

**EVALUACIÓN EXPERIMENTAL DE LA RESISTENCIA DE PÓRTICOS DE
HORMIGÓN REFORZADO CON INSUFICIENCIA A CORTANTE**

Trabajo de grado presentado como requisito parcial para optar al título de
Magíster en Ingeniería

Por
OSCAR DARÍO CARMONA VALENCIA

Asesores

ANA BEATRIZ ACEVEDO
Universidad EAFIT

RICARDO LEÓN BONETT
Universidad de Medellín

MEDELLÍN
UNIVERSIDAD EAFIT
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL
Abril de 2012

AGRADECIMIENTOS

Durante año y medio son muchas las personas e instituciones que han participado en esta exitosa investigación y a quienes quiero expresar mi gratitud por el apoyo y la confianza, porque nunca dudaron de mi capacidad y siempre me incentivaron a seguir adelante.

En primer lugar quiero agradecer a la profesora Ana B. Acevedo Jaramillo y al profesor Ricardo L. Bonett Díaz por enseñarme otra faceta del mundo académico: la investigación. Este trabajo ha sido culminado gracias a su constante guía, apoyo y paciencia.

Agradezco a los ingenieros Mauricio González, Germán Zerrate y Francisco Javier Pérez por compartir sus conocimientos y ayudarnos a reconstruir una parte importante de la historia local de la ingeniería civil.

A la profesora Ángela María Hincapié un agradecimiento especial, no sólo por su valiosa asesoría en el diseño de mezclas de hormigón; sino porque es una de las personas que más me motivó en mis primeros pasos en el mundo de la ingeniería.

Me complace agradecer al personal técnico y profesional de los laboratorios de estructuras de la Universidad del Valle y de la Universidad de Medellín por abrir las puertas de su laboratorio para este proyecto, y por la acogida, el apoyo y los importantes aportes que recibí durante todo el tiempo en que se desarrollaron los experimentos. También le agradezco a Henry Castillo Orozco, estudiante inquieto y entusiasta que me ayudó en la fase de instrumentación.

A los ingenieros Carlos Blandón y Francisco Javier Pérez les agradezco por sus valiosos y acertados comentarios que mejoraron significativamente la calidad de este informe.

Debo un especial reconocimiento a las instituciones que han financiado el proyecto de investigación: Colciencias, Universidad Eafit y Universidad de Medellín.

Todo esto no hubiera sido posible sin el amparo incondicional de mi familia.

Este trabajo se ha desarrollado al interior del proyecto de investigación denominado “Análisis y evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras críticas a cortante”.

TABLA DE CONTENIDO

| | |
|--|-----------|
| AGRADECIMIENTOS..... | iii |
| TABLA DE CONTENIDO..... | v |
| LISTADO DE FIGURAS..... | ix |
| LISTADO DE TABLAS..... | xiii |
| LISTA DE SÍMBOLOS..... | xv |
| 1 INTRODUCCIÓN..... | 1 |
| 1.1 ANTECEDENTES..... | 1 |
| 1.2 JUSTIFICACIÓN..... | 2 |
| 1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA..... | 2 |
| 1.4 OBJETIVO GENERAL..... | 3 |
| 1.5 OBJETIVOS ESPECÍFICOS..... | 3 |
| 1.6 MARCO DE REFERENCIA..... | 4 |
| 1.7 ESQUEMA GENERAL DE LA TESIS..... | 4 |
| 2 ESTADO DEL ARTE..... | 5 |
| 2.1 ENSAYOS PREVIOS..... | 5 |
| 2.1.1 Vecchio y Balopoulou [1990]..... | 5 |
| 2.1.2 Vecchio y Emara [1992]..... | 6 |
| 2.1.3 Ozden, Akguzel y Ozturan [2003]..... | 6 |
| 2.1.4 Duong [2006]..... | 7 |
| 2.2 REHABILITACIÓN SÍSMICA EN COLOMBIA..... | 10 |
| 3 CARACTERIZACIÓN DE ESTRUCTURAS CON INSUFICIENCIA A CORTANTE..... | 11 |
| 3.1 MANUALES, CÓDIGOS DE DISEÑO Y REHABILITACIÓN SÍSMICA..... | 11 |
| 3.1.1 ATC-40, Evaluación y rehabilitación sísmica de edificaciones de hormigón (<i>Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings</i>)..... | 12 |
| 3.1.2 ACI 318-63, Código de construcción para hormigón reforzado (<i>Building Code Requirements for Reinforced Concrete</i>)..... | 14 |
| 3.1.3 ACI 318-71, Código de construcción para hormigón reforzado (<i>Building Code Requirements for Reinforced Concrete</i>)..... | 16 |
| 3.1.4 SEAOC 1973, Requisitos para fuerza lateral y comentario (<i>Recommended lateral force requirements and commentary</i>)..... | 20 |
| 3.2 OPINIÓN DE EXPERTOS COLOMBIANOS EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL..... | 22 |
| 3.2.1 Consulta en la oficina del ingeniero Francisco Javier Pérez..... | 22 |
| 3.2.2 Consulta con el ingeniero Mauricio González..... | 24 |
| 3.2.3 Consulta con el ingeniero Germán Zerrate..... | 25 |

| | | |
|-------|---|----|
| 3.3 | DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS ANALIZADAS..... | 26 |
| 4 | ANÁLISIS Y DISEÑO DE PÓRTICOS CON INSUFICIENCIA A CORTANTE | 33 |
| 4.1 | MÉTODO SIMPLIFICADO DE DISEÑO A CORTANTE (CSA, A23.3)..... | 34 |
| 4.1.1 | Ejemplo de aplicación del método simplificado para diseño a cortante (CSA A23.3)..... | 36 |
| 4.2 | LA CAPACIDAD A CORTANTE EN DIFERENTES CÓDIGOS DE DISEÑO..... | 41 |
| 4.3 | ANÁLISIS Y DISEÑO DE PÓRTICOS PARA PRUEBAS EXPERIMENTALES | 42 |
| 4.3.1 | Pórtico <i>P2</i> : Análisis de la columna C1 | 43 |
| 4.3.2 | Pórtico <i>P2</i> : Análisis de la viga..... | 44 |
| 4.3.3 | Pórticos <i>P1</i> y <i>P3</i> | 45 |
| 4.4 | Comparación con otros pórticos..... | 46 |
| 5 | ENSAYOS DE LABORATORIO..... | 49 |
| 5.1 | PÓRTICOS DE ENSAYO..... | 49 |
| 5.1.1 | Propiedades de los materiales | 49 |
| 5.1.2 | Pórtico <i>P1</i> : Insuficiencia a cortante en la viga | 50 |
| 5.1.3 | Pórtico <i>P2</i> : Insuficiencia a cortante en columnas | 53 |
| 5.1.4 | Pórtico <i>P3</i> : Insuficiencia a cortante en la viga | 56 |
| 5.2 | CONSTRUCCIÓN DE ESPECÍMENES DE ENSAYO..... | 60 |
| 5.2.1 | Construcción de la formaleta..... | 60 |
| 5.2.2 | Colocación del acero de refuerzo..... | 61 |
| 5.2.3 | Instalación de bandas extensométricas | 61 |
| 5.2.4 | Vaciado de hormigón..... | 62 |
| 5.3 | MONTAJE PARA EL ENSAYO..... | 63 |
| 5.4 | INSTRUMENTACIÓN | 65 |
| 5.4.1 | Strain Gauges o Bandas Extensométricas | 65 |
| 5.4.2 | Sensores de desplazamiento ó LVDTs | 67 |
| 5.4.3 | Celda de Carga | 67 |
| 5.5 | PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO..... | 67 |
| 6 | RESULTADOS DE LOS ENSAYOS..... | 71 |
| 6.1 | RESULTADOS OBTENIDOS DEL PÓRTICO <i>P1</i> | 71 |
| 6.1.1 | Resultados globales del pórtico <i>P1</i> | 71 |
| 6.1.2 | Resultados locales del pórtico <i>P1</i> | 73 |
| 6.2 | RESULTADOS OBTENIDOS DEL PÓRTICO <i>P2</i> | 79 |
| 6.2.1 | Resultados globales del pórtico <i>P2</i> | 79 |
| 6.2.2 | Resultados locales del pórtico <i>P2</i> | 80 |
| 6.3 | RESULTADOS OBTENIDOS DEL PÓRTICO <i>P3</i> | 88 |

| | | |
|--------|---|-----|
| 6.3.1 | Resultados globales del pórtico $P3$ | 88 |
| 6.3.2 | Resultados locales del pórtico $P3$ | 89 |
| 7 | ANÁLISIS DE RESULTADOS | 97 |
| 7.1 | PÓRTICO $P1$ | 97 |
| 7.2 | PÓRTICO $P2$ | 100 |
| 7.3 | PÓRTICO $P3$ | 104 |
| 7.4 | ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DEL PÓRTICO $P1$ | 107 |
| 7.4.1 | Descripción de la metodología | 108 |
| 7.4.2 | Aplicación al pórtico $P1$ | 109 |
| 8 | CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES | 113 |
| | BIBLIOGRAFÍA | 117 |
| | APÉNDICES | 121 |
| A. | APÉNDICE A – FORMATO PARA RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN DE CAMPO | 121 |
| B. | APÉNDICE B - PROCEDIMIENTO Y CASOS DE ANÁLISIS | 123 |
| B.1. | RELACIÓN MOMENTO-CORTANTE | 124 |
| B.2. | ANÁLISIS CON VARIACIÓN DE PARÁMETROS | 126 |
| B.2.1. | Capacidad a cortante <i>vs.</i> relación M/V | 126 |
| B.2.2. | Relación M_r/V_r <i>vs.</i> tipo de falla | 127 |
| B.2.3. | Efecto de fuerza axial de compresión | 129 |
| B.2.4. | Umbrales para el tipo de falla | 130 |
| B.2.5. | Relación de falla diferentes valores de γ | 132 |
| B.2.6. | Comparación con Duong [2006] | 132 |
| B.2.7. | Comparación con el ensayo de Vecchio y Emara [1992] | 134 |
| B.2.8. | Comparación con el ensayo de Vecchio y Balopoulou [1990] | 135 |
| B.3. | ANÁLISIS Y DISEÑO DE PÓRTICOS DE ENSAYO | 137 |
| B.3.1. | Análisis y diseño del pórtico $P2$ | 137 |
| B.3.2. | Análisis y diseño del pórticos $P1$ y $P3$ | 142 |
| C. | APÉNDICE C – RESULTADOS DE LOS ENSAYOS | 147 |
| C.1. | ESQUEMAS DE FISURAS EN LAS DIFERENTES FASES DE CARGA DEL PÓRTICO $P1$ | 147 |
| C.2. | ESQUEMAS DE FISURAS PARA LOS DIFERENTES ESTADOS DE CARGA DEL PÓRTICO $P2$ | 149 |
| C.3. | ESQUEMAS DE FISURAS PARA LOS DIFERENTES ESTADOS DE CARGA DEL PÓRTICO $P3$ | 152 |

LISTADO DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 2.1. Carga lateral vs. desplazamiento del segundo nivel..... | 7 |
| Figura 2.2. Descripción de geometría de pórticos..... | 8 |
| Figura 3.1. Configuración típica de refuerzo antes de 1970 (adaptado del ATC-40, 1996) | 13 |
| Figura 3.2. Detallado del refuerzo de acuerdo al ACI 318-63..... | 15 |
| Figura 3.3. Detallado no sísmico del refuerzo de acuerdo al ACI 318-71..... | 18 |
| Figura 3.4. Detallado especial del refuerzo para diseño sísmico (ACI 318-71) | 20 |
| Figura 3.5. Espectro de pseudo-aceleración – Adaptado de L. Zeevaert (1969)..... | 23 |
| Figura 4.1. Deformaciones para una sección de viga. a) diagrama de cuerpo libre y deformaciones (adaptado de Bentz y Collins, 2006), b) sección de viga..... | 35 |
| Figura 4.2. Geometría y secciones de viga y columna pórtico <i>P2</i> | 36 |
| Figura 4.3. Diagramas de fuerza interna en el pórtico <i>P2</i> : a) fuerza axial, b) fuerza cortante, c) momento flector | 37 |
| Figura 4.4. Diagrama de fuerzas en columna C1 del pórtico <i>P2</i> | 38 |
| Figura 4.5. Pórtico <i>P2</i> : Esquema para análisis y fuerzas internas en viga y columnas | 43 |
| Figura 4.6. Umbral de falla de la columna C1 (Pórtico <i>P2</i>) | 45 |
| Figura 4.7. Umbral de falla en viga de pórticos <i>P1</i> y <i>P3</i> | 45 |
| Figura 4.8. Umbral de falla de pórticos ensayados por Vecchio y Balopoulou [1990] y Vecchio y Emara [1992] | 47 |
| Figura 4.9. Umbral de falla del pórtico ensayado por Duong [2006]..... | 47 |
| Figura 5.1. Configuración geométrica del pórtico <i>P1</i> | 50 |
| Figura 5.2. Fuerzas internas del pórtico <i>P1</i> | 51 |
| Figura 5.3. Detallado del refuerzo del pórtico <i>P1</i> | 52 |
| Figura 5.4. Secciones del Pórtico <i>P1</i> | 52 |
| Figura 5.5. Configuración geométrica del pórtico <i>P2</i> | 53 |
| Figura 5.6. Fuerzas internas del pórtico <i>P2</i> | 54 |
| Figura 5.7. Detallado del refuerzo del pórtico <i>P2</i> | 55 |
| Figura 5.8. Secciones del pórtico <i>P2</i> | 55 |
| Figura 5.9. Configuración geométrica del pórtico <i>P3</i> | 57 |
| Figura 5.10. Fuerzas internas del pórtico <i>P3</i> | 57 |
| Figura 5.11. Detallado del refuerzo del pórtico <i>P3</i> | 58 |
| Figura 5.12. Secciones del pórtico <i>P3</i> | 58 |
| Figura 5.13. Formaleta parcialmente ensamblada | 60 |
| Figura 5.14. Ensamble del refuerzo. Arriba: todos los elementos. Abajo: viga de fundación | 61 |
| Figura 5.15. Proceso de instalación de strain gauges | 62 |
| Figura 5.16. Vaciado y vibrado del hormigón..... | 62 |
| Figura 5.17. Montaje: marco de reacción y anclaje del espécimen de ensayo..... | 63 |
| Figura 5.18. Vista superior del marco de reacción y pórtico anclado en su base..... | 64 |
| Figura 5.19. Detalle de gato hidráulico, apoyado en marco fijo (azul oscuro) y empuja marco móvil (gris claro)..... | 64 |
| Figura 5.20. Localización de strain gauges en el pórtico <i>P1</i> | 65 |
| Figura 5.21. Localización de strain gauges en pórtico <i>P2</i> | 66 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5.22. Localización de strain gauges en pórtico <i>P3</i> | 66 |
| Figura 5.23. LVDTs en el pórtico <i>P1</i> | 68 |
| Figura 5.24. LVDTs en el pórtico <i>P2</i> | 68 |
| Figura 5.25. LVDTs en el pórtico <i>P3</i> | 69 |
| Figura 6.1. Carga aplicada <i>vs.</i> Desplazamiento horizontal superior..... | 72 |
| Figura 6.2. Desplazamiento de LVDTs en la base del pórtico | 72 |
| Figura 6.3. Carga <i>vs.</i> Desplazamiento horizontal superior (corregido) | 72 |
| Figura 6.4. Registros experimentales en la base de la columna oeste y análisis de curvatura..... | 74 |
| Figura 6.5. Registros experimentales viga extremo este y análisis de curvatura | 75 |
| Figura 6.6. Registros experimentales viga extremo este (Deformación por cortante) | 76 |
| Figura 6.7. Registros experimentales viga extremo oeste y análisis de curvatura..... | 77 |
| Figura 6.8. Registros experimentales viga extremo oeste (deformación por cortante) | 78 |
| Figura 6.9. Carga aplicada <i>vs.</i> desplazamiento lateral superior – sin corrección por desplazamiento y rotación en la base | 80 |
| Figura 6.10. Registros experimentales base columna este y análisis de curvatura..... | 81 |
| Figura 6.11. Registros experimentales base columna este (deformación por cortante) | 82 |
| Figura 6.12. Registros experimentales extremo superior columna este | 83 |
| Figura 6.13. Registros experimentales base columna oeste y análisis de curvatura | 85 |
| Figura 6.14. Registros experimentales base columna oeste (deformación por cortante)..... | 86 |
| Figura 6.15. Registros experimentales extremo superior columna oeste..... | 87 |
| Figura 6.16. Desplazamiento horizontal del LVDT en la parte superior del pórtico..... | 88 |
| Figura 6.17. Desplazamiento de LVDTs en la base del pórtico | 89 |
| Figura 6.18. Carga aplicada <i>vs.</i> desplazamiento horizontal superior (corregido) | 89 |
| Figura 6.19. Registro experimental base columna oeste y análisis de curvatura..... | 90 |
| Figura 6.20. Registros experimentales viga extremo este y análisis de curvatura | 92 |
| Figura 6.21. Registros experimentales viga extremo este (deformación por cortante)..... | 93 |
| Figura 6.22. Registros experimentales viga extremo oeste (para análisis de curvatura) | 94 |
| Figura 6.23. Registros experimentales viga extremo oeste (deformación por cortante) | 95 |
| Figura 7.1. Estado final del pórtico <i>P1</i> | 98 |
| Figura 7.2. Curva de capacidad del pórtico <i>P1</i> | 99 |
| Figura 7.3. Estado final del pórtico <i>P2</i> | 102 |
| Figura 7.4. Curva de capacidad del pórtico <i>P2</i> | 102 |
| Figura 7.5. Estado final del pórtico <i>P3</i> | 105 |
| Figura 7.6. Curva de capacidad del pórtico <i>P3</i> | 106 |
| Figura 7.7. Modelo general para análisis en SAP2000 | 109 |
| Figura 7.8. Modelo del pórtico <i>P1</i> para análisis estático no lineal en SAP2000..... | 110 |
| Figura 7.9. Capacidad a flexión y cortante sin considerar carga axial (viga) | 110 |
| Figura 7.10. Capacidad a flexión y cortante de viga en la segunda iteración de análisis estático no lineal | 111 |
| Figura 7.11. Capacidad de pórtico <i>P1</i> | 111 |
| Figura B.1. Diagramas de momento y cortante en pórtico con carga lateral y viga con carga puntual..... | 123 |
| Figura B.2. Sección de viga para análisis (dimensiones en mm) | 124 |
| Figura B.3. Diagrama de fuerzas en elemento tipo viga..... | 125 |

| | |
|---|-----|
| Figura B.4. Capacidad a cortante, V_r , con $\rho = 1.5\%$ y diferentes valores $A_v f_y / b_w s$. Relación de momentos $\gamma = 0.4$ | 127 |
| Figura B.5. Relación de falla: cuantía longitudinal $\rho = 0.5\%$, $\gamma = 0.4$ | 128 |
| Figura B.6. Relación de falla: cuantía longitudinal $\rho = 1.0\%$, $\gamma = 0.4$ | 128 |
| Figura B.7. Relación de falla: cuantía longitudinal $\rho = 1.5\%$, $\gamma = 0.4$ | 128 |
| Figura B.8. Relación de falla: cuantía longitudinal $\rho = 2.0\%$, carga lateral, $\gamma = 0.4$ | 129 |
| Figura B.9. Relación de falla: cuantía longitudinal $\rho = 2.5\%$, $\gamma = 0.4$ | 129 |
| Figura B.10. Relación de falla para diferentes niveles de compresión N | 130 |
| Figura B.11. Umbral y zonas de falla: $A_v f_y / b_w s = 0.5$ MPa, $\gamma = 0.4$ | 131 |
| Figura B.12. Umbrales de falla para diferentes valores de $A_v f_y / b_w s$, $\gamma = 0.4$ | 131 |
| Figura B.13. Relación de falla para diferentes valores de γ - carga lateral $A_v f_y / b_w s = 0.5$, $\rho = 1.5$ | 132 |
| Figura B.14. Modo de falla para diferentes cuantías de refuerzo longitudinal. $A_v f_y / b_w s = 0.8$ | 133 |
| Figura B.15. Modo de falla para la sección con $A_v f_y / b_w s = 0.8$ | 134 |
| Figura B.16. Modo de falla para diferentes cuantías de refuerzo. $A_v f_y / b_w s = 1.9$ | 135 |
| Figura B.17. Modo de falla: umbral de falla con $A_v f_y / b_w s = 1.9$ | 135 |
| Figura B.18. Modo de falla para diferentes cuantías de refuerzo. $A_v f_y / b_w s = 1.9$ | 136 |
| Figura B.19. Umbral de falla para $A_v f_y / b_w s = 1.9$ y ensayo de Vecchio y Balopoulou..... | 136 |
| Figura B.20. Pórtico de hormigón reforzado con insuficiencia a cortante en columnas | 137 |
| Figura B.21. Fuerzas internas en la columna C1 | 138 |
| Figura B.22. Variación de γ vs. Longitud de columnas del pórtico P2..... | 138 |
| Figura B.23. Relación de falla con $\rho = 0.5\%$ en columna..... | 139 |
| Figura B.24. Relación de falla con $\rho = 1.0\%$ en columna..... | 139 |
| Figura B.25. Relación de falla con $\rho = 1.5\%$ en columna..... | 140 |
| Figura B.26. Relación de falla con $\rho = 2\%$ en columna..... | 140 |
| Figura B.27. Relación de falla con $\rho = 2.5\%$ en columna..... | 140 |
| Figura B.28. Umbrales de falla para diferentes valores de $A_v f_y / b_w s$ | 141 |
| Figura B.29. Umbral y modo de falla para la columna C1 del pórtico P2..... | 141 |
| Figura B.30. Relación de falla con cuantía de $\rho = 0.5\%$ | 142 |
| Figura B.31. Relación de falla con cuantía de $\rho = 1.0\%$ | 143 |
| Figura B.32. Relación de falla con cuantía de $\rho = 1.5\%$ | 143 |
| Figura B.33. Relación de falla con cuantía de $\rho = 2.0\%$ | 143 |
| Figura B.34. Relación de falla con cuantía de $\rho = 2.5\%$ | 144 |
| Figura B.35. Umbrales de falla para diferentes valores de $A_v f_y / b_w s$ | 144 |
| Figura B.36. Umbral y modos de falla para la viga de los pórticos P1 y P3..... | 145 |

LISTADO DE TABLAS

| | |
|--|-----|
| Tabla 2.1. Pórticos de hormigón reforzado ensayados con aplicación de carga monotónica o cíclica | 9 |
| Tabla 3.1. Alturas mínimas de vigas y losas (ACI 318-63)..... | 16 |
| Tabla 3.2. Empalmes por traslapo en tracción (ACI 318-71)..... | 17 |
| Tabla 3.3. Alturas mínimas de vigas y losas (ACI 318-71)..... | 18 |
| Tabla 3.4. Caracterización de edificaciones con deficiencias estructurales | 28 |
| Tabla 4.1. Cálculo de la resistencia a cortante considerando fuerza axial $N = 62.93$ kN..... | 39 |
| Tabla 4.2. Ecuaciones para el cálculo de la capacidad a cortante | 41 |
| Tabla 4.3. Características de pórticos fallados experimentalmente | 46 |
| Tabla 5.1. Resistencia del hormigón..... | 50 |
| Tabla 5.2. Resistencia del acero de refuerzo..... | 50 |
| Tabla 5.3. Estado de fuerzas internas en viga y columnas (cálculos simplificados)..... | 51 |
| Tabla 5.4. Cálculos simplificados vs. Response-2000 – Pórtico $P1$ | 53 |
| Tabla 5.5. Estado de fuerzas internas en viga y columnas (cálculos simplificados)..... | 54 |
| Tabla 5.6. Cálculos simplificados vs. Response-2000 – Pórtico $P2$ | 56 |
| Tabla 5.7. Estado de fuerzas internas en viga y columnas (cálculos simplificados)..... | 57 |
| Tabla 5.8. Cálculos simplificados vs. Response-2000 – Pórtico $P3$ | 59 |
| Tabla 7.1. Estados de daño observados en el pórtico $P1$ | 100 |
| Tabla 7.2. Estados de daño observados en el pórtico $P2$ | 103 |
| Tabla 7.3. Estados de daño observados en el pórtico $P3$ | 106 |
| Tabla B.1. Parámetros μ y κ – carga lateral con $\gamma = 0.4$ | 132 |

LISTA DE SÍMBOLOS

| | |
|----------|--|
| a | = altura equivalente del bloque de compresión de hormigón, igual a $\beta_1 c$ |
| a_g | = tamaño máximo del agregado grueso usado en la elaboración del hormigón |
| A_s | = área total de refuerzo longitudinal en la zona de tracción |
| A_s' | = área total de refuerzo longitudinal en la zona de compresión |
| A_{st} | = área total de refuerzo longitudinal |
| A_v | = área total de refuerzo transversal en una sección |
| b_c | = ancho (base) de la sección rectangular de una columna de pórtico |
| b_v | = ancho (base) de la sección rectangular de una viga de pórtico |
| b_w | = ancho (base) de una sección rectangular |
| c | = profundidad del eje neutro en el cálculo de la capacidad a flexión |
| C | = indica un modo de falla predominante por cortante (en numeral 2.1) = fuerza resultante de compresión (en numeral 4.1) |
| d | = distancia desde la fibra extrema en compresión del hormigón hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción |
| d' | = distancia desde la fibra extrema en compresión del hormigón hasta el centroide del refuerzo longitudinal en compresión |
| d_v | = altura efectiva de la sección para el cálculo de la capacidad a cortante, tomada como el mayor valor de $0.90d$ ó $0.72b$ |
| E_s | = módulo de elasticidad del acero de refuerzo |
| E_c | = módulo de elasticidad del hormigón |
| F | = indica un modo de falla predominante por flexión (en numeral 2.1) = carga lateral monotónica aplicada con control de desplazamiento (capítulos 1 y 0) |
| $F-C$ | = Indica un modo de falla combinado de flexión y compresión |
| f_c' | = resistencia nominal a compresión del hormigón |
| f_s' | = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo en compresión |
| f_y | = esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal o transversal |
| f_u | = esfuerzo último del acero de refuerzo longitudinal |
| f_1 | = esfuerzos promedio de tensión diagonal en las fisuras |
| f_2 | = esfuerzos promedio de compresión diagonal en las fisuras |
| h | = altura total de la sección de un elemento |
| h_c | = altura total de la sección de una columna de pórtico |
| h_v | = altura total de la sección de una viga de pórtico |
| h_{vf} | = altura total de la sección de una viga de fundación |
| H | = altura libre de entrepiso en los pórticos |
| L | = longitud total de un elemento, medida al centro de los apoyos |
| L_l | = longitud libre de un elemento, medida entre las caras de los apoyos |
| L_b | = ancho de apoyo, usado en el análisis de capacidad a cortante |
| L_d | = longitud de desarrollo de una barra de refuerzo |

| | |
|---------------|--|
| L_0 | = longitud de cortante, medida desde la cara del apoyo hasta el punto donde el cortante se hace cero |
| M | = momento flector aplicado |
| M_r | = resistencia nominal a flexión |
| M_p | = momento flector asociado a la fuerza cortante última en una sección crítica a cortante |
| N | = fuerza axial interna resultante, positiva en tracción |
| P | = Carga axial aplicada a un elemento |
| P_u | = Capacidad de carga axial de compresión de un elemento, sin considerar esfuerzos de flexión |
| s_x | = espaciamiento entre fisuras |
| s_x^e | = parámetro equivalente a s_x que tiene en cuenta la influencia del tamaño del agregado |
| T | = fuerza resultante de tensión |
| v | = esfuerzo cortante aplicado |
| V_c | = resistencia a cortante que aporta el hormigón |
| V_s | = resistencia a cortante que aporta el acero transversal |
| V_r | = resistencia nominal a cortante calculada de acuerdo con la <i>MCFT</i> |
| β | = factor usado en la <i>MCFT</i> y que representa la resistencia del hormigón fisurado como nuevo material |
| β_l | = valor experimental que influye en la resistencia a flexión |
| γ | = relación entre los momentos extremos de un elemento, definida como M_b/M_a |
| γ_{xy} | = deformación por cortante o distorsión angular |
| δ | = coeficiente para definir la ecuación del umbral de falla por flexión y cortante |
| ϵ_c | = deformación unitaria del hormigón, se asume igual a 0.003 |
| ϵ_s | = deformación unitaria del acero de refuerzo longitudinal en tracción |
| ϵ_s' | = deformación unitaria del acero de refuerzo longitudinal en compresión |
| ϵ_x | = deformación unitaria longitudinal medida en la mitad de la altura de la sección ($b/2$) |
| η | = coeficiente para definir la ecuación del umbral de falla por flexión y cortante |
| θ | = ángulo de inclinación de los esfuerzos de compresión con respecto al eje longitudinal del elemento |
| κ | = coeficiente para definir la ecuación del umbral de falla por flexión y cortante |
| λ | = factor de reducción de resistencia que se aplica al hormigón de baja densidad |
| μ | = coeficiente para definir la ecuación del umbral de falla por flexión y cortante |
| ϕ_c | = factor de reducción de la resistencia del hormigón |
| ϕ_s | = factor de reducción de la resistencia del acero de refuerzo |
| φ | = curvatura de una sección luego de experimentar deformación por flexión |
| ρ | = cuantía de refuerzo longitudinal en tracción, calculada como $A_s/(b_w d)$ |
| ρ' | = cuantía de refuerzo longitudinal en la zona de compresión, calculada como $A_s'/(b_w d)$ |

ρ_c = cuánta de refuerzo longitudinal en columnas, calculada como $A_{sl} / (b_w b)$
 ρ_x = cuánta de refuerzo transversal a cortante, calculada como $A_v / (b_w s)$

1 INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

En Colombia, muchas de las estructuras existentes fueron construidas antes de que entrara en vigencia el primer Código Colombiano de Diseño y Construcción en el año 1984 (Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes CCCSR-84). Por lo tanto, gran cantidad de esas estructuras, tanto de uso particular como indispensables y de atención a la comunidad, no cumplen con los requisitos de detallamiento del acero de refuerzo de acuerdo a los estándares actuales para el diseño sísmico, lo cual las hace vulnerables ante un evento sísmico. Las normas actuales especifican requisitos mínimos, entre ellos de detallamiento, que permiten que una estructura construida bajo estas especificaciones no presente falla frágil a cortante durante un evento sísmico, sino la deseada falla dúctil a flexión. Las edificaciones que poseen las características de pobre detallamiento sísmico son altamente vulnerables y pueden presentar insuficiencia en la capacidad a cortante, insuficiencia que es causada por las cuantías de refuerzo utilizadas, la no adecuada disposición y distribución del refuerzo de confinamiento y en menor grado las propiedades del acero.

La ocurrencia de importantes terremotos en el mundo durante las décadas de 80' y 90', hicieron que la ingeniería sísmica se desarrollara notablemente a nivel mundial. Paralelamente, Colombia logró un avance importante en el conocimiento sísmico de su territorio, debido a nuevos estudios y a la puesta en marcha de la Red Sismológica Nacional en el año 1993. Con todo este conocimiento y considerando la ocurrencia de sismos como el de Murindó en 1992, Páez en 1994, Tauramena y Calima en 1995, entre otros, se dió la necesidad de actualizar y complementar las normas de diseño sísmico. Así, mediante la ley 400 de 1997 se actualizó la normatividad con la expedición de las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-98), en la cual se estableció la necesidad de hacer estudios de vulnerabilidad sísmica y posible refuerzo a las estructuras construidas antes de la entrada en vigencia de la misma, con el propósito de aumentar su capacidad para resistir eventos sísmicos pequeños sin daño, eventos moderados sin daño estructural pero con algún daño en elementos no estructurales, y un evento fuerte sin colapso. Desde entonces se ha “renovado” dicha ley, ampliando las vigencias para la realización de los estudios de vulnerabilidad sísmica y reforzamiento, pero cuyo objeto no se ha logrado cumplir en la actualidad. Nuevamente, mediante la ley 1229 de 2008 que adiciona y modifica la ley 400 de 1997 y que quedó consignada en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente 2010 (NSR-10), se retoman los plazos de 3 años para evaluar la vulnerabilidad de edificaciones indispensables y 6 años para su reforzamiento.

Cada que ocurren eventos sísmicos importantes se ponen a prueba las diferentes estructuras, permitiendo a los ingenieros observar su comportamiento y mejorar sus conocimientos en cuanto a cómo debe ser un diseño sismo resistente, especialmente en lo referente al detallado de estructuras de hormigón reforzado. Estos eventos han puesto en evidencia problemas en

cuanto al comportamiento a cortante. La preocupación por este tipo de fallas frágiles ha llevado a investigaciones como la desarrollada por Güner [2008] sobre los ensayos realizados en la universidad de Toronto por Duong [2006] a un pórtico de hormigón reforzado con insuficiencia a cortante. Se ha demostrado que no son eficientes las metodologías para la evaluación de la resistencia a cortante que se están usando en la actualidad y que están contenidas en las normas de diseño, obteniendo valores poco conservadores de carga última; entre otras razones, porque no se considera integrado el efecto momento–cortante en la estructura. Se conocen bien los efectos de flexión en los elementos, no tanto los de cortante, y menos la reducción en la capacidad a cortante cuando se consideran ambos efectos actuando simultáneamente en el mismo elemento.

1.2 JUSTIFICACIÓN

En Colombia y en general a nivel mundial, no existe en la actualidad una metodología que permita la correcta evaluación de la capacidad de estructuras con insuficiencia a cortante. La ausencia de metodología radica principalmente en que los estudios que se han desarrollado para poder comprender el comportamiento de estructuras con insuficiencia a cortante son muy recientes y no se han implementado en los códigos de diseño.

Los métodos usados en los códigos de diseño predicen de manera confiable el comportamiento a flexión de las estructuras en general, pero los modelos analíticos no representan adecuadamente las estructuras con insuficiencia a cortante. Por lo tanto, se obtienen resultados de capacidad última poco precisos, generando incertidumbre y llevando posiblemente a la toma de decisiones no acertadas al momento de reforzar una estructura de este tipo.

Es un hecho que el fenómeno de cortante no se conoce tan bien como el de flexión, por lo que se requiere aproximarse más a los efectos reales del fenómeno; por lo tanto, resulta interesante y necesario encontrar métodos de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras con insuficiencia a cortante que proporcionen valores de capacidad última más certeros. En la actualidad existe un escaso registro del comportamiento real de este tipo de estructuras obtenido de forma experimental, hecho que es indispensable para el ajuste de todas las teorías y métodos que se desarrollan en la actualidad y las que se presenten a futuro.

1.3 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Este proyecto busca comprender el comportamiento real de las estructuras con insuficiencia a cortante, mediante la construcción y ensayo de pórticos que representen las propiedades físicas y mecánicas (cuantía de refuerzo, disposición y distribución del refuerzo de confinamiento y tipo de materiales) de estructuras típicas colombianas construidas antes de entrar en vigencia

las primeras normas de diseño sismo-resistente, es decir, antes de 1984. El análisis de los resultados experimentales puede contribuir a la creación de métodos más refinados para la evaluación de vulnerabilidad sísmica de estructuras con insuficiencia a cortante.

Los ensayos realizados en esta investigación son un aporte importante a la base de datos de ensayos realizados con el mismo objeto en diferentes partes del mundo, y un aporte local que permitirá facilitar y ajustar nuevas metodologías de evaluación de vulnerabilidad sísmica, que se puedan aplicar y que permitan el correcto reforzamiento de estructuras existentes de modo que cumplan con los niveles de exigencia de los nuevos códigos en pro del bienestar de las personas.

1.4 OBJETIVO GENERAL

Definir de forma experimental patrones típicos de comportamiento, mecanismos de falla y capacidad última de estructuras de hormigón reforzado con insuficiencia a cortante; aportando así información adicional a la base de datos de ensayos realizados con el mismo objeto en diferentes partes del mundo, además de dar un referente local para facilitar y ajustar nuevas metodologías de evaluación.

1.5 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Definir las características típicas de la conformación estructural de edificaciones existentes que fueron construidas antes de que entrara en vigencia el primer código colombiano de diseño y construcción y que aún prestan un servicio importante, mediante la recopilación de información existente en curadurías urbanas y con ingenieros diseñadores de la época.
- Reproducir dichas características en pórticos modelo para ensayo en laboratorio con el fin de evaluar su comportamiento ante la imposición de una carga lateral monotónica, inclusive en el rango inelástico de deformación.
- Definir patrones de comportamiento predominantes o modos de falla típicos de los pórticos modelo y condiciones en las que se presenta falla en las secciones críticas del elemento (implícito está la localización y definición de estas secciones).
- Definir valores experimentales de carga y deformación última (capacidad por cortante) y compararlos con diferentes métodos existentes.

1.6 MARCO DE REFERENCIA

Las condiciones ideales de falla de una estructura en pórticos de hormigón es que se presente falla dúctil por flexión, pues una falla por cortante generalmente está asociada a una falla súbita y no es deseable.

Existen pocos datos experimentales que den cuenta del comportamiento de estructuras que son deficientes a cortante; en lo posible se tomará información de los ensayos más representativos que se hayan realizado, para comparar con el producto de este proyecto. Adicionalmente, los métodos que se han desarrollado se han basado en los pocos datos experimentales disponibles y que no representan de la mejor manera el fenómeno que se quiere evaluar, por lo tanto son métodos no muy precisos y pueden, eventualmente, ser poco conservadores.

Lo anterior lleva a concluir que se desconoce el fenómeno de cortante y hace falta tener más datos experimentales de referencia, al mismo tiempo que es necesario mejorar y desarrollar nuevos métodos basados en datos experimentales que sean confiables.

1.7 ESQUEMA GENERAL DE LA TESIS

Esta tesis hace énfasis en la presentación de los ensayos de laboratorio realizados a pórticos planos de hormigón reforzado, en términos de los resultados obtenidos, el análisis y la comparación con los resultados obtenidos a partir de diferentes metodologías analíticas. Para contextualizar la tesis, en el capítulo dos se presentan los experimentos más significativos (para este proyecto) que se han encontrado en la literatura. En el capítulo tres se hace una descripción típica de la configuración de las estructuras construidas en Colombia en la época anterior a la primera norma de diseño, a través de la descripción de códigos de otros países, del testimonio de ingenieros colombianos y descripción física de algunas edificaciones. Luego, en el capítulo cuatro, se presenta un análisis general para el mejor entendimiento del mecanismo de falla de elementos de hormigón reforzado. Los capítulos cinco, seis y siete están dedicados a mostrar en detalle la fase experimental, los resultados obtenidos, y el análisis y comparación con modelos analíticos desarrollados mediante diferentes herramientas y metodologías, respectivamente. En la parte final, se incluyen unos apéndices que contienen análisis y planos detallados de los especímenes ensayados, diagramas de agrietamiento, resumen de datos experimentales y fotografías de los ensayos.

2 ESTADO DEL ARTE

El entendimiento del comportamiento a cortante de elementos de hormigón reforzado ha tenido una evolución reciente, que parte de ensayos en los que predominaba el comportamiento por flexión pero que fueron cruciales en su momento para entender que existen efectos de cortante y su magnitud es importante dentro del comportamiento global de la estructura, afectando no sólo su resistencia última sino también su ductilidad. Se puede decir del comportamiento a cortante que ha sido un aprendizaje gradual en el que la Universidad de Toronto ha hecho un aporte muy importante mediante el desarrollo de múltiples investigaciones, las cuales son bastante recientes, por lo que no se han dado a conocer ampliamente y no se han adoptado como práctica cotidiana en el diseño y la evaluación de la vulnerabilidad de estructuras de hormigón reforzado.

2.1 ENSAYOS PREVIOS

La Universidad de Toronto (Canadá) ha sido un referente importante en la evolución del conocimiento del comportamiento a cortante de estructuras de hormigón reforzado. Allí se han hecho múltiples ensayos con el objeto de estudiar este tema, en orden cronológico: Vecchio y Balopoulou [1990], y Vecchio y Emara [1992] y el más reciente el realizado por Duong [2006] y analizado por Güner [2008]. A pesar que todos estos ensayos se diseñaron con la intención de obtener una falla por cortante, sólo en el pórtico ensayado por Duong [2006] se presentó falla por cortante; en los demás se presentaron fallas por flexión.

Se han hecho ensayos más generales en otras instituciones para el estudio del comportamiento de pórticos de hormigón reforzado, como el ensayo de Ozden *et al.* [2003]. En éste se trató de representar múltiples deficiencias, lo que causó la falla temprana del espécimen. En Colombia, el autor de este trabajo desconoce la realización de ensayos para el estudio del comportamiento a cortante.

A continuación se da un breve recuento de los ensayos de pórticos de hormigón reforzado que han sido más representativos y describen la evolución del análisis del comportamiento a cortante de elementos de hormigón. La geometría de los pórticos se presenta más adelante junto con la Tabla 2.1 donde se resumen las características más importantes de los pórticos considerados.

2.1.1 Vecchio y Balopoulou [1990]

Con el objeto de investigar el comportamiento no lineal de pórticos de hormigón reforzado, Vecchio y Balopoulou [1990] ensayaron un pórtico de una luz y dos niveles, aplicando una carga vertical monotónica en el centro de la luz de la viga intermedia. Este pórtico no se

sometió a ninguna carga adicional. La carga de compresión en las columnas se incrementó como resultado de la aplicación de la carga monotónica en la viga, hasta alcanzar una compresión máxima de aproximadamente 26 toneladas, equivalente al 12% de la capacidad de la columna. Se presentó falla por flexión en la viga intermedia; el refuerzo inferior de la viga en el centro de la luz llegó al límite de fluencia, siguiendo el refuerzo superior en los extremos y posterior aplastamiento del hormigón en la sección central de la viga.

2.1.2 Vecchio y Emara [1992]

Vecchio y Emara [1992] presentaron un procedimiento analítico para considerar los efectos del cortante en la deformación de pórticos de hormigón reforzado; procedimiento que se verificó mediante el ensayo de un pórtico de una luz y dos niveles sometido a carga monotónica lateral y carga vertical constante sobre las columnas. El pórtico conservó la geometría de Vecchio y Balopoulou [1990], y se modificó la distribución de refuerzo: en las vigas se puso la misma cuantía de refuerzo longitudinal en compresión y en tracción, los demás detalles constructivos se mantuvieron. Se aplicó carga vertical constante en las columnas, correspondiente al 32.5% de su capacidad, y una carga lateral monotónica aplicada en la viga superior. Este pórtico presentó plastificación por flexión en las vigas y base de las columnas, no obstante se pudo apreciar que la deformación por cortante fue de una magnitud importante especialmente en las últimas etapas de carga.

2.1.3 Ozden, Akguzel y Ozturan [2003]

Ozden *et al.* [2003] estudiaron el comportamiento de pórticos de hormigón reforzado con fibras de carbono. Se hace referencia a dos de los cuatro pórticos ensayados, denominados *Pilot* y *U1*. Estos pórticos tenían múltiples deficiencias tales como uso de refuerzo liso con longitudes de traslape insuficientes en columnas, refuerzo insuficiente para cortante, columnas y vigas sin zonas de confinamiento, longitud de anclaje insuficiente del refuerzo longitudinal inferior de las vigas, ausencia de estribos en la conexión viga columna y diseño que presenta mecanismo columna débil–viga fuerte. Los pórticos fueron sometidos a varios tipos de carga: una carga vertical constante en cada columna equivalente a aproximadamente el 10% de su capacidad, y carga lateral cíclica en la viga superior. Las diferencias entre ellos fue la resistencia del hormigón, longitudes del traslape del refuerzo, la forma de anclaje del refuerzo de la viga en el nudo y el régimen de carga aplicada. Inicialmente se presentaron fallas por flexión en la viga intermedia del pórtico *Pilot*, y en la base de las columnas del pórtico *U1*, siendo ésta la falla predominante en todos los elementos. Sin embargo, y en las últimas etapas de carga, se presentaron fallas por deslizamiento del refuerzo longitudinal en las zonas de traslape, siendo los traslapes determinantes de la capacidad última de carga y el modo de falla en ambos especímenes.

2.1.4 Duong [2006]

Una contribución importante al estudio experimental del comportamiento a cortante de pórticos de hormigón reforzado es el trabajo desarrollado por Duong [2006]. Se ensayó un pórtico de hormigón reforzado, de una luz y dos niveles, con refuerzo corrugado. El ensayo se hizo en dos fases; en la fase A se aplicó un solo ciclo de carga lateral de forma que se lograra un daño importante por cortante, posteriormente y luego de un reforzamiento de las vigas con fibras de carbono, se inició la fase B con un régimen de carga cíclico y reversible e incrementando el desplazamiento en múltiplos del desplazamiento de fluencia, Δy . Durante las dos fases del ensayo se mantuvo una carga vertical constante sobre las columnas, equivalente al 17.8% de su capacidad. Para este trabajo es de sumo interés la fase A del ensayo.

Del análisis previo al ensayo se detectó que las bases de las columnas estarían sometidas a una flexión alta, por lo que se puso una capa de refuerzo extra en esta zona para evitar la falla temprana de las columnas y así poder concentrar la falla en las vigas, en donde se obtuvo una falla combinada de flexión y cortante.

En la fase A del ensayo se aplicó una carga lateral monotónica en la viga superior. Los eventos más importantes que influyeron en la pérdida de rigidez de la estructura fueron fisuramiento por cortante y cedencia del refuerzo longitudinal y transversal en la viga del primer piso cuando se alcanzó una carga lateral de 320 kN. De 320 kN a 327 kN la rigidez de la estructura disminuyó hasta valores cercanos a cero, lo que indicó que la viga tuvo un daño importante debido al cortante (ver Figura 2.1). No obstante, no se comprometió la integridad general de la estructura y no se llevó al colapso para poder dar paso a la etapa B de las pruebas.

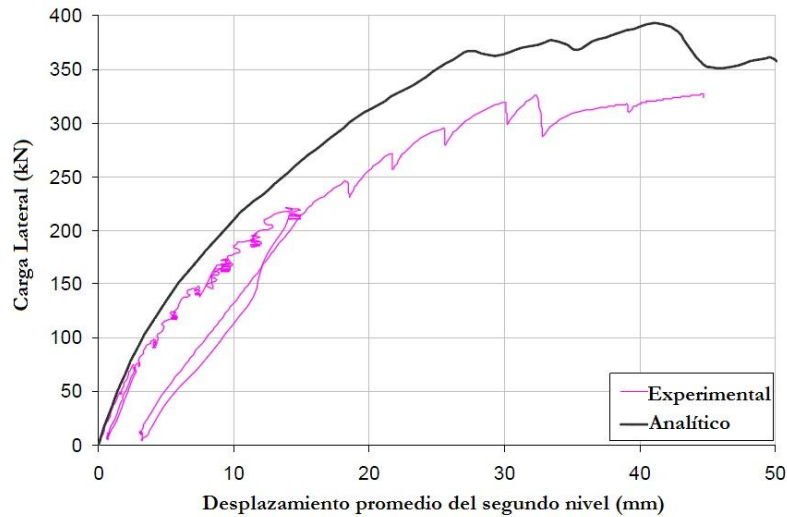


Figura 2.1. Carga lateral vs. desplazamiento del segundo nivel
(Adaptado de Duong, 2006)

En el estado de carga de 327 kN, se alcanzó el acortamiento máximo de la viga del primer piso, para un desplazamiento de 2.06 mm. La carga axial de compresión en la viga se obtuvo de manera indirecta teniendo en cuenta la rigidez lateral de las columnas, de esta forma se estimó un valor de 40 kN mientras que de la predicción teórica se tiene una carga de 8.4 kN. La fuerza cortante en la viga del experimento fue estimada con los datos experimentales de deformación y ángulo de falla, y de acuerdo con las ecuaciones simplificadas de la *MCFT* (Bentz y Collins, 2006) en 202kN. Se produjo una grieta de cortante de 4.0 mm de ancho con una inclinación que varió en un reducido rango de 32° a 35°, valores muy similares a la predicción teórica considerando sólo la geometría de la sección y las propiedades de los materiales, los cuales fueron una capacidad por cortante de 202.5 kN y un ángulo de falla de 35.9°. La predicción del ángulo de falla y la capacidad de cortante fue muy buena, y la carga axial no tuvo una influencia importante en los resultados.

Para la predicción teórica, el autor usó VecTor2 —software para el análisis no lineal mediante elemento finitos desarrollado en la Universidad de Toronto—. En general, este análisis predijo una carga última y rigidez inicial ligeramente superior a la experimental.

En la Tabla 2.1 se presentan los datos más representativos de los ensayos realizados, donde las variables de geometría corresponden con las definidas en la Figura 2.2. Las demás variables incluidas en la tabla son las siguientes: ρ_c , cuantía de refuerzo longitudinal en la columna; ρ , cuantía de refuerzo longitudinal a tracción en la viga; f'_c , resistencia nominal del hormigón a compresión; f_y , resistencia nominal de fluencia del acero de refuerzo; P/P_U , relación de la carga aplicada P con respecto a la capacidad de carga a compresión del elemento P_U sin considerar esfuerzos de flexión; y los modos de falla observados se abrevian así: F , falla predominante por flexión; C , falla predominante de cortante; y $F-C$, falla combinada de flexión y cortante.

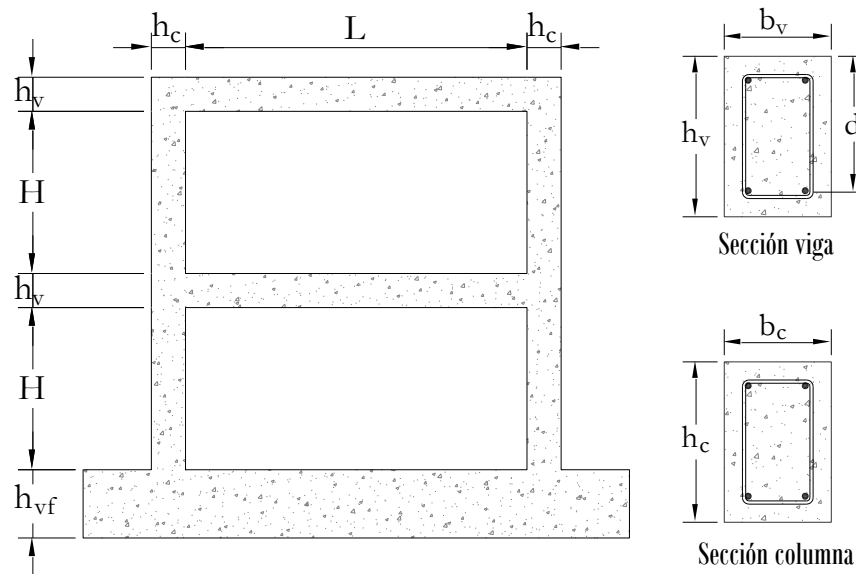


Figura 2.2. Descripción de geometría de pórticos

Tabla 2.1. Pórticos de hormigón reforzado ensayados con aplicación de carga monotónica o cíclica

| Ensayo | H (mm) | L (mm) | h_c (mm) | b_c (mm) | h_v (mm) | b_v (mm) | d (mm) | L/d | ρ_c (%) | ρ (%) | f'_c (MPa) | f_y long. (MPa) | f_y estribos (MPa) | P/P _u (%) | Modo de falla | Observaciones |
|-----------------------------|--------|--------|------------|------------|------------|------------|--------|------|--------------|------------|--------------|-------------------|----------------------|----------------------|---------------|---|
| Vecchio y Balopoulos [1990] | 1800* | 3100 | 400 | 300 | 400 | 300 | 350 | 8.86 | 2 | 1.2** | 29 | 418 | 454 | 12.1 | F | Falla por flexión en viga intermedia |
| Vecchio y Emara [1992] | 1800* | 3100 | 400 | 300 | 400 | 300 | 350 | 8.86 | 2 | 1.2*** | 30 | 418 | 454 | 32.5 | F | Falla predominante por flexión |
| Ozden et al. [2003] Pilot | 750 | 1300 | 150 | 150 | 150 | 150 | 120 | 10.8 | 1.5 | 1.0*** | 22.4 | 312 | 277 | 10 | F | Falla predominante por flexión |
| Ozden et al. [2003] U1 | 750 | 1300 | 150 | 150 | 150 | 150 | 120 | 10.8 | 1.5 | 1.0*** | 15.4 | 312 | 277 | 10 | F | - |
| Duong [2006] | 1700 | 1500 | 400 | 300 | 400 | 300 | 350 | 4.29 | 2 | 1.2*** | 34.4 | 447 | 455 | 17.8 | F-C | Fallas a flexión y cortante combinadas en las vigas |

* La altura H en el segundo nivel del pórtico es 1600 mm

** Cuantía de refuerzo en tracción, cuantía de refuerzo en compresión $\rho' = 0.6\%$

*** La cuantía de refuerzo longitudinal en compresión es igual a la cuantía de refuerzo en tracción, $\rho' = \rho$

2.2 REHABILITACIÓN SÍSMICA EN COLOMBIA

Con la entrada en vigencia de la NSR-98 en Colombia, se evidenció la necesidad de hacer estudios de vulnerabilidad sísmica y repotenciar las edificaciones clasificadas como indispensables y de atención a la comunidad, localizadas en zonas de amenaza sísmica alta e intermedia, con el propósito de aumentar su capacidad. Con el nuevo Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) se retomaron los plazos y se dieron nuevos direccionamientos para la realización de los mencionados estudios. A continuación se mencionan algunas características importantes enunciadas por la norma en lo concerniente a la vulnerabilidad sísmica.

En el análisis exigido por la norma —en su capítulo A.10— para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, específicamente para edificaciones indispensables, se requiere conocer el modo de falla prevaleciente de la estructura, ya sea por flexión o cortante. Para ello se requiere usar como mínimo una metodología de análisis que permita evaluar la respuesta no lineal de la estructura a movimientos fuertes del terreno. La NSR-10 propone el uso del método simplificado denominado análisis estático no lineal de plastificación progresiva o “push-over” —también denominado comúnmente como el método de la curva de capacidad— como alternativa al uso de métodos más complejos como análisis no lineal cronológico. En este método se debe conocer de antemano como es el comportamiento de las “zonas plásticas” de la estructura. En otras palabras, se debe conocer cuál es la capacidad de las secciones críticas en los elementos principales de la estructura. Conforme esas secciones críticas llegan a su capacidad, aumenta el daño en la estructura hasta llegar al colapso.

Para la definición de la capacidad de esas secciones críticas, normalmente se establece la capacidad a flexión mediante el diagrama momento-curvatura, el cual es una descripción del comportamiento a flexión del elemento. No se tiene en cuenta la influencia del comportamiento a cortante, que eventualmente podría ser lo que determine la falla, y más aún en edificaciones antiguas que fueron construidas antes de que entrara en vigencia el primer código de diseño en Colombia, dado que muchas de esas edificaciones pueden tener configuraciones insuficientes de refuerzo a cortante. No se tiene en cuenta, simplemente porque no hay una metodología sencilla o práctica que permita predecir de manera confiable ese comportamiento. De esta forma, los análisis efectuados pueden ser poco conservadores y por ende no conducen a plantear un diseño óptimo o la mejor solución.

3 CARACTERIZACIÓN DE ESTRUCTURAS CON INSUFICIENCIA A CORTANTE

En las ciudades colombianas existen múltiples edificaciones que presentan gran variedad de insuficiencias estructurales a la luz de las normativas de diseño actuales, dado que no cumplen requisitos mínimos de configuración y detallado del acero de refuerzo que garantizan un buen comportamiento ante un evento sísmico; sin embargo, no hay suficiente información de cada una de esas edificaciones, y sería un trabajo de gran envergadura recopilar información detallada de todas las que requieren estudios de vulnerabilidad. Para esta investigación, cuyo objeto es evaluar la incidencia de las deficiencias constructivas sobre el comportamiento de estructuras de hormigón reforzado, se hace necesario en primera instancia reconocer las deficiencias en el diseño y la construcción de ese tipo de edificaciones. Para ello, se seleccionaron edificaciones que presentan este tipo de insuficiencias y de las cuales se dispone de información de su configuración estructural, y se mencionan los aspectos más relevantes en cuanto a su configuración y las insuficiencias observadas. De manera general se mencionan algunos manuales y códigos de diseño que se usaban como apoyo para el diseño estructural antes de que existiera el Código Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes (CCCSR-84) y se acude al testimonio de ingenieros estructurales que ejercían en la época y conocen de primera mano cuales eran las metodologías de diseño y construcción empleadas, el papel que jugaban los códigos de diseño de otros países y como se adaptaban a la construcción colombiana.

3.1 MANUALES, CÓDIGOS DE DISEÑO Y REHABILITACIÓN SÍSMICA

En la década de los años 60 y 70 algunas firmas de diseño estructural en Colombia usaban como apoyo técnico y de manera voluntaria normas y manuales de otros países, aplicándolas al análisis, a la configuración geométrica de las edificaciones y al detallado del refuerzo. Sin embargo era una práctica de la minoría de firmas de diseño y gran cantidad de edificaciones que no se diseñaron bajo esos estándares internacionales pueden presentar un mal comportamiento ante un evento sísmico. El Comité de la Industria del Cemento de la ANDI (*Asociación Nacional de Industriales*) fue una de las primeras instituciones en tratar de poner en conocimiento de los profesionales del diseño y la construcción en Colombia las normas y códigos de diseño de otros países, especialmente el código de diseño del Instituto Americano del Concreto (*American Concrete Institute*, ACI, comité ACI-318), mediante publicaciones como “*Comentarios sobre la norma ACI-318*” a inicio de la década de los 80.

A continuación se presentan algunos de los manuales de diseño y construcción que fueron identificados como los más consultados por los ingenieros de la época ante la ausencia de una normativa local. De igual forma, se presentan las deficiencias constructivas identificadas que incidían sobre el comportamiento ante cargas sísmicas.

3.1.1 ATC-40, Evaluación y rehabilitación sísmica de edificaciones de hormigón (*Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*)

En este manual del Concejo de Tecnología Aplicada de California (*Applied Technology Council, ATC*) del año 1996 se encuentra una descripción general de cómo era la configuración estructural y detallado del refuerzo en las edificaciones con sistemas de pórticos o muros de hormigón reforzado antes de 1973 en California, identificando deficiencias típicas que afectan el comportamiento sísmico de la estructura.

A inicios de los años 70 los nuevos códigos de diseño ya señalaban la importancia de proveer resistencia a fuerzas laterales, con base en las cuantías y detallado del refuerzo para lograr conjuntamente ductilidad y requerimientos de capacidad. Sin embargo, era frecuente que se diseñaran edificaciones para resistir carga lateral pero sin un detallado de refuerzo adecuado que le proporcionara suficiente ductilidad.

Muchas de las características descritas en el ATC-40 se encuentran en edificaciones colombianas, ya que era común que se adoptaran las normas y prácticas constructivas de otros países, principalmente las contenidas en códigos norteamericanos.

Deficiencias en el detallado del refuerzo

En general se encontraba que los traslapes del refuerzo longitudinal y la disposición del refuerzo transversal eran inadecuados. Los traslapes en las columnas generalmente se hacían justo sobre los niveles de piso donde el esfuerzo es más alto, se traslapaba el total del refuerzo longitudinal en el mismo punto, además eran demasiado cortos (aproximadamente 30 diámetros de la barra longitudinal) y no se confinaba poniendo estribos con menor espaciamiento en esta zona (ver Figura 3.1). Actualmente, en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) se especifica la longitud de traslapo en función de la resistencia del hormigón y el acero de refuerzo y el diámetro de las barras; por ejemplo, para un hormigón de 21 MPa, la longitud de traslapo en barras de diámetro 3/4" o inferior es de aproximadamente 44 diámetros de la barra, mientras que para un hormigón de 28 MPa esta longitud es de 38 diámetros de la barra; y se recomienda no traslapar más del 50% del refuerzo en la misma sección.

El refuerzo longitudinal en las vigas generalmente se diseñaba para las cargas verticales especificadas en los códigos sin considerar los efectos de post-cedencia. Las barras de refuerzo longitudinal superior se extendían de 6' a 8' (1.8 a 2.4 m) desde la cara de la columna, el refuerzo longitudinal inferior sólo llegaba hasta la cara de la columna y sólo en ocasiones se agregaba un traslapo justo en el centro de la columna (la NSR-10 especifica que el refuerzo longitudinal superior e inferior debe tener continuidad).

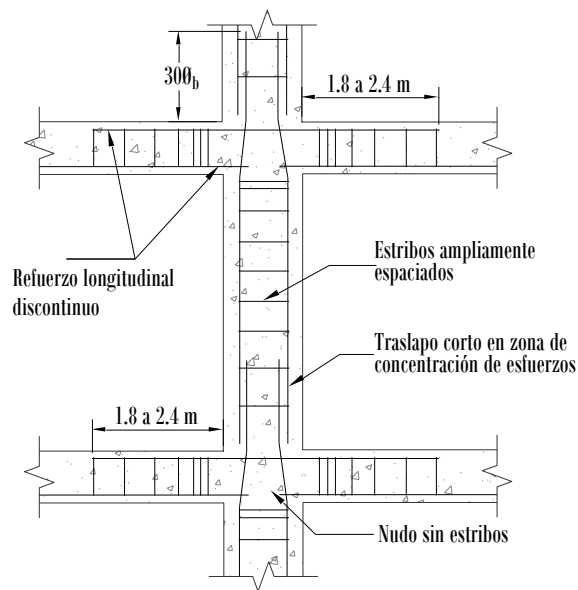


Figura 3.1. Configuración típica de refuerzo antes de 1970 (adaptado del ATC-40, 1996)

Los espaciamientos entre los estribos de viga y columna eran mayores que los especificados en códigos actuales (posteriores al año 1973). En columnas se usaban estribos con ganchos a 90° y espaciados entre 12" y 18" en el centro. Los estribos en las vigas eran dimensionados sólo para cortante vertical, con mayor espaciamiento o ausentes en el centro de la luz. Actualmente las normas exigen confinar los extremos del elemento viga o columna y usar una separación de estribos que es función de la geometría de la sección y del mayor diámetro de barra empleada, siendo menor la separación en los extremos confinados que en el centro.

Deficiencias de configuración estructural

Como consecuencia de configuraciones poco adecuadas se presentaban características de daño típicas:

- En general había discontinuidad en la ruta de transferencia de carga sísmica.
- No era completamente eficiente el sistema de resistencia al cortante vertical.
- Se presentaban irregularidades verticales, como cambios repentinos de rigidez, resistencia o masa.
- Se presentaba configuración irregular en planta.
- Se identificaba presencia de edificaciones adyacentes dispuestas de forma tal que podían interactuar bajo carga sísmica.
- Se presentaba frecuentemente el mecanismo columna débil–viga fuerte. En este mecanismo de falla se presenta plastificación primero en las columnas, perdiéndose la capacidad a carga vertical, y eventualmente se puede perder la estabilidad lateral si hay plastificación de una cantidad importante de columnas en el mismo piso.

3.1.2 ACI 318-63, Código de construcción para hormigón reforzado (*Building Code Requirements for Reinforced Concrete*)

El ACI a través de su comité 318 emitió en el año 1963 un código para el diseño y construcción de edificaciones de hormigón reforzado que reemplazó la versión previa del año 1956. En éste se daban parámetros de diseño para los métodos de esfuerzos de trabajo y de resistencia última con factores de carga. Aunque se sugería considerar carga lateral por sismo, no se contemplaban requisitos de detallado especial. Para información del detallado de refuerzo, el código hace referencia al “Manual de Prácticas para el Detallado de Estructuras de Hormigón Reforzado ACI 315” (*Manual of Standard Practice for Detailing Reinforced Concrete Structures*, ACI-315 1957). A continuación se mencionan características relevantes del detallado del refuerzo y la configuración de estructuras de hormigón reforzado de acuerdo con los requisitos y sugerencias de este código de diseño.

Características y deficiencias en el detallado de refuerzo

En este código el detallado del refuerzo se especificaba de manera práctica como sigue:

- Se permitía el uso de ganchos de 180° y con longitud del extremo libre de por lo menos 4 diámetros de la barra, pero no menor de 2.5 pulgadas.
- Se permitía el uso de ganchos de 90° y con longitud del extremo libre de por lo menos 12 diámetros de la barra.
- Para el anclaje de estribos y corbatas, se podían usar ganchos de 90° o 135° y con longitud del extremo libre de por lo menos 6 diámetros de la barra, pero no menor a 2.5 pulgadas.
- Se permitía el uso de soldadura en los traslapes de refuerzo, no se debían hacer traslapes de tracción para barras con diámetro mayor a 1-1/4”. La longitud del traslapo en zona de tracción para barras corrugadas no debía ser menor de 24, 30 y 36 diámetros de la barra de mayor diámetro, para esfuerzos de fluencia de 40000, 50000 y 60000 psi respectivamente, pero nunca menor a 12 diámetros de la barra. Para barras de acero liso esta longitud mínima se duplicaba.
- Donde se traslapaba más de la mitad de refuerzo dentro de una longitud de 40 diámetros de la barra o donde los traslapes correspondían a zonas de esfuerzos máximos, se debía incrementar la longitud del traslapo y disminuir el espaciamiento de los estribos.
- Se permitían traslapes soldados, uniendo a tope y soldando las barras de forma que desarrollaran un 125% del esfuerzo de fluencia.
- Los estribos en columnas debían ser de diámetro mínimo 1/4” y espaciados máximo 16 diámetros de la barra longitudinal, 48 diámetros del estribo, o la dimensión mínima de la sección de la columna. Los ganchos de los estribos debían tener un ángulo de 135°. Las barras longitudinales debían tener soporte lateral y separación máxima entre ellas de 6 pulgadas.

- Los estribos en vigas debían ser de diámetro mínimo 1/4" y espaciados máximo 16 diámetros de la barra longitudinal, 48 diámetros del estribo o la mitad de la profundidad efectiva de la sección, $d/2$. También se permitía el uso de barras longitudinales dobladas con un ángulo no menor de 30° respecto a la dirección longitudinal de la barra para aportar a la resistencia al cortante.
- Longitud de anclaje: todo el refuerzo debía extenderse desde el punto donde ya no se requería por flexión hasta una distancia igual a la profundidad efectiva de la sección ó 12 diámetros de la barra, la que fuera mayor.
- Si se usaban barras lisas a tracción, en cualquier caso, debían terminar con gancho estándar.
- El recubrimiento mínimo en vigas se especificaba de 1½ pulgadas.

En la Figura 3.2 se muestra el detallado típico del refuerzo de acuerdo a las indicaciones de este código.

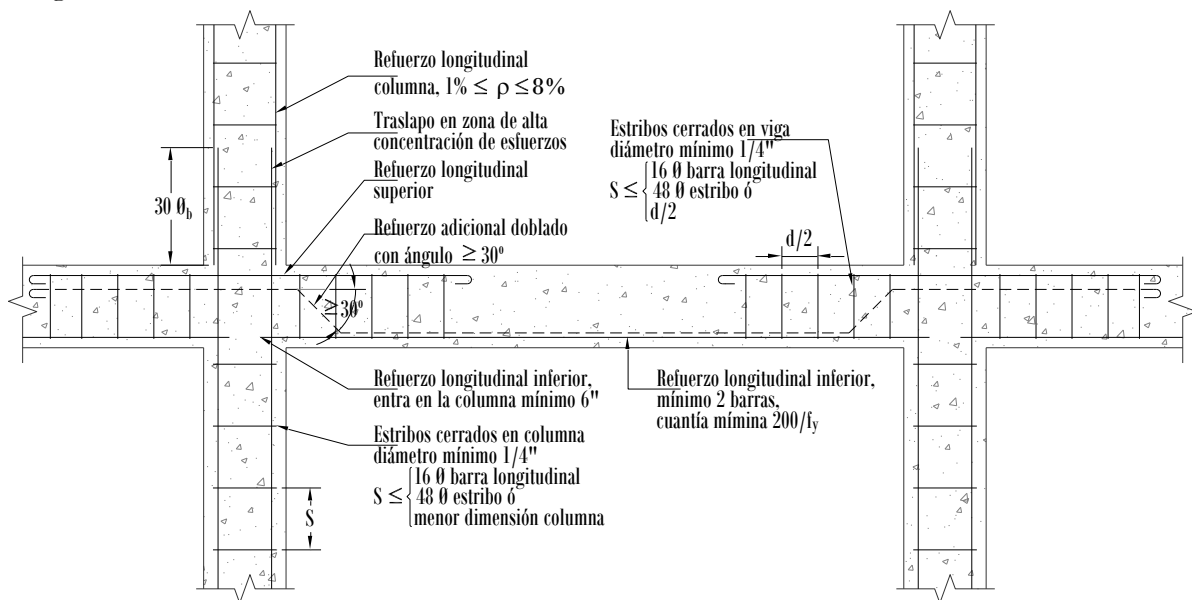


Figura 3.2. Detallado del refuerzo de acuerdo al ACI 318-63

Características y deficiencias de configuración estructural

En general, los pórticos debían diseñarse para soportar en todas las secciones los efectos máximos de las cargas impuestas, de acuerdo a un análisis elástico y mediante métodos aproximados de cargas. Dado el detallado del refuerzo, es posible que se presente —en pórticos construidos de acuerdo a este código— mecanismos de falla columna débil-viga fuerte.

En el ACI 318-63 se encuentran las siguientes características en la configuración estructural:

- La esbeltez de las vigas estaba sujeta a la Tabla 3.1 cuando no se calculaba las deflexiones. En la tabla, L es la longitud entre los ejes de los apoyos.

Tabla 3.1. Alturas mínimas de vigas y losas (ACI 318-63)

| Elemento | Altura mínima, h | | | |
|------------------------|--------------------|-------------------|----------------------|----------|
| | Apoyo simple | Un apoyo continuo | Dos apoyos continuos | Voladizo |
| Losas en una dirección | $L/25$ | $L/30$ | $L/35$ | $L/12$ |
| Vigas | $L/20$ | $L/23$ | $L/26$ | $L/10$ |

- La cuantía mínima de refuerzo positivo en miembros que trabajan a flexión (vigas) se especificaba en $200/f_y$.
- Dimensionamiento de columnas: las columnas de soporte principal debían tener una sección mínima de 10 pulgadas de diámetro si la sección era circular, u 8 pulgadas en el lado de menor dimensión si las secciones eran rectangulares, y un área bruta mayor a 96 pulg². Cuando una columna tuviera una sección transversal mayor a la requerida para las cargas consideradas, se podía calcular la cuantía mínima de refuerzo y la capacidad de carga con base en un área reducida que no fuera menor a la mitad del área bruta.
- La cuantía de refuerzo longitudinal en columnas no debía ser menor a 0.01 ni mayor a 0.08, usando barras de diámetro igual o superior a 5/8", mínimo 4 barras en columnas rectangulares y mínimo 6 en columnas circulares.
- Se exigía colocación de estribos de 1/4" o superior cuando hubiesen barras longitudinales a compresión, y en toda la longitud a compresión, con separación no mayor a 16 veces el diámetro de la barra longitudinal o 48 veces el diámetro del estribo. Este requerimiento aplicaba especialmente para columnas.

3.1.3 ACI 318-71, Código de construcción para hormigón reforzado (*Building Code Requirements for Reinforced Concrete*)

En esta edición del código americano se mejoraron las exigencias en cuanto al detallado del refuerzo, se incluyeron factores de reducción de capacidad por flexión, cortante y carga axial, y se adicionó un apéndice con requisitos especiales para diseño sísmico. Los principales cambios respecto a la edición anterior se mencionan a continuación.

Características y deficiencias en el detallado de refuerzo

- Se especificaba el uso de barras de acero corrugado para el refuerzo longitudinal y estribos. Sólo se permitía el uso de acero liso para estribos en espiral.

- Las longitudes de traslapo de barras en tracción se determinaban en función de la longitud de desarrollo en tracción, L_{db} a máxima fluencia, f_y . Así, se tenían longitudes de traslapo de $1.0L_{db}$, $1.3L_{db}$, $1.7L_{db}$ y $2.0L_{db}$ para traslapos clase A, B, C y D respectivamente. La clase de traslapo se especificaba en función del tipo y nivel de esfuerzos que experimenta el elemento. En la Tabla 3.2 se resume los requerimientos de empalmes por traslapo en tracción de acuerdo al ACI 318.

Tabla 3.2. Empalmes por traslapo en tracción (ACI 318-71)

| Región de empalme | Porcentaje máximo de A_s empalmado en la longitud requerida para empalme | | |
|--|--|---------|---------|
| | 50% | 75% | 100% |
| Elementos de amarre en tracción con empalme mecánico | Clase D | | |
| Regiones de máximo momento o esfuerzos altos (tensión mayor a $0.5f_y$) | Clase B | Clase C | |
| Regiones de esfuerzos bajos (tensión menor a $0.5f_y$) | Clase A | | Clase B |

Aunque se especificaba no hacer traslapos en las zonas de alta concentración de esfuerzos, era normal que se hiciera traslapos de refuerzo de columnas a nivel de piso por facilidad constructiva.

- La longitud de traslapo de barras en compresión era equivalente a la longitud de desarrollo en compresión, pero no menor a 12 pulgadas. La longitud de desarrollo en compresión se calculaba en pulgadas como:

$$L_d = \frac{0.02 \times f_y \times d_b}{\sqrt{f'_c}}; f_y \text{ y } f'_c \text{ en [psi], } d_b \text{ en [in] es el diámetro de la barra.}$$

- Cuando se usaran barras longitudinales dobladas en cambio de sección en columnas, debían tener una pendiente máxima de 1:6. Se debía proporcionar soporte lateral mediante estribos ubicados a una distancia de máximo 6 pulgadas desde el punto en el cual se dobla la barra.

En la Figura 3.3 se muestra el detallado típico de refuerzo de acuerdo al ACI 318-71.

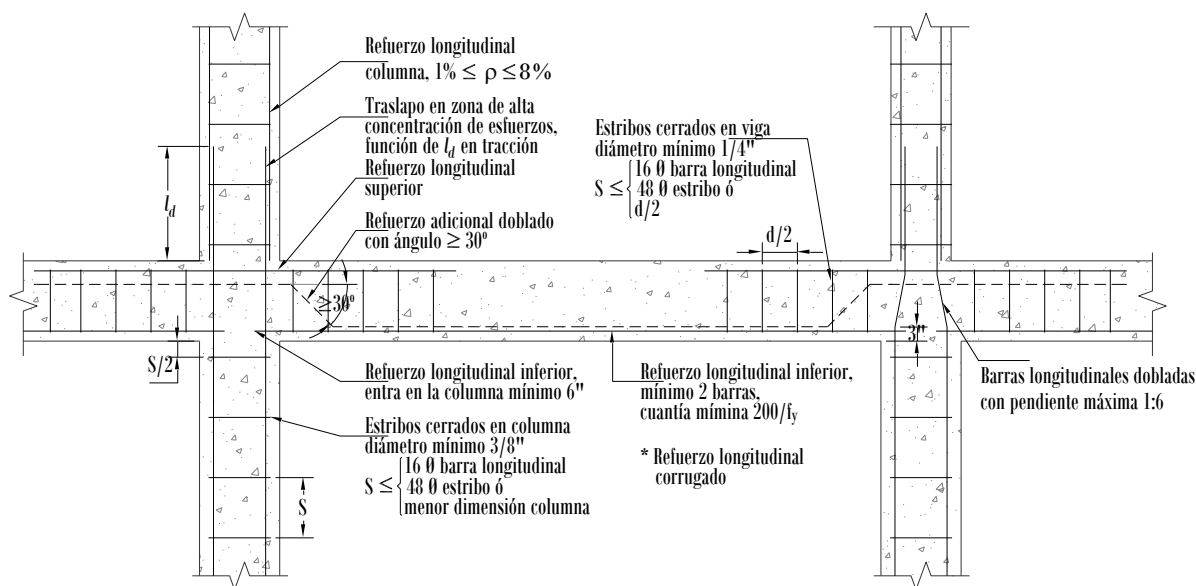


Figura 3.3. Detallado no sísmico del refuerzo de acuerdo al ACI 318-71

Características y deficiencias de configuración estructural

En este código aún persistían configuraciones que por el detallado del refuerzo propiciaban mecanismos de falla tipo columna débil-viga fuerte. Se encuentran las siguientes características en la configuración:

- La esbeltez de las vigas estaba sujeta a lo indicado en la Tabla 3.3 cuando no se calculaba las deflexiones. En la tabla, L es la longitud entre los ejes de los apoyos.

Tabla 3.3. Alturas mínimas de vigas y losas (ACI 318-71)

| Elemento | Altura mínima, h | | | |
|------------------------|--------------------|-------------------|----------------------|----------|
| | Apoyo simple | Un apoyo continuo | Dos apoyos continuos | Voladizo |
| Losas en una dirección | $L/20$ | $L/24$ | $L/28$ | $L/10$ |
| Vigas | $L/16$ | $L/18.5$ | $L/21$ | $L/8$ |

- Cuantía mínima de refuerzo inferior en vigas: $200/f_y$.

Características y deficiencias de los requisitos para diseño sísmico.

Los requisitos para diseño sísmico estaban enfocados a proporcionar ductilidad a los elementos estructurales que conformaran edificaciones localizadas en zonas donde fuera probable la ocurrencia de sismos de magnitudes tales que pudieran dañar la estructura. Estos requisitos estaban basados en el diseño por el método de resistencia última.

A pesar del uso que se daba en Colombia a este código americano, no se aplicaba con rigor los requisitos para diseño sísmico. Algunas de las características o especificaciones más relevantes que se encontraban en el código para tener en cuenta para diseño sísmico son:

- Resistencia mínima a compresión del hormigón, f'_c , 3000 psi (21 MPa)
- Resistencia máxima del acero de refuerzo, f_y , 60000 psi (420 MPa)
- Elementos a flexión:
 - ♦ El refuerzo longitudinal consistía en mínimo 2 barras superiores y 2 inferiores, se debía proporcionar una cuantía mínima de $200/f_y$ a lo largo de todo el elemento.
 - ♦ El refuerzo longitudinal superior e inferior debía, en la medida de lo posible, ser continuo a través de la columna. Cuando no había continuidad en los elementos, se debía proporcionar refuerzo inferior y superior con ganchos a 90° y ser prolongado en la zona confinada del elemento.
 - ♦ Zona confinada: se debían confinar los extremos de los elementos una longitud equivalente a 4 veces la profundidad efectiva d del elemento, con estribos de diámetro mínimo $3/8''$ y separación máxima $d/4$. En la zona central del elemento la separación máxima de los estribos era de $d/2$.
 - ♦ Las barras longitudinales que trabajan a compresión debían ser amarradas con estribos separados no más de 16 veces el diámetro de la barra o 12 pulgadas.
- Columnas:
 - ♦ La cuantía de refuerzo longitudinal debía estar entre 1% y 6% del área efectiva de la sección A_g sin reducir.
 - ♦ En las conexiones viga-columna, la suma de los momentos resistentes de las columnas debía ser mayor que la suma de los momentos resistentes de las vigas.
 - ♦ Los estribos debían tener una separación máxima de $d/2$, y en todo caso debían ser suficientes para cubrir los efectos de cortante por desplazamiento lateral más carga vertical.
 - ♦ Los traslapes debían cumplir con los requisitos generales, pero en ningún caso podían tener una longitud menor a 30 veces el diámetro de la barra longitudinal más grande, o 16 pulgadas.
 - ♦ Debían confinarse las zonas extremas de la columna en una longitud mayor a $H/6$, 18 pulgadas o la mayor dimensión de la columna (siendo H la altura libre de entrepiso). La separación de los estribos en esta zona no debía ser mayor a 4 pulgadas.
- Conexiones viga-columna:
 - ♦ Se debían colocar estribos a la porción de columna dentro del nudo, con una separación máxima de $d/2$.
 - ♦ Cuando hubiera excentricidad entre los ejes de viga y columna, se debía diseñar la conexión de forma que se transmitiera adecuadamente a la columna los esfuerzos de cortante, flexión y torsión causados por la excentricidad.

En la Figura 3.4 se presenta el detallado de refuerzo para las condiciones sísmicas especificadas en el ACI 318-71.

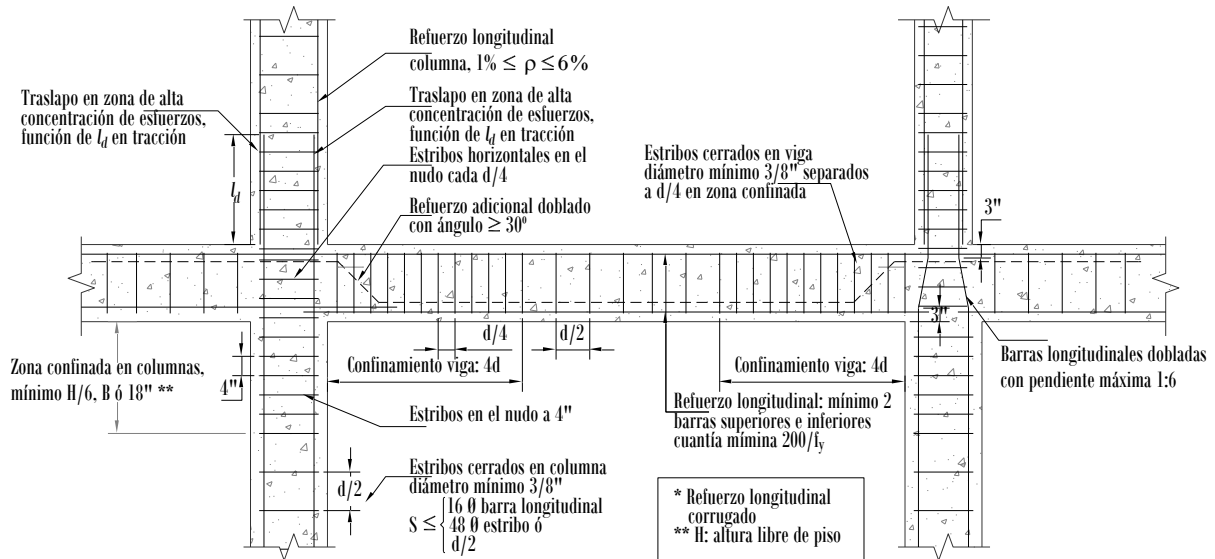


Figura 3.4. Detallado especial del refuerzo para diseño sísmico (ACI 318-71)

3.1.4 SEAOC 1973, Requisitos para fuerza lateral y comentario (*Recommended lateral force requirements and commentary*)

La Asociación de Ingenieros Estructurales de California (*Structural Engineers Association of California, SEAOC*) a través de su comité de sismología, ha hecho un esfuerzo grande por proporcionar buenas prácticas para el diseño sísmico. La primera publicación de la SEAOC acerca de este tema fue "*Recommended Lateral Force Requirements*" en 1959, publicación comúnmente conocida como el *Libro Azul*, y desde entonces ha tenido múltiples actualizaciones y mejoras. A continuación se hace una descripción general de lo que se ha considerado relevante para este informe y que concierne a pórticos de hormigón resistentes a momento, de la publicación del año 1973, que también era uno de los códigos de consulta de los ingenieros en Colombia en esa época.

En este código se consideraba de una forma más racional la distribución de la fuerza lateral de acuerdo a la altura de la edificación. Básicamente se recomendaba que la mayoría de las edificaciones deberían ser diseñadas y construidas para resistir los esfuerzos producidos por fuerzas laterales, esfuerzos que se calculaban como el efecto de aplicar fuerzas horizontales en cada nivel y de las cuales se asumía que venían en cualquier dirección horizontal.

Características y deficiencias en el detallado de refuerzo

- Los elementos sometidos a flexión debían tener una cuantía mínima de refuerzo tanto en la parte superior como inferior de $200/f_y$, en toda la longitud del elemento.

Igualmente la cuantía de refuerzo no debía exceder un valor 0.025. Además, se debía proporcionar mínimo un cuarto de la cuantía longitudinal para cubrir momento negativo en cualquiera de los apoyos, el refuerzo longitudinal debía continuar a lo largo de la viga, y se debían poner mínimo dos barras tanto en la parte superior como inferior.

- En las vigas no se debía hacer traslapes en zonas de tracción, o si se hacían se debía confinar la zona con estribos. Los traslapes del refuerzo longitudinal de la viga no debían hacerse dentro de la columna o en una longitud equivalente a dos veces la altura del elemento, medida desde la cara de la columna, y se debía proporcionar mínimo dos estribos en todos los traslapes. En columnas, los traslapes debían hacerse en el tercio medio de la altura de entrepiso de la columna y con una longitud mayor a 30 veces el diámetro de la barra de mayor diámetro.
- En vigas, los estribos debían tener un diámetro mínimo de 3/8", y se podían suministrar de acuerdo a los requisitos de ACI-318, excepto que la separación de los estribos debía ser tal que $V_u = \frac{M_u^A + M_u^B}{L} + 1.4V_{D+L}$, donde M_u es la capacidad a momento último en los extremos del elemento y V_{D+L} es el cortante simple (no mayorado) en la luz.
- En las vigas el espaciamiento máximo de los estribos era $d/2$. En las columnas se permitía el uso de estribos en espiral que cumplieran con una cuantía volumétrica mínima, o estribos aislados con gancho de 135°.
- Se debía proporcionar estribos de confinamiento en los extremos de las vigas, hasta una distancia mínima equivalente a dos veces la profundidad efectiva y con separación máxima de $d/4$, 8 veces el diámetro de la barra longitudinal ó 24 veces el diámetro del estribo, el que fuera menor. En columnas, el confinamiento debía hacerse en una longitud equivalente al mayor valor de longitud de la sección transversal, 1/6 de la altura libre ó 18 pulgadas. Las columnas que soportan elementos discontinuos tales como muros de cortante, elementos arriostrados u otros elementos rígidos, debían confinarse en toda la altura libre.
- En las conexiones viga-columna se debía suministrar refuerzo transversal que proporcionara una resistencia mayor al cortante esperado tanto en dirección transversal de la viga como de la columna y de acuerdo a unos requisitos específicos de confinamiento. Tanto en el análisis como en el detallado de estas conexiones hay correspondencia con los requerimientos para diseño sísmico del código ACI 318-71.

Características y deficiencias de la configuración estructural

Los materiales y configuración estructural que se especificaban para las edificaciones de hormigón reforzado eran las siguientes:

- El hormigón debía tener una resistencia mínima a los 28 días de 3000 psi (21MPa) y la resistencia máxima para hormigón liviano se limitaba a 4000 psi (28MPa).

- Acero de refuerzo: el refuerzo longitudinal de vigas y columnas debía ser grado 40 ó grado 60 y cumplir con la norma ASTM A-615, donde la resistencia de cedencia no debía exceder en más de 18000 psi (125 MPa) lo especificado por el fabricante, así mismo la resistencia última debía ser mayor a 1.33 veces la resistencia de fluencia. Se permitía soldar el refuerzo de acuerdo a las recomendaciones de la Sociedad Americana de Soldadura (*American Welding Society*, AWS D12.1).
- Elementos sometidos a flexión: se recomendaba conservar una relación base-profundidad mayor a 0.3, y la base siempre mayor a 10 pulgadas.
- En columnas: se limitaban las secciones transversales a una relación mínima de aristas de 0.4, a la vez que ningún lado debía ser menor a 12 pulgadas. La cuantía de refuerzo longitudinal debía estar en el rango de 0.01 a 0.06.

3.2 OPINIÓN DE EXPERTOS COLOMBIANOS EN EL DISEÑO ESTRUCTURAL

Como fase complementaria y comparativa, se consultó con diferentes ingenieros calculistas que elaboraron proyectos en la época que no había código de diseño y construcción en Colombia (antes de 1984), y se encontró que sólo una minoría se apoyaba totalmente en códigos de diseño de otros países, y en general —hasta inicios de la década de 1970— no se tenía en cuenta el efecto sísmico en los diseños. Adicionalmente se consultó en diferentes oficinas de planeación municipal, u oficinas de desarrollo físico de la época, para observar configuraciones y detallado de refuerzo típico.

3.2.1 Consulta en la oficina del ingeniero Francisco Javier Pérez

El ingeniero Francisco Pérez participó en el diseño estructural de edificaciones importantes de la época para Colombia, entre las cuales se destacan: el Edificio Coltejer (Medellín, 1969), el Banco Cafetero (Medellín, 1972), la Torre de Seguros Fénix con 35 pisos (Bogotá, 1973), el Edificio Cámara de Comercio (Medellín), entre otros.

En su oficina, desde sus inicios aplicaban a sus diseños las sugerencias y requerimientos de normativas y manuales tales como el ACI-318 de 1963, SEAOC-1973 y el ATC-06 (Applied Technology Council, 1979). Se resalta la aplicación de algunas teorías como las contenidas en la publicación de la PCA (*Portland Cement Association*) del año 1961 titulada “*Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*” (Blume *et al.*, 1961), que planteó bases teóricas relativamente sólidas en temas como análisis dinámico modal, ductilidad, confinamiento, efectos de torsión, etc., muchas de ellas aplicables todavía hoy en día; incluía el análisis elástico modal y el diseño completo de un edificio de pórticos de 24 pisos, y las recomendaciones básicas de la publicación “*Recommended Lateral Force Requirements*” (SEAOC, 1959). Este libro era usado y aplicado en las ciudades de Bogotá, Medellín y Cali por algunos ingenieros conscientes de la necesidad de diseñar en Colombia para los efectos de sismo.

Para los escasos diseños que consideraban los efectos sísmicos, a falta de espectros de diseño, se usaban informes que elaboraba el Padre Rafael Goberna del Instituto Geofísico de los Andes Colombianos, en donde se consignaban todos los sismos reportados en el país hasta la fecha de cada informe. Las descripciones de daños se realizaban con base en escala Mercalli, y se sugería una aceleración sísmica para los diseños. En 1969 L. Zeevaert, de México, elaboró un espectro de sitio específico para el diseño del Edificio Coltejer en Medellín. En la Figura 3.5 se muestra el espectro usado para el mencionado diseño y se compara con el espectro obtenido de acuerdo a la NSR-10 para una zona de amenaza sísmica intermedia, con suelo tipo C y un coeficiente de importancia de 1.5.

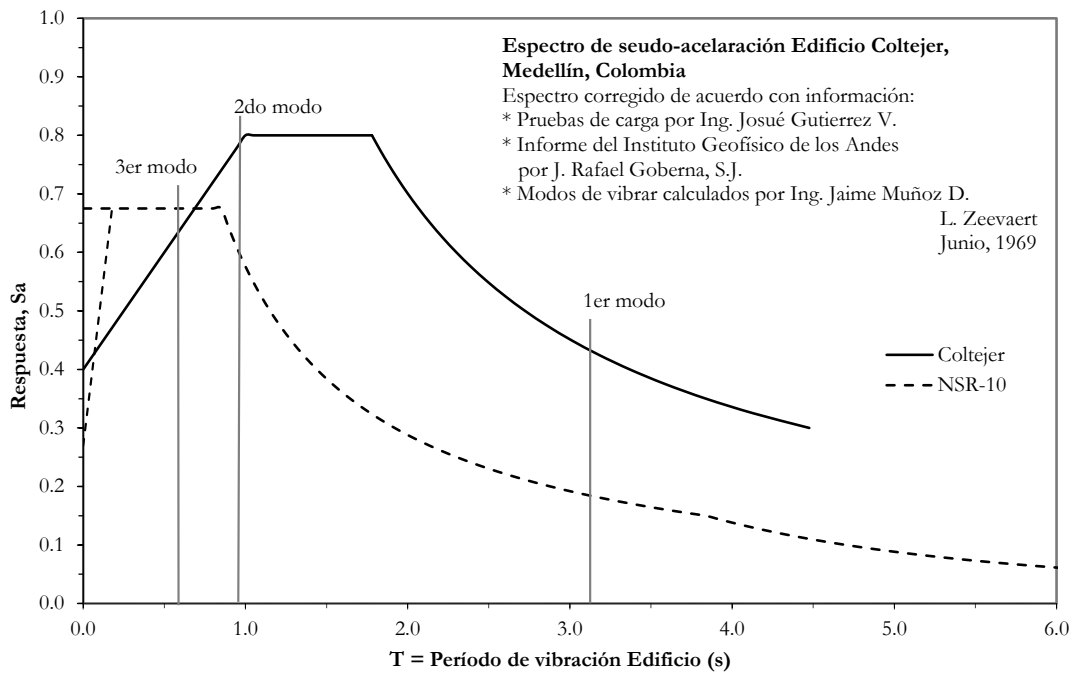


Figura 3.5. Espectro de pseudo-aceleración – Adaptado de L. Zeevaert (1969)

Adicionalmente, se consideraban efectos de segundo orden en el análisis estructural, tales como el efecto P-Delta. El detallado y cuantías de refuerzo ya eran adecuados casi en su totalidad, a la luz de las normativas actuales, para proporcionar a las estructuras suficiente ductilidad y capacidad a carga lateral. En general, no se observaron deficiencias de configuración.

Características y deficiencias en el detallado del refuerzo

Se pudo verificar la existencia de traslapos cortos en el refuerzo de las columnas. Por ejemplo, en uno de los diseños de los años 70 se usaron traslapos de 30 diámetros de la barra de mayor diámetro, en las columnas de los pisos superiores y en las vigas. No obstante, no se permitió traslapar más del 50% del refuerzo en la misma sección de la columna.

Se especificaron estribos con ganchos a 135° tanto en columnas como en vigas, en las vigas ocasionalmente se usaron estribos con ganchos a 90° dado el tamaño del refuerzo a cortante ($5/8''$). Además se confinaron los extremos de vigas y columnas con estribos menos espaciados, y los nudos viga-columna con estribos en la columna.

Los materiales usados: acero de refuerzo con diámetro mayor a $1/2''$ con $f_y = 420$ MPa y diámetro $1/2''$ con $f_y = 280$ MPa. Hormigón de resistencia $f'_c = 245$ kg/cm² (24.5 MPa) en columnas y $f'_c = 350$ kg/cm² (35 MPa) en vigas y losas.

3.2.2 Consulta con el ingeniero Mauricio González

En la oficina del ingeniero Mauricio González, se diseñaron estructuras en las décadas de los años sesenta y setenta. En particular, se adoptaron las prácticas de diseño infundidas en el medio por el ingeniero italiano Doménico Parma Marre, quien introdujo al país el sistema constructivo de losas denominado Sistema Reticular Celulado, sistema que usaba como amarre de las columnas tres viguetas conectadas por un capitel alrededor de las columnas, sin usar confinamiento. Este sistema todavía se admite con limitaciones en la Norma NSR-10, bajo la denominación “Pórticos losa – columna”; se limitan las alturas a 15 m en zonas de amenaza sísmica intermedia o 21 m zonas de amenaza sísmica baja. Su comportamiento en el sismo de México (1985), a donde había sido exportado el sistema, fue muy pobre: allí colapsaron varios edificios, más que todo por punzonamiento de los capiteles. Este mismo comportamiento se evidenció años más tarde con el sismo de Venezuela (1997).

Por otro lado, ocasionalmente se usaba las ecuaciones básicas del ACI y del Instituto Alemán de Normalización (*Deutsches Institut für Normung, DIN*) para el diseño de los elementos estructurales. El análisis de los elementos viga y columna se hacía utilizando el método de Cross y no se consideraba el efecto de fuerzas laterales en la estructura. De acuerdo al testimonio del ingeniero Mauricio González, eran comunes las siguientes prácticas en el detallado y configuración estructural:

Características y deficiencias en el detallado del refuerzo

Los estribos se usaban con ganchos de 90° , en acero liso. En vigas normalmente se usaba estribos para cubrir el exceso de cortante en el hormigón, por lo tanto en las zonas intermedias de las vigas no se suministraban estribos. En las columnas circulares se usaban estribos en espiral, o estribos individuales con ganchos de 90° en columnas rectangulares, en ambos casos el refuerzo era liso.

El refuerzo longitudinal se usaba liso y ocasionalmente corrugado. Cuando había la posibilidad de usarlo corrugado, se verificaba adherencia para no usar ganchos. La longitud de traslape del refuerzo longitudinal era equivalente a 40 veces el diámetro de la barra. Ocasionalmente se

usaba soldadura tanto en la unión de traslapos como para cerrar los estribos y unirlos al refuerzo longitudinal.

Características y deficiencias en la configuración

No se consideraban los efectos de cargas laterales; las columnas solo se diseñaban para carga vertical, se ponían estribos de acero liso en la columna con separación mínima igual a la profundidad efectiva de la sección, siendo este refuerzo insuficiente en las cercanías a los nudos y formando un mecanismo de falla columna débil–viga fuerte. Aunque ocasionalmente se recurría al ACI o a otros códigos, sólo se adoptaba análisis para carga vertical, no se consideraban cargas laterales originadas por sismo.

3.2.3 Consulta con el ingeniero Germán Zerrate

El testimonio del ingeniero Germán Zerrate se resume así: en la época a la que se hace referencia se diseñaba de acuerdo a las especificaciones del ACI 318; se usaba entonces las ediciones de los años 1956, 1963 y 1971. En las dos primeras ediciones se diseñaba para esfuerzos de trabajo o alternativamente se podía diseñar por el método de resistencia última, en cualquier caso no se consideraba carga lateral; pocos ingenieros locales usaban los requisitos especiales que se proporcionaron en el ACI 318-71 para diseño sísmico, tales como zonas de confinamiento en vigas y columnas, y confinamiento de nudos. Dichos requisitos se empezaron a usar de forma más rigurosa con la aparición del Código Colombiano de Construcción Sismo Resistente (CCCSR-84) en el año 1984. Lo que sugiere que edificaciones que no eran de uso especial, como edificaciones de uso residencial, posiblemente eran diseñadas sin requerimientos sísmicos, y que dicha práctica pudo tener lugar hasta el año 1984. Se acostumbraba, en el diseño, prácticas como las enunciadas a continuación, en cuanto al detallado de refuerzo y configuración estructural.

Características y deficiencias en el detallado del refuerzo

Vigas: era común omitir refuerzo longitudinal superior en el centro de las vigas, poniendo refuerzo doblado para atender esfuerzos en la parte superior cerca a los nudos y en la parte inferior en el centro de la luz, de forma similar al detallado de refuerzo especificado en el ACI 318-71 (ver Figura 3.3). Los estribos no se disponían en toda la longitud de la viga y no se usaban zonas de confinamiento, se usaban los estribos necesarios para cubrir el exceso de cortante por carga vertical en el hormigón.

Columnas: no se consideraba zonas de confinamiento en las columnas, se traslapaba el 100% del refuerzo longitudinal en la misma zona y con longitudes de aproximadamente 40 veces el diámetro de la barra longitudinal más grande. Al no considerar carga lateral por sismo, no se consideraba esfuerzos cortantes de magnitud importante en las columnas, por lo que se ponía

estribos con diámetros de hasta 1/4" y con separación igual al menor lado de la sección si la columna era rectangular, o estribos en espiral si la columna era de sección circular.

Conexiones viga-columna: no era común usar confinamiento de los nudos con estribos horizontales, a pesar de que ya se mencionara como uno de los requisitos especiales para diseño sísmico en el ACI 318-71.

Características y deficiencias en la configuración

Una práctica que finalmente no se hizo muy popular era el uso de acero "torstahl", el cual era acero liso de sección cuadrada de 40000 psi (280 MPa) que se sometía a tensión y torsión para aumentar su resistencia nominal a fluencia, f_y , a valores aproximados a 60000 psi (420 MPa) sin considerar que el acero se vuelve más frágil, o si se calentaban por mal uso de soldadura, volvía a la resistencia original.

Dadas las características del detallado de refuerzo en vigas y columnas, se propiciaban mecanismos de falla columna débil–viga fuerte.

3.3 DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS ANALIZADAS

En este numeral se mencionan casos concretos de estructuras existentes en los que se evidencia las prácticas que se especificaban en los códigos de diseño y que fueron adoptadas por la ingeniería local. En la Tabla 3.4 se presenta una descripción general de la configuración estructural y el detallado de refuerzo de algunas estructuras de hormigón reforzado.

La información acá mencionada se encontró en las oficinas de planeación municipal de la localidad donde se ubica el edificio; se buscaron edificaciones de forma aleatoria y de las cuales había planos estructurales. Se encontraron edificaciones de gran magnitud tanto en extensión horizontal como vertical y de uso comercial y residencial.

De forma general se observa que las configuraciones estructurales se enmarcan en su gran mayoría a lo especificado en los códigos del ACI, con variantes menores. También se observa que gran cantidad de las edificaciones de mayor magnitud para la época, usaron para la construcción y diseño de losas el sistema reticular celular, sistema constructivo muy popular en las décadas de los años 60 y 70.

Se ha evidenciado que el hecho de que una estructura se construya después del año 1984 no necesariamente implica que se hubieran seguido de manera correcta las indicaciones de la norma. En la Tabla 3.4 se mencionan dos edificaciones de pórticos de hormigón reforzado, diseñadas en los años 1986 y 1994, que presentan insuficiencias a la luz de la norma vigente en el momento, el CCCSR-84. Casos como estos acentúan aún más la situación de vulnerabilidad sísmica del país.

Para la recopilación de la información se desarrolló un formato, en el cual se consigna la descripción general del sistema estructural y permite describir de forma detallada una sección del pórtico más representativo de toda la estructura. La información detallada permite estimar la capacidad a flexión y cortante de las secciones típicas consideradas de vigas y columnas. El formato se presenta en el Apéndice A.

Tabla 3.4. Caracterización de edificaciones con deficiencias estructurales

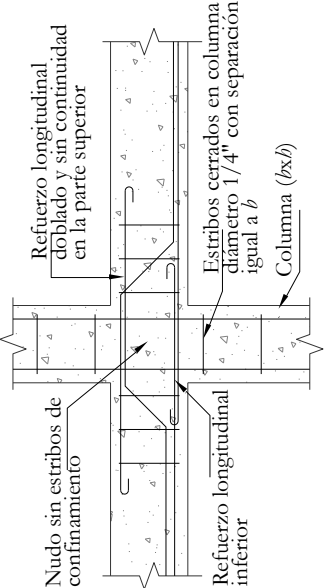
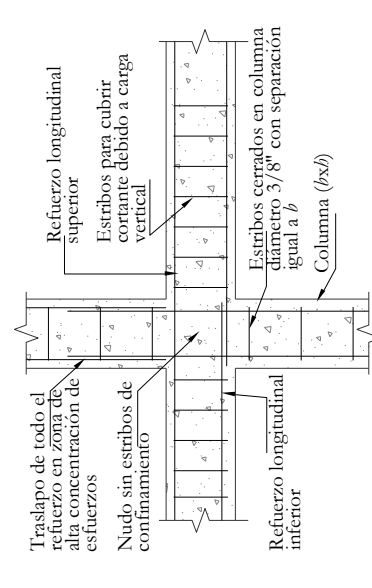
| Descripción | Año | Deficiencias estructurales | Figura descriptiva | Ubicación |
|---|--------------------|---|---|---------------------------|
| <p>Edificación de 3 niveles, 2 pórticos principales en la dirección longitudinal con luces de máximo 6.0 m, muros cargueros en la otra dirección</p> | <p>1964</p> | <p>Detallado no sísmico, similar al ACI 318-63, refuerzo liso, vigas sin confinamiento y sin continuidad del refuerzo superior, nudos no confinados, columnas sin confinamiento</p> |  <p>Refuerzo longitudinal doblado y sin continuidad en la parte superior</p> <p>Nudo sin estribos de confinamiento</p> <p>Refuerzo longitudinal inferior</p> <p>Estribos cerrados en columna diámetro 1/4" con separación igual a b</p> <p>Columna ($b \times h$)</p> | <p>Medellín (Poblado)</p> |
| <p>Edificio construido en la década de 1960 y repotenciado en 1980, de 4 niveles, pórticos de hormigón reforzado, luces de hasta 7.0 m en ambas direcciones</p> | <p>1980</p> | <p>Deficiencias estructurales de la repotenciación: detallado no sísmico, similar al ACI 318-71, estribos lisos, vigas sin extremos confinados y sin continuidad del refuerzo superior, nudos no confinados</p> |  <p>Traslape de todo el refuerzo en zona de alta concentración de esfuerzos</p> <p>Nudo sin estribos de confinamiento</p> <p>Refuerzo longitudinal superior</p> <p>Estribos para cubrir cortante debido a carga vertical</p> <p>Estribos cerrados en columna diámetro 3/8" con separación igual a b</p> <p>Columna ($b \times h$)</p> <p>Refuerzo longitudinal inferior</p> | <p>Medellín (Poblado)</p> |
| <p>Edificio de 3 niveles en hormigón reforzado, las losas corresponden al sistema reticular celularo</p> | <p>Década 1960</p> | <p>Configuración estructural: el sistema de transmisión de cargas verticales no es eficiente y puede favorecer el punzonamiento por cortante en la interacción columna-losa, viguetas sin refuerzo transversal, columnas no diseñadas para sismo, refuerzo longitudinal liso y sin zonas de confinamiento</p> | | <p>Medellín (Belén)</p> |

Tabla 3.4. (Continuación) Caracterización de edificaciones con deficiencias estructurales

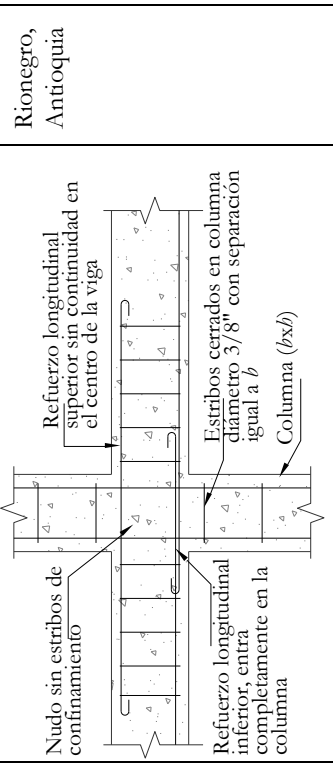
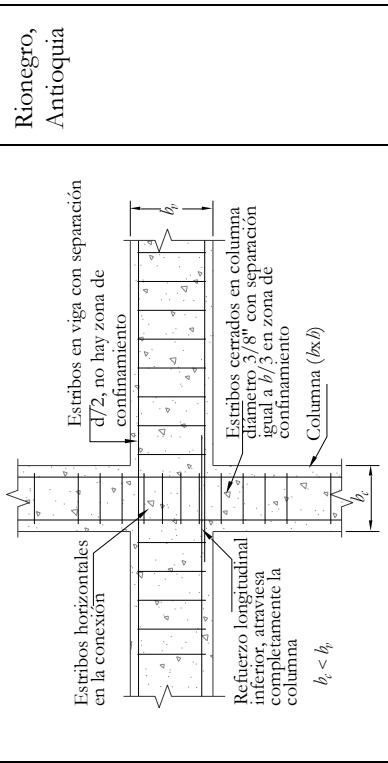
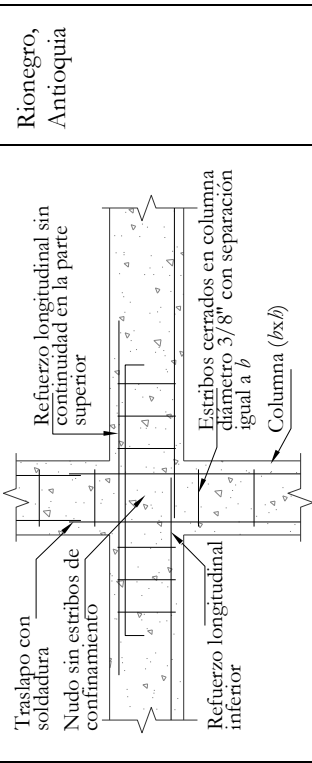
| Descripción | Año | Deficiencias estructurales | Figura descriptiva | Ubicación |
|---|------|--|---|---------------------|
| Edificio de 3 niveles en hormigón reforzado, 3 pórticos en la dirección longitudinal y 6 pórticos ortogonales | 1973 | Detallado no sísmico, en las vigas el refuerzo superior no es continuo y no hay zonas de confinamiento, tampoco en las columnas (detallado similar al ACI 318-63) |  <p>Diagrama de un nudo viga-columna que muestra un nudo sin estribos de confinamiento, refuerzo longitudinal superior sin continuidad en el centro de la viga, estribos cerrados en columna de diámetro 3/8" con separación igual a b, y columna ($b \times h$).</p> | Rionegro, Antioquia |
| Edificio de 5 niveles en hormigón reforzado, 4 pórticos en cada dirección ortogonal. | 1994 | No hay zonas de confinamiento en las vigas, todos los estribos separados a d . Secciones de viga mayores que secciones de columna y se propicia mecanismo de falla columna débil-viga fuerte (M_r columna $< M_r$ viga) |  <p>Diagrama de un nudo viga-columna que muestra estribos horizontales en la conexión, estribos en viga con separación $d/2$, no hay zona de confinamiento, estribos cerrados en columna de diámetro 3/8" con separación igual a $b/3$ en zona de confinamiento, y columna ($b \times h$).</p> | Rionegro, Antioquia |
| Edificio de 3 niveles, en hormigón reforzado, 3 pórticos paralelos en dirección longitudinal, con separación de hasta 7.0 m y unidos entre sí mediante losa con viguetas en una dirección | 1973 | No hay pórticos ortogonales que conecten los pórticos principales de la estructura; vigas: refuerzo longitudinal superior sin continuidad, solo estribos para cubrir cortante debido a carga vertical; columnas: sin zonas de confinamiento, sin estribos en los nudos, todo refuerzo longitudinal traslapado en el mismo punto y con soldadura en una longitud de 10 cm |  <p>Diagrama de un nudo viga-columna que muestra un traslape con soldadura, nudo sin estribos de confinamiento, refuerzo longitudinal superior sin continuidad en la parte superior, estribos cerrados en columna de diámetro 3/8" con separación igual a b, y columna ($b \times h$).</p> | Rionegro, Antioquia |

Tabla 3.4. (Continuación) Caracterización de edificaciones con deficiencias estructurales

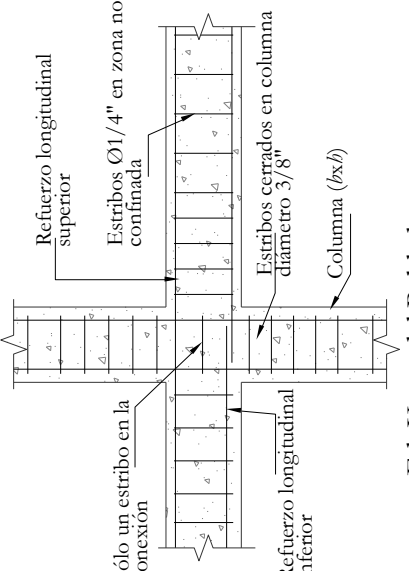
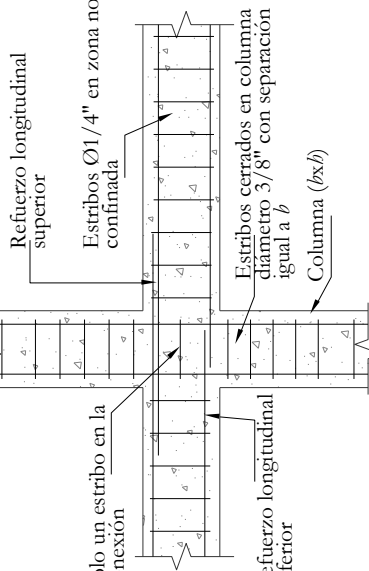
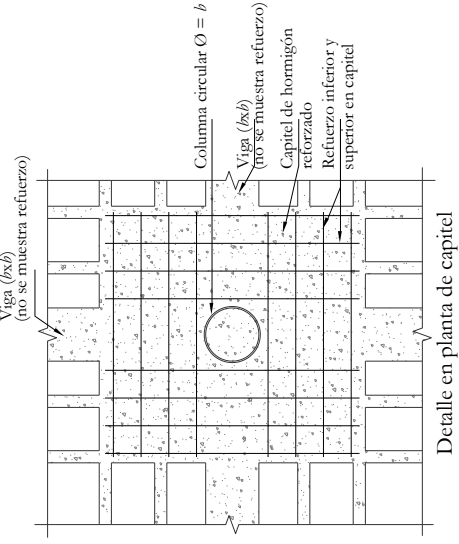
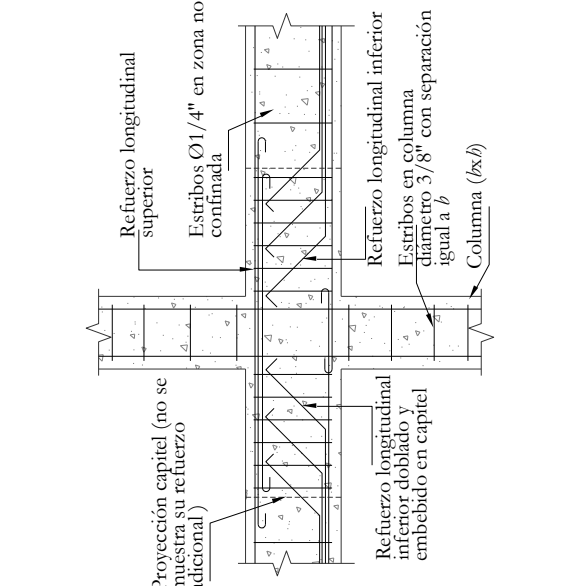
| Descripción | Año | Deficiencias estructurales | Figura descriptiva | Ubicación |
|---|-------------|--|--|---------------------------|
| <p>Edificio residencia de 7 niveles, en hormigón reforzado, estructura conformada por pórticos ortogonales (3 pórticos en una dirección con luces de 3.0 m y 11 pórticos en la otra dirección con luces de 6.50 m) y losas con viguetas en una dirección</p> | <p>1983</p> | <p>Este edificio considera el efecto de fuerzas sísmicas mediante un modelo de fuerza horizontal equivalente. No obstante, padece deficiencias estructurales. El confinamiento de la conexión viga-columna no es suficiente, los estribos de las vigas en la zona no confinada son de 1/4" de diámetro. A pesar de la redundancia estructural, se verifica en las conexiones que es mayor la capacidad a flexión de las vigas que las columnas. Se observa menor rigidez del primer nivel respecto a los demás</p> |  <p>Sólo un estribo en la conexión</p> <p>Refuerzo longitudinal superior</p> <p>Estribos $\varnothing 1/4"$ en zona no confinada</p> <p>Estribos cerrados en columna diámetro $3/8"$</p> <p>Columna (<i>bs/b</i>)</p> <p>Refuerzo longitudinal inferior</p> | <p>Medellín (Poblado)</p> |
| <p>Edificio comercial de múltiples niveles y gran extensión horizontal, estructura en hormigón reforzado, constituida por pórticos ortogonales separados máximo 8 metros en ambas direcciones, losas con viguetas en ambas direcciones y capiteles reforzados en las zonas de transición losa - columna</p> | <p>1986</p> | <p>En vigas, el refuerzo longitudinal superior tiene traslapo en zona de alta concentración de esfuerzos, y estribos de 1/4" de diámetro en zonas no confinadas. Conexiones viga columna con insuficiente confinamiento. Construcción de capiteles en zona de transición losa-columna y las secciones de viga y columna, pone en evidencia mecanismos de falla columna débil-viga fuerte</p> |  <p>Sólo un estribo en la conexión</p> <p>Refuerzo longitudinal superior</p> <p>Estribos $\varnothing 1/4"$ en zona no confinada</p> <p>Estribos cerrados en columna diámetro igual a <i>b</i></p> <p>Columna (<i>bs/b</i>)</p> <p>Refuerzo longitudinal inferior</p> | <p>Medellín (Poblado)</p> |

Tabla 3.4. (Continuación) Caracterización de edificaciones con deficiencias estructurales

| Descripción | Año | Deficiencias estructurales | Figura descriptiva | Ubicación |
|--|-------------|--|---|-----------------|
| <p>(continuación del anterior)</p> | | |  <p>Viga $(b \times b)$ (no se muestra refuerzo)</p> <p>Columna circular $\phi = b$</p> <p>Viga $(b \times b)$ (no se muestra refuerzo)</p> <p>Capitel de hormigón reforzado</p> <p>Refuerzo inferior y superior en capitel</p> <p>Detalle en planta de capitel</p> | |
| <p>Edificio en hormigón reforzado, de 15 niveles, 8 pórticos paralelos en una dirección con separación de 8.5 m y luces de hasta 9.0 m unidos entre ellos mediante losas con viguetas en dos direcciones y capiteles en la zona de transición con las columnas, el diseño de las losas obedece al sistema reticular celularado</p> | <p>1968</p> | <p>Pórticos de hormigón reforzado están dispuestos en forma paralela y solo en una dirección, conectados entre ellos por viguetas de losas que corresponden al sistema constructivo reticular celularado. Las vigas de pórtico principales son de sección mucho mayor que las columnas, sin embargo, sólo el 20% del refuerzo longitudinal inferior llega hasta la columna, el resto es doblado y embebido en el capitel de hormigón; el refuerzo longitudinal superior que es continuo equivale a una cuantía inferior a la mínima establecida hoy día. Se observa mayor rigidez en la conexión que en la columna, lo que podría generar un mecanismo de falla indeseado. Columnas sin zonas de confinamiento</p> |  <p>Refuerzo longitudinal superior</p> <p>Estribos $\phi 1/4''$ en zona no confinada</p> <p>Refuerzo longitudinal inferior</p> <p>Estribos en columna diámetro $3/8''$ con separación igual a b</p> <p>Columna $(b \times b)$</p> <p>Proyección capitel (no se muestra su refuerzo adicional)</p> <p>Refuerzo longitudinal inferior doblado y embebido en capitel</p> | <p>Medellín</p> |

4 ANÁLISIS Y DISEÑO DE PÓRTICOS CON INSUFICIENCIA A CORTANTE

En este proyecto se realizaron ensayos experimentales de pórticos con insuficiencia a cortante, característica que puede presentarse en estructuras diseñadas antes de la entrada en vigencia de códigos sismo-resistentes en el país. El cálculo de la capacidad a cortante en este estudio se realizó siguiendo el diseño para cortante según la Asociación Canadiense de Normalización (*Canadian Standards Association, CSA*), el cual está basado en la Teoría Modificada del Campo de Compresión (*Modified Compression Field Theory, MCFT*). Se seleccionó esta teoría ya que es un método de análisis a cortante que ha mostrado un alto grado de confiabilidad. La teoría fue desarrollada por Vecchio y Collins [1986] y Collins y Mitchell [1991], y simplificada por Bentz y Collins [2006]. El cálculo de la capacidad a cortante de un elemento de hormigón reforzado según la *MCFT* se obtiene al considerar el equilibrio, la compatibilidad y las relaciones esfuerzo-deformación, e implica conocer la relación momento-cortante (M/V) en la sección de análisis, razón por la cual la resistencia a cortante de un elemento varía según el tipo de carga aplicada y sus condiciones de apoyo.

En este capítulo se introduce la Teoría Modificada del Campo de Compresión mediante ejemplos que corresponden a secciones de los pórticos que se fallaron experimentalmente. Adicionalmente se incluyen las consideraciones que se tuvieron en cuenta para el diseño de dichos pórticos, de modo que se asegurara una falla a cortante, motivo de estudio de este proyecto. El siguiente capítulo presenta la descripción detallada de los pórticos en cuanto a propiedades, cargas y condiciones de apoyo. En total se diseñaron y fallaron tres pórticos, los cuales en adelante se denominan pórticos *P1*, *P2* y *P3*. Los pórticos *P1* y *P3* se diseñaron para presentar una falla por cortante en la viga, y el pórtico *P2* se diseñó para presentar una falla por cortante en las columnas, al ser sometidos, todos, a una carga lateral monotónica. Los análisis detallados para el diseño de los pórticos —basados en las ecuaciones simplificadas para el análisis de la capacidad a cortante usadas en el código canadiense, CSA A23.3— se presentan en el Apéndice B.

Para facilitar el diseño se realizó un estudio paramétrico que permitió seleccionar la geometría de las secciones de una manera rápida, asegurando una falla por cortante. En este análisis paramétrico, que se describe en forma detallada en el Apéndice B, se evalúa la relación de la capacidad a cortante y el modo de falla con los parámetros básicos de diseño, tales como las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal, la relación entre la longitud y el peralte del elemento, y la relación momento-cortante, siendo este último parámetro función del tipo de carga y de las condiciones de apoyo.

4.1 MÉTODO SIMPLIFICADO DE DISEÑO A CORTANTE (CSA, A23.3)

El método simplificado de diseño a cortante adoptado en el código canadiense (CSA, capítulo A23.3) se basa en la Teoría Modificada del Campo de Compresión (*Modified Compression Field Theory, MCFT*), pero a diferencia de ésta no considera el comportamiento de un elemento en toda su fase de carga, sólo predice la capacidad última de cortante, V_r , asociada a la deformación unitaria longitudinal promedio, ε_x , medida en el punto medio de la profundidad efectiva de la sección transversal. Si se desea estudiar el comportamiento completo de un elemento, es decir, obtener su curva carga-deformación, se debe recurrir a la *MCFT*. La *MCFT* —y por tanto la simplificación de la CSA— es válida sólo en regiones viga, es decir, regiones del elemento donde las secciones planas permanecen planas y se puede asumir una distribución uniforme de esfuerzo cortante. El método simplificado ignora la acción de dovela del refuerzo longitudinal, y asume que la resistencia a cortante del bloque de compresión es mayor que la de las zonas agrietadas, siendo la capacidad de las grietas para resistir cortante lo que determina la resistencia última en elementos sin refuerzo transversal. Cabe anotar que la teoría también considera el aporte a la capacidad a cortante por efecto del preesfuerzo, pero dicho aporte se ha ignorado en las expresiones aquí mostradas debido a la ausencia de preesfuerzo en las estructuras a analizar.

Para una sección de hormigón no pre-esforzada, la resistencia a cortante, V_n , se calcula como la suma de la resistencia aportada por el hormigón, V_c , y la resistencia aportada por el refuerzo a cortante, V_s . La contribución de resistencia de cada material está dada por las ecuaciones:

$$V_c = \phi_c \lambda \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v \quad (4.1)$$

$$V_s = \phi_s \frac{A_v f_y d_v}{s} \cot(\theta) \quad (4.2)$$

Las variables involucradas se definen como: ϕ_c y ϕ_s , factores de reducción de resistencia del hormigón y del acero respectivamente; λ , factor aplicado para hormigón de baja densidad; β , factor que representa la resistencia del hormigón fisurado como nuevo material; f'_c , resistencia máxima a compresión del hormigón (en MPa); f_y , tensión de fluencia del acero de refuerzo; θ , ángulo de inclinación de los esfuerzos de compresión; A_v , área de refuerzo transversal; d_v , profundidad efectiva a cortante que se toma como $0.9d$ ó $0.72h$, el valor que sea mayor. Al igual que en el ACI (*American Concrete Institute, ACI 318-05*) para hormigón de alta resistencia el valor $\sqrt{f'_c}$ no debe exceder 8.3 MPa.

En el análisis de este trabajo se desea evaluar la capacidad neta de las secciones, por lo tanto, no se considera reducción de resistencia, esto es, los factores ϕ_c y ϕ_s se toman igual a la unidad. Se considera un hormigón de densidad normal, por lo que $\lambda = 1$.

En la ecuación 4.1 el factor β es función de la deformación longitudinal en la mitad de la altura del elemento, ε_x , y del parámetro de ancho equivalente de fisuras s_{re}

$$\beta = \frac{0.40}{(1+1500\varepsilon_x)} \left(\frac{1300}{1000+s_{\text{re}}} \right) \quad (4.3)$$

En elementos de hormigón reforzado sin estribos, el parámetro de ancho equivalente de fisura, s_{re} , depende del tamaño del agregado grueso, a_g , usado en el hormigón y del ancho de fisura, s_x , de acuerdo a la ecuación:

$$s_{\text{re}} = \frac{35s_x}{15+a_g} \geq 0.85s_x, \text{ donde } s_x = d_v \quad (4.4)$$

Sin embargo, esta dependencia pierde su efecto cuando se considera la presencia de algún refuerzo a cortante en la sección, que de acuerdo a criterios de la *MCFT*, puede considerarse $s_{\text{re}} = s_x = 300$ mm y permite simplificar β a la expresión

$$\beta = \frac{0.40}{(1+1500\varepsilon_x)} \quad (4.5)$$

El ángulo de inclinación de los esfuerzos de compresión puede calcularse, de acuerdo a lo sugerido por Bentz y Collins [2006], mediante la ecuación

$$\theta = (29 + 7000\varepsilon_x)(0.88 + s_{\text{re}}/2500) \quad (4.6)$$

Aunque la forma de la ecuación 4.6 difiere de la del código canadiense en el término $(0.88 + s_{\text{re}}/2500)$, este término se utiliza ya que los autores del método sugieren que se obtiene una mejor predicción al incluirlo en la ecuación.

La deformación ε_x se calcula a partir de la solución del equilibrio de las fuerzas presentes en la sección y se simplifica a partir de varias suposiciones que son conservadoras. En la Figura 4.1 se muestra una sección de viga no pre-esforzada sometida a las fuerzas externas axial (N), cortante (V) y momento (M) en el lado izquierdo y el mecanismo de fuerzas internas en el lado derecho incluyendo los esfuerzos de compresión diagonal (f_2) entre las fisuras. C y T corresponden a las fuerzas resultantes de compresión y tracción, respectivamente y d_v es la distancia entre ambas.

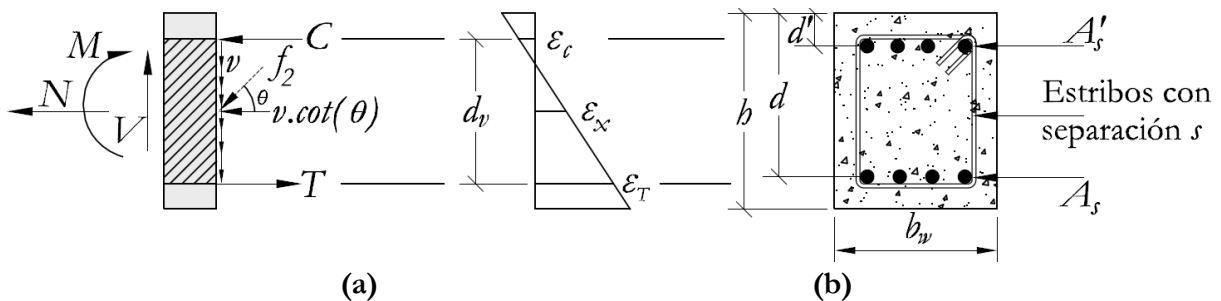


Figura 4.1. Deformaciones para una sección de viga. a) diagrama de cuerpo libre y deformaciones (adaptado de Bentz y Collins, 2006), b) sección de viga

Si se toman momentos alrededor de la fuerza de compresión C se puede obtener la fuerza T como:

$$T = \frac{M}{d_v} + \frac{N}{2} + \frac{V \cot(\theta)}{2} \quad (4.7)$$

La fuerza T se puede escribir en términos de deformación como $E_s \varepsilon_T A_s$ y a su vez la deformación longitudinal en la mitad de la altura, ε_x , puede aproximarse de manera conservadora como $\varepsilon_T/2$, puesto que la deformación asociada al hormigón en compresión, ε_c , es relativamente pequeña dada la alta rigidez de este material en compresión. Otra suposición que resulta conservadora en tanto que sobreestima un poco la influencia del cortante en la fuerza T , es asumir que el factor $\cot(\theta)/2$ se puede aproximar a uno (Bentz y Collins, 2006). Aplicando las consideraciones anteriores a la ecuación 4.7, se llega a la expresión de la deformación longitudinal en la mitad de la altura, ε_x :

$$\varepsilon_x = \frac{M/d_v + V + 0.5N}{2E_s A_s} \quad (4.8)$$

Se observa de la ecuación 4.8 que para hallar la deformación longitudinal ε_x se debe ejecutar un proceso iterativo suponiendo un valor inicial de ε_x puesto que el cortante V es función de ε_x ; este proceso es sencillo y converge rápidamente. En esta ecuación la fuerza axial, N , es positiva en tracción y se debe cumplir que $M/Vd_v \geq 1.0$.

4.1.1 Ejemplo de aplicación del método simplificado para diseño a cortante (CSA A23.3)

A continuación se presenta un ejemplo práctico para ilustrar de manera sencilla la aplicación del método de diseño a cortante. Para ello se considera la columna C1 del pórtico P2 con la geometría mostrada en la Figura 4.2, el cual está sometido a una fuerza lateral F igual a 218.35 kN.

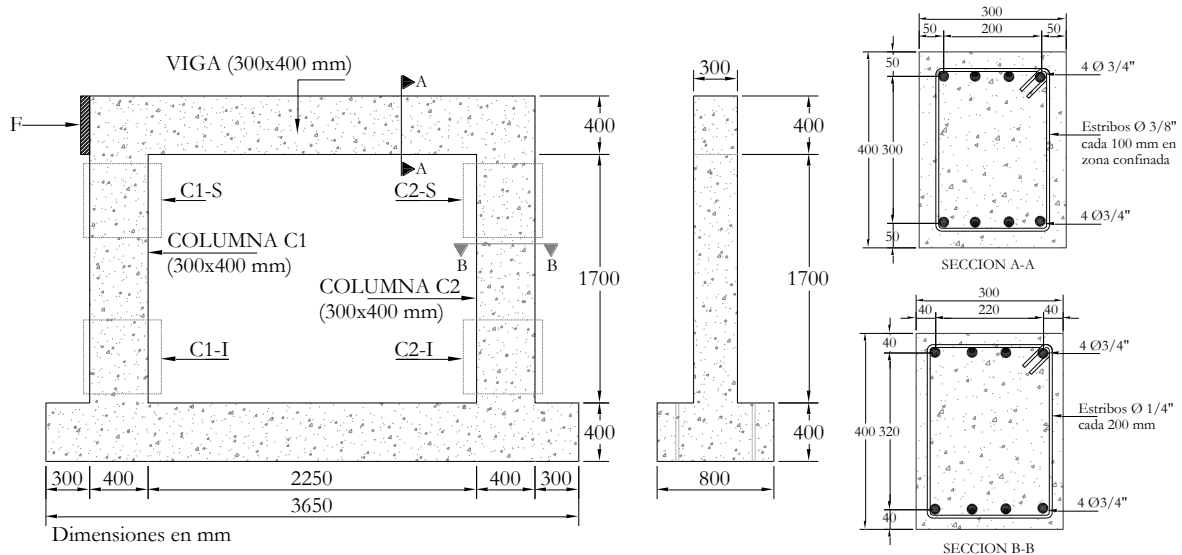


Figura 4.2. Geometría y secciones de viga y columna pórtico P2

Las fuerzas internas que experimenta el pórtico, según el análisis estructural, se muestran en la Figura 4.3.

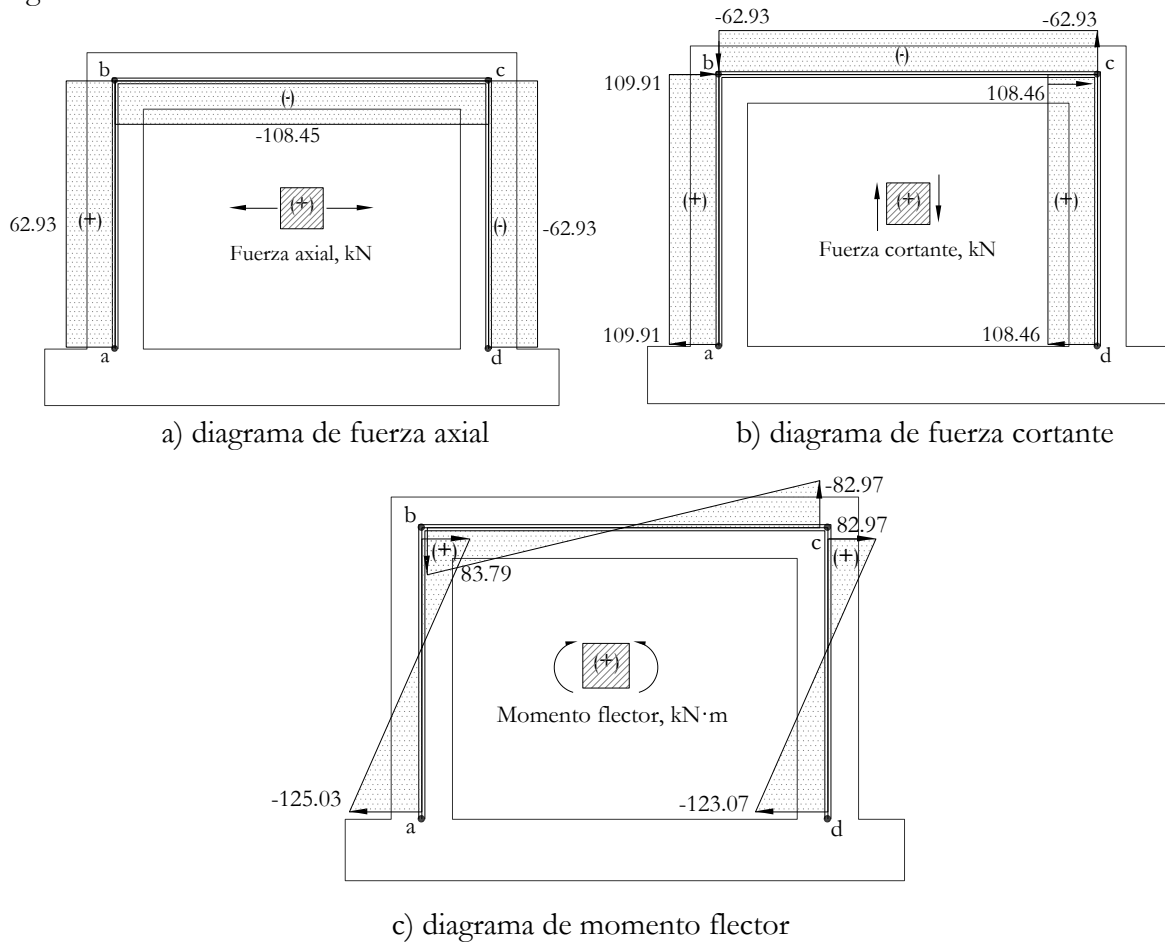


Figura 4.3. Diagramas de fuerza interna en el pórtico P2: a) fuerza axial, b) fuerza cortante, c) momento flector

Se usan materiales con las siguientes resistencias: hormigón, $f_c = 21$ MPa; acero de refuerzo longitudinal, $f_y = 420$ MPa; y refuerzo transversal, $f_y = 240$ MPa para columnas y $f_y = 420$ MPa para vigas. Para una mejor comprensión del análisis, se detalla la metodología por pasos, así:

Paso 1. Configuración geométrica de la sección (columna C1)

Se consideran los siguientes parámetros: la longitud libre del elemento L_l coincide con la longitud de cortante L_0 , $L_l = L_0 = 1.70$ m; se considera que el elemento está empotrado en su base y el ancho del apoyo superior es $L_b = 0.40$ m; cuantía de refuerzo longitudinal tanto en compresión como en tracción, $\rho = 1.05\%$; $L_0/d = 4.72$; estribos de diámetro 1/4" con separación $s = 200$ mm ($A_v f_y / b_w s = 0.26$ MPa). Como la estructura está sometida a una carga lateral, la fuerza cortante es constante a lo largo del elemento bajo consideración (ver Figura 4.3). La relación entre los momentos de los extremos, γ , es igual a M_b / M_a , donde $M_a = 125.03$ kN·m y $M_b = 83.79$ kN·m. Por lo tanto $\gamma = 0.67$. La carga axial en el elemento es

de tracción $N = 62.93 \text{ kN}$. Los diagramas de fuerza axial, fuerza cortante y de momento flector en la columna se muestran en la Figura 4.3.

Paso 2. Localización de la sección crítica

Las secciones críticas a cortante se localizan, en el elemento de análisis, de acuerdo con el código canadiense, a una distancia $d_v = 0.9d$ ó $0.72b$ (el mayor valor) desde la cara del apoyo. En este caso se considera que la secciones críticas están localizadas, la primera a una distancia d_v medida desde la base, es decir, a una distancia $x_1 = d_v = 0.9 \times 0.36 \text{ m} = 0.324 \text{ m}$; y la segunda, a una distancia d_v desde el borde inferior de la viga superior, esto es $x_2 = 0.2 + dv = 0.524 \text{ m}$ desde el nodo b . La Figura 4.4 muestra los diagramas de momento y cortante presentes en la columna C1, la localización de la sección crítica y el punto de inflexión del momento flector.

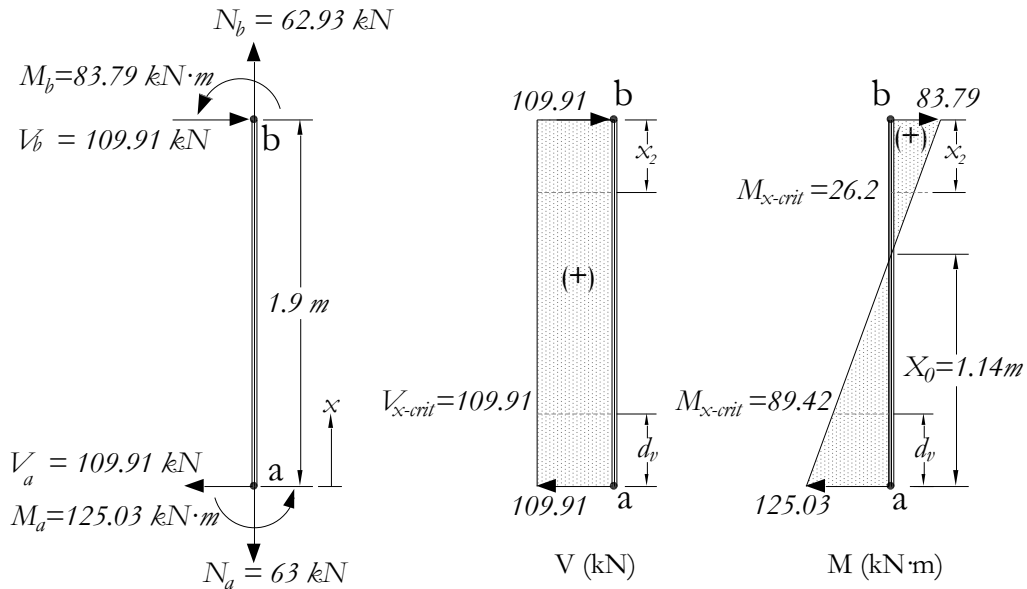


Figura 4.4. Diagrama de fuerzas en columna C1 del pórtico P2

Aunque en el elemento de análisis se presentan dos secciones críticas, en los siguientes pasos del ejemplo se mostrará en detalle sólo los cálculos de la sección crítica inferior. El procedimiento de análisis para la sección crítica superior se realiza de forma similar.

Paso 3. Definir relación momento-cortante (M/V)

Para la sección crítica es necesario definir la relación momento-cortante. Para la sección crítica inferior se tiene que $M/V = 89.42 \text{ kN}\cdot\text{m}/109.91 \text{ kN} = 0.814 \text{ m}$. La relación M/V en términos generales para la columna de un pórtico sometido a carga lateral es la siguiente:

$$\frac{M}{V} = \frac{L}{1+\gamma} - x = \frac{1.7 + \frac{0.40}{2}}{1+0.67} - 0.324 = 0.814 \text{ m} \quad (4.9)$$

En el numeral 4.3 se presenta la deducción de la ecuación anterior.

Paso 4. Cálculo de los parámetros β y θ a partir de ϵ_s supuesto

Suponiendo una deformación longitudinal inicial, $\varepsilon_x = 0.0005$, y aplicando las ecuaciones 4.5 y 4.6, se tiene

$$\beta = \frac{0.40}{(1+1500 \times 0.0005)} = 0.2286 \quad (4.10)$$

$$\theta = (29 + 7000 \times 0.0005) \times (0.88 + 300/2500) = 32.5^\circ \quad (4.11)$$

Paso 5. Cálculo de la resistencia a cortante, V

Usando las ecuaciones 4.10 y 4.11 en las ecuaciones 4.1 y 4.2 se obtiene la resistencia a cortante que aporta el hormigón y el acero:

$$V_c = 0.2286 \times \sqrt{21} \times 300 \times 324 / 1000 = 101.81 \text{ kN} \quad (4.12)$$

$$V_s = \frac{64 \text{ mm}^2 \times 240 \text{ MPa} \times 324 \text{ mm}}{200 \text{ mm}} \cot(32.5^\circ) = 39.06 \text{ kN} \quad (4.13)$$

$$V = 101.81 \text{ kN} + 39.06 \text{ kN} = 140.87 \text{ kN} \quad (4.14)$$

Paso 6. Cálculo de la deformación longitudinal, ε_x

Considerando una fuerza axial de tracción $N = 62.93 \text{ kN}$, la deformación longitudinal se puede calcular a partir de la ecuación 4.8, teniendo en cuenta las ecuaciones 4.9 y 4.14 así:

$$\varepsilon_x = \frac{V \times \left(\frac{M}{V d_r} + 1 + 0.5 \frac{N}{V} \right)}{2 E_s A_s} \quad (4.15)$$

$$\varepsilon_x = \frac{140870 \times \left(\frac{0.814}{0.324} + 1 + \frac{0.5 \times 62930}{140870} \right)}{2 \times 200000 \times 1136} = 0.00116$$

Como la deformación calculada no es igual a la supuesta inicialmente, con el último valor calculado de ε_x se debe repetir los cálculos de los pasos 4 a 6 de forma iterativa hasta obtener el mismo valor de deformación, entonces se habrá calculado la capacidad a cortante de la sección. En la Tabla 4.1 se muestran los valores calculados. La capacidad a cortante de la sección es $V_r = 109.3 \text{ kN}$ considerando el efecto de la carga axial de tracción.

Tabla 4.1. Cálculo de la resistencia a cortante considerando fuerza axial $N = 62.93 \text{ kN}$

| ε_x supuesto | θ (°) | β | V_c (kN) | V_s (kN) | $V_r = V_s + V_c$ (kN) | ε_x (final) |
|-----------------------------|--------------|---------|------------|---------------|---------------------------|-------------------------|
| 0.00050 | 32.50 | 0.2286 | 101.81 | 39.06 | 140.87 | 0.00116 |
| 0.00116 | 37.10 | 0.1462 | 65.11 | 32.90 | 98.00 | 0.00083 |
| 0.00083 | 34.79 | 0.1786 | 79.55 | 35.82 | 115.37 | 0.00096 |
| 0.00096 | 35.72 | 0.1639 | 72.99 | 34.60 | 107.59 | 0.00090 |
| 0.00090 | 35.30 | 0.1702 | 75.79 | 35.14 | 110.93 | 0.00093 |
| 0.00093 | 35.48 | 0.1674 | 74.56 | 34.90 | 109.47 | 0.00092 |
| 0.00092 | 35.43 | 0.1682 | 74.83 | 34.98 | 109.91 | 0.00092 |

Se hizo un análisis similar para la sección crítica superior de la columna y se determinó que su capacidad a cortante es un poco mayor, estimada en $V_r = 128.91$ kN, dado que la relación M/V es menor que en la sección inferior ($M/V = 0.24$ m).

Con el procedimiento descrito en los pasos 1 a 6 se calculó la capacidad a cortante, V_r , de la sección crítica en el extremo inferior de la columna. Al comparar este valor con la capacidad a flexión del elemento se puede determinar el modo de falla del mismo. Se debe tener en cuenta que la localización de la sección crítica a cortante (d_r desde la cara del apoyo) difiere de la localización de la sección crítica a flexión (cara del apoyo). A continuación se detalla el tipo de falla del caso considerado en el ejemplo.

En la sección crítica a cortante (a una distancia $x = 0.324$ m de la cara del apoyo inferior), el momento $M_{(x=0.324\text{ m})}$ asociado a V_r se calcula de acuerdo a la relación momento-cortante proporcionada por la ecuación 4.9:

$$M_{(x=0.324\text{ m})} = 0.814\text{ m} \times 109.91\text{ kN} = 89.42\text{ kN}\cdot\text{m} \quad (4.16)$$

Sin embargo, y de acuerdo con la Figura 4.4, el momento máximo no ocurre en la sección crítica, sino en la base de la columna. Si se denomina M_v como el momento máximo en el elemento asociado a la capacidad última de cortante, V_r , se puede obtener por proporcionalidad del diagrama de momentos:

$$M_v = \frac{L/(1+\gamma)}{L/(1+\gamma) - x} M_{(x=0.324\text{ m})} = \frac{1.90\text{ m}/(1+0.67)}{1.90\text{ m}/(1+0.67) - 0.324\text{ m}} \times 89.42\text{ kN}\cdot\text{m} = 125.03\text{ kN}\cdot\text{m} \quad (4.17)$$

La capacidad a flexión pura de la sección (Sección B-B de la Figura 4.2) corresponde al momento resistente calculado para la condición en que el acero a tensión alcanza la cedencia y el hormigón alcanza simultáneamente una deformación unitaria $\epsilon_c = 0.003$. Se calcula mediante la ecuación que satisface las condiciones del diagrama general de deformaciones y de equilibrio para las fuerzas internas resultantes en la que se usó el bloque de compresión propuesto por Whitney, tomando momentos alrededor del acero a tensión:

$$M_r = 0.85f'_c ab_w \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_s' (d - d') \quad (4.18)$$

Donde a es la profundidad del bloque rectangular equivalente de esfuerzos en el hormigón, $a = \beta_1 c$; c , la profundidad del eje neutro; β_1 , valor experimental que se toma como 0.85 para hormigón con $f'_c \leq 28$ MPa y menor en 0.05 por cada 7 MPa de f'_c sobre 28 MPa pero nunca menor a 0.65; f'_s , el esfuerzo en el refuerzo a compresión; d' , distancia desde la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo longitudinal en compresión.

La capacidad a flexión pura determinada de la ecuación 4.18 es $M_r = 156.73 \text{ kN}\cdot\text{m}$. El momento máximo asociado a la capacidad última de cortante, $M_v = 125.08 \text{ kN}\cdot\text{m}$, es menor que la capacidad de flexión pura de la sección, M_r , por lo tanto el elemento fallará por cortante para una relación $M_v/M_r = 125.08/156.13 = 0.8$.

En el Apéndice B se encuentra con más detalle el análisis de la relación M_v/M_r , así como el análisis de los demás parámetros que influyen en el comportamiento y la capacidad a cortante del elemento, como son las cuantías de refuerzo longitudinal y transversal, y la esbeltez del elemento medida a partir del parámetro L_0/d .

4.2 LA CAPACIDAD A CORTANTE EN DIFERENTES CÓDIGOS DE DISEÑO

En los códigos de diseño y construcción se especifican ecuaciones para predecir la capacidad a cortante de elementos de hormigón reforzado, sean o no preesforzados. En general, dichas predicciones varían de un código a otro. En la Tabla 4.2 se presentan las ecuaciones básicas para la predicción de la capacidad a cortante de elementos no preesforzados, dadas por el ACI 318-05 (las mismas usadas en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente, NSR-10) y el CSA A23.3.

La información presentada en este numeral tiene la finalidad de comparar las ecuaciones incluidas en los códigos mencionados. En el caso del código del ACI, y por tanto NSR-10, la resistencia a cortante se basa en el promedio de los esfuerzos de cortante en el área efectiva de la sección, $b_w d$, en donde b_w es el ancho de la sección y d es la distancia entre la fibra extrema de compresión y el centroide del refuerzo longitudinal a tracción. En el caso del código CSA, la resistencia a cortante se basa en la *MCFT*, como se explicó en el numeral anterior.

Tabla 4.2. Ecuaciones para el cálculo de la capacidad a cortante

| Código | Capacidad a cortante del hormigón y del refuerzo transversal, en MPa |
|--------------------------|--|
| ACI 318-05 (o NSR-10) | $V = V_c + V_s$ <p>Sin carga axial:</p> $V_c = 0.17\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \text{ ó de forma más detallada}$ $V_c = \left(0.16\lambda\sqrt{f'_c} + 17\rho_w \frac{Vd}{M}\right)b_w d$ <p>Con carga axial:</p> $V_c = 0.17\left(1 + \frac{N}{14A_g}\right)\lambda\sqrt{f'_c}b_w d \text{ (con } N \text{ positivo a compresión)}$ <p>En ambos casos: $Vd/M \leq 1.0$</p> |

Tabla 4.2. (Continuación) Ecuaciones para el cálculo de la capacidad a cortante

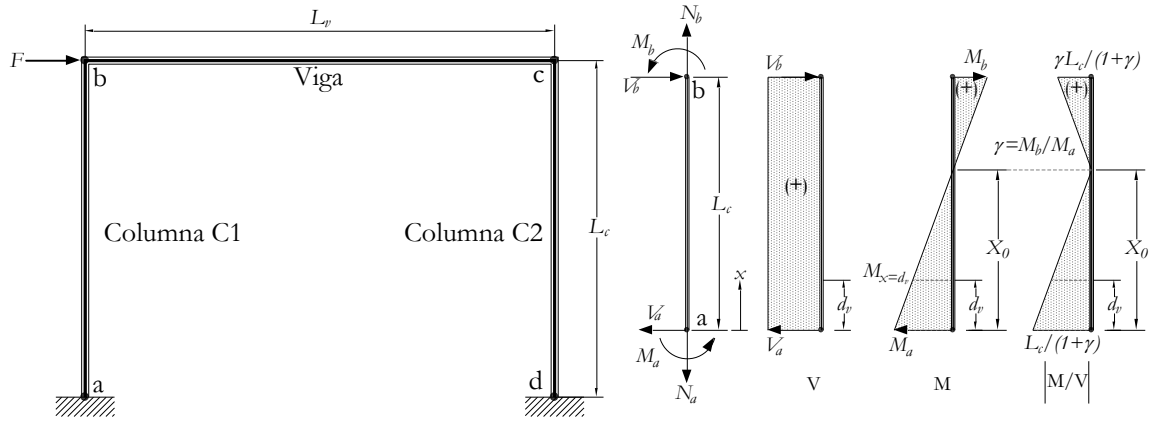
| Código | Capacidad a cortante del hormigón y del refuerzo transversal, en MPa |
|------------------|--|
| CSA 2004 (A23.3) | $V_c = \phi_c \lambda \beta \sqrt{f'_c} b_w d_v$ $\beta = \frac{0.40}{(1+1500\varepsilon_x)} \left(\frac{1300}{1000+s_{\varepsilon_e}} \right); \quad \theta = (29 + 7000\varepsilon_x)(0.88 + s_{\varepsilon_e}/2500)$ $s_{\varepsilon_e} = \frac{35s_{\varepsilon_c}}{15 + a_g} \geq 0.85s_{\varepsilon_c}$ $\varepsilon_x = \frac{M/d_v + V + 0.5N}{2E_s A_s} \quad (N \text{ positivo a tracción})$ $V_s = \phi_s \frac{A_v f_y d_v}{s} \cot(\theta)$ $M/Vd_v \geq 1.0$ |

En la tabla anterior no se debe tomar un valor de $\sqrt{f'_c}$ mayor a 8.3 MPa; para el ACI, la sección crítica se localiza a una distancia d desde la cara del apoyo, para el CSA se localiza a una distancia d_v de la cara del apoyo.

4.3 ANÁLISIS Y DISEÑO DE PÓRTICOS PARA PRUEBAS EXPERIMENTALES

En esta sección se presenta un resumen del análisis de la capacidad a flexión y cortante de uno de los tres pórticos que se fallaron experimentalmente, el pórtico *P2*, y el resultado del análisis de los demás pórticos. El análisis detallado permite mostrar paso a paso la aplicación de la teoría empleada en el CSA al análisis de cada uno de los elementos, al someter el pórtico a una carga lateral monotónica. La geometría del pórtico *P2* y las secciones de viga y columna son las ya presentadas en la Figura 4.2. Las propiedades de los materiales: hormigón, $f'_c = 21$ MPa; acero de refuerzo longitudinal, $f_y = 420$ MPa; y refuerzo transversal, $f_y = 240$ MPa en columnas y $f_y = 420$ MPa en la viga. Los diagramas de fuerzas internas en cada uno de los elementos del pórtico al ser sometido a la carga lateral, se muestran en la Figura 4.5. Para efectos de simplificar el análisis de la viga, se supone que los momentos flectores son iguales en sus extremos y el punto de inflexión se localiza de manera aproximada en el centro de la luz.

La geometría final de los pórticos ensayados es el resultado de un análisis paramétrico que se incluye en el Apéndice B.



Esquema de pórtico para análisis

Diagrama de fuerzas en columna C1

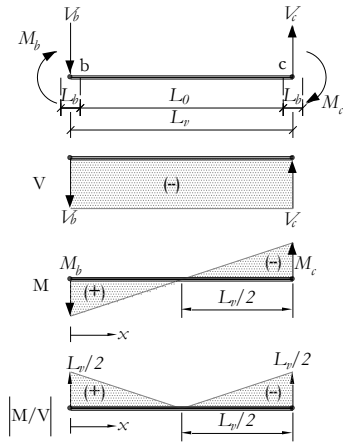


Diagrama de fuerzas en viga

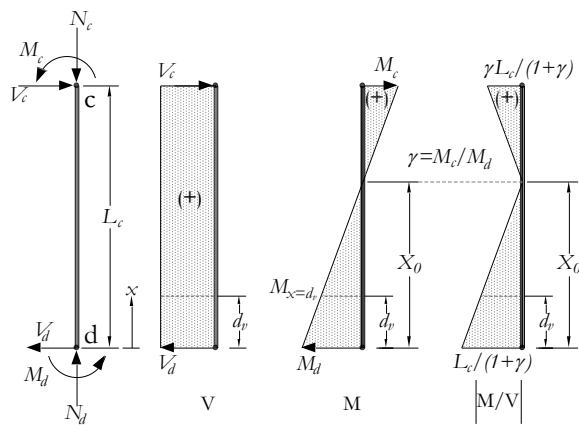


Diagrama de fuerzas en columna C2

Figura 4.5. Pórtico *P2*: Esquema para análisis y fuerzas internas en viga y columnas

4.3.1 Pórtico *P2*: Análisis de la columna C1

En el diseño del pórtico *P2* se buscó intencionalmente que las columnas presentaran insuficiencia a cortante de forma que fallen al aplicar la carga lateral monótonica F . Las ecuaciones de equilibrio de fuerza cortante y flexión en la columna C1 —que es más vulnerable por estar sometida a una fuerza axial de tracción— corresponden con los diagramas de fuerzas internas mostrados en la Figura 4.5. Del análisis del elemento se obtiene:

$$V = V_a = V_b; \quad V = \frac{M_a + M_b}{L}; \quad \gamma = \frac{M_b}{M_a} = \frac{L - x_0}{x_0} \quad (4.19)$$

$$\text{Por lo tanto: } V = \frac{M_a(1+\gamma)}{L}; \quad M_{(x)} = \left(\frac{L/(1+\gamma) - x}{L/(1+\gamma)} \right) M_a; \quad \frac{M_{(x)}}{V} = \frac{L}{1+\gamma} - x \quad (4.20)$$

En la Figura 4.5 se muestra que la relación M/V es máxima en el extremo inferior de la columna.

Se realizó un análisis lineal del pórtico con las propiedades geométricas mostradas en la Figura 4.2 y se determinó un valor de $\gamma = 0.67$ y una carga axial de tracción de $N = 62.93$ kN para la columna C1 al someter el pórtico a una carga lateral $F = 218.35$ kN. La capacidad a cortante de este elemento corresponde a la calculada en el ejemplo de aplicación (numeral 4.1.1), estimada en $V_r = 109.91$ kN. El análisis de la columna C2 es similar, la diferencia está en que la carga axial es de compresión, lo que favorece la capacidad a cortante del elemento.

4.3.2 Pórtico P2: Análisis de la viga

A partir del análisis lineal se obtuvo que los momentos en los extremos de la viga son aproximadamente iguales (ver Figura 4.5), por lo tanto puede suponerse $\gamma = 1.0$ y la relación M/V es máxima en ambos extremos de la viga. De la estática del elemento se obtienen las ecuaciones:

$$V(x) = V_b = V_c = \frac{2M_b}{L} \quad (4.21)$$

$$M_b = M_c \quad (4.22)$$

$$M(x) = \frac{L - 2x}{L} M_b \quad (4.23)$$

De donde resulta la relación:

$$\frac{M(x)}{V(x)} = \frac{L}{2} - x \quad (4.24)$$

La geometría y refuerzo de la viga es la mostrada en la sección A-A de la Figura 4.2. En la misma figura se puede leer que los parámetros $L = 2.65$ m, $L_0 = 2.25$ m, $L_b = 0.40$, $A_s = 1136$ mm² ($\rho = A_s / b_w d = 1.08\%$), y estribos $\phi = 3/8$ " con 100 mm de separación en zona crítica de cortante ($A_{vf} / b_w s = 2.0$). En este caso, la sección crítica se encuentra localizada a una distancia $d_p = 0.9 \times 0.350$ m = 0.315 m de la cara del apoyo, es decir, a una distancia $x = L_b / 2 + d_p = 0.515$ m desde el eje del apoyo. La sección crítica se localiza en ambos extremos del elemento.

De la ecuación 4.24 se obtiene que $M/V = 0.81$ m. Si se ignora la fuerza axial en el elemento (situación conservadora) y se aplica el método simplificado de diseño a cortante de la forma que se ha descrito en el numeral 4.1, resulta que la capacidad cortante de este elemento es $V_r = 248.10$ kN, y el momento máximo en el elemento (justo en la cara interna del apoyo) asociado a la capacidad por cortante es $M_v = 279.10$ kN·m, valor que es mayor que la capacidad a flexión pura del elemento que se ha estimado en $M_r = 149.7$ kN·m. De lo anterior se concluye que la viga es un elemento susceptible de fallar por flexión. Sin embargo, se ha estimado que la viga es lo suficientemente resistente para permitir que se presente la falla en una de las columnas.

El valor de los parámetros de diseño L_0 y ρ (longitud de cortante y cuantía de refuerzo longitudinal, respectivamente) de la columna C1 no son valores arbitrarios, han sido escogidos con juicio, a partir de un análisis paramétrico, para asegurar que se presente una falla por cortante. Dicho análisis se encuentra en forma detallada en el Apéndice B. El resultado de dicho análisis se presenta en la Figura 4.6, en donde se ha establecido un umbral de falla en función de los parámetros L_0 y ρ (la cuantía de refuerzo transversal se mantuvo constante, con $A_{vfy}/b_w s = 0.26$) y a partir del cual se define si con determinada configuración el elemento falla por cortante o por flexión. El modo de falla se representa en la figura como las zonas a cada lado del denominado umbral. Por simplificación, en los análisis realizados no se consideró el efecto de carga axial, decisión que implica un valor conservador de resistencia a cortante para elementos con fuerza axial de compresión.

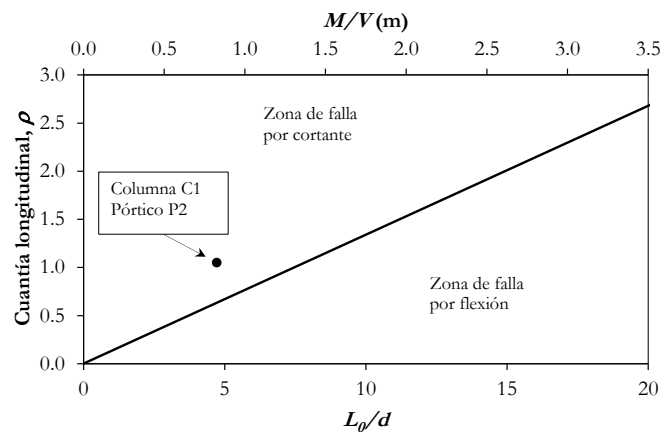


Figura 4.6. Umbral de falla de la columna C1 (Pórtico P2)

4.3.3 Pórticos P1 y P3

Los pórticos P1 y P3 se han analizado de forma similar al pórtico P2, excepto que en ambos casos la insuficiencia a cortante se ha concentrado en las vigas. En el Apéndice B se encuentra el análisis completo de los tres pórticos que fueron fallados experimentalmente. Los umbrales de falla de las vigas en los pórticos P1 y P3 se muestran en la Figura 4.7.

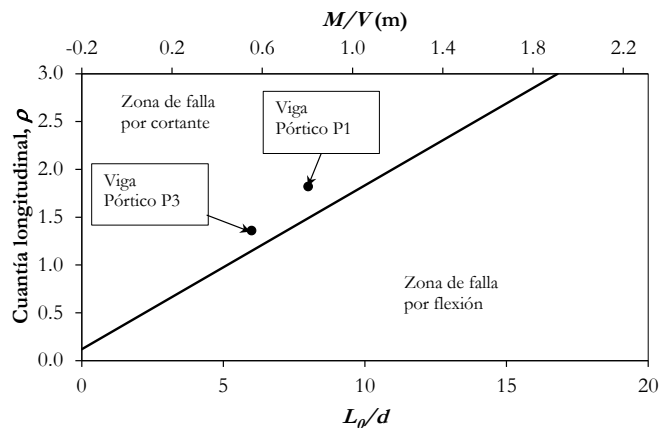


Figura 4.7. Umbral de falla en viga de pórticos P1 y P3

4.4 Comparación con otros pórticos

Se usó la metodología presentada en este capítulo para analizar pórticos ensayados en otras instituciones (los presentados en el numeral 2.1), dos de ellos presentaron fallas por flexión y sólo el pórtico ensayado por Duong [2006] presenta una falla predominante de cortante combinada con flexión. Los modos de falla obtenidos son coherentes con los resultados del análisis. En la Tabla 4.3 se presentan las principales características de los elementos críticos de los pórticos ensayados experimentalmente en este proyecto y de los ensayados en otras instituciones.

Tabla 4.3. Características de pórticos fallados experimentalmente

| Modelo | Características de la sección | Predicción de falla | Falla observada |
|------------------------------|---|---|--|
| Vecchio y Balopoulou [1990]* | $b_w = 300$ mm $b = 400$ mm $d_v = 0.9d = 315$ mm $L_0/d = 4.43^*$ $\rho = 1.2\%$, $\rho' = 0.6\%$ $A_v f_y / b_w s = 1.90$ MPa | Flexión, $M_v/M_r = 1.53$ (ver Figura 4.8) | Flexión Fluencia del refuerzo en el centro de la luz |
| Vecchio y Emara [1992] | $b_w = 300$ mm $b = 400$ mm $d_v = 0.9d = 315$ mm $L_0/d = 8.86$ $\rho = 1.2\%$, $\rho' = 1.2\%$ $A_v f_y / b_w s = 1.90$ MPa | Flexión, $M_v/M_r = 2.09$ (ver Figura 4.8) | Flexión Plastificación de los extremos de la viga y base de columnas |
| Duong [2006] | $b_w = 300$ mm $b = 400$ mm $d_v = 0.9d = 315$ mm $L_0/d = 4.29$ $\rho = 1.2\%$, $\rho' = 1.2\%$ $A_v f_y / b_w s = 0.80$ MPa | Cortante, cercana al umbral de falla, $M_v/M_r = 0.83$ (ver Figura 4.9) | Falla combinada de cortante y flexión, con presencia de grietas importantes de cortante en los extremos del elemento |
| Pórtico P1 | $b_w = 250$ mm $b = 300$ mm $d_v = 0.9d = 225$ mm $L_0/d = 8.00$ $\rho = 1.82\%$, $\rho' = 1.82\%$ $A_v f_y / b_w s = 0.33$ MPa | Cortante, $M_v/M_r = 0.88$ (Ver Figura 4.7) | Cortante en la viga |
| Pórtico P2 | $b_w = 300$ mm $b = 400$ mm $d_v = 0.9d = 324$ mm $L_0/d = 4.72$ $\rho = 1.05\%$, $\rho' = 1.05\%$ $A_v f_y / b_w s = 0.25$ MPa | Cortante, $M_v/M_r = 0.79$ (ver Figura 4.6) | Cortante en extremos superior columna C1 y en base columna C2 |
| Pórtico P3 | $b_w = 250$ mm $b = 300$ mm $d_v = 0.9d = 225$ mm $L_0/d = 6.00$ $\rho = 1.36\%$, $\rho' = 1.36\%$ $A_v f_y / b_w s = 0.33$ MPa | Cortante, $M_v/M_r = 0.91$ (ver Figura 4.7) | Cortante en la viga |

* En este caso: la longitud de cortante corresponde a la mitad de la longitud libre del elemento, $L_0 = L_f/2$

En la Figura 4.8 se presenta el umbral de falla para el elemento crítico de los pórticos ensayados por Vecchio y Balopoulou [1990] y Vecchio y Emara [1992]. Aunque ambos pórticos conservaron las mismas características de configuración, excepto por la cuantía de refuerzo longitudinal en compresión en la viga intermedia (ver numeral 2.1), fueron sometidos a dos tipos de carga diferentes (carga puntual y carga lateral), por lo tanto el parámetro L_0/d — donde L_0 es la longitud de cortante— no permite comparar directamente el modo de falla del elemento crítico de los pórticos, por esta razón, en la figura se usa el parámetro L_f/d , donde L_f es la longitud libre de la viga. Ambos pórticos coinciden en un mismo punto, el cual está alejado del umbral de falla y hacia la zona de falla por flexión.

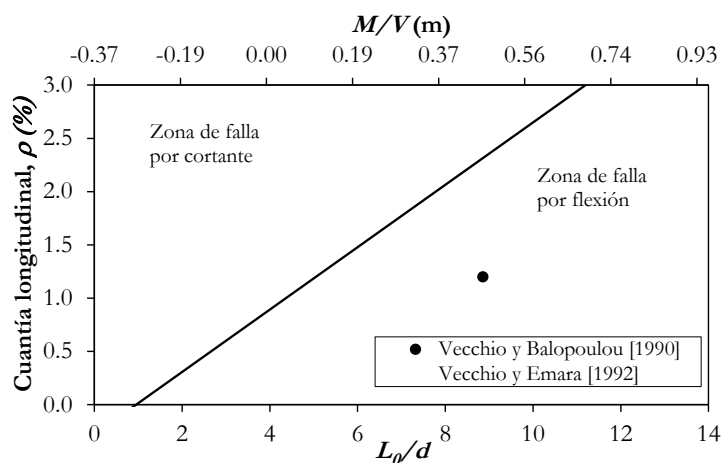


Figura 4.8. Umbral de falla de pórticos ensayados por Vecchio y Balopoulou [1990] y Vecchio y Emara [1992]

De igual forma se presenta en la Figura 4.9 el umbral de falla del pórtico ensayado por Duong [2006] y el punto correspondiente a la predicción, la cual es de cortante.

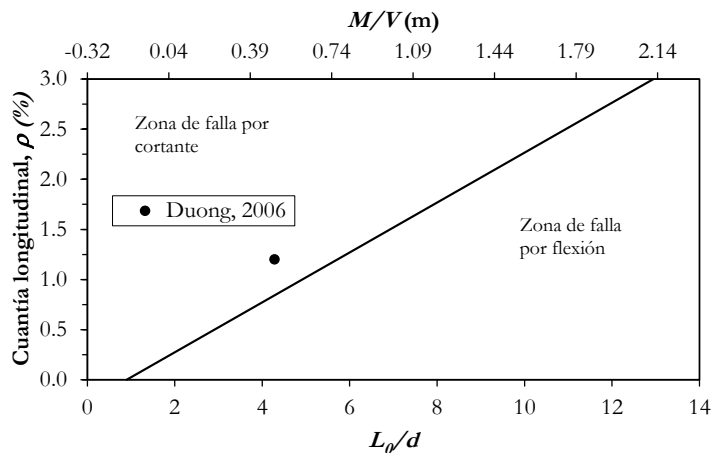


Figura 4.9. Umbral de falla del pórtico ensayado por Duong [2006]

5 ENSAYOS DE LABORATORIO

En este capítulo se describe en detalle el procedimiento experimental realizado en esta investigación, incluyendo las consideraciones para el diseño de los especímenes de ensayo, el detallado y configuración, así como el proceso de construcción, montaje, instrumentación y procedimiento para la ejecución del ensayo de cada uno de los tres pórticos planos de hormigón reforzado que se han denominado *P1*, *P2* y *P3*.

5.1 PÓRTICOS DE ENSAYO

Se construyeron tres pórticos de hormigón reforzado, denominados en adelante como pórticos *P1*, *P2*, *P3*, y cuyos materiales se describen en este capítulo. En lo posible se mantuvo, para el elemento con insuficiencia, un detallamiento de refuerzo a cortante como se presentó en el capítulo 3. En el pórtico *P1* se detalló la viga intermedia de forma que tuviese comportamiento deficiente a cortante ante carga lateral. En el pórtico *P2* se trasladó la insuficiencia a las columnas. En el pórtico *P3*, cuyas secciones conservaron las mismas propiedades que en el pórtico *P1*, se indujo la falla por cortante nuevamente en la viga intermedia, esta vez con diferente cuantía de refuerzo longitudinal y relación L_0/d de la viga. Cabe anotar que el comportamiento del elemento crítico se determinó a partir del análisis paramétrico de cada pórtico y que se presenta detalladamente en el Apéndice B. En el análisis estructural se observó que considerar una carga vertical en las columnas no influye de manera considerable en el comportamiento a cortante que se quiere evaluar, razón por la cual se optó por omitir cualquier carga vertical aplicada.

A continuación se da una descripción detallada de cada uno de los especímenes de ensayo.

5.1.1 Propiedades de los materiales

Las propiedades de los materiales usados en los especímenes de ensayo corresponden a las usadas de manera convencional en el medio colombiano, o a las prácticas constructivas usadas en las décadas de 1970 y 1980 como es el caso del uso de acero de refuerzo liso.

Hormigón

Inicialmente se diseñó una mezcla de hormigón de resistencia nominal a 28 días de $f'_c = 21$ MPa (resistencia de diseño $f_{cr} = 26$ MPa), con agregado grueso de tamaño nominal de 3/4" (19.05 mm), aditivo acelerante de fraguado y de desarrollo de resistencia, y aditivo plastificante. Sin embargo, al momento de ejecución de cada uno de los ensayos se obtuvo resistencias mayores a la de diseño. Las resistencias a compresión simple, medidas el día de la realización del cada uno de los ensayos, se presentan en la Tabla 5.1. Los demás parámetros del hormigón, como el módulo de elasticidad y la deformación de esfuerzo máximo se tomaron de acuerdo a la curva esfuerzo-deformación propuesta por Popovics [1970].

Tabla 5.1. Resistencia del hormigón

| Pórtico | Resistencia del hormigón, MPa |
|-----------|-------------------------------|
| <i>P1</i> | 46.36 |
| <i>P2</i> | 51.36 |
| <i>P3</i> | 42.46 |

Acero de Refuerzo

Se usó acero corrugado de 454 MPa como refuerzo longitudinal y estribos de los elementos que fueron adecuadamente detallados, y se usó refuerzo liso de 325 MPa para estribos de los elementos con insuficiencia a cortante. La Tabla 5.2 muestra la resistencia de fluencia del acero de refuerzo usado en los elementos viga y columna que componen cada uno de los especímenes de ensayo, donde el elemento de análisis hace referencia al elemento crítico a cortante.

Tabla 5.2. Resistencia del acero de refuerzo

| Pórtico | Elemento de análisis | Resistencia del acero de refuerzo, MPa | | | |
|-----------|----------------------|--|------|----------|------|
| | | Longitudinal | | Estribos | |
| | | Columnas | Viga | Columnas | Viga |
| <i>P1</i> | Viga | 454 | 454 | 454 | 325 |
| <i>P2</i> | Columna | 454 | 454 | 325 | 454 |
| <i>P3</i> | Viga | 454 | 454 | 454 | 325 |

5.1.2 Pórtico *P1*: Insuficiencia a cortante en la viga

Pórtico con la geometría mostrada en la Figura 5.1. La sección transversal de la viga es de 250x300 mm y la sección transversal de las columnas es de 250x350 mm. En este pórtico, la viga presenta un comportamiento crítico a cortante al incrementar la fuerza lateral F .

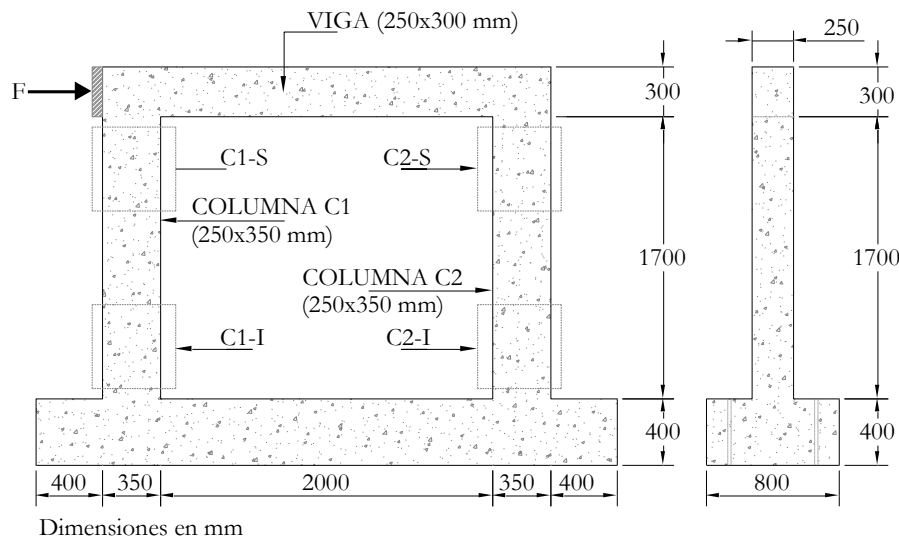


Figura 5.1. Configuración geométrica del pórtico *P1*

El refuerzo longitudinal suministrado a la viga del pórtico *P1* corresponde a una cuantía longitudinal $\rho = 1.82\%$. En la viga, la relación L_0/d corresponde a un valor de M_v/M_r (relación que define el modo de falla, donde M_v es el momento máximo asociado a la capacidad última cortante y M_r es la capacidad a flexión pura; si $M_v/M_r < 1.0$, se presenta falla por cortante en la sección, en caso contrario se presenta falla por flexión) que es lo suficiente menor a 1.0 para asegurar que se presente la falla por cortante ($M_v/M_r = 0.91$). Así, para $L_0/d = 8.0$, de acuerdo al análisis estructural y empleando el método simplificado de diseño a cortante de la CSA, se espera una resistencia a cortante $V_r = 105.2$ kN, con una carga axial de compresión de 197.3 kN y una cuantía de refuerzo transversal definida por $A_v f_y / b_w s = 0.44$ (estribos de 1/4" diámetro y con separación $s = 3d/4 = 187.5$ mm). Según el análisis simplificado, para lograr la falla se deberá aplicar una carga lateral $F = 397.2$ kN.

En la Figura 5.2 se muestra el estado de fuerzas internas del pórtico para la condición de carga asociada a la predicción de capacidad máxima de cortante de acuerdo a los cálculos simplificados, es decir, cuando la carga lateral F alcanza un valor de 397.2 kN. En Tabla 5.3 se presentan las fuerzas justo en la cara interna de columna o viga, según el caso.

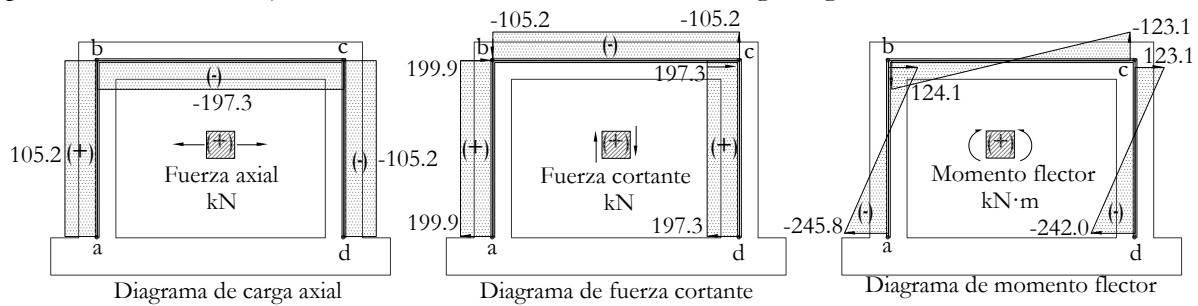


Figura 5.2. Fuerzas internas del pórtico *P1*

Tabla 5.3. Estado de fuerzas internas en viga y columnas (cálculos simplificados)

| Elemento / Sección | Fuerza axial, kN* | Fuerza cortante, kN | Momento flector, kN·m** | Resistencia a flexión, kN·m*** |
|--------------------|-------------------|---------------------|-------------------------|--------------------------------|
| C1-Inferior | 105.2 | 199.9 | -245.8 | 202.6 |
| C1-Superior | 105.2 | 199.9 | 94.1 | 159.4 |
| C2-Inferior | -105.2 | 197.3 | -242.0 | 202.6 |
| C2-Superior | -105.2 | 197.3 | 93.48 | 159.4 |
| V-Izquierda | -197.3 | -105.2 | 105.2 | 108.2 |
| V-Derecha | -197.3 | -105.2 | -105.2 | 108.2 |

* Carga axial positiva en tracción

** Momento máximo en la cara del elemento

*** Corresponde al estado de fluencia en flexión pura, analizado con Response-2000 (Bentz, 2000)

El pórtico *P1* tiene el detallado de refuerzo que se muestra en las Figuras 5.3 y 5.4.

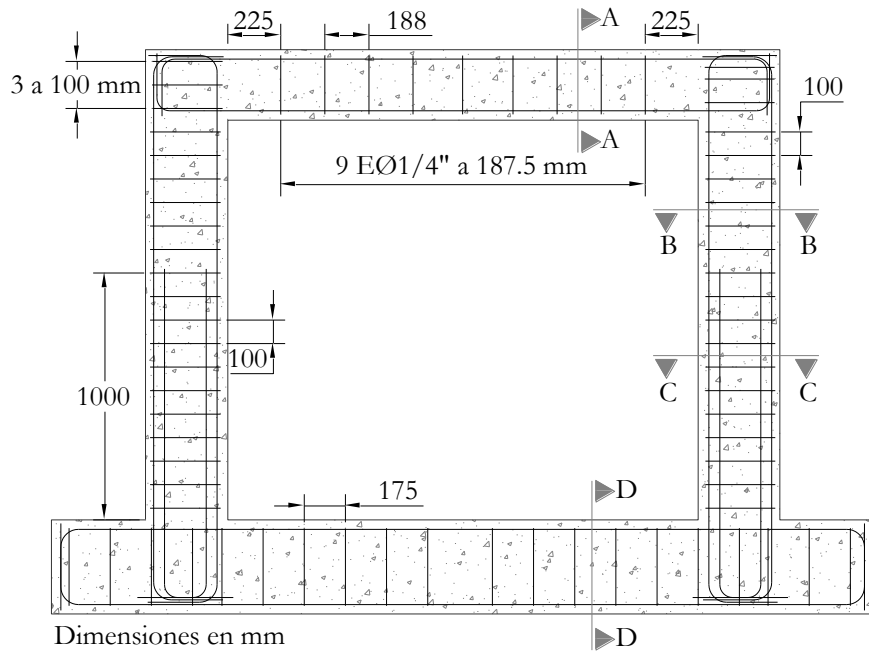


Figura 5.3. Detallado del refuerzo del pórtico *P1*

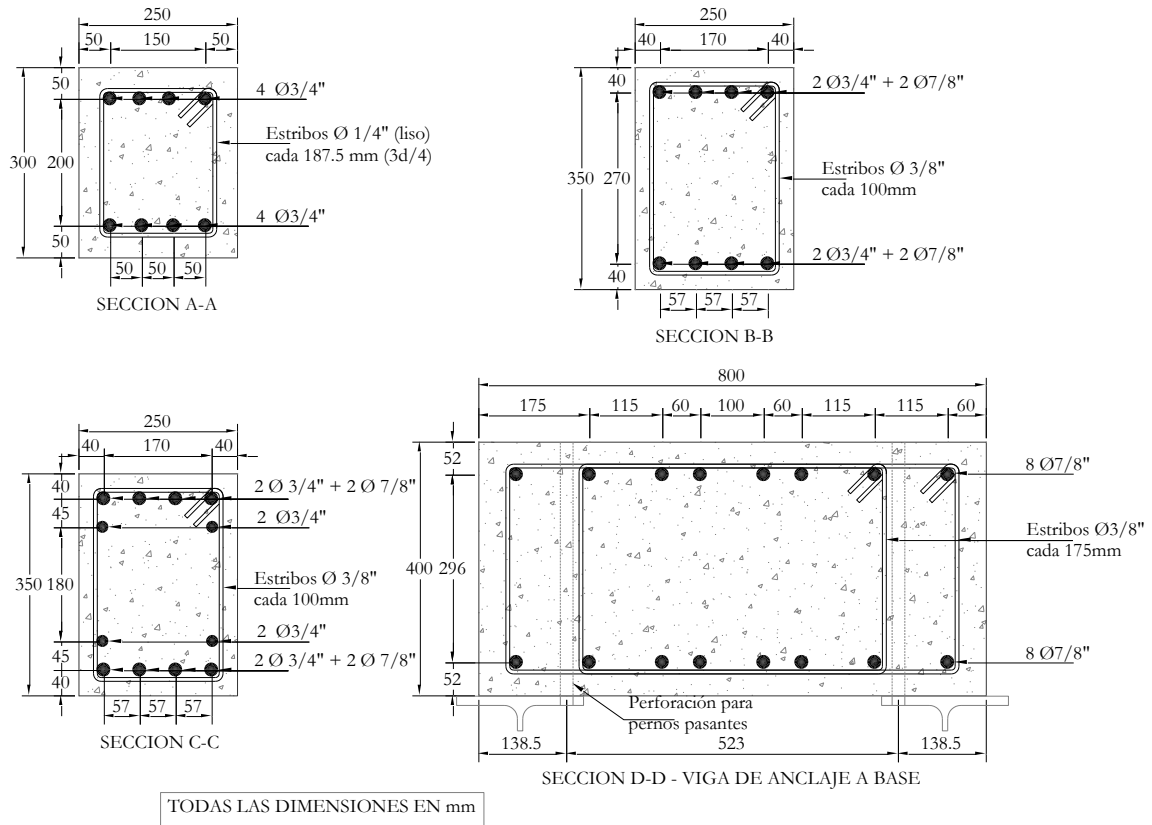


Figura 5.4. Secciones del Pórtico *P1*

Los cálculos simplificados realizados para la viga (sección A-A en la Figura 5.4) y las secciones de las columnas del pórtico *P1* se compararon con los resultados obtenidos mediante el programa Response-2000 (Bentz, 2000). Se encontraron diferencias a nivel de resistencia a cortante de máximo 18% y de resistencia a flexión pura de máximo 8.0% (ver Tabla 5.4).

Tabla 5.4. Cálculos simplificados vs. Response-2000 – Pórtico *P1*

| Pórtico / elemento | Cálculos simplificados | | Cálculos con Response-2000 | | | Cálculos con ACI-318 | |
|--------------------|------------------------|--------------|----------------------------|--------------|--------------|----------------------------|----------------------------|
| | V_r (kN) | M_y (kN·m) | V_r (kN) | M_y (kN·m) | M_u (kN·m) | V_r sin carga axial (kN) | V_r con carga axial (kN) |
| Viga | 105.2 | 115.2 | 115.3 | 108.2 | 119.7 | 99 | 112 |
| C1-Inferior* | 235 | 218 | 196.9 | 202.6 | 235.0 | 289 | 240 |
| C2-Inferior* | 235 | 218 | 220.5 | 202.6 | 235.0 | 289 | 276 |
| C1-Superior | 302 | 173 | 349.0 | 159.4 | 188.8 | 269 | 257 |
| C2-Superior | 316 | 173 | 366.9 | 159.4 | 188.8 | 269 | 295 |

(*) Elemento que presenta falla por flexión

5.1.3 Pórtico *P2*: Insuficiencia a cortante en columnas

El pórtico *P2* tiene la geometría mostrada en la Figura 5.5. La sección transversal de la viga es de 300x400 mm y la sección transversal de las columnas es de 300x400 mm. En este pórtico, las columnas presentan un comportamiento crítico a cortante al incrementar la fuerza lateral F , siendo más crítico en la columna C1. La configuración geométrica y estructural de este pórtico corresponde con la ya presentada en el ejemplo del capítulo 1. Sin embargo, la resistencia real de los materiales es la presentada en las Tablas 5.2 y 5.3. Por lo tanto, la predicción de resistencia que es comparable con los resultados experimentales de este espécimen de ensayo es la presentada en este numeral.

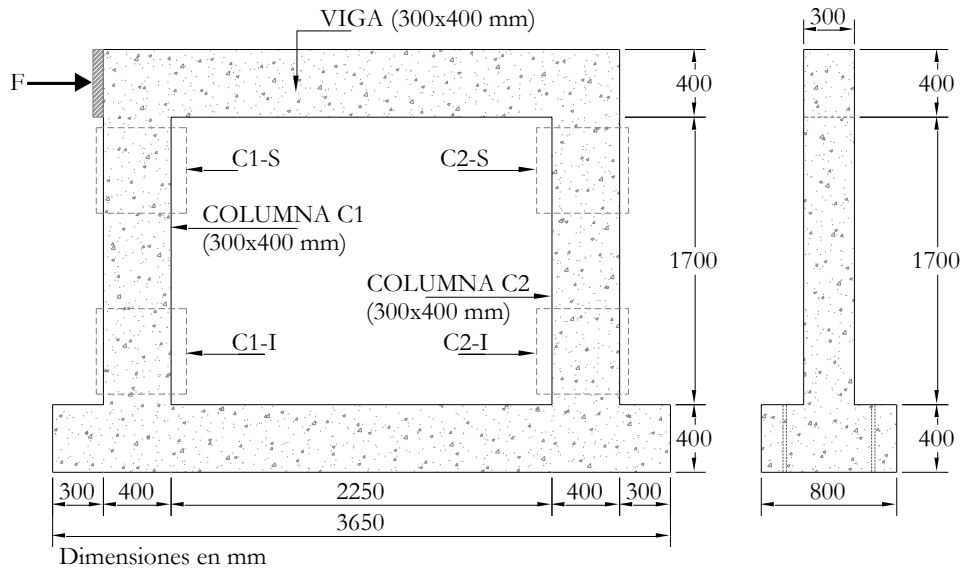


Figura 5.5. Configuración geométrica del pórtico *P2*

El diseño de este pórtico corresponde con el procedimiento analítico descrito en el numeral 4.3, en el cual se verificó que la carga lateral necesaria para llevar el pórtico a la falla, no excediera la capacidad máxima del gato hidráulico que aplica la carga. Las variables consideradas para lograr el diseño fueron: cuantía de refuerzo longitudinal en la columna (la cual, se calcula como en una viga, es decir, $\rho = A_s / b_w d$, dada la naturaleza de la carga), separación de los estribos s y magnitud de carga axial N . Para este caso, la longitud de cortante, L_v , coincide con la altura libre de la columna debido a que no hay puntos de inflexión de la fuerza cortante. La viga se diseñó de forma tal que es más resistente a flexión y a cortante que las columnas.

Para el caso de carga y geometría mostradas en la Figura 5.5, la columna C1 (columna izquierda) presenta el comportamiento más crítico, razón por la cual es el elemento principal de estudio. La capacidad a cortante de la columna C1 se ha estimado en $V_r = 143.1$ kN, de acuerdo con el método de diseño a cortante de la CSA, empleado de forma simplificada descrita en el numeral 4.1. Los análisis simplificados predicen que la condición de carga asociada a la capacidad máxima de cortante de la columna C1 es $F = 284$ kN. El estado de fuerzas internas al aplicar la fuerza F es el presentado en la Figura 5.6 y en la Tabla 5.5.

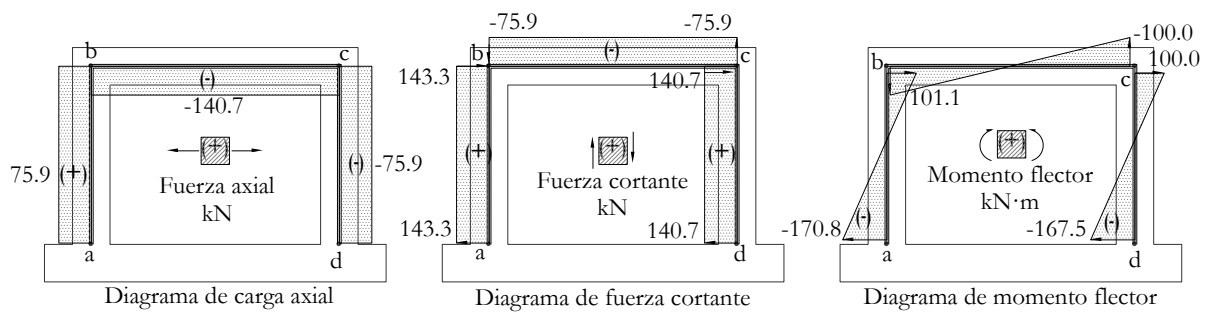


Figura 5.6. Fuerzas internas del pórtico *P2*

Tabla 5.5. Estado de fuerzas internas en viga y columnas (cálculos simplificados)

| Elemento / Sección | Fuerza axial, kN* | Fuerza cortante, kN | Momento flector, kN·m** | Resistencia a flexión, kN·m*** |
|--------------------|-------------------|---------------------|-------------------------|--------------------------------|
| C1-Inferior | 75.9 | 143.3 | -170.8 | 169.4 |
| C1-Superior | 75.9 | 143.3 | 101.1 | 169.4 |
| C2-Inferior | -75.9 | 140.7 | -167.5 | 169.4 |
| C2-Superior | -75.9 | 140.7 | 100.0 | 169.4 |
| V-Izquierda | -140.7 | -75.9 | 101.1 | 161.6 |
| V-Derecha | -140.7 | -75.9 | -100.0 | 161.6 |

* Carga axial positiva en tracción

** Momento máximo en la cara del elemento

*** Corresponde al estado de fluencia en flexión pura, analizado con Response-2000

El pórtico *P2* tiene el detallado de refuerzo que se muestra en las Figuras 5.7 y 5.8

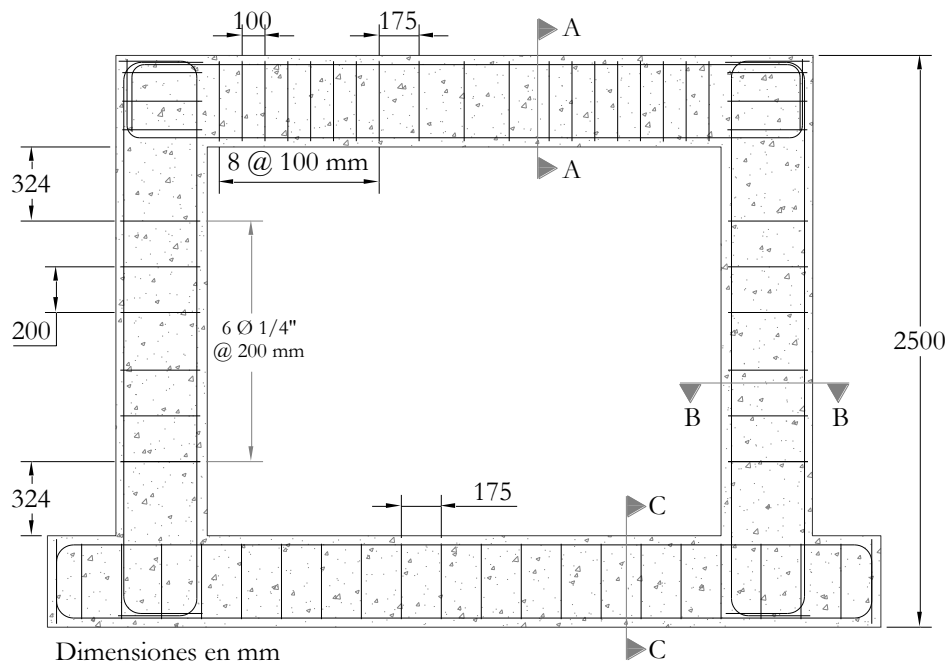


Figura 5.7. Detallado del refuerzo del pórtico *P2*

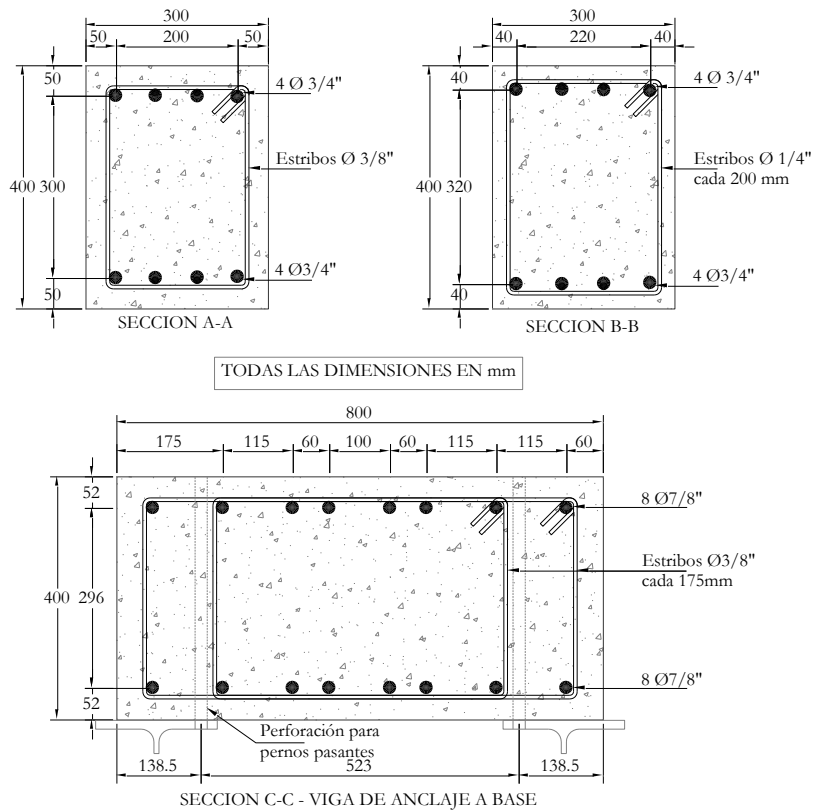


Figura 5.8. Secciones del pórtico *P2*

Se consideró una cuantía de refuerzo longitudinal en las columnas $\rho_c = 1.05\%$ y estribos de diámetro 1/4" con separación $s = 2b/3 = 200$ mm. Bajo estas consideraciones, la capacidad por cortante de la sección ubicada a una distancia $d_p = 0.9 \times 0.35 = 0.324$ m de la base de la columna (sección C1-I) es $V_r = 143.1$ kN.

Los cálculos simplificados realizados para las secciones de viga y columnas del pórtico P2 se compararon con resultados obtenidos mediante Response-2000. Se encontraron diferencias máximas de 6.3% en la capacidad a cortante y 4.3% en la capacidad a flexión pura (ver Tabla 5.6). A su vez, al comparar los cálculos simplificados del CSA con las predicciones del ACI-318 para el elemento crítico, se observa que la predicción del ACI sin tener en cuenta la fuerza axial sobre estima la resistencia a cortante, pero arroja valores de resistencia similares cuando se consideran los efectos de carga axial. Para los demás elementos las predicciones son significativamente diferentes.

Tabla 5.6. Cálculos simplificados vs. Response-2000 – Pórtico P2

| Pórtico/ Elemento | Cálculos simplificados | | Cálculos con Response-2000 | | | Cálculos con ACI-318 | |
|----------------------|------------------------|-----------------|----------------------------|-----------------|-----------------|----------------------------|----------------------------|
| | V_r (kN) | M_y (kN·m) | V_r (kN) | M_y (kN·m) | M_u (kN·m) | V_r sin carga axial (kN) | V_r con carga axial (kN) |
| Viga* | 210 | 170 | 153 | 162 | 227 | 351 | 361 |
| C1-Inferior | 143 | 175 | 132 | 169 | 199 | 166 | 143 |
| C1-Superior | 172 | 175 | 168 | 169 | 199 | 166 | 143 |
| C2-Inferior | 151 | 175 | 152 | 169 | 199 | 166 | 172 |
| C2-Superior | 183 | 175 | 186 | 169 | 199 | 166 | 172 |

* Elemento que presenta falla por flexión

5.1.4 Pórtico P3: Insuficiencia a cortante en la viga

En el pórtico P1 analizado en el apartado 5.1.2 se consideró la viga como elemento de estudio. Si se disminuye su longitud, es posible disminuir la cuantía de refuerzo longitudinal sin afectar el mecanismo de falla, es decir, se sigue presentando falla por cortante y la relación M_p/M_r es de 0.89, presentando una variación poco significativa respecto a la viga del pórtico P1.

La viga analizada en el pórtico P1 tiene una cuantía de refuerzo longitudinal $\rho = 1.82\%$, estribos de diámetro 1/4" con separación $0.75d$ (187.5 mm) y una longitud $L_0 = 2000$ mm ($L_0/d = 8.0$), parámetros para los cuales se obtiene una falla por cortante y $M_p/M_r = 0.91$. Si se disminuye la cuantía a $\rho = 1.36\%$ (3 barras de 3/4" de diámetro) y se reduce la relación L_0/d a 6.0 ($L_0 = 1500$ mm), se mantiene el mecanismo de falla con $M_p/M_r = 0.89$. La geometría del pórtico P3 se presenta en la Figura 5.9.

El refuerzo a cortante en la viga lo constituyen barras de diámetro 1/4" con $f_y = 325$ MPa y una separación $s = 187.5$ mm ($A_v f_y / b_w s = 0.44$ MPa). A partir de cálculos simplificados se ha

predicho una capacidad a cortante $V_r = 104.2$ kN, y la fuerza lateral necesaria para lograr que se presente la falla en la viga se ha estimado en $F = 336.5$ kN. El estado de fuerzas en los elementos al aplicar la carga F se presenta en la Figura 5.10 y en la Tabla 5.7.

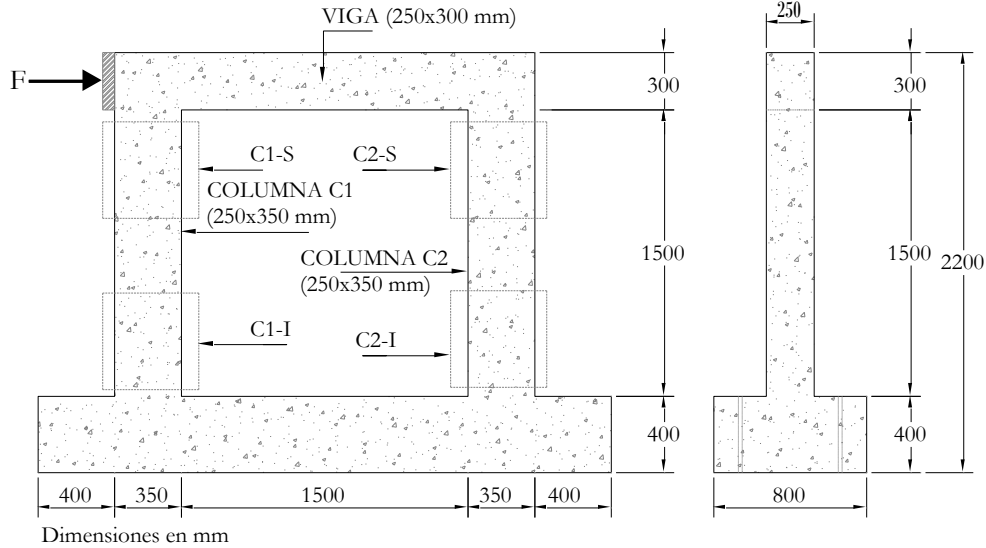


Figura 5.9. Configuración geométrica del pórtico P3

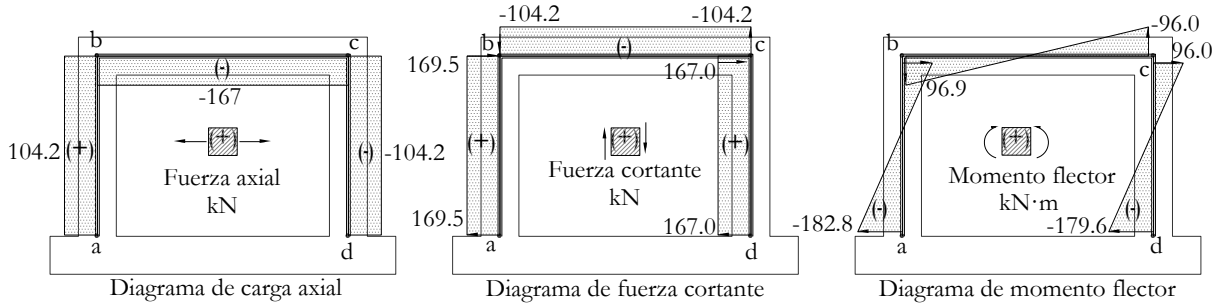


Figura 5.10. Fuerzas internas del pórtico P3

Tabla 5.7. Estado de fuerzas internas en viga y columnas (cálculos simplificados)

| Elemento / Sección | Fuerza axial, kN* | Fuerza cortante, kN | Momento flector, kN·m** | Resistencia a flexión, kN·m*** |
|--------------------|-------------------|---------------------|-------------------------|--------------------------------|
| C1-Inferior | 104.2 | 169.5 | -182.8 | 219.2 |
| C1-Superior | 104.2 | 169.5 | 96.9 | 167.2 |
| C2-Inferior | -104.2 | 167.0 | -179.6 | 219.2 |
| C2-Superior | -104.2 | 167.0 | 96.0 | 167.2 |
| V-Izquierda | -167.0 | -104.2 | 96.9 | 84.6 |
| V-Derecha | -167.0 | -104.2 | -96.0 | 84.6 |

* Carga axial positiva en tracción

** Momento máximo en la cara del elemento

*** Corresponde al estado de fluencia en flexión pura, analizado con Response-2000

El detallado de refuerzo del pórtico *P3* se muestra en las Figuras 5.11 y 5.12.

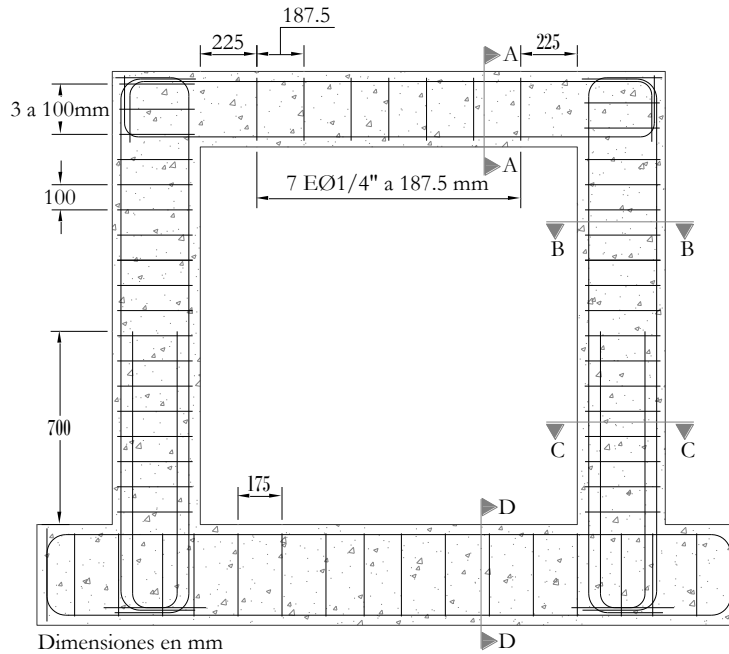


Figura 5.11. Detallado del refuerzo del pórtico *P3*

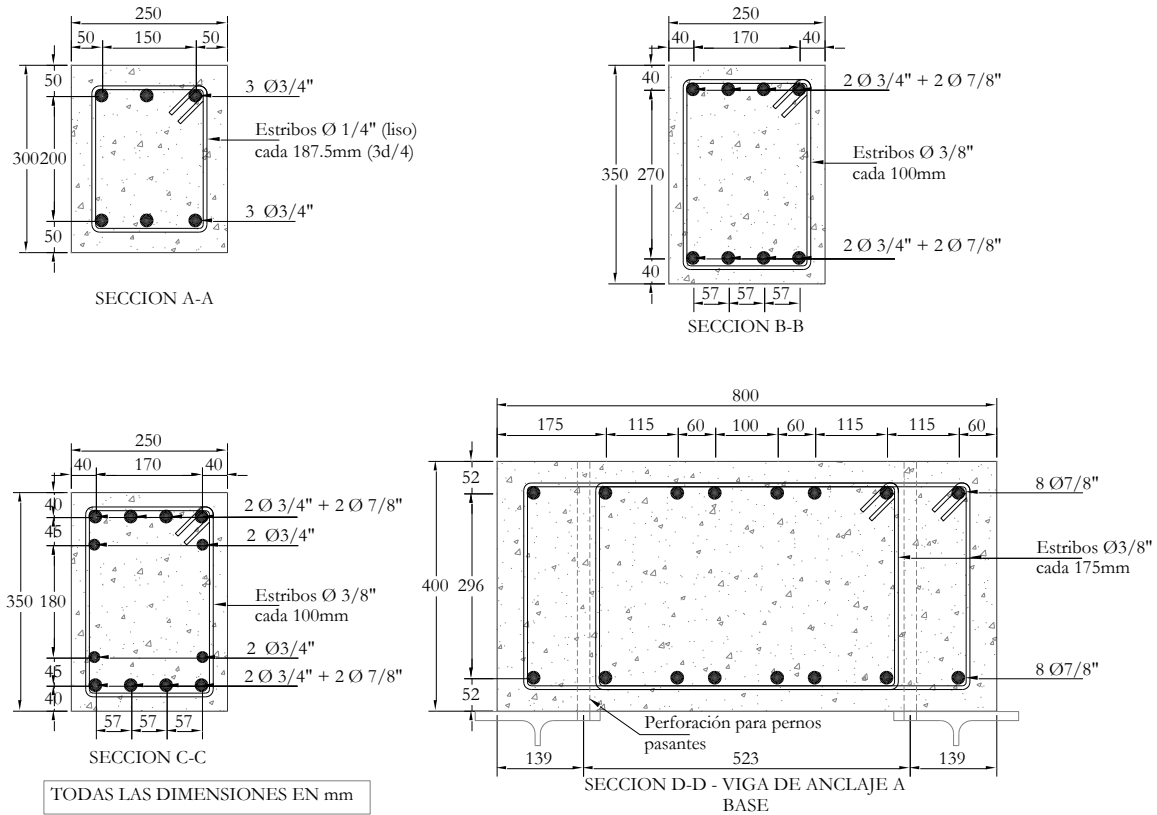


Figura 5.12. Secciones del pórtico *P3*

Los cálculos simplificados realizados para las diferentes secciones se compararon con los resultados obtenidos mediante Response-2000. Se observaron diferencias máximas de 9.6% en la predicción de la capacidad a cortante y de 4.5% en la capacidad a flexión (ver Tabla 5.8). En este caso se observa que las predicciones del ACI son conservadoras.

Tabla 5.8. Cálculos simplificados vs. Response-2000 – Pórtico P3

| Pórtico / Elemento | Cálculos simplificados | | Response-2000 | | | Cálculos con ACI-318 | |
|--------------------|------------------------|--------------------------|------------------------|--------------------------|--------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
| | V _r (kN) | M _y (kN·m) | V _r (kN) | M _y (kN·m) | M _u (kN·m) | V _r sin carga axial (kN) | V _r con carga axial (kN) |
| Viga | 104.2 | 88.2 | 115.2 | 84.6 | 98.0 | 95.6 | 106.4 |
| C1-Inferior* | 200.2 | 215.7 | 235.0 | 219.2 | 257.3 | 271.9 | 244.9 |
| C1-Superior | 305.0 | 171.7 | 394.0 | 167.2 | 205.6 | 290.6 | 261.5 |
| C2-Inferior* | 200.1 | 215.7 | 261.8 | 219.2 | 257.3 | 271.9 | 278.6 |
| C2-Superior | 319 | 171.7 | 398.0 | 167.2 | 205.6 | 290.6 | 297.8 |

(*) Asociado a falla por flexión

5.2 CONSTRUCCIÓN DE ESPECÍMENES DE ENSAYO

La construcción de los especímenes inicio en enero de 2011. El vaciado se hizo uno a la vez, con hormigón preparado en el sitio de acuerdo a la dosificación obtenida a partir de pruebas previas. Para lograr que la viga de anclaje, las columnas y viga aérea formaran un elemento completamente monolítico, el armado y vaciado de cada espécimen no se hizo de forma vertical como se hace convencionalmente, sino, en forma horizontal. El proceso constructivo se puede resumir en armado de formaleta, armado de las canastas de refuerzo, ubicación de pases u orificios de anclaje en la viga de fundación, instalación de bandas extensométricas en acero de refuerzo y vaciado del hormigón. A continuación se presenta en forma más detallada todo el proceso.

5.2.1 Construcción de la formaleta

Para la formaleta se usaron láminas de madera cuyo uso específico es dar forma al hormigón. Estas láminas son de superficie lisa y al ser impregnadas con ACPM u otro producto que sirva de lubricante, permiten el fraguado del hormigón sin que haya adherencia del mismo a las láminas, permitiendo igualmente una superficie lisa del hormigón. Las láminas se cortaron y ensamblaron, con las dimensiones necesarias para lograr de forma precisa la geometría de cada espécimen. Inicialmente sobre una formaleta base, debidamente nivelada, se ensamblaron las tapas internas y se verificó que estuvieran completamente verticales, quedando la formaleta lista para montar las canastas de refuerzo, tal como se muestra en la Figura 5.13.



Figura 5.13. Formaleta parcialmente ensamblada

5.2.2 Colocación del acero de refuerzo

Las canastas de refuerzo se armaron en el sitio, sobre la formaleta, y cuidando que se conservaran los recubrimientos y la separación de estribos. En primer lugar se configuró la canasta de la viga de fundación, que a la vez sirvió para amarrar en su punto el refuerzo longitudinal de las columnas y posteriormente el de las vigas. Finalmente se instalaron ganchos para facilitar la posterior manipulación del pórtico. En la Figura 5.14 se muestran las canastas de refuerzo del pórtico *P1*.



Figura 5.14. Ensamble del refuerzo. Arriba: todos los elementos. Abajo: viga de fundación

5.2.3 Instalación de bandas extensométricas

Una vez armadas las canastas de refuerzo, se procedió a instalar las bandas extensométricas o *strain gauges* en los puntos de esfuerzo crítico en los elementos. La instalación básicamente consistió en pulir y limpiar la superficie de la barra de acero, adherir las bandas extensométricas y poner protecciones contra la humedad, ataque químico, temperatura e impacto mecánico. Dicha instalación se hizo de acuerdo a las recomendaciones técnicas del proveedor. En las Figura 5.15 se presentan las diferentes fases de la instalación.



a) Pulida de superficie y pegado de galga



b) Protección contra humedad



c) Protección contra químicos



d) Aislante térmico



e) Protección mecánica con resina de poliéster

Figura 5.15. Proceso de instalación de strain gauges

5.2.4 Vaciado de hormigón

El hormigón fue preparado en el sitio y vaciado inmediatamente en los elementos; inicialmente se hizo el vaciado de la viga de anclaje y posteriormente en los demás elementos, mediante el vaciado y vibrado de capas de hormigón hasta alcanzar el nivel superior de la formaleta. En la Figura 5.16 se ilustra esta parte de proceso constructivo.

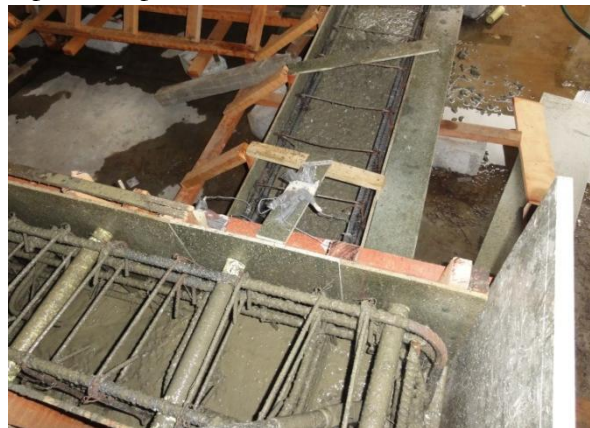


Figura 5.16. Vaciado y vibrado del hormigón

Cada pórtico fue sometido a un cuidadoso proceso de curado, durante el cual se previó hidratación periódica y cubierta permanente con plástico para conservar la humedad, hasta lograda una resistencia suficiente que permitiera izar los especímenes.

5.3 MONTAJE PARA EL ENSAYO

Las pruebas se llevaron a cabo en el laboratorio de estructuras de la Universidad del Valle, en un marco de reacciones, el cual tiene una capacidad máxima para aplicar carga lateral de hasta 40 toneladas. Los pórticos se anclaron a la base del sistema, mediante pernos de 5/8" de diámetro. El transporte y montaje de cada pórtico al marco de reacciones se hizo mediante los ganchos que se dejaron para tal fin en los nudos y en la viga de fundación, de forma que el peso propio del espécimen suspendido no afectara el elemento crítico. El sistema de anclaje consistió en poner pernos en la viga de fundación para fijar el pórtico a las vigas metálicas del marco de reacciones, restringiendo desplazamiento y rotación de la base. En las Figuras 5.17 a 5.19 se ilustra el sistema completo para ensayo.

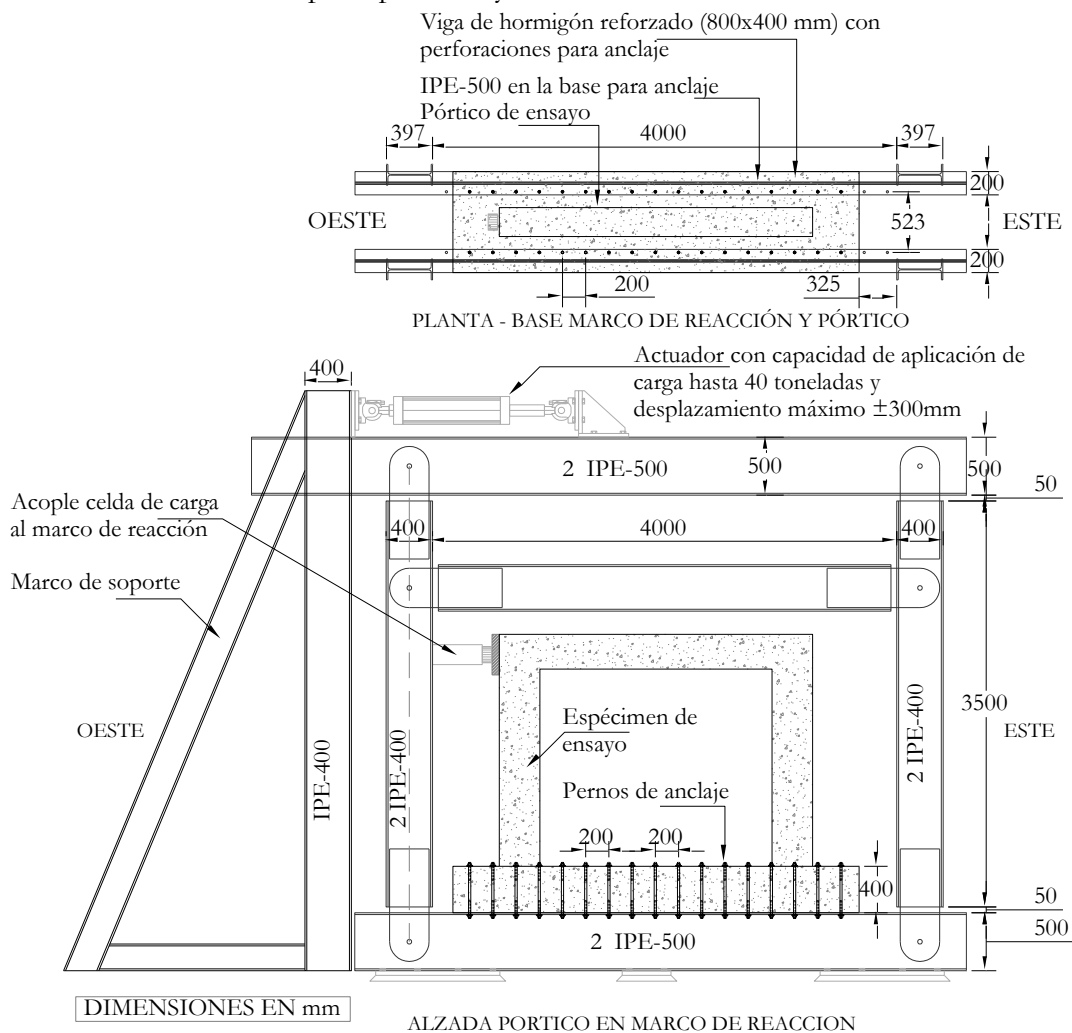


Figura 5.17. Montaje: marco de reacción y anclaje del espécimen de ensayo

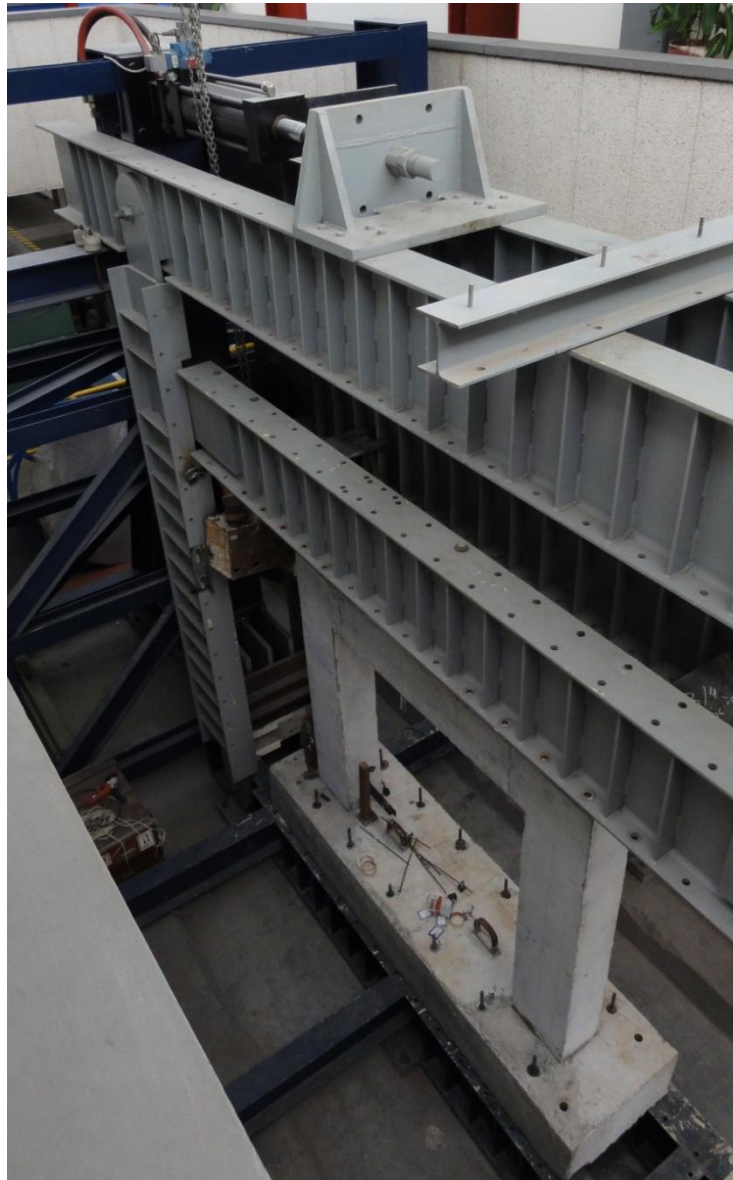


Figura 5.18. Vista superior del marco de reacción y pórtico anclado en su base

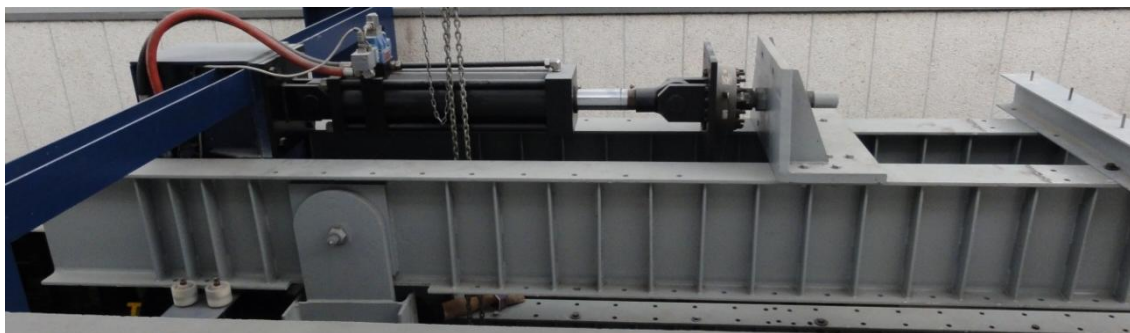


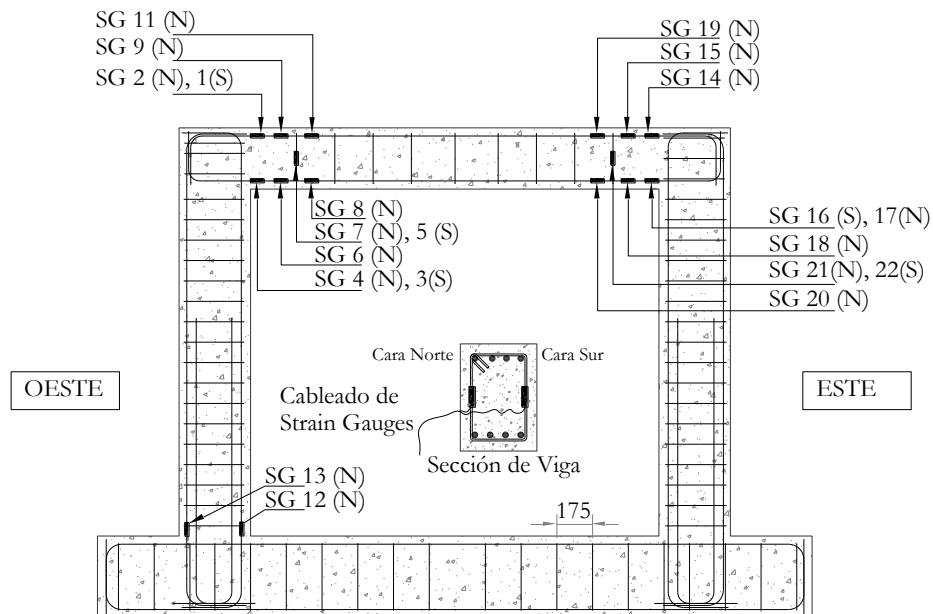
Figura 5.19. Detalle de gato hidráulico, apoyado en marco fijo (azul oscuro) y empuja marco móvil (gris claro)

5.4 INSTRUMENTACIÓN

La instrumentación se llevó a cabo básicamente en dos fases. La primera fase de instrumentación consistió en la instalación de las bandas extensométricas (o *strain gauges*) con un límite de deformación de 0.05, cuyo proceso de instalación se resume en la Figura 5.15. Una segunda fase de instrumentación consistió en la instalación de la celda de carga y ubicación de transformadores diferenciales de variación lineal (LVDTs según su sigla en inglés), y la conexión de todas las terminales al sistema de adquisición de datos.

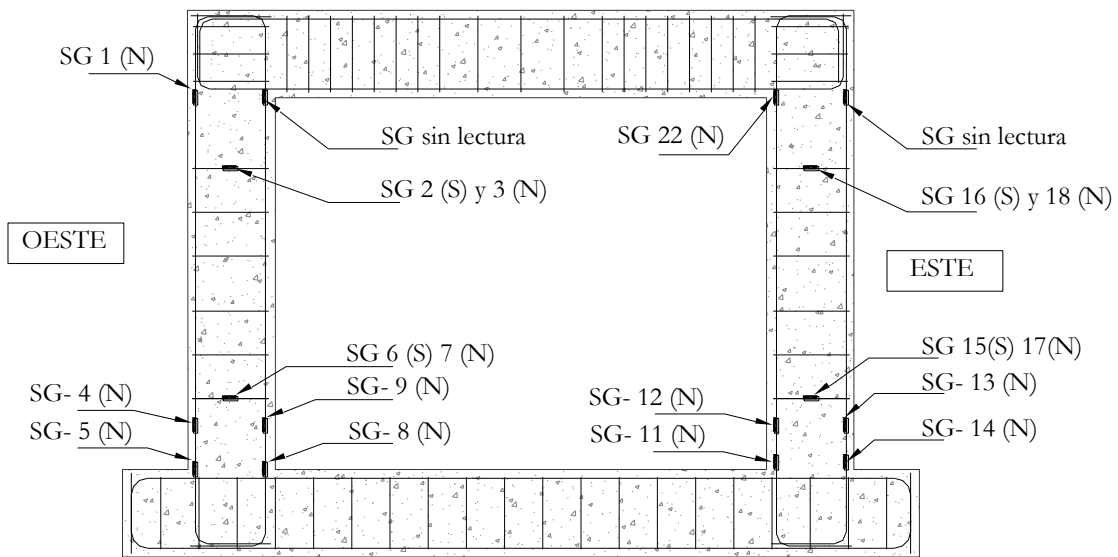
5.4.1 Strain Gauges o Bandas Extensométricas

Estos instrumentos se colocaron en el acero de refuerzo longitudinal (barras ubicadas en las esquinas) y transversal, en aquellos puntos críticos (puntos de plastificación y secciones críticas) en extremos de vigas y de columnas. En las Figuras 5.20 a 5.22 se muestran los puntos donde se instalaron las bandas extensométricas en los pórticos *P1*, *P2* y *P3*, respectivamente. En las Figuras, se usan las convenciones N para Norte y S para Sur, para denotar la localización de estos instrumentos, los cuales se han numerado para su identificación de acuerdo a la nomenclatura previa de las terminales del sistema de adquisición de datos. En el pórtico *P2*, dos de estos instrumentos, instalados con el fin de monitorear curvatura en el extremo superior de las columnas, no registraron lectura en la prueba previa de funcionamiento y fueron descartados.



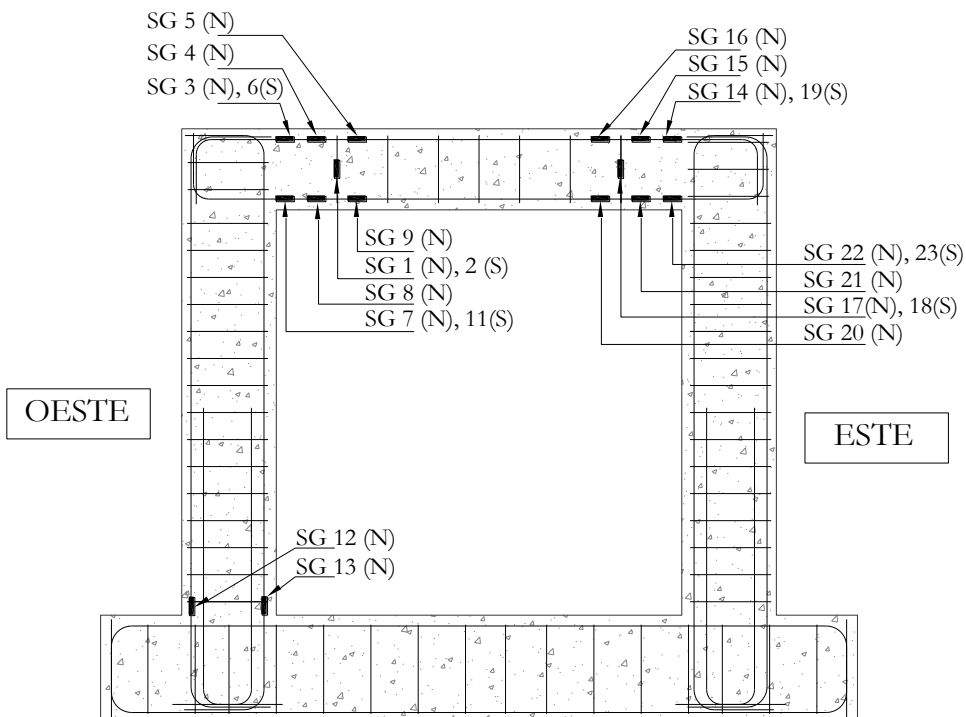
Los strain gauges instalados en el refuerzo longitudinal de la viga se localizaron a 40, 150 y 300 mm de la cara de la columna, en cada extremo. En los estribos se instalaron a media altura y a ambos lados del mismo. En la base de la columna se instalaron a 40 mm del borde superior de la viga de anclaje.

Figura 5.20. Localización de strain gauges en el pórtico *P1*



Los strain gauges instalados en el refuerzo longitudinal de la columna se localizaron a 40 y 200 mm del borde superior de la viga de anclaje y a 40 mm del borde inferior de la viga superior.

Figura 5.21. Localización de strain gauges en pórtico P2



Los strain gauges instalados en el refuerzo longitudinal de la viga se localizaron a 40, 150 y 300 mm de la cara de la columna, en cada extremo.

Figura 5.22. Localización de strain gauges en pórtico P3

5.4.2 Sensores de desplazamiento ó LVDTs

Se usaron sensores de desplazamiento (*linear variable differential transformer*, LVDT) con el objeto de monitorear posibles desplazamientos y rotaciones de la viga de anclaje al marco de reacción, el desplazamiento horizontal de la parte superior de cada pórtico y medir la deformación por cortante en las secciones críticas. Se usaron LVDTs de acuerdo al punto de medición, con capacidad de medición desde ± 10 mm hasta ± 100 mm. En las Figuras 5.23 a 5.25 se muestran los puntos de instalación de los LVDTs en los pórticos *P1*, *P2* y *P3*, respectivamente.

5.4.3 Celda de Carga

En los tres ensayos se usó una celda de carga con capacidad de 50 t (500 kN), localizada a la altura del eje de la viga superior, contra la cara de la columna oeste (ver Figuras 5.23 a 5.25).

5.5 PROCEDIMIENTO DEL ENSAYO

En todos los casos los especímenes se cargaron en cuatro o cinco pasos. Cada paso se alcanzó después de aumentar la presión de gato hidráulico para obtener una carga específica. Una vez alcanzada dicha carga, el sistema se descargó parcialmente en un 10% por cuestiones de seguridad para realizar mediciones y tomar fotografías. La disminución de la carga se realizó para evitar una falla por flujo plástico mientras se tomaban las mediciones. Los ensayos terminaron en el momento en que el pórtico falló por cortante o se alcanzó la capacidad máxima del gato hidráulico.

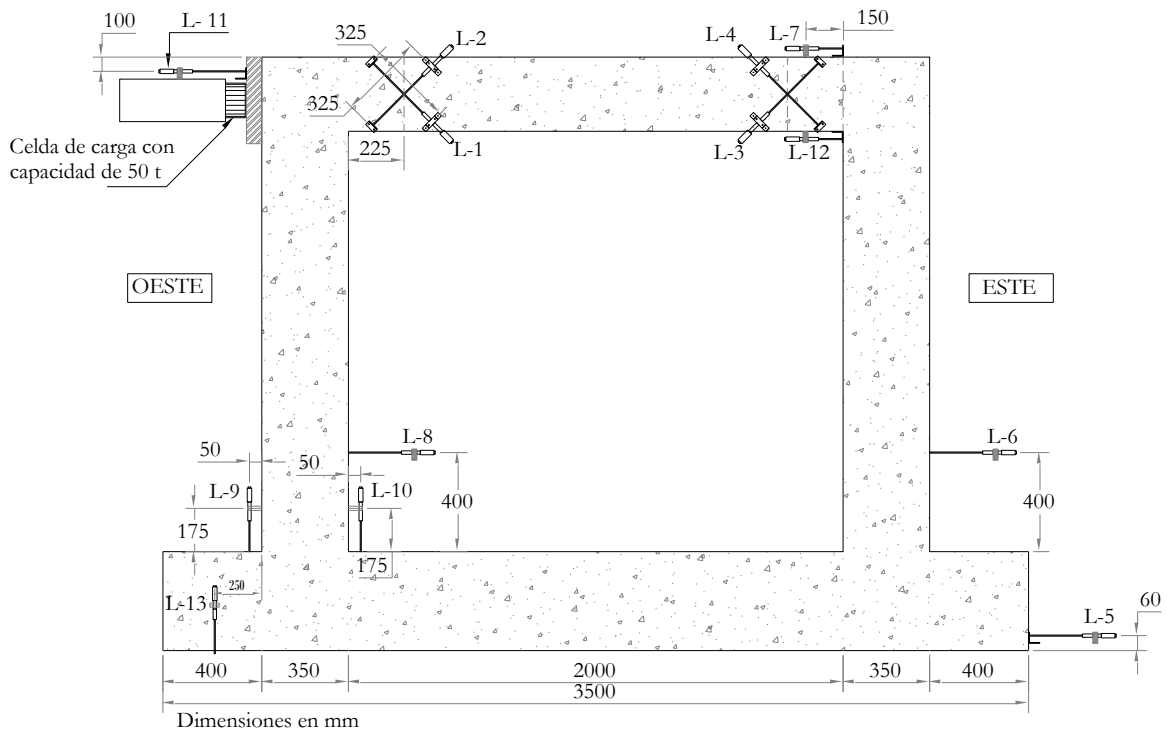


Figura 5.23. LVDTs en el pórtico P1

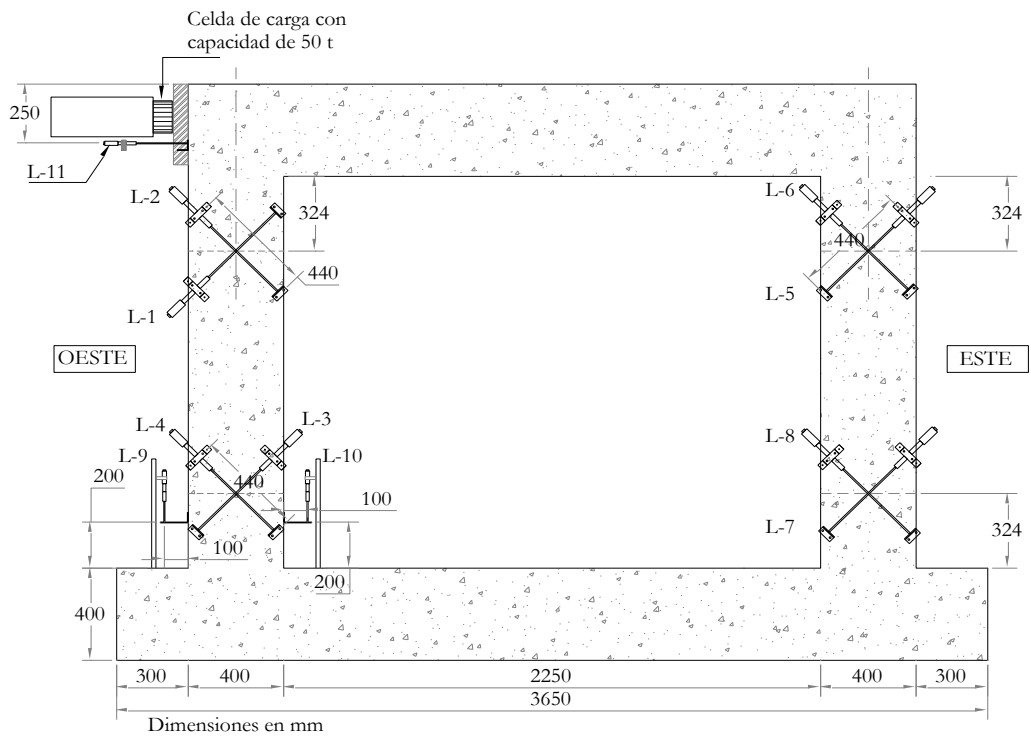


Figura 5.24. LVDTs en el pórtico P2

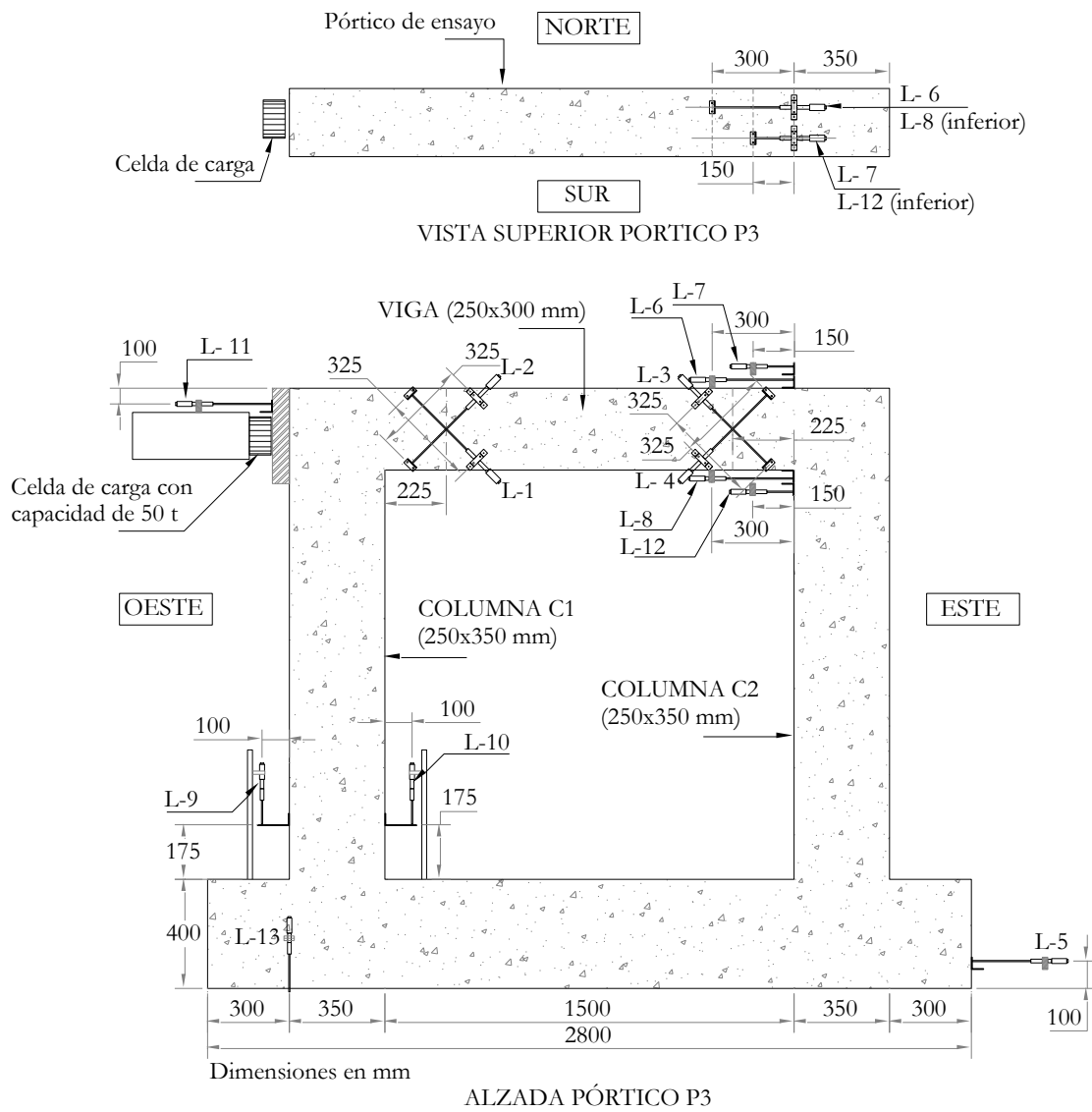


Figura 5.25. LVDTs en el pórtico P3

6 RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos de los ensayos experimentales de los tres pórticos descritos en el capítulo 5. Para cada uno de los especímenes (*P1*, *P2* y *P3*) se describe su comportamiento a partir del análisis e interpretación de la información registrada. Para el análisis de los resultados y la comparación con las predicciones del comportamiento global y local se utiliza la Teoría Modificada del Campo de Compresión, *MCFT*. Se ha empleado el programa Response-2000 para evaluar numéricamente las secciones de los elementos estructurales y el programa SAP2000 para el análisis del pórtico *P1* a nivel global. Este último se presenta con mayor detalle en el capítulo 7.

La secuencia de ensayo fue la siguiente: pórtico *P2*, pórtico *P3* y pórtico *P1*. En el primer ensayo (pórtico *P2*) no se había previsto posibles falencias en el anclaje mecánico del pórtico, razón por la cual no se instalaron instrumentos para monitorear el desplazamiento de la base. En el ensayo de los dos especímenes restantes (pórticos *P1* y *P3*) se tuvo en cuenta el posible desplazamiento de la base y posible rotación de las columnas en su base de empotramiento, por lo que se colocó instrumentación adicional para monitorear dichos desplazamientos.

Cada ensayo se realizó aplicando carga lateral con un gato hidráulico y controlando el desplazamiento, el cual se aumentó a razón de 0.05 mm/s. Se realizaron pausas y descargas parciales en ciertos niveles de carga para observar el estado de agrietamiento en cada uno de los elementos, de los cuales se hizo un registro fotográfico. El ensayo terminó al llegar a la falla del espécimen o a la capacidad máxima del gato hidráulico.

6.1 RESULTADOS OBTENIDOS DEL PÓRTICO *P1*

La carga del pórtico *P1* se aplicó en cuatro fases (estados de carga) alcanzando un valor máximo de 386.5 kN, correspondiente a la capacidad máxima del gato hidráulico. Aunque no se alcanzó a aplicar la carga correspondiente a la falla por cortante de la viga (elemento crítico a cortante), los resultados que se presentan a continuación evidencian un valor de carga cercano a la falla, pues el refuerzo transversal ubicado en ambos extremos de la viga presentó fluencia.

6.1.1 Resultados globales del pórtico *P1*

En la Figura 6.1 se muestra el comportamiento global, en términos de la carga lateral aplicada y el desplazamiento en la parte superior del pórtico, medidos a partir de la celda de carga y el LVDT L-11, respectivamente. Para efectos de análisis e interpretación se muestran los valores correspondientes de deriva. Se pudo verificar mediante los LVDTs L-5 y L-13 instalados en la base, que se presentó desplazamiento y levantamiento del extremo oeste de la base respectivamente. El desplazamiento registrado por L-5 es desplazamiento horizontal de la

base, y el desplazamiento registrado por L-13 es en dirección vertical en el extremo oeste de la base (ver localización de LVDTs en la Figura 5.23). Los desplazamientos obtenidos de estos dos LVDTs se muestran en la Figura 6.2. El desplazamiento horizontal de la parte superior del pórtico fue afectado por el desplazamiento y rotación de la base, en la Figura 6.3 se muestra el diagrama de desplazamiento horizontal superior corregido.

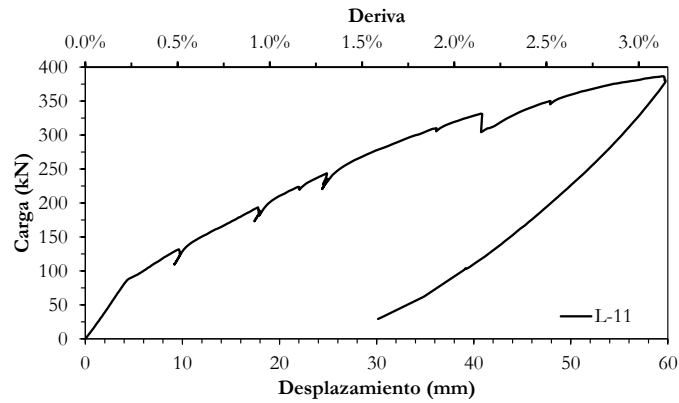


Figura 6.1. Carga aplicada vs. Desplazamiento horizontal superior

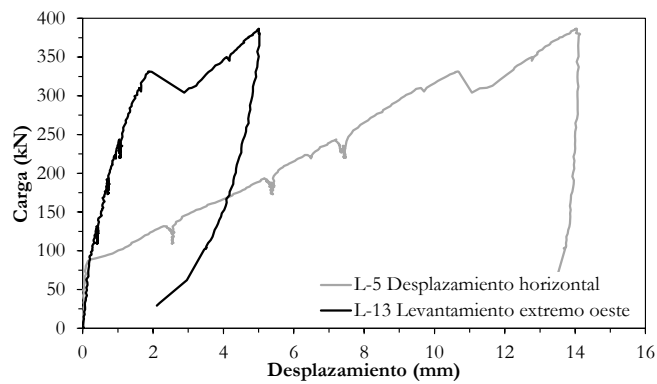


Figura 6.2. Desplazamiento de LVDTs en la base del pórtico

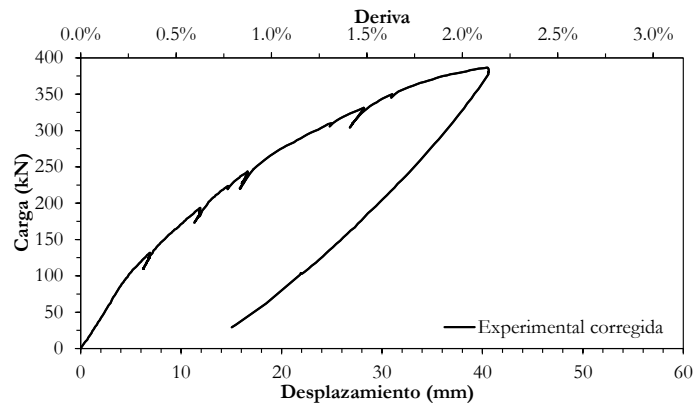


Figura 6.3. Carga vs. Desplazamiento horizontal superior (corregido)

6.1.2 Resultados locales del pórtico *P1*

Para este pórtico el elemento crítico a cortante corresponde a la viga, por lo tanto, sobre ésta se cuantificará la variación de las curvaturas y distorsión angular, de tal forma que pueda evaluarse el comportamiento a flexión y a cortante, respectivamente. Para ello, se instalaron tanto bandas extensométricas (strain gauges) como transductores de desplazamiento (LVDTs).

Base de la columna oeste

En la base de la columna oeste se instalaron dos strain gauges para medir deformaciones unitarias en el acero longitudinal y dos LVDTs para medir desplazamientos. A partir de estos registros se obtienen los valores de la curvatura. Como este elemento no era crítico a cortante, no se midieron en este caso las distorsiones angulares. Se instalaron dos strain gauges a 40 mm (SG-12 y SG-13) y dos LVDTs a 175 mm (L-9 y L-10) de la parte superior de la viga de fundación. En las Figuras 6.4.a y 6.4.b se muestra la variación de los desplazamientos (L-9 y L-10) y las deformaciones unitarias (SG-12 y SG-13) con respecto a la carga lateral aplicada. En la Figura 6.4.b se observa que el refuerzo longitudinal en tracción alcanza el valor de fluencia en un valor de carga cercano a los 340 kN. En la Figura 6.4.c se muestran las curvaturas calculadas a partir de los dos tipos de instrumentos instalados. En este caso, las diferencias que se aprecian entre ambas curvas son debidas a la diferencia de localización de los instrumentos (LVDTs y strain gauges) y a una rotación de la base de la columna, rotación que es evidenciada por las lecturas de los LVDTs L-6 y L-8, tal como se observa en la Figura 6.4.d. Esta rotación hizo disminuir el momento flector en la base y por lo tanto aumentó en la parte superior, donde la resistencia a flexión es menor. Adicionalmente, la resistencia a flexión de la esquina superior oeste disminuyó considerablemente al haber sido sometida a momentos flectores que tratan de abrirla (fenómeno conocido como “*opening corner*”) y no tener un detallado de refuerzo especial para atender esta sollicitación. La Figura 6.4.e muestra el momento curvatura obtenido de las lecturas de los LVDTs (promedio de 175 mm), los strain gauges (a 40 mm) y el valor teórico calculado por medio del programa Response-2000 (R-2000). Para este último, el cálculo se realizó para una distancia d_r igual a 261 mm desde la cara interna de la columna (sección crítica por cortante), una relación M/V igual a 0.97 m y una carga axial de 105 kN ($N/f_c A_g = 2.59\%$, correspondiente a la carga máxima; valores positivos de carga axial indican tracción). En esta misma figura se muestra el diagrama teórico de flexión pura ($V = 0$, $N = 105$ kN) solo con fines comparativos. Las predicciones teóricas presentadas fueron calculadas con el programa Response-2000 y se presenta de manera abreviada como R-2000. En la Figura 6.4.f se ilustra el momento curvatura obtenido con los strain gauges, los cuales describen de forma más precisa el comportamiento de la sección, al medir directamente la deformación del refuerzo longitudinal y no verse afectados por la rotación de la columna. Sin embargo, contrario a la predicción R-2000 en donde no hay ductilidad, los valores experimentales evidencian un comportamiento dúctil del elemento al aumentar la curvatura después de alcanzar el valor de momento donde comienza la fluencia del acero longitudinal.

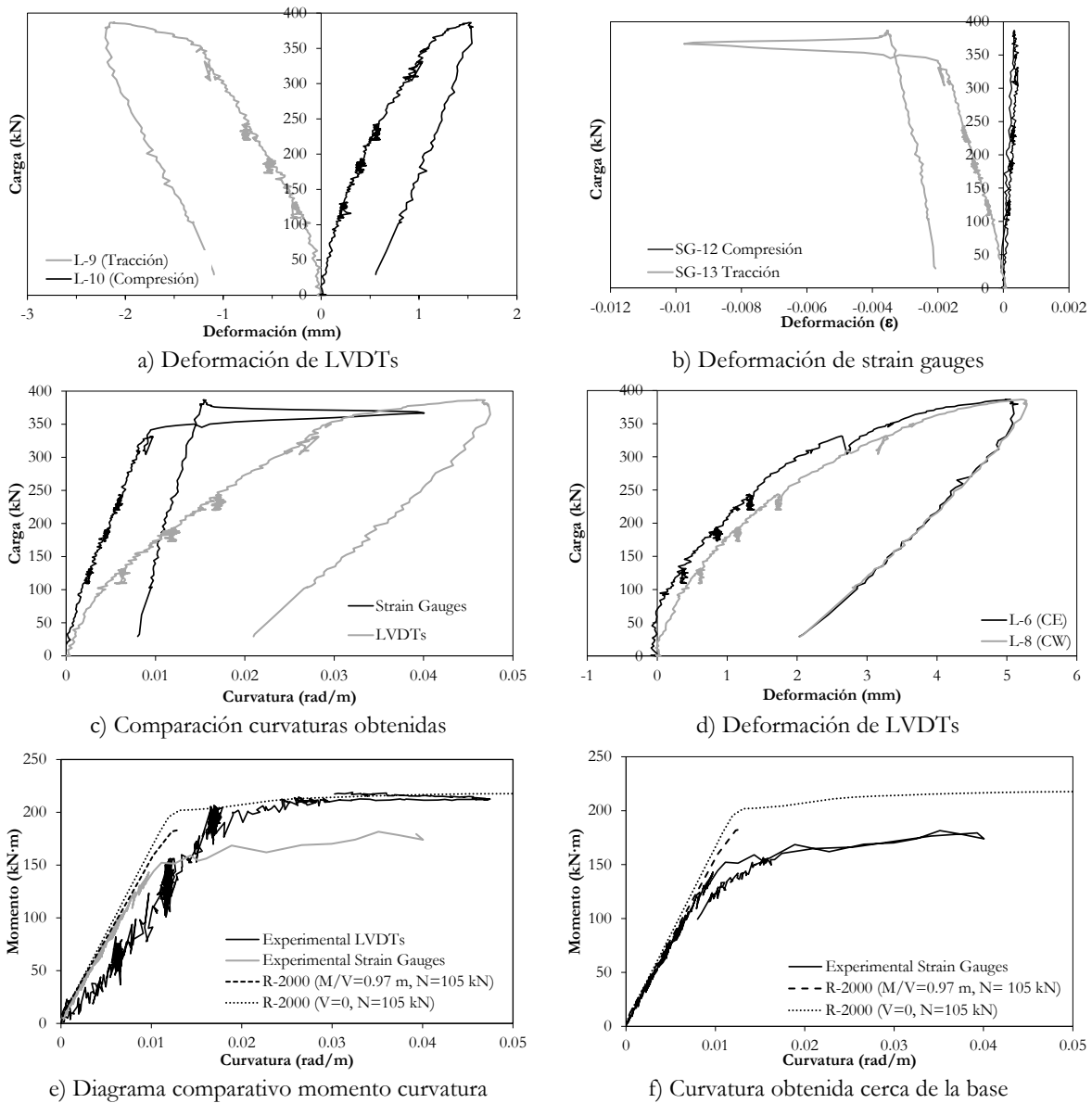
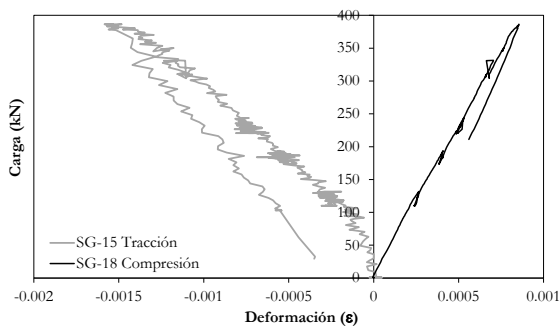


Figura 6.4. Registros experimentales en la base de la columna oeste y análisis de curvatura

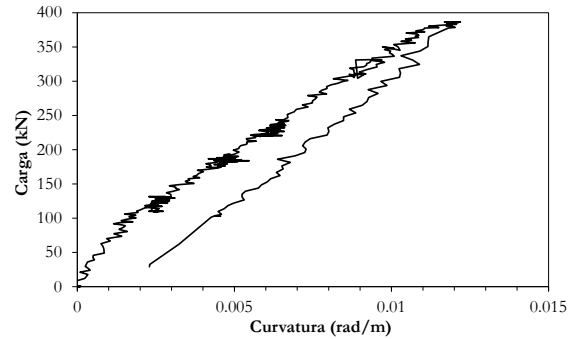
Viga - Extremo este

En la Figura 6.5 se presentan los resultados obtenidos para el análisis de curvatura del extremo este de la viga. En las Figuras 6.5.a, 6.5.b y 6.5.c se presentan, respectivamente, las deformaciones unitarias, curvaturas y diagrama momento-curvatura obtenidos con los strain gauges instalados a una distancia $h/2 = 150$ mm desde la cara interna de la columna (SG-15 y SG-18); en la Figura 6.5.c se hace la comparación con el valor teórico calculado a una distancia $d_p = 225$ mm desde la cara interna de la columna, con una relación M/V igual a 0.78 m y carga axial de 197 kN en compresión ($N/f_c'A_g = 5.67\%$). Análogamente, en las Figuras 6.5.d, 6.5.e y

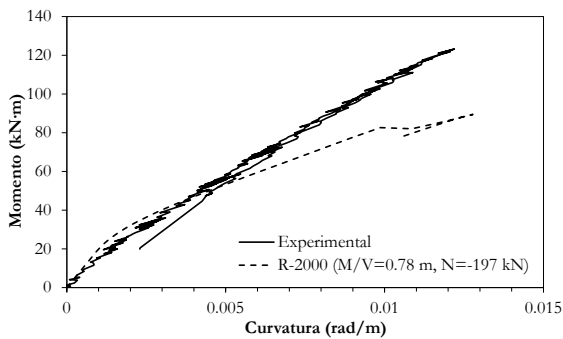
6.5.f se presentan los registros y los análisis de los strain gauges colocados a una distancia h igual a 300 mm desde el borde interno de la columna. En la última figura los valores teóricos también fueron calculados para la sección localizada a una distancia d_v igual a 225 mm.



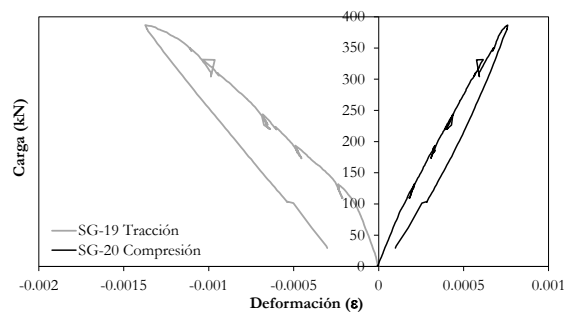
a) Deformación de strain gauges en $h/2 = 150$ mm



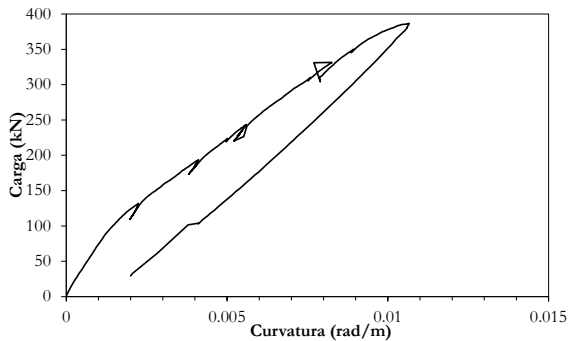
b) Curvatura obtenida con strain gauges en $h/2$



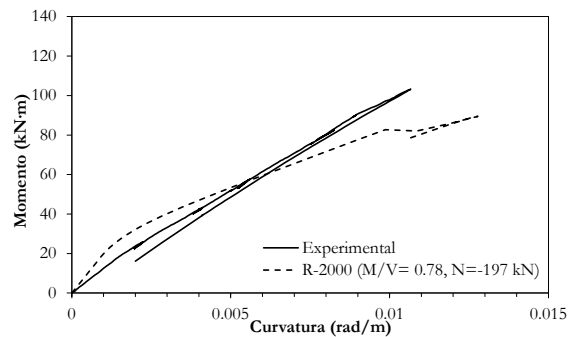
c) Momento-curvatura con strain gauges en $h/2$



d) Deformación de strain gauges en $h = 300$ mm



e) Curvatura obtenida con strain gauges en h

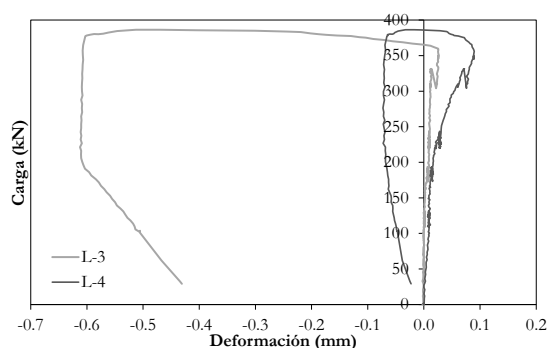


f) Momento-Curvatura obtenida con strain gauges en h

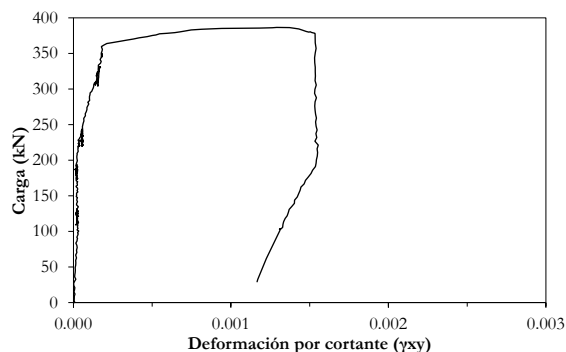
Figura 6.5. Registros experimentales viga extremo este y análisis de curvatura

Para el análisis de la deformación debida al cortante en el extremo este de la viga, se presenta la Figura 6.6. En la Figura 6.6.a se muestra la deformación de los LVDTs L-3 y L-4 dispuestos diagonalmente a 45° en la sección crítica —a una distancia d_v igual 225 mm del borde interno de la columna—. En la Figura 6.6.b se presenta la variación de la distorsión angular, γ_{xy} , obtenida como la diferencia entre las deformaciones unitarias medidas por L-3 y L-4 ($\gamma_{xy} = \epsilon_{L-3} - \epsilon_{L-4}$), con la carga lateral aplicada. En la Figura 6.6.c se muestra la relación entre la carga

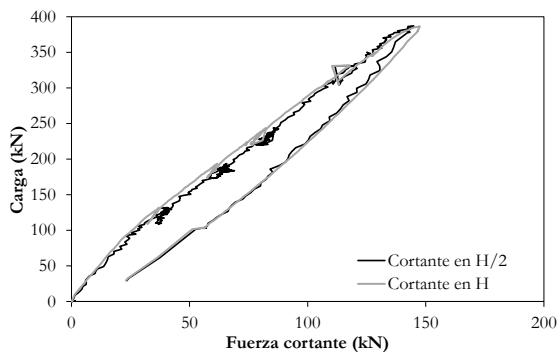
lateral aplicada y la fuerza cortante calculada a partir de los strain gauges a una distancia $h/2$ y h de la cara interna de la columna. Se observa que para ambos casos se presenta una buena correlación. La fuerza cortante se obtuvo a partir de la relación M/V en la sección de análisis. En la Figura 6.6.d se compara el diagrama cortante–distorsión angular experimental con el calculado mediante Response-2000 para una relación M/V igual a 0.78 m y una carga axial de compresión de 197 kN ($N/f_c'A_g = 5.67\%$). En Figura 6.6.e se registra la deformación longitudinal del estribo ubicado en la sección crítica a $d_v = 225$ mm (SG-21 y SG-22), el cual llegó a fluencia para una carga lateral cercana a los 340 kN.



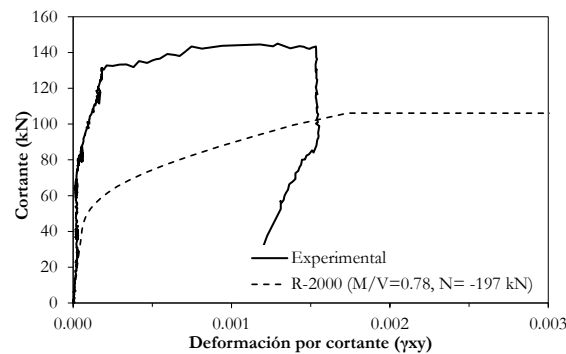
a) Deformación de LVDTs



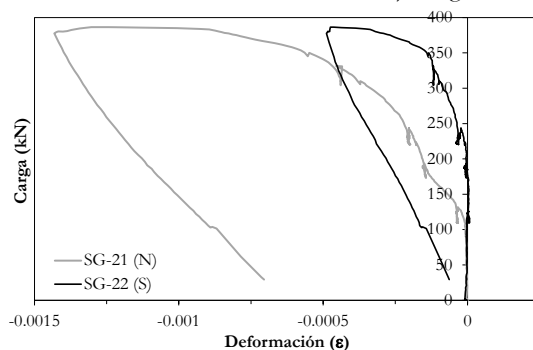
b) Distorsión angular, γ_{xy} , a partir de LVDTs L-3 y L-4



c) Comparación de fuerza cortante



d) Diagrama cortante-distorsión angular



e) Deformación de strain gauges instalados en estribo, a media altura, (N: norte, S: sur)

Figura 6.6. Registros experimentales viga extremo este (Deformación por cortante)

Viga - Extremo oeste

Los registros para el extremo oeste de la viga se muestran de la misma forma que los correspondientes al extremo este, dada la simetría de todas las secciones de análisis. En la Figura 6.7 se presentan los registros y los análisis de curvaturas. Los valores teóricos se calcularon para una distancia d_v igual a 225 mm, una relación M/V igual a 0.78 m y una carga axial de 197 kN en compresión ($N/f_c'A_g = 5.67\%$), tanto para los diagramas momento-curvatura como para cortante-distorsión angular.

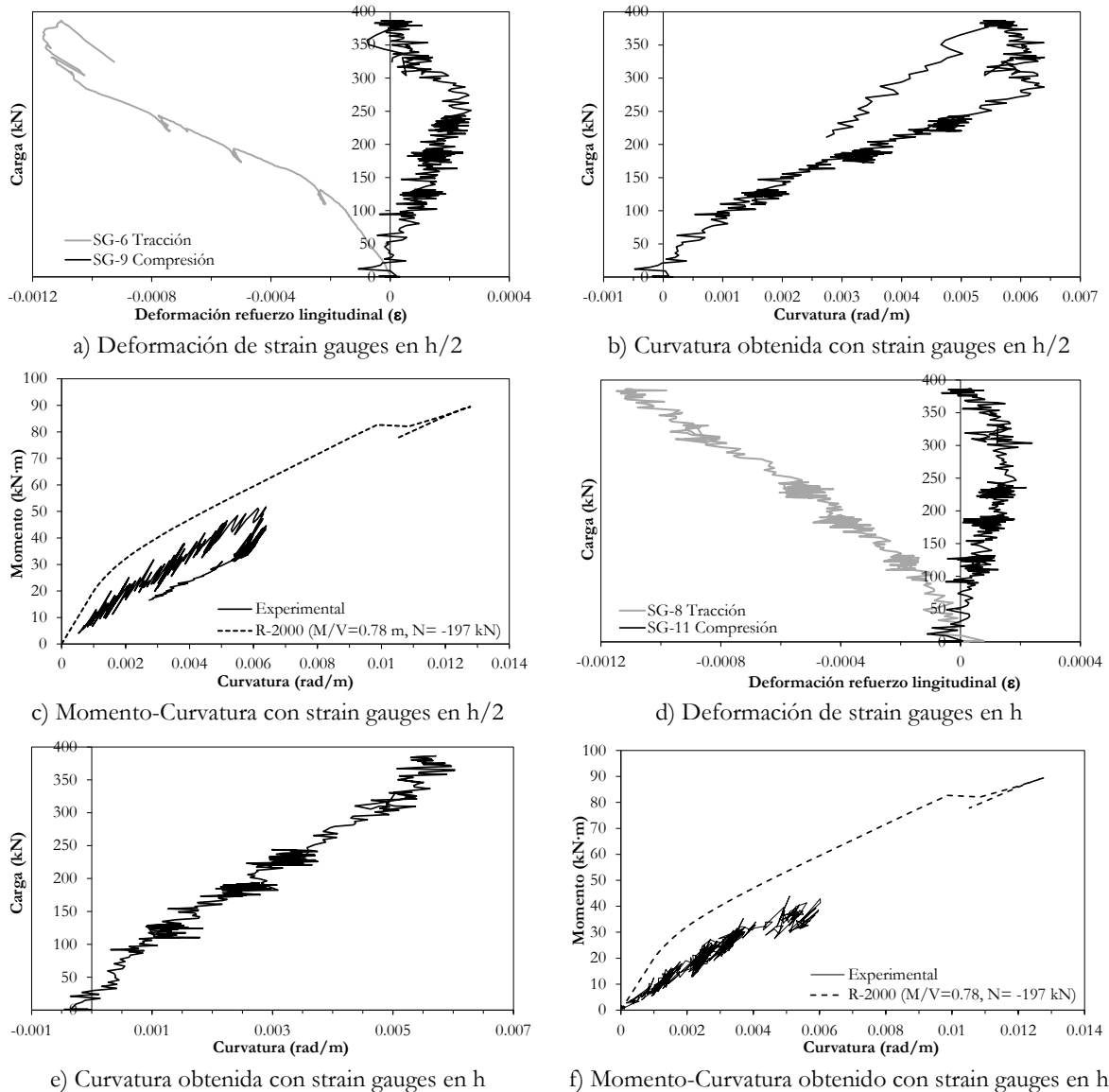


Figura 6.7. Registros experimentales viga extremo oeste y análisis de curvatura

En la Figura 6.8 se presentan los registros y análisis de distorsión angular o deformación por cortante. En las Figuras 6.8.a y 6.8.b se muestra la deformación de los LVDTs L-1 y L-2 y la distorsión angular, respectivamente. En la Figura 6.8.c se compara la fuerza cortante obtenida con los strain gauges ubicados a una distancia $h/2$ igual a 150 mm y a una distancia h igual a 300 mm, desde el borde interno de la columna. La fuerza cortante se obtuvo a partir de la relación M/V en la sección de análisis. Se observa que la fuerza cortante en $h/2$ tiene una buena correlación con el valor teórico hasta llegar a un valor cercano a 60 kN. La deformación del refuerzo transversal se muestra en la Figura 6.8.e; se observa que para un valor ligeramente superior a 280 kN se presenta fluencia del estribo ubicado en la sección crítica de cortante a una distancia d_v igual a 225 mm desde el borde interno de la columna.

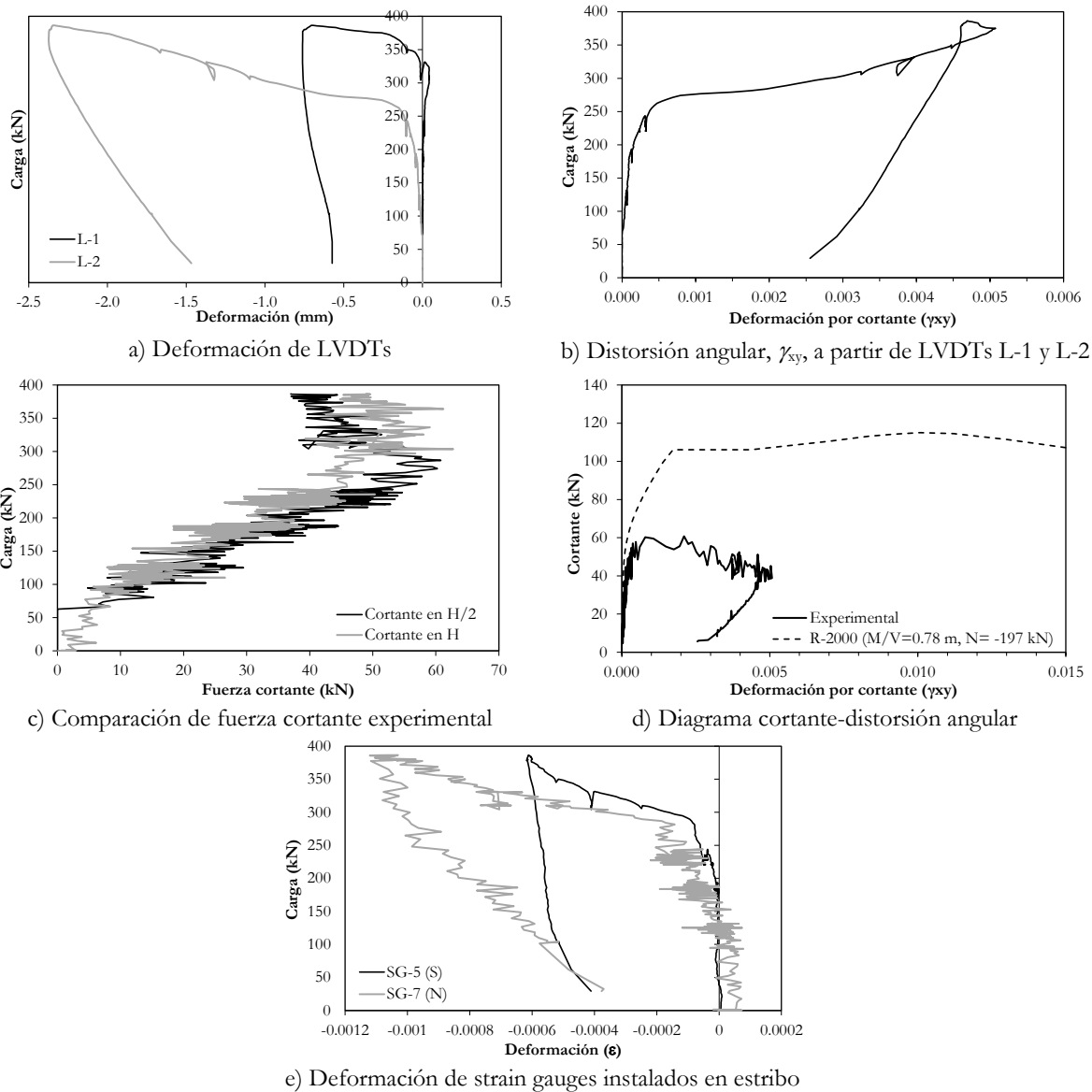


Figura 6.8. Registros experimentales viga extremo oeste (deformación por cortante)

6.2 RESULTADOS OBTENIDOS DEL PÓRTICO *P2*

Para este pórtico, los elementos críticos a cortante son las columnas. Por lo tanto, se evaluarán las curvaturas y distorsiones angulares en estos elementos para analizar el comportamiento a flexión y cortante, respectivamente. Para ello, se instalaron tanto strain gauges como transductores de desplazamiento (LVDTs).

Durante el proceso de ensayo, se alcanzó inicialmente una carga de aproximadamente 164 kN, en la cual fue necesario descargar totalmente el pórtico, debido a problemas mecánicos con el gato hidráulico. En este nivel de carga aplicada se presentó un agrietamiento por flexión en la base de ambas columnas. En la base de la columna este se presentaron grietas de cortante (los registros mostraron que la deformación longitudinal, ϵ_x , igualó la deformación teórica de agrietamiento del hormigón, ϵ_{cr}), y agrietamiento de la conexión viga-columna oeste, redundando en una deformación permanente significativa. Dicha descarga se observa en la mayoría de los registros de instrumentación local. Posteriormente, se reanudó el proceso carga, el cual se desarrolló en cinco fases. En la última fase de carga, para un valor de 266 kN, se registró fluencia simultánea de dos estribos localizados en las secciones críticas, uno en la base de la columna este y el otro en el extremo superior de la columna oeste. Finalmente, la carga última que se alcanzó fue de 290.2 kN, con una falla claramente de cortante, la cual ocurrió simultáneamente en ambas secciones.

6.2.1 Resultados globales del pórtico *P2*

En la Figura 6.9 se presenta la curva de capacidad del pórtico *P2*, esto es, la variación del desplazamiento en la parte superior con respecto a la carga lateral aplicada. La capacidad máxima observada fue de 290.9 kN. Se evidenció deslizamiento y posible rotación de la base, razón por la cual en la figura se observa una baja rigidez lateral del pórtico. Dado que este fue el primer espécimen ensayado y no se habían previsto posibles falencias en el anclaje del mismo, no se monitoreó el desplazamiento y rotación de la base, por lo tanto no se pudo tener una buena corrección para el desplazamiento lateral superior.

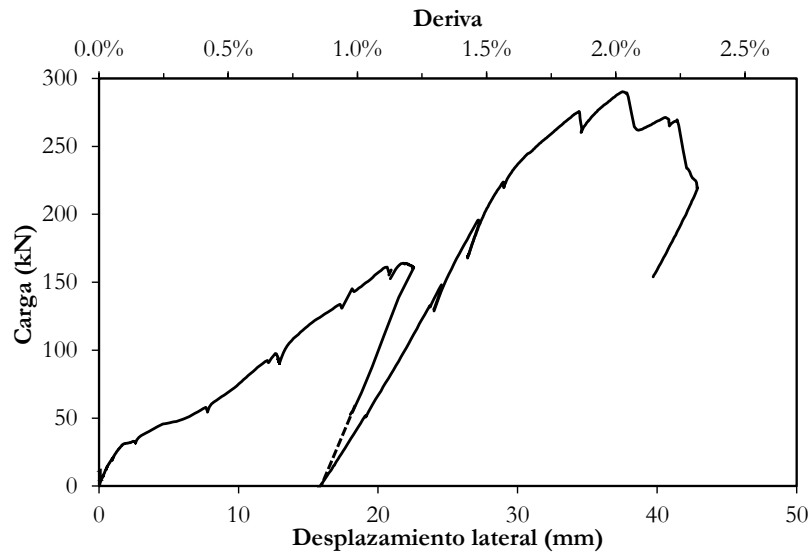


Figura 6.9. Carga aplicada vs. desplazamiento lateral superior – sin corrección por desplazamiento y rotación en la base

6.2.2 Resultados locales del pórtico *P2*

A continuación se presentan los resultados obtenidos para cada sección de análisis en los extremos de las columnas. En la base de las columnas se obtuvo registros para análisis de curvatura y deformación por cortante de la sección. En los extremos superiores de ambas columnas no se logró obtener lectura de algunos de los strain gauges instalados en el refuerzo longitudinal y por lo tanto tuvieron que ser descartados. Por lo anterior, en estas últimas secciones no se tienen datos experimentales para el análisis de curvatura, sólo para el análisis de deformación por cortante.

Columna – Extremo inferior este

Para esta zona de la columna se obtuvieron registros para el análisis de curvatura en dos secciones diferentes. En el refuerzo longitudinal se instalaron cuatro strain gauges: dos a una distancia de 40 mm (SG-11 y SG-14) y dos a 200 mm de la base de la columna (SG-12 y SG-13). En la Figura 6.10 se muestran las deformaciones registradas de estos instrumentos con respecto a la carga aplicada y la curvatura obtenida. En las Figuras 6.10.c y 6.10.f se muestran los diagramas experimentales de momento curvatura para las secciones localizadas a 40 mm y 200 mm de la base respectivamente. Los valores teóricos (R-2000) hacen referencia a la sección crítica de cortante localizada a una distancia d_v igual a 324 mm de la base y se calcularon con una relación M/V igual a 0.83 m y una carga axial de 74 kN en compresión ($N/f_c'A_g = 1.8\%$).

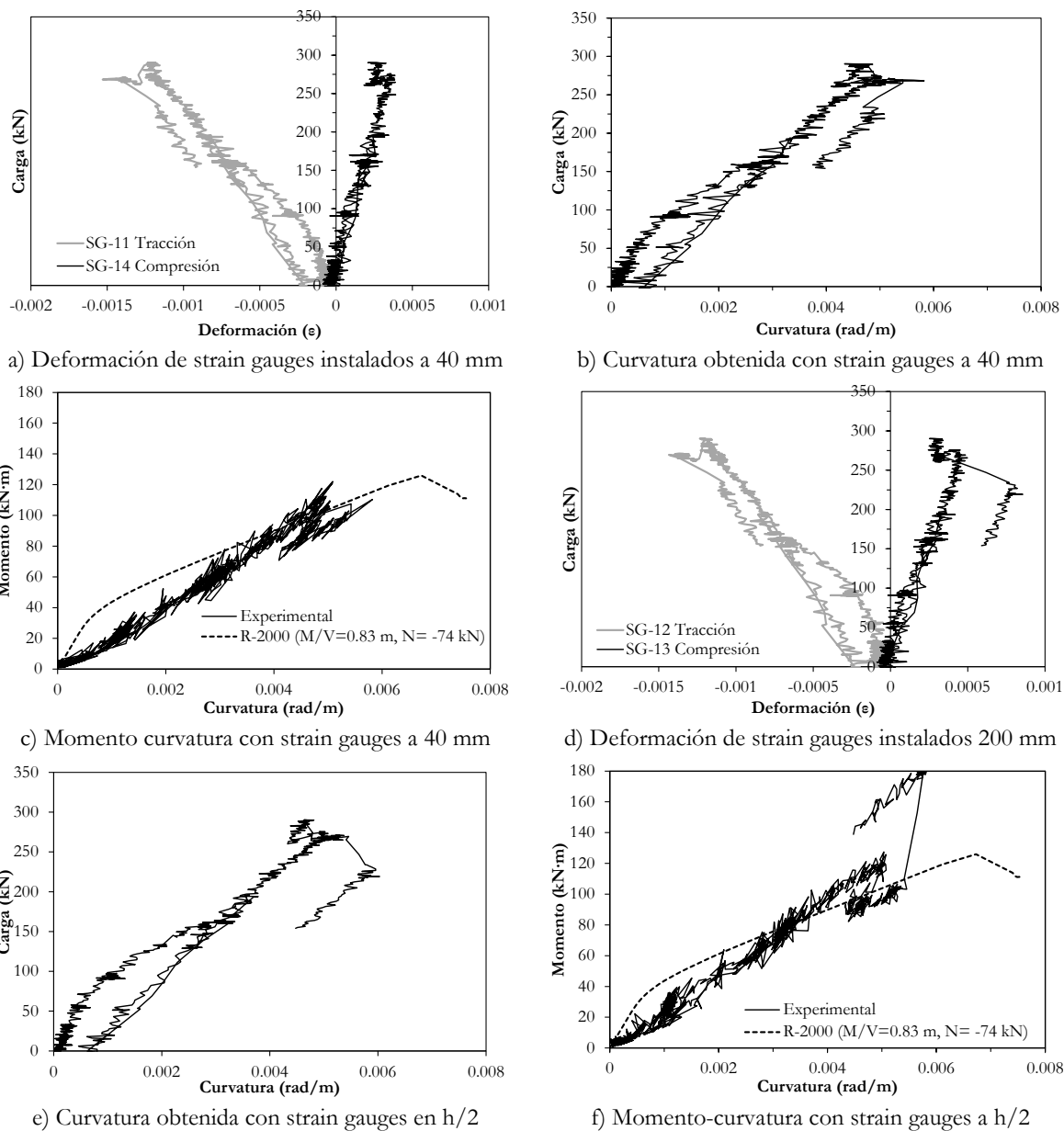


Figura 6.10. Registros experimentales base columna este y análisis de curvatura

Con el objeto de cuantificar las deformaciones por cortante en el extremo inferior de la columna este se instalaron dos strain gauges, SG-15 (lado sur) y SG-17 (lado norte), en el estribo ubicado a una distancia d_v igual a 324 mm; y dos LVDTs (L-7 y L-8) en diagonal con un ángulo de 45° , para cuantificar la distorsión angular, γ_{xy} . Los registros y análisis se muestran en la Figura 6.11. En la Figura 6.11.c se muestra la relación entre la carga lateral aplicada y la fuerza cortante calculada a partir de los strain gauges colocados en el refuerzo longitudinal a distancias de 40 mm y $h/2$ igual a 200 mm de la base, y de las relaciones M/V en esas

secciones. La fuerza cortante obtenida en $h/2$ tiene una buena correlación con el valor teórico hasta llegar a un valor cercano a 125 kN, razón por la cual se consideró para el análisis del comportamiento a cortante en esta zona. En la Figura 6.11.d se muestra la variación de la distorsión angular con respecto a la fuerza cortante; el valor teórico (R-2000) fue calculado para una relación M/V igual a 0.83 y carga axial de 74 kN en compresión ($N/f_c'A_g = 1.8\%$). Se observa una buena correlación hasta un valor de fuerza cortante cercano a 125 kN. La Figura 6.11.e muestra que para una carga lateral cercana a 268 kN se presentó fluencia del acero transversal.

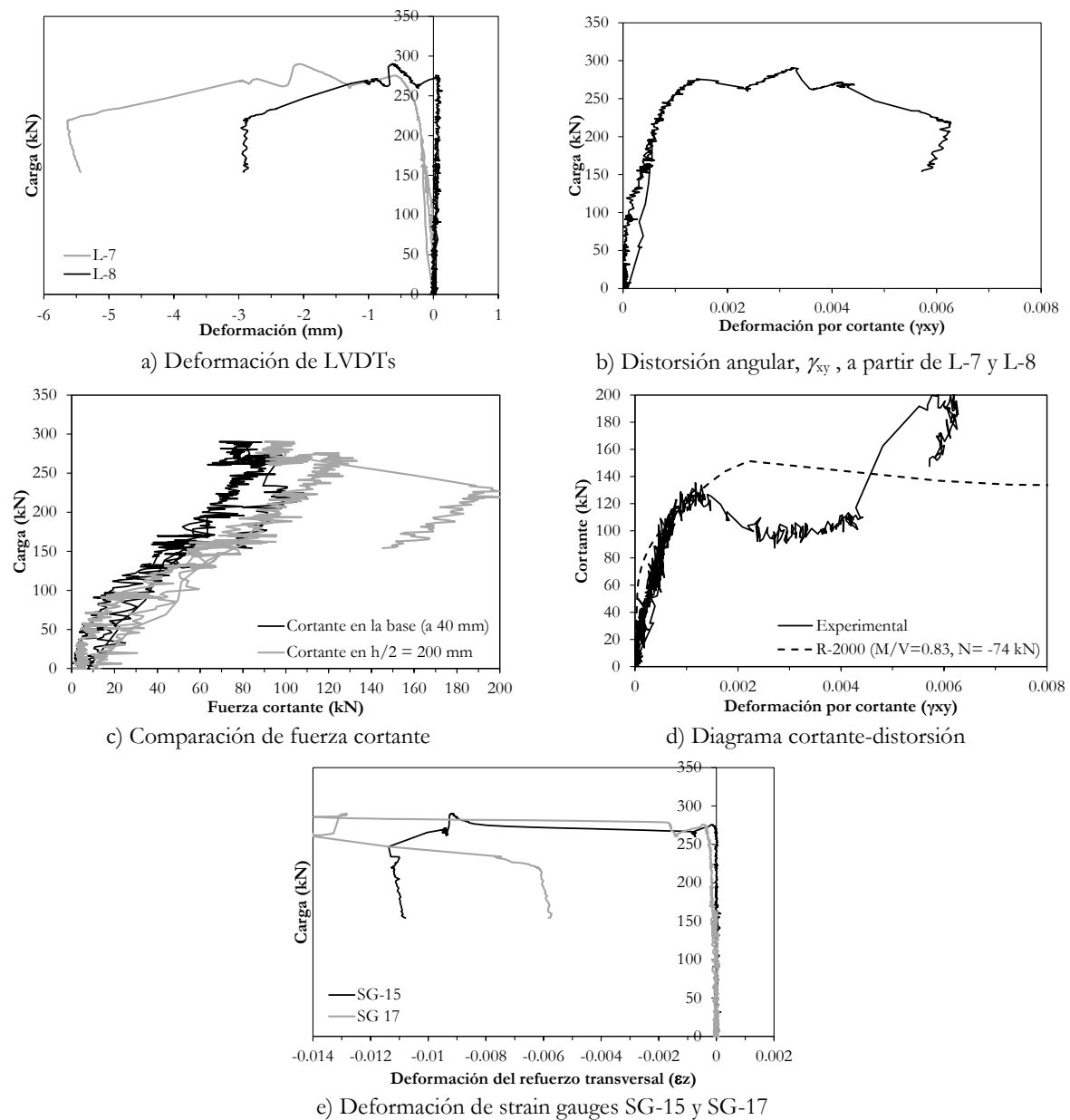
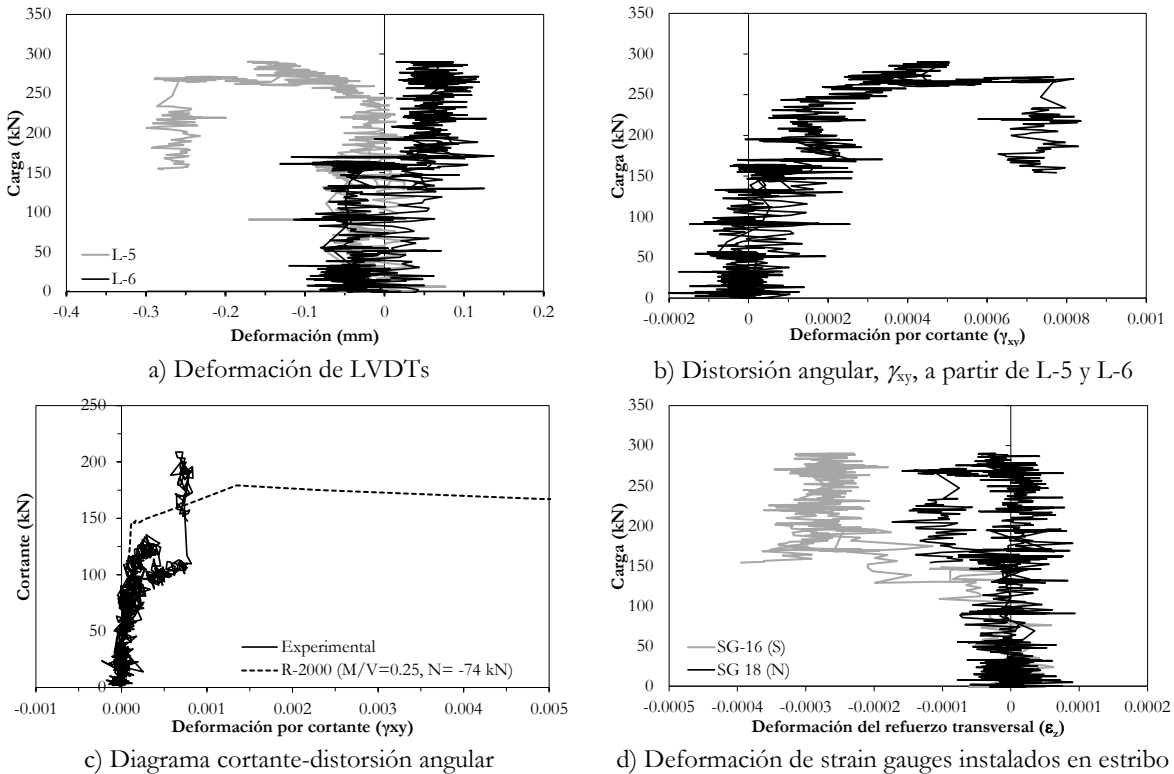


Figura 6.11. Registros experimentales base columna este (deformación por cortante)

Columna – Extremo superior este

En este extremo de la columna se instalaron strain gauges en el refuerzo longitudinal; sin embargo, uno de ellos no presentó lectura por lo tanto se descartaron estos registros para el análisis de la curvatura. Los registros obtenidos permiten obtener la distorsión angular y deformación del estribo ubicado a $d_p = 324$ mm desde el borde inferior de la viga. Para cuantificar la distorsión angular se instalaron los LVDTs L-5 y L-6 en forma diagonal, cuya deformación respecto a la carga aplicada se muestra en la Figura 6.12.a. En la Figura 6.12.b se muestra la distorsión angular obtenida y en la Figura 6.12.c se muestra la distorsión angular respecto al cortante estimado en la sección. El cortante experimental ha sido estimado de acuerdo a las deformaciones unitarias del refuerzo longitudinal en la base de la columna, a una distancia $h/2$ igual a 200 mm y las respectivas relaciones M/V . En la Figura 6.12.d se cuantifica la deformación del estribo.

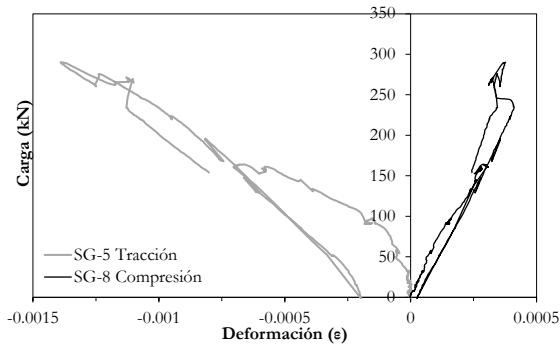


**Figura 6.12. Registros experimentales extremo superior columna este
(Deformación por cortante)**

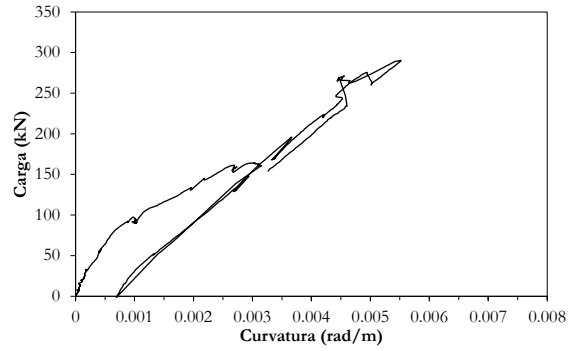
Columna – Extremo inferior oeste

En este extremo de la columna se instalaron seis strain gauges para medir deformaciones unitarias del acero de refuerzo longitudinal y transversal: dos strain gauges (SG-5 y SG-8) a una distancia de 40 mm y dos strain gauges (SG-4 y SG-9) a 200 mm de la base, y los dos restantes (SG-6 y SG-7) en el estribo ubicado a una distancia d_p igual a 324 mm de la base. Se instalaron dos LVDTs (L-9 y L-10) para cuantificar la curvatura promedio de 200 mm desde la base de la columna y dos LVDTs (L-3 y L-4) en diagonal para cuantificar la distorsión angular. En las Figura 6.13.a, 6.13.b y 6.13.c se muestra el registro y análisis de curvatura de la sección ubicada a 40 mm de la base de la columna. En la Figura 6.13.c el valor teórico corresponde al calculado con Response-2000 para una distancia d_p igual a 324 mm desde la base, una relación M/V igual a 0.83 m y carga axial de 74 kN en tracción ($N/f_c'A_g = 1.8\%$). En la Figura 6.13.d se puede observar un registro incoherente de SG-4, lo que significa que probablemente se perdió adherencia entre el strain gauge y el acero de refuerzo y por lo tanto no se puede calcular la curvatura a partir de los registros de SG-4 y SG-9 en esa sección. En las Figura 6.13.e y 6.13.f se muestra el desplazamiento y la curvatura promedio de 200 mm, respectivamente, obtenida a partir de los LVDTs L-9 y L-10.

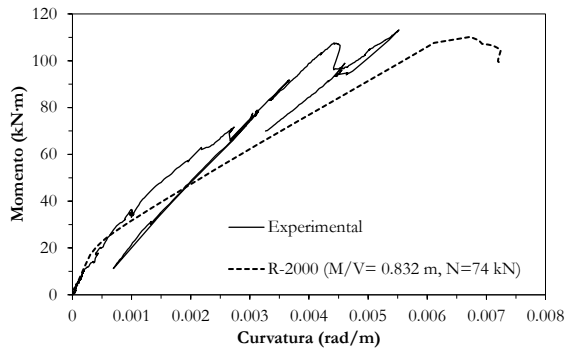
En las Figuras 6.14.a y 6.14.b se muestran, respectivamente, la variación de las deformaciones unitarias y las distorsiones angulares obtenidas a partir de los LVDTs L-3 y L-4. La fuerza cortante se obtuvo a partir de las deformaciones unitarias del refuerzo longitudinal con los strain gauges colocados a 40 mm de la base (SG-5 y SG-8) y la relación M/V en esa sección. En la Figura 6.14.c se muestra la variación de la fuerza cortante respecto a la carga lateral aplicada. La relación entre cortante y distorsión angular se muestra en la Figura 6.14.d, así como el valor teórico calculado para una relación M/V igual a 0.83 y carga axial de 74 kN en tracción. La deformación unitaria del estribo localizado a d_p igual 324 mm de la base de la columna varía de acuerdo a la carga lateral aplicada como se muestra en la Figura 6.14.e. Para un valor de carga cercana a 230 kN se verificó fluencia del refuerzo transversal.



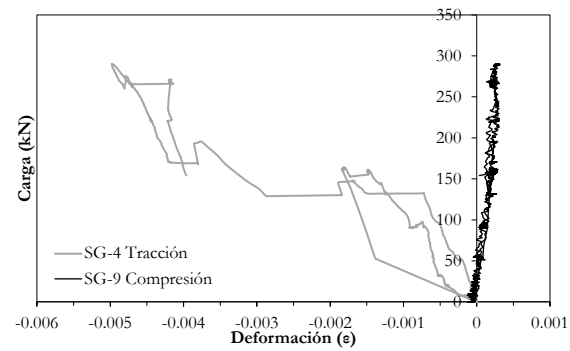
a) Deformación de strain gauges instalados a 40 mm



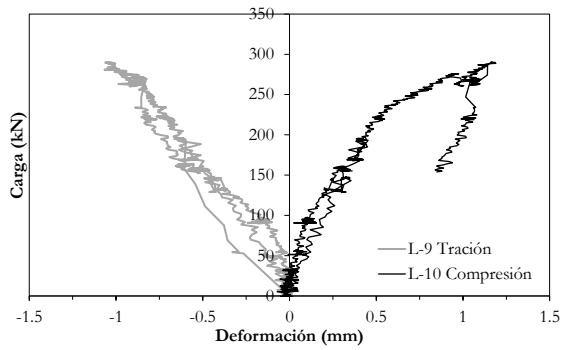
b) Curvatura obtenida con strain gauges a 40 mm



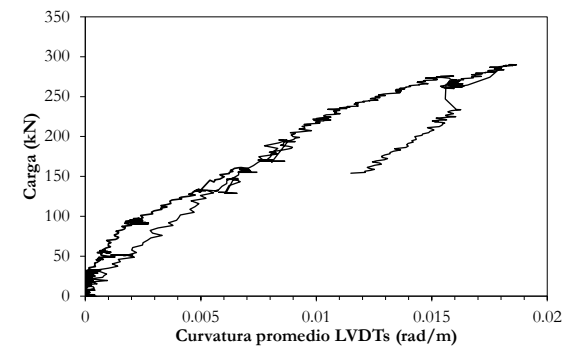
c) Momento-curvatura con strain gauges a 40mm



d) Deformación de strain gauges colocados a 200 mm



e) Deformación de LVDT's



f) Curvatura promedio entre 0 y 200 mm

Figura 6.13. Registros experimentales base columna oeste y análisis de curvatura

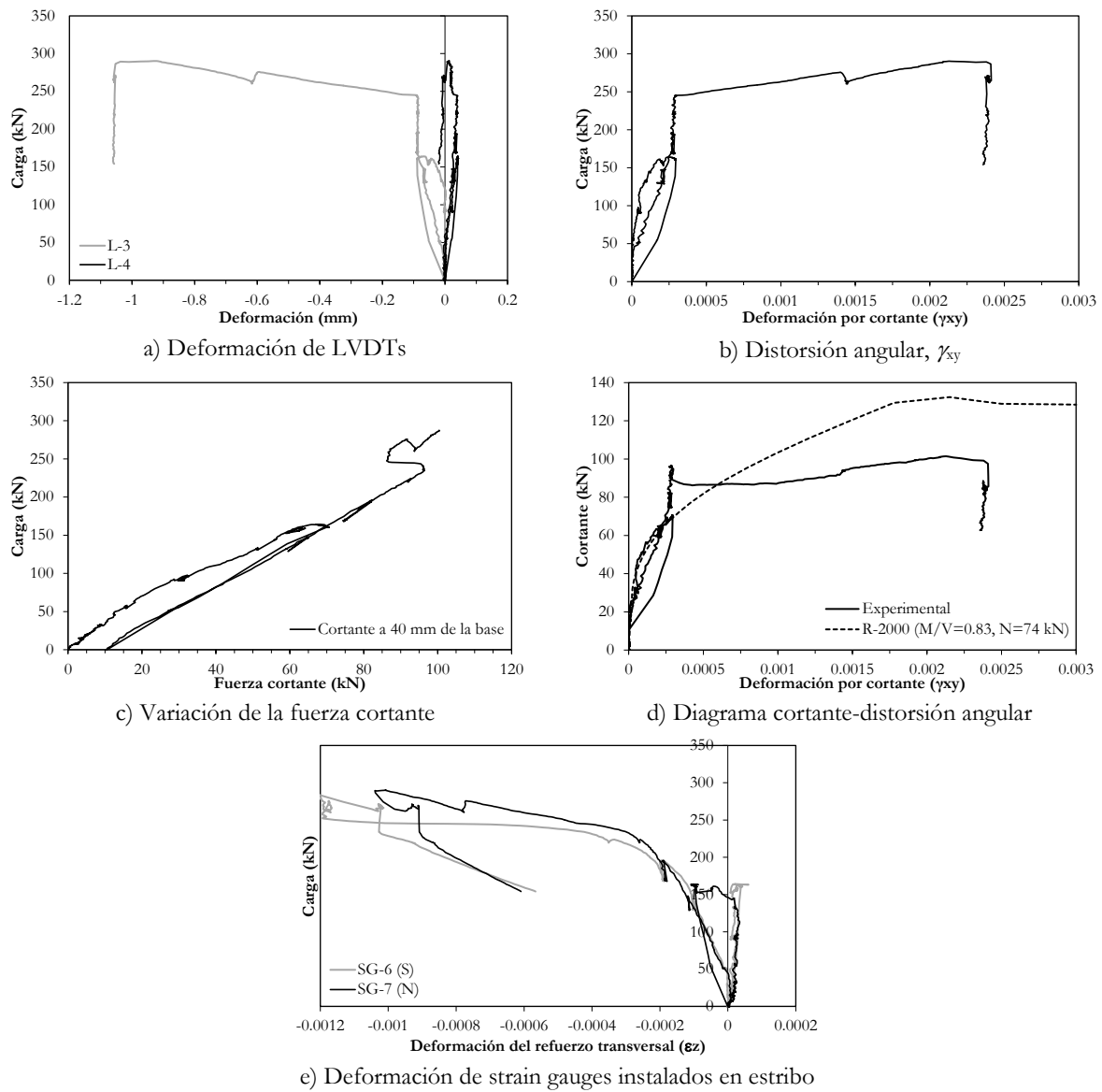
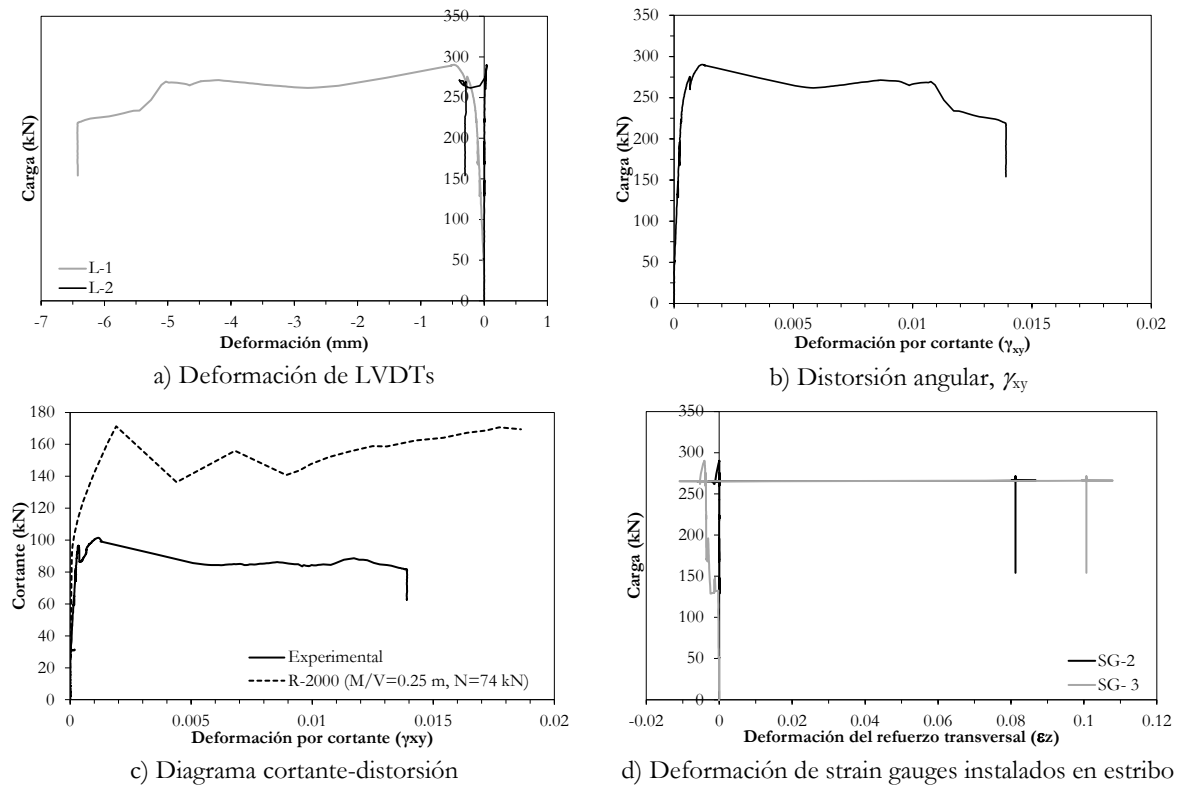


Figura 6.14. Registros experimentales base columna oeste (deformación por cortante)

Columna – Extremo superior oeste

La sección crítica de cortante se ubica a una distancia d_v igual 324 mm debajo del borde inferior de la viga. En este punto se instalaron dos LVDTs (L-1 y L-2) cruzados para cuantificar la distorsión angular, γ_{xy} , y dos strain gauges (SG-2 y SG-3) en el estribo para medir la deformación unitaria. Los registros obtenidos se muestran en la Figura 6.15. El valor experimental de cortante corresponde con el hallado en la base de la columna (ver Figura 6.14.c). El valor teórico (R-2000) que relaciona cortante y distorsión angular se calculó para una relación $M/V = 0.25$ m y una carga axial de 74 kN en tracción ($N/f_c'A_g = 1.8\%$). En la Figura 6.15.d se observa que para una carga ligeramente superior a 265 kN hubo fluencia del acero y la deformación máxima registrada fue superior al 50% de la deformación de rotura. Esta sección gobernó el comportamiento general y la falla del pórtico.



**Figura 6.15. Registros experimentales extremo superior columna oeste
(Deformación por cortante)**

6.3 RESULTADOS OBTENIDOS DEL PÓRTICO P3

Durante el proceso de ensayo se alcanzó inicialmente una carga de 130.1 kN, en la cual fue necesario descargar el pórtico, debido a que se evidenció levantamiento excesivo de la viga de fundación. A este nivel de carga se presentaron grietas de flexión en la base de las columnas, extremo este de la viga y conexión viga-columna oeste, daño que generó una deformación lateral permanente de aproximadamente 3.8 mm. Luego de mejorado el anclaje, se reanudó el ensayo y se llevó a cabo en cuatro fases de carga. En la última fase se llegó a la capacidad última del pórtico con una carga lateral de 308.9 kN. Se presentó falla por cortante en el extremo este de la viga, y los registros indican fluencia del estribo en esta zona, para una carga cercana a los 300 kN.

6.3.1 Resultados globales del pórtico P3

La variación del desplazamiento en la parte superior con respecto a la carga lateral aplicada se muestra en la Figura 6.16. En la figura se observa que luego de realizar la descarga, se inicia nuevamente el proceso de carga con una deformación de 3.8 mm y se presenta un cruce en la curva, esto debido al movimiento que se presentó en la base, por lo que se hace necesario corregir el desplazamiento. Al igual que en el caso del pórtico P1, se pudo registrar mediante los LVDTs L-5 y L-13, el deslizamiento y levantamiento del extremo oeste de la base, respectivamente. En la Figura 6.17 se muestra el registro de dichos LVDTs. En ambos registros se observa un movimiento excesivo hasta llegar una carga de 130 kN, carga en la cual se detuvo el ensayo y las lecturas de estos dos instrumentos inician nuevamente en cero. Con estos últimos registros se corrigió el desplazamiento lateral. La curva de capacidad que se obtuvo con el desplazamiento lateral superior corregido se muestra en la Figura 6.18.

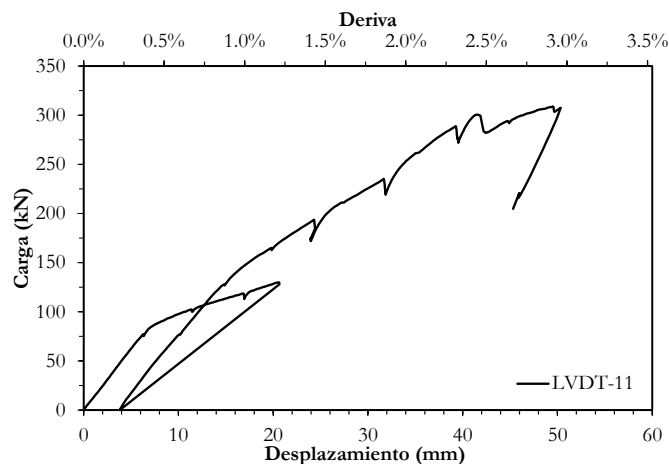


Figura 6.16. Desplazamiento horizontal del LVDT en la parte superior del pórtico

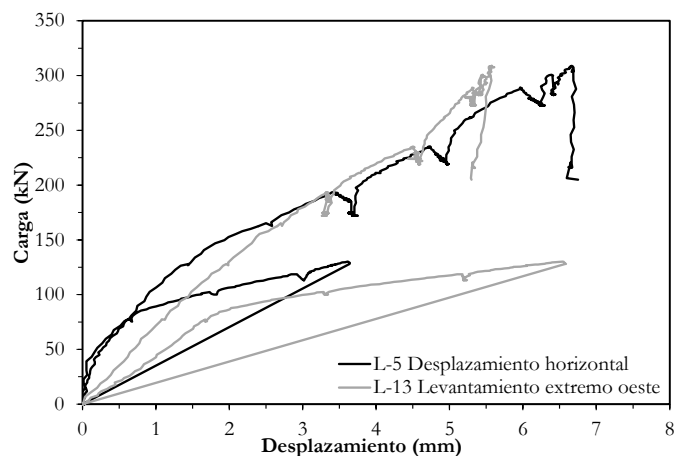


Figura 6.17. Desplazamiento de LVDTs en la base del pórtico

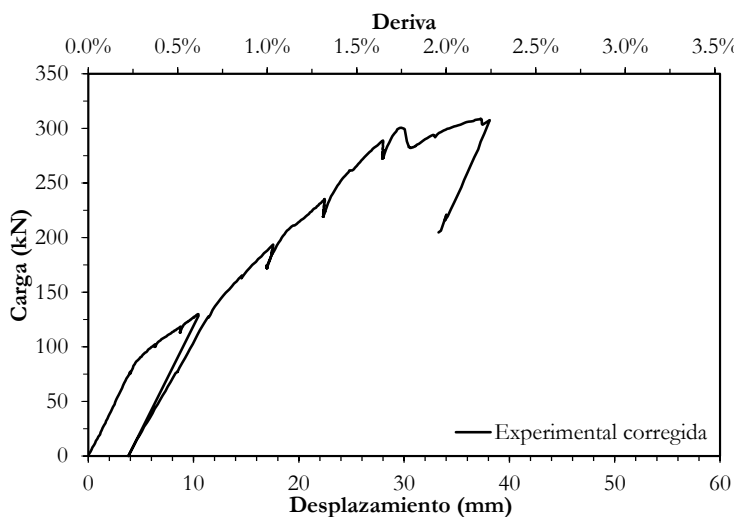


Figura 6.18. Carga aplicada vs. desplazamiento horizontal superior (corregido)

6.3.2 Resultados locales del pórtico *P3*

En este pórtico el elemento crítico a cortante corresponde a la viga. Por lo tanto, sobre ésta se evaluarán las curvaturas y distorsión angular, para analizar el comportamiento a flexión y cortante, respectivamente, en los extremos de la misma. Para ello, se instalaron strain gauges y LVDTs. Los detalles de la localización de los instrumentos se presentaron en el numeral 5.4.

Base de la columna oeste

En este extremo de la columna se obtuvo registro de deformación unitaria del refuerzo longitudinal a partir de los strain gauges SG-12 y SG-13 ubicados a 40 mm de la base y desplazamiento de los LVDTs (L-9 y L-10) colocados a 175 mm de la base. A partir de estos registros se puede evaluar la curvatura en la base de la columna. Los LVDTs reportan la curvatura promedio de 175 mm mientras que los strain gauges reportan la curvatura a 40 mm

de la base. Esta última es más aproximada al comportamiento real de la sección y al compararla con la reportada por LVDTs se pone en evidencia que hubo rotación de la columna en la base. Las Figuras 6.19.a y 6.19.b muestran la variación del desplazamiento de los LVDTs y la deformación unitaria de los strain gauges, respectivamente. Estos últimos indican que no hubo fluencia del refuerzo longitudinal. En las Figuras 6.19.c y 6.19.d se muestra la variación de la curvatura respecto a la carga aplicada. En las Figuras 6.19.e y 6.19.f se comparan las relaciones de momento y curvatura obtenidos experimentalmente a partir de LVDTs (promedio de 175 mm), strain gauges (a 40 mm de la base) y los valores teóricos obtenidos mediante Response-2000 para la sección ubicada a $d_p = 261$ mm de la base, con una relación M/V igual a 0.815 m y carga axial de 104 kN en tracción ($N/f_c'A_g = 2.81\%$). La predicción teórica de flexión pura (curva R-2000 con $V = 0$ y $N = 104$ kN) se muestra sólo con fines comparativos.

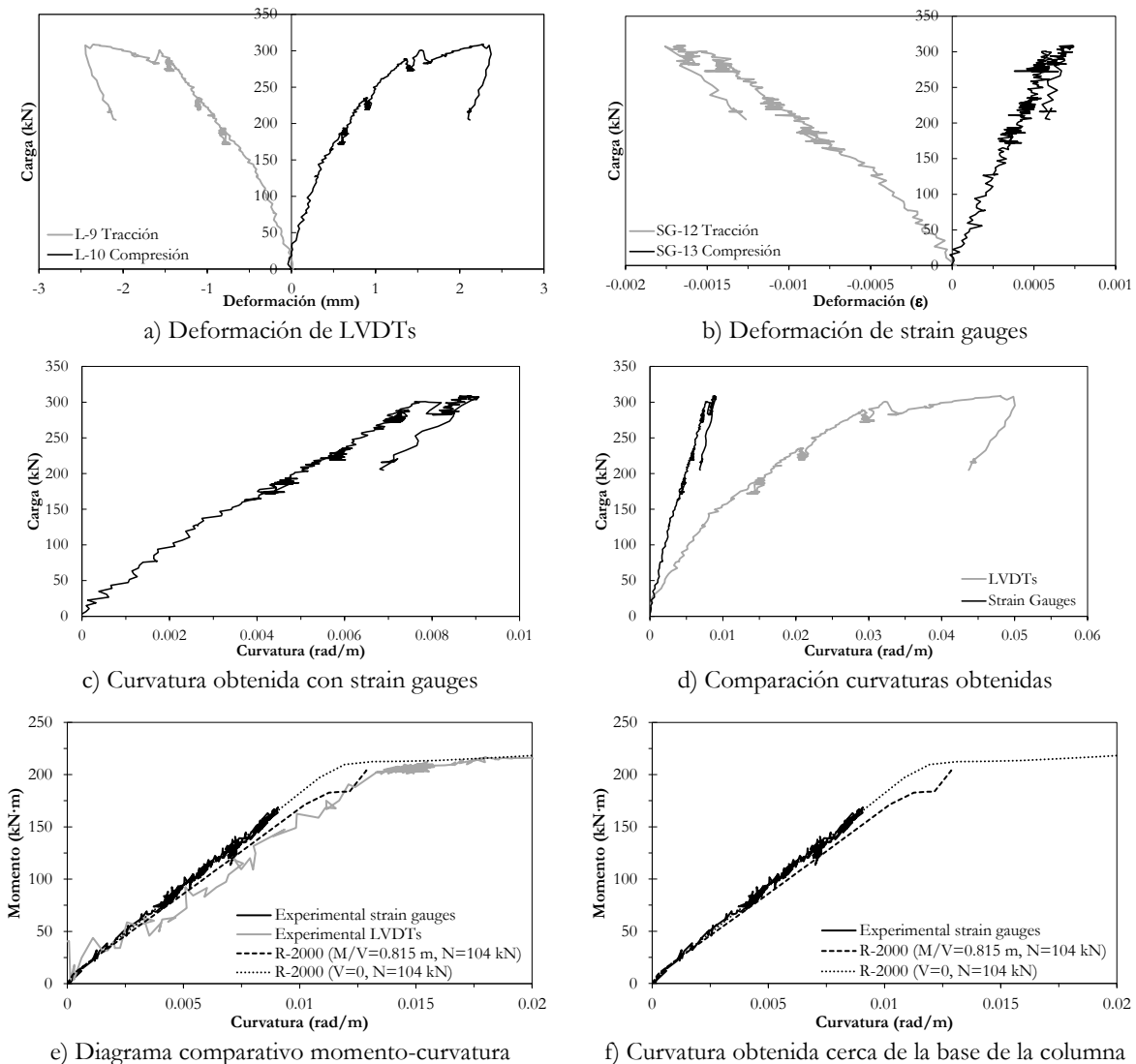
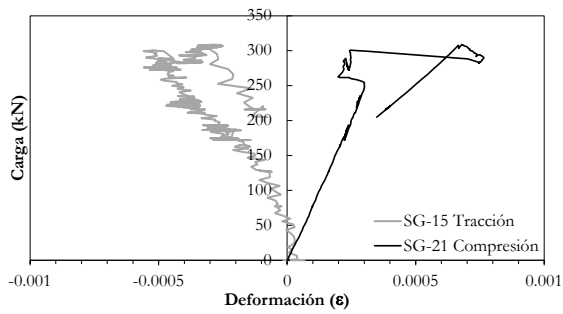


Figura 6.19. Registro experimental base columna oeste y análisis de curvatura

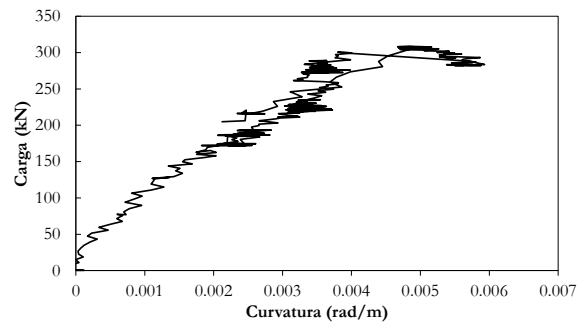
Viga - Extremo este

En este extremo de la viga se instalaron, con el objeto de medir curvaturas, LVDTs a distancias de 150 mm ($h/2$ de la viga) y 300 mm (h de la viga) desde el borde interno de la columna, y strain gauges en el acero de refuerzo longitudinal a 40 mm, $h/2$ y h del borde interno de la columna. Para este análisis son representativos los resultados obtenidos con strain gauges instalados a distancias $h/2$ y h . En las Figuras 6.20.a y 6.20.b se muestra la variación, respecto a la carga lateral aplicada, de la deformación unitaria y curvatura registradas a partir de los strain gauges en $h/2$, respectivamente. En la Figura 6.20.c se muestra el momento curvatura obtenido con los strain gauges en $h/2$ (SG-15 y SG-21) y la predicción teórica para d_v igual a 225 mm desde el borde interno de la columna, una relación M/V igual a 0.525 m y carga axial de 167 kN en compresión ($N/f_c'A_g = 5.25\%$). En las Figuras 6.20.d, 6.20.e y 6.20.f se presentan, de la misma forma, los registros de los strain gauges ubicados en h (SG-16 y SG-20).

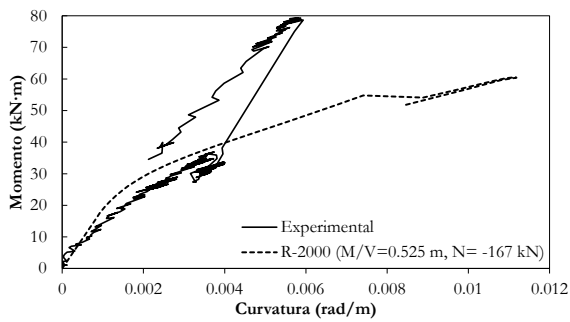
En las Figuras 6.21.a y 6.21.b se muestra la variación, en función de la carga aplicada, del desplazamiento y la distorsión angular a partir de los LVDTs L-3 y L-4, respectivamente. En la Figura 6.21.c se comparan las fuerzas cortantes obtenidas a partir de las deformaciones unitarias del refuerzo longitudinal en $h/2$ y en h ; el cortante en $h/2$ es aproximadamente lineal y su comportamiento y variación es semejante a los valores teóricos hasta un valor ligeramente superior a 60 kN, por lo tanto este es el considerado en la Figura 6.21.d. En esta última figura se compara el cortante distorsión angular con el valor teórico calculado para una relación M/V igual a 0.525 m y carga axial de 167 kN en compresión ($N/f_c'A_g = 5.25\%$). La deformación unitaria del estribo ubicado a d_v igual a 225 mm del borde interno de la columna se muestra en la Figura 6.21.e, en la cual se observa que hay fluencia del acero en un valor de carga de 289 kN.



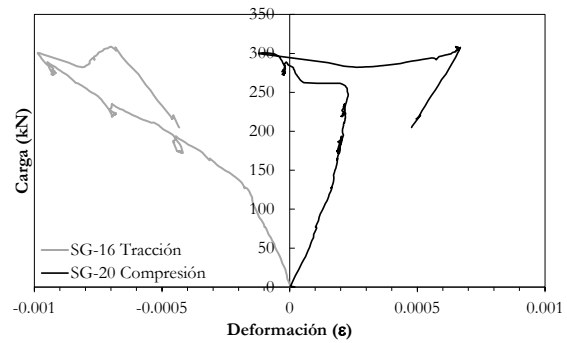
a) Deformación de strain gauges en $h/2$



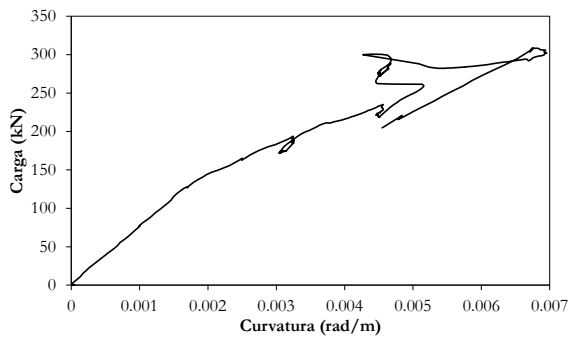
b) Curvatura obtenida con strain gauges en $h/2$



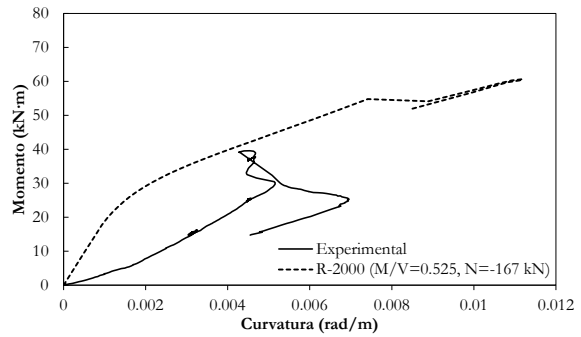
c) Momento curvatura con strain gauges en $h/2$



d) Deformación de strain gauges en h

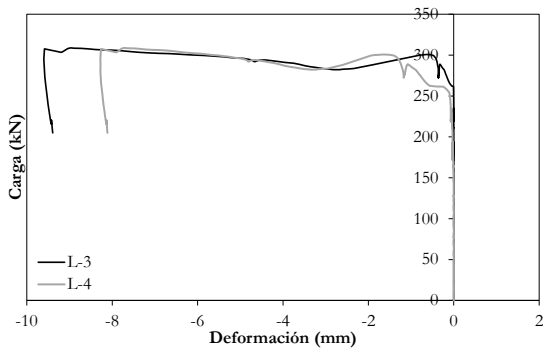


e) Curvatura obtenida con strain gauges en h

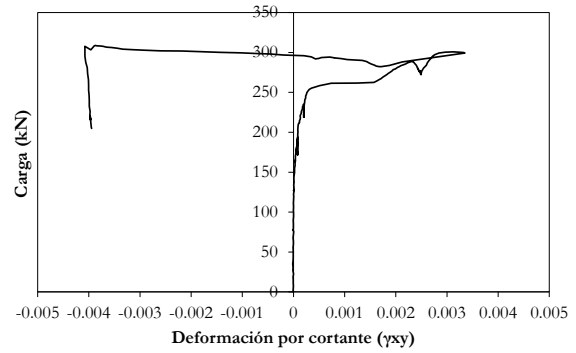


f) Momento curvatura con strain gauges en h

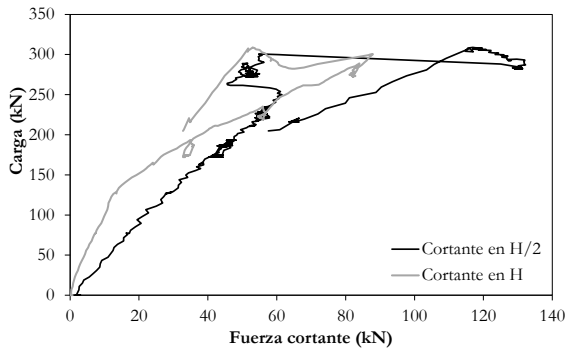
Figura 6.20. Registros experimentales viga extremo este y análisis de curvatura



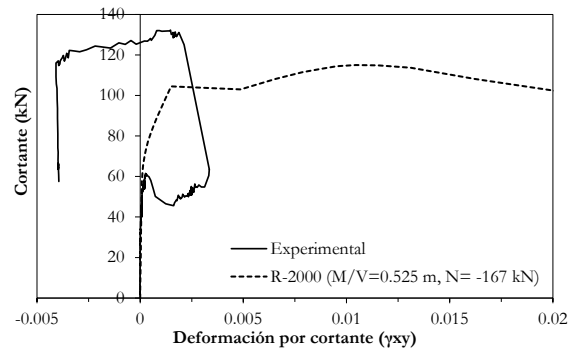
a) Deformación de LVDT's



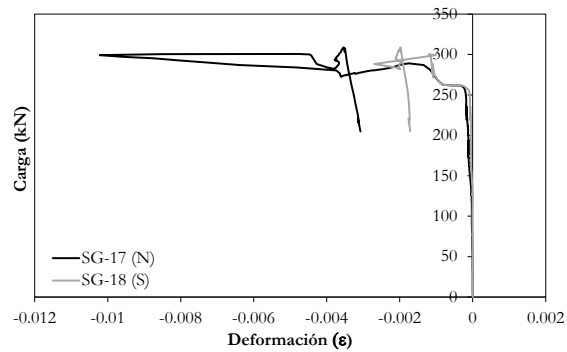
b) Distorsión angular, γ_{xy} , a partir de LVDT's



c) Comparación de cortante experimental en $h/2$ y h



d) Cortante distorsión angular



e) Deformación de strain gauges instalados en estribo

Figura 6.21. Registros experimentales viga extremo este (deformación por cortante)

Viga - Extremo oeste

Los registros obtenidos de esta zona de la viga se muestran en la Figura 6.22 de la misma forma que para el extremo este. Es decir, registros de strain gauges ubicados a distancias $h/2$ (SG-4 y SG-8) y h (SG-5 y SG-9) desde el borde interno de la columna para análisis de curvaturas. Dichos registros muestran que no hay fluencia del refuerzo longitudinal.

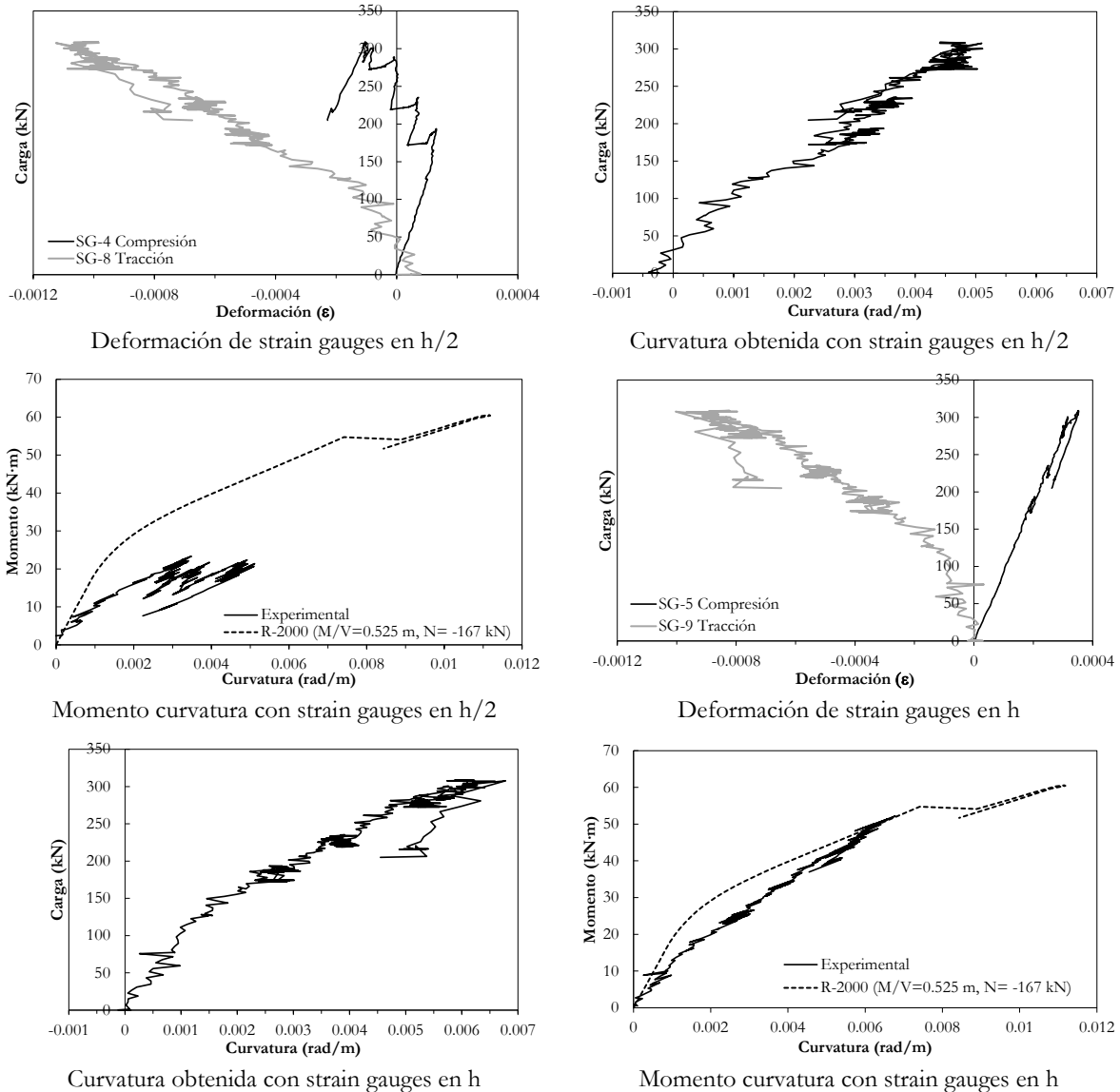


Figura 6.22. Registros experimentales viga extremo oeste (para análisis de curvatura)

En las Figuras 6.23.a y 6.23.b se muestra el desplazamiento de los LVDTs L-1 y L-2 y distorsión angular, respectivamente. En la Figura 6.23.c se muestra la fuerza cortante obtenida a partir de la deformación unitaria del refuerzo longitudinal en h , en $h/2$ y de las relaciones

M/V correspondientes a esas secciones. El cortante en b es aproximadamente lineal y su comportamiento es semejante a la predicción teórica, por lo tanto es el cortante considerado para el análisis de cortante-distorsión angular. En la Figura 6.23.d se muestra la variación de la distorsión angular respecto al cortante demandado en la sección a una distancia d_v igual a 225 mm de la cara interna de la columna, y el valor teórico obtenido para una relación M/V igual a 0.525 m y carga axial de 167 kN en compresión ($N/f_c'A_g = 5.25\%$). En la Figura 6.23.e se muestra la deformación del refuerzo transversal ubicado a una distancia d_v igual a 225 mm del borde interno de la columna. Se observa fluencia para valores tempranos de carga (cerca de 200 kN). No obstante, la falla es controlada por el comportamiento en el extremo este.

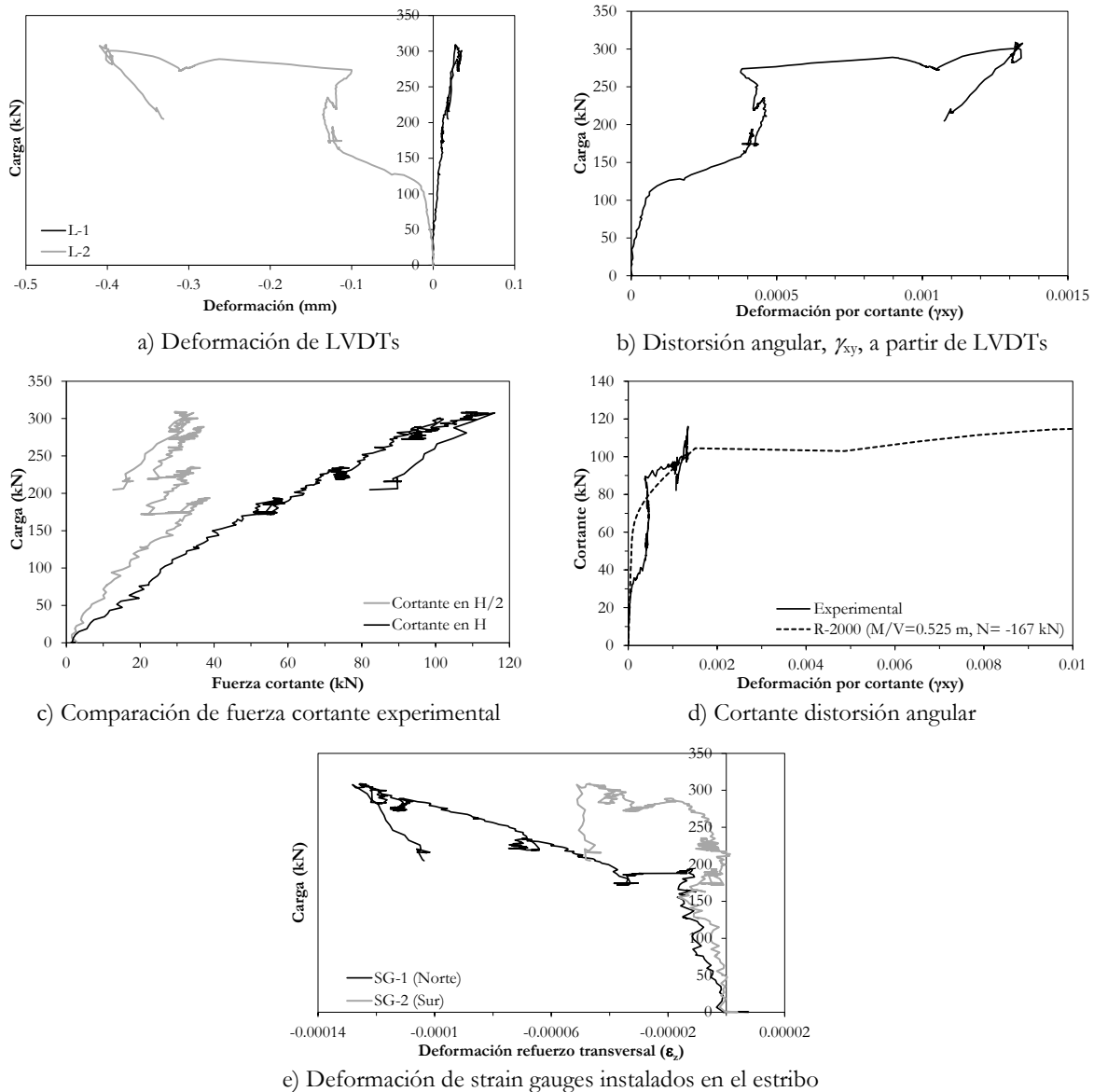


Figura 6.23. Registros experimentales viga extremo oeste (deformación por cortante)

7 ANÁLISIS DE RESULTADOS

En este capítulo se presenta el análisis de cada uno de los pórticos ensayados con respecto a su comportamiento general y al comportamiento de los elementos o secciones críticas. Los análisis se hicieron con base en las lecturas obtenidas de los transductores de desplazamiento (LVDTs) y las bandas extensométricas (strain gauges) instaladas en el acero de refuerzo. Los análisis se enfocan en primera instancia en el estudio del comportamiento general del pórtico mediante la curva de capacidad o la relación entre el desplazamiento horizontal en la parte superior del espécimen y la carga lateral aplicada. Posteriormente se analiza el comportamiento de las secciones críticas a cortante y se estiman las magnitudes de las fuerzas de falla.

En la parte final del capítulo se hace una comparación entre los resultados obtenidos experimentalmente y los resultados obtenidos a partir de un análisis estático no lineal de un modelo de plasticidad concentrada del pórtico *P1*, a partir de la metodología sugerida por Güner [2008] y mediante el uso de herramientas informáticas como Response-2000 (Bentz, 2000) y SAP2000 (CSI Computers and Structures Inc., 2011). Para los pórticos *P2* y *P3* los resultados globales no son comparables con un análisis de este tipo, dado que durante el ensayo, éstos presentaron problemas de anclaje y por tanto se registró un mayor desplazamiento lateral, afectando la rigidez global de la estructura.

7.1 PÓRTICO *P1*

Durante el proceso de carga se observaron, en su orden, daño en la conexión viga-columna oeste (punto de aplicación de la carga), daño por flexión en las bases de la columna y extremo este de la viga, y finalmente un daño combinado de flexión y cortante en ambos extremos de la viga, presentándose una grieta diagonal en el extremo oeste de la viga. A pesar de ser el extremo oeste el punto donde se localizó la grieta, este extremo registró esfuerzos y deformaciones por cortante mucho menores que el extremo este (ver Figuras 6.6.d y 6.8.d).

La carga lateral del pórtico *P1* se aplicó en cuatro fases (estados de carga): 130.7 kN, 193.7 kN, 243.7 kN y el valor máximo alcanzado de 386.5 kN. Este último corresponde a la capacidad máxima del gato hidráulico, lo que significa que no se logró la falla del espécimen. Sin embargo, los registros obtenidos muestran un valor de carga cercano a la falla por cortante, pues los estribos de ambos extremos alcanzaron la fluencia (ver Figuras 6.6.e y 6.8.e), presentando la mayor deformación unitaria uno de los estribos del extremo este de la viga, con un valor cercano a 0.0015. En la Figura 7.1 se muestra el estado de agrietamiento del pórtico luego del ensayo.

El desplazamiento lateral superior del pórtico se registró directamente mediante el LVDT L-11. Sin embargo, como se presentó desplazamiento horizontal y rotación de la viga de fundación, se hizo una corrección al desplazamiento lateral para así obtener la curva de

capacidad. El desplazamiento y el levantamiento del extremo oeste del pórtico se cuantificaron mediante los LVDTs L-5 y L-13, respectivamente. Adicionalmente se verificó mediante los LVDTs L-6 y L-8 que hubo rotación de las bases de las columnas, esto es, que el empotramiento de las columnas en la viga de fundación no funcionó de la forma idealizada como netamente empotrado. Esta rotación, que afecta directamente la rigidez lateral del pórtico, no se pudo corregir por falta de mediciones que permitieran su cuantificación. Los registros de cada uno de estos instrumentos y el procedimiento usado para la corrección por desplazamiento y rotación de la viga de fundación se encuentran con mayor detalle en el numeral 6.1.1. Para mayor claridad acerca de cómo se instalaron los instrumentos (LVDTs y strain gauges), ver numeral 5.4.



Figura 7.1. Estado final del pórtico *P1*

La curva de capacidad del pórtico *P1* y las cuatro fases o estados de carga se muestran en la Figura 7.2. Al final de cada una de las primeras tres fases de carga, se hizo una descarga parcial en un 10% de la carga alcanzada para realizar mediciones y registro fotográfico del estado de agrietamiento. El estado de agrietamiento y la carga máxima alcanzada en cada una de las fases de carga se muestra en detalle en el Apéndice C. Adicionalmente se identificaron 7 puntos clave que corresponden a estados de daño identificados durante el ensayo y estado final del pórtico. La curva presentada ya ha sido corregida por rotación y desplazamiento de la viga de fundación.

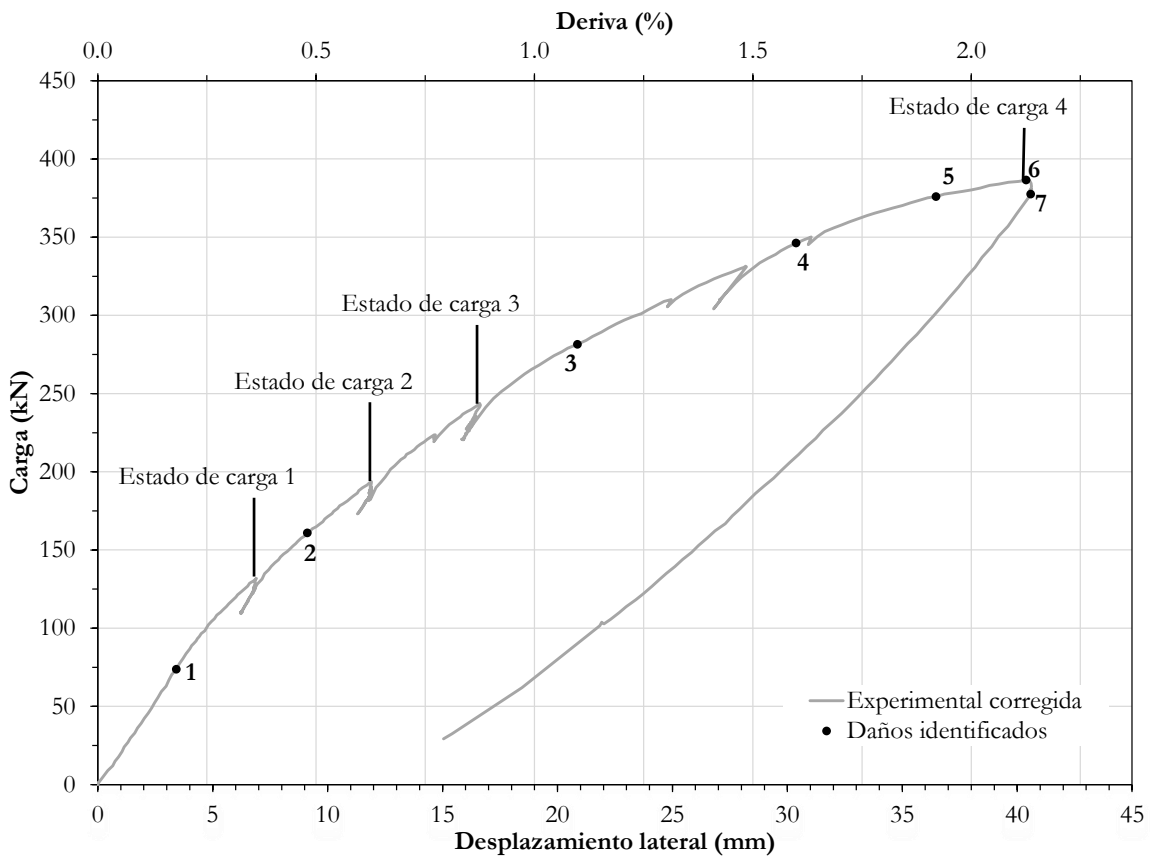


Figura 7.2. Curva de capacidad del pórtico P1

El daño observado en el pórtico P1 corresponde en general a un daño combinado de flexión y cortante, tanto en las vigas como en las columnas. Los daños más importantes que tuvieron lugar, en su orden, fueron fluencia del refuerzo transversal del extremo oeste de la viga para una carga lateral ligeramente superior a 280 kN, fluencia simultánea del refuerzo transversal en el extremo este de la viga y refuerzo longitudinal en la zona inferior de la columna oeste para una carga cercana a 340 kN, y fluencia del refuerzo longitudinal en el extremo este de la viga, tal como se muestra en la Tabla 7.1. Sin embargo, la conexión viga-columna del extremo oeste presentó un daño importante que no se pudo cuantificar, pero si se observó de forma cualitativa su progreso. Para un valor de carga cercano a 90 kN se observó agrietamiento de la conexión. El ancho de las grietas, en esta zona, siguió aumentando conforme se aumentó la carga lateral hasta llegar a valores máximos de 0.3 mm. Es evidente que el ancho de las fisuras en esta conexión es significativo si se compara con los demás elementos del pórtico (base de las columnas y extremos de la viga), lo que indica que el comportamiento en dicha conexión afectó la rigidez lateral durante todo el proceso de carga. Esta conexión estuvo sometida al fenómeno conocido en la literatura como “*opening corner*” al estar sometida a un momento flector que trata de abrirla; se considera que el daño de esta conexión fue considerable al no haber un detallado de refuerzo especial para tal efecto. La resistencia de esquinas que experimentan este tipo de fuerzas puede ser obtenida de manera confiable mediante el método

de bielas (método de puntal y tirante); sin embargo, dicho análisis no se ha considerado dentro del alcance de este documento.

Tabla 7.1. Estados de daño observados en el pórtico *P1*

| Punto | Carga (kN) | Desplazamiento lateral (mm) | Observaciones |
|-------|------------|-----------------------------|---|
| 1 | 73.68 | 3.42 | Agrietamiento por flexión extremo oeste de la viga (en $h = 300$ mm desde el borde interno de la columna). Ver Figura 6.7.d |
| 2 | 160.86 | 9.13 | Agrietamiento por cortante en extremo oeste de la viga. |
| 3 | 281.5 | 20.87 | Fluencia del acero de refuerzo transversal del extremo oeste de la viga, ubicado a una distancia d_v igual a 225 mm desde el borde interno de la columna. Ver Figura 6.8.e |
| 4 | 346.19 | 30.39 | Fluencia del acero de refuerzo longitudinal en tracción de la base de la columna oeste. Ver Figura 6.4.b Fluencia del refuerzo transversal en el extremo este de la viga. Ver Figura 6.6.e |
| 5 | 375.92 | 36.47 | Fluencia del acero de refuerzo longitudinal en el extremo este de la viga (en la sección localizada a 40 mm del borde interno de la columna) |
| 6 | 386.47 | 40.39 | Máxima carga aplicada al pórtico. Se alcanzó la capacidad del gato hidráulico |
| 7 | 377.46 | 40.60 | Deformación máxima del estribo ubicado en la sección crítica del extremo este de la viga. ($\epsilon_x = 0.00143$). Ver Figura 6.6.e |

Los estados de daño —que se muestran gráficamente en la Figura 7.2 y su respectiva descripción en la Tabla 7.1— tienen correspondencia con cambios significativos de rigidez lateral. Como hubo daño significativo en los extremos de la viga y se registró fluencia del refuerzo transversal en esas secciones, fue inminente la falla por cortante en los extremos de la viga, a pesar del daño ocurrido en la conexión viga-columna oeste.

7.2 PÓRTICO *P2*

Este pórtico fue el primero de los tres especímenes en ser ensayado. El ensayo se llevó a cabo en cinco fases; sin embargo, fue necesario interrumpir la tercera fase de carga en un valor cercano a 164 kN debido a fallas técnicas del gato hidráulico, hecho que se observa en la mayoría de los registros, tanto de la curva general de desplazamiento lateral como de los registros locales en cada uno de los elementos. Al final de cada una de las fases se descargó parcialmente en un 10% para realizar mediciones, registrar el estado de agrietamiento y hacer un registro fotográfico.

La carga máxima alcanzada en la primera fase corresponde a 97.6 kN. Para este nivel de carga no se observaron grietas. Sin embargo, los registros de la instrumentación indican agrietamiento de flexión en la base de la columna oeste y en el extremo superior de la columna

este. En la segunda fase se alcanzó una carga de 160.9 kN; los registros de los instrumentos indican que para este nivel de carga se presentaron agrietamientos por cortante, en su orden, en el extremo superior de la columna oeste, zona inferior de la columna este y posteriormente en el extremo inferior de la columna oeste, no obstante solo fueron visibles grietas de flexión en las bases de las columnas y en la conexión viga-columna oeste. La tercera fase de carga se interrumpió en un valor de 164 kN y luego de reanudarse se llevó hasta un valor de 148.1 kN; se observó un aumento de las fisuras de flexión y cortante en la base de las columnas, registrándose anchos de fisuras de 0.1 mm; y aumento de fisuras de flexión en la zona superior de la columna este. En la cuarta fase se alcanzó una carga máxima de 195.8 kN; no se observó un progreso significativo en el daño, sólo aumento el ancho de fisuras de la zona inferior de la columna oeste. En la quinta fase de carga se alcanzó la capacidad última para una carga de 290.2 kN, la falla fue definida por el comportamiento a cortante del extremo superior de la columna oeste. En la Figura 7.3 se muestra el estado final del pórtico, luego de que se presentó la falla. El estado de agrietamiento y la carga máxima alcanzada en cada una de las fases de carga se muestran en detalle en el Apéndice C.

Para el ensayo de este pórtico no se previó falencias del anclaje de la viga de fundación. Por esta razón no se colocaron instrumentos con el fin de medir desplazamiento y levantamiento de la base del pórtico, y por lo tanto no fue corregido. El desplazamiento lateral en la parte superior se registró directamente mediante el LVDT L-11. La variación de este desplazamiento con respecto a la carga aplicada se presenta en la Figura 7.4, así como las fases de carga. Adicionalmente se identificaron 7 puntos clave que corresponden a estados de daño identificados durante el ensayo y estado final del pórtico. En la Tabla 7.2 se menciona el valor de carga, desplazamiento lateral y daño que representa cada uno de los puntos. En la Figura 7.4 se observa un cambio significativo de rigidez para una carga cercana a 40 kN, este valor corresponde a la carga necesaria para levantar el pórtico sobre su extremo este, lo que evidencia que hubo falencias en el sistema de anclaje del pórtico al marco de reacción y por lo tanto los desplazamientos obtenidos son mucho mayores a los esperados de acuerdo con la rigidez del pórtico.



Figura 7.3. Estado final del pórtico *P2*

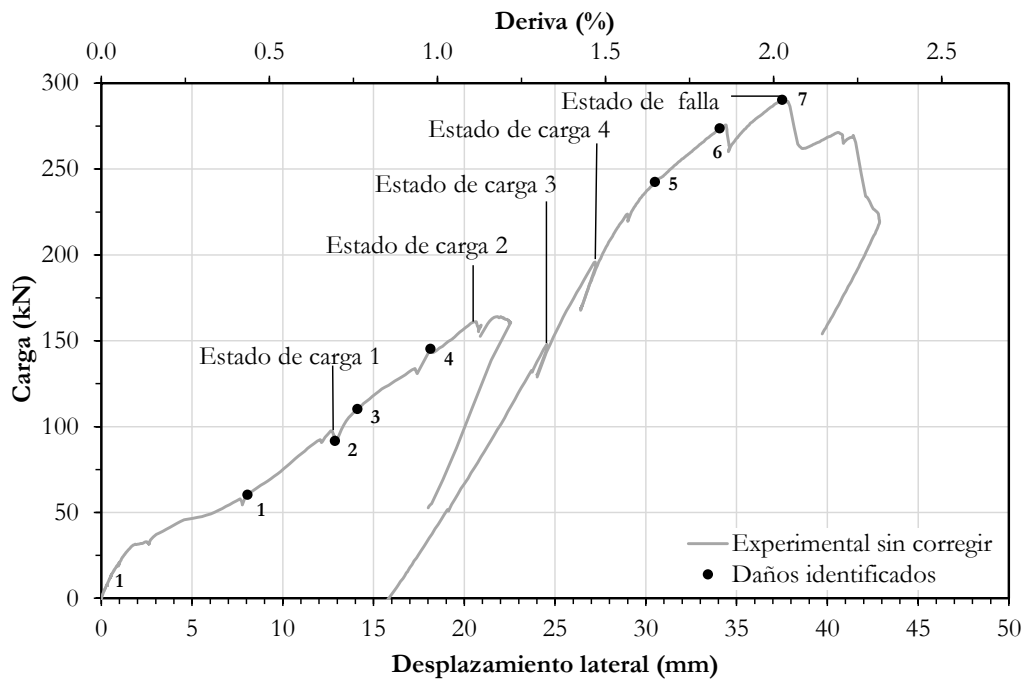


Figura 7.4. Curva de capacidad del pórtico *P2*

Tabla 7.2. Estados de daño observados en el pórtico *P2*

| Punto | Carga (kN) | Desplazamiento lateral (mm) | Observaciones |
|-------|------------|-----------------------------|---|
| 1 | 60.31 | 8.06 | Agrietamiento por flexión en la base de la columna oeste (a una distancia de 40 mm desde la base de la columna). Ver Figura 6.13.a |
| 2 | 91.58 | 12.87 | Agrietamiento por cortante en el extremo superior de la columna oeste (a una distancia $d_v = 324$ mm por debajo del borde inferior de la viga). Ver Figuras 6.15.a y 6.15.b |
| 3 | 110.17 | 14.12 | Agrietamiento por cortante en la base de la columna este. Ver Figura 6.11.b |
| 4 | 145.21 | 18.14 | Agrietamiento por cortante en la base de la columna oeste (a una distancia $d_v = 324$ mm de la base). Ver Figuras 6.14.b y 6.14.e |
| 5 | 242.46 | 30.51 | Fluencia del acero de refuerzo transversal de la base de la columna oeste (a una distancia $d_v = 324$ mm del borde superior de la viga de fundación). Ver Figura 6.14.e |
| 6 | 267.66 | 34.99 | Fluencia del refuerzo transversal en la base de la columna este (a una distancia $d_v = 324$ mm desde la base de la columna). Ver Figura 6.11.e |
| 7 | 290.20 | 35.52 | Fluencia del acero de refuerzo transversal en el extremo superior de la columna oeste (a una distancia $d_v = 324$ mm por debajo del borde inferior de la viga). Este daño definió la capacidad neta del pórtico. Se obtuvo falla por cortante. Ver Figura 6.15.d |

El daño observado en el pórtico *P2* es predominantemente de cortante. No obstante, se presentaron daños menores de flexión tanto en las columnas como en la viga, que no representaron fluencia del refuerzo longitudinal. En la viga los daños no fueron significativos. Los daños más importantes que tuvieron lugar fueron, en su orden, fluencia del refuerzo transversal en la zona inferior de la columna oeste para una carga levemente superior a 240 kN, fluencia del refuerzo transversal en la zona inferior de la columna este para una carga cercana a 274 kN, y finalmente se registró fluencia del refuerzo transversal en el extremo superior de la columna oeste para una carga de 290.2 kN (ver Tabla 7.2). Este último daño definió la capacidad del pórtico, al observarse que ésta fue la máxima carga aplicada, y a partir de este valor la carga comenzó a decaer, como se puede observar en la Figura 7.4.

7.3 PÓRTICO P3

Durante el proceso de carga se observaron agrietamientos importantes tanto en la viga como en las columnas y en la conexión viga-columna oeste. Aunque hubo daño significativo en la base de las columnas, no se observó fluencia del refuerzo longitudinal en estas zonas; de hecho no hubo fluencia del refuerzo longitudinal en los elementos. A pesar que se presentó fluencia del refuerzo transversal en los dos extremos de la viga, el extremo este determinó la capacidad del pórtico al fallar por cortante para una carga máxima de 308.9 kN (Ver Figura 6.21). A continuación se presenta una descripción más detallada del comportamiento del espécimen durante el ensayo.

La carga lateral del pórtico P3 se aplicó en cuatro fases de carga a saber: 193.6 kN, 235.3 kN, 289 kN y el valor máximo alcanzado de 308.9 kN. Este último corresponde a la capacidad última del pórtico. Sin embargo, fue necesario interrumpir la primera fase de carga en 130.1 kN dado que se observaron desplazamiento y levantamiento excesivos de la base del pórtico; se descargó el pórtico y se hicieron las correcciones al anclaje. Al finalizar la primera fase de carga se observó agrietamiento de flexión en la base de la columna este, agrietamientos de cortante en el extremo inferior de la columna oeste y en el extremo este de la viga. También hubo agrietamiento de la conexión viga-columna oeste por la misma razón que los pórticos anteriores: efecto del fenómeno denominado “*opening corner*” el cual, como se ha mencionado, podría predecirse a partir de un modelo de bielas (puntal y tirante), modelos que han sido ampliamente descritos por Schaich, J.; Shafer *et al.*; PCA-Journal (1987) y apéndice A del código ACI 318. Los cambios más representativos en la segunda fase corresponden a un aumento en el agrietamiento de la zona inferior de la columna oeste y aumenta el ancho de grietas de cortante en el extremo este de la viga. En la tercera fase de carga se observa aumento en el ancho de las fisuras de la conexión viga-columna oeste, agrietamiento de la conexión viga-columna este y la presencia de grietas de cortante en la columna este. En la cuarta fase se alcanza la capacidad última con una carga de 308.9 kN, al agotarse la resistencia de la viga en el extremo este, donde se observó que la falla fue claramente de cortante. En el Apéndice C se muestra el estado de agrietamiento y la carga lateral máxima alcanzada en cada una de las fases de carga. En la Figura 7.5 se muestra el estado de agrietamiento después del estado de falla.

El comportamiento global se registró de la misma forma que en el pórtico P1. Esto es, el desplazamiento lateral superior del pórtico se registró directamente mediante el LVDT L-11 y se hizo una corrección al desplazamiento lateral por causa del desplazamiento y levantamiento de la viga de fundación (desplazamientos que fueron cuantificados mediante los LVDTs L-5 y L-13), para así obtener la curva de capacidad. Se presentaron fisuras justo en la base de las columnas, lo que indica que el empotramiento de las mismas en la viga de fundación no funcionó como se había idealizado, esto es, como empotramiento perfecto. Dicha rotación no pudo ser cuantificada y por lo tanto no se contempló en la corrección del desplazamiento lateral que define la curva de capacidad. Los registros de estos instrumentos se encuentran con

mayor detalle en el capítulo 6 (numeral 6.3.1) y la forma en la que fueron instalados se muestra en el capítulo 5 (numeral 5.4).



Figura 7.5. Estado final del pórtico *P3*

En la Figura 7.6 se muestra la curva de capacidad del pórtico *P3*, las cuatro fases de carga y ocho puntos que corresponden a estados de daño identificados durante el ensayo y estado final del pórtico. En la Tabla 7.3 se presenta una descripción del valor de carga, desplazamiento y daño que representa cada uno de los puntos.

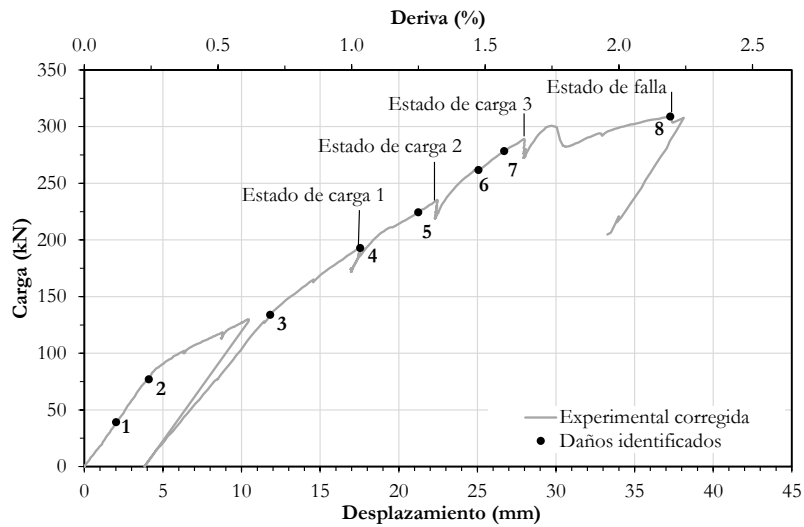


Figura 7.6. Curva de capacidad del pórtico P3

Tabla 7.3. Estados de daño observados en el pórtico P3

| Punto | Carga (kN) | Desplazamiento lateral (mm) | Observaciones |
|-------|------------|-----------------------------|--|
| 1 | 39 | 2.02 | Agrietamiento por flexión en la zona inferior de la columna oeste. Ver Figura 6.19.b |
| 2 | 77 | 4.10 | Agrietamiento por flexión en el extremo este de la viga (a una distancia $h/2 = 150$ mm desde el borde interno de la columna). Ver Figura 6.20.a |
| 3 | 134 | 11.82 | Agrietamiento por cortante en el extremo oeste de la viga (a una distancia $d_v = 225$ mm desde el borde interno de la columna. Ver Figura 6.23.b). Los registros de la instrumentación indican agrietamiento por cortante en la base de la columna oeste. |
| 4 | 193 | 17.55 | Fluencia del refuerzo transversal en el extremo oeste de la viga (fluencia de la rama del estribo ubicada en el costado norte, a una distancia $d_v = 225$ mm del borde interno de la columna). Ver Figura 6.23.e |
| 5 | 224 | 21.24 | Agrietamiento por cortante en el extremo este de la viga (a una distancia $d_v = 225$ mm desde el borde interno de la viga). Ver Figuras 6.21.a y 6.21.b |
| 6 | 262 | 25.07 | Fluencia del refuerzo transversal en el extremo este de la viga (a una distancia $d_v = 225$ mm del borde interno de la columna). Ver Figura 6.21 |

| | | | |
|---|-------|-------|---|
| 7 | 278 | 26.71 | Fluencia del refuerzo transversal del extremo oeste de la viga (fluencia de la rama del estribo ubicada en hacia el costado sur, a 225 mm del borde interno de la columna). Ver Figura 6.23.e. Se observa que la fluencia ocurre gradualmente entre los valores de carga registrados (puntos 4 y 7). Sin embargo, éste hecho no tiene incidencia sobre la rigidez lateral del pórtico. |
| 8 | 308.9 | 37.27 | Capacidad máxima del pórtico. La falla observada fue de cortante. |

En general se presentaron daños de flexión y de cortante en todos los elementos del pórtico, en las conexiones viga-columna inclusive; sin embargo, los daños en las zonas de conexión no fueron significativos. En la Figura 7.6 se observa que el agrietamiento por flexión de la zona este de la viga tiene incidencia sobre la rigidez lateral del pórtico (punto 2). A pesar de la cantidad y ancho de grietas que se formaron en las columnas, los registros indican que no hubo fluencia del refuerzo en estos elementos. En la viga se presentó, de forma poco pronunciada, fluencia del refuerzo transversal del extremo este para una carga cercana a los 200 kN (se registró fluencia sólo en el costado norte del estribo, mediante SG-1); el SG-2 instalado en el costado sur del mismo estribo indicó fluencia para una carga cercana a 280 kN (ver Figura 6.23.e). La fluencia de este refuerzo no tuvo incidencia sobre la rigidez lateral del pórtico según se puede observar en la curva de capacidad (comportamiento de la curva entre los puntos 4 y 7). En una carga ligeramente superior a 262 kN se advierte la fluencia del refuerzo transversal de la zona este de la viga; a partir de ese instante aumenta rápidamente el ancho de la grieta de cortante que ya estaba bien definida, y se agota rápidamente la capacidad del pórtico, llegando a su capacidad última con una carga de 308.9 kN. En la Figura 7.5 se observa claramente que la falla obtenida fue controlada por el comportamiento de la zona este de la viga, y tal comportamiento fue predominantemente de cortante.

7.4 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL DEL PÓRTICO *P1*

Como se describió anteriormente, el pórtico *P2* presentó problemas en el anclaje al marco de reacción ya que no se había previsto posible desplazamiento y rotación de la viga de fundación; aunque en el pórtico *P3* se mejoró el anclaje al marco de reacción y se instrumentó con el fin de medir desplazamientos y rotación de la base, en la realización del ensayo se evidenció una rotación excesiva de la viga de fundación, razón por la cual el proceso de carga se interrumpió para mejorar el anclaje. En el ensayo del pórtico *P1*, aunque se presentaron desplazamientos de la viga de fundación, estos fueron registrados de manera adecuada y por lo tanto presenta una curva de capacidad que es comparable con un análisis no lineal. Es por esta razón que en este capítulo sólo se presenta el análisis no lineal del pórtico *P1*.

Para el análisis no lineal del pórtico *P1* se usó la metodología empleada por Güner [2008]. La metodología ya ha sido aplicada a pruebas experimentales como el trabajo de Duong [2006] y ha mostrado una buena capacidad de predicción. A continuación se describe en forma detallada la metodología empleada y aplicada.

7.4.1 Descripción de la metodología

La metodología consiste básicamente en hacer un análisis estático no lineal (*push-over*) de un modelo de plasticidad concentrada en el programa de análisis estructural SAP2000 y considerar la capacidad de cortante de las secciones de acuerdo con la Teoría Modificada del Campo de Compresión (*MCFT*). El modelo general de análisis se presenta en la Figura 7.7. En este se considera una reducción de la rigidez de acuerdo con recomendaciones del FEMA [2000] a $0.5EI$ para todos los elementos, se consideran los nudos de conexión como rígidos (*end offsets* con factor 1.0 para considerar los extremos de los elementos completamente rígidos). Con ayuda del programa Response-2000 (Bentz, 2000) se definen rótulas plásticas de flexión y cortante, para las cuales se tiene en cuenta la carga axial en la sección (ya sea tensión o compresión), y la relación entre el momento por flexión y la fuerza cortante (M/V) para la definición de las rótulas por cortante. La relación M/V debe ser definida previamente a partir de un análisis estático lineal. Las rótulas de flexión se localizan en las caras de los apoyos y las rótulas de cortante se localizan según recomendación del método simplificado de diseño a cortante de la CSA A23.3 a una distancia d_p desde la cara interna del apoyo (ver numeral 4.1). El análisis debe hacerse de forma iterativa para considerar los efectos de carga axial en los elementos, ya sea compresión o tensión, en la definición de las rótulas plásticas. En la primera iteración no se considera carga axial para la definición de las rótulas plásticas.

Para la definición de las rótulas en SAP2000 se asume que la longitud de plastificación por flexión es equivalente a la mitad de la altura de la sección y la longitud de plastificación por cortante es equivalente a 1.5 veces la altura de la sección, por tanto los valores de rotación y desplazamiento por cortante se calculan respectivamente como:

$$\text{Rotación} = (\text{Curvatura}) \times (0.5h) \quad (7.1)$$

$$\text{Desplazamiento por cortante} = (\text{Distorsión angular}) \times (1.5h) \quad (7.2)$$

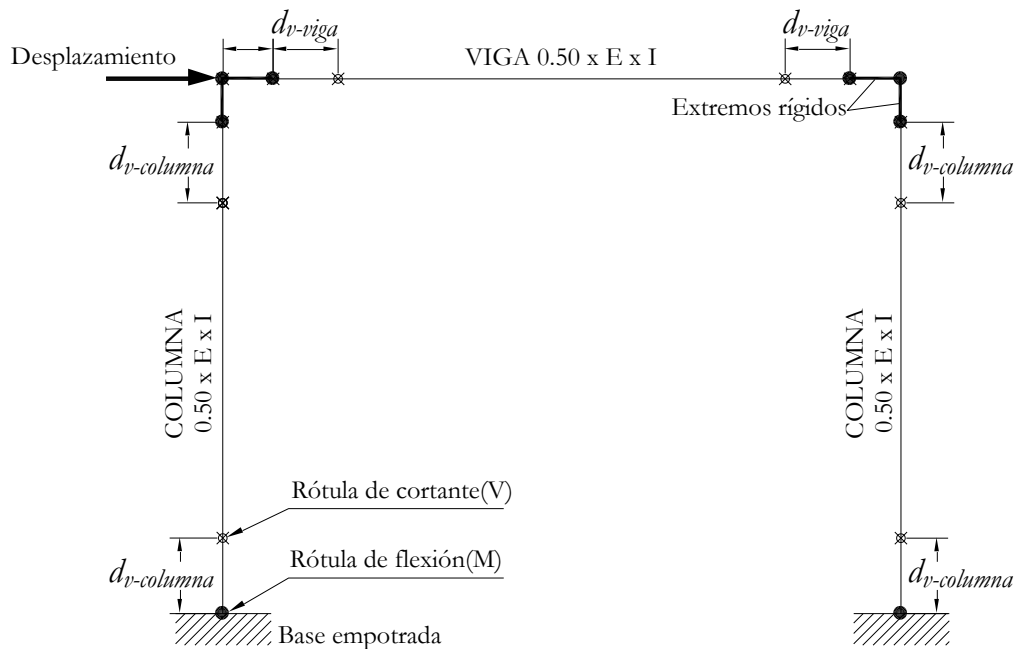


Figura 7.7. Modelo general para análisis en SAP2000

7.4.2 Aplicación al pórtico *P1*

Para definir las rótulas, tanto de flexión como de cortante, se utilizó el programa Response-2000. Las secciones del pórtico se detallan en la Figura 5.4. Inicialmente no se consideró carga axial; para la rótula de cortante se consideró la relación momento/cortante (M/V) en la sección correspondiente (a una distancia d_v del apoyo), mientras que en la rótula por flexión (que se localiza en la cara interna del apoyo) sólo se consideró el momento en la sección. El modelo de análisis en SAP2000 se muestra en la Figura 7.8. Las rótulas se han nombrado con el prefijo C para columnas (Columna izquierda: C1, columna derecha: C2) y V para viga; con un sufijo (M) para referirse a una rótula de flexión y (V) para referirse a una rótula de cortante; y en las columnas se ha usado la letra S para referirse al extremo superior y la letra I para referirse al extremo inferior. Para la definición de las rótulas de cortante, previamente se hizo un análisis estático lineal para determinar las relaciones M/V en las secciones críticas.

Los diagramas momento-curvatura ($M-\phi$) y cortante-deformación por cortante ($V-\gamma_{xy}$) obtenidos mediante el uso de Response-2000 se simplificaron mediante la identificación de puntos de agrietamiento, fluencia del refuerzo longitudinal o transversal y capacidad última de la sección. Los puntos se unieron mediante líneas para formar un diagrama tri-lineal. En la Figura 7.9 se muestran los diagramas $M-\phi$ y $V-\gamma_{xy}$ para la viga del pórtico *P1* (no se considera carga axial).

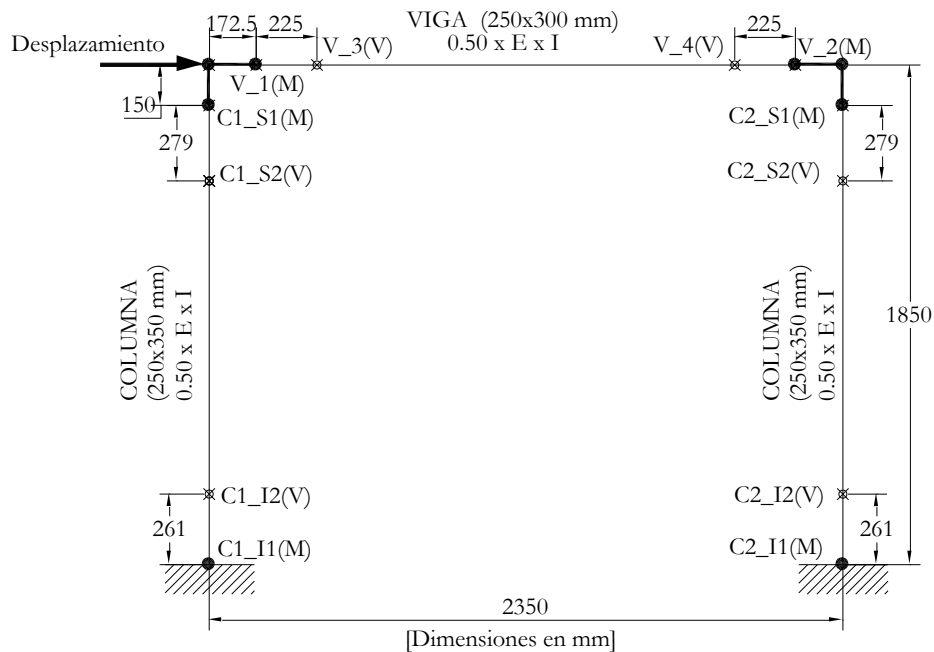


Figura 7.8. Modelo del pórtico *PI* para análisis estático no lineal en SAP2000

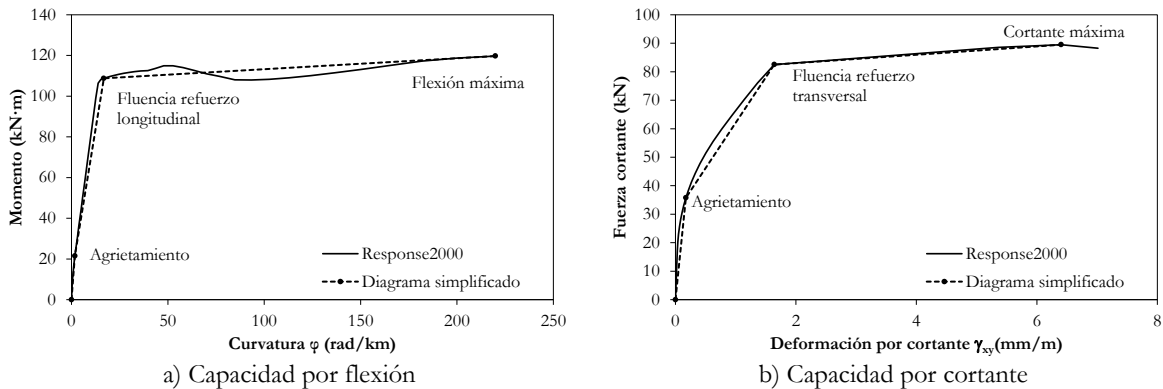


Figura 7.9. Capacidad a flexión y cortante sin considerar carga axial (viga)

El análisis estático no lineal se hace monitoreando el desplazamiento horizontal del nudo superior izquierdo, que es el punto de aplicación de carga para el caso analizado. Del primer análisis con SAP2000 se obtuvo la carga axial en cada elemento para el estado de falla del pórtico. Con estas cargas axiales se inició la segunda iteración del análisis, es decir, se inició nuevamente el análisis de las secciones en Response-2000, considerando la carga axial en cada elemento. En la Figura 7.10 se muestran los diagramas $M-\phi$ y $V-\gamma_{xy}$ para la viga del pórtico *PI* obtenidos para realizar la segunda iteración del análisis estático no lineal. Nuevamente, con los resultados de Response-2000 se modificaron las rótulas de flexión y cortante, pero esta vez considerando una carga axial de compresión $N = -184$ kN; con las nuevas curvas simplificadas

se actualizó el modelo de SAP2000 para hacer nuevamente el análisis. Este procedimiento se repite hasta obtener convergencia en términos de la carga axial en los elementos para el estado de falla. En este caso particular fue suficiente realizar dos iteraciones.

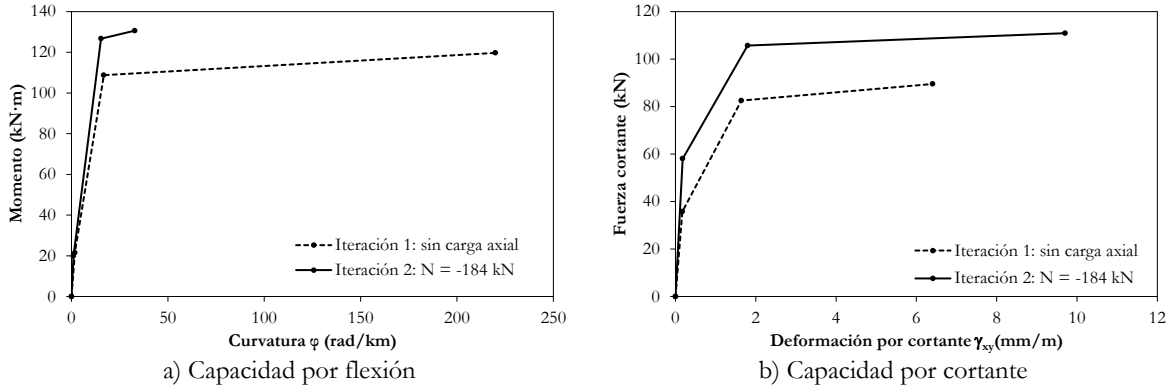


Figura 7.10. Capacidad a flexión y cortante de viga en la segunda iteración de análisis estático no lineal

Las curvas de capacidad obtenidas para las dos iteraciones del análisis estático no lineal se muestran en la Figura 7.11. Se puede observar en ésta una buena predicción de la capacidad. Si bien, en el experimento no se alcanzó la capacidad última, la falla fue inminente para un valor de 386.5 kN de carga lateral, mientras que el máximo valor del análisis es de 368.6 kN. Se aprecia una diferencia del 4.6% en la predicción de la capacidad. En el ensayo se observó una rápida degradación de la rigidez y hay una diferencia importante con respecto al análisis; esto se originó por problemas de empotramiento de las columnas del espécimen de ensayo y se evidenció por la aparición de fisuras en la interfase entre columna y viga de fundación. También se observó que la capacidad la define el comportamiento a cortante en el extremo oeste de la viga, descripción que es consecuente con el experimento.

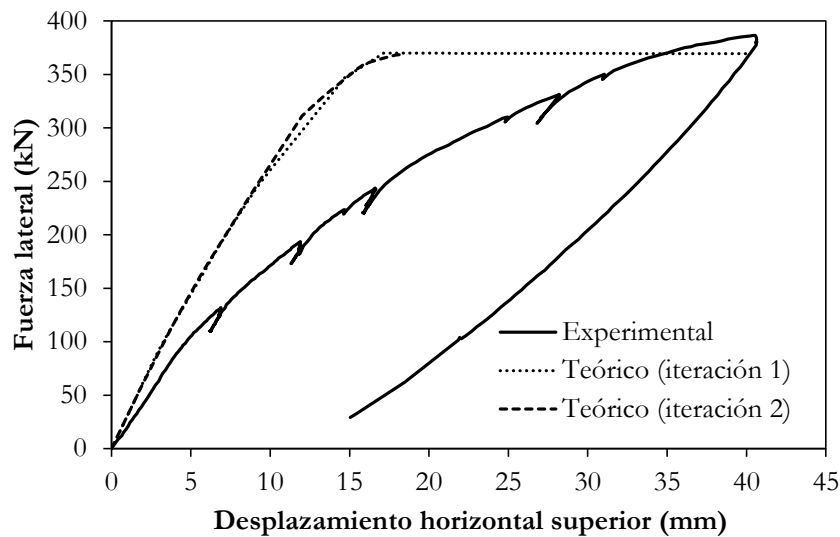


Figura 7.11. Capacidad de pórtico P1

8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los experimentos y análisis que se presentan en este documento buscan una aproximación a comprender mejor el comportamiento de estructuras constituidas por pórticos de hormigón reforzado y que presentan insuficiencias de comportamiento a cortante.

La ocurrencia de eventos sísmicos importantes en las últimas décadas ha puesto en evidencia el grado de vulnerabilidad de gran cantidad de edificaciones, lo cual implica dentro de la ingeniería el desarrollo de métodos que permitan no sólo el diseño de estructuras que sean seguras, sino que permitan hacer menos vulnerables a las ya existentes. En el caso de Colombia, existen gran cantidad de estructuras que son vulnerables: estructuras que fueron construidas en las décadas de los años 60', 70' y 80', y que no incluían los efectos de carga lateral o carga sísmica en su diseño estructural. La principal causa de vulnerabilidad radica en que los diferentes elementos constitutivos de los pórticos presentan insuficiencias en su configuración y detallamiento estructural. En la normatividad actual no existe una metodología clara que permita la evaluación de la vulnerabilidad de estructuras de hormigón reforzado que presentan insuficiencias a cortante, siendo parte de la causa el poco entendimiento del fenómeno de cortante.

En este estudio se revisó el estado del arte, encontrando que son muy escasos los experimentos que se han llevado a cabo para estudiar específicamente el comportamiento a cortante de pórticos de hormigón reforzado. Se encontró que los primeros pórticos ensayados para tal fin mostraron un comportamiento predominante de flexión. Los estudios más significativos que ha encontrado el autor de este trabajo, se han llevado a cabo en la Universidad de Toronto y corresponden a los realizados por Vecchio y Balopoulou [1990], Vecchio y Emara [1992] y Duong [2006]. Sin embargo, en los dos primeros trabajos se observó un comportamiento predominantemente de flexión; en el tercero se observó una falla combinada de cortante y flexión.

El aporte principal de esta investigación consistió en realizar ensayos a escala real de pórticos de hormigón reforzado con insuficiencia a cortante. En los pórticos o especímenes de ensayo (pórticos de un nivel y una luz, denominados *P1*, *P2* y *P3*) se buscó reproducir las insuficiencias que se observaron en gran cantidad de estructuras típicas colombianas construidas antes de entrar en vigencia las primeras normas de diseño sismo-resistente, es decir, antes del año 1984. Para ello, se recopiló información de forma aleatoria de múltiples estructuras y se corroboró que efectivamente existen, y de forma recurrente, insuficiencias en este tipo de estructuras, tales como longitudes y zonas inadecuadas de traslape del refuerzo longitudinal, ausencia de confinamiento de los extremos de vigas y columnas y confinamiento de las conexiones, no continuidad del refuerzo longitudinal en las vigas, cuantías de refuerzo longitudinal y transversal insuficientes, propiedades no adecuadas de los materiales y mecanismos de falla columna débil-viga fuerte. Adicionalmente, para asegurar el modo de falla de los pórticos al ser sometidos a carga lateral monotónica, se ha empleado la metodología de

análisis por cortante empleada en la normatividad canadiense (método de las secciones del CSA) y la cual es una simplificación de la Teoría Modificada del Campo de Compresión (*MCFT* por sus siglas en inglés). Esta teoría usa ecuaciones de equilibrio de fuerzas, compatibilidad de deformaciones y relación esfuerzo-deformación de los materiales, y ha sido comprobada mediante experimentos de paneles de hormigón reforzado y ensayos de trabazón de agregados. La *MCFT* ha mostrado una buena capacidad de predicción de la resistencia a cortante, a diferencia de otras metodologías que se han desarrollado mediante ajustes de datos empíricos.

Aunque entender el comportamiento bajo cargas cíclicas es vital para el análisis sísmico, el comportamiento a cortante es complejo y requiere analizar de manera independiente cada uno de los parámetros que afectan la capacidad a cortante. Por esta razón, en los ensayos realizados en esta investigación se aplicó una carga lateral monotónica a cada espécimen hasta llegar a la falla. Por limitaciones en cuanto a la capacidad del laboratorio no se pudo aplicar carga axial sobre las columnas. Se considera importante incluir los efectos de carga axial en ensayos futuros, de forma que se recree una condición más realista en cuanto a las sollicitaciones de carga de este tipo de estructuras.

Los ensayos realizados constituyen un aporte importante a la base de datos de estructuras con insuficiencia a cortante y permiten ampliar el conocimiento sobre el comportamiento de este tipo de estructuras bajo cargas laterales. Los conocimientos adquiridos con estos ensayos contribuyen a que más adelante puedan realizarse ensayos para este tipo de estructuras bajo cargas cíclicas y, de este modo, acercarse más al comportamiento bajo cargas sísmicas.

Los resultados de los ensayos experimentales mostraron una insuficiencia en el anclaje de las columnas a la viga de fundación, dado que se presentó agrietamiento y hubo rotación justo en la base de las columnas, y por lo tanto no se tuvo la condición de empotramiento con la cual se diseñaron los especímenes. Esta rotación limitó la posibilidad de evaluar la degradación de la rigidez lateral del pórtico. Se observó un agrietamiento importante de las conexiones viga-columna porque no había un detallado especial de refuerzo para atender el esfuerzo presentado por el fenómeno de *opening corner* en la conexión oeste de todos los especímenes ensayados; específicamente para predecir el comportamiento y resistencia de las conexiones se recomienda hacer uso de los modelos analíticos de bielas (puntal y tirante). Adicionalmente no había un adecuado confinamiento de las conexiones debido a dificultades constructivas. Se recomienda considerar y mejorar estos aspectos en la realización de ensayos futuros, así como implementar instrumentos que permitan medir la rotación de las columnas en caso que la hubiera, para poder estimar la curva de capacidad real del pórtico para sus condiciones de empotramiento.

A pesar que los resultados globales de los pórticos no arrojaron valores certeros en términos de rigidez lateral; se observó que en el pórtico *P1* hubo una buena correspondencia entre los resultados experimentales y analíticos en términos de capacidad, y en términos desplazamiento

o deriva máxima entre piso. En general, los resultados locales obtenidos para las secciones críticas de los diferentes elementos son confiables y se observó una buena correspondencia del comportamiento de flexión y de cortante al ser comparados con el programa Response-2000 (Programa que considera la *MCFT* para el análisis de secciones de hormigón reforzado) en términos de resistencia y deformaciones. Al comparar las predicciones de resistencia a cortante de las secciones críticas calculadas con el método simplificado de la CSA y Response-2000 con las predicciones del ACI 318 se observa que la predicción del ACI sin considerar fuerza axial sobre estima la resistencia a cortante del elemento, mientras que la predicción que considera el efecto de fuerza axial (compresión o tracción) no difiere de forma significativa de la predicción del CSA. Cabe anotar que en la práctica de diseño normalmente se ha considerado la capacidad a cortante sin considerar los efectos de fuerzas axial, hecho que es conservador cuando se trata de fuerza axial de compresión, pero que puede ser crítico cuando un elemento está sometido a una carga axial de tracción significativa.

Durante este trabajo se utilizaron las ecuaciones para el cálculo de la capacidad a cortante de la Teoría Modificada del Campo de Compresión, *MCFT*. Se observaron valores teóricos similares a los experimentales, lo cual demuestra la confiabilidad de dicha teoría. El desarrollo del trabajo muestra la facilidad de aplicar las ecuaciones del método simplificado y se recomienda implementar dicha teoría en la práctica de la ingeniería del país.

BIBLIOGRAFÍA

- Acevedo, A. B., Bentz, E. C., & Collins, M. P. [2008] “Influence of Clamping Stresses on the Shear Strength of Concrete Slabs under Uniform Loads”, Research Report No. ROSE-2008/05. IUSS Press, Instituto Universitario di Studi Superiori di Pavia.
- American Concrete Institute – ACI Standard 315 [1957] “Manual of Standard Practice for Detailing Reinforced Concrete Structures (Manual de Prácticas para el Detallado de Estructuras de Hormigón Reforzado)”, USA
- American Concrete Institute - ACI Standard 318-63 [1963] “Building Code Requirements for Reinforced Concrete”, Detroit, USA
- American Concrete Institute - ACI Standard 318-71 [1971] “Building Code Requirements for Reinforced Concrete”, Detroit, USA, 78 pg
- American Concrete Institute - ACI Standard 318-05 [2005] “Building Code Requirements for Reinforced Concrete”, Detroit, USA.
- American Concrete Institute - ACI Standard 445R-99 [1999] “Recent Approaches to Shear Design of Structural Concrete”, Report by ACI-ASCE Committee 445.
- American Society of Civil Engineers ASCE/SE1 31 [2003] “Seismic evaluation of existing buildings”, Reston, Virginia USA
- American Welding Society, AWS D12.1-61, [1961] “Recommended Practices for Welding Reinforcing Steel, Metal Inserts and Connections in Reinforced Concrete Construction”, AWS Structural Welding Committee, American Welding Society, Miami, Florida.
- Applied Technology Council - ATC 3-06 [1978]. “Tentative Provisions for Development of Seismic Regulations for Building”. Palo Alto, CA USA. (Versión en español por Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, Bogotá, 1979)
- Applied Technology Council - ATC-40 [1996] “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”. Vol. 1., Redwood City, CA USA
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) [1984] “Código Colombiano de Diseño y Construcciones Sismo Resistentes (CCCSR-84)”, Bogotá D.C., Colombia. 317 pág.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica [1986], “Adición, Modificación y Remodelación del Sistema Estructural de Edificaciones Existentes antes de la Vigencia del Decreto 1400/84”, norma AIS-150-86. Bogotá D.C., Colombia

- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) [1998] “Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-98)”, Bogotá D.C., Colombia, 1072 pág.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS) [2010] “Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10)”, Bogotá D.C., Colombia.
- Asociación Nacional de Industriales (ANDI) [1984] “Comentarios sobre la norma ACI-318”, Sociedad Colombiana de Ingenieros, Medellín, Colombia, 132 páginas.
- Bentz, E. C. and Collins M.P., [2000] “*RESPONSE-2000 Reinforced Concrete Sectional Analysis using the Modified Compression Field Theory*”, Version 1.0.5, University of Toronto, Canada.
- Bentz, E. C. and Collins M.P. [2006] “Development of the 2004 CSA A23.3. Shear Provisions for Reinforced Concrete”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 33, pg.521-534.
- Blume, J.A., Newmark, N.M. and Corning L.H. [1961] “Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions”. Portland Cement Association PCA. Chicago, Illinois.
- Canadian Standards Association, CSA [2004] “Design of Concrete Structures” Standard CAN/CSA A23.3-04, Mississauga, Ontario, Canadá. 214 pg.
- Collins, M.P. and D. Mitchell [1991] “Prestressed Concrete Structures”, Prentice – Hall, Englewood Cliffs, N.J., 766 pp.
- Collins, M.P., E. C Bentz, E.G. Sherwood and Xie L. [2007] “An adequate theory for the shear strength of reinforce concrete structures”, proceedings of Morley Symposium on concrete Plasticity and its Application, University of Cambridge, UK.
- CSI Computers and Structures Inc. [2011] “SAP2000 NonLinear V14.2.4, Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures”, Berkeley, California, USA.
- Deutsches Institut für Normung, DIN (Instituto Alemán de Normalización) [2001] “Concrete, Reinforced Concrete and Prestressed Concrete Structures. Part 1: Design and Construction” DIN 1045-1. Beuth Verlag GmbH, Berlin.
- Duong, K. V. [2006] “Seismic Behavior of a Shear-Critical Reinforced Concrete Frame: An Experimental and Numerical Investigation”. Tesis de maestría, Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Toronto, Canadá, 296 pag.
- Federal Emergency Management Agency, FEMA 356 [2000], “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings”. Washington D.C.

- Güner, Serhan [2008] “Performance Assessment of Shear-Critical Reinforced Concrete Plane Frames”. Tesis de doctorado, Departamento de ingeniería civil, Universidad de Toronto, Canadá, 429 pág.
- Goberna, J. Rafael [1968]. Informes sobre sismicidad de diferentes ciudades colombianas. Pontificia Universidad Javeriana, Instituto Geofísico de los Andes Colombianos, Bogotá, Colombia.
- NEHRP. [1992], “Handbook for seismic evaluation of existing buildings” FEMA 178, Federal Emergency Management Agency. / Building Seismic Safety Council, Washington D.C., USA, 1992
- NEHRP. [1997], “Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings” FEMA 273/274, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., USA, 1997
- NEHRP. [1999], “Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings” FEMA 276, Federal Emergency Management Agency, Washington D.C., USA, 1999
- Ozden, S.; Akguzel, U.; and Ozturan, T. [2003] “Seismic Retrofit of R/C Frames with CFRP Overlays,” *Earth and Environmental Science*, NATO Science Series 29, pg. 357-382.
- Park, R., Paulay, T. [1994] “Estructuras de Concreto Reforzado” LIMUSA, Noriega Editores, México, 796 pg.
- Popovics, S. [1970] “A review of stress-strain relationships for concrete”, *ACI journal*, Vol. 67, No. 3, March 1970, pg. 243-248.
- Slaich, J., Schäfer, K. and Jennewein, M. [1987] “Toward a Consistent Design of Structural Concrete”, *PCI journal*, Vol. 32, No. 3, May-June 1987, pg. 74-150.
- Structural Engineers Association of California, SEAOC [1959] “Recommended Lateral Force Requirements and Commentary”, Seismology Committee, San Francisco, CA USA.
- Structural Engineers Association of California, SEAOC [1973] “Recommended Lateral Force Requirements and Commentary”, Seismology Committee, San Francisco, CA USA.
- Vecchio, F. J., and Balopoulou, S. [1990] “On the Nonlinear Behavior of Reinforced Concrete Frames,” *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 17, No. 5, pág.698-704.

Vecchio, F. J., and Collins, M. P. [1986] “The Modified Compression-Field Theory for Reinforce Concrete Elements Subjected to Shear” *ACI Journal*, Vol.83, No.2, pg. 219-231.

Vecchio, F. J., and Emara, M. B. [1993] “Shear Deformations in Reinforced Concrete Frames,” *ACI Structural Journal*, V. 89, No. 1, pg. 46-56.

Vecchio, F. J. [2000], “Disturbed Stress Field Model for Reinforced Concrete: Formulation,” *Journal of Structural Engineering*, V.126, No.9, pp 1070-1077.

APÉNDICES

A. APÉNDICE A – FORMATO PARA RECOPIACIÓN DE LA INFORMACIÓN DE CAMPO

| ANÁLISIS DE VULNERABILIDAD SISMICA DE EDIFICIOS CRÍTICOS A CORTANTE | |
|---|--------|
| Recopilación de información de edificios diseñados antes del año 1984 | Fecha: |

| | | |
|------------|------------------|-------------------------|
| Edificio: | Año de diseño: | Sistema estructural: |
| Ubicación: | Número de pisos: | Sistema de fundaciones: |

| GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA | | | |
|-----------------------------|--|------------------------------|--|
| Tipo de placa de entrepiso | Si el sistema es reticular celulado | | Pórtico típico |
| Aligerada con bloque | Lado mayor capitel (m) | | Número de pisos |
| Aligerada con casetón | Lado menor capitel (m) | | Número de vanos |
| Reticular celulado | Espesor capitel (m) | | Altura entrepiso (m) |
| Maciza | Refuerzo a cortante en capitel (Si o No) | | Longitud vano (m) |
| Columnas | | Vigas (La de mayor longitud) | Número de vanos en dirección perpendicular |
| Altura (mm) | | Longitud (mm) | Longitud de vano perpendicular (m) |
| Lado mayor, L1 (mm) | | Base, b (mm) | Voladizos? (S/N) |
| Lado menor, L2 (mm) | | Altura, h (mm) | |
| Recubrimiento refuerzo (mm) | | Recubrimiento refuerzo (mm) | |

| CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL COLUMNAS | | CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL VIGAS | |
|--|--|--|---------------------------------------|
| Refuerzo longitudinal | Refuerzo transversal | Refuerzo longitudinal | Refuerzo transversal |
| Diámetro mayor | Diámetro | Ref. superior continuo? | Zonas confinadas? (S/N) |
| Diámetro menor | Extremos confinados? S | Ref. inferior continuo? | Long. zona confinada (cm) |
| # Capas a lado mayor | N | Ref. superior en extremos | Extremos de viga |
| # Capas a lado menor | Separación estribos (cm) | Recubrimiento (cm) | Separación estribos (cm) |
| Traslapo (ϕ de barra) | zona confinada | Diámetro mayor | # de ramas |
| Ubicación traslazo (E/C) | zona central | # capas de refuerzo | Ganchos de 90°, 135° |
| % de A_s traslapado | Ramas Lmayor | Separación entre capas | Centro de viga |
| A_s lado mayor (mm ²) | Ramas Lmenor | As superior 1a capa (mm ²) | Separación estribos (cm) |
| A_s total (mm ²) | Gancho 90°, 135° | As superior 2a capa (mm ²) | # de ramas |
| Resistencia, f_y (MPa) | f_y (MPa) | Ref. inferior en extremos | Ganchos de 90°, 135° |
| Resistencia nominal del concreto, f'_c (MPa) | | Recubrimiento (cm) | Traslazo del refuerzo superior |
| Esquema básico | | Diámetro mayor | Longitud (cm) |
| | | As inferior 1a capa (mm ²) | Ubicación En el nudo |
| | | Ref. superior en centro de luz | En el vano (E/C) |
| | | Diámetro mayor | Traslazo del refuerzo inferior |
| | | As superior (mm ²) | Longitud (cm) |
| | | Ref. inferior en centro de luz | Ubicación En el nudo |
| | | Diámetro mayor | En el vano (E/C) |
| | | # capas de refuerzo | Resistencia de materiales |
| | | Separación entre capas | Refuerzo transversal, f_y |
| | | As superior 1a capa (mm ²) | Refuerzo longitudinal, f_y |
| | As superior 2a capa (mm ²) | Concreto, f'_c (MPa) | |

Abreviaciones: S: sí, N: no, E: Extremo, C: centro

Dimensiones no especificadas: MPa, m

Observaciones:

B. APÉNDICE B - PROCEDIMIENTO Y CASOS DE ANÁLISIS

En esta sección se presenta con un ejemplo específico —o caso de estudio— el análisis de elementos de hormigón reforzado para los cuales el valor absoluto de la cortante es constante en todo el elemento. Este caso se presenta, por ejemplo, en vigas y columnas de pórticos sujetos a carga lateral y en vigas sujetas a cargas puntuales. La Figura B.1 presenta un esquema de los diagramas de momento y cortante de los dos casos mencionados. Se realiza un análisis de sensibilidad que pretende observar la influencia de diferentes parámetros en la capacidad a cortante del elemento. Los parámetros considerados inicialmente son: cuantía de refuerzo longitudinal, ρ (se asumió el mismo valor para cuantía superior e inferior); separación de los estribos, s —representada con el parámetro $A_v f_y / b_w s$ —; y longitud del elemento, L .

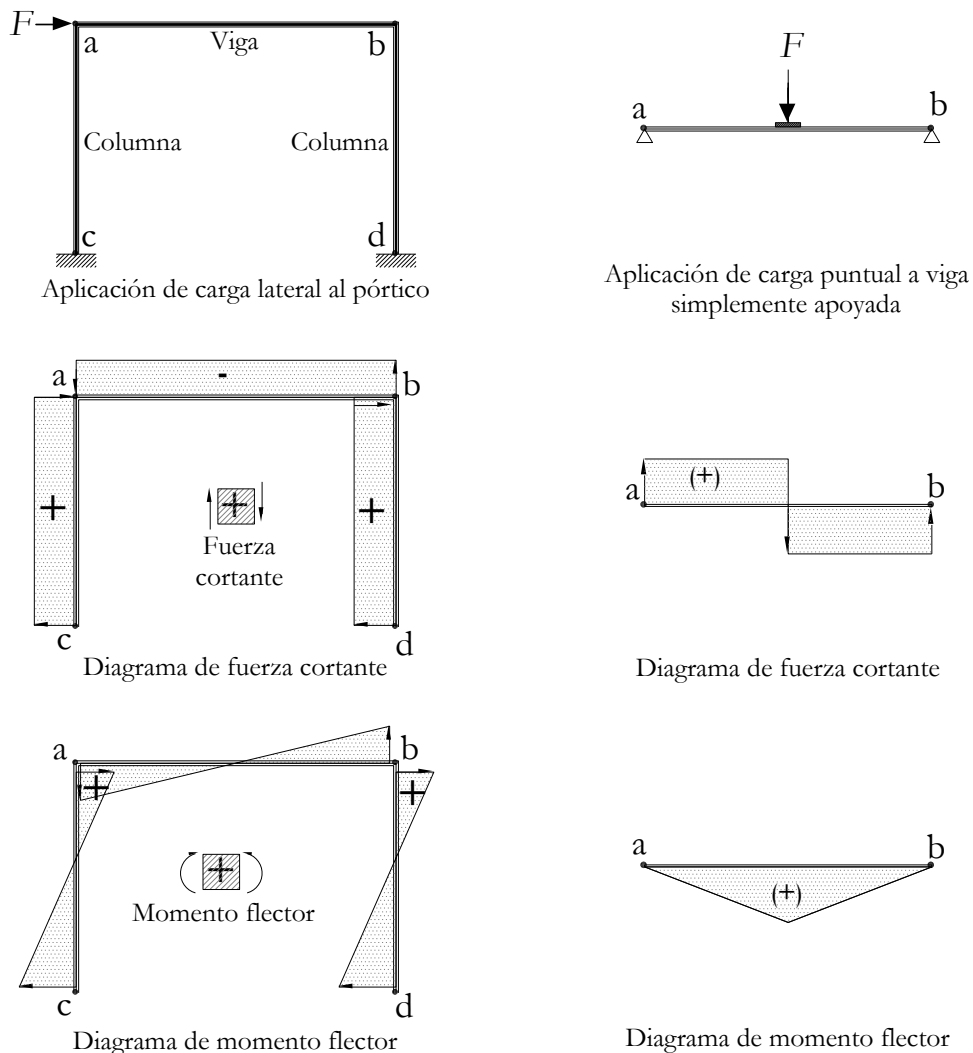


Figura B.1. Diagramas de momento y cortante en pórtico con carga lateral y viga con carga puntual

La sección transversal inicialmente permanecerá constante y con dimensiones definidas, como se muestra en la Figura B.2. El análisis realizado permite determinar las condiciones para las cuales, un elemento sometido a las cargas consideradas, presenta una falla a flexión o cortante.

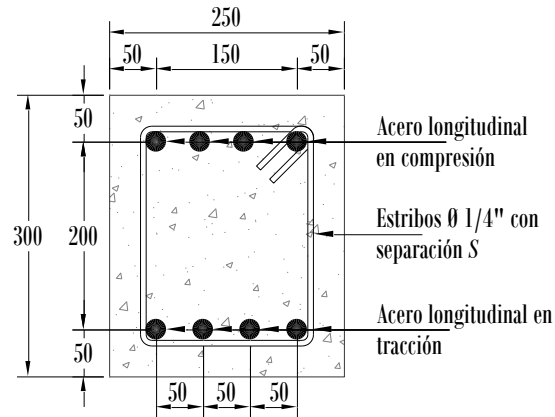


Figura B.2. Sección de viga para análisis (dimensiones en mm)

B.1. RELACIÓN MOMENTO-CORTANTE

En la Figura B.3 se presenta un elemento **ab** correspondiente a una viga que ha sido aislada de un pórtico sujeto a una carga lateral. Los momentos y cortantes inducidos en los extremos **a** y **b** corresponden a una carga lateral aplicada a la estructura. El elemento bajo consideración no tiene ningún tipo de carga en su luz.

De la estática del elemento se obtienen las ecuaciones:

$$V(x) = V_a = V_b = \frac{(1+\gamma)}{L} M_a \quad (\text{B.1})$$

$$M_b = \gamma \times M_a \quad (\text{B.2})$$

$$M(x) = \frac{L - (1+\gamma)x}{L} M_a \quad (\text{B.3})$$

$$\frac{M(x)}{V(x)} = \frac{L}{1+\gamma} - x \quad (\text{B.4})$$

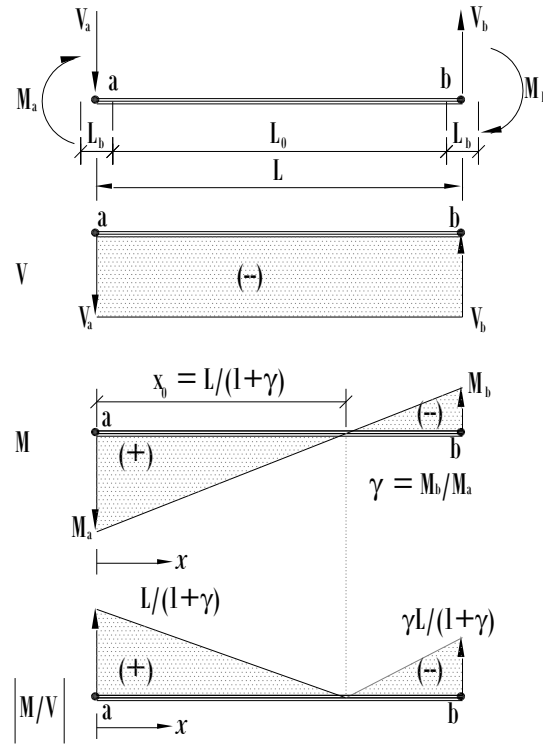


Figura B.3. Diagrama de fuerzas en elemento tipo viga

Dónde:

$$\gamma = \frac{M_b}{M_a} \quad (\text{B.5})$$

Para el caso en que $\gamma = 1.0$ se tiene que:

$$V(x) = V_a = V_b = \frac{2M_a}{L} \quad (\text{B.6})$$

$$M_a = M_b \quad (\text{B.7})$$

$$M(x) = \frac{L - 2x}{L} M_a \quad (\text{B.8})$$

De donde resulta la relación:

$$\frac{M(x)}{V(x)} = \frac{L}{2} - x \quad (\text{B.9})$$

En este desarrollo se considera que el elemento de estudio (Figura B.2) tiene una sección rectangular constante a lo largo de toda su longitud. Para los análisis se definen los siguientes parámetros:

- V_r : capacidad última de cortante en la sección crítica. Este valor se calcula con el método simplificado de la Teoría Modificada del Campo de Compresión, MCFT.

- M_v : momento máximo que se presenta en el elemento cuando el valor de carga genera en la sección crítica a cortante su capacidad máxima a cortante, V_r .
- M_r : capacidad a flexión pura de la sección.

La relación M_v/M_r permite determinar el tipo de falla del elementos: flexión o cortante. Para valores de $M_v/M_r < 1.0$, se presentan fallas por cortante en la sección, pues se habrá alcanzado primero la resistencia última de cortante, V_r —que está directamente relacionada con M_v —, antes de alcanzarse la capacidad por flexión M_r en la sección; análogamente cuando $M_v/M_r > 1.0$ se alcanza primero la capacidad por flexión, M_r , en la sección.

Los análisis se realizaron para diferentes relaciones L_0/d , donde L_0 es la longitud de cortante, medida desde la cara interna del apoyo hasta donde el valor del cortante se hace cero, que para este caso corresponde con la longitud libre del elemento, y d es la profundidad efectiva de la sección.

Para el análisis se mantuvieron constantes los siguientes parámetros: tensión de fluencia del acero de refuerzo longitudinal, $f_y = 420$ MPa; tensión de fluencia del refuerzo liso a cortante, $f_y = 240$ MPa; y resistencia a compresión del hormigón, $f'_c = 21$ MPa. En análisis previos (no mostrados en este informe) se demostró que para hormigones de resistencia entre 17 MPa y 40 MPa no se afectan considerablemente los resultados. Se considera una sección rectangular con dimensiones de 250 x 300 mm y recubrimiento de 50 mm al centro de las barras longitudinales como se muestra en la Figura B.2. A continuación se hace un análisis variando los parámetros mencionados y considerando que el elemento está sometido a carga lateral.

B.2. ANÁLISIS CON VARIACIÓN DE PARÁMETROS

El análisis se realizó para diferentes elementos pertenecientes a un pórtico sujeto a una fuerza lateral y sin carga en su luz. Para el análisis se consideró la variación de los parámetros L_0/d , cuantía de refuerzo longitudinal y separación de los estribos, con el fin de comprender de forma general la influencia de estas variables en el comportamiento de elementos de hormigón reforzado.

B.2.1. Capacidad a cortante vs. relación M/V

La capacidad a cortante, V_r , se establece para la sección crítica, y se calcula para el caso en donde $\gamma = 0.4$ (valor supuesto para el ejemplo de análisis) y sin considerar fuerza axial (la fuerza axial se considera más adelante en el numeral B.2.3); V_r se obtiene a partir de las ecuaciones del método simplificado de la CSA (Ver ecuaciones 4.1 a 4.8). Independientemente del valor del parámetro γ , la sección crítica se encuentra localizada a una distancia d_v del borde interno del apoyo, en ambos extremos del elemento. En la Figura B.4 se muestra la variación de la capacidad a cortante con respecto a diferentes valores de M/V o análogamente para

diferentes valores de L_0/d y para diferentes valores de la cuantía transversal definida mediante el parámetro $(A_{vfy})/(b_w s)$. Se puede apreciar en esta figura que la capacidad a cortante disminuye a medida que aumenta la relación M/V . De igual forma, se aprecia el incremento de la capacidad con el confinamiento del elemento.

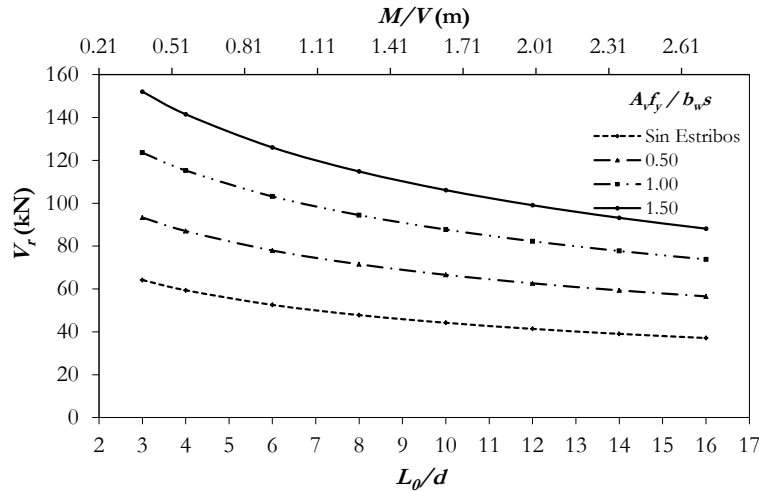


Figura B.4. Capacidad a cortante, V_r , con $\rho = 1.5\%$ y diferentes valores $A_{vfy}/b_w s$. Relación de momentos $\gamma = 0.4$

B.2.2. Relación M_v/V_r vs. tipo de falla

En las Figuras B.5 a B.9 se muestra la relación de falla, M_v/M_p para la combinación de cuantías de refuerzo longitudinal, ρ , de 0.5%, 1.0%, 1.5%, 2.0% y 2.5%; cuantía del refuerzo transversal, $A_{vfy}/b_w s$, de 0.5 MPa, 1.0 MPa, 1.5 MPa y sin estribos; para diferentes relaciones L_0/d y para un valor de $\gamma = 0.4$. Para cada grupo de estas variables (ρ , $A_{vfy}/b_w s$, L_0/d) se aplicó el procedimiento usado en el ejemplo anterior. En el análisis no se consideró el efecto de la fuerza axial. Una relación de $M_v/M_r = 1.0$ implica que al momento de alcanzar el cortante máximo resistente en la sección crítica, se obtiene simultáneamente el momento máximo resistente en la cara del apoyo. Valores de $M_v/M_r < 1.0$ implican que el elemento fallará por cortante, pues el momento máximo del elemento asociado a la cortante máxima, M_v , es menor que el momento resistente, M_r . De manera análoga, cuando $M_v/M_r > 1.0$ implica que el elemento fallará por flexión. (Se debe recordar que los análisis se hicieron para la Figura B.2 considerando variación de los parámetros acá mencionados).

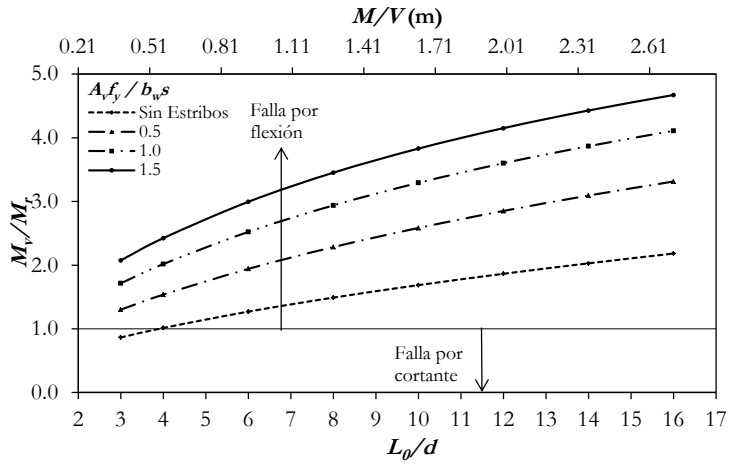


Figura B.5. Relación de falla: cuantía longitudinal $\rho = 0.5\%$, $\gamma = 0.4$

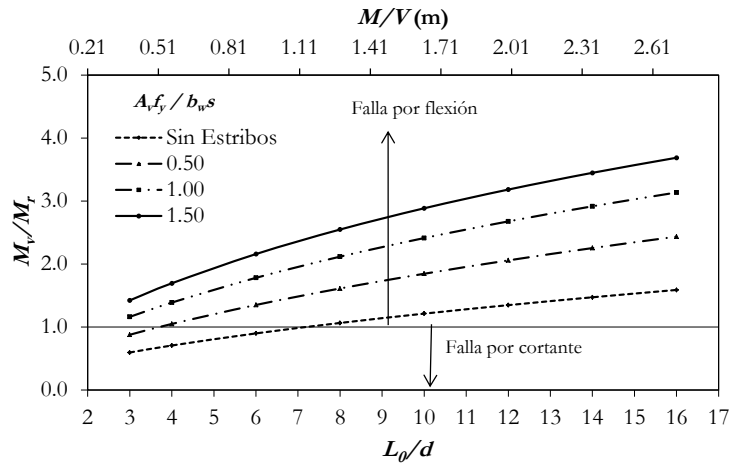


Figura B.6. Relación de falla: cuantía longitudinal $\rho = 1.0\%$, $\gamma = 0.4$

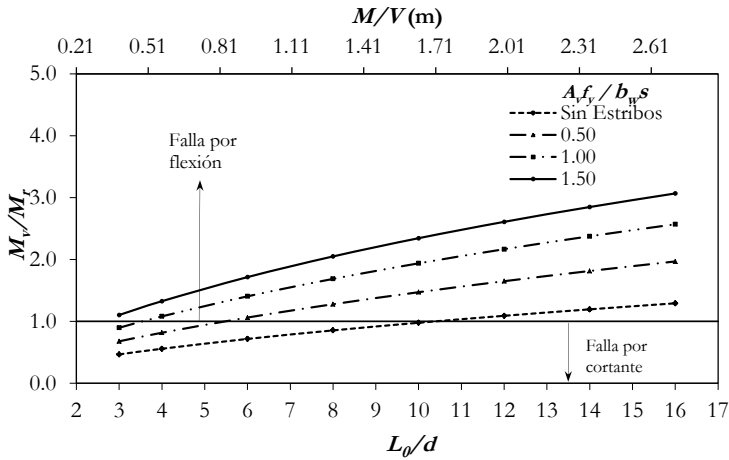


Figura B.7. Relación de falla: cuantía longitudinal $\rho = 1.5\%$, $\gamma = 0.4$

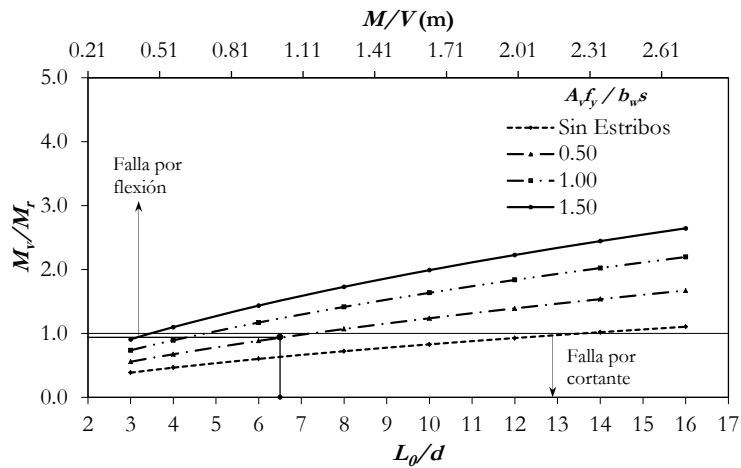


Figura B.8. Relación de falla: cuantía longitudinal $\rho = 2.0\%$, carga lateral, $\gamma = 0.4$

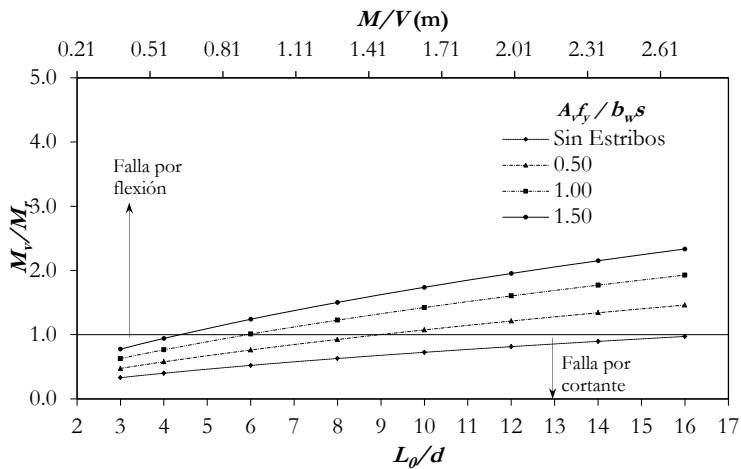


Figura B.9. Relación de falla: cuantía longitudinal $\rho = 2.5\%$, $\gamma = 0.4$

Se observa en las Figuras B.5 a B.9 que la separación de estribos tiene gran influencia en la forma de falla del elemento. También se observa la influencia de la cuantía de refuerzo longitudinal, ρ , si para un valor determinado de L_0/d se aumenta la cuantía de refuerzo longitudinal, aumenta la capacidad a flexión. Pero este aumento en la capacidad a flexión puede alterar el modo de falla del elemento llevándolo a una falla por cortante. De esta forma, aunque la capacidad última de flexión en la sección aumenta, no es deseable la forma en que se presenta la falla, pues es bien conocido que una falla por cortante ocurre de forma súbita.

B.2.3. Efecto de fuerza axial de compresión

En los análisis anteriores no se consideró el efecto de la fuerza axial. Si hay una fuerza axial en el elemento, ésta aporta a la capacidad por cortante si es de compresión, pero la castiga si es de tracción (lo cual se refleja en la ecuación 4.8 en el capítulo 1). La deformación longitudinal

depende directamente de esta fuerza axial. En la Figura B.10 se muestran las relaciones de falla para $\rho = 1.5\%$, $A_n f_y / b_w s = 0.5 \text{ MPa}$ e incrementos de 100 kN en la carga axial de compresión, N . Se observa que la variación en la capacidad y modo de falla del elemento tiene una leve variación para grandes incrementos de carga axial. Sin embargo, el aumento de esta carga favorece el comportamiento del elemento.

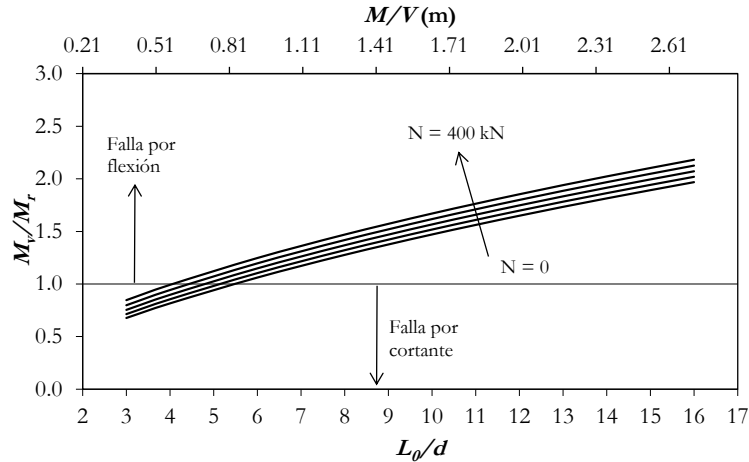


Figura B.10. Relación de falla para diferentes niveles de compresión N

B.2.4. Umbrales para el tipo de falla

De las Figuras B.5 a B.9 se puede obtener, para cada cuantía longitudinal y separación de estribos, el valor de L_0/d correspondiente al límite de falla por cortante y por flexión, es decir, $M_v/M_r = 1.0$, que se define en este documento como **umbral de falla** y que conserva una tendencia lineal. En la Figura B.11 se presenta el umbral de falla (la relación entre la cuantía longitudinal y el valor L_0/d correspondiente a $M_v/M_r = 1$) sin considerar carga axial aplicada, para el caso de $A_n f_y / b_w s = 0.5 \text{ MPa}$. La zona de la gráfica sobre la línea de tendencia corresponde a zona de falla por cortante, y la zona bajo la línea corresponde a zona de falla por flexión. En Figura B.12 se presentan los umbrales de falla considerando valores de $A_n f_y / b_w s = 0.25 \text{ MPa}$, 0.5 MPa , 1.0 MPa , 1.5 MPa y sin estribos.

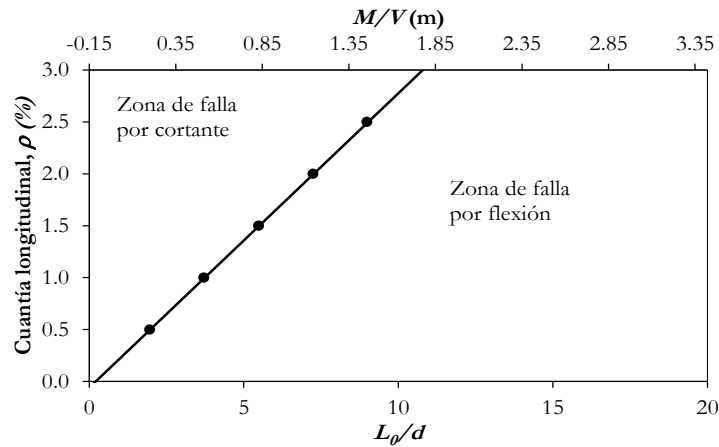


Figura B.11. Umbral y zonas de falla: $A_v f_y / b_w s = 0.5 \text{ MPa}$, $\gamma = 0.4$

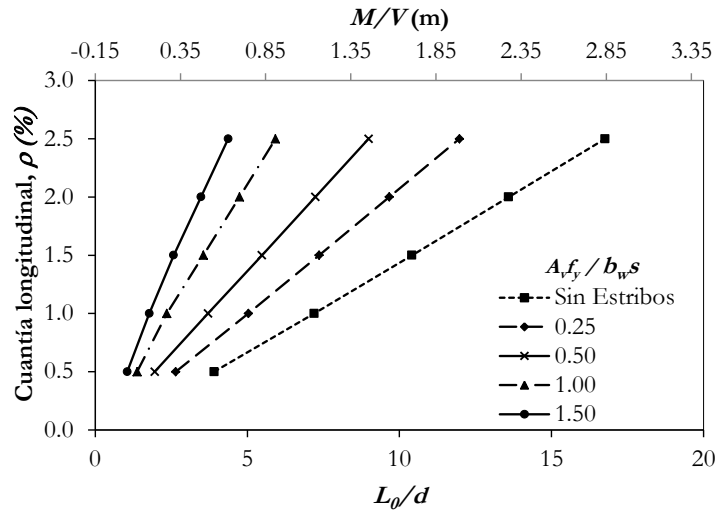


Figura B.12. Umbrales de falla para diferentes valores de $A_v f_y / b_w s$, $\gamma = 0.4$

Los umbrales de falla se pueden representar mediante la ecuación

$$\rho(\%) = \delta \mu \left(\frac{L_0}{d} \right) + \eta \kappa \quad (\text{B.10})$$

Donde $\delta = 0.0016$, $\eta = -0.0006$ y los valores de μ y κ se muestran en la Tabla B.1 para diferentes valores de $A_v f_y / b_w s$.

Tabla B.1. Parámetros μ y κ – carga lateral con $\gamma = 0.4$

| $A_v f_y / b_w s$ (MPa) | μ | κ | ρ (%) |
|-------------------------|--------|----------|--------------------------|
| sin estribos | 1.0 | 2.0 | $0.0016(L_0/d) - 0.0012$ |
| 0.25 | 1.3125 | 1.3333 | $0.0021(L_0/d) - 0.0008$ |
| 0.50 | 1.7500 | 1.0 | $0.0028(L_0/d) - 0.0006$ |
| 1.0 | 2.6875 | 1.0 | $0.0043(L_0/d) - 0.0006$ |
| 1.5 | 3.7500 | 1.5 | $0.0060(L_0/d) - 0.0009$ |

B.2.5. Relación de falla diferentes valores de γ

Cuando para el caso de análisis considerado (elemento de un pórtico sujeto a carga lateral) la relación de los momentos en los extremos, γ , disminuye, se presenta una tendencia a que el elemento falle por flexión. La estática para cada uno de los casos se resuelve de acuerdo a las ecuaciones B.1 a B.5. En la Figura B.13 se presenta el modo de falla para la sección bajo estudio con $\rho = 1.5\%$ y $A_v f_y / b_w s = 0.5$ MPa, para diferentes valores de γ .

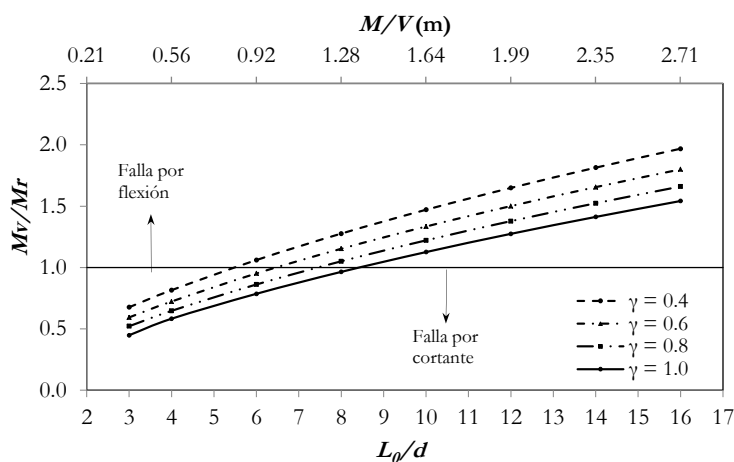


Figura B.13. Relación de falla para diferentes valores de γ - carga lateral $A_v f_y / b_w s = 0.5$, $\rho = 1.5$

De la Figura B.13 se puede observar que un elemento de un pórtico sujeto a carga lateral puede presentar diferentes tipos de falla según la relación de momentos en sus extremos. Si se considera por ejemplo un elemento con $L_0/d = 7.0$, se observa que para $\gamma = 0.8$ y 1.0 la falla es por cortante, mientras que para valores de $\gamma = 0.4$ y 0.6 la falla es por flexión.

B.2.6. Comparación con Duong [2006]

En el capítulo 2 se presentó el pórtico ensayado por Duong [2006] con el fin de demostrar que los efectos de cortante contribuyen significativamente a la deformación global de una

estructura de hormigón reforzado. El pórtico presentó una falla combinada de flexión y cortante, y el elemento que más daño experimentó fue la viga intermedia.

Aislando la viga intermedia del pórtico, se tiene que está sometida a unas cargas laterales en donde $\gamma = 1.0$, es decir, que los momentos son iguales en los extremos, por lo tanto la relación M/V corresponde a la ecuación B.9, la cual se transcribe a continuación:

$$\frac{M_{(x)}}{V_{(x)}} = \frac{L}{2} - x \quad (\text{B.11})$$

La sección crítica se presenta a una distancia $d_c = 315$ mm desde la cara interna del apoyo. El refuerzo longitudinal dispuesto son 4 barras No. 20M tanto en la parte superior como inferior, con recubrimiento de 50 mm, y estribos No. 10M cada 125 mm. Información adicional del pórtico se encuentra en Duong [2006] y es resumida en la Tabla 2.1. Bajo estas consideraciones, se analiza la viga y el modo de falla a partir de la teoría simplificada de la CSA. En la Figura B.14 se presenta el modo de falla para diferentes cuantías de refuerzo longitudinal en tracción (la cuantía de refuerzo longitudinal en compresión, ρ' , se mantuvo constante en 1.2%) y diferentes valores de L_0/d . En la Figura B.15 se indica el umbral de falla, siendo la zona inferior de falla por flexión, y la zona superior de falla por cortante. El punto en las Figuras B.14 y B.15 representa las condiciones de falla para el elemento de ensayo, que en ambas gráficas indica falla por cortante, con un valor de $M_v/M_r = 0.83$ (valor cercano al umbral de falla). Comportamiento que es coherente con lo observado en el ensayo realizado por Duong [2006].

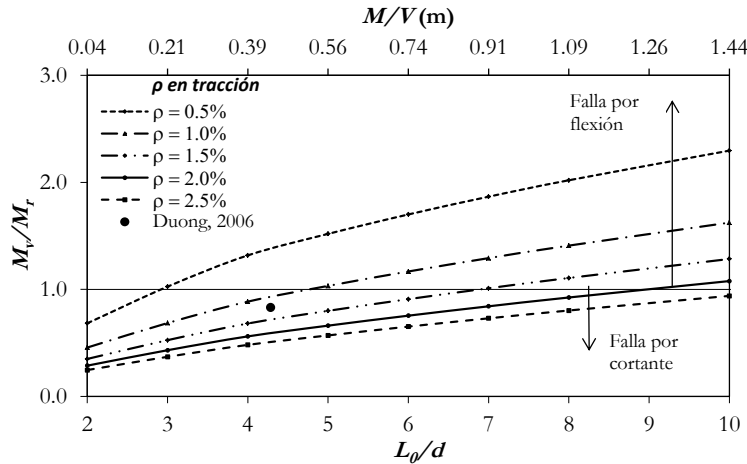


Figura B.14. Modo de falla para diferentes cuantías de refuerzo longitudinal. $A_v f_y / b_w s = 0.8$

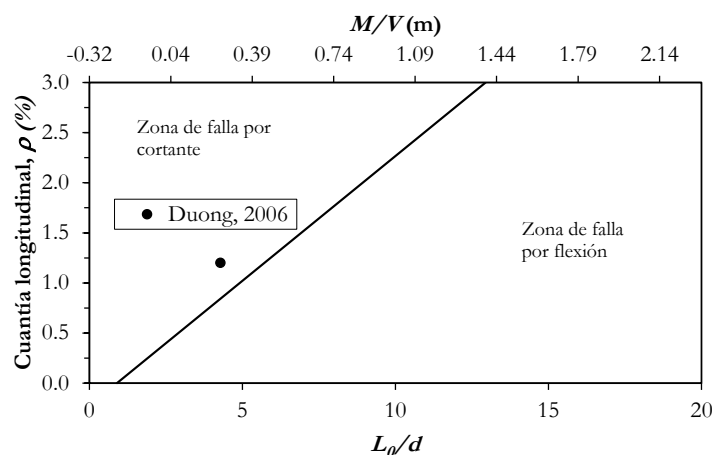


Figura B.15. Modo de falla para la sección con $A_v f_y / b_w s = 0.8$

B.2.7. Comparación con el ensayo de Vecchio y Emara [1992]

En el capítulo 2 se presentó el pórtico ensayado por Vecchio y Emara [1992] con el fin de demostrar que los efectos de cortante contribuyen significativamente a la deformación global de una estructura de hormigón reforzado. En dicho pórtico se presentó plastificación tanto en las vigas como en la base de las columnas y algunos nudos, y a pesar que se presentaron algunas grietas de cortante, el comportamiento que determinó la falla fue el de flexión. En este pórtico, tanto las columnas como las vigas estuvieron sometidas a una carga lateral como la descrita en este capítulo; en las columnas adicionalmente había una carga axial de compresión importante.

Se analiza la viga intermedia del pórtico, que está sometida a cargas laterales con $\gamma = 1.0$ y por tanto la relación M/V está definida por la ecuación B.9. La sección crítica se presenta a 315 mm del borde interno del apoyo. Las Figuras B.16 y B.17 —que se pueden interpretar de la misma forma que las Figuras B.14 y B.15, respectivamente— presentan el análisis para la viga intermedia del pórtico, con sección 300 x 400 mm y valor $A_v f_y / b_w s = 1.90$. En la Figura B.16 se presenta el análisis para diferentes valores de cuantía de refuerzo longitudinal a tracción, ρ (la cuantía de refuerzo longitudinal en compresión, ρ' , se mantuvo en 1.2%) y diferentes valores de L_0/d , y en la Figura B.17 se presenta el umbral de falla. En este caso el punto representa la condición de falla del ensayo de Vecchio y Emara [1992], la cual es de flexión y es consecuente con lo observado en ese ensayo.

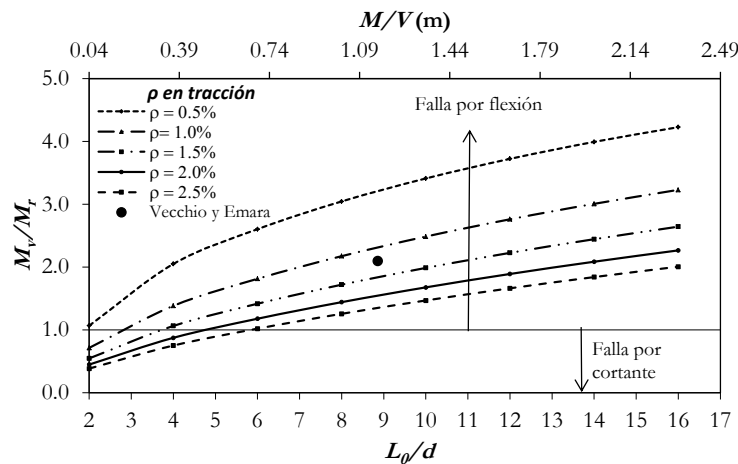


Figura B.16. Modo de falla para diferentes cuantías de refuerzo. $A_v f_y / b_w s = 1.9$

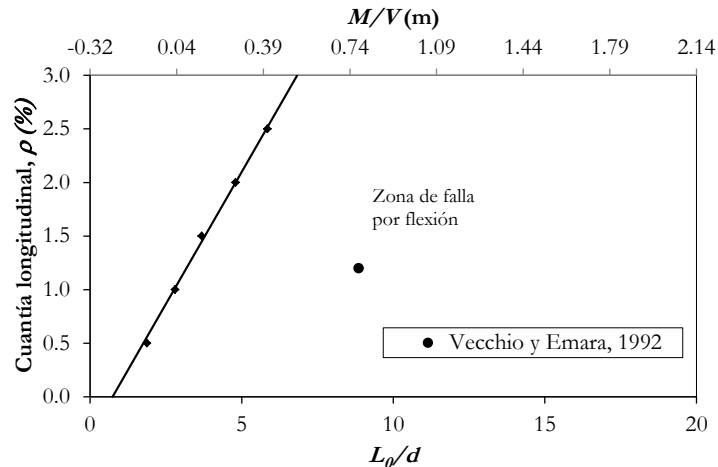


Figura B.17. Modo de falla: umbral de falla con $A_v f_y / b_w s = 1.9$

B.2.8. Comparación con el ensayo de Vecchio y Balopoulou [1990]

En el capítulo 2 se hizo una descripción del pórtico ensayado por Vecchio y Balopoulou [1990]. Si bien este ensayo tenía la finalidad de proporcionar información para entender de mejor manera el comportamiento no lineal de pórticos de hormigón reforzado, se desconocía el modo de falla predominante de los elementos más vulnerables. En este ensayo la viga intermedia que fue sometida a una carga puntual monotónica en el centro de su luz; por lo tanto, se analiza de forma más detallada este elemento.

Para efectos de análisis, se aísla la viga del pórtico, suponiendo que sus extremos están empotrados. La sección crítica se presenta en la zona central de la viga, debido a su condición de carga. En la zona central, el refuerzo longitudinal dispuesto son 2 barras No. 20M (diámetro

de barra 19.5 mm) en la parte superior y 4 barras No. 20M en la parte inferior, y estribos No. 10M (diámetro de barra 11.3 mm) cada 125 mm. Información adicional del pórtico se encuentra en Vecchio y Balopoulou [1990] o resumida en la Tabla 2.1. Bajo estas consideraciones, se resuelve la estática de la viga y se calcula, para la zona central de la viga y a partir de la teoría simplificada de la CSA, la capacidad a cortante y modo de falla de la sección. En la Figura B.18 se presenta el modo de falla para diferentes cuantías de refuerzo longitudinal en tracción, ρ (la cuantía de refuerzo longitudinal en compresión, ρ' , se mantuvo constante en 0.6%) y diferentes valores de L_0/d . En la Figura B.19 se indica el umbral de falla, siendo la zona inferior de falla por flexión, y la zona superior de falla por cortante. El punto representa las condiciones de falla para el elemento de ensayo, que en ambas gráficas indica falla por flexión, lo cual es coherente con lo observado en el ensayo.

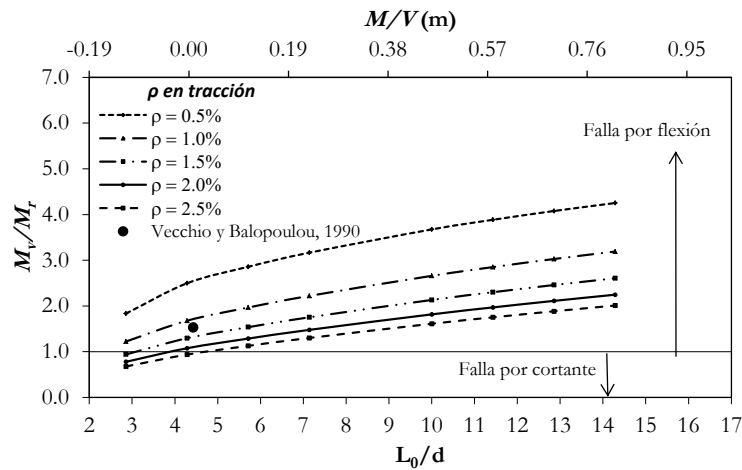


Figura B.18. Modo de falla para diferentes cuantías de refuerzo. $A_v f_y/b_w s = 1.9$

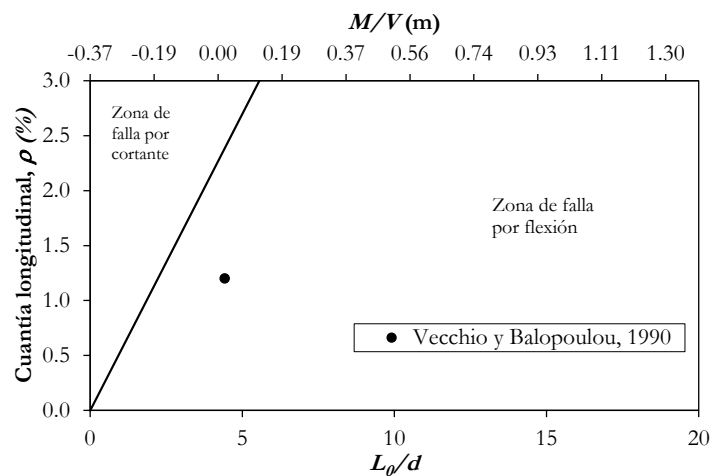


Figura B.19. Umbral de falla para $A_s f_y/b_w s = 1.9$ y ensayo de Vecchio y Balopoulou

B.3. ANÁLISIS Y DISEÑO DE PÓRTICOS DE ENSAYO

B.3.1. Análisis y diseño del pórtico P2

En esta sección se presenta un resumen del análisis de la capacidad a flexión y cortante de uno de los tres pórticos que se fallaron experimentalmente, el pórtico P2. El análisis detallado permite mostrar paso a paso la aplicación de la teoría empleada en el CSA al análisis de cada uno de los elementos, al someter el pórtico a una carga lateral monotónica. En la Figura B.20 se muestra la geometría del pórtico y las secciones de viga y columna.

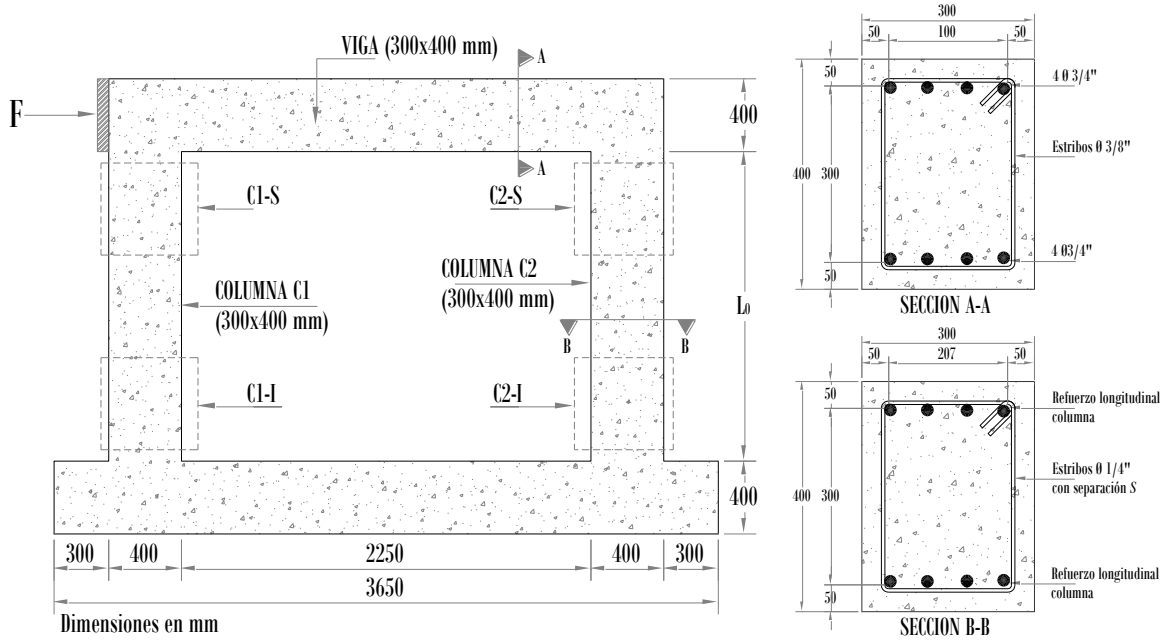


Figura B.20. Pórtico de hormigón reforzado con insuficiencia a cortante en columnas

Las ecuaciones de equilibrio de fuerzas en alguno de los elementos columna corresponden con los diagramas de fuerzas internas mostrados en la Figura B.21 y se describen así:

$$V = V_a = V_b; \quad V = \frac{M_a + M_b}{L}; \quad M_b = \left(\frac{L - x_0}{x_0} \right) M_a \quad (\text{A.12})$$

$$\text{Por lo tanto: } V = \frac{M_a}{x_0}; \quad M_{(x)} = \left(\frac{x_0 - x}{x_0} \right) M_a; \quad \frac{M_{(x)}}{V} = x_0 - x = \left(\frac{x_0}{L} \right) L - x \quad (\text{A.13})$$

Si $\gamma = M_b/M_a$ entonces $x_0 = L / (\gamma + 1)$

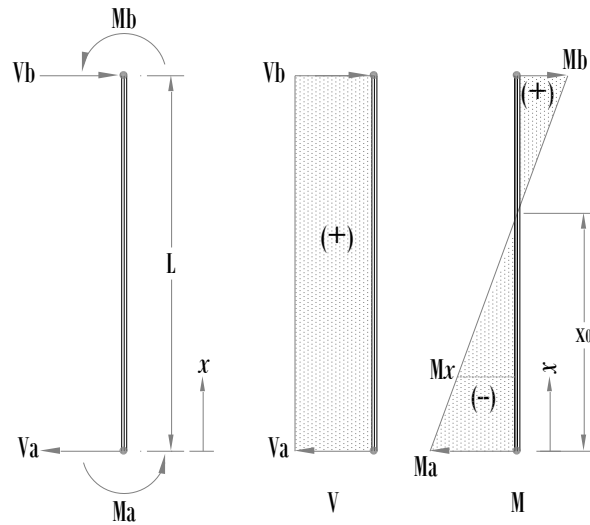


Figura B.21. Fuerzas internas en la columna C1

Es de anotar que el factor x_0/L no es constante, depende de la longitud L , por lo tanto las relaciones M_b/M_a y $M(x)/V$ son funciones dependientes de L (ecuaciones B.12 y B.13). En la Figura B.22 se muestra valores de γ para diferentes alturas del pórtico de la Figura B.20. Los valores encontrados corresponden al análisis estructural sin considerar efectos de segundo orden y se aproximaron a una tendencia exponencial. La relación γ es única en cada elemento y está ligada a su rigidez.

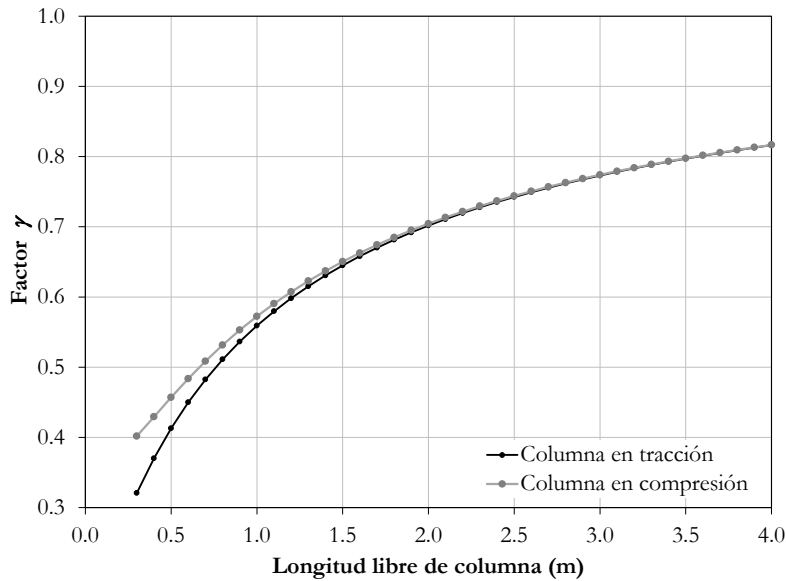


Figura B.22. Variación de γ vs. Longitud de columnas del pórtico P2

Teniendo en cuenta lo anterior, se hizo un análisis de sensibilidad donde se compararon las relaciones M_v/M_r y L_0/d para diferentes valores de cuantía de refuerzo longitudinal, separación de estribos y magnitud de carga axial. En las Figuras B.23 hasta B.27 se muestran estas relaciones para diferentes cuantías de refuerzo longitudinal y estribos con separaciones $A_{f_y}/b_w s$ de 0.5, 1.0, 1.5 y sin estribos. En este análisis no se consideró carga axial.

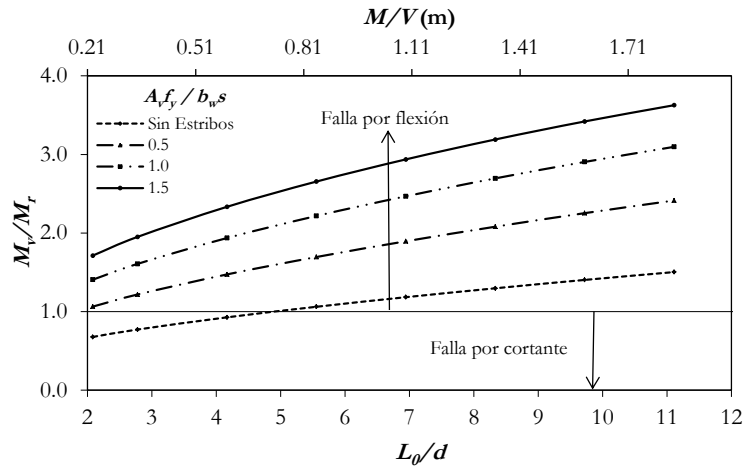


Figura B.23. Relación de falla con $\rho = 0.5\%$ en columna

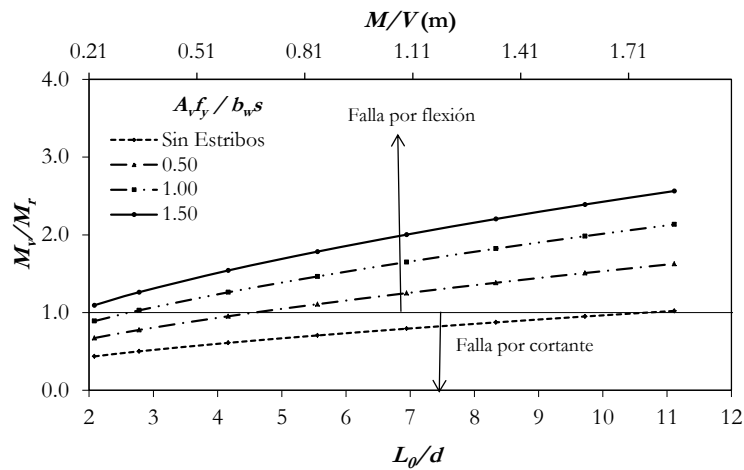


Figura B.24. Relación de falla con $\rho = 1.0\%$ en columna

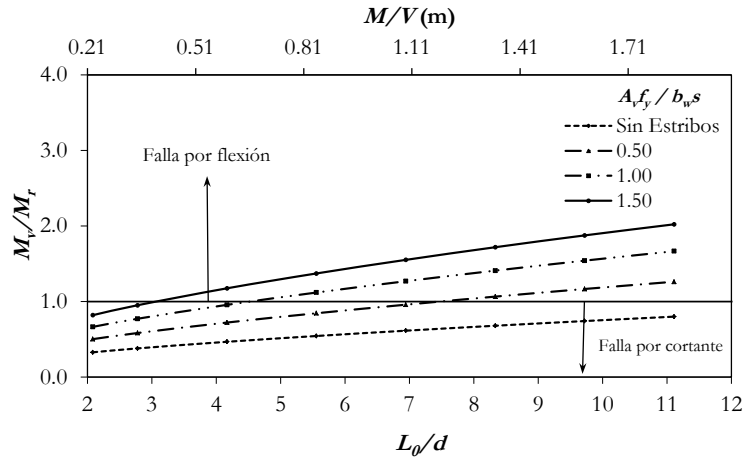


Figura B.25. Relación de falla con $\rho = 1.5\%$ en columna

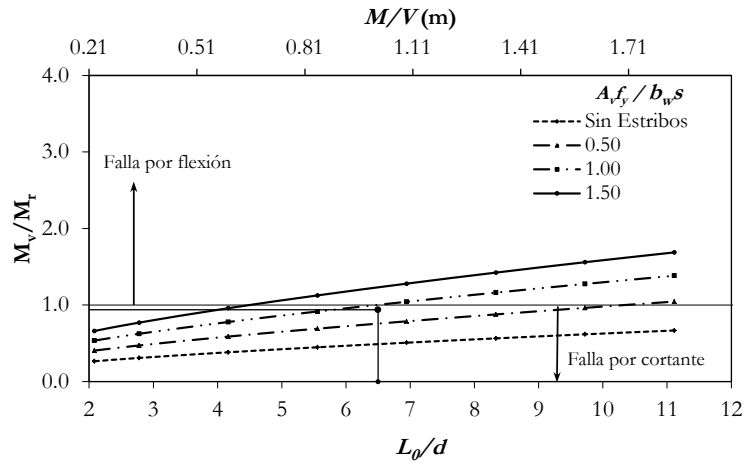


Figura B.26. Relación de falla con $\rho = 2\%$ en columna

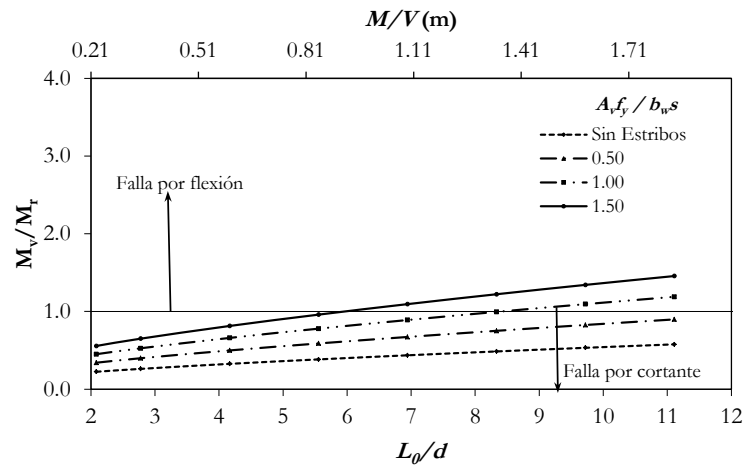


Figura B.27. Relación de falla con $\rho = 2.5\%$ en columna

De las Figuras B.23 a B.27 se puede obtener, para cada cuantía de refuerzo longitudinal y separación de estribos, el valor de L_0/d correspondiente al límite de falla por cortante y por flexión, es decir, $M_v/M_r = 1.0$, que se define en este documento como **umbral de falla** y que conserva una tendencia lineal, tal como se presentó en B.2. En la Figura B.28 se presentan los umbrales de falla considerando valores de $A_v f_y / b_w s = 0.25$ MPa, 0.5 MPa, 1.0 MPa, 1.5 MPa y sin estribos, para la sección de análisis (base de la columna C1).

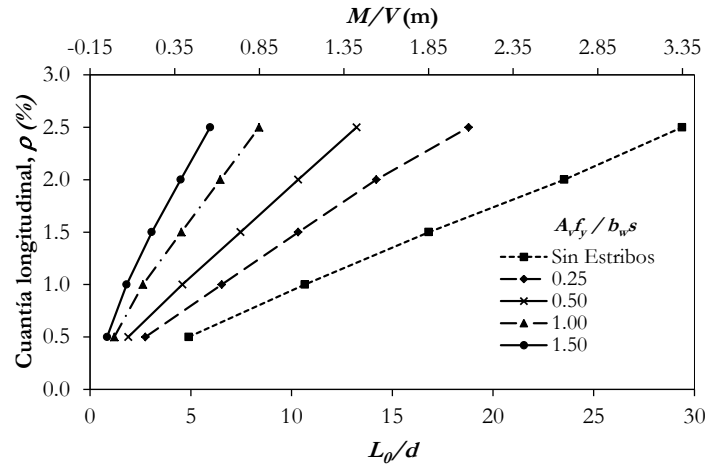


Figura B.28. Umbrales de falla para diferentes valores de $A_v f_y / b_w s$

Se hizo un análisis similar para obtener el umbral de falla de la sección, para una separación de estribos $A_v f_y / b_w s = 0.26$ MPa que corresponde a la cuantía de acero transversal propuesta para la columna de análisis. Si para esta cuantía de refuerzo transversal se escoge una cuantía de refuerzo longitudinal ρ igual a 1.05%, se puede observar en la Figura B.29 que para esta configuración, la sección presenta falla por cortante. Estos parámetros corresponden entonces al diseño de las columnas del pórtico P2.

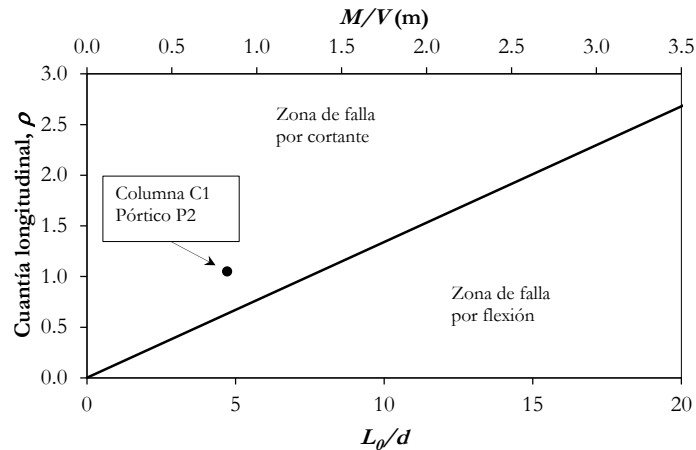


Figura B.29. Umbral y modo de falla para la columna C1 del pórtico P2

B.3.2. Análisis y diseño del pórticos *P1* y *P3*

El diseño de estos pórticos corresponden al análisis del comportamiento a cortante de la viga, por lo tanto, se presenta un análisis paramétrico que tiene en cuenta la variación de: cuantías de acero longitudinal y transversal, y la relación de esbeltez L_0/d . Lo anterior significa que tanto en el pórtico *P1* como en el pórtico *P3* la viga conservará su geometría y se tendrá una variación de la esbeltez, representada por el parámetro L_0/d con respecto a la cuantía de refuerzo longitudinal. En este diseño se buscó que ambos pórticos presentaran un valor similar de M_v/M_r de forma que el modo de falla se conserve o de otra forma que la relación de momentos M_v/M_r menor que la unidad (para garantizar una falla por cortante). A diferencia del pórtico *P2*, la relación de momentos en los extremos de la viga, γ , permanece constante de acuerdo a análisis estructural y se puede decir que γ es igual a la unidad y no depende de la esbeltez del elemento ni de la rigidez lateral del pórtico como era el caso del pórtico *P2*.

En las Figuras B.30 a B.34 se presentan las relaciones M_v/M_r y L_0/d para diferentes valores de cuantía de refuerzo longitudinal y separación de estribos de la viga considerada.

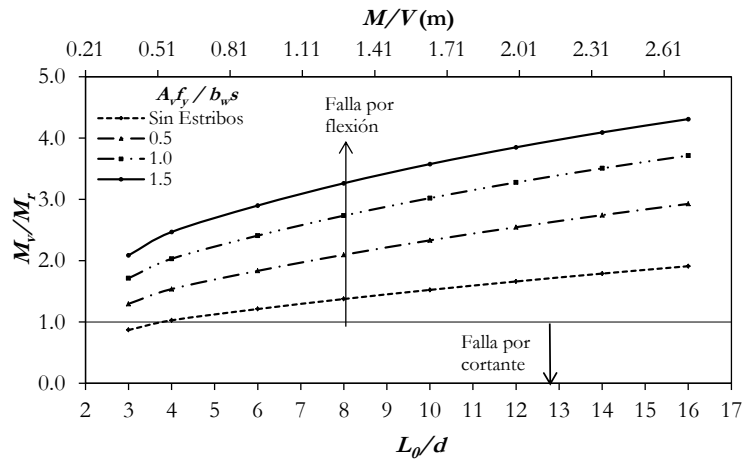


Figura B.30. Relación de falla con cuantía de $\rho = 0.5\%$

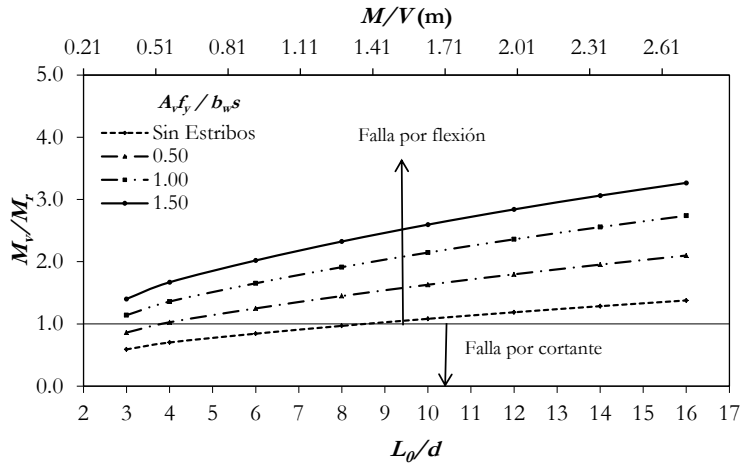


Figura B.31. Relación de falla con cuantía de $\rho = 1.0\%$

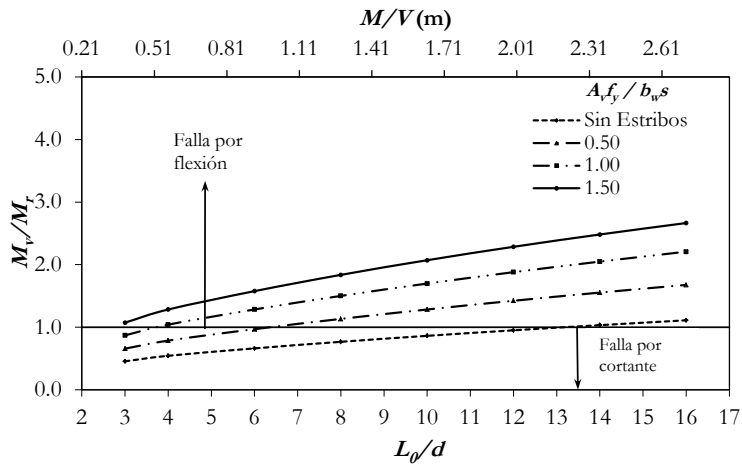


Figura B.32. Relación de falla con cuantía de $\rho = 1.5\%$

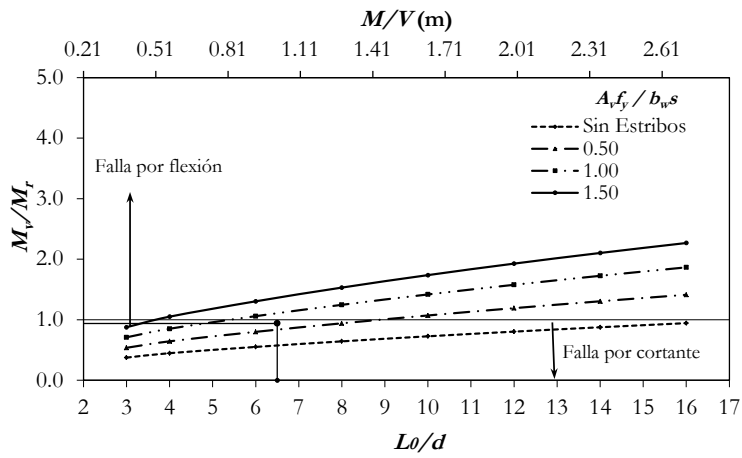


Figura B.33. Relación de falla con cuantía de $\rho = 2.0\%$

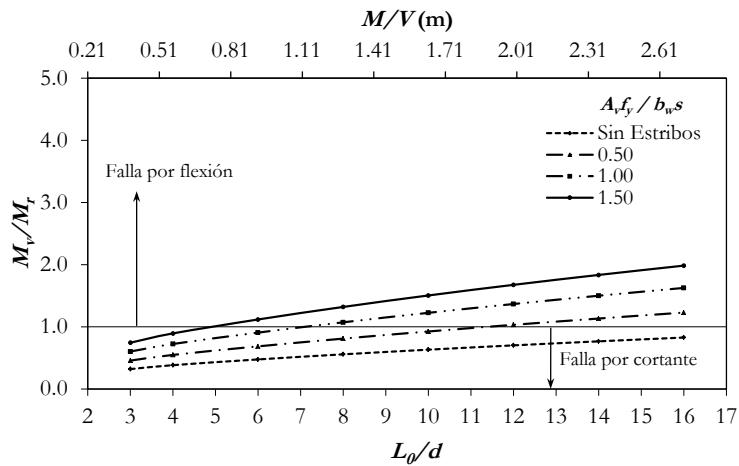


Figura B.34. Relación de falla con cuantía de $\rho = 2.5\%$

De las Figuras B.30 a B.34 se puede obtener, para cada cuantía de refuerzo longitudinal y separación de estribos, el valor de L_0/d correspondiente al límite de falla por cortante y por flexión, es decir, $M_v/M_r = 1.0$; valor definido previamente como **umbral de falla** y que conserva una tendencia aproximadamente lineal, tal como se presentó en B.2. En la Figura B.35 se presentan los umbrales de falla considerando valores de $A_v f_y / b_w s = 0.25$ MPa, 0.5 MPa, 1.0 MPa, 1.5 MPa y sin estribos, para la sección de análisis (secciones críticas de la viga).

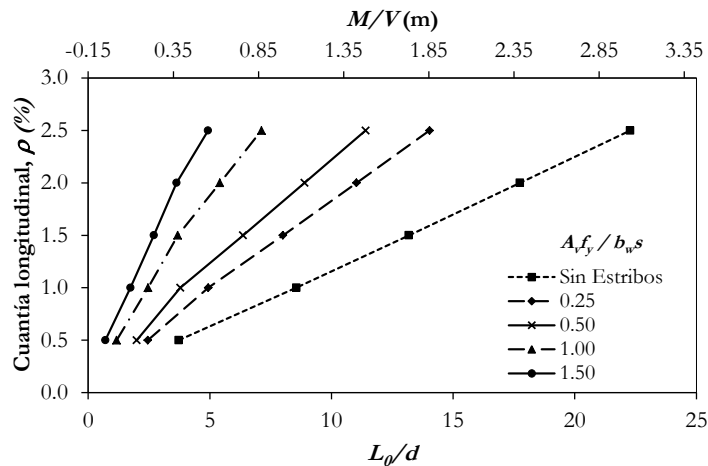


Figura B.35. Umbrales de falla para diferentes valores de $A_v f_y / b_w s$

Se hizo un análisis similar para obtener el umbral de falla de la secciones de la vigas de los pórticos $P1$ y $P3$, ambas secciones con una cuantía de refuerzo transversal equivalente al parámetro $A_v f_y / b_w s = 0.328$ MPa. Si para la viga del pórtico $P1$ se usa una cuantía de refuerzo longitudinal ρ igual a 1.82% y una esbeltez L_0/d igual a 8.0, se podría esperar un comportamiento similar al de la viga del pórtico $P3$ con una cuantía de refuerzo longitudinal ρ igual a 1.36% y una esbeltez L_0/d igual a 6.0. De acuerdo al análisis, las vigas en ambos

pórticos tienen tendencia a fallar por cortante, tal como se puede observar en la Figura B.36. Estos parámetros corresponden entonces al diseño de las vigas de los pórticos *P1* y *P3*.

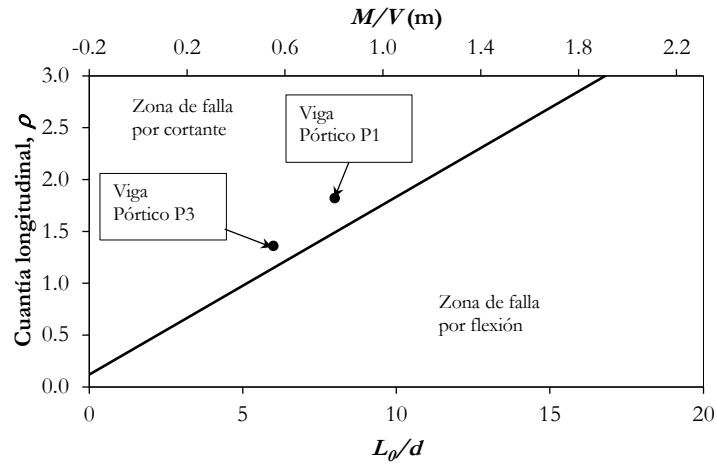
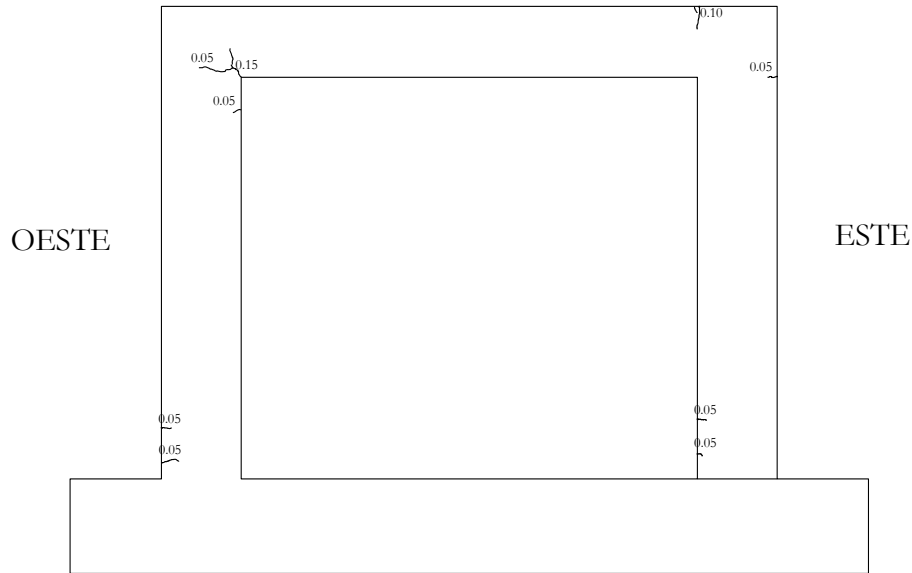


Figura B.36. Umbral y modos de falla para la viga de los pórticos *P1* y *P3*

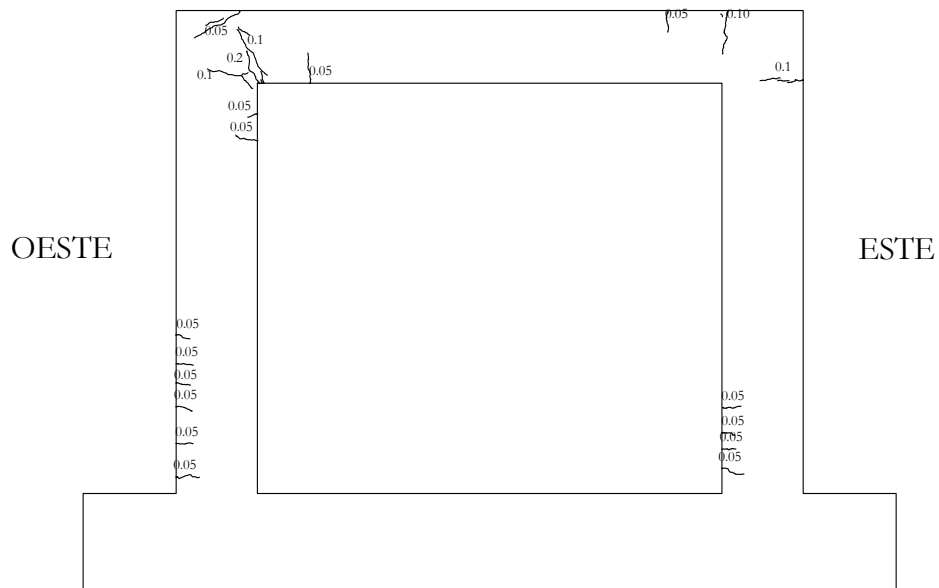
C. APÉNDICE C – RESULTADOS DE LOS ENSAYOS

En esta sección se presentan los diferentes estados de agrietamiento observados durante los ensayos de los pórticos *P1*, *P2* y *P3*. Las dimensiones son aproximadas y se han tomado en milímetros (mm).

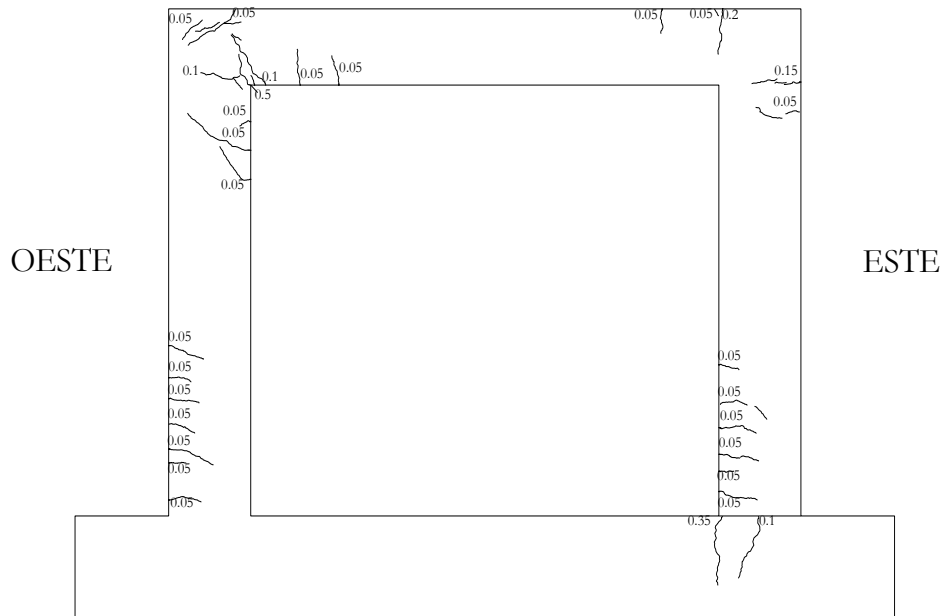
C.1. ESQUEMAS DE FISURAS EN LAS DIFERENTES FASES DE CARGA DEL PÓRTICO P1



Fase 1. Carga 130.7 kN

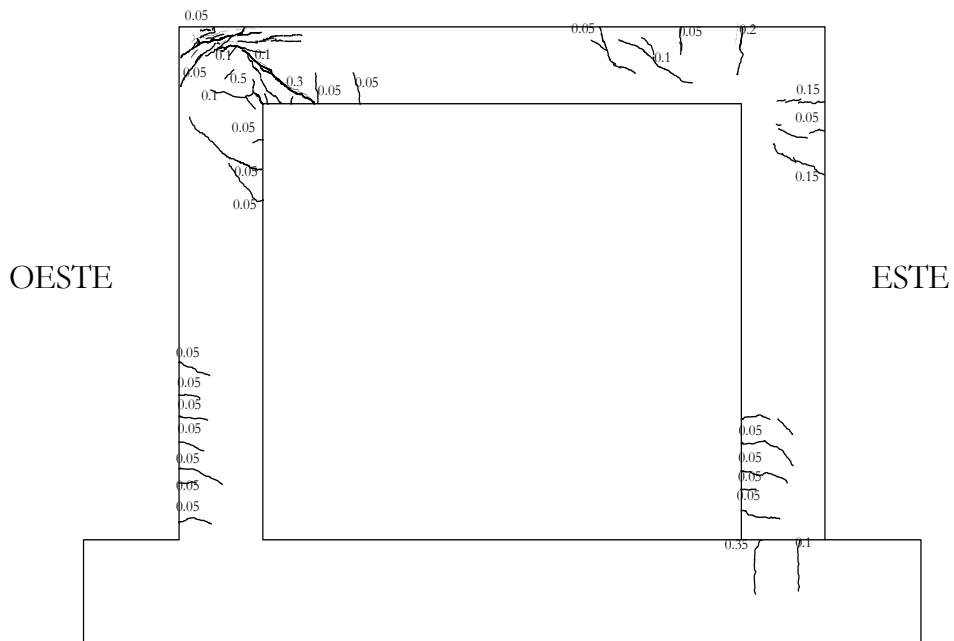


Fase 2. Carga 193.7 kN



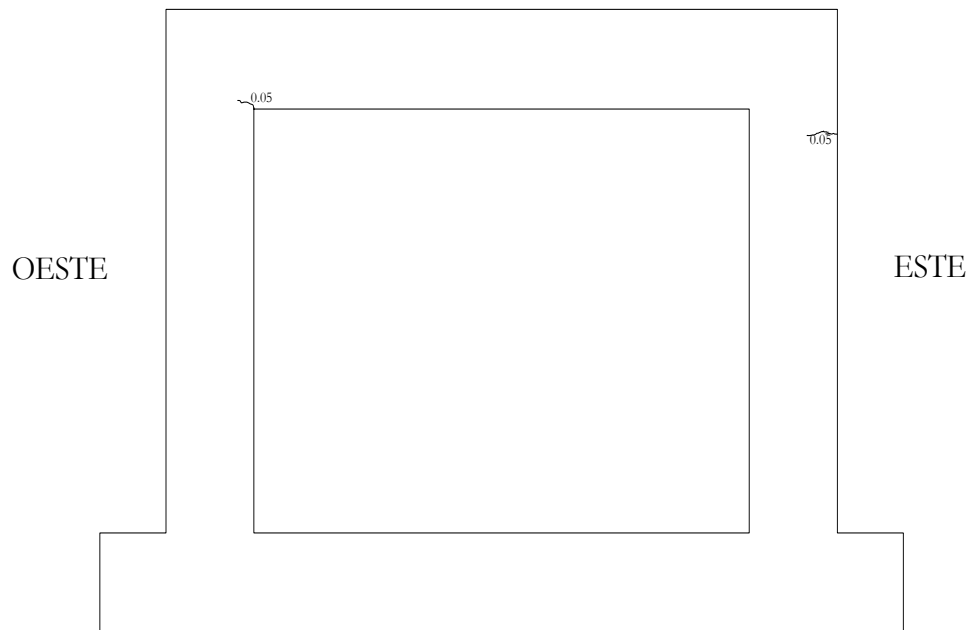
Fase 3. Carga 243.7 kN

En la fase de carga 4 se aplicó una carga lateral máxima de 386.5 kN que corresponde a la capacidad del gato hidráulico. El pórtico no alcanzó a fallar.

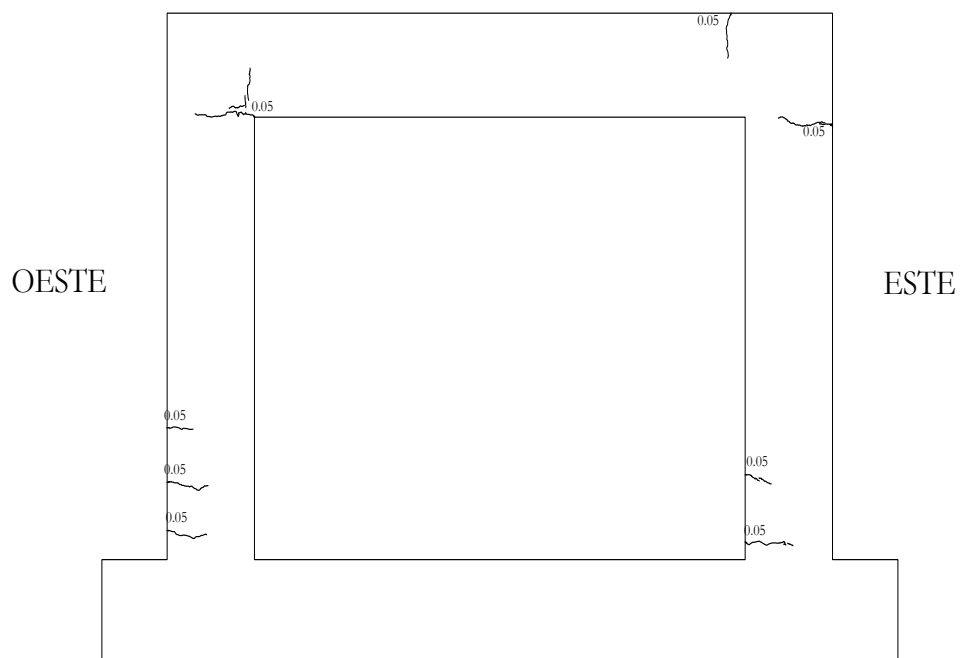


Fase 4. Carga 386.5 kN

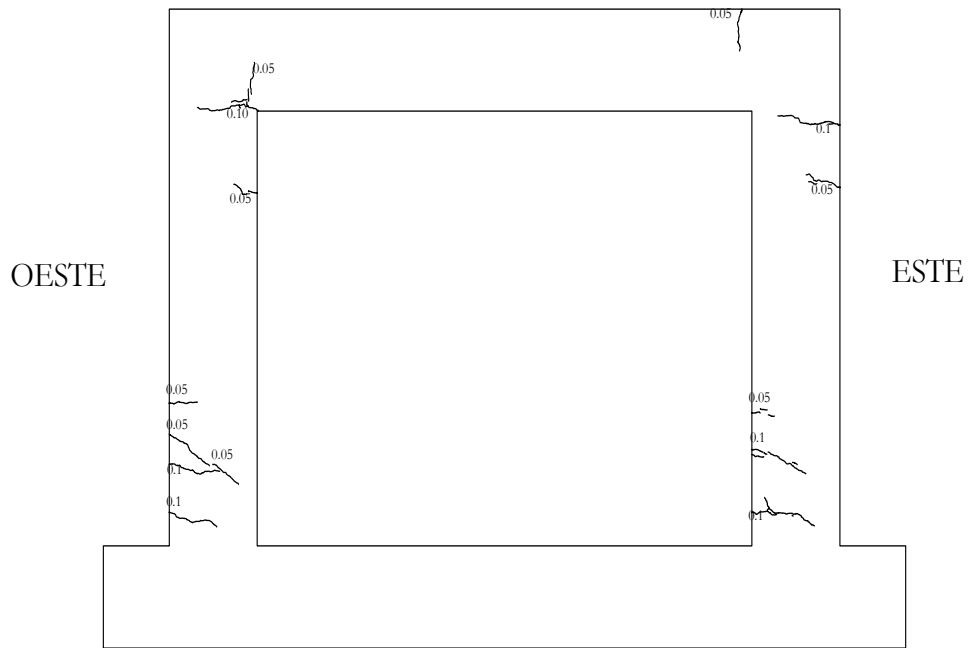
C.2. ESQUEMAS DE FISURAS PARA LOS DIFERENTES ESTADOS DE CARGA DEL PÓRTICO P2



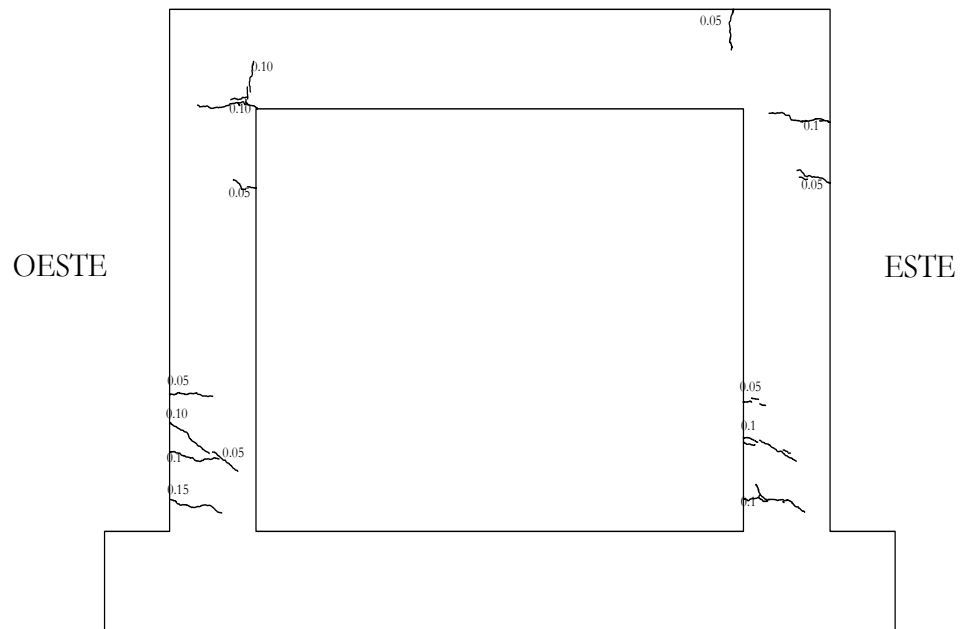
Fase 1. Carga 97.6 kN



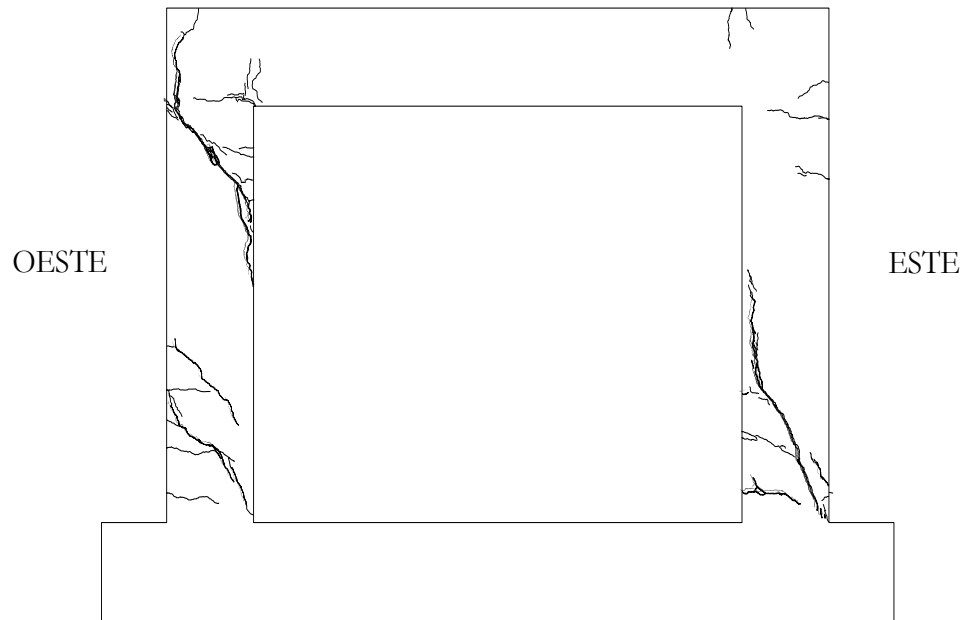
Fase 2. Carga 160.9 kN



Fase 3. Carga 148.1 kN (Luego de haber descargado e iniciado nuevamente todo el proceso de carga)

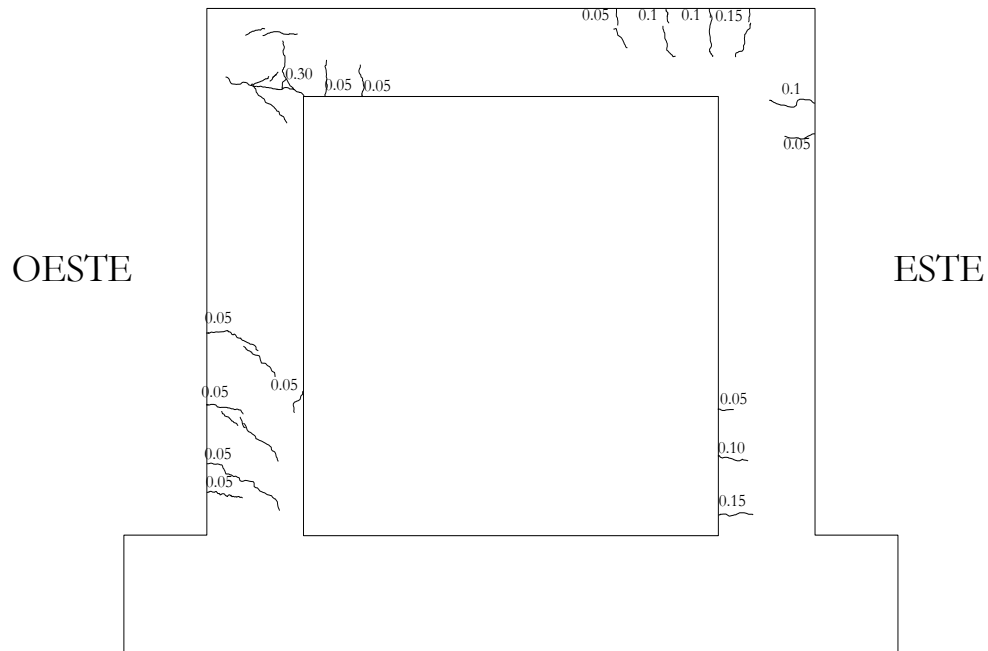


Fase 4. Carga 195.8 kN

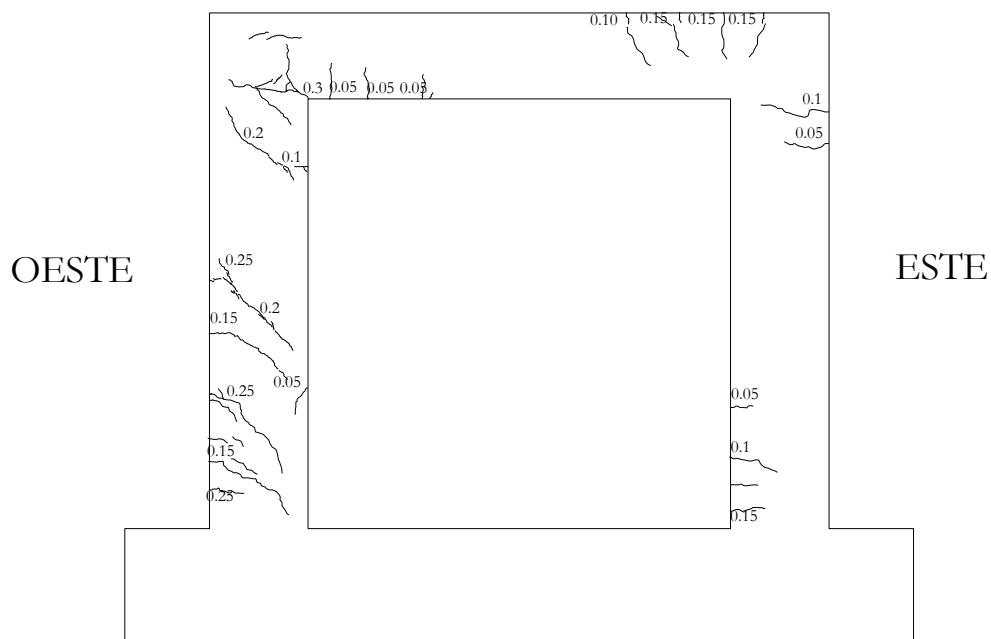


Fase 5. (Falla) Carga 290.2 kN

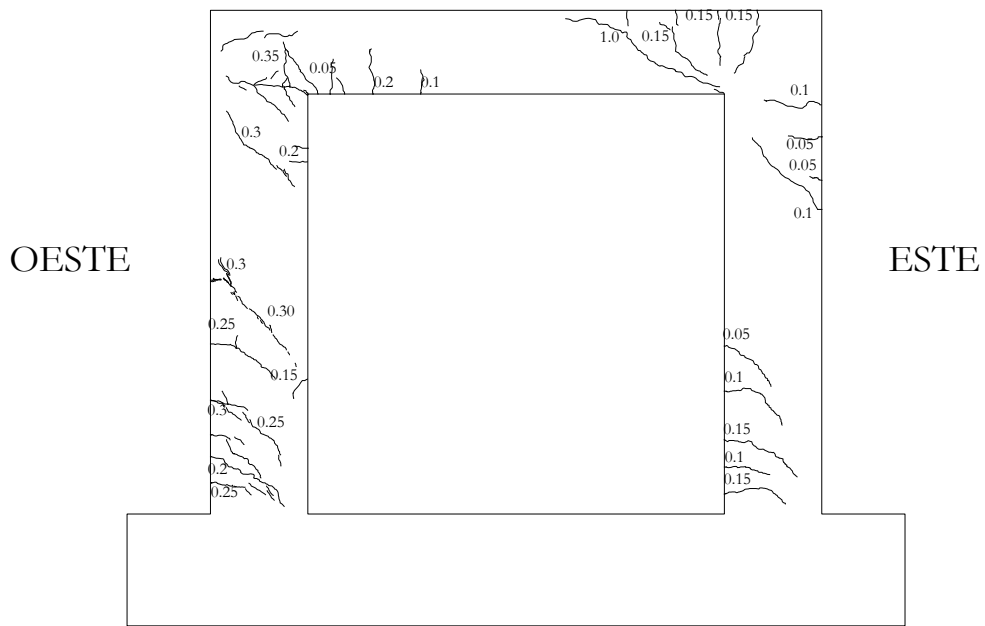
C.3. ESQUEMAS DE FISURAS PARA LOS DIFERENTES ESTADOS DE CARGA DEL PÓRTICO P3



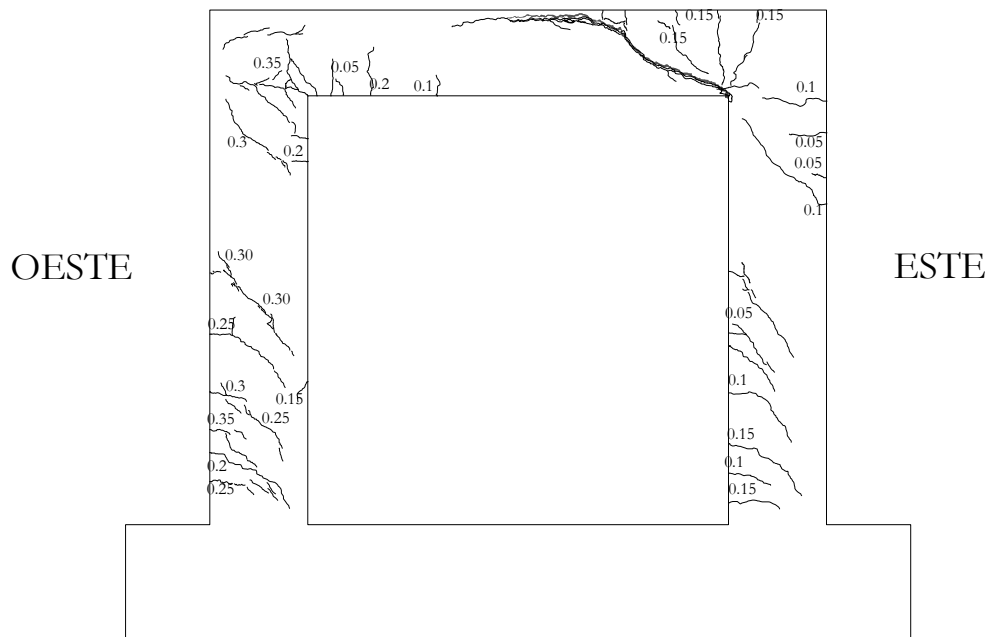
Fase 1. Carga 193.6 kN



Fase 2. Carga 235.3 kN



Fase 3 Carga 289 kN



Fase 4 (Falla) Carga 308.9 kN