**

De lo obtenido experimentalmente y la comparación, se evidencia que no basta con realizar un cálculo con consideración sísmica estática y espectral, sino que sería recomendable introducir el análisis no lineal o análisis basado en desplazamientos.

Sería importante para el diseñador mantener factores de seguridad o tolerancias en el diseño para no preocuparse de la verificación posterior a la construcción.

Se debe verificar las conexiones con la contribución del acero de la losa, para asegurar que el cortante resistente sea mayor que el actuante.

El colocar acero de confinamiento permitirá que las fisuras no se presenten a corto plazo ni bajo fuerzas sísmicas bajas.

## CAPÍTULO 6

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Las conclusiones presentadas en esta parte, son generalidades que se explicaron detalladamente en cada uno de los capítulos anteriores.

#### 6.1 ESTADO DEL ARTE

Se tomó como ejemplo de cálculo un edificio de 8 pisos, diseñado en el año 1977 y se calculó el cortante basal que tendría con las diferentes normas a través de los años, siendo los resultados los siguientes:

**Tabla 32**  
**Cortante basal diferentes normas**

NORMA	CORTANTE BASAL
INEN 1976	0.09 W
CEC 2000	0.10 W
NEC 11	0.17 W
NEC 15	0.08 W

Para el chequeo de nudos en el programa ETABS, para ningún caso se obtuvo un resultado aceptable, dado que la capacidad de la viga con el armado colocado, supera la capacidad a flexión de la columna, y en este caso no se tiene una conexión columna fuerte viga débil, los resultados y capturas de pantalla de ETABS se adjuntan en la parte de anexos, así como la determinación del cortante basal. El cálculo manual del nudo reflejó los siguientes resultados:

**Tabla 33**  
**Cortante basal calculado con diferentes normas**

Confinamiento	Requerido	Colocado	Falla
	5.71 cm <sup>2</sup>	2.54 cm <sup>2</sup>	SI
<b>Cortante</b>	Resistente	Actuante	SI
	135.46	156.60 T	
<b>Resistencia a flexión</b>	Requerido	Calculado	SI
	$\Sigma Mc / \Sigma Mv > 1.20$	1.12	

Se observa que el mayor cortante basal es calculado con la norma NEC-11, pero que el NEC-15 disminuye las fuerzas sísmica.

El cálculo manual del nudo se realizó considerando la armadura realmente colocada y las fuerzas sísmicas del NEC-15 actualmente en vigencia y se llegó a la conclusión de que no se puede corregir el problema en el programa.

La verificación manual permite conocer las deficiencias de la conexión y las posibles soluciones.

Para este tipo de edificios, sobre todo para los que han cambiado de uso en los últimos años y cuyas cargas actuantes se hayan incrementado, debería prestarse atención a lo siguiente:

- Reforzar columnas en estado crítico y vigas (en caso de ser necesario).
- Rigidizar la estructura para disminuir derivas de piso.
- Reforzar uniones viga-columna.
- Estructurar un plan de evacuación en casos de emergencia.

Las estructuras que han sido calculadas y cuyos nudos han sido diseñados adecuadamente con la norma NEC-11 no deberían presentar ningún problema.

## **6.2 EMPLEO DE RECOMENDACIONES ACI 352RS-02**

- Las Recomendaciones ACI 352RS-02, consideran conexiones de cubierta, columnas circulares, vigas anchas, excentricidades de vigas respecto a columnas y contribución de acero de la losa lo que permite un cálculo de conexiones más completo y particular para cada caso.
- El cortante actuante es determinante en el diseño de conexiones viga columna y difiere del anterior ACI 352-85.
- El confinamiento adecuado permite que la conexión resista mayores fuerzas sin fisuramiento, considerando un refuerzo longitudinal menos espaciado a diferencia del ACI 352-85.

- Para evitar falla por corte vertical el número mínimo de varillas longitudinales en una columna es 8 contrario a lo que estipula el Código ACI 318-08 en la sección 10.9.2, en donde el número de varillas dentro de estribos rectangulares debe ser 4.
- El refuerzo longitudinal en columnas se restringe a espaciamientos menores pese a un mayor espaciamiento permitido en ramas de estribos para contemplar mayor resistencia a corte vertical y no calcular el mismo, lo que si se revisaba anteriormente con el ACI 352RS-02.

### **6.3 ESTUDIOS EXPERIMENTALES DE OTROS PAÍSES**

- El mayor desarrollo experimental se ha logrado en países como Estados Unidos, Nueva Zelanda y Japón, a nivel de países latinoamericanos se tiene el aporte de Venezuela, Costa Rica y México entre otros.
- Los estudios realizados en el exterior permiten una mejor comprensión de los modelos definidos para el cálculo de conexiones.
- La amplia experimentación permite comparar resultados manipulando las variables y observar el comportamiento antes tales modificaciones.
- Los resultados obtenidos permiten realizar consideraciones constructivas más eficaces y tener un mayor control en la ejecución de obras.
- Analizar la parte teórica permite tener un conocimiento más amplio del comportamiento de las fuerzas internas pero el análisis de los principios de diseño permite establecer las bases para la simulación en programas en caso de ser imposible la experimentación.

## 6.4 EJEMPLOS DE CÁLCULO

- Se determinó que el cálculo de conexiones con las recomendaciones del ACI 352RS-02 y el antiguo ACI 352-85 presentan resultados muy similares cuando no se considera la contribución del acero de la losa, aspecto que puede ser determinante en el diseño de las conexiones.

## 6.5 EXPERIMENTACIÓN

- Es fundamental diseñar el ensayo de modo que pueda arrojar los resultados esperados.
- La experimentación realizada permite comparar la parte teórica y determinar que:
  - Se debería efectuar análisis no lineal en las estructuras de importancia.
  - El diseño incorrecto de nudos ocasiona que las fisuras aparezcan con fuerzas laterales bajas.
  - La pérdida de rigidez es inminente desde el primer instante que se somete a carga lateral.

## 6.6 SOFTWARE

- Los desplazamientos que presenta el programa ETABS no consideran la pérdida de resistencia que pueden sufrir las conexiones a largo plazo con los eventos sísmicos que ocurran.
- El programa ETABS no realiza el diseño de nudos, solo determina el la fuerza cortante y una verificación de la capacidad a flexión de uniones viga-columna, como chequeo de la condición columna fuerte-viga débil.
- El programa Jointy es una herramienta que permite diseñar conexiones viga-columna basado en las recomendaciones ACI 352RS-02, de manera rápida, segura y eficaz.

## 6.7 RECOMENDACIONES

Se debe tener conocimiento de la parte teórica para una mejor comprensión del comportamiento de las conexiones.

Se debe realizar el chequeo de todas las condiciones que sugiere el ACI 352RS-02, no pasar por alto ninguna de ellas y tener un margen de seguridad en su capacidad resistente.

Se debe considerar el aporte del acero de la losa a las conexiones ya que el cortante actuante puede ser mayor que el cortante resistente al no considerar ese acero adicional.

En caso de realizar una experimentación se debe coordinar todos los aspectos relevantes para su correcto desempeño en laboratorio, y construirlo en el sitio donde se va a ensayar.

No se puede confiar en la exactitud de los programas de análisis estructural en cuanto a desplazamientos. Lo que se puede hacer es asumir resistencias más bajas dentro del programa, que en la realidad pueden ocurrir por modificaciones, o errores comunes en la construcción.

Para el diseño de conexiones no es suficiente mostrar la verificación del programa ETABS si los valores de relación de la capacidad viga/columna son altos, se debe realizar un diseño manual o emplear la herramienta proporcionada por este proyecto de grado.

No se debe dejar trabajar a los elementos a su mayor capacidad, porque siempre serán impredecibles las fuerzas sísmicas actuantes.

Después del diseño es indispensable colocar un detallamiento claro y exacto de las conexiones en el plano, sea el caso de conexiones de cubierta, de entrepiso o de sección de columna variable además de incluir una especificación técnica para su correcta ejecución en obra.

En caso de tener serias dudas en edificios antiguos, se debe realizar un análisis de su estado para analizar la posibilidad de un reforzamiento.

## REFERENCIAS

- Aguiar, F., Revelo, M., & Tapia, W. (18 de 01 de 2015). *Jornadas de Investigación Científica. Universidad de las Fuerzas Armadas-ESPE*. Obtenido de <http://ia.espe.edu.ec/wp-content/uploads/2013/02/Conexiones-viga-columna.pdf>
- American Concrete Institute ACI 318-08. (2008). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Comentario*. Michigan.
- American Concrete Institute ACI 352RS-02. (2010). *Recomendaciones para el Diseño de Conexiones Viga-Columna en Estructuras Monolíticas de Concreto Reforzado ACI352RS-02*. Michigan.
- CIRSOC 103. (2005). *Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las obras Civiles*. Buenos Aires: INTI.
- Ghobarah, A., & Youssef, M. (2001). Modeling of RC beam-column joints and structural walls. *Journal of Earthquake Engineering*.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (1976). *Guía Popular de Construcción Sismo Resistente*. Quito.
- Instituto Ecuatoriano de Normalización. (2001). *Código Ecuatoriano de la Construcción*. Quito.
- Kim, J., & LaFave, J. (2008). *Joint Shear Behavior Prediction in RC Beam-Column Connections Subjected to Seismic Lateral Loading*. Beijing, China.
- Kreger, M., & Abrams, D. (1978). Measure Hysteresis Relationships for Small-Scale Beam-Column Joints. *University of Illinois at Urbana-Champaign Urbana*.
- Lowes, L., Mitra, N., & Altoontash, A. (2004). A Beam-Column Joint Model for Simulating the Earthquake Response of Reinforced Concrete Frames. *PEER Report*.

- Megget, L., & Fenwick, R. (2003). Seismic Performance of external reinforced concrete beam-column joints. *Bulletin of The New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 35(4), 223-232.
- Mitra, N., & Lowes, L. (2004). *Evaluation and Advancement of a Reinforced Concrete Beam-Column Joint Model*. Washington: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- NEC-15. (2015). *NEC-SE-DS. Peligro sísmico*. Quito: Dirección de comunicación Social, MIDUVI.
- NEC-15. (2015). *NEC-SE-HM. Hormigón Armado*. Quito, Ecuador: Dirección de comunicación Social, MIDUVI.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-11. (2013). *NEC-SE-DS. Cargas sísmicas de diseño sismo resistente*. Quito, Ecuador.
- Park, R., & Ruitong, D. (1988). A Comparison of the Behavior of Reinforced Concrete Beam-Column Joints Designed for Ductility and Limited Ductility. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 111(4): 722-739.
- Parra-Montesinos, G., & Wight, J. (2002). Prediction of strength and shear distortion in R/C beam-column joints. *Behavior and design of concrete structures for seismic performance*.
- Placencia, P. (1987). *Diseño de las Conexiones Viga-Columna de estructuras de hormigón armado situadas en zonas sísmicas*. Quito.
- Teixeira, J. (22 de 12 de 2014). *Universidad Católica Andrés Bello*. Obtenido de Diseño de Nodos Viga-Columna en Pórticos de Concreto Estructural: <http://es.scribd.com/doc/204037528/Diseno-Nodos-Viga-Columna-Porticos-Concreto-Estructural-U-Andres-Bello#scribd>

## BIOGRAFÍA DEL AUTOR

### 1. DATOS PERSONALES

Nombre: Natalia Estefanía Padilla Yépez  
Cédula: 1715858542  
Lugar y fecha de nacimiento: Quito, 4 de Marzo de 1991.  
Estado Civil: Soltera  
Edad: 24 años  
Domicilio: San José del Valle  
Teléfono: 2081732-0992521052  
E-mail: padillaedh2005@hotmail.com

### 2. ESTUDIOS

2008 International High School “George Washington”  
Bachiller General en Ciencias

2009-2013 Universidad de las Fuerzas Armadas  
Egresada de la carrera de Ingeniería Civil

### 3. IDIOMAS

Español  
Inglés

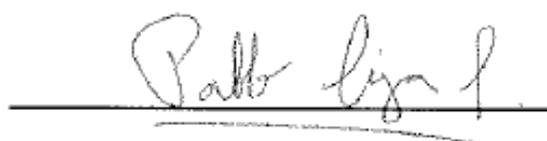
## HOJA DE LEGALIZACION DE FIRMAS

ELABORADO POR

A handwritten signature in cursive script, reading "Natalia Estefanía Padilla Yépez", is written over a horizontal line.

Natalia Estefanía Padilla Yépez

DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

A handwritten signature in cursive script, reading "Pablo Caiza Sánchez", is written over a horizontal line.

Ing. Pablo Caiza Sánchez PhD.

Sangolquí, Septiembre 2015