

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

Tema: “INCIDENCIA Y EFICIENCIA DEL USO DE CONEXIONES NO PRECALIFICADAS, NI ENSAYADAS EXPERIMENTALMENTE, EN EL DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EN EL ECUADOR; TIPOS Y PSEUDO - CRITERIOS”.

Trabajo de titulación previo a la obtención del Grado académico de Magister en
Ingeniería Civil con Mención en Estructuras Metálicas.

Modalidad de titulación: Proyecto de Titulación con Componentes de Investigación
Aplicada y/o de Desarrollo

Autor: Ing. Álvaro Santiago Toapanta Molina

Director: Ing. Gonzalo Eduardo López Villacís, Mg.

Ambato – Ecuador

2022

APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

A la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

El Tribunal receptor de la Defensa del Trabajo de Titulación presidido por el Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg., e integrado por los señores: Ing. Thalía Daniella San Antonio Serrano, PhD., e Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg., designados por la Unidad Académica de Titulación de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, para receptor el Trabajo de Titulación con el tema: “INCIDENCIA Y EFICIENCIA DEL USO DE CONEXIONES NO PRECALIFICADAS, NI ENSAYADAS EXPERIMENTALMENTE, EN EL DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EN EL ECUADOR; TIPOS Y PSEUDO – CRITERIOS”, elaborado y presentado por el Ing. Álvaro Santiago Toapanta Molina, para optar por el Grado Académico de Magister en Ingeniería Civil, con Mención en Estructuras Metálicas, una vez escuchada la defensa oral del Trabajo de Titulación el Tribunal aprueba y remite el trabajo para uso y custodia en las bibliotecas de la Universidad Técnica de Ambato.

Ing. Wilson Santiago Medina Robalino, Mg.
Presidente y Miembro del Tribunal de Defensa.

Ing. Thalía Daniella San Antonio Serrano, PhD.
Miembro del Tribunal de Defensa.

Ing. Wladimir José Ramírez Cabrera, Mg.
Miembro del Tribunal de Defensa.

AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN

La responsabilidad de las opiniones, comentarios y críticas emitidas en el Trabajo de Titulación presentado con el tema: “INCIDENCIA Y EFICIENCIA DEL USO DE CONEXIONES NO PRECALIFICADAS, NI ENSAYADAS EXPERIMENTALMENTE, EN EL DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EN EL ECUADOR; TIPOS Y PSEUDO - CRITERIOS”, le corresponde exclusivamente a: Ing. Álvaro Santiago Toapanta Molina, autor bajo la Dirección del Ing. Gonzalo Eduardo López Villacís, Mg., Director del Trabajo de Investigación; y el patrimonio intelectual a la Universidad Técnica de Ambato.

Ing. Álvaro Santiago Toapanta Molina

AUTOR

Ing. Gonzalo Eduardo López Villacís, Mg.

DIRECTOR

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que el Trabajo de Titulación, sirva como un documento disponible para su lectura, consulta y procesos de investigación, según las normas de la Institución.

Cedo los Derechos de mi Trabajo de Titulación, con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este, dentro de las regulaciones de la Universidad Técnica de Ambato.

Ing. Álvaro Santiago Toapanta Molina

C.I. 0503649493

ÍNDICE GENERAL

| CONTENIDO | PÁG |
|---|------|
| APROBACIÓN DEL TRABAJO DE TITULACIÓN. | ii |
| AUTORÍA DEL TRABAJO DE TITULACIÓN. | iii |
| DERECHOS DE AUTOR | iv |
| ÍNDICE GENERAL | v |
| ÍNDICE DE TABLAS | viii |
| ÍNDICE DE FIGURAS..... | ix |
| ÍNDICE DE IMÁGENES | xii |
| AGRADECIMIENTO | xiii |
| DEDICATORIA | xiv |
| RESUMEN EJECUTIVO | xv |
| EXECUTIVE SUMMARY..... | xvii |
| CAPÍTULO I..... | 1 |
| EL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN | 1 |
| 1.1 Introducción | 1 |
| 1.2 Justificación | 1 |
| 1.3 Objetivos | 3 |
| 1.3.1 General | 3 |
| 1.3.2 Específicos..... | 3 |
| CAPÍTULO II | 4 |
| ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS..... | 4 |
| CAPÍTULO III..... | 8 |
| MARCO METODOLÓGICO..... | 8 |
| 3.1 Ubicación. | 8 |
| 3.2 Equipos y materiales. | 8 |
| 3.3 Tipo de investigación. | 9 |
| 3.3.1 Exploratoria, descriptiva..... | 9 |
| 3.4 Prueba de Hipótesis - pregunta científica – idea a defender. | 9 |
| 3.5 Población y muestra. | 9 |
| 3.5.1 Población. | 9 |
| 3.5.2 Muestra. | 10 |
| 3.6 Recolección de información..... | 10 |
| CAPÍTULO IV..... | 11 |
| RESULTADOS Y DISCUSIÓN. | 11 |
| 4.1 Normas de diseño para estructuras metálicas..... | 11 |
| 4.1.1 Consideraciones para sistemas sismo-resistentes..... | 11 |
| 4.1.1.1 Pórticos especiales a momento (SMF). | 13 |
| 4.1.2 Clasificación de las estructuras según NEC – SE-AC-2015. | 15 |
| 4.2 Conexiones a momento. | 16 |
| 4.2.1 Arriostramiento lateral de vigas. | 16 |
| 4.2.2 Arriostramiento lateral de las conexiones viga – columna..... | 17 |

| | | |
|-----------|--|----|
| 4.2.3 | Conexiones metálicas..... | 17 |
| 4.2.3.1 | Tipos de conexiones..... | 17 |
| 4.2.3.1.1 | Conexiones simples o convencionales..... | 18 |
| 4.2.3.1.2 | Conexiones simples..... | 18 |
| 4.2.3.1.3 | Conexiones de pórtico rígido..... | 18 |
| 4.2.3.1.4 | Conexiones semirrígidas..... | 18 |
| 4.2.4 | Rótula plástica..... | 18 |
| 4.2.5 | Pórticos intermedios a momento..... | 20 |
| 4.2.5.1 | Estimación del máximo momento plástico probable en la articulación. . | 21 |
| 4.2.5.1.1 | Factor de resistencia probable..... | 21 |
| 4.2.5.2 | Corte Máximo en la rótula plástica..... | 23 |
| 4.2.5.3 | Estimación de la resistencia a la fluencia probable..... | 24 |
| 4.3 | Requerimiento según ANSI/AISC/ 341-16 para pórticos resistentes a momento (principio columna fuerte – viga débil)..... | 25 |
| 4.3.1 | Relación entre resistencia flexional de vigas y columnas..... | 25 |
| 4.3.2 | Conexión viga – columna..... | 26 |
| 4.3.2.1 | Limitaciones para vigas y columnas relación ancho espesor..... | 26 |
| 4.3.2.2 | Coefficiente de reducción de respuesta sísmica (R)..... | 27 |
| 4.3.2.3 | Columna fuerte – viga débil..... | 27 |
| 4.3.2.4 | Ángulo de deriva de entrepiso..... | 27 |
| 4.3.2.5 | Resistencia a flexión..... | 28 |
| 4.3.3 | Resistencia a cortante requerida..... | 29 |
| 4.3.4 | Condiciones sísmicas para pórticos según AISC 341-16..... | 30 |
| 4.3.5 | Materiales según ACI 341-16..... | 31 |
| 4.3.5.1 | Limitaciones de ancho - espesor de acero y secciones compuestas..... | 32 |
| 4.4 | Conexiones precalificadas..... | 35 |
| 4.4.1 | Normativa ecuatoriana NEC-SE-AC-2015 – conexiones precalificadas..... | 37 |
| 4.4.2 | Según FEMA 350 – conexiones precalificadas..... | 38 |
| 4.4.2.1 | Criterios de calificación de conexiones según FEMA 350-2000..... | 39 |
| 4.4.3 | Normativa AISC 360-16..... | 40 |
| 4.4.4 | Normativa AISC 358-16..... | 40 |
| 4.5 | Criterios de calificación de conexiones resistentes a momento..... | 41 |
| 4.5.1 | Protocolos para calificación de una conexión..... | 44 |
| 4.5.1.1 | Métodos experimentales de calificación..... | 45 |
| 4.6 | Consideraciones del ensayo de calificación propuesto..... | 45 |
| 4.6.1 | Prototipo de prueba/ensayo..... | 47 |
| 4.6.1.1 | Consideraciones importantes en los ensayos..... | 47 |
| 4.6.1.1.1 | Rotación inelástica..... | 47 |
| 4.6.1.1.2 | Tamaño de los miembros..... | 48 |
| 4.6.1.1.3 | Detalle de la conexión..... | 48 |
| 4.6.1.1.4 | Placas de continuidad..... | 48 |
| 4.6.1.1.5 | Resistencia del material..... | 48 |
| 4.6.1.1.6 | Soldadura..... | 48 |
| 4.6.1.2 | Requerimientos de soldadura para una conexión precalificada..... | 49 |

| | | |
|---|---|-----|
| 4.6.1.2.1 | Metales de aporte..... | 49 |
| 4.6.1.3 | Procedimientos de soldadura..... | 49 |
| 4.6.1.4 | Protocolo de carga..... | 49 |
| 4.6.1.5 | Amplitud de carga y deformación..... | 52 |
| 4.6.1.6 | Instrumentación para ensayo..... | 52 |
| 4.6.1.6.1 | Determinación de las propiedades del material a ensayar..... | 52 |
| 4.7 | Sistema propuesto para análisis..... | 52 |
| 4.7.1 | Modelos estructurales..... | 55 |
| 4.7.2 | Criterios de valoración..... | 56 |
| 4.7.3 | Análisis dimensional..... | 56 |
| 4.7.3.1 | Materiales y dimensiones de viga y columna..... | 56 |
| 4.7.3.2 | Geometría de la conexión..... | 56 |
| 4.7.3.3 | Propiedades mecánicas del material (Viga – columna)..... | 58 |
| 4.8 | Diseño del cordón de solda..... | 60 |
| 4.9 | Verificación del principio columna fuerte viga débil..... | 61 |
| 4.10 | Análisis de la conexión..... | 66 |
| 4.10.1 | Elaboración del espécimen para ensayo experimental..... | 66 |
| 4.10.1.1 | Instrumentación del espécimen..... | 71 |
| 4.10.1.2 | Ubicación del actuador y ubicación de apoyos fijos..... | 73 |
| 4.10.1.3 | Ensayo monotónico con carga lateral..... | 74 |
| 4.10.1.4 | Protocolo de carga..... | 74 |
| 4.10.1.5 | Resultados obtenidos de los ensayos experimentales..... | 76 |
| 4.10.1.5.1 | Conexión sometida a carga lateral para ensayo monotónico..... | 76 |
| 4.10.1.5.2 | Comportamiento de la conexión ante la aplicación de carga progresiva hasta el punto de falla..... | 77 |
| 4.10.1.5.3 | Determinación del momento máximo en la cara de la columna..... | 78 |
| 4.10.1.5.4 | Comportamiento de la conexión ante protocolo de carga..... | 79 |
| 4.10.1.5.4.1 | Comportamiento histerético de prototipos..... | 87 |
| 4.10.1.5.4.2 | Capacidad a flexión de las conexiones ensayadas..... | 91 |
| 4.10.1.5.4.3 | Deformación unitaria en la columna y viga de los prototipos..... | 97 |
| 4.10.2 | Análisis computacional por elementos finitos (ANSYS)..... | 100 |
| 4.10.2.1 | Evaluación analítica mediante ANSYS..... | 101 |
| 4.10.2.2 | Introducción al software ANSYS..... | 101 |
| 4.10.2.3 | Concepto de materiales..... | 101 |
| 4.10.2.4 | Modelado de conexión en ANSYS..... | 103 |
| 4.10.2.5 | Mallado de elementos..... | 104 |
| 4.10.2.6 | Introducción del protocolo de carga..... | 106 |
| 4.10.2.7 | Esfuerzos y deformaciones inelásticas..... | 106 |
| CAPÍTULO V..... | | 109 |
| CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES, BIBLIOGRAFÍA Y ANEXOS..... | | 109 |
| 5.1 | Conclusiones..... | 109 |
| 5.2 | Recomendaciones..... | 111 |
| 5.3 | Referencias bibliográficas..... | 112 |
| 5.4 | ANEXOS..... | 115 |

ÍNDICE DE TABLAS

| CONTENIDO | PÁG |
|---|------------|
| Tabla N° 1. Clasificación de sistemas estructurales sismorresistentes. | 12 |
| Tabla N° 2. Propiedades de aceros en plancha. | 21 |
| Tabla N° 3. Factores de fluencia y tensión. | 22 |
| Tabla N° 4. Factores de fluencia y tensión según AISC. | 23 |
| Tabla N° 5. Cuadro comparativo entre requerimiento de diseño. | 30 |
| Tabla N° 6. Propiedades mecánicas de los aceros estructurales. | 32 |
| Tabla N° 7. Condiciones ancho espesor de elementos a compresión no rígidos. | 33 |
| Tabla N° 8. Condiciones ancho espesor de elementos a compresión rigidizados. | 34 |
| Tabla N° 9. Condiciones ancho espesor de elementos a compresión compuestos. ... | 35 |
| Tabla N° 10. Conexiones precalificadas FEMA 350. | 39 |
| Tabla N° 11. Niveles de desempeño según capacidad rotacional. | 46 |
| Tabla N° 12. Valores de ángulos de rotación según niveles de desempeño. | 47 |
| Tabla N° 13. Propiedades de los materiales de aporte en soldadura. | 49 |
| Tabla N° 14. Protocolo de carga. | 50 |
| Tabla N° 15. Propiedades mecánicas del acero A36. | 59 |
| Tabla N° 16. Secciones y propiedades de viga y columna. | 59 |
| Tabla N° 17. Propiedades de clasificación del metal de aporte. | 60 |
| Tabla N° 18. Protocolo de carga para prototipo. | 75 |
| Tabla N° 19. Cargas y desplazamientos prototipo 1. | 80 |
| Tabla N° 20. Cargas y desplazamientos prototipo 2. | 81 |
| Tabla N° 21. Cargas y desplazamientos prototipo 3. | 82 |
| Tabla N° 22. Cargas y desplazamientos prototipo 4. | 83 |
| Tabla N° 23. Cargas y Momentos alcanzados - Prototipo 1. | 94 |
| Tabla N° 24. Cargas y Momentos alcanzados - Prototipo 2. | 95 |
| Tabla N° 25. Cargas y Momentos alcanzados - Prototipo 3. | 95 |
| Tabla N° 26. Cargas y Momentos alcanzados - Prototipo 4. | 96 |

ÍNDICE DE FIGURAS

| CONTENIDO | PÁG |
|--|-----|
| Figura N° 1. Representación esquemática de conexión. | 12 |
| Figura N° 2. Esquema de un sistema estructural. | 14 |
| Figura N° 3. Comportamiento ideal plástico de un pórtico resistente a momento. | 14 |
| Figura N° 4. Diagrama de comportamiento progresivo de deformación. | 15 |
| Figura N° 5. Formación de rótulas plásticas. | 19 |
| Figura N° 6. Ubicación de la rótula plástica. | 19 |
| Figura N° 7. Diagramas (a) Momentos flectores; (b) Esfuerzos de corte. | 20 |
| Figura N° 8. Diagrama Esfuerzo – Deformación. | 20 |
| Figura N° 9. Determinación del cortante máximo. | 24 |
| Figura N° 10. Momento y fuerzas que actúan en una conexión. | 25 |
| Figura N° 11. Estimación de la ubicación de la rótula plástica. | 27 |
| Figura N° 12 . Ángulo de distorsión de piso. | 28 |
| Figura N° 13. Degradación de la resistencia a la flexión. | 29 |
| Figura N° 14. Resistencia en la rótula plástica. | 29 |
| Figura N° 15. Comportamiento ideal plástico de un pórtico resistente a momento. | 31 |
| Figura N° 16. Notación de conexiones total, parcialmente restringidas y articuladas. .. | 36 |
| Figura N° 17. Conexiones precalificadas AISC-358-16. | 41 |
| Figura N° 18. Curva Momento-Rotación de una conexión con ductilidad adecuada. ... | 42 |
| Figura N° 19. Curva de histéresis en la cara de una columna. | 43 |
| Figura N° 20. Curva Momento-Rotación de una conexión construida en 1988. | 44 |
| Figura N° 21. Determinación del ángulo de rotación en prototipos ensayados. | 46 |
| Figura N° 22. Determinación del ángulo de rotación en prototipos ensayados. | 51 |
| Figura N° 23. Determinación del ángulo de rotación en prototipos ensayados en sismos de gran amplitud. | 51 |
| Figura N° 24. Residencia en estructura metálica. | 53 |
| Figura N° 25 Sistema estructural y determinación de conexión según detalle de vigas y columnas. | 54 |
| Figura N° 26. Conexión viga-columna (D3). | 55 |
| Figura N° 27. Columna A36 15X10X0.3cm (D3). | 57 |
| Figura N° 28. Viga A36 10X10X0.2cm (D3). | 57 |
| Figura N° 29. Detalle de conexión vista en planta columna (D3). | 58 |
| Figura N° 30. Detalle de conexión vista en elevación columna (D3). | 58 |

| | |
|---|----|
| Figura N° 31. Esquema del protocolo de carga | 75 |
| Figura N° 32. Protocolo de carga definido. | 76 |
| Figura N° 33. Diagrama carga vs deformación del ensayo monotónico. | 78 |
| Figura N° 34. Protocolo de carga del prototipo 1 ensayado en relación al desplazamiento registrado..... | 84 |
| Figura N° 35. Protocolo de carga del prototipo 2 ensayado en relación al desplazamiento registrado..... | 84 |
| Figura N° 36. Protocolo de carga del prototipo 3 ensayado en relación al desplazamiento registrado..... | 85 |
| Figura N° 37. Protocolo de carga del prototipo 4 ensayado en relación al desplazamiento registrado..... | 85 |
| Figura N° 38. Protocolo de carga de prototipo 1 ensayado en relación a la carga registrada. | 85 |
| Figura N° 39. Protocolo de carga de prototipo 2 ensayado en relación a la carga registrada. | 86 |
| Figura N° 40. Protocolo de carga de prototipo 3 ensayado en relación a la carga registrada. | 86 |
| Figura N° 41. Protocolo de carga de prototipo 4 ensayado en relación a la carga registrada. | 86 |
| Figura N° 42. Curva de histéresis carga vs desplazamiento, prototipo 1. | 87 |
| Figura N° 43. Curva de histéresis carga vs desplazamiento, prototipo 2. | 88 |
| Figura N° 44. Curva de histéresis carga vs desplazamiento, prototipo 3. | 88 |
| Figura N° 45. Curva de histéresis carga vs desplazamiento, prototipo 4. | 89 |
| Figura N° 46. Curva de histéresis momento vs rotación, prototipo 1..... | 89 |
| Figura N° 47. Curva de histéresis momento vs rotación, prototipo 2..... | 90 |
| Figura N° 48. Curva de histéresis momento vs rotación, prototipo 3..... | 90 |
| Figura N° 49. Curva de histéresis momento vs rotación, prototipo 4..... | 91 |
| Figura N° 50. Capacidad a flexión, prototipo 1..... | 92 |
| Figura N° 51. Capacidad a flexión, prototipo 2..... | 92 |
| Figura N° 52. Capacidad a flexión, prototipo 3..... | 93 |
| Figura N° 53. Capacidad a flexión, prototipo 4..... | 93 |
| Figura N° 54. Diagrama Momento vs giro o ángulo de deriva (rad), prototipo 1. | 94 |
| Figura N° 55. Diagrama Momento vs giro o ángulo de deriva (rad), prototipo 2. | 95 |
| Figura N° 56. Diagrama Momento vs giro o ángulo de deriva (rad), prototipo 3. | 96 |
| Figura N° 57. Diagrama Momento vs giro o ángulo de deriva (rad), prototipo 4. | 96 |

| | |
|---|-----|
| Figura N° 58. Curva de histéresis deformación unitaria vs carga, prototipo 1 - SG 1 .. | 97 |
| Figura N° 59. Curva de histéresis deformación unitaria vs carga, prototipo 1 - SG 2 .. | 97 |
| Figura N° 60. Curva de histéresis deformación unitaria vs carga, prototipo 2 - SG 1 .. | 98 |
| Figura N° 61. Curva de histéresis deformación unitaria vs carga, prototipo 2 - SG 2 .. | 98 |
| Figura N° 62. Curva de histéresis deformación unitaria vs carga, prototipo 3 - SG 1 .. | 99 |
| Figura N° 63. Curva de histéresis deformación unitaria vs carga, prototipo 3 - SG 2 .. | 99 |
| Figura N° 64. Curva de histéresis deformación unitaria vs carga, prototipo 4 - SG 1. | 100 |
| Figura N° 65. Curva de histéresis deformación unitaria vs carga, prototipo 4 - SG 2. | 100 |
| Figura N° 66. Diagrama esfuerzo vs deformación del acero..... | 102 |
| Figura N° 67. Diagrama de curva bilineal..... | 102 |
| Figura N° 68. Condiciones del modelo. | 103 |
| Figura N° 69. Geometría de la columna. Figura N° 70. Geometría de la viga. | 103 |
| Figura N° 71. Presentación del modelo. | 104 |
| Figura N° 72. Mallado de la conexión..... | 105 |
| Figura N° 73. Condiciones de apoyo..... | 105 |
| Figura N° 74. Diagrama ciclos de carga vs desplazamiento angular. | 106 |
| Figura N° 75 Distribución de esfuerzos (Von Misses)..... | 107 |
| Figura N° 76. Distribución de deformaciones. | 107 |
| Figura N° 77. Deformación máxima..... | 108 |

ÍNDICE DE IMÁGENES

| CONTENIDO | PÁG |
|---|------------|
| Imagen N° 1. Conexión viga columna del sistema analizado..... | 55 |
| Imagen N° 2. Alineación de apoyos y punto de aplicación de carga..... | 67 |
| Imagen N° 3. Colocación de la columna en los puntos de apoyo..... | 67 |
| Imagen N° 4. Fijación y restricción de extremos de la columna..... | 68 |
| Imagen N° 5. Determinación del centro de la columna..... | 68 |
| Imagen N° 6. Ubicación de columna 150x100x3mm..... | 69 |
| Imagen N° 7. Fijación y conexión de viga - columna 100x100x2 mm, mediante cordón de suelda..... | 69 |
| Imagen N° 8. Retiro del exceso de material de aporte o rebaba..... | 70 |
| Imagen N° 9. Conexión soldada..... | 70 |
| Imagen N° 10. Conexión soldada..... | 70 |
| Imagen N° 11. Colocación de Strain Gauges..... | 71 |
| Imagen N° 12. Conexión de Strain Gauges..... | 71 |
| Imagen N° 13. Centrado y fijación del actuador en el centro de la cara de la viga..... | 72 |
| Imagen N° 14. Colocación del extensómetro - LVDT..... | 72 |
| Imagen N° 15. Montaje del prototipo..... | 73 |
| Imagen N° 16. Aplicación de carga y ubicación de apoyos..... | 74 |
| Imagen N° 17. Posición final de la viga con un desplazamiento de 40mm..... | 77 |
| Imagen N° 18. Falla por fluencia en el cordón de suelda..... | 77 |

AGRADECIMIENTO

A Dios por todo lo bueno que ha puesto en mi camino y por cada día que me ha permitido aprender de errores y aciertos.

A mi familia y seres allegados que, con palabras de aliento me incentivaron cada día a forjar y cristalizar mis anhelos, en especial a mis padres por el apoyo y confianza, siendo ellos mi inspiración y ejemplo.

A la Universidad Técnica de Ambato y sus docentes, que imparten conocimientos y sabiduría para quienes queremos alcanzar día a día el éxito en nuestra noble profesión.

DEDICATORIA

El deseo de superación crece a medida que los sueños se vuelven realidad y se disfrutan con los seres que se ama, es por eso, que el que el presente trabajo de investigación y el logro que este simboliza, es dedicado en primer lugar a Dios, por la sabiduría, fortaleza y la bendición que ha puesto en mí, al darme una familia que representa la fuerza y el anhelo de querer seguir de pie cada día; siendo un buen ser humano, profesional e hijo de Dios, con todas las virtudes que en un hogar humilde se predicán.

A MIS PADRES, Rosa y Luis; ejemplo y motor, que, con consejos y sacrificios hicieron de todos sus hijos personas de bien, pese a las dificultades jamás decayeron en el que era su sueño. Hoy solo espero se sientan tan orgullosos como yo lo estoy de ellos, porque sus valores, enseñanzas y educación, son el mejor legado que me han podido conceder; por todo ello y más, cada logro alcanzado se los dedicaré como muestra de gratitud e infinito amor.

Por último, dedico mis logros a dos personas que se encuentran en el cielo, que fueron parte del inicio de mi carrera profesional y de mi niñez, sin embargo, por designios del todo poderoso, debieron partir; pero siempre los llevo presentes; y sé que comparten conmigo cada meta y sueño cumplido.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
METÁLICAS

TEMA:

“INCIDENCIA Y EFICIENCIA DEL USO DE CONEXIONES NO PRECALIFICADAS, NI ENSAYADAS EXPERIMENTALMENTE, EN EL DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EN EL ECUADOR; TIPOS Y PSEUDO - CRITERIOS”

AUTOR: Ing. Álvaro Santiago Toapanta Molina

DIRECTOR: Ing. Gonzalo Eduardo López Villacís, Mg.

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Ingeniería, Industria y Construcción.

FECHA: 16 de agosto del 2022

RESUMEN EJECUTIVO

La ingeniería estructural, ha sufrido grandes cambios como consecuencia de la necesidad de innovar y crear nuevos métodos de construcción, de la misma manera, el cambio de materiales convencionales a materiales con mejor comportamiento estructural ante eventos sísmicos, es el punto de partida que, varios profesionales priorizan en sus diseños, es así que: en la actualidad las construcciones de viviendas, edificios, puentes, usan elementos estructurales de acero, materiales que en los últimos años ha tenido una gran acogida en la industria. Sin embargo, varios de los sistemas empleados carecen de un criterio apropiado de diseño o no cumplen con las demandas para solicitaciones de carga y efectos sísmicos, mismas que, se establecen en normas internacionales y nacionales (AISC, FEMA Y NEC).

El presente trabajo de investigación analiza el uso del acero A36 en conexiones de viga – columna para edificaciones, siendo estas de secciones tubulares, con dimensiones tomadas de un sistema estructural real (SMF); se evalúa el tipo de conexión, usando

para esta un cordón de suelda con electrodo E6011, que no cumple criterios de diseño para conexiones calificadas, pues el material de aporte y tipo de suelda no son los recomendados por las normas de referencia en esta investigación. Sin embargo, se usa muy a menudo en estructuras metálicas en nuestro medio.

Se determina si la conexión propuesta en el presente trabajo, cumple con los requerimientos de la norma AISC 341-16 y AISC 358-16, para conexiones precalificadas, mediante el análisis del comportamiento de 5 prototipos de conexiones a escala real sometidos a ciclos de carga, controlando el ángulo de deriva producido entre la viga y la columna, como lo recomienda FEMA 350 para protocolos de carga, uno de los prototipos o espécimen es usado para determinar la resistencia última antes que se produzca la falla de la conexión, lo que se conoce como ensayo monotónico con aplicación de carga lateral.

Las curvas de histéresis de los prototipos ensayados en relación al momento vs el ángulo de deriva o rotación (0.04 rad) definido en el protocolo de carga, debe ser como mínimo el 80 por ciento del momento probable, calculado en función de las propiedades mecánicas del material de los elementos.

Con los datos obtenidos experimentalmente y verificado el cumplimiento de los parámetros de precalificación de la conexión viga-columna se realiza el análisis comparativo de resultados, con un modelo matemático que emplea elementos finitos para su desarrollo (ANSYS), así mismo, se muestran las deformaciones unitarias alcanzadas, mediante el software mencionado y los datos arrojados por los strain gauges, ubicados cerca del cordón de suelda en la conexión.

Con todo lo mencionado se plantean las conclusiones sobre el uso de este tipo de conexiones en Ecuador, que no han sido ensayadas y que tampoco se encuentran precalificadas, dejando un precedente sobre su eficiencia e incidencia en la construcción, para aquellos profesionales que las usan.

Descriptores: Ansys, ángulo de deriva, carga, ciclos de carga, conexión viga-columna, cordón de suelda, curva de histéresis, estructuras metálicas, momento probable, perfil tubular, protocolo de carga, sistema estructural, strain gauges.

UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA
MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL CON MENCIÓN EN ESTRUCTURAS
METÁLICAS

THEME:

“INCIDENCE AND EFFICACY IN THE USING OF NOT CONNECTIONS PREQUALIFIED, NOR EXPERIMENTALLY TESTED, IN STEEL MOMENT FEAMES APPLICATIONS IN ECUADOR; TYPES AND PSEUDO - CRITERIA”.

AUTHOR: Ing. Álvaro Santiago Toapanta Molina

DIRECTED BY: Ing. Gonzalo Eduardo López Villacís, Mg.

LINE OF RESEARCH:

Engineering, Industry and Construction

DATE: August 16, 2022

EXECUTIVE SUMMARY

Structural engineering has undergone major changes as a result of the need to innovate and create new building methods, likewise, changing from conventional materials to materials with better structural behavior in the face of seismic events as a starting point, which several professionals prioritize in their designs. So, currently Home Boulding, buildings, bridges and others are built with structural steel elements, a material that has been very popular in the industry in recent years. However, several of the systems used lack design criteria or do not obey the demands for load request and seismic effects, which are established in international and national standards (AISC, FEMA and NEC).

This research work analyzes the use of A36 steel in Beam-column Connection for buildings, made of tubular sections, with dimensions taken from a real structural system (SMF). The type of connection is also evaluated, using for this a welding cord with E6011 electrodes, which does not meet design criteria for qualified connections, since the filler material and type of welding are not those recommended by the

reference standards in this research. Connections that are very often used in steel structures in our environment.

The connection proposed in this work is then prioritized to determine if it meets the requirements of the AISC 341-16 and AISC 358-16 standard, for prequalified connections, by analyzing the behavior of 5 full-scale connection prototypes subjected to load cycles. By controlling the drift angle produced between the beam and the column, as recommended by FEMA 350 for loading protocols. One of the prototypes or specimens is used to determine the ultimate strength before connection failure occurs, what is known as a monotonic laterally loaded testing. The hysteresis curves of the prototypes tested relative to the moment vs the angle of drift or rotation (0.04 rad) defined in the loading protocol should be at least 80% of the probable moment, calculated according to the mechanical properties of the material of the elements.

With the data obtained experimentally and verifying compliance with the prequalification parameters of the beam-column connection, the comparative analysis of results is carried out, with a mathematical model that uses finite elements for its development (ANSYS), likewise the unitary deformations reached are shown., by means of the software mentioned and the data thrown by the strain gauges, located near the welding cord in the connection.

Conclusions, this type of connections in Ecuador have not been tested and are not prequalified either, leaving a precedent on their efficiency and impact on construction, for those professionals who use them.

Keywords: Ansys, drift angle, loading, loading cycles, beam-column connection, welding cord, hysteresis curve, metallic structures, probable moment, tubular profile, loading protocol, structural system, strain gauges.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA DE LA INVESTIGACIÓN

1.1 Introducción

El presente trabajo de investigación denominado “INCIDENCIA Y EFICIENCIA DEL USO DE CONEXIONES NO PRECALIFICADAS, NI ENSAYADAS EXPERIMENTALMENTE, EN EL DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EN EL ECUADOR; TIPOS Y PSEUDO -CRITERIOS”, enfoca su estudio en la posible problemática a nivel de construcciones en estructuras metálicas, que usan conexiones no precalificadas ni ensayadas, es decir no cuentan con criterios probados o normados de diseño, lo que crea incertidumbre en cuanto al comportamiento estructural de éstas, en nuestro país es habitual el uso de conexiones viga-columna, únicamente mediante un cordón de suelda, realizado en muchas ocasiones por personal no precalificado y sin el diseño apropiado.

Se obtienen datos de correlación, sujetos a verificación dentro del cumplimiento de parámetros de diseño y sollicitación bajo normas, para conexiones mediante suelda, donde se espera un adecuado desempeño de la estructura.

Los datos se obtienen mediante prototipos a escala real, ensayados en laboratorio, cuyo principal problema se presentaría si se realiza la reducción de secciones que no simulen las condiciones reales de borde o la inadecuada ejecución del cordón de suelda, sin embargo, los resultados obtenidos deberán ser representativos y con un margen aceptable de discrepancia entre ellos y en relación al modelo matemático que usa el software ANSYS, para proporcionar las reacción y deformaciones.

1.2 Justificación

En los últimos años la construcción ha tenido un gran avance en cuanto al desarrollo de nuevas técnicas, como en su demanda, es por eso que se ha visto necesaria la implementación de alternativas de construcción que facilite su ejecución y sea amigable con el medio ambiente, además de la reducción de costos a nivel constructivo.

La evolución de la Ingeniería está asociada a la evolución de la mecánica y análisis estructural, al desarrollo de técnicas computacionales, y creación de nuevas formas estructurales.

En Ecuador ya se usan técnicas constructivas alternas, con materiales que proporcionan un comportamiento estable, resistente y económico, dejando a un lado el concepto de construcción, únicamente con elementos estructurales de hormigón armado, pues optan hoy en día, por estructuras livianas de acero, que más allá del criterio económico a gran escala, presenta un adecuado comportamiento estructural ante eventos sísmicos o cargas propias de sus elementos, siempre que se cumpla con los criterios y demandas de diseño.

Varias de las construcciones en acero en Ecuador, no aplican los juicios de diseño ni locales ni extranjeros, lo que deriva en la incertidumbre de los propietarios, cuando se presentan patologías por servicio o por efectos externos. Esto se ha visto en la mayoría de construcciones pues al cabo de un tiempo, las mismas empiezan a fallar principalmente en los puntos de transmisión de esfuerzos, como lo son las conexiones de viga-columna, dado que, en ocasiones, para la parte constructiva no se hace uso de conexiones precalificadas definidas en la norma AISC 358-16, que han probado su desempeño, es así que se las ha normado. Por otro lado, hay que recalcar que en Ecuador existe una normativa o manual propio, basado en experiencia o sustentado experimentalmente, por lo que se rige a estipulaciones extranjeras, cuyos criterios han sido probados y argumentados, previa aplicación y verificación de comportamiento.

Las conexiones de viga-columna en edificaciones, que más se usan en nuestro medio, son mediante la unión de aceros estructurales A36 con un cordón de suelda, que por lo general no son realizadas por personal calificado o certificado, lo que se convierte en otro problema, además del generado por este tipo de conexiones no precalificadas, realizadas por pseudo criterios de profesionales y hasta de personas que no cuentan con la preparación necesaria, siendo su único respaldo la experiencia adquirida en construcciones en calidad de soldadores.

Por todo lo expuesto se justifica la necesidad de valorar y determinar la eficiencia de este tipo de conexiones no precalificadas y el criterio basto de diseñadores y constructores, que han sido usadas en varias construcciones del país. Para de este modo establecer un precedente e incertidumbre, mediante un respaldo investigativo experimental probado, sustentado y apegado a la realidad, haciendo uso también, de un modelo matemático y simulación de un prototipo a escala real de la conexión (viga – columna).

Dando así resultados, complementarios y de correlación con los requerimientos de las normas AISC 341-10 [6], FEMA 350 [18] y La Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC) [7].

El enfoque de esta investigación implica aspectos sociales, técnicos, éticos y económicos, pues el desarrollo de construcciones a nivel local en nuestra sociedad, mueve gran parte del capital nacional, sin embargo, el crecimiento urbano y constructivo induce al uso de nuevas tecnologías, de la misma manera, eleva los costos en construcción, donde se espera su relacionada eficacia ante el valor que esta demanda.

1.3 Objetivos

1.3.1 General

- Determinar la incidencia y eficiencia del uso de conexiones no precalificadas, ni ensayadas experimentalmente, en el desempeño de estructuras metálicas en el Ecuador; tipos y pseudo-criterios.

1.3.2 Específicos

- Analizar el desempeño y margen de eficiencia de las estructuras metálicas en base a las conexiones soldadas no precalificadas empleadas en Ecuador, haciendo uso de prototipos a escala real y un modelo analítico de elementos finitos “Software ANSYS”.
- Determinar la eficiencia de las conexiones soldadas no precalificadas, en estructuras metálicas, mediante el cumplimiento de los requerimientos de calificación de conexiones sismo resistentes, definidos por la norma AISC 341-16, AISC 358-16 y la (NEC), y la correlación entre resultados obtenidos experimentalmente vs los resultados del análisis por elementos finitos, que mostrarán el comportamiento de la conexión.
Estableciendo así un precedente comparativo del uso de este tipo de conexiones no precalificadas.
- Identificar algunos de los pseudo-criterios para el uso de conexiones soldadas no precalificadas en las estructuras metálicas en el Ecuador, a través de una muestra representativa, con las características y condiciones requeridas para el estudio.

CAPÍTULO II

ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

La Ingeniería Civil, dentro desarrollo de edificaciones seguras y eficientes que proporcionen un alto nivel de desempeño ante eventuales eventos sísmicos, ha sido parte fundamental de varias investigaciones, desde el cambio de sistemas constructivos de edificios, aún siguen aumentando hasta la actualidad y se da el abandono de las estructuras murarias (estructuras con muros), para pasar al uso continuado de estructuras aporticadas y el uso del acero en masa [1].

Es así que, en el Ecuador, los primeros intentos de abandono de las estructuras murarias se produjeron con la industrialización de la construcción mediante la incorporación de los perfiles metálicos a fines del siglo XIX, dentro de la revolución industrial. Pero la verdadera aplicación masiva de este tipo de estructuras llegó con el hormigón armado, a partir de los años 40 del siglo pasado, con una demostrada capacidad portante, así como de sus métodos de cálculo aligerando el conjunto del edificio y reduciendo su costo [2].

Según [3], realiza un análisis comparativo de las propiedades operativas, estéticas, mecánicas, económicas y financieras de los sistemas constructivos en acero estructural con el fin de establecer criterios de escogencia para la construcción. Por otro lado, es necesario considerar criterio de diseño y nuevas alternativas para las conexiones de elementos estructurales. Existen investigaciones,[4] [5], que hacen un análisis crítico de la problemática que posee la construcción en acero estructural, sin tomar en consideración los lineamientos y antecedentes, pues en América Latina, se tiende a seguir las especificaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero de sus siglas en inglés (AISC), para la construcción en acero, ya sea como reglamento de diseño o como bibliografía de consulta.

Investigaciones recientes también tiene un enfoque de análisis al comportamiento de las estructuras de acero estructural y más detalle sobre las conexiones que se usan en el Ecuador, tal es el caso de la investigación [5], cuyo autor realizar una evaluación analítica, a través de la modelación de las conexiones utilizando el método de elementos finitos con el software ANSYS v.16 [6] y experimental construyendo modelos a escala reducida que puedan ser ensayados, del que se espera evaluar del desempeño conexiones que forman parte del sistema resistente a momento y analizar

el comportamiento de conexiones metálicas soldadas no precalificadas. Por otra parte SunKin [7], realizó una investigación experimental con criterios de simulación mediante un modelo matemático para pórticos resistentes a momento de acero mediante un modelado analítico de conexiones coreanas viga-columna en pórticos de acero resistentes al momento basado en estudios experimentales de otros investigadores; aquí se hace uso de un programa de computadora adoptado para el análisis inelástico fue DRAIN-2DX [8], y el tipo de elemento estándar se estableció en el Tipo de elemento 10 en DRAIN-2DX para zonas de paneles y conexiones de vigas. Los resultados del análisis inelástico de la estructura de ejemplo con modelado de conexión se compararon con los de las estructuras sin modelado de conexión, que da resultados casi exactos a los esperados sin embargo no son representativos.

En la investigación de Gallegos [9], se hace un análisis crítico de la problemática que posee la construcción en acero estructural, sin tomar en consideración los lineamientos y antecedentes, pues en América Latina, se tiende a seguir las especificaciones del Instituto Americano de la Construcción en Acero de sus siglas en inglés (AISC), para la construcción en acero, ya sea como reglamento de diseño o como bibliografía de consulta, lo que deberá proporcionar resultados favorables dentro de la industria de la construcción, en cuanto al comportamiento sísmicas y de solicitaciones estáticas.

Investigaciones recientes también tiene un enfoque de análisis al comportamiento de las estructuras de acero estructural y a más detalle sobre las conexiones que se usan en nuestro país tal es el caso de la investigación realizada por Enderica [10], quien realiza una evaluación analítica, a través de la modelación de las conexiones utilizando el método de elementos finitos con el software ANSYS v.16 [6] y experimental construyendo modelos a escala reducida que puedan ser ensayados, del que se espera evaluar del desempeño conexiones que forman parte del sistema resistente a momento y analizar el comportamiento de conexiones metálicas soldadas no precalificadas.

Por otra parte SunKin [11], realizó una investigación experimental con criterios de simulación mediante un modelo matemático para pórticos resistentes a momento de acero mediante un modelado analítico de conexiones coreanas viga-columna en pórticos de acero resistentes al momento basado en estudios experimentales de otros investigadores; aquí se hace uso de un programa de computadora adoptado para el análisis inelástico fue DRAIN-2DX, y el tipo de elemento estándar se estableció en el Tipo de elemento 10 en DRAIN-2DX para zonas de paneles y conexiones de vigas. Los resultados del análisis inelástico de la estructura de ejemplo con modelado de

conexión se compararon con los de las estructuras sin modelado de conexión, que da resultados casi exactos a los esperados sin embargo no son representativos, al momento de juzgar el comportamiento real de una conexión entre elementos estructurales

Q. Liu [12], en su investigación de conexiones convencionales determinan mediante experimentos, que las conexiones con elementos rellenos de hormigón son complejas y poco amigables en la práctica, es así que se involucra con el uso de un sistema de pernos ciegos en la conexión, conocido también clavadas o semirrígidas y de resistencia parcial. En la investigación para llegar a una conclusión y desarrollar su teoría, se realizan pruebas experimentales en cinco muestras propuestas y se analizan los modos de falla, las curvas histeréticas, rotación y ductilidad.

Los resultados Los resultados de las pruebas demuestran que los detalles de conexión propuestos tienen una gran influencia en el comportamiento cíclico y el comportamiento de momento-rotación de las nuevas conexiones.

Deema Abu-Salma Robert L.Vollum Lorenzo Macorini [13], hacen uso para su estudio de un modelo matemático de elementos finitos, no lineales, con el fin de estudiar la influencia de los parámetros en la resistencia a la perforación, incluida la relación de aspecto de la columna y la excentricidad de carga, esto se lleva a cabo utilizando tanto elementos sólidos 3D como un Modelo de Punzonado de Coraza de Junta. De esta forma se investigan las excentricidades de carga tanto constantes como variables, ya que la excentricidad cercana a la falla en las conexiones de la columna del borde generalmente se reduce por debajo de la calculada con el análisis elástico debido a que el momento se redistribuye desde el soporte al tramo.

Finalmente se concluye que el diseño para punzonado sobre la base de momentos de columna de borde elástico es demasiado conservador.

El artículo desarrollado por [14] en busca de obtener el diagrama de respuestas histeréticas, presenta una conexión espacial de viga-columna desarrollada en un marco de acero que es adecuada para columnas y vigas de sección en H ampliamente utilizadas. Las respuestas histeréticas de las conexiones espaciales propuestas, se realiza mediante un análisis comparativo numérico de las conexiones propuestas y también de las conexiones tradicionales después de verificar la validez de los métodos de elementos finitos. El momento normalizado versus los bucles histeréticos de rotación de deriva de piso, la capacidad de disipación de energía, los modos de falla, el índice de Mises (MI), el índice de triaxialidad (TI) y la distribución del índice de

ruptura (RI) en las soldaduras del ala de la viga se discutieron en detalle. De lo expuesto se resuelva que la conexión propuesta podría mejorar significativamente el desempeño histerético de las conexiones de eje fuerte y también las conexiones de eje débil en términos de rigidez, resistencia, capacidad de disipación de energía y podría mover efectivamente las bisagras plásticas de la viga lejos de la interfaz viga-columna. La conexión espacial propuesta tiene las características de "conexión fuerte y miembro débil". La carga espacial ejerció efectos insignificantes sobre el comportamiento estructural de las conexiones viga-columna para los tamaños y métodos de carga considerados. Se recomienda que la placa de acero anti desgarro laminar se pueda utilizar para las placas laterales en las conexiones propuestas para evitar la rotura por desgarro.

Se evidencia con los antecedentes expuestos que no hay suficientes criterios o normativa acogida para el tipo de conexiones no precalificadas, siendo la única base; ensayos que arrojan resultados que luego se asemejan a los obtenidos con conexiones precalificadas bajo las mismas condiciones, sin embargo, no cumplen con los estándares para su calificación, según los parámetros a cumplir en el AISC [18]. Es imperante ampliar las investigaciones sobre este tema, pero también es necesario que se amplíen los criterios al momento de realizar la simulación pues se deben tomar en cuenta varios aspectos más apegados a la realidad, como lo son las solicitaciones externas y la calificación del personal que realiza este tipo de trabajo.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO.

3.1 Ubicación.

El presente proyecto, pretende determinar efectos del problema a nivel nacional, considerando que su incidencia es dentro del campo de la construcción, siendo este amplio, con directa relación socioeconómica e industrial. Sin embargo, es preciso delimitar una muestra representativa, que proporcione las características y condiciones requeridas para el estudio en cuestión, por lo que se la realizará en la ciudad de Latacunga, Provincia de Cotopaxi, donde se cuenta con un gran número de estructuras, que han sido construidas, bajo los conceptos y la problemática analizada en el presente trabajo.

3.2 Equipos y materiales.

Equipos.

- Pc con paquetes informáticos actualizados como ANSYS.
- Equipos para ensayos de materiales.
- Soldadora Eléctrica.
- Cortadora de acero.
- Deformímetros.
- Probetas de acero según ASTM E8.
- Strain gauges
- Impresora.

Materiales

- Materiales de oficina.
- Libros.
- Hojas.
- Perfiles de acero A36.
- Electrodos E6011.

3.3 Tipo de investigación.

3.3.1 Exploratoria, descriptiva.

Para el completo desarrollo del presente proyecto se aplicarán los siguientes tipos de investigación: La investigación se orienta a la determinación de la incidencia y eficiencia de las conexiones no precalificadas ni ensayadas experimentalmente en estructuras metálicas, por lo que en este punto se puede considerar un tipo de investigación exploratoria, donde se espera que los resultados se puedan correlacionar con la con la falta de criterio o de la aplicación de un pseudo-criterio por parte de diseñadores o constructores de nuestro país, induciendo así la investigación a un nivel de asociación de variables, que además por su enmarcada relación se espera que existan efectos desfavorables en el transcurso la vida útil de la estructura, estos efectos llevan a nuestra investigación a una etapa descriptiva y explicativa, que detalle tipos, criterios, ubicación, procesos, etapas y consecuencias, que se deberán conocer con el fin de lograr los objetivos establecidos en este proyecto de investigación e introducir la incertidumbre del uso de conexiones precalificadas en nuestras construcciones.

Para la determinación del comportamiento de las conexiones metálicas no precalificadas se realizará la construcción de prototipos a escala real que tenga las mismas propiedades y características de la conexión del medio a evaluar, obteniendo así resultados de una investigación experimental de correlación.

3.4 Prueba de Hipótesis - pregunta científica – idea a defender.

El análisis de las conexiones soldadas no precalificadas ni ensayadas experimentalmente, mediante prototipos a escala real y un modelo matemático, permitirá establecer la incidencia y eficiencia en el desempeño de las estructuras metálicas en el Ecuador, que han sido construidas bajo pseudo-criterio.

3.5 Población y muestra.

3.5.1 Población.

Al seleccionar la población de estudio objeto de la presente investigación, se toma en cuenta las características esenciales y principales. En este caso las edificaciones de estructura metálica en acero A36, de tipo residencial, con conexiones metálicas soldadas no precalificadas, ni ensayadas y que proporcionen las condiciones idóneas de análisis.

3.5.2 Muestra.

Para el desarrollo del presente trabajo, se consideran las conexiones no precalificadas ni ensayadas, es decir las conexiones metálicas (unión viga-columna de extremo de una planta intermedia) soldadas, sin ningún otro elemento de transmisión de esfuerzos o de continuidad más que el cordón de suelda, y que no han usado lineamientos establecidos en alguna norma o código.

Dentro de la extensa población de estudio se toma como muestra, solo las conexiones metálicas soldadas (viga-columna), en acero estructural A36, **ambas de tipo tubular**, dado que en nuestro país el uso de este tipo perfil es el más común en la construcción de edificaciones con fines residenciales.

3.6 Recolección de información.

La información en campo obtenida mediante inspección estadística, visual, y experimental, será recolectada usando fichas técnicas y hoja de resultados propios del programa, que contengan los parámetros más importantes a evaluar. Además, se hará uso de softwares, para análisis de un modelo matemático, de un alto nivel de confiabilidad y equipos de ensayos para elementos estructurales a escala real. Los datos obtenidos en las diferentes etapas de este proyecto deben ser representativos, veraces y los más apegados a la realidad, en cuanto se pretenda determinar la eficiencia de las conexiones en estudio.

Toda la información generada y recabada, a través de ensayos y modelos matemáticos se encuentra en los anexos.

Los prototipos a escala real serán construidos en un taller, bajo las condiciones de obra.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN.

4.1 Normas de diseño para estructuras metálicas.

El diseño de las estructuras metálicas y conexiones precalificadas, enfocan sus criterios en las siguientes Normas publicadas, que serán analizadas en el presente trabajo de estudio.

Entre estas publicaciones del AISC tenemos las siguientes [6]:

- AISC 360-16 (Specification for Structural Steel Buildings).
- AISC 341-16 (Seismic Provisions for Structural Steel Building).
- AISC 358-16 (Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications)

Publicaciones del FEMA, se tienen las siguientes recomendaciones [18]:

- FEMA-350. Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings.
- FEMA-352. Recommended Postearthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Steel Moment-Frame Buildings.
- FEMA-353. Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications.
- FEMA-354. A Policy Guide to Steel Moment-frame Construction.

De la misma manera, Ecuador ha planteado aspectos de diseño en la Normativa Ecuatoriana de Construcción, haciendo referencia a criterios definidos en la normativa extranjera.

4.1.1 Consideraciones para sistemas sismo-resistentes.

Dentro de los sistemas estructurales sismorresistentes, la norma AISC 341-16 [6] menciona los grupos cuyas consideraciones son definidos en base a los requerimientos generales para diseño de miembros y conexiones, los cuales son parte del presente análisis (Ver Tabla N°1).

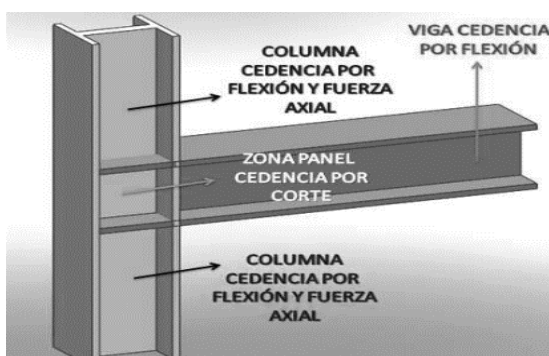
Tabla N° 1. Clasificación de sistemas estructurales sismorresistentes.

| |
|--|
| SISTEMA DE PÓRTICOS ARRIOSTRADOS Y MUROS DE CORTE |
| Pórticos ordinarios arriostrados concéntricamente (OCBF) |
| Pórticos especiales arriostrados concéntricamente (SCBF) |
| Pórticos arriostrados excéntricamente (EBF) |
| Pórticos con riostras de pandeo restringido (BRBF) |
| Muros de corte especiales con placas de acero (SPSW) |
| SISTEMA DE PÓRTICOS A MOMENTO |
| Pórticos no arriostrados ordinarios (OMF) |
| Pórticos no arriostrados intermedios (IMF) |
| Pórticos no arriostrados especiales (SMF) |
| Pórticos no arriostrados especiales con vigas reticuladas (STMF) |
| Sistemas de columnas ordinarias en voladizo (OCCS) |
| Sistemas de columnas especiales en voladizo (SCCS) |

AISC, “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings” [18].

La utilidad de los sistemas de pórticos resistentes a momento es amplia, aún más cuando lo que se pretende, es generar la transmisión de esfuerzos dentro del mismo sistema a los elementos estructurales adyacentes, por esta razón, el presente trabajo enfoca su análisis en los pórticos no arriostrados y resistentes a momento, que son arreglos de vigas y columnas conectadas entre sí, en este caso mediante soldadura, quedando sometidos a momentos flectores y esfuerzos de corte, como se muestran en las Figuras N° 1 y 2.

Figura N° 1. Representación esquemática de conexión.



L.A, “Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC” [18].

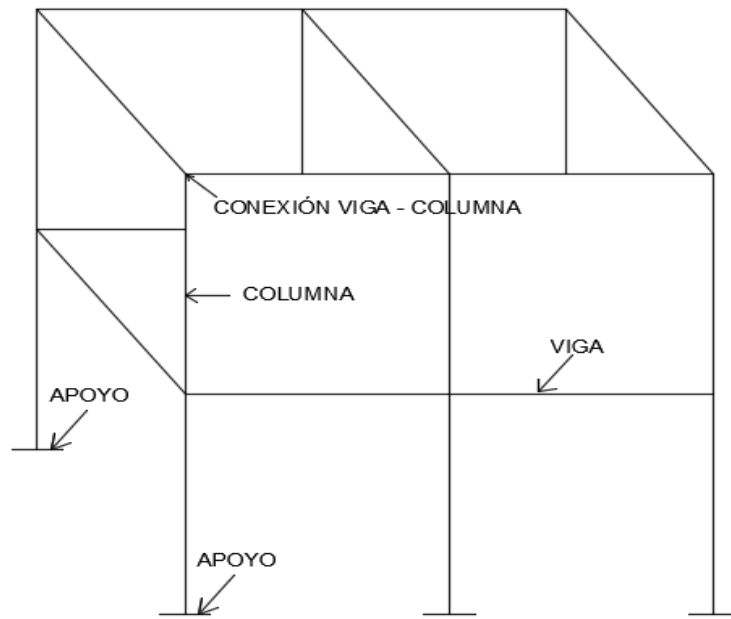
4.1.1.1 Pórticos especiales a momento (SMF).

Son aquellos pórticos que tiene una gran capacidad de disipación de energía, el diseño de este tipo de pórticos se lo realiza con un factor de respuesta modificado R alto, dentro del diseño de este tipo de pórticos se deben tomar en cuenta los elementos para que una edificación sea resistente.

Dentro de las condiciones experimentales se menciona que se puede mejorar la respuesta estructural al formar el mecanismo “viga débil – columna fuerte”, debido al comportamiento del mecanismo, se generarán rótulas plásticas en los extremos de las vigas, así como de un estado de permanencia de las columnas en el rango elástico del material (exceptuando la base de la columna). De manera que se tenga una respuesta dúctil de la estructura, el enfoque del diseño para este tipo de pórticos se lo debe realizar por capacidad, donde la plastificación de las vigas es progresiva.

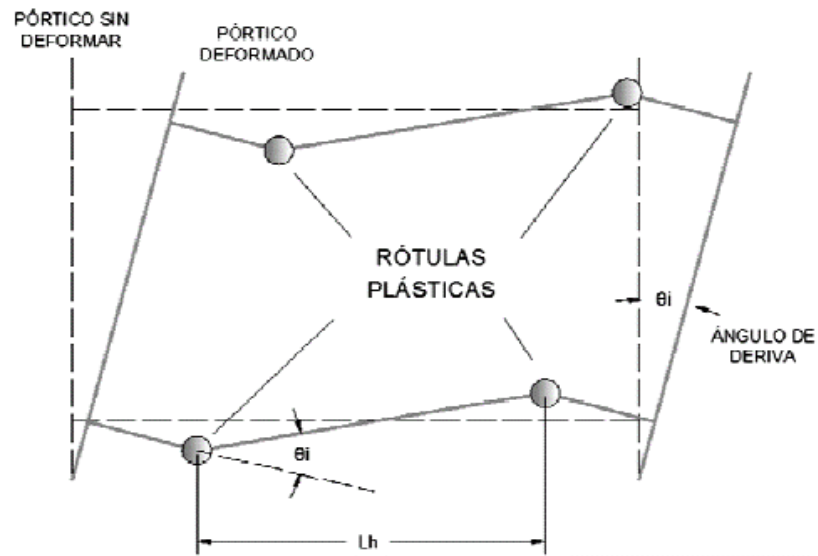
Las estructuras conformadas por pórticos resistentes a momento están diseñadas para resistir grandes niveles de esfuerzo debido a las aceleraciones producidas durante un evento sísmico, gracias a su capacidad de desarrollar grandes deformaciones plásticas sin la pérdida significativa de resistencia [18]. El desarrollo de la ductilidad inicia con la plastificación de los miembros estructurales que forman parte de la conexión y pueden tomar la forma de una articulación plástica en la viga (Ver Figura N°3), deformaciones plásticas debidas a los esfuerzos cortantes en la zona de panel de la columna o una combinación de ambos, generalmente las conexiones utilizadas tiempo atrás eran capaces de resistir una rotación plásticas de 0.02 radianes sin la pérdida significativa de resistencia. Sin embargo, se observaron fallas frágiles ante solicitaciones muy inferiores a la anteriormente mencionada, estas de producían cuando aún el comportamiento estructural de la conexión se encontraba en el rango elástico (Ver Figura N°4).

Figura N° 2. Esquema de un sistema estructural.



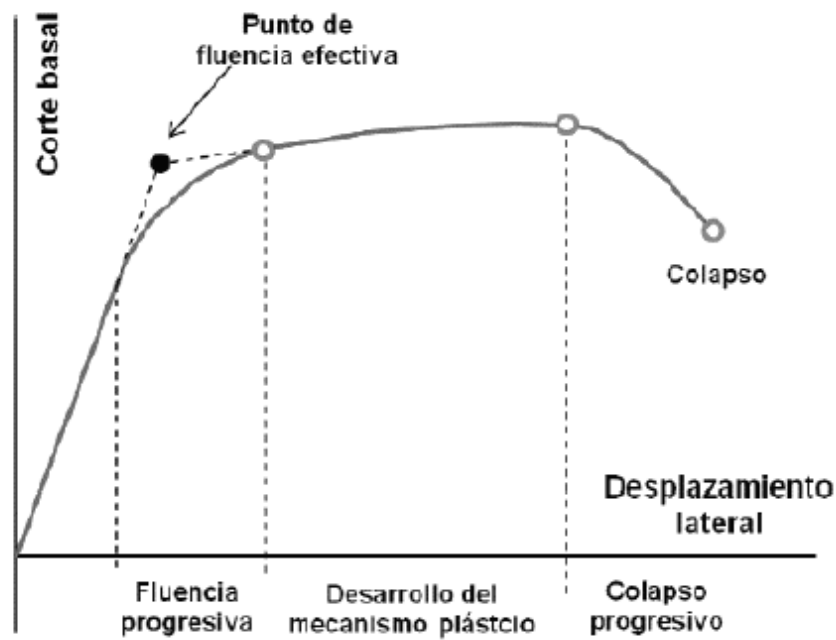
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 3. Comportamiento ideal plástico de un pórtico resistente a momento.



L.A, "Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC" [18].

Figura N° 4. Diagrama de comportamiento progresivo de deformación.



“Evaluación de conexión precalificada: viga de sección reducida – columna cajón relleno, para pórticos de momento a base de planchas de acero A36 soldadas” [16].

4.1.2 Clasificación de las estructuras según NEC – SE-AC-2015.

Según la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015, se establece el tipo de estructura según nuestro interés.

Tipo 1: Solo los pórticos perimetrales son diseñados como pórticos especiales a momento.

Se espera que los pórticos tengan las características necesarias para que el desplazamiento angular pueda ser dominado por una composición de deformaciones elásticas, creando de esta manera las llamadas rótulas plásticas dentro de la luz de la viga, separada de la cara de la columna.

Varias de las consideraciones antes del terremoto de Northridge de 1994, aducían un comportamiento plástico, consistente en el desarrollo de las rótulas plásticas en la longitud de la viga próximo a la cara de la columna o zona de acción de la columna, y hasta en el peor de los casos una combinación de los dos, lo que produciría esfuerzos secundarios extremadamente grandes en la unión viga columna, y por ende dependiendo del tipo de conexión, una falla frágil.

Una de las alternativas para evitar los casos de falla mencionados, es realizar la reducción de sección transversal de la viga o reforzar la conexión, sin embargo, se incrementa la demanda de flexión de la columna.

4.2 Conexiones a momento.

Son conexiones que en sus extremos se encuentran empotradas las vigas conectadas a las columnas, las cuales deben ser diseñadas para poder soportar el efecto combinado de fuerzas y cortes inducidos por la rigidez de las conexiones. Los criterios de respuesta de este tipo de conexiones, hacen que las misma tengan la denominación: completamente restringidas y parcialmente restringidas.

- Conexiones de Momento, Completamente restringidas (FR): este tipo de conexión transmite momento, junto con una rotación despreciable entre los miembros conectados. En el análisis de la estructura se puede suponer que la conexión no permite la rotación relativa. Una conexión FR, deberá tener suficiente resistencia y rigidez para mantener el ángulo entre los miembros conectados en los estados límites resistentes.

- Conexiones de Momento, Parcialmente Restringidas (PR): este tipo de conexión transmite momento, pero la rotación entre los miembros conectados no es despreciable. En el análisis de la estructura, la relación fuerza deformación de la conexión debe ser incluida. Las curvas características de las conexiones PR que se usen, deberán encontrarse documentadas o en su defecto ser determinadas mediante métodos analíticos o experimentales.

Los miembros componentes de una conexión PR deberán tener suficiente resistencia, rigidez y capacidad de deformación en los estados límites resistentes.

Por lo general, las conexiones de transmisión de momento se usan en edificios entre las vigas principales y las columnas para proporcionar resistencia a las fuerzas laterales.

La soldadura puede simplificar de manera considerable una conexión a momento, a su vez se deber tener cuidado al diseñar dicha conexión, con el objetivo de que la fabricación no se vuelva demasiado exigente y por tanto, más costosa.

4.2.1 Arriostramiento lateral de vigas.

Evita el pandeo lateral torsional, para ello la viga debe estar restringida en sus extremos en toda su sección transversal, cuya resistencia a flexión se determina con la siguiente ecuación.

$$Mr = Mu = Ry * Fy * Z$$

Donde:

Mr: Resistencia a flexión probable.

Mu: Resistencia a la flexión requerida utilizando las combinaciones de carga para método LRFD [15].

Z: Módulo plástico de la sección.

Fy: Esfuerzo de fluencia del acero empleado.

La distancia entre arriostramientos es calculada mediante la siguiente expresión para SMF.

$$L_b = 0.086 \frac{r_y E}{F_y}$$

4.2.2 Arriostramiento lateral de las conexiones viga – columna.

Los arriostramientos laterales deben colocarse cerca de las cargas concentradas y en donde se determine que se formará la articulación plástica durante las deformaciones plásticas. De igual manera se debe restringir las columnas para efectos de rotación fuera del plano del pórtico.

4.2.3 Conexiones metálicas.

•Conexión (inglés connection): es la combinación de elementos estructurales y elementos de unión para transmitir fuerzas entre dos o más miembros (ANSI/AISC 360-16, 2016) [6]

•Junta (inglés joint): es el área donde se unen dos o más extremos, superficies o bordes, y que incluye las planchas, angulares, pernos, remaches y soldaduras empleados. Se clasifican en juntas soldadas y juntas empernadas y por nodo (connection assembly, node).

4.2.3.1 Tipos de conexiones.

Las conexiones en estructuras de acero se clasifican principalmente en función de su grado de rigidez, son básicamente tres:

- Conexiones simples o de corte
- Conexiones rígidas.
- Conexiones semi rígidas.

4.2.3.1.1 Conexiones simples o convencionales.

Se suponen libres de rotar bajo cargas. Estas se diseñan para soportar solamente fuerza cortante. Las especificaciones del AISC exigen que las conexiones de este tipo tengan adecuada capacidad de rotación inelástica para evitar el sobre-esfuerzo de los conectores o las soldaduras.

4.2.3.1.2 Conexiones simples.

Son de dos tipos básicos: sin asiento y con asiento. Una conexión sin asiento es aquella donde se transfiere la carga desde una viga a un apoyo a través de uno o dos ángulos de conexión, o una placa de cortante asegurada al miembro de apoyo, o una te unida al miembro de apoyo o al miembro apoyado.

4.2.3.1.3 Conexiones de pórtico rígido.

Son aquellas que transmiten tanto momento de flexión como fuerza cortante, las mismas que se usan para proporcionar continuidad completa en un pórtico.

4.2.3.1.4 Conexiones semirrígidas.

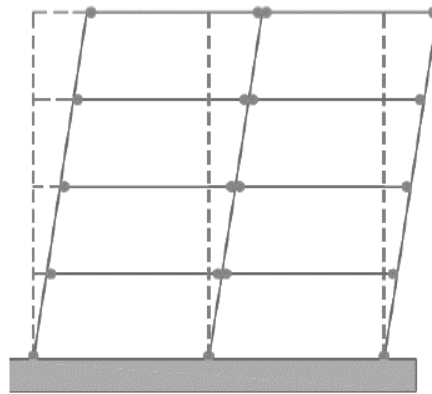
Proporcionan en los extremos una restricción intermedia entre las de los tipos rígidos y flexibles.

4.2.4 Rótula plástica.

Un claro ejemplo de la formación de las rótulas plásticas, se las ha analizado en conexiones precalificadas, aplicando cargas gravitacionales, representando una pequeña porción de la demanda a flexión, a diferencia de emplear cargas gravitacionales considerables que desplazarían la ubicación de la rótula plástica. Concluyendo así que, si a consecuencia de las cargas gravitacionales, la sollicitación a flexión es menor al 30% de la capacidad plástica de la viga, este resultado puede ser despreciado, y se considera, así como se muestra en la Figura N°5, la ubicación de la articulación plástica.

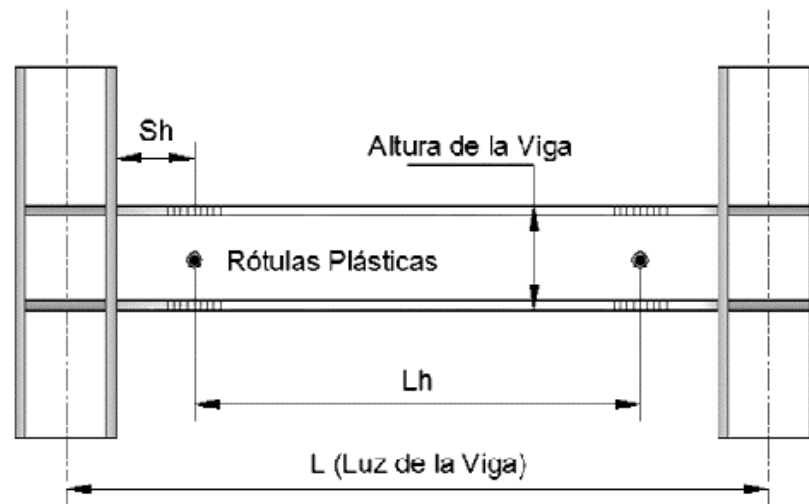
Si las cargas gravitacionales producen una flexión amplia en los pórticos, la formación de la rótula plástica será definida en base a métodos de análisis plásticos (Ver Figura N°6).

Figura N° 5. Formación de rótulas plásticas.



“ Evaluación de conexión precalificada: viga de sección reducida – columna cajón relleno, para pórticos de momento a base de planchas de acero A36 soldadas” [16].

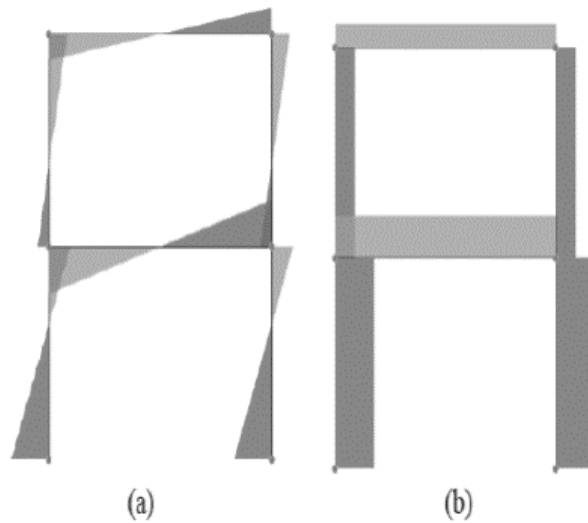
Figura N° 6. Ubicación de la rótula plástica.



Fuente: Cardoso. L.A.,” Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC”, (2014)

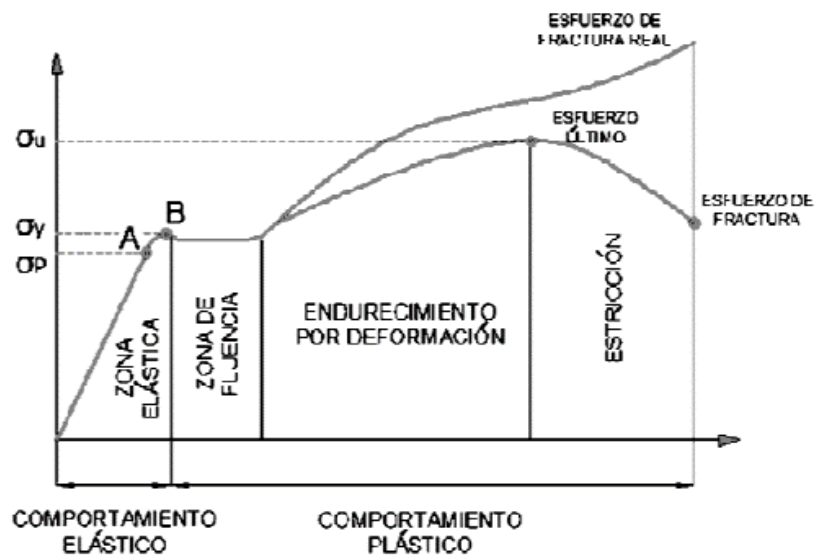
Ante la consideración de cargas sísmicas, los momentos flectores máximos se ubican en los extremos de las vigas y columnas, como se muestra en la Figura N°7, en donde es probable la formación de rótulas plásticas, que disiparán cierta cantidad de energía por fluencia del material de manera progresiva (Ver Figura N°8).

Figura N° 7. Diagramas (a) Momentos flectores; (b) Esfuerzos de corte.



Fuente: Pillajo. H.H,” Evaluación de conexión precalificada: viga de sección reducida – columna cajón relleno, para pórticos de momento a base de planchas de acero A36 soldadas”, (2017).

Figura N° 8. Diagrama Esfuerzo – Deformación.



Fuente: Cardoso. L.A,” Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC”, (2014).

4.2.5 Pórticos intermedios a momento.

La disipación de energía para estos pórticos es moderada, pues posee un factor de respuesta modificado R menor al respecto de los pórticos especiales a momento, además aquí se usan conexiones precalificadas.

4.2.5.1 Estimación del máximo momento plástico probable en la articulación.

El momento plástico en la viga, para conexiones totalmente restringidas, se determina de la siguiente manera:

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * Z_e * F_y$$

En donde:

M_{pr} : Máximo Momento Plástico Probable en la articulación.

C_{pr} : Factor que toma en cuenta la máxima resistencia de la conexión, incluyendo fenómenos como el endurecimiento por deformación, la restricción local de la conexión refuerzos adicionales y otras condiciones de la conexión, en gran parte de los casos $C_{pr}=1.2$.

Para la mayoría de los tipos de conexión.

$$C_{pr} = \frac{F_y + F_u}{2F_y}$$

Normalmente este valor se encuentra entre 1 y 1.2.

R_y : Factor de fluencia probable.

Z_e : Módulo de sección plástico efectivo.

F_y : Esfuerzo de fluencia del elemento.

F_u : Esfuerzo último de tensión del elemento.

4.2.5.1.1 Factor de resistencia probable.

Se basa en el análisis experimental realizado por Cassasgne en el 2009, en las propiedades mecánicas de ciertos aceros en plancha, siendo estos los valores mostrados en la Tabla N° 2.

Tabla N° 2. Propiedades de aceros en plancha.

| Especificación ASTM | | Mínimo (ksi) | Media (ksi) | Máximo (ksi) |
|---------------------|--------------------------|--------------|-------------|--------------|
| ASTM A36 | Esfuerzo de Fluencia | 36.00 | 47.12 | 63.00 |
| | Resistencia a la Tensión | 51.00 | 64.76 | 84.00 |
| | F_y/F_u (%) | 56.00 | 73.00 | 98.00 |
| ASTM A572 Gr 50 | Esfuerzo de Fluencia | 49.00 | 55.36 | 70.00 |
| | Resistencia a la Tensión | 67.00 | 82.26 | 94.00 |
| | F_y/F_u (%) | 59.00 | 67.00 | 82.00 |
| ASTM A588 Gr 50 | Esfuerzo de Fluencia | 50.00 | 58.38 | 73.00 |
| | Resistencia a la Tensión | 71.00 | 81.26 | 90.00 |
| | F_y/F_u (%) | 62.00 | 72.00 | 87.00 |

“Resumen de las propiedades de planchas de acero” [15].

Con estos valores se puede estimar el valor del factor de fluencia probable R_y y el valor de factor de tensión probable R_t [15], adoptados por la norma AISC (Ver Tabla N°3 Y 4).

Tabla N° 3. Factores de fluencia y tensión.

| ESPECIFICACIÓN ASTM | FACTOR DE FLUENCIA PROBABLE R_y | FACTOR DE TENSIÓN PROBABLE R_t |
|--------------------------------|---|--|
| ASTM A36 | 1.3 | 1.15 |
| ASTM A572 Gr. 50 | 1.1 | 1.25 |
| ASTM A588 Gr. 50 | 1.15 | 1.15 |

“Análisis de conexiones metálicas soldadas no precalificadas bajo la acción de cargas dinámicas” [5] .

Tabla N° 4. Factores de fluencia y tensión según AISC.

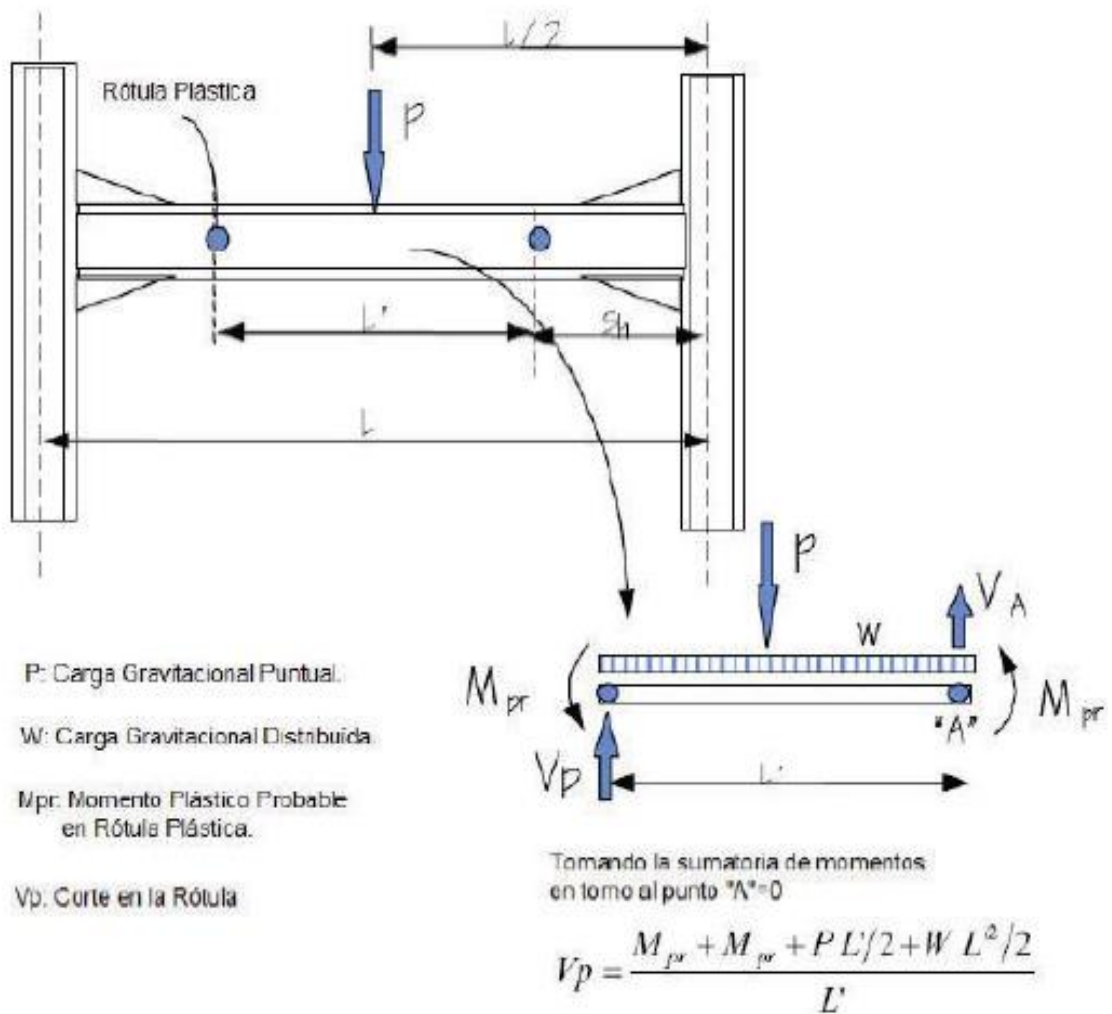
| TABLE A3.1 | | |
|---|-------|-------|
| R_y and R_t Values for Steel and Steel Reinforcement Materials | | |
| Application | R_y | R_t |
| Hot-rolled structural shapes and bars: | | |
| • ASTM A36/A36M | 1.5 | 1.2 |
| • ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250) | 1.3 | 1.1 |
| • ASTM A992/A992M | 1.1 | 1.1 |
| • ASTM A572/A572M Gr. 50 (345) or 55 (380) | 1.1 | 1.1 |
| • ASTM A913/A913M Gr. 50 (345), 60 (415), 65 (450), or 70 (485) | 1.1 | 1.1 |
| • ASTM A588/A588M | 1.1 | 1.1 |
| • ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345) | 1.2 | 1.1 |
| • ASTM A529 Gr. 50 (345) | 1.2 | 1.2 |
| • ASTM A529 Gr. 55 (380) | 1.1 | 1.2 |
| Hollow structural sections (HSS): | | |
| • ASTM A500/A500M Gr. B | 1.4 | 1.3 |
| • ASTM A500/A500M Gr. C | 1.3 | 1.2 |
| • ASTM A501/A501M | 1.4 | 1.3 |
| • ASTM A53/A53M | 1.6 | 1.2 |
| • ASTM A1085/A1085M | 1.25 | 1.15 |
| Plates, Strips and Sheets: | | |
| • ASTM A36/A36M | 1.3 | 1.2 |
| • ASTM A1043/A1043M Gr. 36 (250) | 1.3 | 1.1 |
| • ASTM A1011/A1011M HSLAS Gr. 55 (380) | 1.1 | 1.1 |
| • ASTM A572/A572M Gr. 42 (290) | 1.3 | 1.0 |
| • ASTM A572/A572M Gr. 50 (345), Gr. 55 (380) | 1.1 | 1.2 |
| • ASTM A588/A588M | 1.1 | 1.2 |
| • ASTM A1043/A1043M Gr. 50 (345) | 1.2 | 1.1 |
| Steel Reinforcement: | | |
| • ASTM A615/A615M Gr. 60 (420) | 1.2 | 1.2 |
| • ASTM A615/A615M Gr. 75 (520) and Gr. 80 (550) | 1.1 | 1.2 |
| • ASTM A706/A706M Gr. 60 (420) and Gr. 80 (550) | 1.2 | 1.2 |

“Análisis de conexiones metálicas soldadas no precalificadas bajo la acción de cargas dinámicas” [5].

4.2.5.2 Corte Máximo en la rótula plástica.

Es determinado mediante un análisis estático, es decir con la generación del diagrama de cuerpo libre, como en la Figura N°9 se indica.

Figura N° 9. Determinación del cortante máximo.



“Evaluación de conexión precalificada: viga de sección reducida – columna cajón relleno, para pórticos de momento a base de planchas de acero A36 soldadas” [16].

4.2.5.3 Estimación de la resistencia a la fluencia probable.

Bajo una acción de una carga axial, la resistencia puede ser determinada con la siguiente expresión.

$$R_{fy} = F_{yp} * A_g$$

F_{yp}: Esfuerzo de fluencia probable,

$$F_{yp} = R_y * F_y$$

F_y: Esfuerzo de fluencia especificado del acero.

R_y: Factor de esfuerzo de fluencia probable del acero [15].

4.3 Requerimiento según ANSI/AISC/ 341-16 para pórticos resistentes a momento (principio columna fuerte – viga débil).

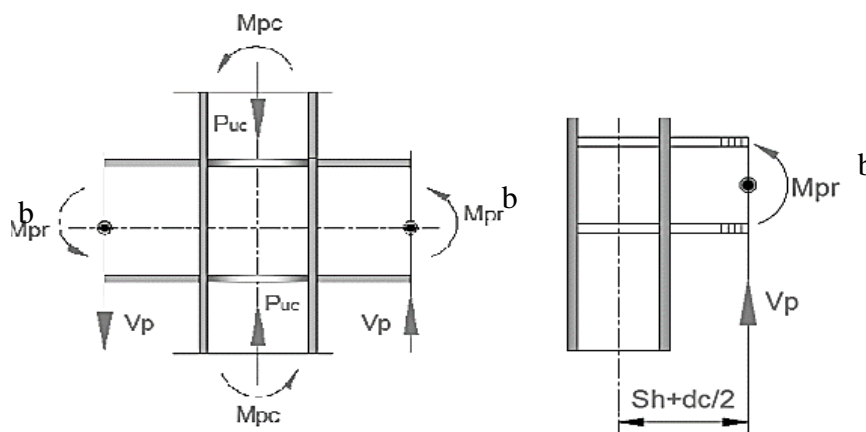
4.3.1 Relación entre resistencia flexional de vigas y columnas.

Se espera para este tipo de pórticos, una gran capacidad de deformación inelástica mediante la fluencia a flexión de las vigas limitando la fluencia de las columnas, estas últimas deben ser diseñadas para cumplir el principio columna fuerte – viga débil [17]. El diseño de las conexiones y el cumplimiento del principio mencionado, debe ser demostrado o probado mediante ensayos de precalificación, donde deben satisfacer los requerimientos mínimos citados en las provisiones sísmicas (Ver Figura N°10).

Relación de momentos:

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} > 1.0$$

Figura N° 10. Momento y fuerzas que actúan en una conexión.



Fuente: Cardoso. L.A., "Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC", (2014).

ΣM_{pc} = Sumatoria de los momentos plásticos nominales con respecto al eje de la viga, de las resistencias nominales por encima y debajo de la conexión, considerando la reducción por efecto de carga axial.

$$\Sigma M_{pc} = \Sigma Zc \left(\frac{F_{yc} - P_{uc}}{A_g} \right)$$

ΣM_{pb} = Sumatoria de momentos plásticos nominales con respecto al eje de la columna, de las resistencias a flexión esperadas en las articulaciones plásticas [15].

$$\Sigma Mpb = \Sigma(1.1 Ry * Fyb * Zb + Muv)$$

Donde tenemos:

Ag: Área bruta de la columna.

Fyb: Esfuerzo mínimo de fluencia del acero para viga.

Fyc: Esfuerzo mínimo de fluencia del acero para la columna.

Muv: Momento adicional debido al incremento del corte en la zona de articulación plástica medido a partir de la cara de la columna y la zona de articulación plástica [15].

Puc: Resistencia a la compresión bajo combinaciones de carga según LRFD, además se considera carga sísmica mayorada [15].

Zb: Modulo plástico de sección de la viga.

Zc: Modulo plástico de sección transversal de la columna [17].

4.3.2 Conexión viga – columna.

Los miembros o elementos de conexión deben satisfacer ciertas necesidades estructurales como tener alta ductilidad, bajo una relación ancho – espesor, para elementos a compresión, de la misma manera para los elementos como vigas se usarán criterios de cuyas configuraciones puedan desarrollar articulaciones plásticas estables. Las conexiones de elementos estructurales deben establecerse para condiciones críticas de resistencia a fuerza sísmica, cumpliendo por lo menos los siguientes requisitos:

Una conexión de viga columna debe soportar un ángulo de deriva de piso de por lo menos de 0.04 radianes, cuya resistencia la flexión desde la cara de la columna debe ser por lo menos 0.8Mp de la viga [17].

Para que una conexión de viga-columna sea válida según los estándares de las normas de aplicación en nuestro medio, debe cumplir las siguientes consideraciones:

- Uso de conexiones precalificadas según ANSI/AISC 358.
- Cumplir con los requisitos de diseño de la norma AISC 341, para los elementos sometidos a consideraciones sísmicas.
- Cumplir con los resultados de ensayos cíclicos de calificación de la norma en referencia.

4.3.2.1 Limitaciones para vigas y columnas relación ancho espesor.

Estas deben ser secciones compactas a menos que mediante ensayos de calificación, se demuestre la eficiencia y comportamiento de otras relaciones que se puedan usar.

4.3.2.2 Coeficiente de reducción de respuesta sísmica (R).

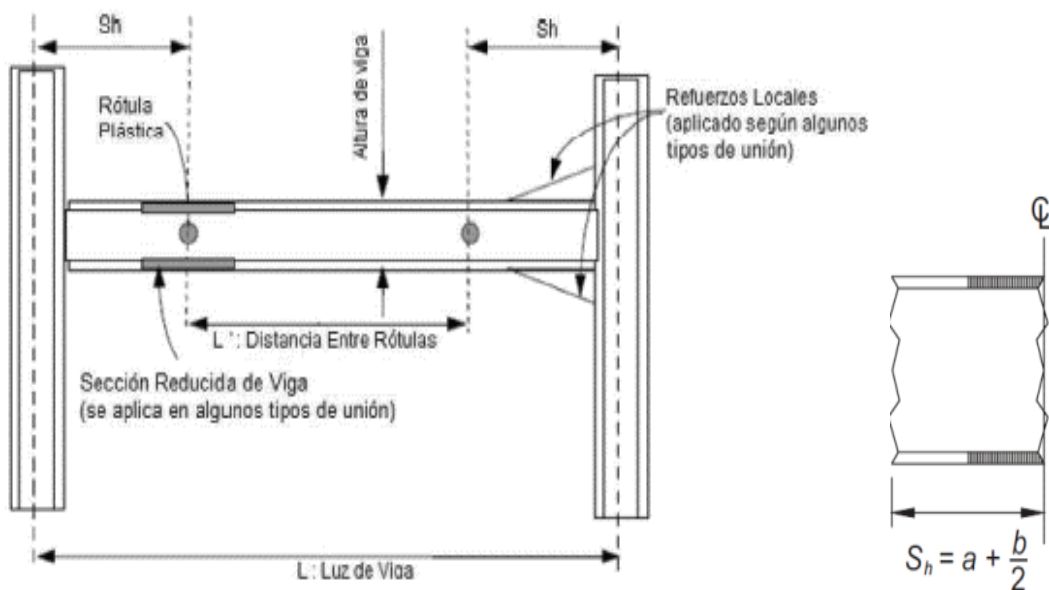
Para estructuras Tipo 1: En Ecuador se establece un factor $R=6$ y para estructuras Tipo 2 se establece un factor $R=8$ según la información obtenida en Estados Unidos de Norteamérica.

4.3.2.3 Columna fuerte – viga débil.

Es un criterio conservador que pretende evitar la inestabilidad del sistema estructural y a su vez asegurarlo, de manera que las columnas tengan un mayor desempeño en cuanto a resistencia, forzando a la viga al estado de fluencia por flexión en los diferentes niveles, con lo que se consigue un alto nivel de disipación de energía.

Se espera con este criterio que la rótula plástica se ubique a la mitad de la altura de la viga ($S_h=h/2$), distancia medida desde la cara de la columna como se lo ve en la Figura N° 11.

Figura N° 11. Estimación de la ubicación de la rótula plástica.



“Evaluación de conexión precalificada: viga de sección reducida – columna cajón relleno, para pórticos de momento a base de planchas de acero A36 soldadas” [16].

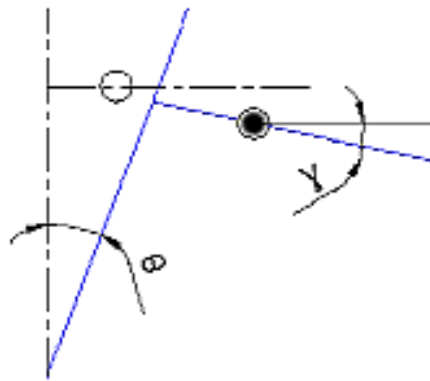
4.3.2.4 Ángulo de deriva de entrepiso.

Para conexiones cuyo sistema estructural esté configurado para que todas estas resistan carga lateral, deberán resistir mínimo un ángulo de deriva de al menos 0.035 radianes, Sin embargo, para sistemas estructurales que resisten cargas laterales solo por las

conexiones del perímetro del edificio, estas deberán resistir por lo menos un ángulo de deriva de piso de 0.04 radianes. La razón es la capacidad de redundancia y el fenómeno de estabilidad ante la falla de uno o varios de sus elementos de transmisión.

La conexión viga columna debe ser capaz de soportar las rotaciones plásticas correspondientes a un nivel de distorsión de piso total del 0.04 radianes, este nivel de distorsión es equivalente a una rotación plástica en las rótulas de 0.03 radianes en donde se considera también que la distorsión elástica de piso es 0.01 radianes (Ver Figura N°12).

Figura N° 12 . Ángulo de distorsión de piso.



Fuente: Cardoso. L.A, "Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC", (2014)

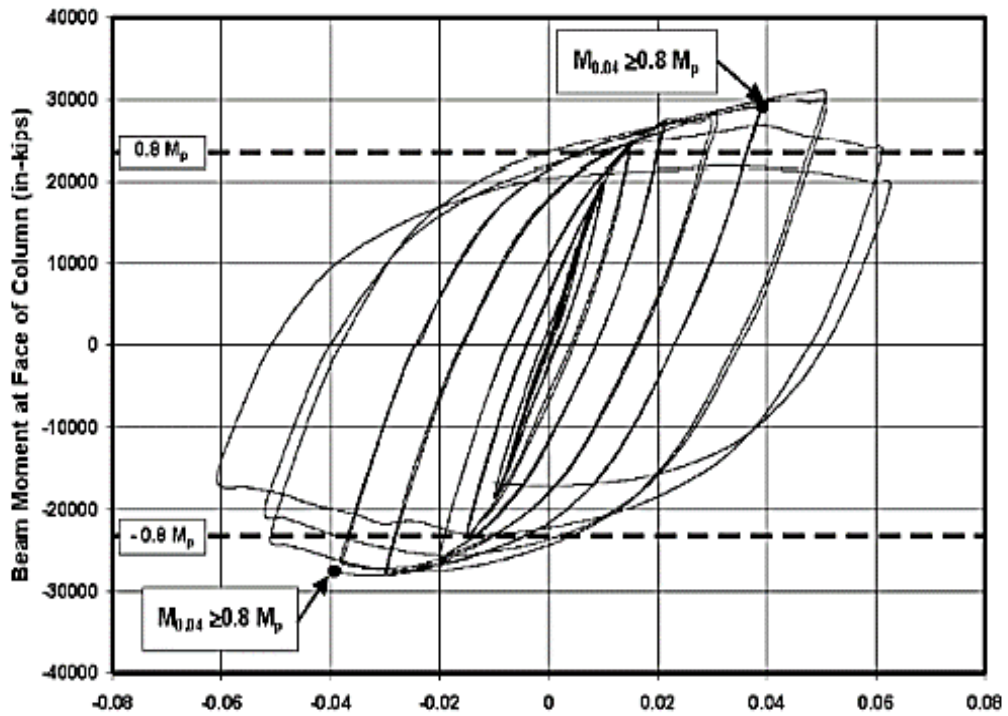
Rotación de rotula plástica (γ) = 0.03 rad

Distorsión de piso (θ) = 0.04 rad

4.3.2.5 Resistencia a flexión.

En la siguiente Figura N° 13, se muestra, la capacidad a flexión de todas las conexiones en un sistema estructural resistente a momento, determinada en la cara de la columna, al que le corresponde como mínimo al 80% del momento plástico nominal de la viga, para un ángulo de deriva de piso de 0.035 radianes, En tanto que, para conexiones de pórticos resistentes a momento ubicadas en el perímetro, la capacidad de flexión debe ser por lo menos el 80% del M_p , cuando el ángulo de deriva de piso es de 0.04 radianes.

Figura N° 13. Degradación de la resistencia a la flexión.



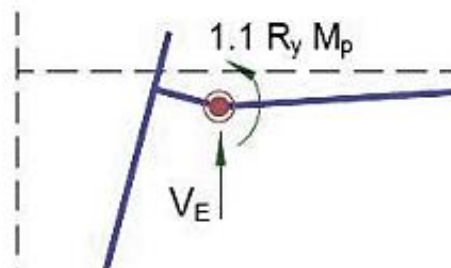
AISC 341-16 [6].

4.3.3 Resistencia a cortante requerida.

Esta resistencia es propia de la conexión y debe basarse en las combinaciones de carga definidas por el método (LRFD) [17], e incluir los efectos de la acción sísmica amplificada.

En la Figura N° 14 se muestra un diagrama de resistencia en la rótula plástica.

Figura N° 14. Resistencia en la rótula plástica.



Fuente: Cardoso. L.A., "Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC", (2014).

La reacción producida es determinada por la siguiente expresión:

$$V_e = \frac{2(1.1 * R_y * M_p)}{L_h}$$

Donde:

L_h: Es la distancia entre articulaciones plásticas a los extremos de la viga.

R_y: Relación entre tensión de fluencia esperada y tensión mínima de fluencia.

M_p: Resistencia plástica nominal a flexión.

4.3.4 Condiciones sísmicas para pórticos según AISC 341-16.

Constantes investigaciones se han desarrollado en torno al uso de elementos estructurales en acero de alta resistencia, de la misma manera se han establecido criterios de diseño y clasificación ante requerimientos sísmicos.

Es innegable que el avance de la tecnología, se encuentra perfeccionando los métodos de diseño, de la misma manea los criterios, en ese sentido la Normativa extranjera ya ha establecido fuentes de consulta con su respectivo argumento científico-experimental.

AISC 341-16 en sus páginas resaltan tres sistemas de pórticos resistentes a momento, para condiciones sismorresistentes y se hace una comparación como se muestra en la Tabla N°5, de solamente dos, que son precalificados.

- Pórtico resistente a momento Ordinario (OMF).
- Pórtico resistente a momento intermedio (IMF).
- Pórtico resistente a momento especial (SMF).
-

Tabla N° 5. Cuadro comparativo entre requerimiento de diseño.

| REQUERIMIENTOS | SISTEMA | |
|--|-------------------|---------------------|
| | ESPECIAL (SMF) | INTERMEDIO (IMF) |
| FACTOR R | 8 | 4.5 |
| Capacidad de rotación plástica en rótulas | 0.035 | 0.01 |
| Distorsión de piso en las conexiones | 0.04 | 0.02 |
| Conexión viga-columna | Precalificada | Precalificada |

| Zonas protegidas | Extremo de la viga | Extremo de la viga |
|--|---------------------------------------|--------------------------------------|
| Verificación panel nodal | Si | No |
| Relación ancho-espesor | λ_{hd} | λ_{md} |
| Relación ente la resistencia flexional de las columnas y vigas | Si | No |
| Restricción lateral en vigas | Si $L_b = 0.086 \frac{r_y E}{F_y}$ | Si $L_b = 0.17 \frac{r_y E}{F_y}$ |

Fuente: Cardoso. L.A,” Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC”, (2014).

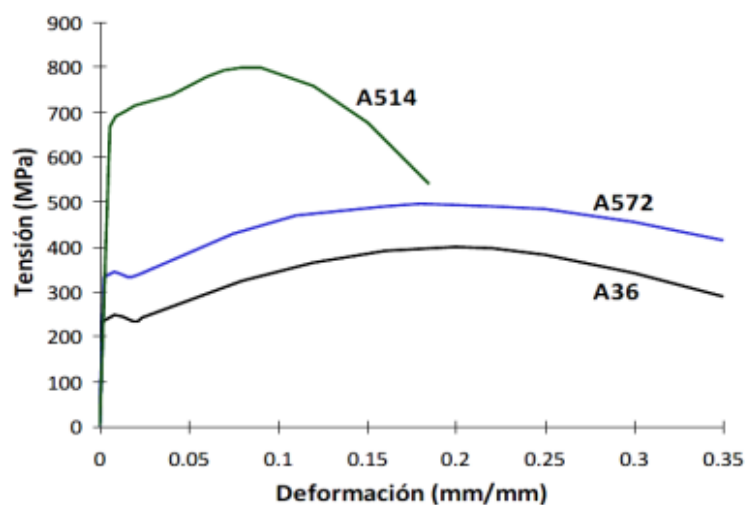
El comportamiento del sistema SMF, está caracterizado por la flexión, en tanto que el sistema IMF, está dominado por las fuerzas axiales o el corte.

4.3.5 Materiales según ACI 341-16.

La ductilidad de los materiales usados en los pórticos es predominante en el comportamiento de la estructura, por eso es necesario conocer las características físicas y mecánicas de estos, dado que es requisito trabajar con aceros de alta resistencia.

En la Figura N°15, se expone el comportamiento ideal plástico y la capacidad entre diferentes grados de acero de alta resistencia y aceros convencionales notando la reducción de la capacidad de deformación inelástica.

Figura N° 15. Comportamiento ideal plástico de un pórtico resistente a momento.



Fuente: Cardoso. L.A, “Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC”, (2014).

La siguiente Tabla N° 6, muestra la clasificación de los aceros para solicitaciones sísmicas, basándose en las propiedades mecánicas y de soldabilidad; esta última depende del contenido de carbono.

Tabla N° 6. Propiedades mecánicas de los aceros estructurales.

| ASTM | FY | | FU | |
|---------------------------------------|-------|-----------|-----|--------|
| | Ksi | Kg/cm2 | Ksi | Kg/cm2 |
| A36/A36M | 36 | 2530 | 58 | 4076 |
| | | | 81 | 5672 |
| A53/A53M | 39 | 2460 | 60 | 4218 |
| A500 Gr. B o Gr. C | 42 | 2953 | 58 | 4078 |
| | 46 | 3234 | 58 | 4078 |
| | 46 | 3234 | 62 | 4359 |
| | 50 | 3515 | 62 | 4359 |
| A501 Gr. A o Gr. B | 36 | 2531 | 58 | 4078 |
| | 50 | 3515 | 70 | 4921 |
| A529 | 42 | 2953 | 60 | 4218 |
| A572 Gr. 42 Gr. 50 Gr.55 Gr. 60 | 42 | 2953 | 60 | 4218 |
| | 50 | 3515 | 65 | 4570 |
| | 55 | 3867 | 70 | 4921 |
| | 60 | 4218 | 75 | 5273 |
| | 65 | 4570 | 80 | 5625 |
| A588/A588M | 50 | 3515 | 70 | 4921 |
| A992/A992M | 50-65 | 3515-4570 | 65 | 4570 |

Autor, Ing. Álvaro Toapanta.

4.3.5.1 Limitaciones de ancho - espesor de acero y secciones compuestas.

Los elementos sometidos a compresión de moderada y alta ductilidad, deben adoptar límites de ancho espesor, para considerarse elementos compactos capaces de soportar deformaciones inelásticas.

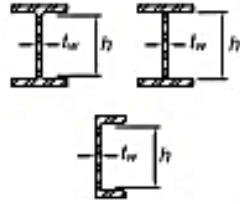
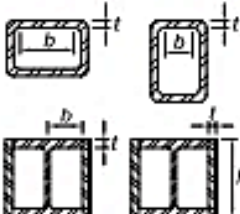

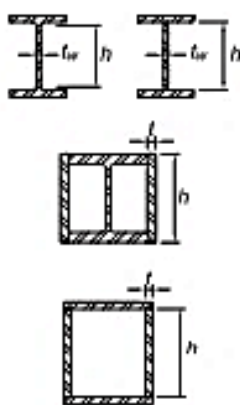
En las Tablas N° 7,8,9 se muestran condiciones o límites a cumplir por parte de los elementos estructurales.

Tabla N° 7. Condiciones ancho espesor de elementos a compresión no rígidos.

| TABLE D1.1 | | | | | |
|--|--|--|--|---------------------------------|--|
| Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members | | | | | |
| Description of Element | Width-to-Thickness Ratio | Limiting Width-to-Thickness Ratio | | Example | |
| | | λ_{hd} Highly Ductile Members | λ_{md} Moderately Ductile Members | | |
| Unstiffened Elements | Flanges of rolled or built-up I-shaped sections, channels and tees; legs of single angles or double-angle members with separators; outstanding legs of pairs of angles in continuous contact | b/t | $0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ | $0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ | |
| | Flanges of H-pile sections per Section D4 | b/t | not applicable | $0.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ | |
| | Stems of tees | d/t | $0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}^{(a)}$ | $0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ | |
| Stiffened Elements | Walls of rectangular HSS used as diagonal braces | b/t | $0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ | $0.76 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ | |
| | Flanges of boxed I-shaped sections | b/t | | | |
| | Side plates of boxed I-shaped sections and walls of built-up box shapes used as diagonal braces | h/t | | | |
| | Flanges of built-up box shapes used as link beams | b/t | | | |


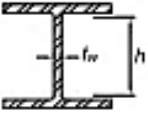
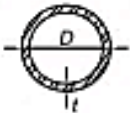
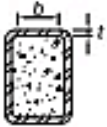
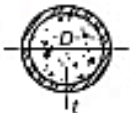
Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, July 12 [16].

Tabla N° 8. Condiciones ancho espesor de elementos a compresión rigidizados.

| TABLE D1.1 (continued) Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members | | | | |
|---|-----------------------------------|--|--|---|
| Description of Element | Width-to-Thickness Ratio | Limiting Width-to-Thickness Ratio | | Example |
| | | λ_{hd} Highly Ductile Members | λ_{md} Moderately Ductile Members | |
| Webs of rolled or built-up I shaped sections and channels used as diagonal braces | h/t_w | $1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ | $1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ |  |
| Where used in beams or columns as flanges in uniform compression due to axial, flexure, or combined axial and flexure: 1) Walls of rectangular HSS 2) Flanges and side plates of boxed I-shaped sections, webs and flanges of built-up box shapes | b/t | $0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ | $1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ |  |
| | h/t | | |  |
| Where used in beams, columns, or links, as webs in flexure, or combined axial and flexure: 1) Webs of rolled or built-up I-shaped sections or channels ⁽¹⁾ 2) Side plates of boxed I-shaped sections 3) Webs of built-up box sections | h/t_w h/t h/t | For $C_a \leq 0.114$ $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a)$ For $C_a > 0.114$ $0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ where $C_a = \frac{P_c}{\phi_c P_r}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_c}{P_r}$ (ASD) $P_r = R_y F_y A_g$ | For $C_a \leq 0.114$ $3.98 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 3.04 C_a)$ For $C_a > 0.114$ $1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.12 - C_a)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ where $C_a = \frac{P_c}{\phi_c P_r}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_c}{P_r}$ (ASD) $P_r = R_y F_y A_g$ |  |

Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, July 12 [16].

Tabla N° 9. Condiciones ancho espesor de elementos a compresión compuestos.

| TABLE D1.1 (continued) | | | | | |
|--|---|---------------------------------------|---|---------------------------------|---|
| Limiting Width-to-Thickness Ratios for Compression Elements for Moderately Ductile and Highly Ductile Members | | | | | |
| Description of Element | Width-to-Thickness Ratio | Limiting Width-to-Thickness Ratio | | Example | |
| | | λ_{hd} Highly Ductile Members | λ_{md} Moderately Ductile Members | | |
| Stiffened Elements | Webs of built-up box sections used as EBF links | h/t | $0.67 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ | $1.75 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ |  |
| | Webs of H-Pile sections | h/t_w | not applicable | $1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ |  |
| | Walls of round HSS | D/t | $0.053 \frac{E}{R_y F_y}$ | $0.062 \frac{E}{R_y F_y}^{(c)}$ |  |
| Composite | Walls of rectangular filled composite members | b/t | $1.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ | $2.37 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ |  |
| | Walls of round filled composite members | D/t | $0.085 \frac{E}{R_y F_y}$ | $0.17 \frac{E}{R_y F_y}$ |  |

Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, July 12 [16].

4.4 Conexiones precalificadas.

Las conexiones precalificadas a lo largo del crecimiento y desarrollo de las nuevas tecnologías de construcción, han venido siendo estudiadas, pues en la actualidad cuentan con la suficiente información bajo un régimen experimental analítico, debido a la necesidad de conocer el comportamiento de estas conexiones ante un eventual sismo, pues de ahí la necesidad de calificarlas.

El tipo de conexión incide en el desempeño del sistema, existen tres tipos de conexiones, clasificadas según su rigidez flexional y son las siguientes:

- Conexiones totalmente restringidas (FR): Este tipo de conexiones son capaces de transmitir momento flector con una rotación relativa depreciable.

Condición: Rigidez flexional $\geq EI/L$.

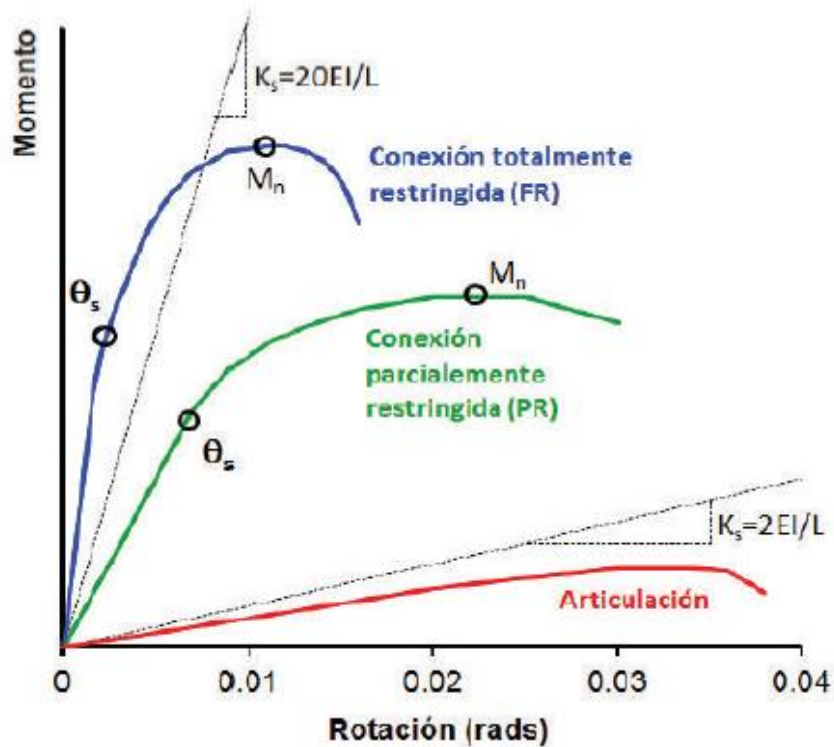
- Conexiones Parcialmente Restringidas (PR): transfieren momento, pero la rotación no es despreciable.

Condición: $20 \geq \text{Rigidez flexional} \leq 2 EI/L$.

Los pórticos resistentes a momento, destinados a resistir cargas producto de un sismo, deben construirse con ambos tipos de conexiones.

A continuación, en la Figura N° 16, se presenta un esquema de momento-rotación de los tipos de conexiones según el grado de restricción.

Figura N° 16. Notación de conexiones total, parcialmente restringidas y articuladas.



“Evaluación de conexión precalificada: viga de sección reducida – columna cajón relleno, para pórticos de momento a base de planchas de acero A36 soldadas” [16].

Haciendo uso y cumpliendo con lo requerido por la norma AISC 341-16 “Seismic Provisions for Structural Steel Buildings” (Provisiones Sísmicas para Edificios de Acero Estructural) y FEMA 350 [18], se ha establecido un comportamiento dúctil, además de un mecanismo de plastificación que no compromete la estabilidad y desempeño de un sistema estructural.

Para establecer el correcto y adecuado desempeño de una conexión de un sistema resistente a momento, esta debe cumplir ciertos requisitos como lo son:

- Contar con información analítica y experimental del desempeño de la conexión.
- Conocer el modelo rotacional de la conexión y su resistencia.
- Conocer el desempeño de la conexión, mediante la información obtenida en cuanto a modos de falla y mecanismos de plastificación.
- Todas las conexiones deben ser consideradas restringidas completamente.

4.4.1 Normativa ecuatoriana NEC-SE-AC-2015 – conexiones precalificadas.

La Normativa Ecuatoriana hace referencia dentro de su contenido a criterios y disposiciones sísmicas de ANSI/AISC, que demuestran mediante ensayos, que las conexiones a momento para pórticos especiales, son capaces de tener una adecuada ductilidad, de esta manera se definen conexiones precalificadas con un adecuado comportamiento ante un sismo.

Los requerimientos que se debe tener en consideración dentro del diseño sísmico son los siguientes, en resumen:

- Reprimir el colapso de la estructura durante terremotos de gran magnitud de momento, los cuales se produjeran dentro de la vida útil de la estructura.
- Otorgar la suficiente resistencia y ductilidad para soportar terremotos severos.
- Brindar la aceptabilidad del caso al daño estructural y no estructural, que se presentarán en los sismos severos.
- Dejar de lado los limitantes de daño económico, así como el de la mantención de la funcionalidad de las estructuras, de manera que se pueda salvar vidas, antes estas eventualidades.
- Intentar mantener la funcionalidad y limitar daño para edificaciones especiales y esenciales.

Para las diversas edificaciones, la NEC-SE-AC, 2015 [7] exige que la estructura debe tener ciertas capacidades, las cuales son:

- Soportar las fuerzas indicadas para su diseño.
- Presentar las derivas de piso, que sean menores que las admisibles.
- Disipar energía de deformación inelástica, utilizando dispositivos de control sísmico o empleando técnicas de diseño por capacidad.

La NEC [7] para el diseño de estructuras metálicas, hace referencia solo a la conexión precalificada de viga de sección reducida diseñadas mediante el método LRDF e incorpora o menciona los métodos para precalificación para otros tipos de conexiones a momento no encontradas en este documento, mismas que deben demostrar una adecuada ductilidad.

4.4.2 Según FEMA 350 [18] – conexiones precalificadas.

Tras el evento suscitado en Northridge (1994), donde muchas construcciones en estructura metálica fallaron, se demostró que sus conexiones eran deficientes para las demandas sísmicas, pues se encontró que estas presentaron niveles de esfuerzo y de deformaciones superiores a los esperados, así de esta manera se requirieron cambios en los códigos de diseño, siendo necesario el estudio de las solicitaciones para conexiones en pórticos resistentes a momento ante la demanda sísmica y de esta manera calificarlas, basando su seguridad y resultados en ensayos experimentales sobre especímenes a escala natural, con simulación de cargas sísmicas progresivas para determinar las principales fallas.

Es así que se desprenden las conexiones precalificadas (Ver Tabla N°10), las que pueden ser empleadas sin verificación teórica y analítica. Según FEMA 350 [18] ha precalificado nueve conexiones, entre empernadas y soldadas con procedimientos de diseño y limitaciones según el tipo, garantizando el adecuado comportamiento requerido por los elementos estructurales, sin embargo, solo cuenta con una serie limitada de conexiones precalificadas.

Tabla N° 10. Conexiones precalificadas FEMA 350.

| CATEGORIA | DESCRIPCION DE LA CONEXIÓN | ABREVIATURA | SISTEMA PERMITIDO |
|-----------------------------------|--|-------------|-------------------|
| SOLDADA Y TOTALMENTE RESTRINGIDA | Welded Unreinforced Flanges, Bolted Web Alas Soldadas No Reforzadas-Alma Aternada | WUF-B | OMF |
| | Welded Unreinforced Flange, Welded Web Alas Soldadas No Reforzadas-Alma Soldada | WUF-W | OMF, SMF |
| | Free Flange Ala Libre | FF | OMF, SMF |
| | Welded Flange Plate Placa Soldada al Ala | WFP | OMF, SMF |
| | Reduced Beam Section Viga de Sección Reducida | RBS | OMF, SMF |
| APERNADA TOTALMENTE RESTRINGIDA | Bolted, Unstiffened End Plate Placa Extrema Aternada No-Atiesada | BUEP | OMF, SMF |
| | Bolted, Stiffened End Plate Placa Extrema Aternada Atiesada | BSEP | OMF, SMF |
| | Bolted Flange Plates Placas Aternadas a las Alas | BFP | OMF, SMF |
| APERNADA PARCIALMENTE RESTRINGIDA | Double Split Tee Doble T Cortada | DST | OMF, SMF |

L.A, “Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC”, [18].

4.4.2.1 Criterios de calificación de conexiones según FEMA 350-2000.

Dentro de los criterios y aspectos de calificación de conexiones a considerar se mencionan los siguientes:

1. Mecanismos de fluencia (deformación plástica) y modos de falla, mediante información experimental e investigación.
2. Resistencia relacionada a cada mecanismo y modo de falla, mediante modelos

racionales.

3. Propiedades de los materiales y geometría de la conexión.

Estos criterios de calificación son acogidos por AISC 341-16, como punto de inicio para el diseño de conexiones, indicando también el campo de aplicación y limitaciones para ser usadas, tales como las secciones de las vigas y columnas, tipo de soldadura y bondades del acero, etc.

4.4.3 Normativa AISC 360-16 [15].

La norma ANSI/AISC 360-16, 2016, establece criterios para el diseño, fabricación y montaje de edificios de acero estructural y otras estructuras, el capítulo J de esta norma brinda las definiciones de las diferentes tipologías de conexiones. Además, menciona los factores de resistencia ϕ_d y ϕ_n que deben ser aplicados de la siguiente manera.

$\phi_d = 1.0$ para estados límites dúctiles.

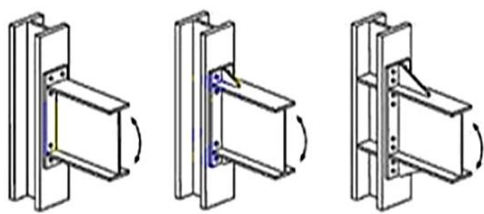
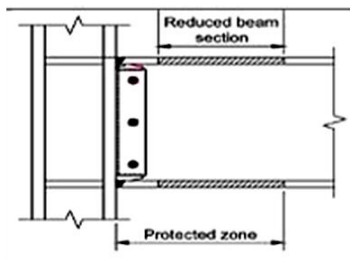
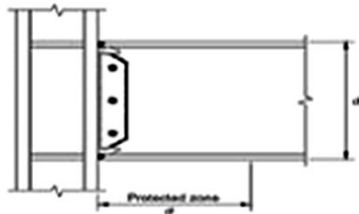
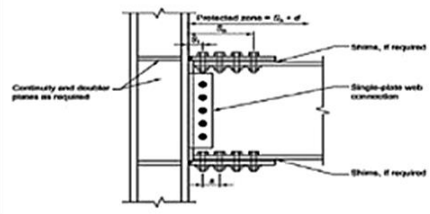
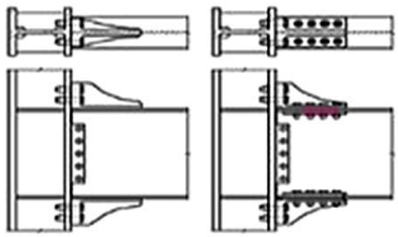
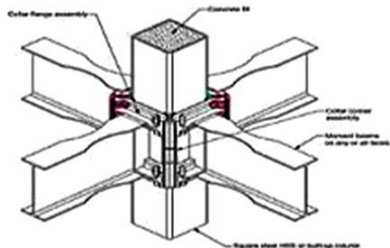
$\phi_n = 0.9$ para estados límites no dúctiles.

4.4.4 Normativa AISC 358-16 [6]

La norma ANSI/AISC 358-16, 2016, especifica el diseño, detalle, fabricación y los criterios de aceptación de las conexiones precalificadas. De la misma manera este tipo de conexiones hacen referencia a la norma ANSI/AISC 341-16, 2016 [6], donde se indican los parámetros sísmicos que debe considerarse en el diseño de esta.

En Figura N°.17, se muestran las conexiones precalificadas según AISC 358-16, más usadas en la actualidad.

Figura N° 17. Conexiones precalificadas AISC-358-16.

| CONEXIONES PRECALIFICADAS - USUALES EN LA CONSTRUCCIÓN | |
|--|--|
|  |  |
| <p>CONEXIÓN DE PLANCHA EXTREMA EXTENDIDA EMPERNADA RIGIDIZADA Y NO RIGIDIZADA</p> | <p>CONEXIÓN DE VIGA REDUCIDA (REDUCED BEAM SECTION, RBS)</p> |
|  |  |
| <p>CONEXIÓN DE ALA SOLDADA NO REFORZADA - ALMA SOLDADA (WELDED UNREINFORCED FLANGE - WELDED WE, WUF-W)</p> | <p>CONEXIÓN DE PLANCHA DE ALA EMPORNADA (BOLDED FLANGE PLATE, BFP)</p> |
|  |  |
| <p>CONEXIÓN EMPORNADA SOPORTADA TIPO BRACKET (KAISER BOLTE BRACKET, KBB)</p> | <p>CONEXIÓN CONXTECH CONXL</p> |

“Conexiones precalificadas para unión viga-columna más usuales” [15].

4.5 Criterios de calificación de conexiones resistentes a momento.

En 1971, ante los preceptos de un bajo o deficiente comportamiento de un sistema estructural, en donde se determinaba que este efecto era consecuencia de un carente desempeño de la unión viga – columna, se realizaron estudios para probar su

capacidad, mediante la simulación del comportamiento de conexiones resistentes a momento.

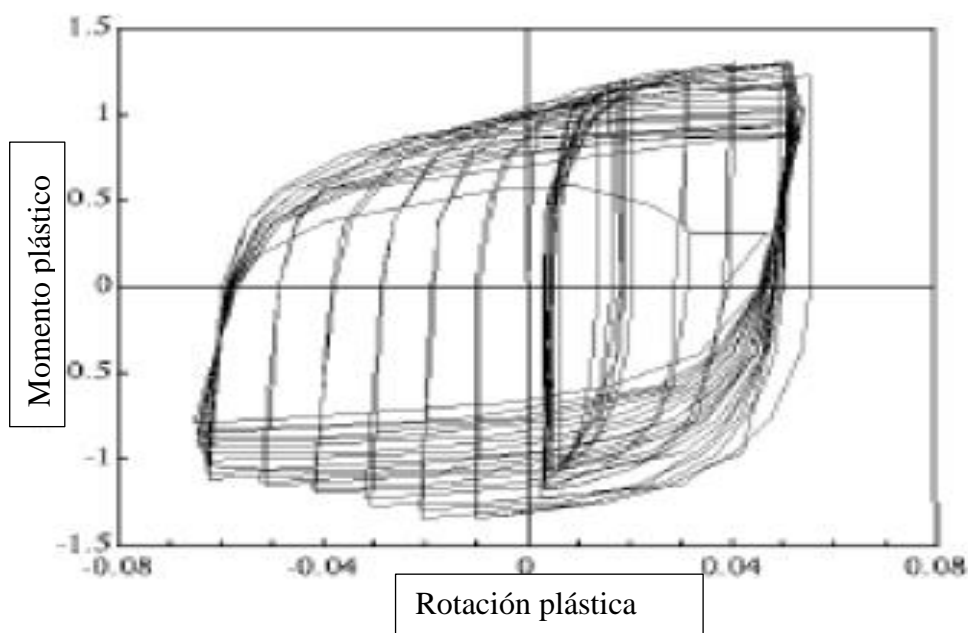
De los estudios realizados se obtiene una representación gráfica del comportamiento histórico, en la cual se evidencia gran disipación de energía sin mucha degradación de resistencia, lo que era consecuencia del pandeo local de las alas, pandeo del alma y pandeo lateral torsional.

Muchas de las conexiones presentaban fallas, debidas a la fractura de la soldadura, pues al alcanzar una deriva igual o mayor a 0.02 radianes, se presentaban este tipo de fallas, pese a que esta deriva era considerada, adecuada para un buen desempeño bajo el criterio sismo resistente.

Desde ese momento se enfatiza la investigación de estas conexiones en aspectos como esfuerzos, deformaciones en la zona de panel, determinando que la fluencia que aquí se producía contribuía a la deformación y deriva por endurecimiento.

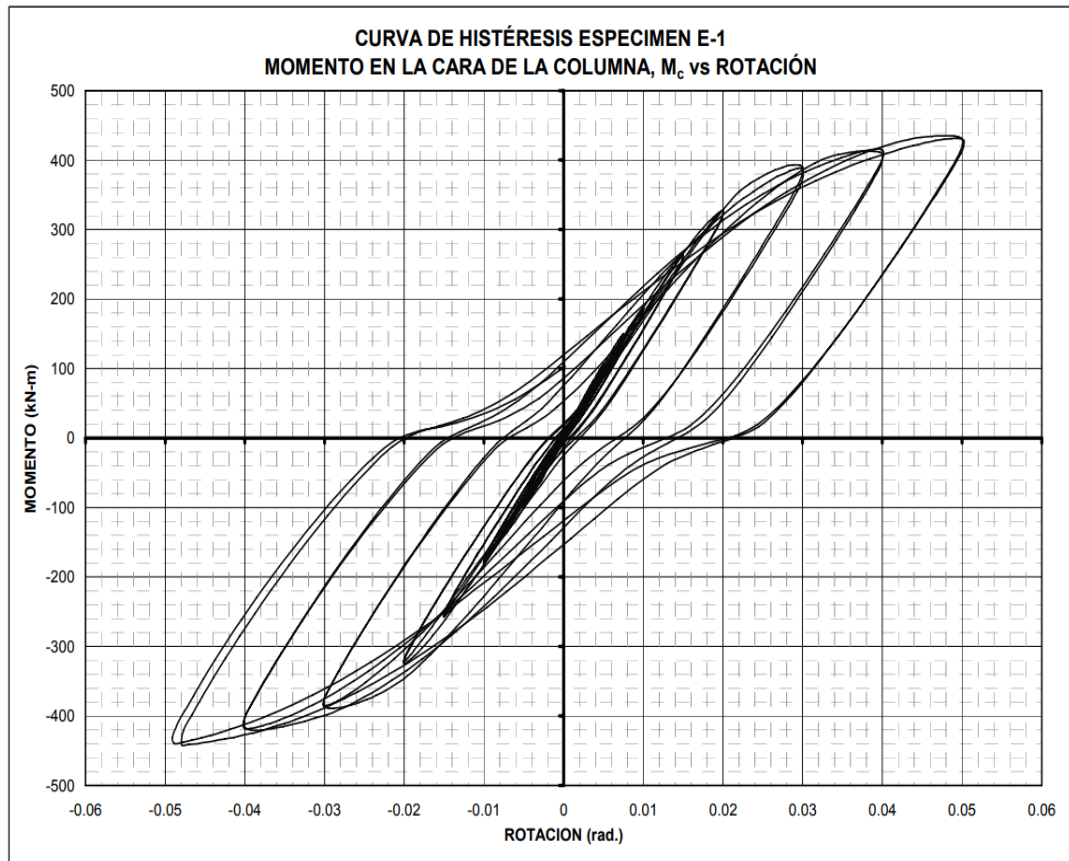
Los datos obtenidos, discretizan los límites de esbeltez de las vigas y columnas, tomando en cuenta también las condiciones de borde, procurando cumplir con lo que se conoce como el principio de columna fuerte-viga débil a través de la reducción del momento en relación a la cara de columna (Figura N° 18 y 19).

Figura N° 18. Curva Momento-Rotación de una conexión con ductilidad adecuada.



Fema 355 D [18].

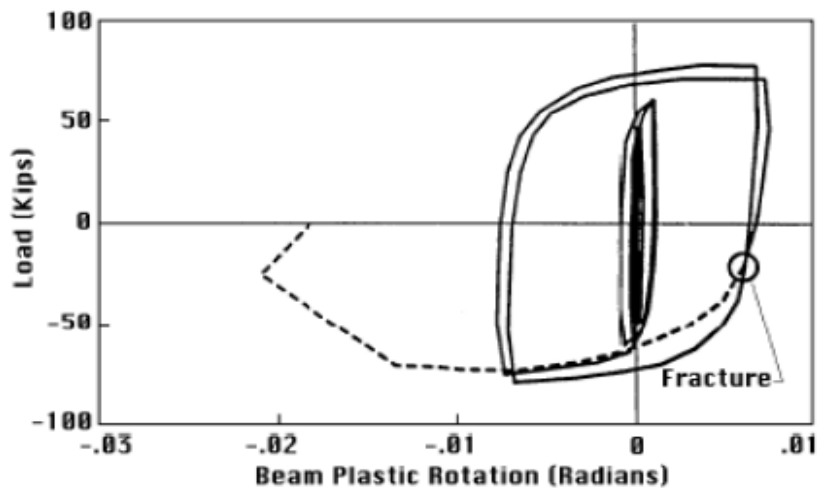
Figura N° 19. Curva de histéresis en la cara de una columna.



Fuente: Uribe. V.Maritza, “Calificación de una conexión rígida de una viga I y una columna tubular rellena de concreto bajo la acción de cargas dinámicas”, (2015).

Varios criterios se empezaron a usar a medida que la industria de la construcción crecía, evidenciando estudios del comportamiento de las estructuras con elementos viga de mayor peralte (Ver Figura N°20), pues se esperaba una mayor capacidad de ductilidad a través de fluencia por flexión, lo cual no se cumplió y se hizo necesario un mecanismo de plastificación inestable.

Figura N° 20. Curva Momento-Rotación de una conexión construida en 1988.



Fema 355 D [18].

Concluyendo así, que era necesaria conseguir una mayor ductilidad en relación a los sistemas más redundantes.

Además de las denotaciones expuestas ante el comportamiento de los sistemas estructurales, se debe tomar en cuenta que es necesario conocer las propiedades mecánicas del material, envista que en los últimos años ha existido una variación según el tipo de fabricante y el fin del mismo material en la constitución de superestructuras. Otra consideración importante es el diseño de los elementos, pues si nos referimos a las vigas, es demostrado que cuando estas poseen mayor peralte existe mayor concentración de daño, como consecuencia de la reducción de redundancia.

La soldadura en las conexiones, juega un papel muy importante, pues esta debe seguir protocolos y recomendaciones, de igual manera establecidas en la normativa de referencia aplicable, luego del sismo de Northridge en 1994, se tomó muy en cuenta este aspecto y otros como lo son:

- Tipos y grados del acero adecuado para ciertas construcciones.
- Parámetros geométricos de los elementos.
- Material y calidad de la soldadura.
- Efectos de carga dinámica.

4.5.1 Protocolos para calificación de una conexión.

El objetivo de un estudio de conexiones es determinar cuál de los tipos de conexiones propuestas es idónea para el sistema estructural existente, de manera que el desempeño

sea el correcto y esperado ante un eventual sismo, siguiendo ciertos procedimientos de cálculo y verificación de cumplimiento para condiciones de conservación y respuesta como lo son: la rotación plástica que desarrolla la conexión, degradación de la resistencia a la flexión y el aumento de las deformaciones debido a la fluencia.

La degradación de la resistencia en relación al mecanismo de falla de la conexión, establece para el caso, que su capacidad no debe estar por debajo del 80% de la resistencia a la flexión de la viga (M_p) calculado a partir del esfuerzo mínimo esfuerzo de fluencia del acero utilizado cuando el ángulo de deriva corresponde a 0.04 radianes, ya que el efecto de la degradación de resistencia puede incrementar la demanda de capacidad rotacional de la conexión debido a los efectos $P-\Delta$ [5].

4.5.1.1 Métodos experimentales de calificación.

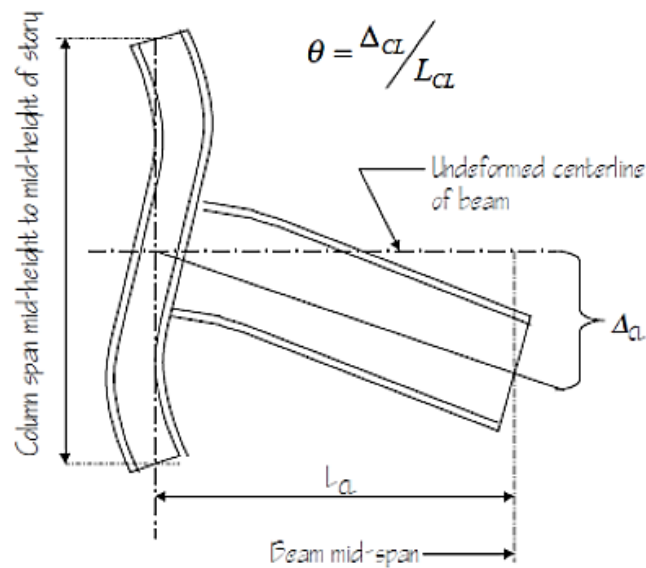
La capacidad de las conexiones es determinada mediante el ensayo de especímenes a escala real, que son sometidos a la aplicación de cargas cíclicas, con el propósito de establecer los mecanismos de falla y de plastificación, además de obtener la información necesaria para el análisis de alternativas o de nuevos mecanismos [5].

4.6 Consideraciones del ensayo de calificación propuesto.

El presente trabajo de investigación se basa en las Provisiones Sísmicas de AISC, que propone el número de especímenes a ensayar por cada variación sobre el diseño original, comprobando el cumplimiento los requisitos de ángulo deriva de piso y resistencia.

El la Figura N°21, se muestra un esquema del ensayo propuesto y la determinación de la deriva, según FEMA 335D – FEMA 350 [18].

Figura N° 21. Determinación del ángulo de rotación en prototipos ensayados.



Fema 350 [18].

En la Tabla N°11, se presentan los niveles de desempeño según el ángulo de rotación o ángulo de deriva.

Tabla N° 11. Niveles de desempeño según capacidad rotacional.

| Nivel de Desempeño | Símbolo | Descripción de la Capacidad Rotacional |
|-------------------------------|------------|---|
| Degradación de la resistencia | θ_s | Ángulo de deriva, mismo que disminuye su resistencia por debajo de la capacidad plástica nominal, debido al mecanismo de falla. |
| Resistencia última | θ_u | Por efectos de carga gravitacional, y daños en elementos estructurales su capacidad es incierta |

Fema 350 [18].

Para la estimación del ángulo de deriva se debe considerar que la parte superior e inferior de la columna se encuentran restringidas, para evitar deformaciones por flexión de la columna.

Dentro de la calificación de una conexión se toman muy en cuenta los parámetros mostrados en la Tabla N°11, con los que se notan la degradación de resistencia

relacionada al inicio de mecanismo de falla θ_s y θ_u asociado a la resistencia última del material, es decir la capacidad para resistir cargas gravitacionales a pesar de los efectos producidos por las cargas dinámicas.

La Normativa AISC estandariza los valores de estos parámetros, como niveles de desempeño para su análisis, como se indica en la siguiente Tabla N°12.

Tabla N° 12. Valores de ángulos de rotación según niveles de desempeño.

| Parámetro de calificación | Representación | Valor (radianes) |
|-------------------------------|----------------|------------------|
| Degradación de la resistencia | θ_s | 0.04 |
| Resistencia última | θ_u | 0.06 |

Fuente: Parámetros de calificación – ángulos de deriva – AISC.

4.6.1 Prototipo de prueba/ensayo.

Los prototipos a ensayar deben abarcar todas las condiciones de borde lo más reales posibles, para que el comportamiento de los elementos, proporcionen datos confiables, es así que deben por lo menos cumplir lo siguiente:

- La conexión debe estar constituida por al menos una columna, con vigas unidas a uno o a los dos lados.
- Se podrá arriostrar lateralmente al espécimen de prueba junto a los puntos de aplicación de cargas, para efectos de estabilidad.
- Se deben controlar los giros producidos por la carga aplicada a la viga.
- Las secciones de los elementos viga-columna deben guardar estricta relación con el caso real a evaluar.

4.6.1.1 Consideraciones importantes en los ensayos.

Para los prototipos se deben considerar las siguientes variables:

4.6.1.1.1 Rotación inelástica.

Los elementos de la conexión pueden presentar la rotación inelástica en la zona del panel de la columna, fuera de la zona de panel o en la viga misma.

4.6.1.1.2 Tamaño de los miembros.

Dentro de los requerimientos para el ensayo de una viga y columna están los siguientes, basados en la configuración de los elementos:

- El peralte de la viga de ensayo será mayor al 90% del peralte de la viga seleccionada como muestra o elemento de la conexión a ser analizada,
- El peralte de la columna o elemento de la conexión a ser analizada será mayor al 90% del peralte de la columna del prototipo.

4.6.1.1.3 Detalle de la conexión.

La conexión que se pretende analizar, es a escala real, es decir sus elementos estructurales representan las condiciones de una estructura real.

4.6.1.1.4 Placas de continuidad.

El prototipo a ensayar no posee placas de continuidad en vista, pues es aquí donde carece de todo criterio de diseño.

4.6.1.1.5 Resistencia del material.

Los elementos de la conexión (viga-columna), que sean sometidos a rotación inelástica por fluencia deben satisfacer los siguientes requerimientos.

- Se determinará el esfuerzo de fluencia mediante el ensayo de materiales, según norma.
- El esfuerzo de fluencia de la viga no deberá estar más del 15% por debajo de R_y F_y del material
- El esfuerzo de fluencia de la columna no deberá estar más del 15% por encima ni debajo de $R_y F_y$, dependiendo del grado del acero usado.

4.6.1.1.6 Soldadura.

Lo ideal para este tipo de conexiones y para verificar los criterios de calificación, sería dar cumplimiento a los procedimientos (WPS) definidos en la norma AWS D1.1-15, pero al ser un análisis enfocado en la evaluación de las conexiones no precalificadas, que se usan en nuestro medio sin aplicación de normativa, no se definen criterios de diseño o procedimientos, más bien se trae a análisis una de las conexiones más usuales. Por otro lado, se hará una breve introducción de las propiedades de los materiales que se pueden usar como material de aporte en soldadura (Ver Tabla N°13.), siendo estos

los más óptimos para conexiones calificadas.

Tabla N° 13. Propiedades de los materiales de aporte en soldadura

| Propiedades | Clasificación | |
|-----------------------------|------------------------------|---------|
| | 480 MPa | 550 MPa |
| Esfuerzo de fluencia, (MPa) | 400 min | 470 min |
| Resistencia última, (MPa) | 480 min | 550 min |
| Alargamiento, % | 22 min | 19 min |
| Tenacidad Charpy, (J) | 27 min @ - 18°C ³ | |

Fuente: AISC 341-16. **Fuente:** Parámetros de calificación – ángulos de deriva.

4.6.1.2 Requerimientos de soldadura para una conexión precalificada.

Los requerimientos de soldadura de acuerdo al ANSI/AISC 341-10 [6] son los siguientes:

4.6.1.2.1 Metales de aporte.

Todos los materiales que se usen en conexiones y sus metales de aporte deben ajustarse a los requerimientos de ANSI/AISC 341-10 [17].

4.6.1.3 Procedimientos de soldadura.

Los procedimientos de soldadura deben ser acordes a ANSI/AISC 341- 10 [17].

4.6.1.4 Protocolo de carga.

El acontecimiento de Northridge, dio pie a que se investigue a profundidad el comportamiento de las estructuras metálicas, es de esta manera que se establecen los protocolos de carga para aquellas conexiones que forman parte del sistema de calificación de conexiones sismorresistentes y se necesita conocer su comportamiento, considerando principalmente las deformaciones y los ciclos de carga, de modo que se reflejen las máximas demandas de deformación, con el aporte de información, obtenido mediante acelerogramas de sismos presentados antes de la fecha de estudio. Los ciclos de carga empleados para la calificación de una conexión viga-columna, deben ser controlados, procurando establecerse para el ángulo de deriva respectivo, como se muestra a continuación en la siguiente Tabla N°14.

Tabla N° 14. Protocolo de carga.

| Pasos de carga | Números de ciclos (n) | Ángulo de deriva θ (rad) |
|----------------|-----------------------|---------------------------------|
| 1 | 6 | 0.00375 |
| 2 | 6 | 0.005 |
| 3 | 6 | 0.0075 |
| 4 | 4 | 0.01 |
| 5 | 2 | 0.015 |
| 6 | 2 | 0.02 |
| 7 | 2 | 0.03 |
| 8 | 2 | 0.04 |

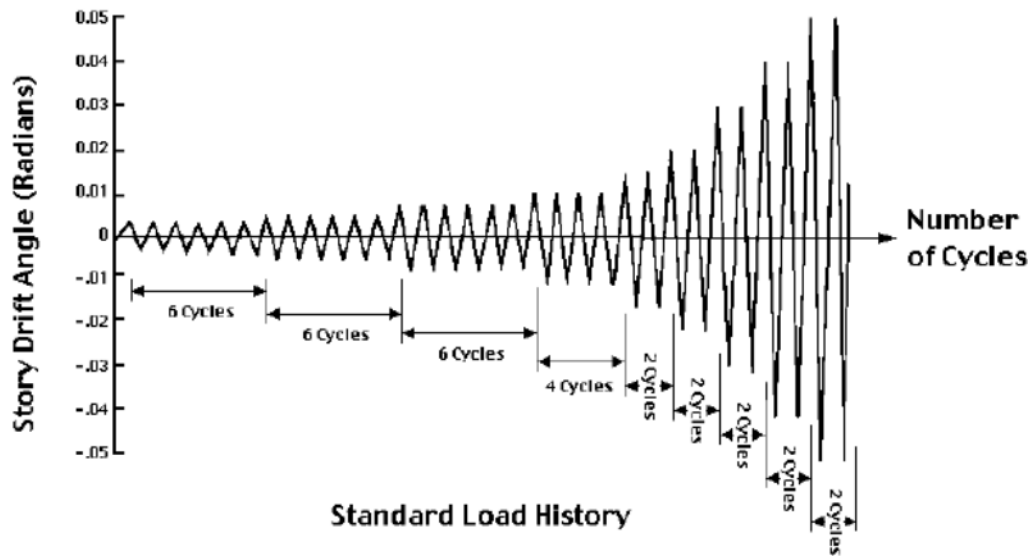
FEMA 350 [18].

La Norma NEC [7], manifiesta para este caso que, en pórticos resistentes a momento, la conexión debe soportar por lo menos un ángulo de deriva de piso de 0.035 rad.

Si se desea aplicar cargas se deberá considerar incrementos de 0.01rad, en dos ciclos de carga para cada paso a partir del sexto, llegando a conocer la resistencia última de la conexión.

El valor obtenido en la deformación angular cuando se obtengan valores aproximados al 20% de la resistencia máxima, se conocerá como el límite en el cual la capacidad de conexión se vuelve incierta e insegura para resistir cargas gravitacionales, esto mediante la aplicación de ciclos de carga con derivas controladas, como se ve en la Figura N° 22.

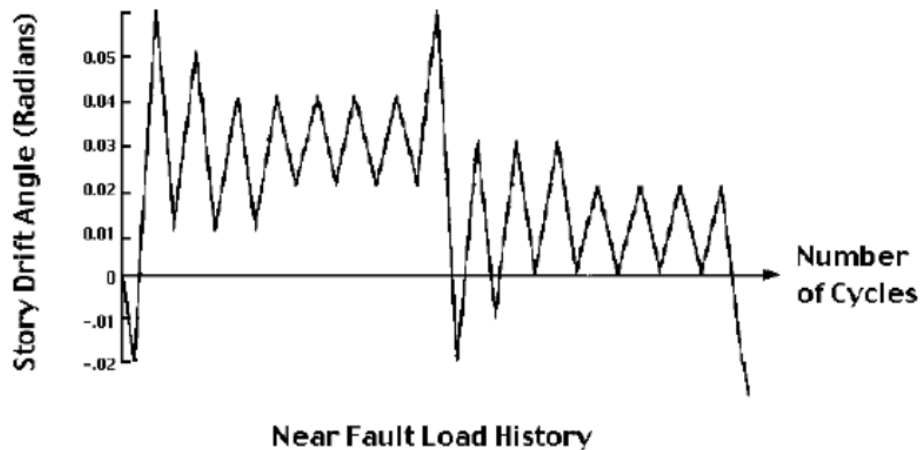
Figura N° 22. Determinación del ángulo de rotación en prototipos ensayados.



Fuente: Protocolo de carga para calificación de conexiones viga-columna.

Las sollicitaciones ante sismos de mayores amplitudes, requerirán de mayores niveles de desempeño por parte de las conexiones, llevándolas al límite de falla, esto se evidencia mediante un análisis dinámico inelástico, por otro lado, se complica el control del ángulo de deriva y los ciclos son inciertos, como se muestra en la Figura N°23.

Figura N° 23. Determinación del ángulo de rotación en prototipos ensayados en sismos de gran amplitud.



Fuente: Protocolo de carga para calificación de conexiones viga-columna.

4.6.1.5 Amplitud de carga y deformación.

La eficiencia y alcance de un análisis de conexión sismorresistente mediante el ensayo de un prototipo, se determina en base a la simulación de las sollicitaciones dinámicas demandadas durante un sismo.

Los primeros estudios de las conexiones unión viga-columna, se llevaban a cabo mediante ensayos monotónicos que no presentaban efectos dinámicos por la falta de aplicación de cargas cíclicas, sin embargo, se usaban para alcanzar una apreciación de la capacidad rotacional de la conexión, mientras que la degradación de la resistencia y fenómenos de pandeo eran relacionadas directamente con los ciclos de carga y su magnitud.

Las cargas y deformación son los puntos de partida de un análisis de conexiones y su comportamiento ante eventos sísmicos, es ahí en donde se introducen técnicas experimentales para determinar efectos a los que se sometería bajo dicho evento.

4.6.1.6 Instrumentación para ensayo.

Se debe contar con la suficiente información del medio de análisis, tomando en cuenta también las condiciones propias del sistema y de sus elementos estructurales, por lo que, se elige un tipo de conexión, mayormente usada en el país, que carece de todo sentido técnico y experimental.

4.6.1.6.1 Determinación de las propiedades del material a ensayar.

Se las determina mediante el ensayo de tensión del acero, para lo cual se realiza de acuerdo a lo establecido en la norma ASTM: E8, con dos probetas por elemento estructural.

Las muestras o probetas serán del mismo material del prototipo, es decir un acero A36, que constituye la columna y la viga, sin elementos de continuidad o desarrollo de rotación inelástica.

Toda la información obtenida del ensayo de las probetas, constituye los resultados de las propiedades del material (ACERO A36).

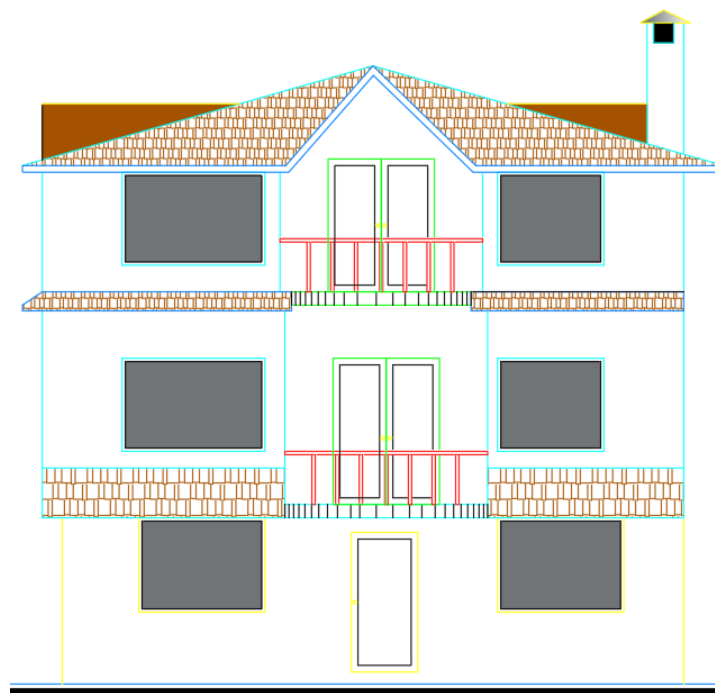
4.7 Sistema propuesto para análisis.

Debido a la incertidumbre presentada en los últimos años en cuanto a la construcción de estructuras con elementos metálicos, se ha visto necesario el análisis de las conexiones que no han sido precalificadas, ni ensayadas o mucho menos de las que se

conozca que cumplen con ciertos parámetros establecidos en la norma FEMA 350, AISC 341-16 AISC 358-16.

La conexión propuesta se encuentra en una planta intermedia, en el extremo del sistema resistente a momento y está constituida por perfiles tubulares, soldados sin elementos de continuidad (Ver Figura N°24 y 25), es decir la conexión se la realiza solo con un cordón de suelda.

Figura N° 24. Residencia en estructura metálica.

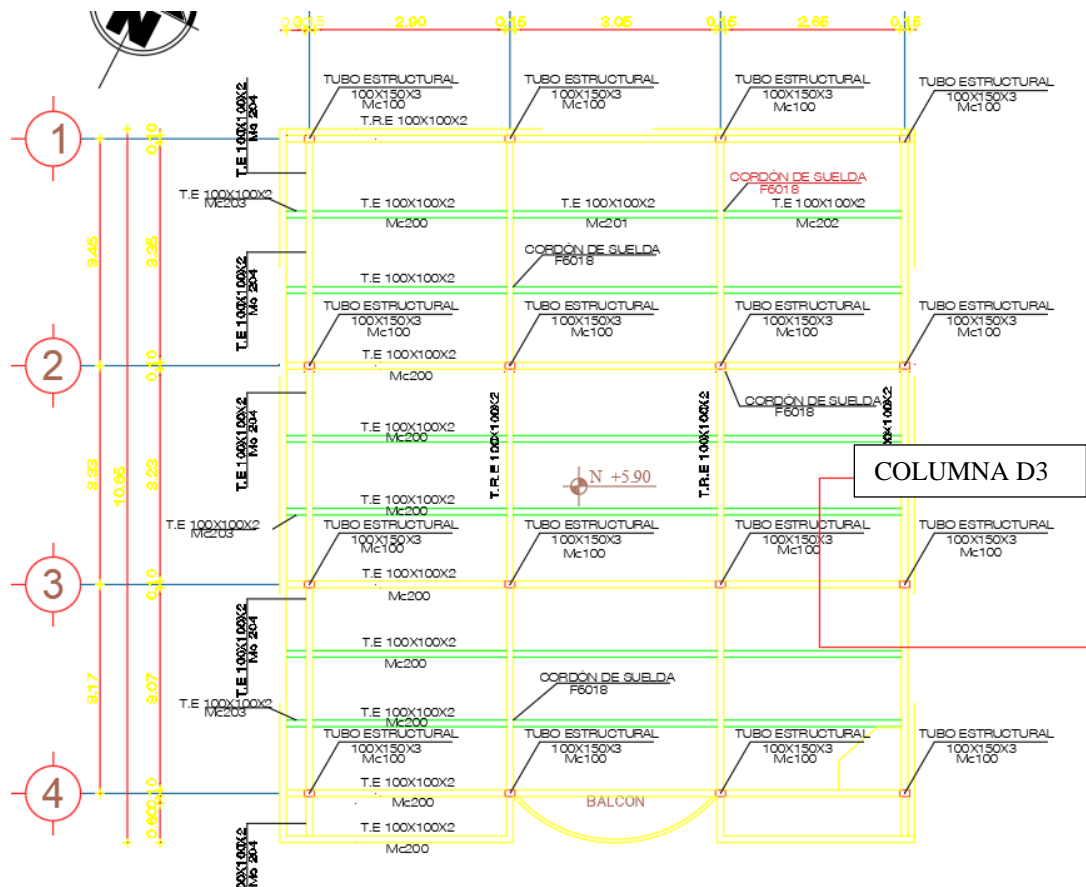


Elevación Frontal

Escala _____ 1:100

Autor; Ing. Álvaro Toapanta

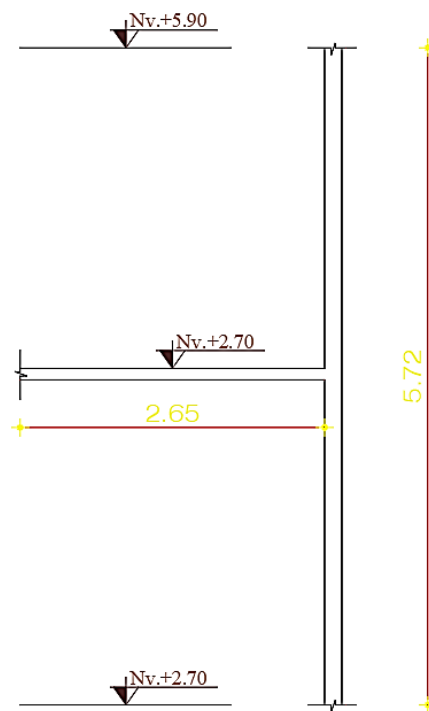
Figura N° 25 Sistema estructural y determinación de conexión según detalle de vigas y columnas.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

En la siguiente Figura N°26, se muestra el detalle de la conexión viga columna.

Figura N° 26. Conexión viga-columna (D3).



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Imagen N° 1. Conexión viga columna del sistema analizado.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

4.7.1 Modelos estructurales.

Todos los modelos estructurales deben ser conservadores y diseñados de acuerdo a los requerimientos de similitud con el prototipo, basado en la teoría de modelos, derivada de un análisis dimensional característico.

Varios estudios establecen pasos para el análisis de modelos estructurales como el de [7], quienes mencionan que dentro de los más relevantes se encuentran los siguientes:

- Establecer el alcance que tendrá un análisis de un modelo estructural.
- Definir la geometría y material de los elementos.
- Determinar el proceso constructivo de los prototipos, tomando en cuenta el medio de construcción de una estructura real, dado que estos aspectos proporcionarán resultados más confiables
- La instrumentación con la que se ensayarán los prototipos debe ser adecuada según los resultados esperados, tomando muy en cuenta la precisión.
- Dimensionar la carga y su aplicación, posterior a la calibración de los instrumentos del laboratorio.

4.7.2 Criterios de valoración.

Como se había mencionado las conexiones deben satisfacer demandas de deriva de piso o rotación para un mínimo de un ciclo completo de carga y resistencia.

4.7.3 Análisis dimensional.

4.7.3.1 Materiales y dimensiones de viga y columna.

La estructura a ser evaluada, está constituida por elementos de acero A36 tubular cuadrado para las vigas con un espesor de 2mm y rectangular para las columnas con un espesor de 3mm. Todos aquellos elementos a ser estudiados deben contener una información representativa y lógica, en función de los resultados esperados.

Los resultados o datos esperados, serán consecuencia de las características del material y las condiciones concebidas.

En el Ecuador usualmente se usan conexiones soldadas dada la facilidad de montaje y la fácil adquisición de perfiles metálicos, haciendo que la construcción se vuelva ligera y se optimicen los tiempos de ejecución.

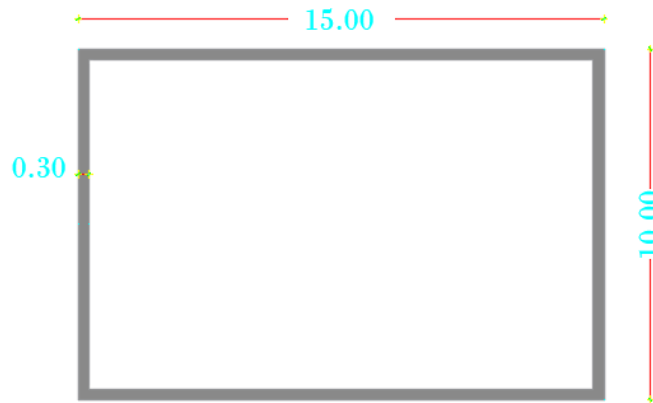
4.7.3.2 Geometría de la conexión.

Ecuador es uno de los países que está introduciendo a la construcción nuevas técnicas y materiales, sin embargo, algunos constructores desconocen de las ventajas y desventajas de usar perfiles metálicos como material para elementos estructurales, pues no analizan las condiciones bajo las cuales se los uso y mucho menos manejan

critérios de diseño, más bien se guían por los conceptos de ahorro y facilidad de montaje, lo que deja a un lado la seguridad y servicialidad.

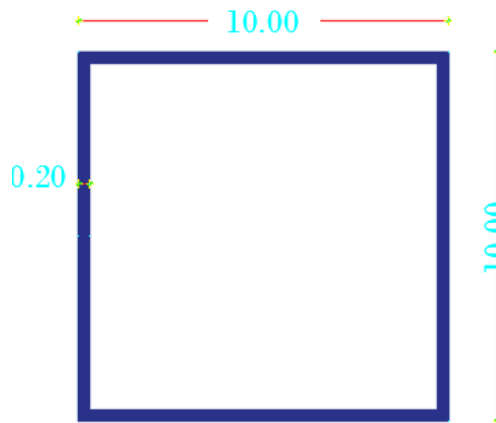
A continuación, se muestra la geometría de los elementos estructurales, en las figuras Figura N°27,28,29,30.

Figura N° 27. Columna A36 15X10X0.3cm (D3).



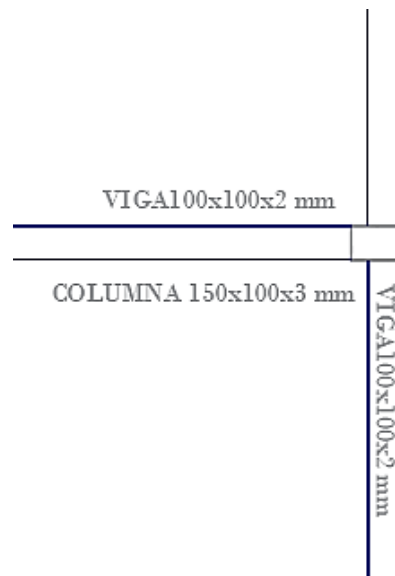
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 28. Viga A36 10X10X0.2cm (D3).



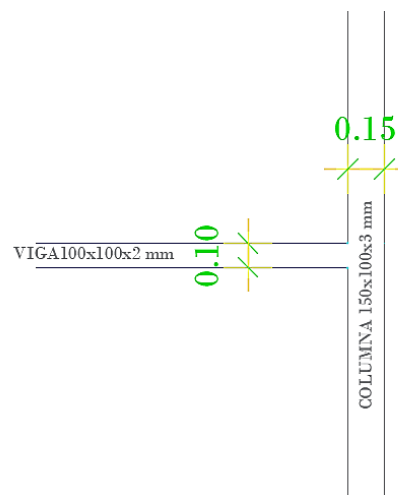
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 29. Detalle de conexión vista en planta columna (D3).



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 30. Detalle de conexión vista en elevación columna (D3).



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

4.7.3.3 Propiedades mecánicas del material (Viga – columna).

Como se mencionó en el numeral 4.6.1.6.1 de este documento, las propiedades mecánicas, se las determinan mediante el ensayo de tensión del acero A36 que conforman las columnas y vigas sujetas a inspección, siguiendo la metodología establecida en la Norma ASTM, E8.

Se ensayan 2 probetas por cada elemento estructural para obtener las propiedades requeridas y no se usan los valores establecidos en los certificados de calidad (ver Tabla N°15).

Tabla N° 15. Propiedades mecánicas del acero A36.

| ELEMENTO | TIPO DE PERFIL | MATERIAL | TIPO DE PROBETA | ANCHO (mm) | LÍMITE DE FLUENCIA Fy | | RESISTENCIA A LA TRACCIÓN Fu | | ELONGACIÓN DESPUÉS DE LA ROTURA |
|-------------------|----------------|----------|-----------------|---------------|-----------------------|----------------|------------------------------|----------------|---------------------------------|
| | | ACERO | | | (MPa) | Kg/cm2 | (MPa) | Kg/cm2 | (%) |
| VALORES NOMINALES | | A36 | PLACA | | 248.11 | 2530 | 399.72 | 4076 | 21.00 |
| VIGA | 100X100X2MM | A36 | PLACA | 1.91 | 314 | 3201.92 | 405 | 4129.87 | 37.50 |
| | 100X100X2MM | A36 | PLACA | 1.93 | 338 | 3446.65 | 408 | 4160.46 | 40.50 |
| SUMATORIA | | | | | | 6648.57 | | 8290.32 | |
| PROMEDIO | | | | | | 3324.29 | | 4145.16 | |
| COLUMNA | 150X100X3MM | A36 | PLACA | 3.12 | 419 | 4272.63 | 537 | 5475.90 | 32.00 |
| | 150X100X3MM | A36 | PLACA | 3.25 | 417 | 4252.23 | 510 | 5200.57 | 29.00 |
| SUMATORIA | | | | | | 8524.86 | | 10676.47 | 139.00 |
| PROMEDIO | | | | | | 4262.43 | | 5338.23 | |

Fuente: Ensayo de tracción en elementos planos, LEMSUR, Escuela Politécnica Nacional, 2022.

En la Tabla N°16., se indica un resumen de las propiedades y geometría de los perfiles metálicos a usar.

Tabla N° 16. Secciones y propiedades de viga y columna.

| COLUMNA | | VIGA | |
|---------------------------|----------------|---------------------------|----------------|
| bf= | 150mm | bf= | 100mm |
| tf= | 3mm | tf= | 2mm |
| hw= | 100mm | hw= | 100mm |
| tw= | 3mm | tw= | 2mm |
| Módulo Plástico Zc | 56.90cm3 | Módulo Plástico Zb | 28.82cm3 |
| Área | 14.64 cm2 | Área | 7.84 cm2 |
| Acero | A36 | Acero | A36 |
| Fy | 4262.43 kg/cm2 | Fy | 3324.29 kg/cm2 |
| Fu | 5338.23 kg/cm2 | Fu | 4145.16 kg/cm2 |

Fuente: Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Los valores correspondientes a las propiedades mecánicas del material de la viga y columna, fueron obtenidos del ensayo a tracción, mediante la norma ASTM E8, en el laboratorio de la Universidad Politécnica Nacional. Consiguiendo de esta manera los valores mostrados en la Tabla N° 16.

4.8 Diseño del cordón de suelda.

Para el caso de representación de las condiciones actuales de construcción, en las que no se consideran el tipo de suelda, material de aporte y mucho menos al personal que realiza este trabajo, se ha contemplado para el análisis de la conexión viga columna, el uso de un cordón de suelda con un electrodo E6011.

Las soldaduras de demanda crítica poseen requisitos de calidad y tenacidad en sistemas resistentes a cargas sísmicas, dado que suelen quedar sometidas a ciertos niveles de deformación por fluencia.

Dentro de los requisitos de la norma AISC 341-16 y AISC 358-16, se mencionan ciertas condiciones para la unión de elementos metálicos, dependiendo de su grado y si esas requieren resistir deformaciones excesivas, del mismo modo, el código AWS D1.1-2020 (Structural Welding Code – Steel), a más de los criterios de diseño de la suelda, cita las características y aspectos de selección de los materiales base, como lo son soldabilidad, propiedades químicas y mecánicas. En tanto que, para los materiales de aporte, se presenta la Tabla N°17, en donde se encuentran los más usados en procedimientos de soldadura precalificada WPS (Welding Procedure Specification). El código AWS D1.8 [17], no permitiendo el uso del electrodo E60XX.

Tabla N° 17. Propiedades de clasificación del metal de aporte.

| Propiedades | 70ksi[480 Mpa] Clasificación | 80ksi[5500 Mpa] Clasificación |
|-----------------------------------|---|--|
| Límite elástico ksi [Mpa] | 58 [400]min | 68 [470]min |
| Resistencia la tracción ksi [Mpa] | 70 [480]min | 80 [550]min |
| Elongación (%) | 22 min | 19 min |
| CVN tenacidad m-kgf | 20 [27]min. 0°F [-18°C] | 20 [27]min. 0°F [-18°C] |

Fuente: AWS D1.8 Structural Welding Code – Seismic Supplement.

Dentro de los procesos de soldadura definidos en el Código AWS D1.1 – 2020, para soldaduras precalificadas que no presentan la necesidad de realizar pruebas tenemos:

- Soldadura por arco eléctrico con electrodo revestido (Shielded Metal Arc Welding) SMAW.
- Soldadura por arco eléctrico y alambre tubular (Flux Cored Arc Welding) FCAW
- Soldadura por arco eléctrico con protección gaseosa y alambre sólido (Gas Metal Arc Welding) GMAW.
- Soldadura por arco eléctrico sumergido (Submerged Arc Welding) SAW.

Como se mencionó, para nuestra investigación, se usará un electrodo E6011, para una suelda por arco eléctrico con electrodo revestido, caso que no es muy recomendado, para conexiones que deben resistir efectos sísmicos, sin embargo, se usa mucho en las construcciones con fines residenciales.

4.9 Verificación del principio columna fuerte viga débil.

Conocidos los valores de F_y y F_u de los elementos estructurales, se analiza el principio de la conexión viga-columna, en donde se espera que la falla se de en la viga por efecto de concentración de esfuerzos, a una cierta distancia de la cara de la columna, este principio es llamado columna fuerte viga débil y se lo evalúa mediante el siguiente criterio:

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} > 1.0$$

ΣM_{pc} = Sumatoria de los momentos plásticos nominales con respecto al eje de la viga, de las resistencias nominales por encima y debajo de la conexión, considerando la reducción por efecto de carga axial.

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

ΣM_{pb} = Sumatoria de momentos plásticos nominales con respecto al eje de la columna, de las resistencias a flexión esperadas en las articulaciones plásticas [17].

Para la comprobación del principio mencionado se precede con el chequeo respectivo.

$$\Sigma M_{pb} = \Sigma (1.1 R_y * F_{yb} * Z_b + M_{uv})$$

Donde tenemos:

Fyb: Esfuerzo mínimo de fluencia del acero para viga.

Muv: Momento adicional debido a la amplificación por cortante desde la localización de la articulación plástica al centro de gravedad de la columna, basado sobre las combinaciones del LRFD [17].

Zb: Modulo plástico de sección de la viga

Fy: Esfuerzo de fluencia del acero empleado.

Ry: Factor de fluencia probable.

1. Determinación del momento plástico nominal de viga en la conexión ΣMpb .

El factor de fluencia probable (**Ry**) según la Norma Ecuatoriana de la Construcción 2015 es igual 1.3, al igual que lo establecido en la norma AISC 341-16

$$\Sigma Mpb = (1.1 * 1.3 * 3324.29 \frac{kg}{cm^2} * 28.82cm^3 + Muv)$$

$$\Sigma Mpb = (1.37 Ton.m + Muv)$$

- Determinación **Muv**, debido a amplificación de cortante en la zona de articulación plástica.

$$Muv = vh * (\frac{dc}{2} + sh)$$

- Determinamos **Sh**; que es la estimación de la ubicación de la articulación o rótula plástica en la viga.

$$Sh = a + \frac{b}{2}$$
$$Sh = 10cm + \frac{10cm}{2}$$

$$Sh = 15cm$$

- Determinamos **dc**; que es el centro de gravedad de la columna.

$$dc = \frac{a}{2}$$

$$dc = \frac{15cm}{2}$$

$$dc = 7.5 cm$$

- Donde vh es la fuerza cortante al centro de la viga, en donde no se consideran combinaciones de carga.

$$vh = \frac{2 Mpr}{L}$$

- Determinación del momento plástico probable de la viga en la articulación Mpr .

$$Mpr = Cpr * Ry * Ze * Fy$$

En donde:

- Cpr : Factor que toma en cuenta el esfuerzo máximo en la conexión, incluyendo endurecimiento por deformación, retrasos locales, refuerzos adicionales y otras condiciones de la conexión [17], en gran parte de los casos $Cpr=1.2$.

$$Cpr \frac{Fy + Fu}{2Fy}$$

Ry : Factor de fluencia probable.

Ze : Módulo de sección plástico efectivo del elemento.

Fy : Esfuerzo de fluencia del elemento.

Fu : Esfuerzo último de tensión del elemento.

$$Cpr \frac{3324.29kg/cm^2 + 4145.46kg/cm^2}{2(3324.29kg/cm^2)}$$

$$Cpr = 1.12$$

Normalmente este valor se encuentra entre 1 y 1.2.

Así que se asume un valor conservador **$Cpr=1.2$** .

- Se reemplaza C_{pr} en la fórmula de M_{pr} .

$$M_{pr} = C_{pr} * R_y * Z_e * F_y$$

$$M_{pr} = 1.2 * 1.3 * 28.82 \text{ cm}^3 * 3324.29 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mathbf{M_{pr} = 1.49 \text{ Ton. m}}$$

Reemplazando en:

$$v_h = \frac{2 M_{pr}}{L}$$

Tenemos:

$$v_h = \frac{2 * 1.49 \text{ Ton/m}}{1.45 \text{ m}}$$

$$\mathbf{v_h = 2.06 \text{ Ton}}$$

Reemplazando en:

$$M_{uv} = v_h * \left(\frac{d}{2} + s_h \right)$$

Tenemos:

$$M_{uv} = 2.06 \text{ Ton} * 0.225 \text{ m}$$

$$\mathbf{M_{uv} = 0.46 \text{ Ton. m}}$$

Reemplazando en:

$$\Sigma M_{pb} = (1.37 \text{ Ton. m} + M_{uv})$$

Tenemos:

$$\Sigma M_{pb} = (1.37 \text{ Ton. m} + 0.46 \text{ Ton. m})$$

$$\mathbf{\Sigma M_{pb} = 1.83 \text{ Ton. m}}$$

2. Determinación del momento plástico nominal de la columna en la conexión ΣM_{pc} .

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

A_g : Área bruta de la columna.

F_{yc} : Esfuerzo mínimo de fluencia del acero para la columna.

P_{uc} : Resistencia a la compresión bajo combinaciones de carga según LRFD, además se considera carga sísmica mayorada.

Z_c : Modulo plástico de sección transversal de la columna.

Para el caso de análisis no se han considerados combinaciones de carga, por lo que se aplicará la siguiente fórmula:

$$\Sigma M_{pc} = Z_c * F_y$$

$$\Sigma M_{pc} = 56.90 \text{ cm}^3 * 4262.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Sigma M_{pc} = 2.43 \text{ Ton. m}$$

Verificación de relación de Momentos

$$\frac{\Sigma M_{pc}}{\Sigma M_{pb}} > 1.0$$

$$\frac{2.43 \text{ Ton. m}}{1.83 \text{ Ton. m}} > 1.0$$

$$1.33 > 1.0$$

Con esta comprobación se deja demostrado que el principio de columna fuerte viga débil se cumple, por simple efecto de inercia y propiedades mecánicas de los perfiles que conforman las vigas y las columnas, sin embargo, se verá más adelante el desempeño inelástico de las conexiones, bajo las sollicitaciones de carga y condiciones

de precalificación según la Norma AISC 341-16 Y FEMA 350, en donde lo ideal sería tener un comportamiento dúctil para requerimientos dinámicos.

Otro de los aspectos relevantes del presente análisis es determinar el modo de falla por efectos de degradación de la resistencia en los elementos estructurales o a su vez por falla en la suelda.

Pese a cumplirse el concepto de columna fuerte viga débil, no aseguran el desarrollo de su ductilidad, por ello se analiza la influencia en la variación de las propiedades geométricas de la columna y viga, además del tipo de conexión dentro de la capacidad rotacional.

4.10 Análisis de la conexión.

4.10.1 Elaboración del espécimen para ensayo experimental.

Como se mencionó anteriormente este tipo de conexiones son muy usuales en el medio constructivo de estructuras metálicas, es por ello, que nace la incertidumbre de saber que tan confiables son, y más que todo saber si cumplen las demandas para una conexión precalificada, es decir si se cumple el criterio de conservación de esfuerzos y resistencia a la flexión.

La conexión viga-columna se encuentra localizada a una altura de 2.70m, en una construcción existente de tres plantas en la ciudad de Latacunga, provincia de Cotopaxi.

Siendo una conexión que se encuentra en el perímetro del sistema, de una construcción existente se toman las medidas de los perfiles (viga 100x100x2mm y columna 150x100x3 mm), para posterior a ello evaluar sus condiciones y replicarlas en el laboratorio del CIV (Centro de Investigación de la Vivienda) de la Escuela Politécnica Nacional, en donde se proceden a armar los prototipos de conexión, de la siguiente manera, Ver Imagen N° 2.

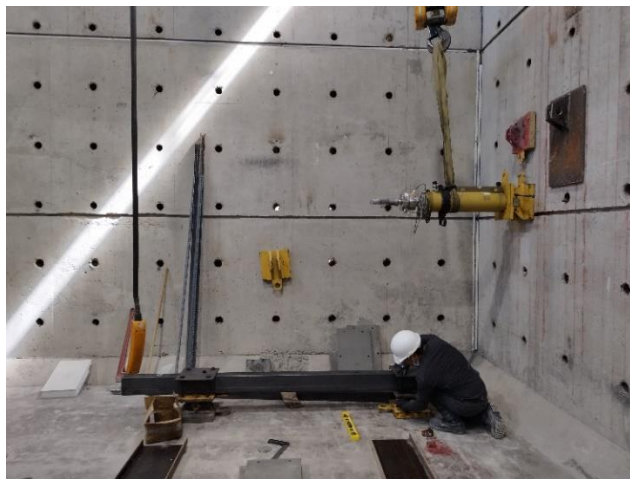
Imagen N° 2. Alineación de apoyos y punto de aplicación de carga.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Para obtener resultados más conservadores y confiables se construyen 5 prototipos a escala real, que serán ensayados bajo las mismas condiciones. Sin embargo, de uno de ellos se obtendrá la resistencia y momento último, mediante un ensayo monotónico.

Imagen N° 3. Colocación de la columna en los puntos de apoyo.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

En la Figura N°3, se nota como se fija la columna en los instrumentos de apoyo, mismo que hace que la columna tenga condiciones de empotramiento, es decir se restringen totalmente sus movimientos. Esto se lo consigue por medio de placas, superpuestas fijadas sobre y bajo la columna, como se muestra en la Figura N°4.

Imagen N° 4. Fijación y restricción de extremos de la columna.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Se debe mencionar que, para la fijación de la columna y posterior colocación de la viga, se debe pensar en la correcta aplicación de la carga sobre esta, es decir en el centro de la cara de viga, lo que se consigue, con la alineación correcta de la columna, Ver Imagen N°5.

Imagen N° 5. Determinación del centro de la columna.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

La columna está orientada con la mayor inercia en el sentido vertical, es decir su dimensión de 150mm hacia arriba, como se lo indica en la Figura N° 6.

Imagen N° 6. Ubicación de columna 150x100x3mm.

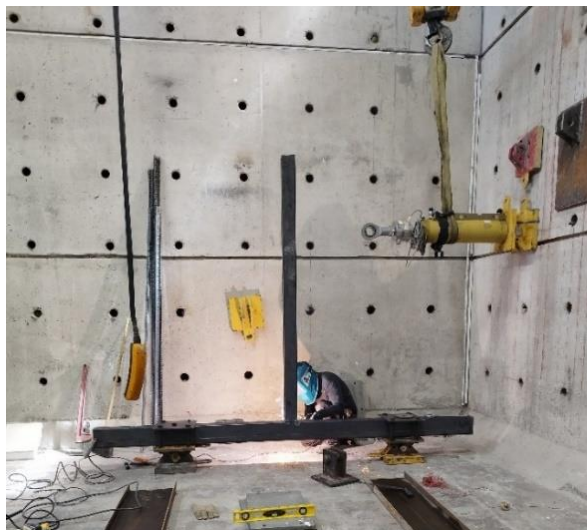


Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Una vez alineada y fijada la columna se ubica la viga y como ya se mencionó, esta debe estar colocada de tal manera que el punto de aplicación de carga sea en el centro de una de sus caras en alineación con el actuador.

En la Imagen N°7, se muestra la colocación de la viga y su conexión en el extremo bajo en contacto con una cara de la columna, mediante un cordón de suelda en el perímetro.

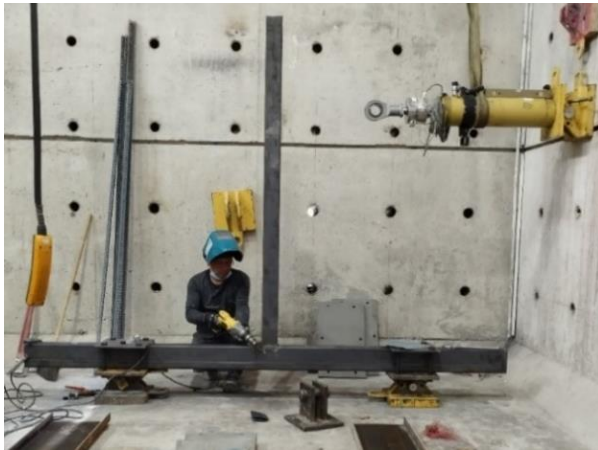
Imagen N° 7. Fijación y conexión de viga - columna 100x100x2 mm, mediante cordón de suelda.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

En las Imágenes N°8, 9 y 10 se muestra como concluye la conexión soldada.

Imagen N° 8. Retiro del exceso de material de aporte o rebaba.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Imagen N° 9. Conexión soldada.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Imagen N° 10. Conexión soldada.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

4.10.1.1 Instrumentación del espécimen.

En las Imágenes N° 11 y 12 se muestra la instrumentación de las zonas críticas de la conexión, en donde se colocarán Strain Gauges SG1-SG2 para medir la deformación unitaria en las caras de la columna y viga, de los prototipos.

Imagen N° 11. Colocación de Strain Gauges.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Imagen N° 12. Conexión de Strain Gauges.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Para la determinación del ángulo de deriva o control de desplazamiento se procede con la colocación de los extensómetros LVDT, con la misma alineación del actuador en el centro de la cara de la viga, como se ve en la Imagen N°13 Y 14.

Imagen N° 13. Centrado y fijación del actuador en el centro de la cara de la viga.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Imagen N° 14. Colocación del extensómetro - LVDT.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Es así que en la Imagen N° 15, se presente el montaje final del prototipo a ser ensayado a carga lateral cíclica y para el ensayo monotónico de carga lateral.

Todos los prototipos (cinco) serán colocados con el procedimiento descrito hasta el momento.

Imagen N° 15. Montaje del prototipo.



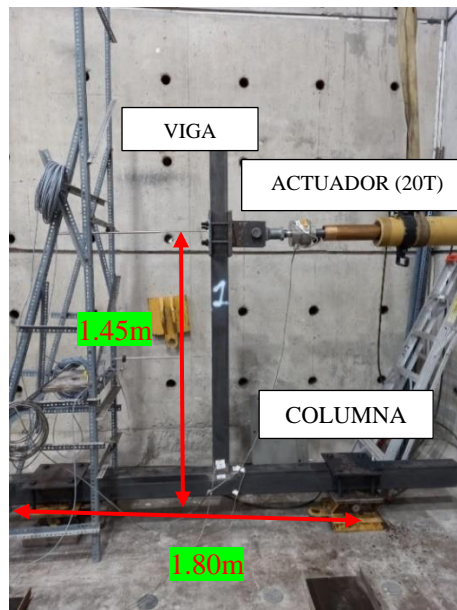
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

4.10.1.2 Ubicación del actuador y ubicación de apoyos fijos.

La aplicación de la carga lateral por el actuador está alineada al extensómetro a una altura de la cara superior de la columna de 1.45 m y centrada al eje de la viga, como se muestra en la Imagen N°16.

Mientras que la columna está apoyada a unas articulaciones con una distancia entre ella de 1.80m, de tal modo que se obtienen un empotramiento perfecto.

Imagen N° 16. Aplicación de carga y ubicación de apoyos.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Todos los prototipos o especímenes tienen la misma concepción de diseño y condiciones de borde.

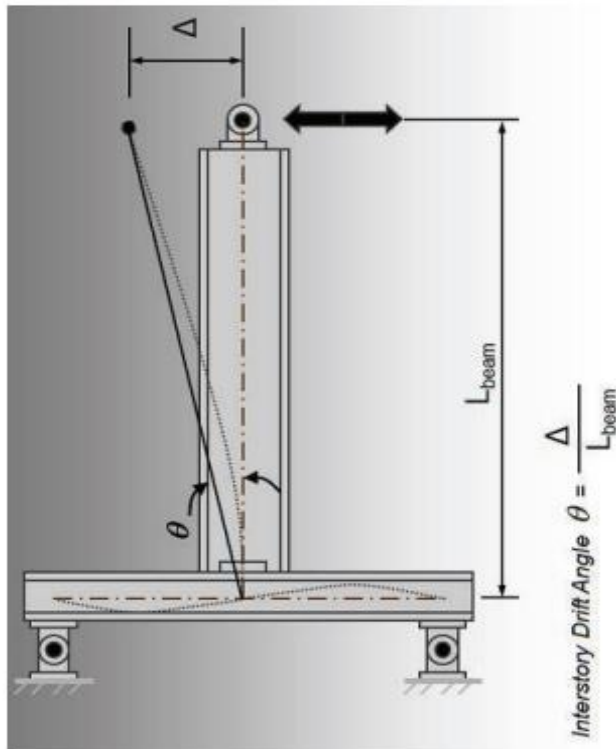
4.10.1.3 Ensayo monotónico con carga lateral.

Montado e instrumentados el espécimen a ensayar, es necesario conocer la resistencia última, antes de la falla, esto, a consecuencia de ser un ensayo experimental, en donde la información se obtiene mediante el comportamiento de los elementos ante la aplicación de condiciones reales.

4.10.1.4 Protocolo de carga.

En base a los criterios de calificación de conexiones mencionados en FEMA 350 y acogidas por AISC 341-16, se procede a realizar el ensayo de los prototipos a escala real con los ciclos de carga e incrementos de deformación controlada, como lo recomiendan las normas citadas. (Ver Figura N°31).

Figura N° 31. Esquema del protocolo de carga



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Para nuestro caso de análisis, tenemos los ángulos de deriva/desplazamiento angular, para una longitud de viga de 1450mm, siendo estos los que se muestran en la Tabla N°18.

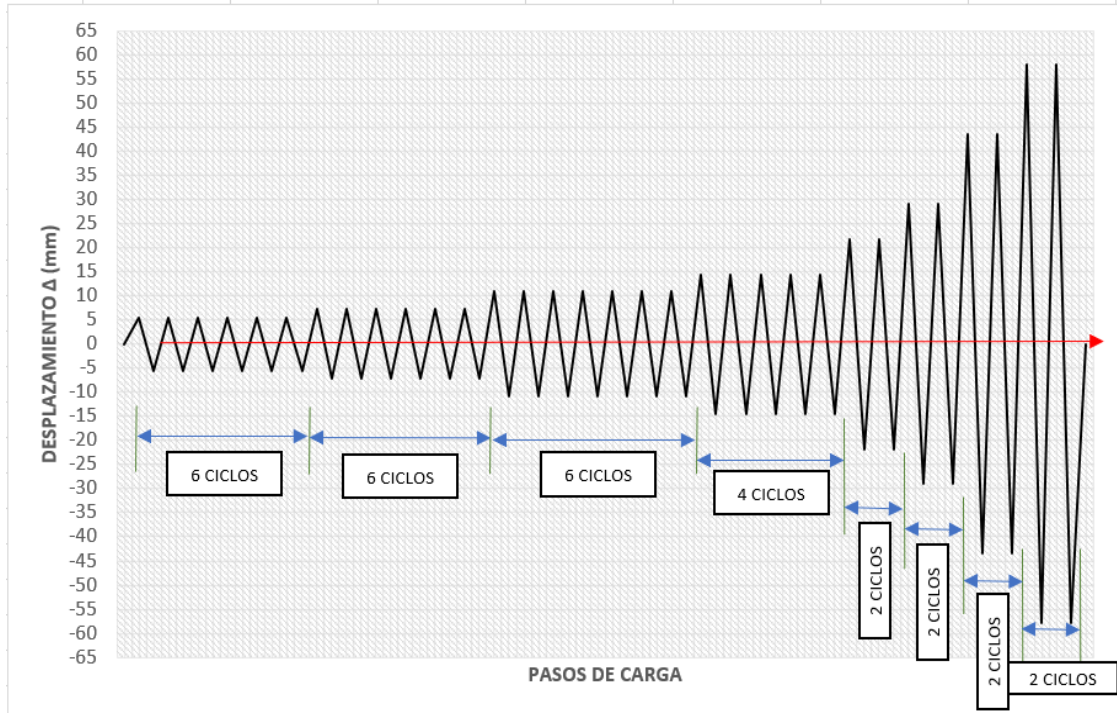
Tabla N° 18. Protocolo de carga para prototipo.

| Pasos de carga | Números de ciclos (n) | Ángulo de deriva θ (rad) | Δ (mm) |
|----------------|-----------------------|---------------------------------|---------------|
| 1 | 6 | 0.00375 | 5.44 |
| 2 | 6 | 0.005 | 7.25 |
| 3 | 6 | 0.0075 | 10.88 |
| 4 | 4 | 0.01 | 14.50 |
| 5 | 2 | 0.015 | 21.75 |
| 6 | 2 | 0.02 | 29.00 |
| 7 | 2 | 0.03 | 43.50 |
| 8 | 2 | 0.04 | 58.03 |

Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

En la Figura N° 32, se muestra de forma esquemática los pasos de carga vs el desplazamiento en (mm).

Figura N° 32. Protocolo de carga definido.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

4.10.1.5 Resultados obtenidos de los ensayos experimentales.

4.10.1.5.1 Conexión sometida a carga lateral para ensayo monotónico.

Este tipo de ensayo sobre uno de los prototipos con las mismas condiciones de borde a los sometidos a carga cíclica, se lo realiza con el propósito de determinar la resistencia última de la conexión y una aproximación de la capacidad rotacional de la conexión.

A continuación, se presenta en la Imagen N°17. La posición final de la viga una vez aplicada la carga lateral, obteniendo el fallo.

Imagen N° 17. Posición final de la viga con un desplazamiento de 40mm.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Al ser una conexión experimental con condiciones que carecen de control y diseño apropiado, se aseguraba la falla en el cordón de suelda al no cumplir con los criterios del material de aporte adecuado según se menciona en la norma AISC, del mismo modo que no se realizó con un soldador calificado (Ver Imagen N°18).

Imagen N° 18. Falla por fluencia en el cordón de suelda.

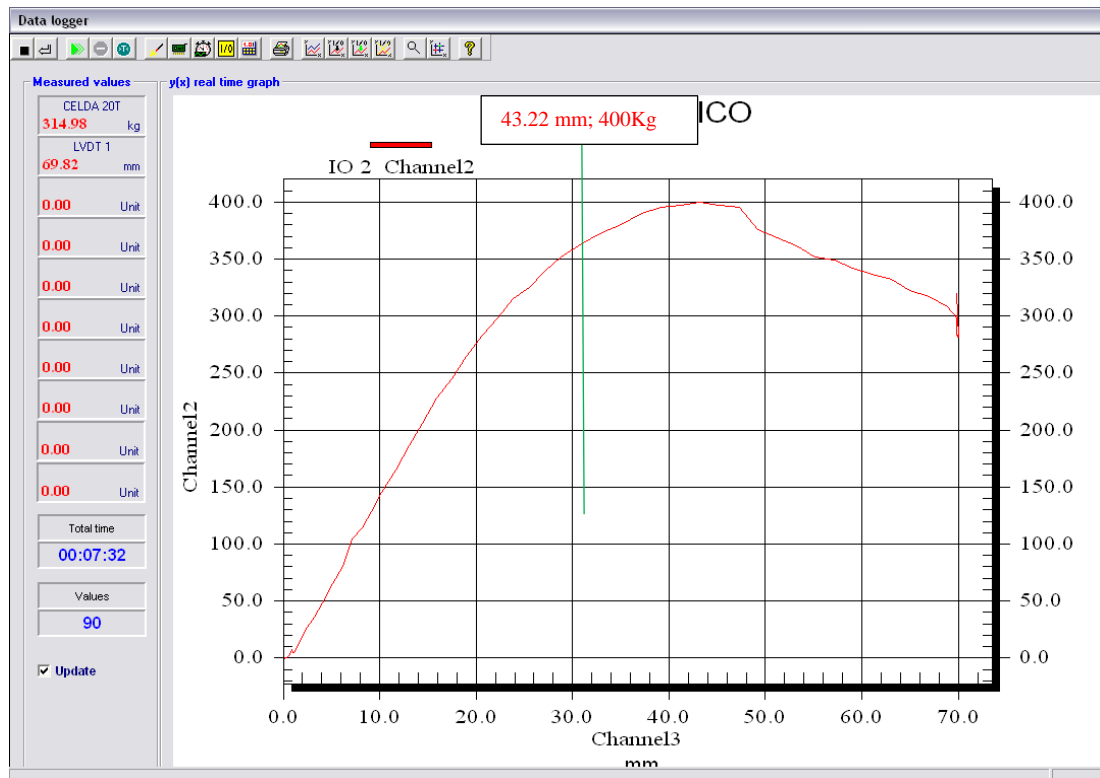


Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

4.10.1.5.2 Comportamiento de la conexión ante la aplicación de carga progresiva hasta el punto de falla.

La conexión para ensayo monotónico, obtuvo los resultados mostrados en la Figura N°33, en donde se aplica de carga progresiva hasta que se produzca la falla como se indica en la Imagen N°18.

Figura N° 33. Diagrama carga vs deformación del ensayo monotónico.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

La falla se produjo en el cordón de solda antes de alcanzar un ángulo de deriva de 0.04 rad o su equivalente de desplazamiento rotacional (de 58.03 mm), en relación a la longitud de la viga, con un valor carga de 400 kg (fuerza).

De lo que, según la distancia de aplicación de carga (1.45m), medida desde la cara de la columna hasta el punto de aplicación, se obtiene el siguiente momento máximo.

4.10.1.5.3 Determinación del momento máximo en la cara de la columna.

$$M_{max} = P * d$$

Donde:

P= Carga Max

d= distancia medida desde la cara de la columna hasta el punto de aplicación de la carga.

$$M_{max} = 0.4 \text{ Ton} * 1.45$$

$$M_{max} = 0.58 \text{ Ton.m}$$

4.10.1.5.4 Comportamiento de la conexión ante protocolo de carga.

Los pasos de carga como se mostró en la Tabla N°18, fueron aplicados a la conexión y se obtuvo un registro progresivo del ángulo de deriva. Estos datos fueron asentados en la ficha de registro, para su posterior tabulación y representación, los mismos luego del ensayo variaron en cierta medida y son los indicados en las siguientes ilustraciones para cada prototipo.

En la Tabla N° 19, Figuras N°20, Figuras N°21 y Figuras N°22, se muestran el protocolo de carga recomendado en la norma FEMA 350, para un ángulo de deriva que va desde 0.00375 rad hasta 0.04 rad, aplicados para cada uno de los especímenes de ensayo o prototipos.

Tabla N° 22. Cargas y desplazamientos prototipo 4.

| Paso de Carga | | Teta objetivo, θ (rad) | Desplazamiento objetivo, Δ (mm) | Carga (T) vs Desplazamiento (mm) registrados | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------|--|-------------------------------|--|--|--------------|---------|--------|--------------|--------------|---------|--------|--------------|--------------|---------|--------|--------------|--------------|-------|--------|--------------|--------------|-------|--------|--------|---------|-------|--------|
| | | | | Ciclo 1 | | Ciclo 2 | | Ciclo 3 | | Ciclo 4 | | Ciclo 5 | | Ciclo 6 | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | Δ (+) | Δ (-) | F (+) | F (-) | Δ (+) | Δ (-) | F (+) | F (-) | Δ (+) | Δ (-) | F (+) | F (-) | Δ (+) | Δ (-) | F (+) | F (-) | Δ (+) | Δ (-) | F (+) | F (-) | | | | |
| 1 | | 0.00375 | 5.44 | 5.460 | -5.430 | 0.095 | -0.078 | 5.410 | -5.410 | 0.120 | -0.067 | 5.450 | -5.410 | 0.091 | -0.079 | 5.600 | -5.410 | 0.095 | -0.085 | 5.410 | -5.440 | 0.096 | -0.065 | 5.480 | -5.380 | 0.080 | -0.071 |
| 2 | | 0.005 | 7.25 | -7.450 | 7.300 | 0.086 | 0.094 | 7.530 | -7.310 | 0.105 | -0.104 | 7.850 | -7.320 | 0.079 | -0.099 | 7.500 | -7.270 | 0.091 | -0.096 | 7.380 | -7.350 | 0.089 | -0.094 | 7.710 | -7.400 | 0.094 | -0.091 |
| 3 | | 0.0075 | 10.88 | 10.750 | -10.700 | 0.145 | -0.136 | 10.690 | -10.450 | 0.158 | -0.140 | 10.780 | -10.800 | 0.186 | -0.146 | 10.420 | -10.810 | 0.160 | -0.186 | 10.680 | -10.470 | 0.137 | -0.137 | 10.700 | -10.940 | 0.137 | -0.142 |
| 4 | | 0.01 | 14.50 | 14.100 | -14.510 | 0.105 | -0.183 | 14.240 | -14.450 | 0.150 | -0.198 | 14.260 | -14.480 | 0.203 | -0.168 | 14.570 | -14.500 | 0.195 | -0.168 | | | | | | | | |
| 5 | | 0.015 | 21.75 | 21.520 | -21.600 | 0.193 | -0.218 | 21.420 | -22.150 | 0.186 | -0.223 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 6 | | 0.02 | 29.00 | 29.520 | -29.380 | 0.216 | -0.225 | 28.560 | -29.130 | 0.182 | -0.219 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 7 | | 0.03 | 43.51 | 43.570 | -45.020 | 0.189 | -0.213 | 43.410 | -43.580 | 0.146 | -0.168 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 8 | | 0.04 | 58.03 | 58.810 | -59.170 | 0.175 | -0.179 | 58.700 | -58.180 | 0.177 | -0.159 | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 0.05 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 0.06 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 0.07 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | 0.08 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | L = | 1450 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

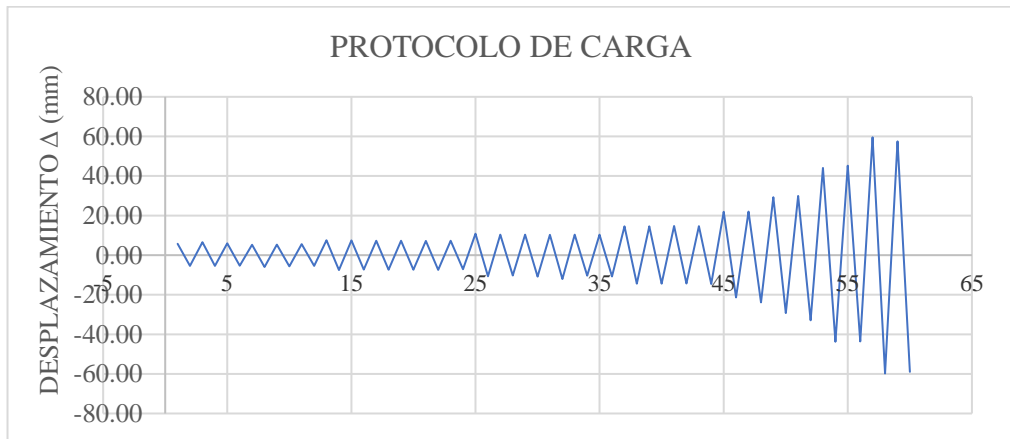
FUERZA (TONELADAS)

mm

Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

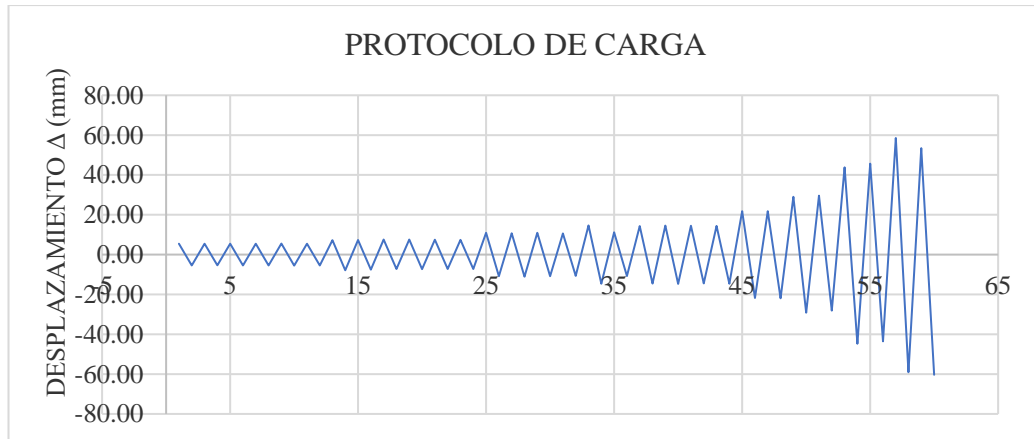
También, en las Figuras N° 34, Figuras N°35, Figuras N°36, Figuras N°37, Figuras N°38, Figuras N°39, Figuras N°40 y Figuras N°41, se muestran las representaciones esquemáticas del protocolo de carga de cada espécimen con el desplazamiento y fuerza registrada, durante el ensayo cíclico de carga lateral

Figura N° 34. Protocolo de carga del prototipo 1 ensayado en relación al desplazamiento registrado.



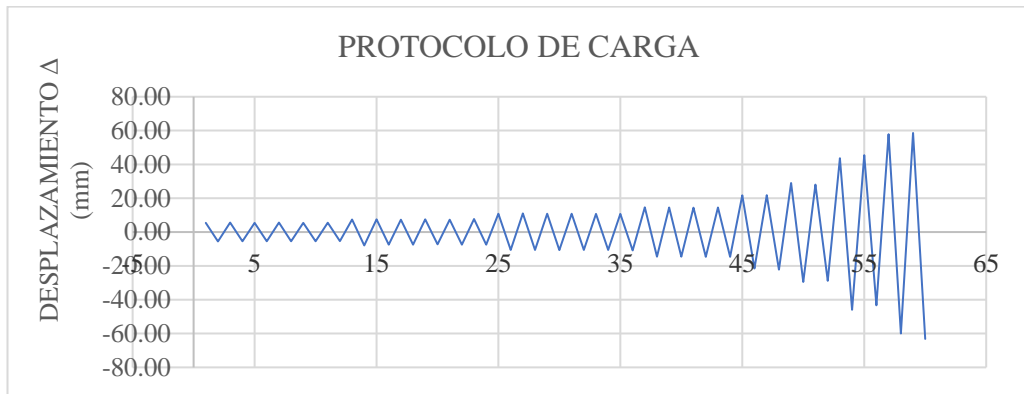
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 35. Protocolo de carga del prototipo 2 ensayado en relación al desplazamiento registrado.



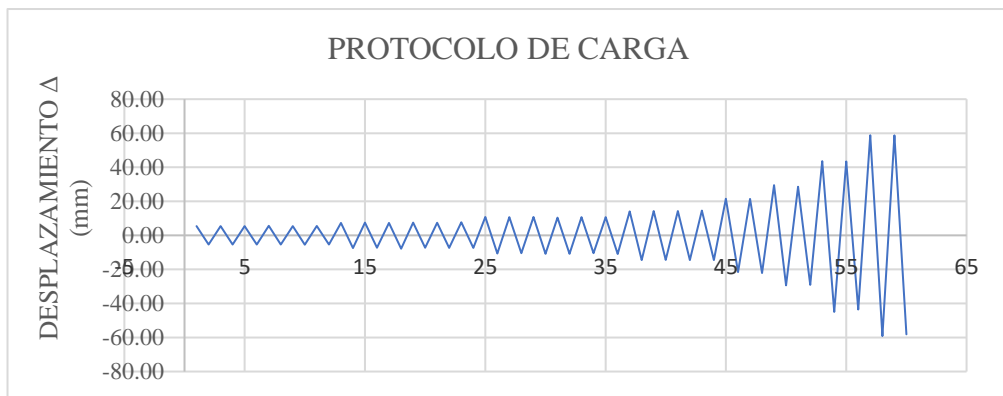
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 36. Protocolo de carga del prototipo 3 ensayado en relación al desplazamiento registrado.



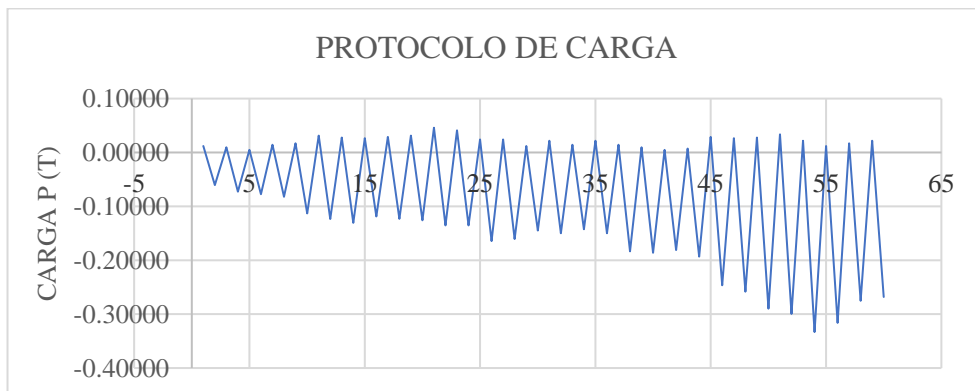
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 37. Protocolo de carga del prototipo 4 ensayado en relación al desplazamiento registrado.



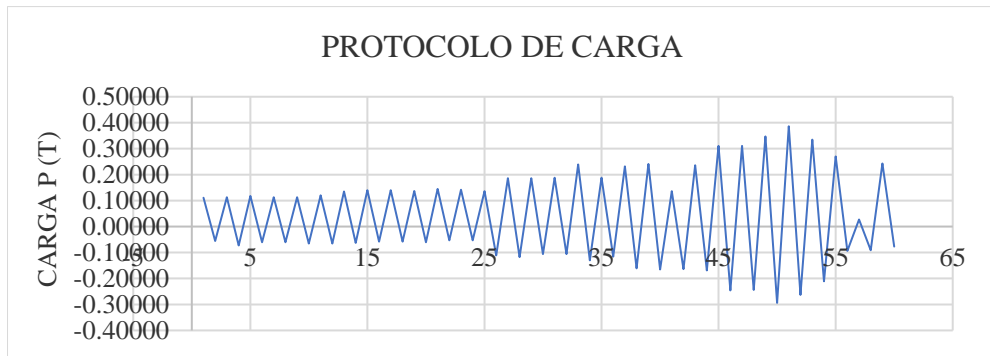
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 38. Protocolo de carga de prototipo 1 ensayado en relación a la carga registrada.



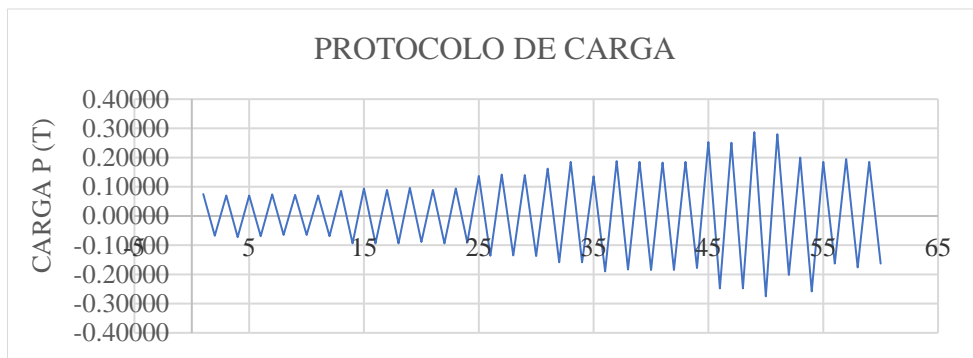
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 39. Protocolo de carga de prototipo 2 ensayado en relación a la carga registrada.



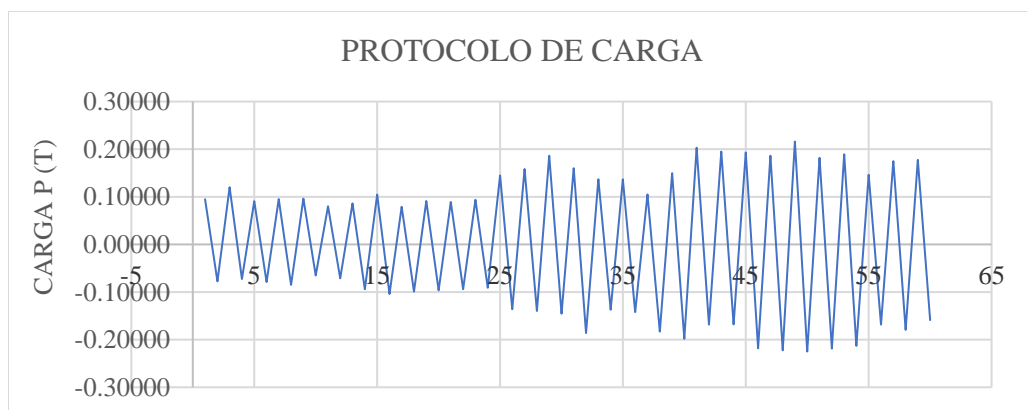
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 40. Protocolo de carga de prototipo 3 ensayado en relación a la carga registrada.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 41. Protocolo de carga de prototipo 4 ensayado en relación a la carga registrada.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

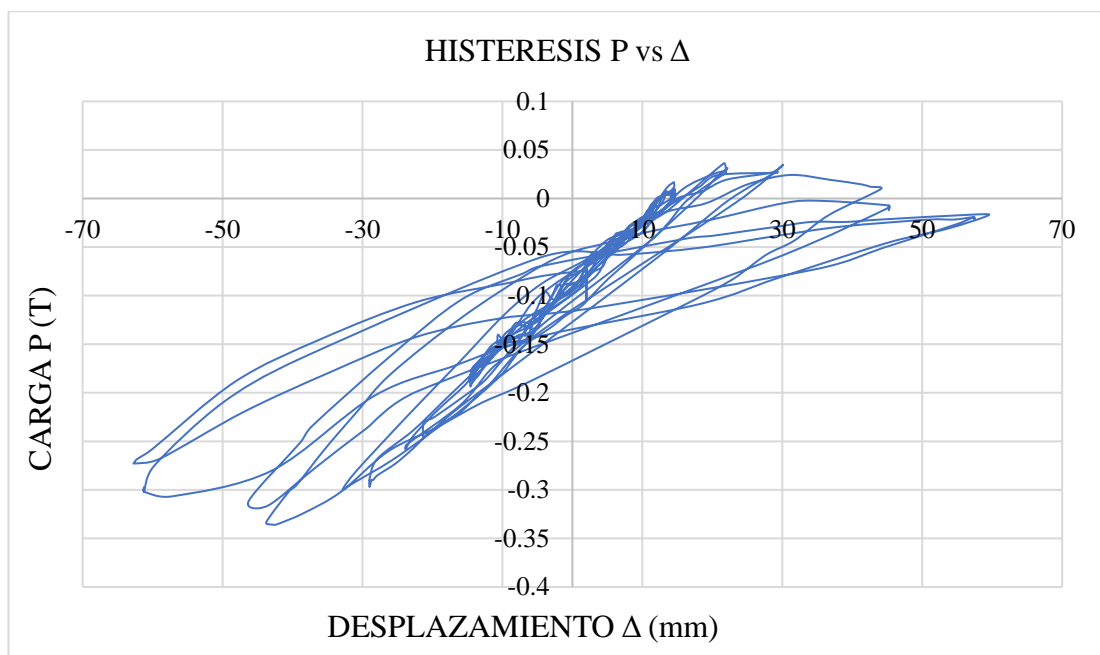
4.10.1.5.4.1 Comportamiento histerético de prototipos.

Las curvas histeréticas carga – desplazamiento, obtenidas mediante la aplicación del protocolo de carga mostrado anteriormente por cada espécimen, se exponen en las Figuras N°42, Figuras N°43, Figuras N°44 y Figuras N°45.

Así mismo en las Figuras N°46, Figuras N°47, Figuras N°48 y Figuras N°49 se muestran las curvas histeréticas momento – rotación o ángulo de deriva, calculadas sobre la cara de la columna con una distancia al punto de aplicación de carga de 1450mm.

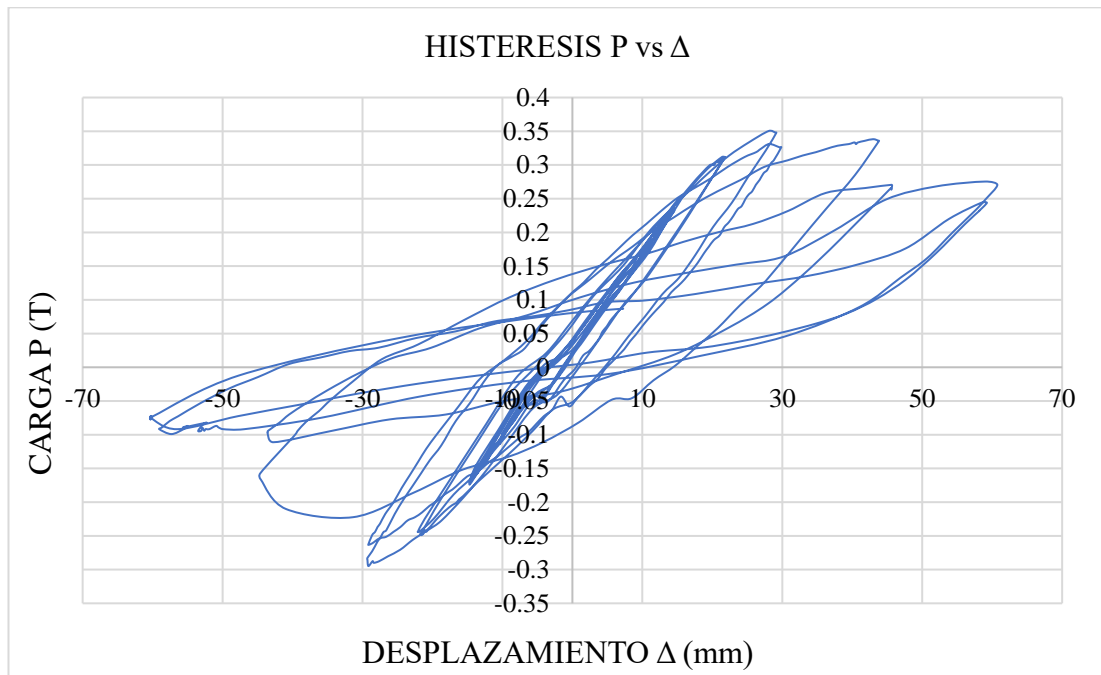
Todos estos datos se encuentran procesados en función de las lecturas de desplazamiento y fuerza que proporciona el ensayo cíclico de carga, mientras que los momentos se calculan en base a la fuerza aplicada a la viga a una distancia medida desde la cara de columna.

Figura N° 42. Curva de histéresis carga vs desplazamiento, prototipo 1.



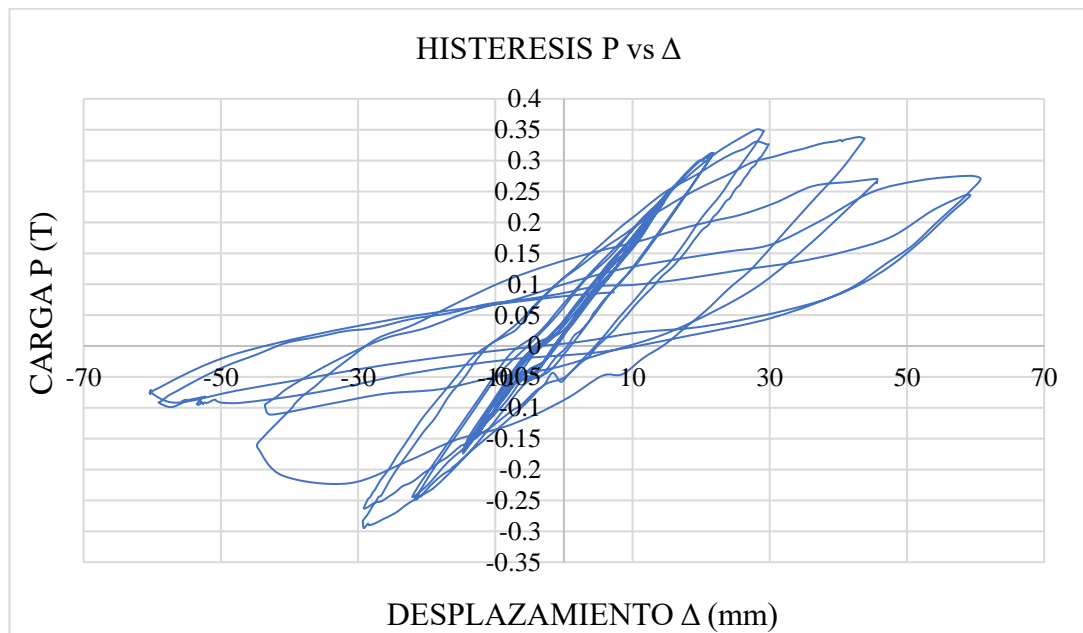
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 43. Curva de histéresis carga vs desplazamiento, prototipo 2.



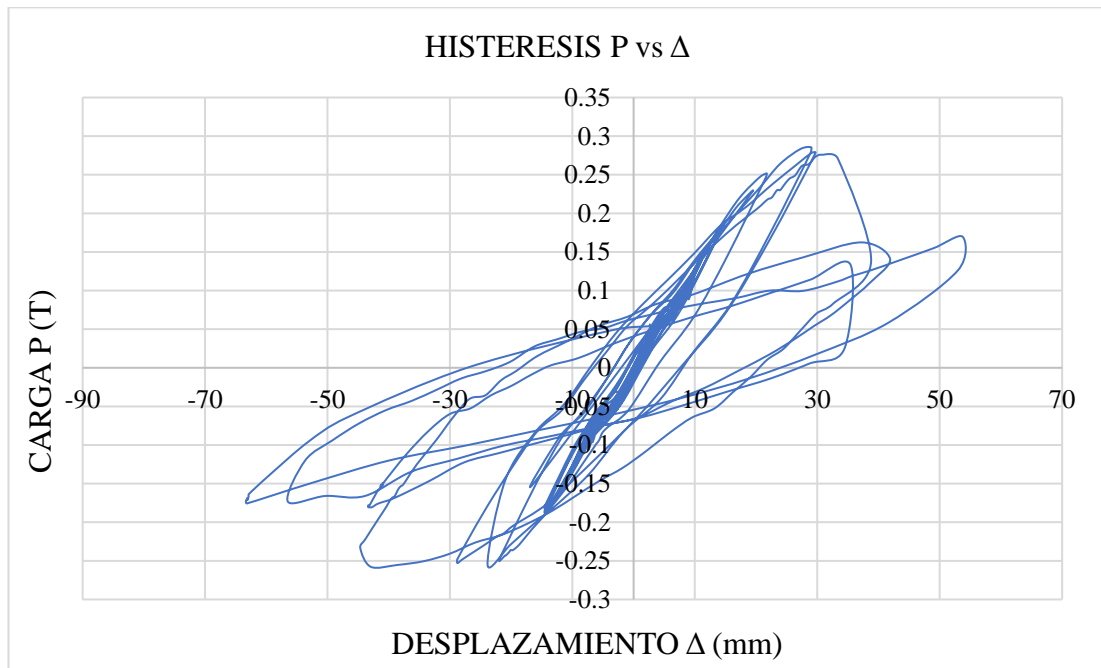
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 44. Curva de histéresis carga vs desplazamiento, prototipo 3.



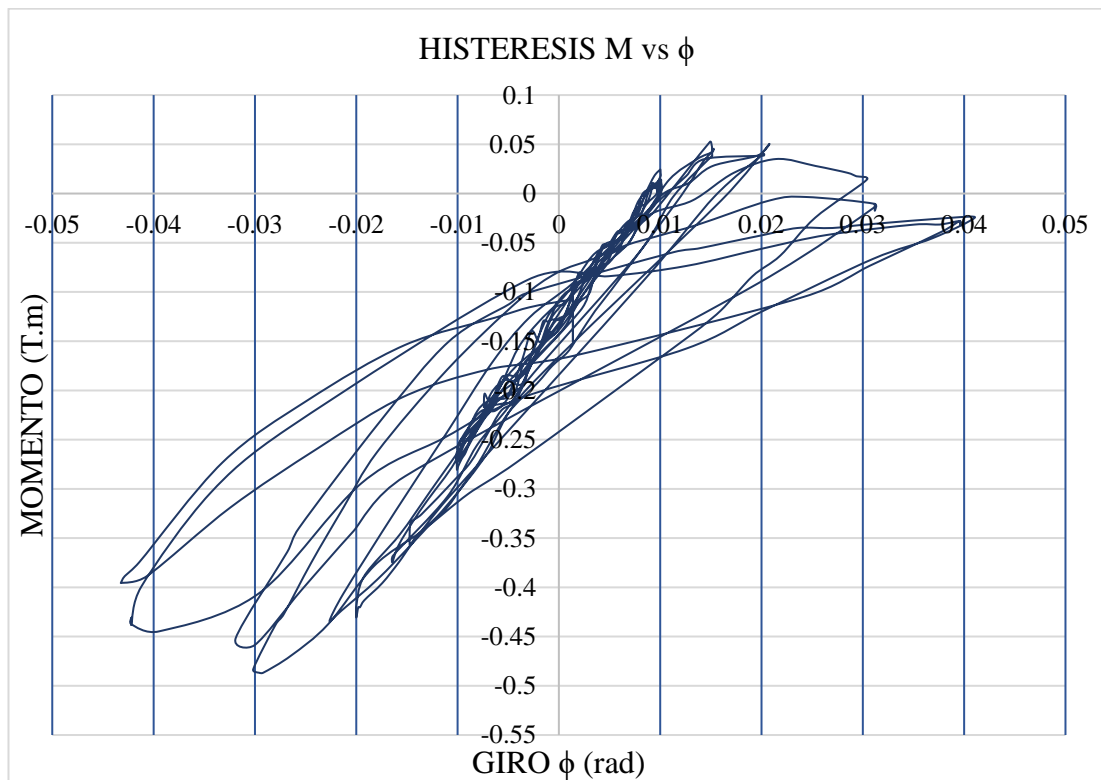
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 45. Curva de histéresis carga vs desplazamiento, prototipo 4.



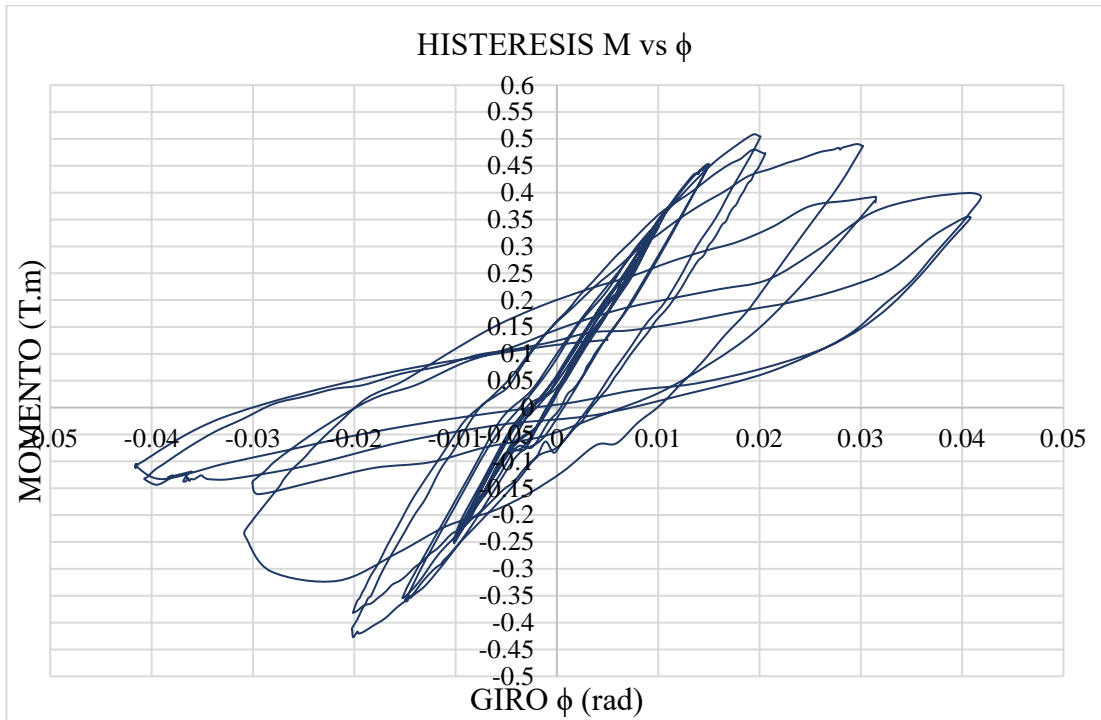
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 46. Curva de histéresis momento vs rotación, prototipo 1



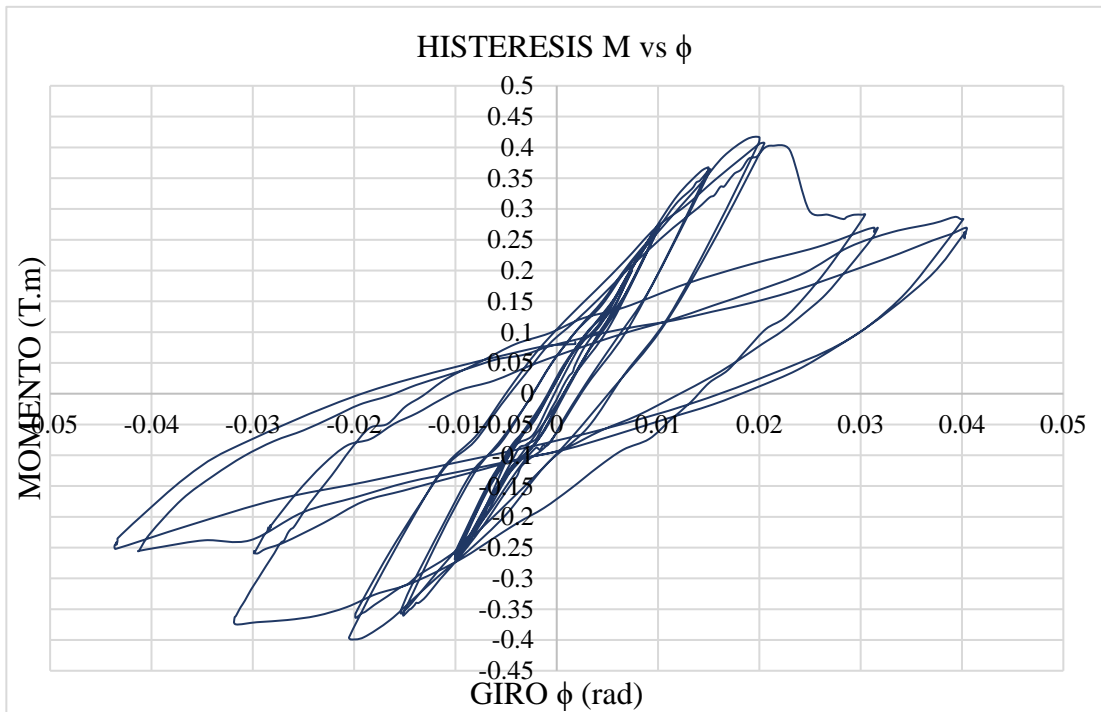
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 47. Curva de histéresis momento vs rotación, prototipo 2



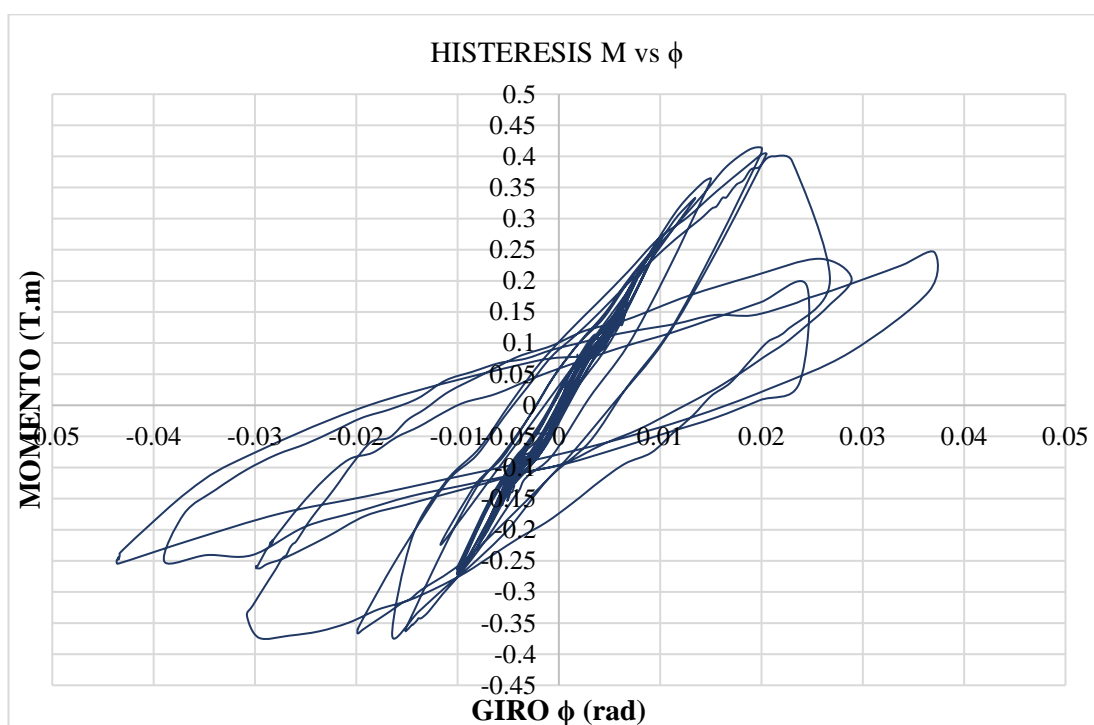
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 48. Curva de histéresis momento vs rotación, prototipo 3



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 49. Curva de histéresis momento vs rotación, prototipo 4.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

En varias de las representaciones de las curvas histéreticas, se observan picos pronunciados o distorsiones al regreso del actuador de carga al completar el ciclo. Esto es consecuencia de la fluencia repentina del cordón de suelda.

4.10.1.5.4.2 Capacidad a flexión de las conexiones ensayadas.

En las Figuras N° 50, Figuras N°51, Figuras N°52 y Figuras N°53, se muestra la degradación de la resistencia en relación al mecanismo de falla, aquí se verá que esta, está por debajo del 80% de la resistencia a la flexión de la viga (M_{pr}) calculado a partir del esfuerzo de fluencia del acero utilizado, cuando el ángulo de deriva corresponde a 0.04 radianes [5], correspondiente a pórticos resistentes a momento ubicados en el perímetro del sistema estructural.

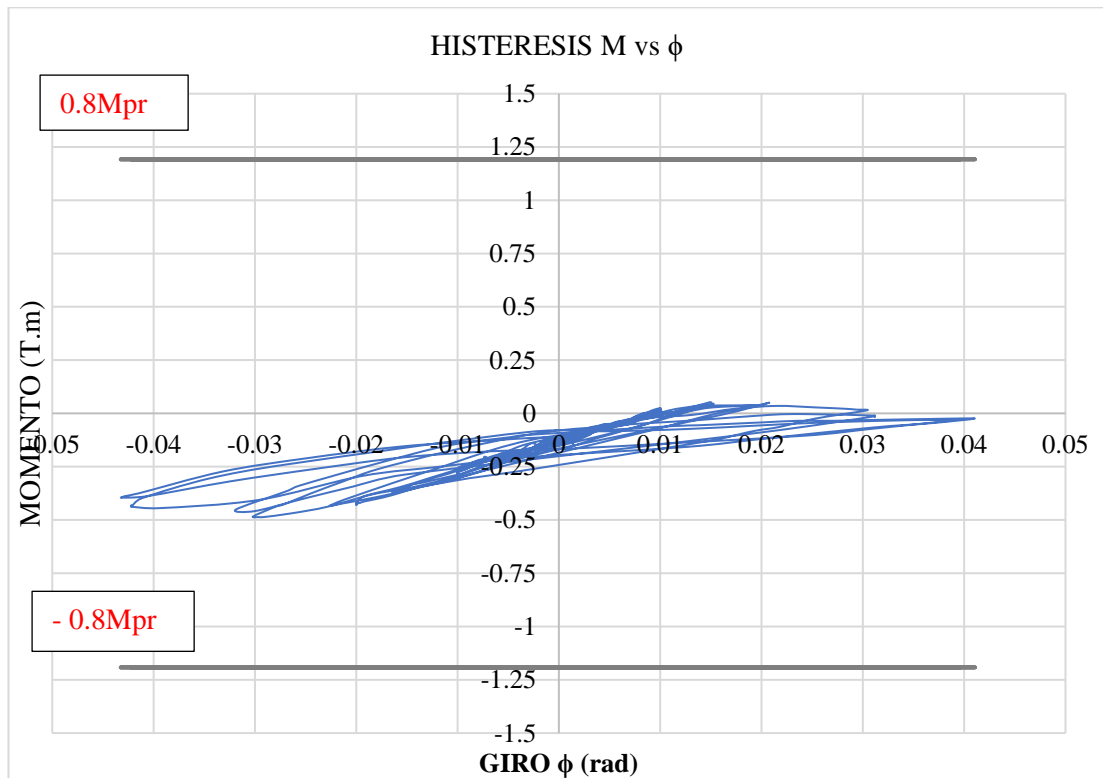
El valor del momento probable determinado a partir del esfuerzo de fluencia del material utilizado es de **1.49 Ton.m**.

Capacidad a flexión mínima = 0.8 Mpr

Capacidad a flexión mínima = 0.8 (1.49 Ton.m)

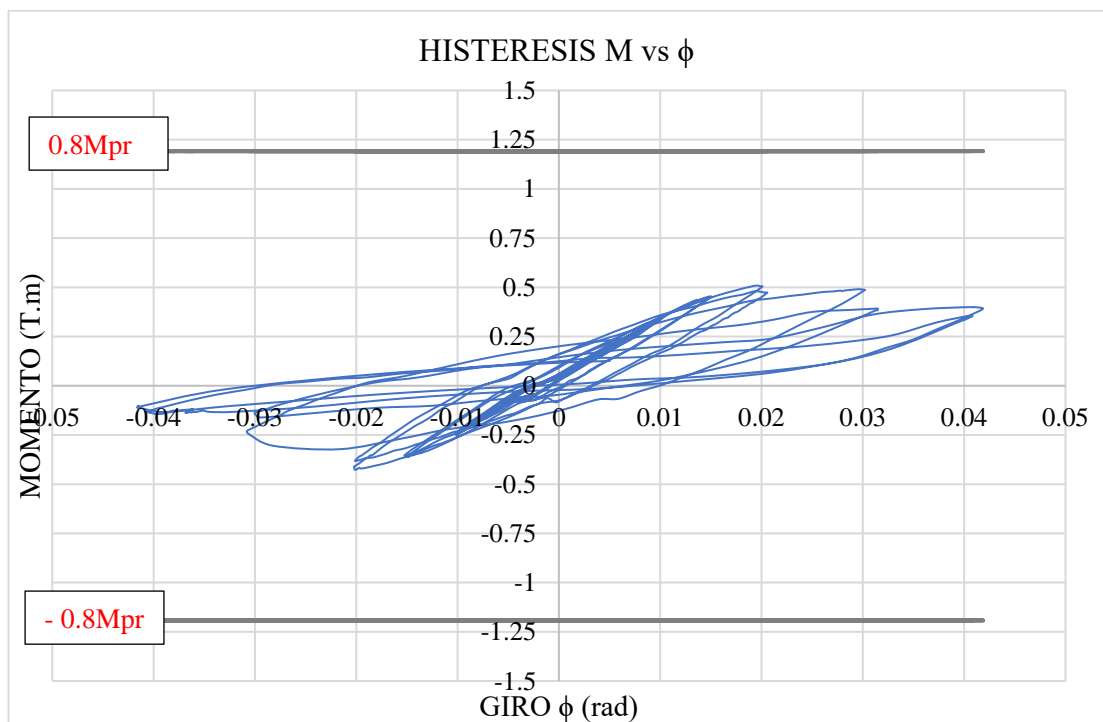
Capacidad a flexión mínima = 1.19 Ton.m

Figura N° 50. Capacidad a flexión, prototipo 1.



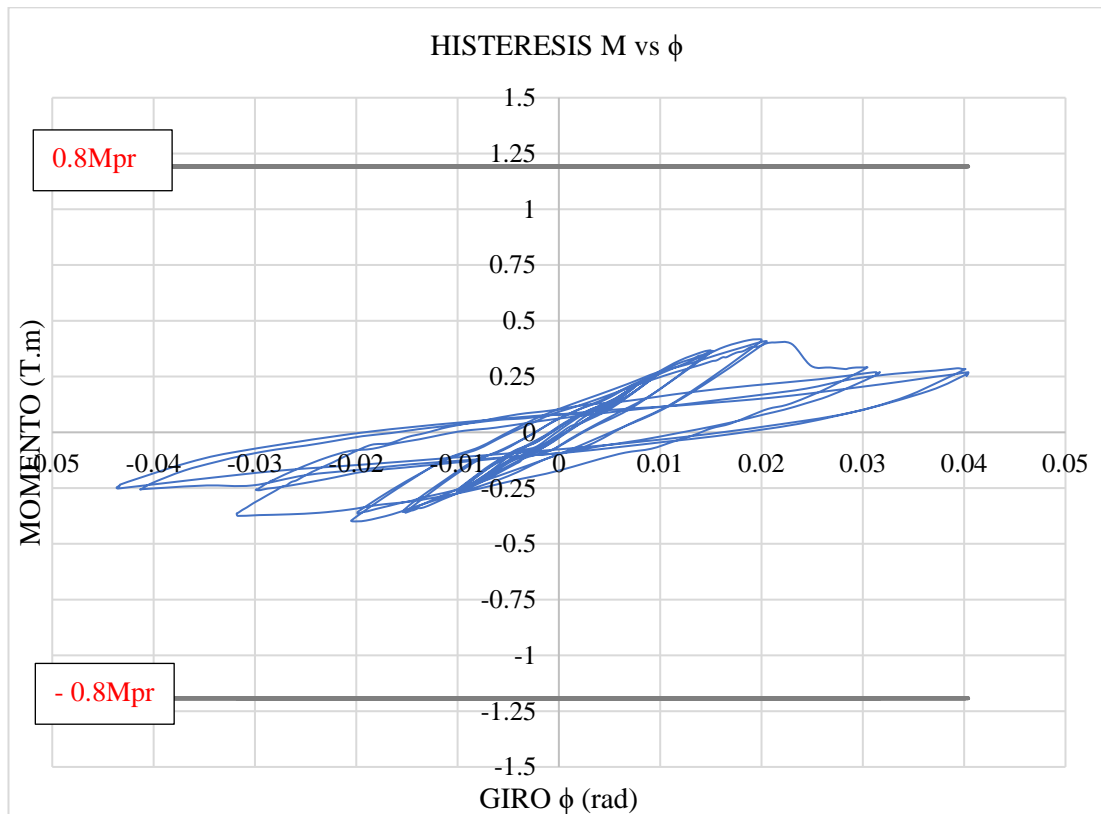
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 51. Capacidad a flexión, prototipo 2.



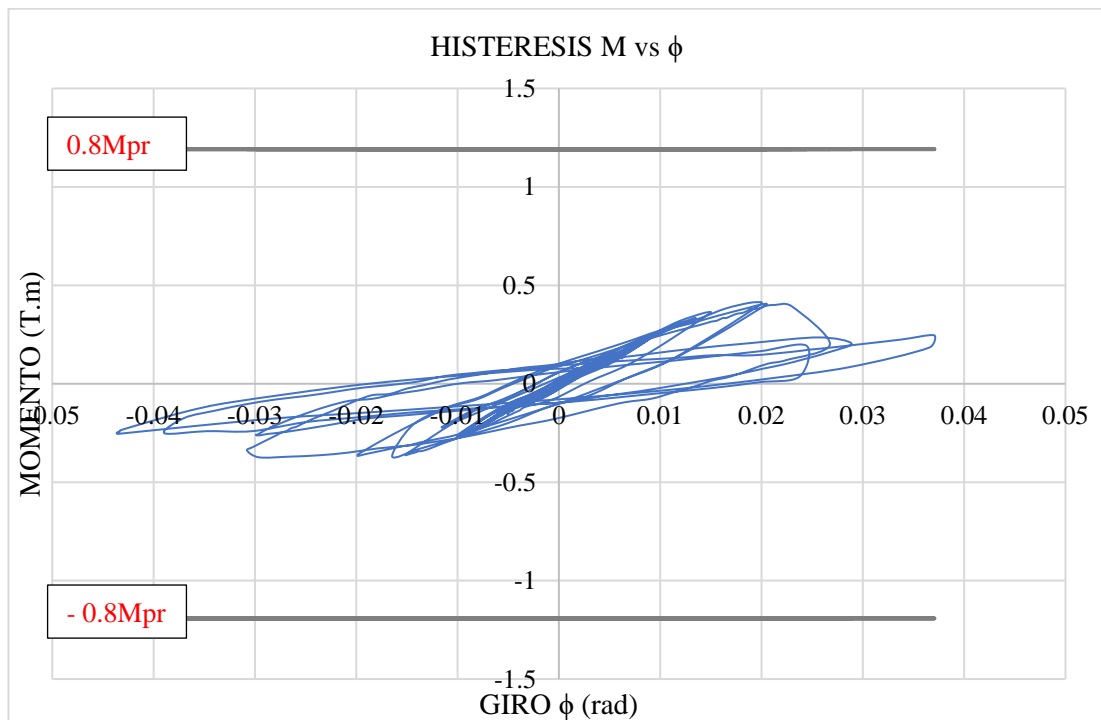
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 52. Capacidad a flexión, prototipo 3.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 53. Capacidad a flexión, prototipo 4.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Para establecer un resumen de lo ocurrido con las 4 conexiones ensayadas, se presentan en las siguientes Tablas y Figuras, los valores de las cargas y momentos obtenidos de las curvas histeréticas vs el desplazamiento angular y giro correspondiente para los valores de 0.040 rad, 0.03 rad y 0.02rad.

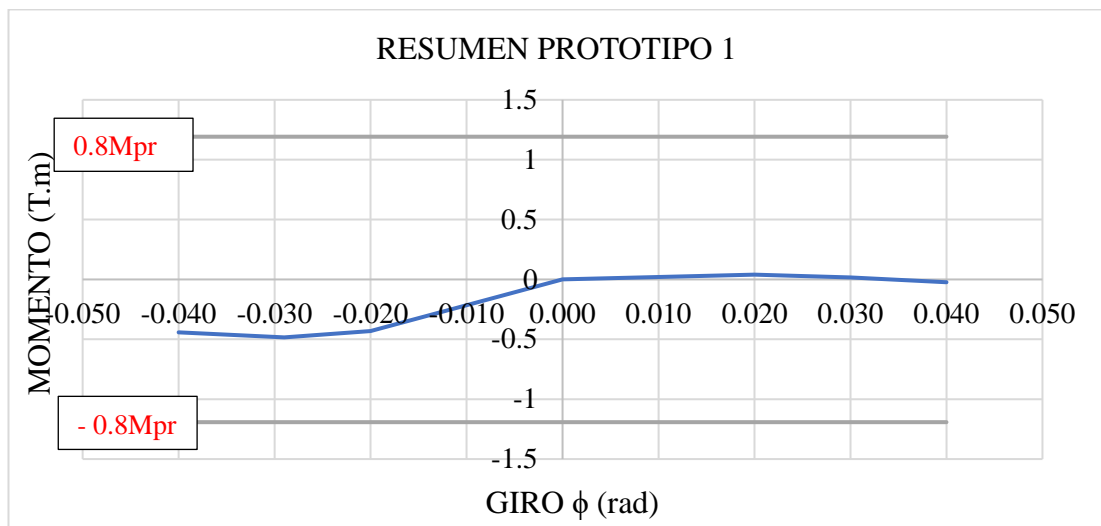
Las Figuras N° 54, Figuras N°55, Figuras N°56 y Figuras N°57, muestran de manera resumida, los momentos alcanzados, para cada ángulo de deriva, de la misma forma los límites de la capacidad a flexión mínima definidos por el 80% del momento probable, según AISC 341-16.

Tabla N° 23. Cargas y Momentos alcanzados - Prototipo 1.

| PROTOTIPO 1 | | | |
|-------------|----------------|------------------|----------------------|
| | Carga P (T) | Momento (T.m) | Giro ϕ (rad) |
| Max (+) | -0.019 | -0.023 | 0.040 |
| | 0.011 | 0.016 | 0.030 |
| | 0.029 | 0.040 | 0.020 |
| | 0 | 0 | 0 |
| | -0.295 | -0.431 | -0.020 |
| | -0.334 | -0.484 | -0.030 |
| Max (-) | -0.304 | -0.442 | -0.040 |

Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 54. Diagrama Momento vs giro o ángulo de deriva (rad), prototipo 1.



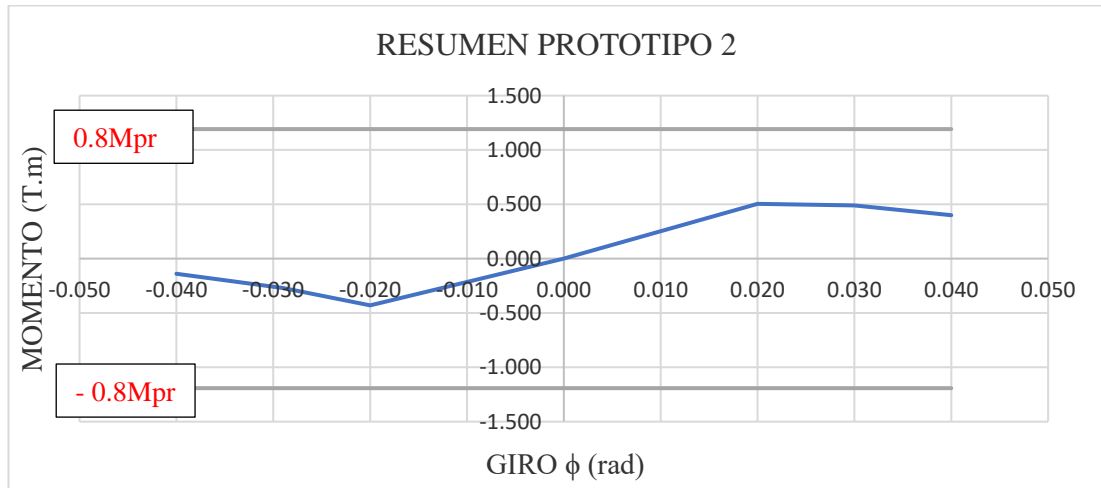
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Tabla N° 24. Cargas y Momentos alcanzados - Prototipo 2.

| PROTOTIPO 2 | | | |
|-------------|----------------|------------------|----------------------|
| | Carga P (T) | Momento (T.m) | Giro ϕ (rad) |
| Max (+) | 0.272 | 0.400 | 0.040 |
| | 0.339 | 0.489 | 0.030 |
| | 0.35 | 0.504 | 0.020 |
| | 0 | 0 | 0 |
| | -0.262 | -0.430 | -0.020 |
| | -0.199 | -0.271 | -0.030 |
| Max (-) | -0.094 | -0.139 | -0.040 |

Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 55. Diagrama Momento vs giro o ángulo de deriva (rad), prototipo 2.



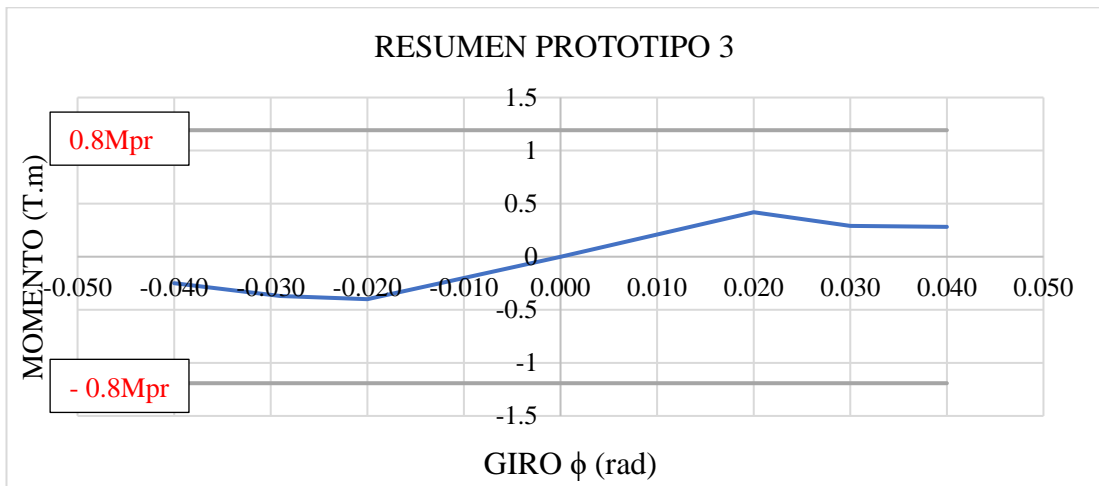
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Tabla N° 25. Cargas y Momentos alcanzados - Prototipo 3.

| PROTOTIPO 3 | | | |
|-------------|----------------|------------------|----------------------|
| | Carga P (T) | Momento (T.m) | Giro ϕ (rad) |
| Max (+) | 0.199 | 0.281 | 0.040 |
| | 0.201 | 0.291 | 0.030 |
| | 0.288 | 0.419 | 0.020 |
| | 0 | 0 | 0 |
| | -0.276 | -0.400 | -0.020 |
| | -0.257 | -0.370 | -0.030 |
| Max (-) | -0.171 | -0.250 | -0.040 |

Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 56. Diagrama Momento vs giro o ángulo de deriva (rad), prototipo 3.



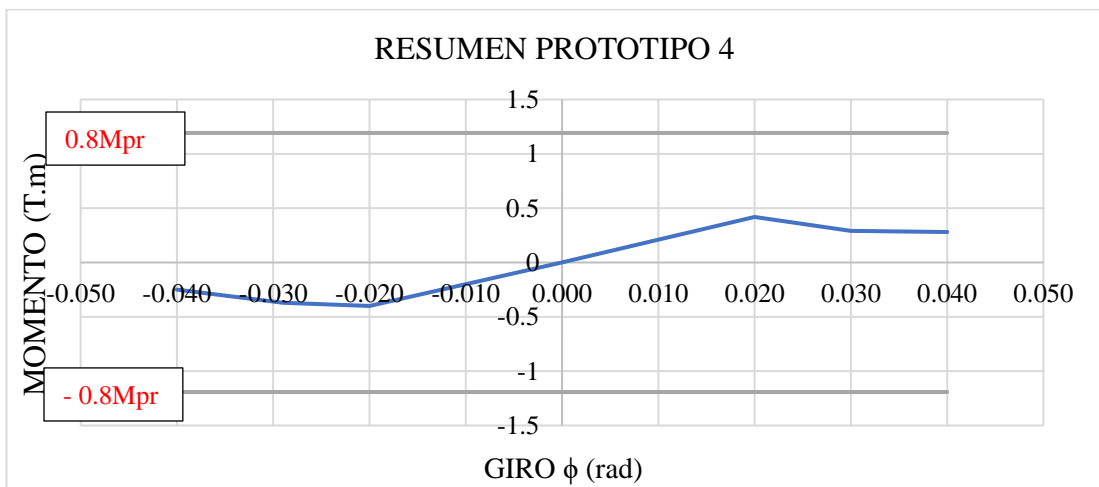
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Tabla N° 26. Cargas y Momentos alcanzados - Prototipo 4.

| PROTOTIPO 4 | | | |
|-------------|-------------|---------------|-------------------|
| | Carga P (T) | Momento (T.m) | Giro ϕ (rad) |
| Max (+) | 0.162 | 0.239 | 0.037 |
| | 0.140 | 0.200 | 0.030 |
| | 0.287 | 0.414 | 0.020 |
| | 0 | 0 | 0 |
| | -0.239 | -0.367 | -0.020 |
| | -0.258 | -0.369 | -0.029 |
| Max (-) | -0.161 | -0.239 | -0.037 |

Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 57. Diagrama Momento vs giro o ángulo de deriva (rad), prototipo 4.

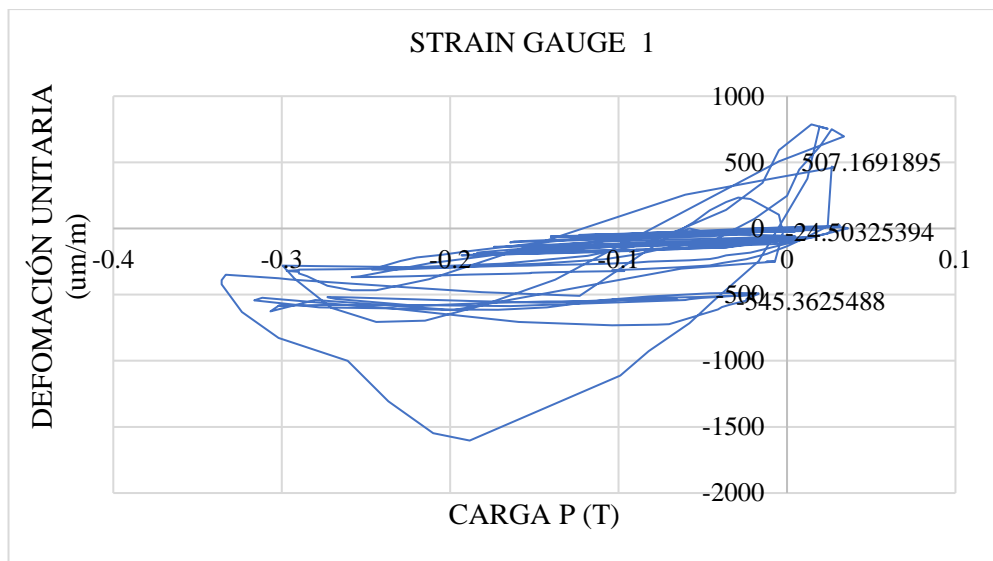


Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

4.10.1.5.4.3 Deformación unitaria en la columna y viga de los prototipos.

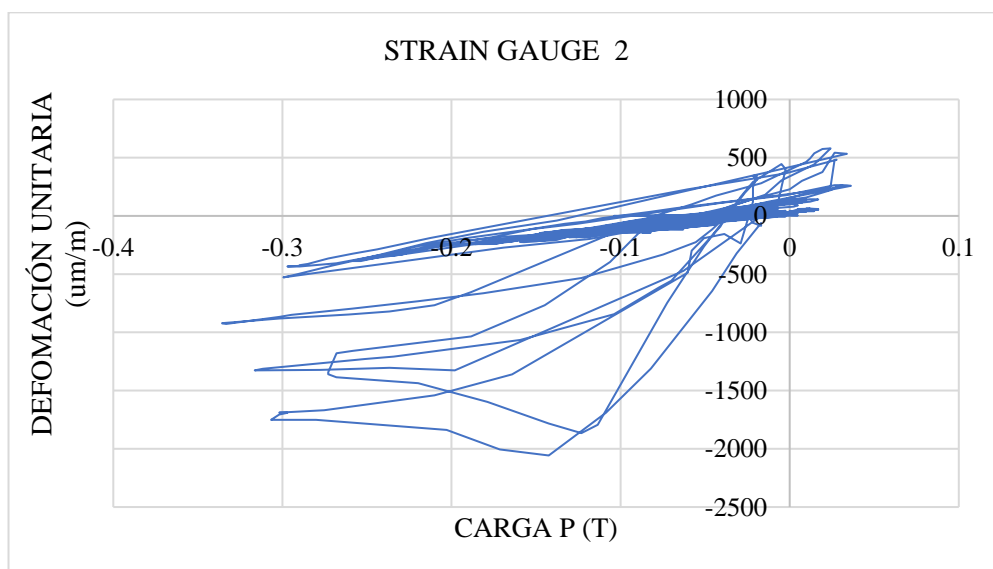
Para observar el comportamiento de la zona de mayor esfuerzo, en donde se produce la deformación unitaria se han colocado dos strain gauges, uno en la cara superior de la columna y otro en la cara de la viga donde se aplica la carga, estos dos junto al cordón de suelda. Con los que se pudo obtener las curvas histeréticas de deformación unitaria vs carga como se muestran en las Figuras N°58, Figuras N°59, Figuras N°60, Figuras N°61, Figuras N°62, Figuras N°63, Figuras N°64 y Figuras N°65.

Figura N° 58. Curva de histéresis deformación unitaria vs carga, prototipo 1 - SG 1.



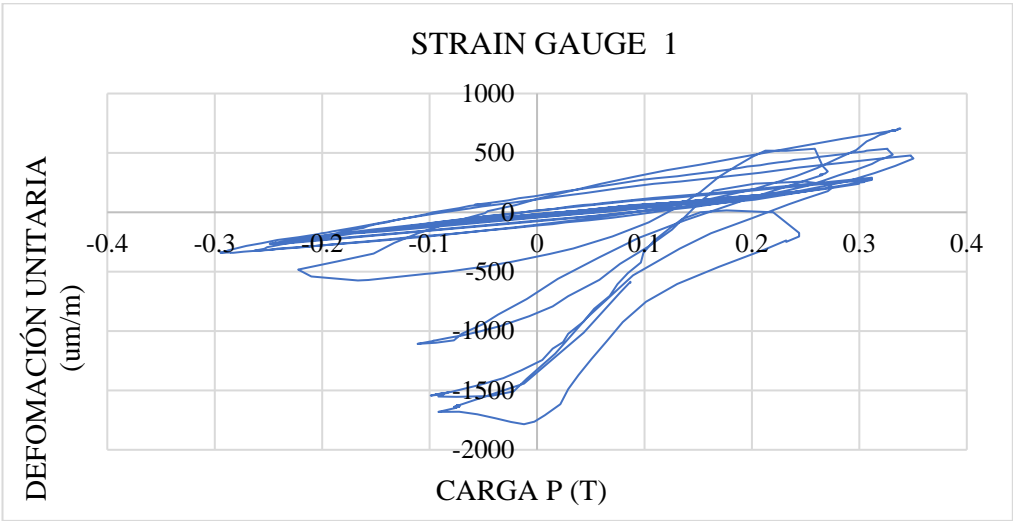
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 59. Curva de histéresis deformación unitaria vs carga, prototipo 1 - SG 2.



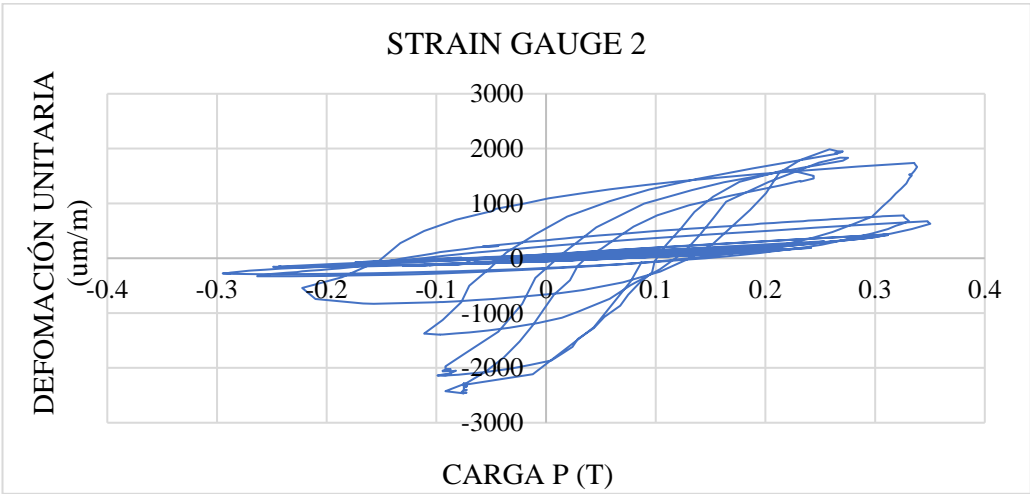
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 60. Curva de histéresis deformación unitaria vs carga, prototipo 2 - SG 1.



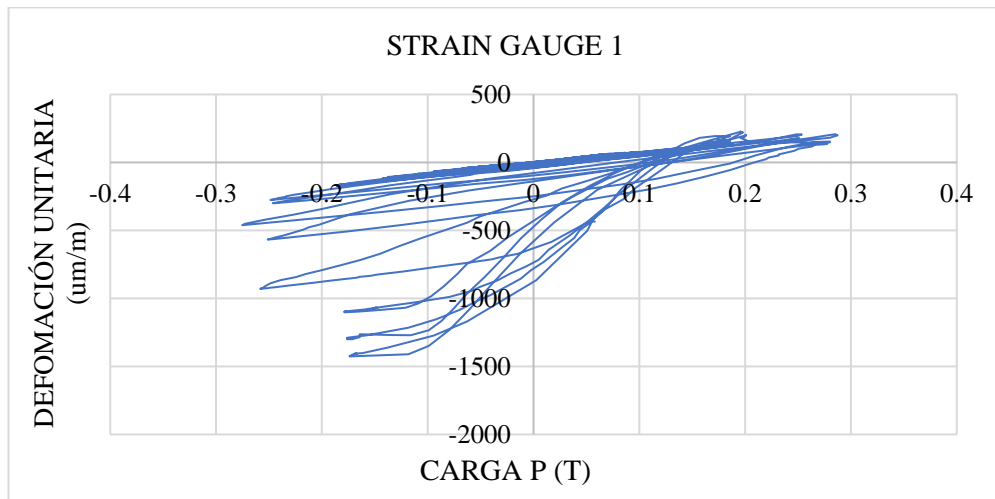
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 61. Curva de histéresis deformación unitaria vs carga, prototipo 2 - SG 2.



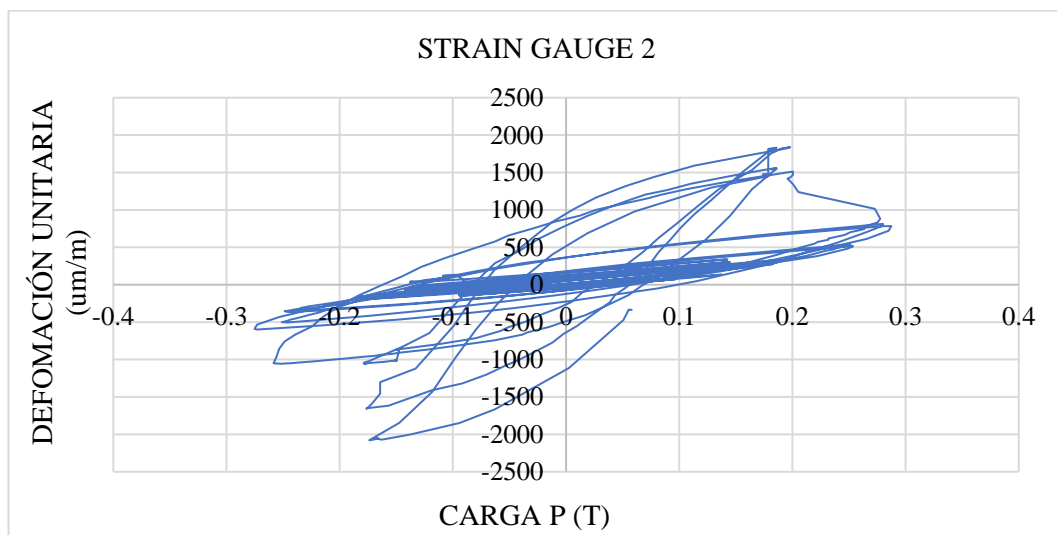
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 62. Curva de histéresis deformación unitaria vs carga, prototipo 3 - SG 1.



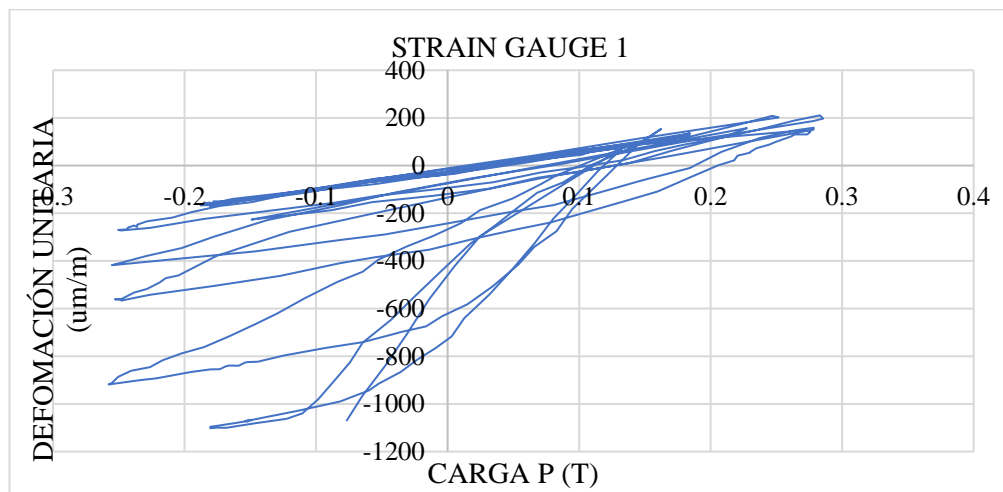
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 63. Curva de histéresis deformación unitaria vs carga, prototipo 3 - SG 2.



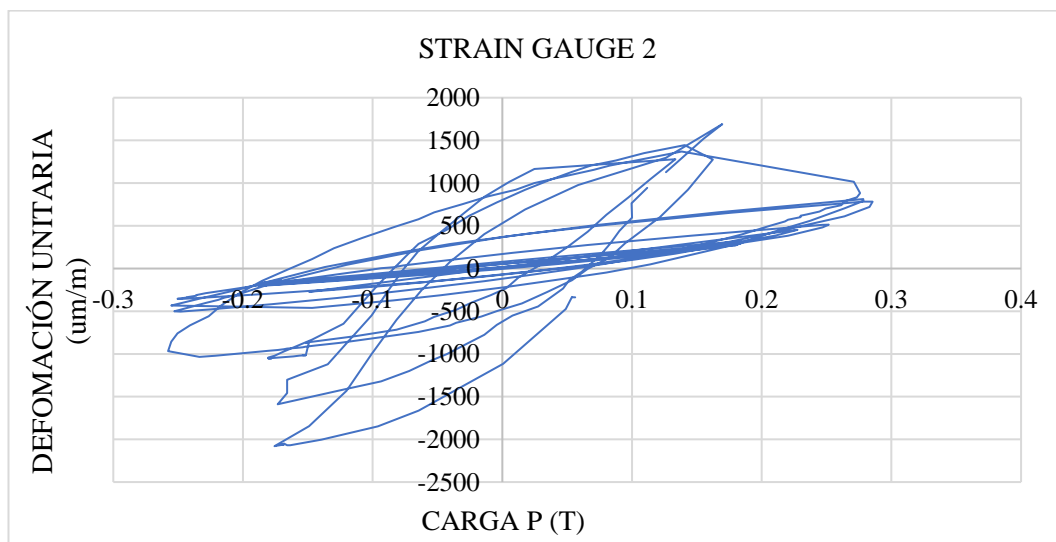
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 64. Curva de histéresis deformación unitaria vs carga, prototipo 4 - SG 1.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 65. Curva de histéresis deformación unitaria vs carga, prototipo 4 - SG 2.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

4.10.2 Análisis computacional por elementos finitos (ANSYS) [11].

Para el efecto de evaluación analítica se hará uso de un software de elementos finitos cuyo nombre es ANSYS [6], en donde se aplicarán todas las condiciones de borde propias del sistema estructural, las características deben ser representativas y los reales posibles para que los resultados sean confiables.

4.10.2.1 Evaluación analítica mediante ANSYS [11].

Para este análisis se aplicarán todos los criterios, protocolos de carga y parámetros de precalificación, establecidos en AISC 341-16 [6] Y FEMA 350 [18], a más de las características mecánicas de la viga y columna, que luego de verificar el cumplimiento del principio columna fuerte viga débil, se espera un comportamiento adecuado y aceptable.

4.10.2.2 Introducción al software ANSYS [5].

ANSYS es un software que tiene muchas bondades a nivel de programa, conforma un entorno en el cual se puede analizar varios modelos entre ellos el tridimensional, con diferentes características mecánicas, geométricas; con condiciones vectoriales entre otras, esto mediante su interfase que discretiza los elementos modelados.

Por sus características se convierte en un software idóneo para el análisis de la conexión propuesta para el estudio, en donde se aplicarán ciclos de carga con una deriva controlada, mediante el análisis estático estructural.

4.10.2.3 Concepto de materiales.

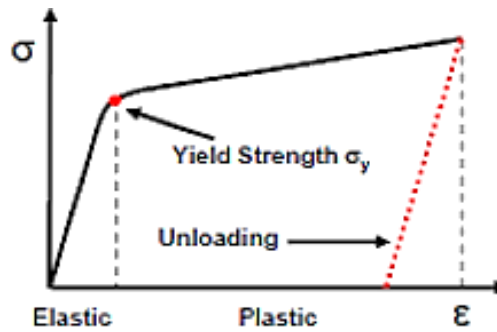
Depende mucho de las características que se les dé a los materiales para obtener los resultados esperados pues es importante conocer las propiedades físicas, mecánicas, geométricas y condiciones de sometimiento a esfuerzos.

Para nuestro análisis se plantea una relación de esfuerzos vs la deformación unitaria, previo conocimiento y definición en el software de las propiedades como densidad y módulo de Poisson del material.

En cuanto a las propiedades mecánicas del material son determinadas, a través del ensayo de tensión del material y no con los valores determinador en los certificados de calidad del fabricante, con el propósito de tener resultados más representativos, en lo que se refiere al esfuerzo de fluencia (F_y), esfuerzo último de tracción (F_u) y el porcentaje de deformación o elongación final de la probeta, de esta manera se presentan en las Tabla N° 16, los valores alcanzados mediante el ensayo de tracción bajo la norma ASTM E8, en el laboratorio del CIV de la Escuela Politécnica Nacional. La respuesta elástica del material está definida por la ley de Hooke, con el criterio de una vez producida la deformación y esfuerzos bajo el límite de fluencia en la estructura, esta es capaz de recuperar su condición inicial. Por otro lado, si se produce una deformación sobre el límite de proporcionalidad por efecto del aumento de carga,

el material entra en un estado de fluencia y los esfuerzos no serán proporcionales a la deformación, siendo esta última permanente, como se muestra en la Figura N°66.

Figura N° 66. Diagrama esfuerzo vs deformación del acero



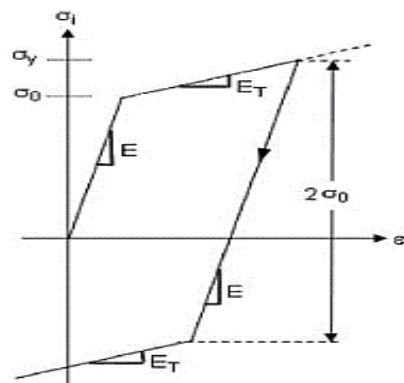
Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

La determinación del límite plástico es de gran importancia en este estudio, ya que las deformaciones inelásticas de las conexiones disipan energía.

Según el manual del software ANSYS, este presenta el comportamiento inelástico de los materiales analizados, bajo los conceptos de plastificación y endurecimiento por deformación.

Las propiedades mecánicas del acero A36 son asignadas mediante la modelación de una curva bilineal (ver Figura N°67) que introduce un endurecimiento cinemático, en donde el comportamiento inelástico estará controlado por el Módulo Tangente (E_T), cuyo valor debe ser mayor a 1 y menor que el valor del Módulo de Elasticidad, no aceptándose pendientes negativas [5].

Figura N° 67. Diagrama de curva bilineal

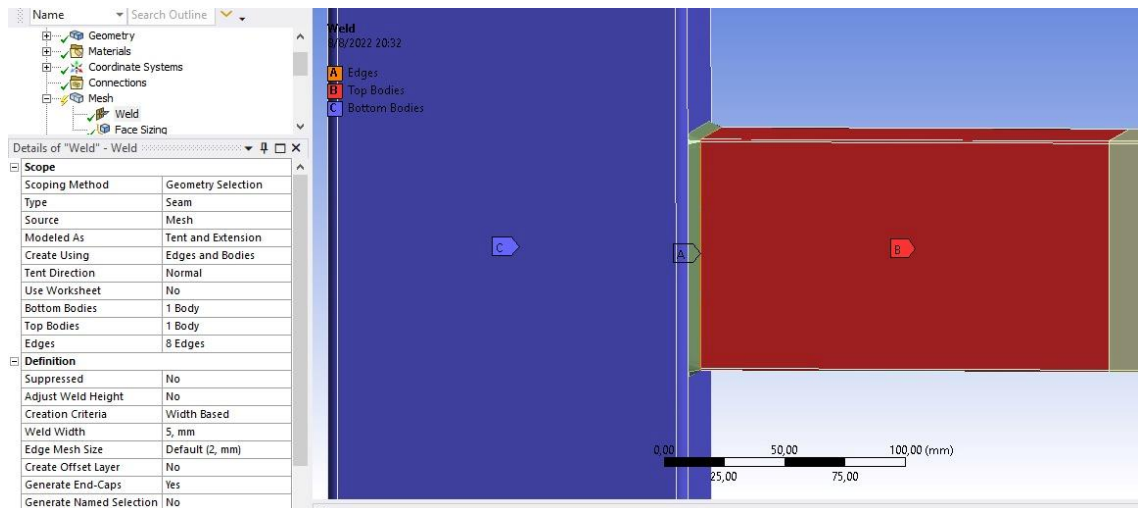


Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

4.10.2.4 Modelado de conexión en ANSYS [5].

Previa modelación es necesario haber introducido las propiedades del material y condiciones del modelo bajo los preceptos mencionados (Ver Figura N°68), posterior a ello se dan las propiedades geométricas necesarias en el entorno 3D de ANSYS, con elementos tipo SOLID de 8 nodos, presentando un comportamiento cuadrático.

Figura N° 68. Condiciones del modelo.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Para apreciación de la geometría de los elementos que conforman la conexión, se presentan las Figuras N°69, y Figuras N°70.

Figura N° 69. Geometría de la columna.

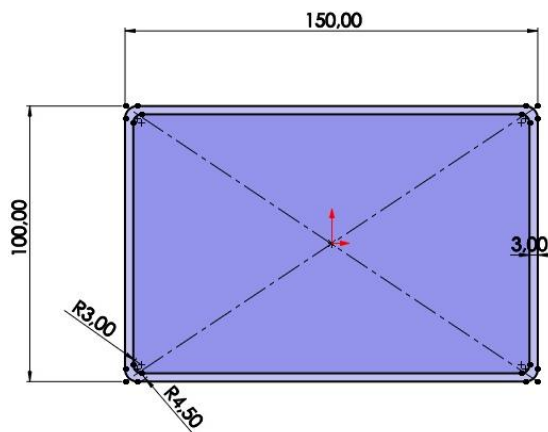
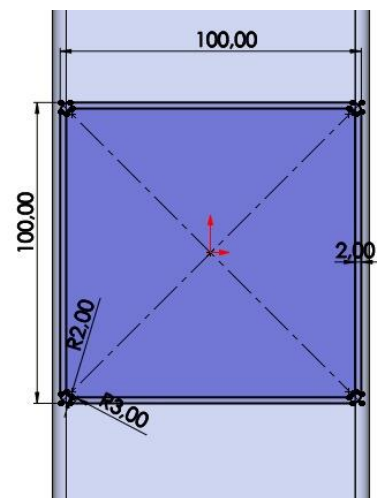


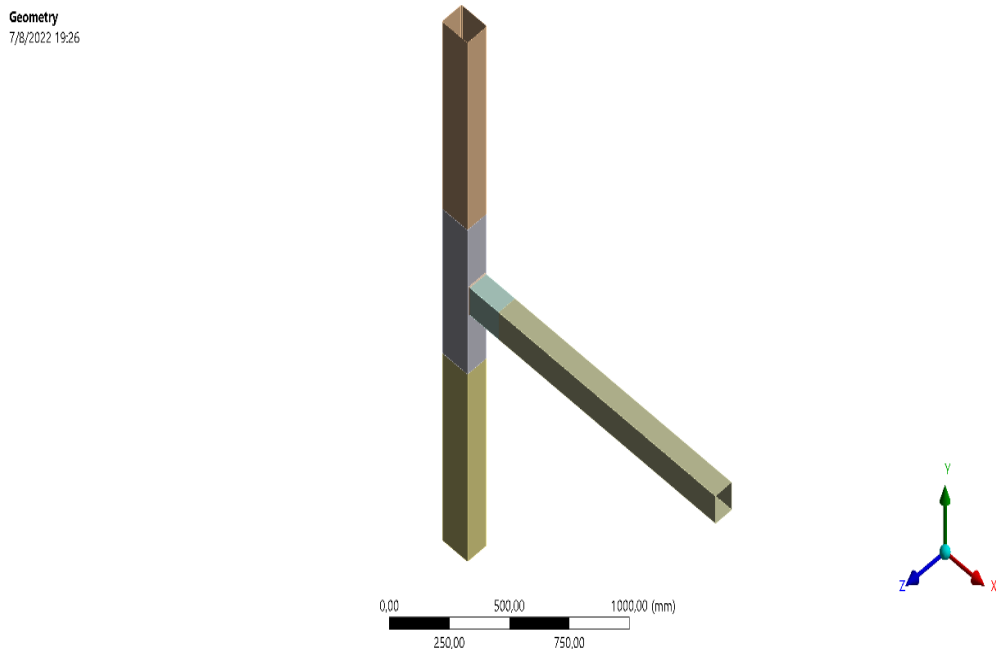
Figura N° 70. Geometría de la viga.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

En la siguiente Figura N°71, se presenta el modelo de los elementos de la conexión, con las dimensiones determinadas para el análisis.

Figura N° 71. Presentación del modelo.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

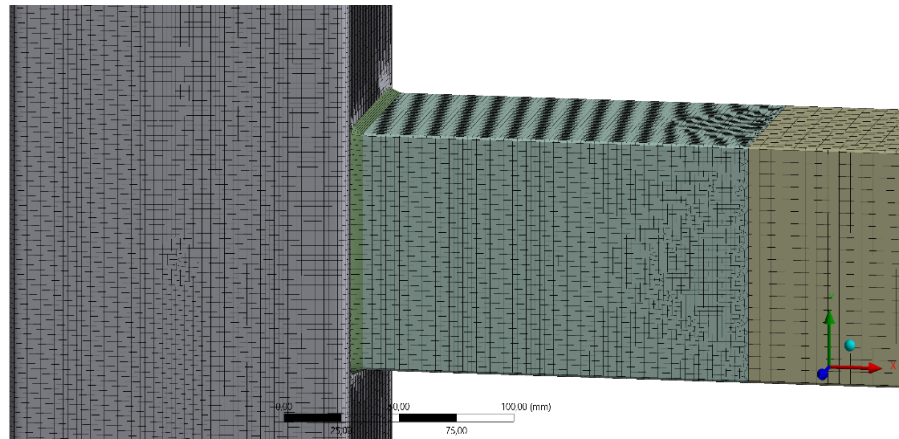
La columna tiene una longitud medida desde los puntos de apoyo de 1.80m, mientras que la viga, una longitud del 1.45m, medida desde la cara de la columna hasta el punto de aplicación de la carga.

4.10.2.5 Mallado de elementos

Todo elemento modelado en el programa ANSYS, debe ser discretizado, pues es en este punto en donde se define el grado de exactitud de los resultados a través del mallado.

Para nuestro análisis se ha procedido a realizar la simulación de la soldadura como elemento de conexión entre la viga y la columna [5], la misma que será evaluada dentro de los modos de falla, siendo discretizada bajo otras condiciones diferentes a las de la viga y columna como se puede ver en la Figura N°72.

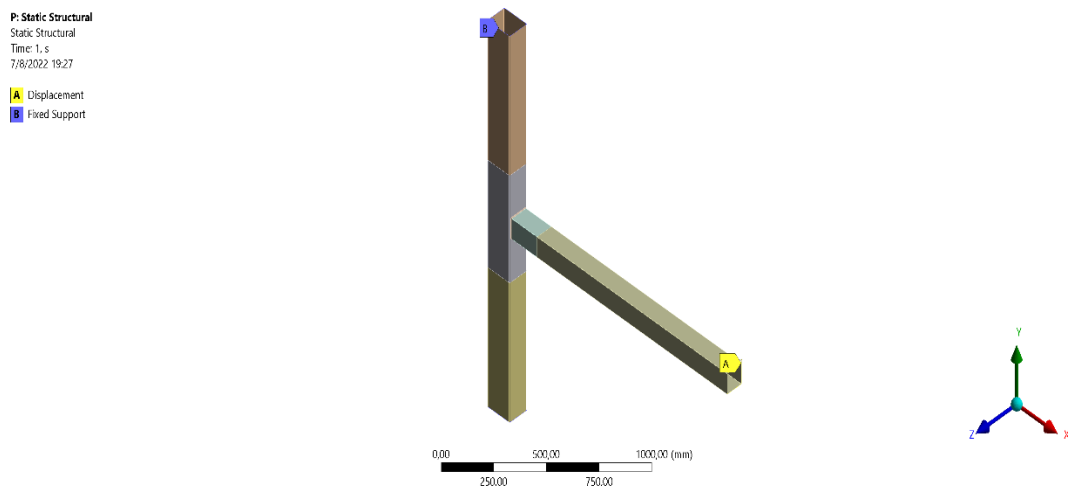
Figura N° 72. Mallado de la conexión.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta

En base a lo definido para la calificación de conexiones, según FEMA 350 y AISC 346-16, se deberá someter a la conexión a un protocolo de carga hasta alcanzar un ángulo de deriva de 0.04 rad con 8 pasos de carga, además dentro de las condiciones para aplicar los ciclos de carga; los extremos de las columnas deben estar restringidos es decir sin grados de libertad, condición que se logra en el programa mediante la inclusión de apoyo tipo “Fixed support”, que restringe la rotación y la traslación. Mientras que, en el extremo libre de la viga se mantienen todos los grados de libertad con la condición en el programa “Displacement”. (Ver Figura N°73).

Figura N° 73. Condiciones de apoyo



Autor; Ing. Álvaro Toapanta

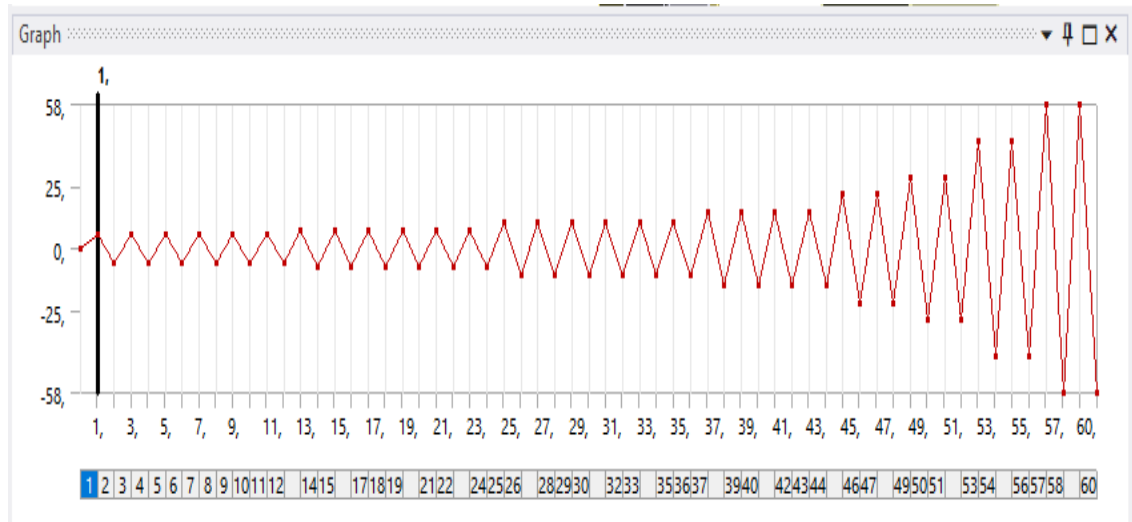
4.10.2.6 Introducción del protocolo de carga.

Con las condiciones de borde, propiedades del material definidas y geometría de los elementos, se establece el protocolo de carga mostrado anteriormente en la Tabla N°14, para determinar el comportamiento de la conexión.

Los protocolos de carga representan sollicitaciones locales que produce un evento sísmico sobre las conexiones viga-columna, de esta manera los ciclos de carga constituyen desplazamientos angulares positivos y negativos dentro de un plano central de referencia.

El desplazamiento o rotación de la viga en relación al punto de conexión es controlado para cada paso de carga, que en nuestro caso son ocho con un ángulo de deriva correspondiente al último de 0.04 rad.

Figura N° 74. Diagrama ciclos de carga vs desplazamiento angular.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

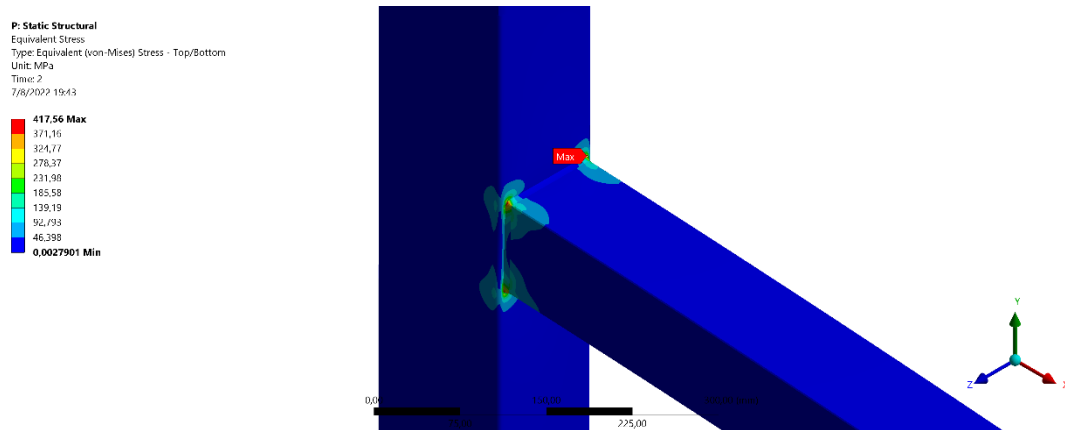
Para el ángulo de deriva de 00.04 rad corresponde un desplazamiento angular del 58.03mm, valor obtenido en base a la longitud de la viga (1450mm).

4.10.2.7 Esfuerzos y deformaciones inelásticas.

En la Figura N°75 se puede observar la distribución de esfuerzos de Von Misses, cuya transferencia de esfuerzos por el cordón de suelda es baja, notándose el efecto despreciable en los vértices de los perfiles y proporcionando con un valor casi nulo en las caras de los mismos.

Los efectos producidos por los ciclos de carga en sentido positivo y negativo al tomar como referencia el punto de partida cuando el desplazamiento es cero, deberían ser la plastificación de la cara de la columna o la falla de la soldadura, este último acontecimiento impediría la formación de la rótula plástica en la viga, como se espera para una conexión que si desarrolla su ductilidad.

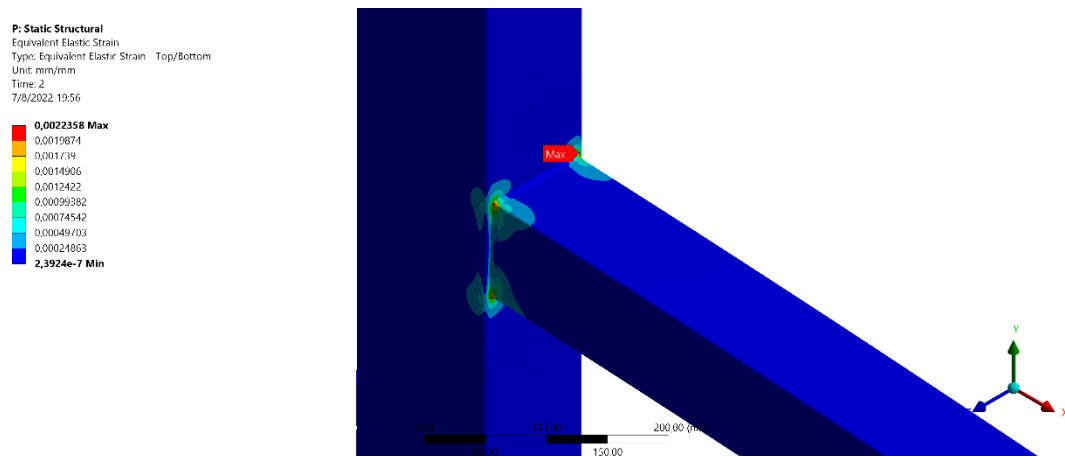
Figura N° 75 Distribución de esfuerzos (Von Misses).



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Los efectos combinados por las cargas dinámicas hacen que se desarrollen deformaciones elásticas en los elementos de la conexión como se muestra en la Figura N° 75, sin embargo se determina que en el cordón de suelda se produce la falla por fluencia antes de alcanzar el ángulo de deriva correspondiente a los 0.04 rad y su equivalente en desplazamiento angular = 58.03mm (Ver Figuras N°76) .

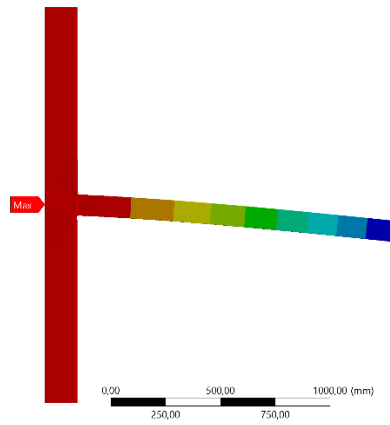
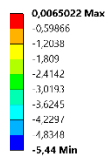
Figura N° 76. Distribución de deformaciones.



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

Figura N° 77. Deformación máxima.

P: Static Structural
Directional Deformation
Type: Directional Deformation(Y Axis)
Unit: mm
Global Coordinate System
Time: 2
7/8/2022 19:59



Autor; Ing. Álvaro Toapanta.

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES, RECOMENDACIONES, BIBLIOGRAFÍA Y ANEXOS

5.1 Conclusiones

- Los ensayos experimentales realizados a los prototipos de conexión de escala real, presentan una idea de lo que sucede en las estructuras metálicas, construidas sin criterios de diseño, por profesionales en el mejor de los casos; mismos que desconocen la eficiencia y el comportamiento de las conexiones soldadas por un simple cordón de suelda, como es caso de análisis, además a simple vista el material de aporte no es el óptimo para que la conexión cumpla con los estándares de precalificación definidos en la norma AISC 346-16.
- Se fabricaron cinco prototipos iguales de una conexión viga-columna, con condiciones de borde de una construcción real, para efectos de la correlación de resultados y verificación. Sin embargo, uno de los prototipos fue sometido a un ensayo monotónico de carga lateral, en donde se determinó que la falla en las conexiones se produce en el cordón de suelda, debido a la concentración de esfuerzos, con una carga máxima de 400kg y un desplazamiento de 43.22mm, mientras que los esfuerzos en los elementos de las conexiones fueron mínimos. Los 4 prototipos restantes son sometidos a un protocolo de carga como lo recomienda FEMA 350 [18] con 8 pasos, a partir del sexto, se incrementa 0.01 rad al ángulo de deriva y dos ciclos de carga por paso, la diferencia con el ensayo monotónico radica en que, este define el límite de falla, mientras que el protocolo de carga se ve dominado por el control progresivo de desplazamientos rotacionales en sentido positivo y negativo, según la ubicación del centro de referencia, en donde se establece la resistencia a la flexión.
- El principio de columna fuerte viga débil se cumplió, es decir, de producirse la rótula plástica debía suceder en la viga. Sin embargo, eso último no ocurrió, porque se anticipó la falla en la soldadura, al no ser esta capaz de distribuir los suficientes esfuerzos en los elementos, impidiendo también que la viga desarrolle deformaciones inelásticas.

Para asegurar un comportamiento dúctil, se debe producir la fluencia de la viga y el comportamiento inelástico en la zona de conexión de la columna, lo cual no ocurrió en los ensayos de los prototipos [5].

- El momento probable determinado a partir del esfuerzo de fluencia del acero A36 utilizado para este análisis es de 1.49 T.m, mientras que el valor del momento máximo alcanzado en el ensayo monotónico, antes de que se produzca la fractura en el cordón de suelda, es de 0.58 T.m, con un desplazamiento de 43.2mm, lo que es ocasionado por una falla frágil.
- Según los requerimientos del AISC 341-16, la capacidad a flexión determinada en la cara de la columna para un ángulo de deriva de 0.04 rad y su correspondiente a la rotación plástica en la rótula plástica de 0.03 rad, debe ser como mínimo el 80% del momento probable (1.12 T.m), lo que no se cumple en ninguna de las conexiones ensayadas, siendo el máximo valor de momento para el ángulo de deriva, igual a 0.400 T.m, es decir solo se alcanza el 35.71% del momento probable calculados, luego de esto se origina la degradación de resistencia; esta apreciación se la obtiene de la curva de histéresis (momento – ángulo de deriva o rotación) generada con los resultados obtenidos en el ensayo experimental, donde además se identifican picos en las gráficas, producto de la fluencia y plastificación de la soldadura con electrodo E6011.
- Al no cumplirse la condición de resistencia a la flexión mínima para un ángulo de deriva cuyo valor es 0.04, se determina que estas conexiones soldadas - ensayadas no son eficientes y no pueden ser precalificadas según requerimientos del AISC y NEC. Su uso no es recomendable para pórticos resistentes a momento, dada la poca capacidad elástica de la conexión.
- Los resultados obtenidos en el programa ANSYS [6] son de gran importancia cuando se pretenden modelar los esfuerzos producidos en la unión viga – columna y el desplazamiento rotacional de la viga con respecto a la cara de la columna antes de generarse la deformación plástica y la falla en la soldadura, siendo este suceso evidente en la aplicación del protocolo de carga; los valores de deformación unitaria son relacionados con los datos registrados por los strain gauges colocados en la columnas y vigas cerca del cordón de suelda, alcanzando una deformación de aproximadamente 1732 $\mu\text{m/m}$.
- Todas las conexiones no precalificadas de este tipo, es decir, que no han sido ensayadas o que no cuentan con un registro experimental, no deben ser empleadas en sistemas estructurales de importancia en el Ecuador, debido a su comportamiento frágil - no dúctil, que generan fallas localizadas en el sistema de conexión, ya sean soldadas o empernadas.

- El criterio o pseudo – criterio más usado por quienes realizan este tipo de conexiones en estructuras metálicas, es que el sistema se asegura con la ductilidad del acero y no toman en cuenta el diseño o requerimientos del mecanismo de conexión, mucho menos enfatizan el diseño óptimo para condiciones sísmicas, lo cual, los obligaría a realizar un análisis previo sobre: el tipo de material a usar, tipo de conexión, verificación de la ubicación de rótula plástica, verificación de parámetros de precalificación y hasta la experticia del soldador, de quien depende la calidad de la soldadura de ser este el caso; solo se limitan a seleccionar el tipo y grado del material, sin pensar que en muchas ocasiones no se desarrolla apropiadamente la deformación elástica de la conexión.
- Con los resultados obtenidos mediante el ensayo de los prototipos de conexiones soldadas a escala real y los datos que el programa ANSYS [5] nos proporcionó en cuanto la deformación y esfuerzos producidos en la zona crítica de la conexión, se establece de manera fundamentada según lo expresado que: la hipótesis de esta investigación se cumplió, mediante la determinación de la eficiencia en relación a los requerimientos mínimos para conexiones precalificadas según AISC y la NEC, misma que es insuficiente para lograr un desempeño dúctil en pórticos resistentes a momento, siendo este último parte de los sistemas estructurales usados en la construcción de edificaciones en Ecuador.

5.2 Recomendaciones

- Para un análisis de diferentes tipos de conexiones no precalificadas, se recomienda realizar ensayos experimentales previos, en los que se cuenten con todas las condiciones de borde, es decir que las conexiones posean las características de un sistema estructural real, de la misma forma, todos los equipos e instrumentos deben ser calibrados, pues así se obtendrán resultados más exactos que servirán para verificar el cumplimiento de los requisitos mínimos establecidos en la norma que se use.
- No se recomienda usar el electrodo E6011, cuando se realizan conexiones viga-columna y mucho menos cuando se las quiera calificar, por otro lado, se debe contar con el personal calificado, con experiencia y acreditación para la construcción de sistemas estructurales, ya que este factor es de suma importancia para asegurar el desempeño de la estructura.
- La recomendación más importante, una vez verificada la eficiencia de este tipo de

conexiones soldadas no precalificadas, es no usarlas en la construcción de estructuras metálicas, pues al producirse la falla en la soldadura, no se puede desarrollar la ductilidad de acero, lo que también conlleva a que no se forme la rótula plástica.

- Al estar Ecuador en una zona de alto peligro sísmico, se crea la incertidumbre de ocurrencia de un fenómeno telúrico frecuente por lo que recomienda el uso de conexiones precalificadas en el diseño de pórticos resistentes a momento. Además, que los diseños futuros sean edificaciones, puentes y otras obras que tengan que ver con estructuras metálicas, sean diseñadas con criterio profesional y basados en registros experimentales probados.

5.3 Referencias bibliográficas.

- [1] E. Tamayo, «Construcciones sostenibles: materiales, certificaciones y LCA», *Rev. Nodo N° 11*, vol. 6, n.º 1, pp. 99-116, dic. 2017.
- [2] P. Zambrano, «Análisis comparativo económico de una vivienda de estructura de acero y una de estructura convencional.», Universidad Técnica de Machala, Machala, 2017. Accedido: jun. 13, 2021. [En línea]. Disponible en: http://repositorio.utmachala.edu.ec/bitstream/48000/10725/1/TMUAIC_2017_GC_CD031.pdf
- [3] D. Rojas y J. Arenas, «Comparación técnico-financiera del acero estructural y el hormigón armado», vol. 1, pp. 1-10, ene. 2018.
- [4] M. Gallegos, «Desempeño sísmico de nudos en pórticos de acero a momento con columnas tubulares considerando efectos bidireccionales», Investigación, Universidad de Chile, Chile, 2017. Accedido: jun. 13, 2021. [En línea]. Disponible en: https://www.researchgate.net/publication/332333282_Desempeno_sismico_de_nudos_en_porticos_de_acero_a_momento_con_columnas_tubulares_considerando_efectos_bidireccionales
- [5] S. Enderica, «análisis de conexiones metálicas soldadas no precalificadas bajo la acción de cargas dinámicas a escala real y reducida mediante simulación por computadora», pontificia universidad católica del ecuador, Ecuador, 2018. Accedido: jun. 13, 2021. [En línea]. Disponible en: <http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/14619/Tesis%20Paul%20Enderica.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

- [6] «Ansys-fatigue-brochure-140.pdf». ANSYS, Inc, 2011. Accedido: jun. 19, 2021. [En línea]. Disponible en: <https://nysplm.com/documentos/ansys/PDF/1.2.3%20ansys-fatigue-brochure-140.pdf>
- [7] K. Sun-Mi, K. Myeong-Han, y D. Sang, «Analytical Modeling and Nonlinear Analysis of Beam-Column Connection in Steel Moment Resisting Frame: Journal of Asian Architecture and Building Engineering: Vol 5, No 2», *Taylor Francis*, vol. 5, pp. 1-15, 2018, doi: 10.3130/jaabe.5.309.
- [8] P. Richmond, *DRAIN-2DX User Guide*. / *National Technical Reports Library - NTIS*. California: National Science Foundation, Directorate for Engineering, 1998. Accedido: jun. 19, 2021. [En línea]. Disponible en: <https://ntrl.ntis.gov/NTRL/dashboard/searchResults/titleDetail/PB91212530.xhtml>
- [9] M. Gallegos, «Desempeño sísmico de nudos en pórticos de acero a momento con columnas tubulares considerando efectos bidireccionales», Investigación, Universidad de Chile, Chile, 2017. Accedido: jun. 13, 2021. [En línea]. Disponible en: https://www.researchgate.net/publication/332333282_Desempeno_sismico_de_nudos_en_porticos_de_acero_a_momento_con_columnas_tubulares_considerando_efectos_bidireccionales
- [10] S. Enderica, «análisis de conexiones metálicas soldadas no precalificadas bajo la acción de cargas dinámicas a escala real y reducida mediante simulación por computadora», pontificia universidad católica del ecuador, Ecuador, 2018. Accedido: jun. 13, 2021. [En línea]. Disponible en: <http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/14619/Tesis%20Paul%20Enderica.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- [11] «Ansys-fatigue-brochure-140.pdf». ANSYS, Inc, 2011. Accedido: jun. 19, 2021. [En línea]. Disponible en: <https://nysplm.com/documentos/ansys/PDF/1.2.3%20ansys-fatigue-brochure-140.pdf>
- [12] H.Q.Liu, Y.Z.Lui, «Cyclic behaviour of a novel steel beam-to-prefabricated CFST column connection with threaded sleeve bolts»: Institution of Structural Engineers: No 2», *Elsevier*, vol. 34, pp. 615-629, 2021, <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.07.079>
- [13] Deema Abu, Salma, «Modelling punching shear failure at edge slab-column connections by means of nonlinear joint elements»: Institution of Structural Engineers: No 2», *Elsevier*, vol. 34, pp. 630-652, 2021, <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.07.092>

- [14] Yinglu Xu, «Seismic performance of spatial beam-column connections in steel frame»: *Journal of Constructional Steel Research*, », *Elsevier*, vol. 180, pp. 106, 2021, <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2021.106586>
- [15] Harris & Sabnis, 2000), «Structural Modeling and Experimental Techniques» second edition, pp 123-126, 2020, <https://doi.org/10.1111/j.1747-567.1985.tb02046.x>
- [16] H. Pillajo, «Evaluación de la conexión precalificada: viga de sección reducida – columna cajón relleno, para pórticos de momento a base de planchas de acero», Escuela Politécnica Nacional, Ecuador, 2017. Accedido: jun. 13, 2021. [En línea]. Disponible en: <http://bibdigital.epn.edu.ec/handle/15000/17493>
- [17] A. Luna, «Modelación para la precalificación de conexión a momento usando perfiles armados», Universidad del Valle, Colombia, 2017. Accedido: jun. 13, 2021. [En línea]. Disponible en: <https://bibliotecadigital.univalle.edu.co/handle/10893/9734?show=full>
- [18] L. Cardoso, «Diseño de conexiones precalificadas bajo AISC para pórticos resistentes a momento», Escuela Superior Politécnica de Chimborazo, Ecuador, 2016. Accedido: jun. 13, 2021. [En línea]. Disponible en: <http://dspace.espoch.edu.ec/handle/123456789/3531>

5.4 ANEXOS

Fichas de ensayos a tracción de probetas de acero A36



ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL
LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES, MECÁNICA DE SUELOS Y ROCAS



TRACCIÓN EN ELEMENTOS METÁLICOS

INF. No. 22 - 211
Hoja 01 de 04

Quito, 25 de julio de 2022

DATOS DEL CLIENTE

Razón social: ALVARO TOAPANTA
Dirección: SAQUISILÍ

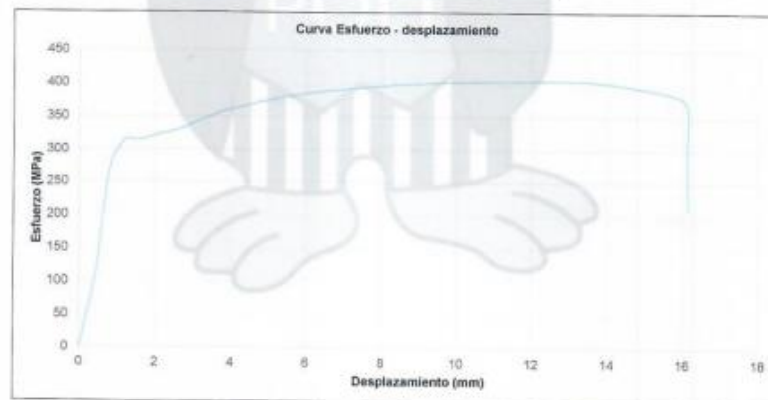
DATOS DEL PROYECTO

Proyecto: INFORME DE RESISTENCIAS DEL ACERO A36, TESIS: INCIDENCIA Y EFICIENCIA DEL USO DE CONEXIONES NO PRECALIFICADAS, NI ENSAYADAS EXPERIMENTALMENTE EN EL DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EN EL ECUADOR; TIPOS Y PSEUDO CRITERIO.

Contratante: ***
Contratista: ***
Fiscalizador: ***
NORMA: ASTM E8

| Datos de la probeta de ensayo | | | | | |
|-------------------------------|--|---------------------------|------------------------------------|--|-------------------------|
| Identificación | Material/Procedencia | Tipo de probeta | Sección transversal ⁽¹⁾ | | |
| | | | D ₁ (mm) | D ₂ (mm) | Área (mm ²) |
| 112-01 ELEMENTO: VIGA | ACERO A36 | Placa | 12.42 | 1.91 | 23.7 |
| Datos del ensayo | | | | | |
| Velocidad de ensayo | Límite de fluencia superior ⁽²⁾ | Resistencia a la tracción | Elongación después de la rotura | | |
| | Fuerza (kN) | Fuerza máxima (kN) | Longitud calibrada inicial (mm) | Longitud calibrada final después de la rotura (mm) | |
| 8 | 7.44 | 9.61 | 35.36 | 48.54 | |

| Resumen de resultados | |
|-------------------------------------|------|
| Límite de fluencia superior (MPa) | 314 |
| Resistencia a la tracción (MPa) | 405 |
| Elongación después de la rotura (%) | 37.5 |



Observaciones: Todos los datos de la probeta de ensayo (identificación, material/procedencia) son proporcionados por el cliente por lo que involucra su total responsabilidad.

Los resultados reportados en el presente informe corresponden únicamente al ítem ensayado.

La información del presente informe no podrá reproducirse ni parcial ni totalmente sin la autorización del LEMSUR.

(1) D₁ y D₂ corresponden a las dimensiones de la sección central de la probeta de ensayo. En el caso de probetas circulares, se reportan dos diámetros medidos o nominales.

(2) El límite de fluencia superior corresponde al esfuerzo máximo registrado antes de la primera caída de fuerza.

ING. MERCEDES VILLAGAS
JEFE DE LABORATORIO

Telf.: 2976300
Ext.: 1609



TRACCIÓN EN ELEMENTOS METÁLICOS

INF. No. 22 - 211
Hoja 02 de 04

Quito, 25 de julio de 2022

DATOS DEL CLIENTE

Razón social: ALVARO TOAPANTA
Dirección: SAQUISILÍ
DATOS DEL PROYECTO

Proyecto: INFORME DE RESISTENCIAS DEL ACERO A36. TESIS: INCIDENCIA Y EFICIENCIA DEL USO DE CONEXIONES NO PRECALIFICADAS, NI ENSAYADAS EXPERIMENTALMENTE EN EL DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EN EL ECUADOR; TIPOS Y PSEUDO CRITERIO.

Contratante: ***
Contratista: ***
Fiscalizador: ***
NORMA: ASTM E8

| Datos de la probeta de ensayo | | | | | |
|-------------------------------|----------------------|-----------------|------------------------------------|---------------------|-------------------------|
| Identificación | Material/Procedencia | Tipo de probeta | Sección transversal ⁽¹⁾ | | |
| | | | D ₁ (mm) | D ₂ (mm) | Área (mm ²) |
| 112-02 ELEMENTO: VIGA | ACERO A36 | Placa | 12.46 | 1.93 | 24.0 |
| | | | | | |

| Datos del ensayo | | | | | |
|---------------------|--|---------------------------|---------------------------------|--|--|
| Velocidad de ensayo | Limite de fluencia superior ⁽²⁾ | Resistencia a la tracción | | Elongación después de la rotura | |
| | Fuerza (kN) | Fuerza máxima (kN) | Longitud calibrada inicial (mm) | Longitud calibrada final después de la rotura (mm) | |
| 8 mm/min | 8.13 | 9.81 | 35.70 | 50.11 | |

| Resumen de resultados | |
|-------------------------------------|------|
| Limite de fluencia superior (MPa) | 338 |
| Resistencia a la tracción (MPa) | 408 |
| Elongación después de la rotura (%) | 40.5 |



Observaciones: Todos los datos de la probeta de ensayo (identificación, material/procedencia) son proporcionadas por el cliente por lo que involucra su total responsabilidad.
Los resultados reportados en el presente informe corresponden únicamente al ítem ensayado.
La información del presente informe no podrá reproducirse ni parcial ni totalmente sin la autorización del LEMSUR.
(1) D₁ y D₂ corresponden a las dimensiones de la sección central de la probeta de ensayo. En el caso de probetas circulares, se reportan dos diámetros medidos o nominales.
2) El límite de fluencia superior corresponde al esfuerzo máximo registrado antes de la primera caída de fuerza.

KING, MERCEDES VILLACÍS
JEFE DE LABORATORIO

Telf.: 2976300
Ext.: 1609



TRACCIÓN EN ELEMENTOS METÁLICOS

INF. No. 22 - 211
Hoja 03 de 04

Quito, 25 de julio de 2022

DATOS DEL CLIENTE

Razón social: ALVARO TOAPANTA
Dirección: SAQUISILÍ

DATOS DEL PROYECTO

Proyecto: INFORME DE RESISTENCIAS DEL ACERO A36, TESIS: INCIDENCIA Y EFICIENCIA DEL USO DE CONEXIONES NO PRECALIFICADAS, NI ENSAYADAS EXPERIMENTALMENTE EN EL DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EN EL ECUADOR; TIPOS Y PSEUDO CRITERIO.

Contratante: ***

Contratista: ***

Fiscalizador: ***

NORMA: ASTM E8

| Datos de la probeta de ensayo | | | | | |
|--------------------------------|----------------------|-----------------|------------------------------------|---------------------|-------------------------|
| Identificación | Material/Procedencia | Tipo de probeta | Sección transversal ⁽¹⁾ | | |
| | | | D ₁ (mm) | D ₂ (mm) | Área (mm ²) |
| 112-03 ELEMENTO: COLUMNA | ACERO A36 | Placa | 10.7 | 3.12 | 33.4 |
| | | | | | |

| Datos del ensayo | | | | | |
|---------------------|--|---------------------------|---------------------------------|--|--|
| Velocidad de ensayo | Limite de fluencia superior ⁽²⁾ | Resistencia a la tracción | | Elongación después de la rotura | |
| | Fuerza (kN) | Fuerza máxima (kN) | Longitud calibrada inicial (mm) | Longitud calibrada final después de la rotura (mm) | |
| 8 | 14.00 | 17.93 | 36.30 | 47.87 | |

| Resumen de resultados | |
|-------------------------------------|------|
| Limite de fluencia superior (MPa) | 419 |
| Resistencia a la tracción (MPa) | 537 |
| Elongación después de la rotura (%) | 32.0 |



Observaciones: Todos los datos de la probeta de ensayo (identificación, material/procedencia) son proporcionados por el cliente por lo que involucra su total responsabilidad.

Los resultados reportados en el presente informe corresponden únicamente al ítem ensayado.

La información del presente informe no podrá reproducirse ni parcial ni totalmente sin la autorización del LEMSUR.

(1) D₁ y D₂ corresponden a las dimensiones de la sección central de la probeta de ensayo. En el caso de probetas circulares, se reportan dos diámetros medidos o nominales.

2) El límite de fluencia superior corresponde al esfuerzo más alto registrado antes de la primera caída de fuerza.

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DE LABORATORIO

Telf.: 2976300
Ext.: 1609



TRACCIÓN EN ELEMENTOS METÁLICOS

INF. No. 22 - 211
Hoja 04 de 04

Quito, 25 de julio de 2022

DATOS DEL CLIENTE

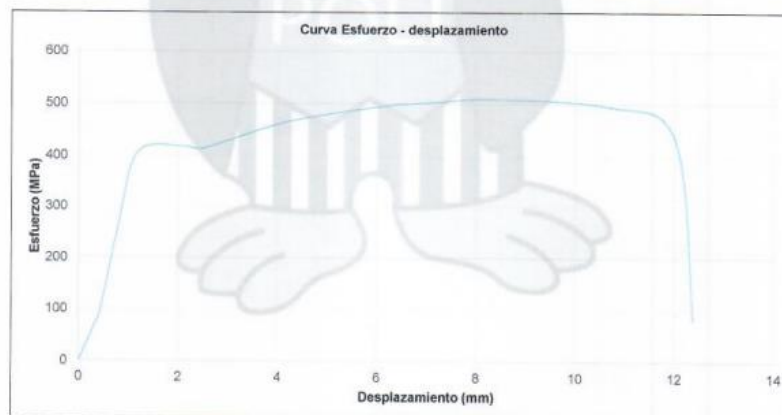
Razón social: ALVARO TOAPANTA
Dirección: SAQUISILÍ

DATOS DEL PROYECTO

Proyecto: INFORME DE RESISTENCIAS DEL ACERO A36, TESIS: INCIDENCIA Y EFICIENCIA DEL USO DE CONEXIONES NO PRECALIFICADAS, NI ENSAYADAS EXPERIMENTALMENTE EN EL DESEMPEÑO DE ESTRUCTURAS METÁLICAS EN EL ECUADOR; TIPOS Y PSEUDO CRITERIO.
Contratante: ***
Contratista: ***
Fiscalizador: ***
NORMA: ASTM E8

| Datos de la probeta de ensayo | | | | | |
|--------------------------------|--|---------------------------|------------------------------------|--|-------------------------|
| Identificación | Material/Procedencia | Tipo de probeta | Sección transversal ⁽¹⁾ | | |
| | | | D ₁ (mm) | D ₂ (mm) | Área (mm ²) |
| 112-04 ELEMENTO: COLUMNA | ACERO A36 | Placa | 10.86 | 3.25 | 35.3 |
| Datos del ensayo | | | | | |
| Velocidad de ensayo | Límite de fluencia superior ⁽²⁾ | Resistencia a la tracción | Elongación después de la rotura | | |
| | Fuerza (kN) | Fuerza máxima (kN) | Longitud calibrada inicial (mm) | Longitud calibrada final después de la rotura (mm) | |
| 8 | 14.71 | 17.99 | 35.40 | 45.74 | |

| Resumen de resultados | |
|-------------------------------------|------|
| Límite de fluencia superior (MPa) | 417 |
| Resistencia a la tracción (MPa) | 510 |
| Elongación después de la rotura (%) | 29.0 |



Observaciones: Todos los datos de la probeta de ensayo (identificación, material/procedencia) son proporcionadas por el cliente por lo que involucra su total responsabilidad.

Los resultados reportados en el presente informe corresponden únicamente al ítem ensayado.

La información del presente informe no podrá reproducirse ni parcial ni totalmente sin la autorización del LEMSUR.

(1) D₁ y D₂ corresponden a las dimensiones de la sección central de la probeta de ensayo. En el caso de probetas circulares, se reportan dos diámetros medidos o nominales.

2) El límite de fluencia superior corresponde al esfuerzo más alto registrado antes de la primera caída de fuerza.

ING. MERCEDES VILLACIS
JEFE DE LABORATORIO



Telf.: 2976300
Ext.: 1609

Esquema de configuración de ensayo.

| ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - CIV FORMATO ENSAYO DE CONEXIONES VIGA - COLUMNA | | | Revisión: 01 Fecha: Oct-2019 Hoja: 2 de 2 FT-CIV-07-02 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|-----------------|---|---|------|-----------------|---------|----|------|------|----|-----------|------|----|---------------|------|----|---------------|------|----|---------------|------|----|--|----|----|--|----|----|--|----|----|--|----|----|--|----|
| ESQUEMA DE LA CONFIGURACIÓN DEL ENSAYO | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <p>CELDA LVDTs</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>CANA</th> <th>INSTRUMENTACIÓN</th> <th>CHANNEL</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td></td><td>CH</td></tr> <tr><td>1</td><td>CELDA 100</td><td>CH 2</td></tr> <tr><td>2</td><td>LVDT 500 (C1)</td><td>CH 3</td></tr> <tr><td>3</td><td>LVDT 300 (C2)</td><td>CH 4</td></tr> <tr><td>4</td><td>LVDT 100 (C3)</td><td>CH 5</td></tr> <tr><td>5</td><td></td><td>CH</td></tr> <tr><td>6</td><td></td><td>CH</td></tr> <tr><td>7</td><td></td><td>CH</td></tr> <tr><td>8</td><td></td><td>CH</td></tr> <tr><td>9</td><td></td><td>CH</td></tr> </tbody> </table> | | | | CANA | INSTRUMENTACIÓN | CHANNEL | 0 | | CH | 1 | CELDA 100 | CH 2 | 2 | LVDT 500 (C1) | CH 3 | 3 | LVDT 300 (C2) | CH 4 | 4 | LVDT 100 (C3) | CH 5 | 5 | | CH | 6 | | CH | 7 | | CH | 8 | | CH | 9 | | CH |
| CANA | INSTRUMENTACIÓN | CHANNEL | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0 | | CH | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1 | CELDA 100 | CH 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2 | LVDT 500 (C1) | CH 3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 3 | LVDT 300 (C2) | CH 4 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4 | LVDT 100 (C3) | CH 5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 5 | | CH | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 6 | | CH | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 7 | | CH | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 8 | | CH | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 9 | | CH | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <p>STRAIN GAUGES</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th>CANA</th> <th>INSTRUMENTACIÓN</th> <th>CHANNEL</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>10</td><td>SF 1</td><td>CH 6</td></tr> <tr><td>11</td><td>SF 2</td><td>CH 7</td></tr> <tr><td>12</td><td></td><td>CH</td></tr> <tr><td>13</td><td></td><td>CH</td></tr> <tr><td>14</td><td></td><td>CH</td></tr> <tr><td>15</td><td></td><td>CH</td></tr> <tr><td>16</td><td></td><td>CH</td></tr> <tr><td>17</td><td></td><td>CH</td></tr> <tr><td>18</td><td></td><td>CH</td></tr> <tr><td>19</td><td></td><td>CH</td></tr> </tbody> </table> | | | | CANA | INSTRUMENTACIÓN | CHANNEL | 10 | SF 1 | CH 6 | 11 | SF 2 | CH 7 | 12 | | CH | 13 | | CH | 14 | | CH | 15 | | CH | 16 | | CH | 17 | | CH | 18 | | CH | 19 | | CH |
| CANA | INSTRUMENTACIÓN | CHANNEL | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 10 | SF 1 | CH 6 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 11 | SF 2 | CH 7 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 12 | | CH | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 13 | | CH | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 14 | | CH | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 15 | | CH | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 16 | | CH | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 17 | | CH | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 18 | | CH | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 19 | | CH | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <p>NOTA: Debe mostrar: dimensiones clave, condiciones de borde en la carga, en los puntos de reacción, ubicación de los arriostres laterales y detalles de conexión como: dimensiones de los miembros y de las conexiones de los elementos, detalles de soldadura, tamaño y ubicación de los huecos de los pernos, ubicación, empalme y anclaje de las barras de refuerzo.</p> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| MODO DE CONTROL DE FALLA (SI SE ACABA EL ENSAYO ANTES DE LLEGAR A LA FALLA, SE DEBE INDICAR LA RAZÓN) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| RESPONSABLE CIV Nombre: <u>Rubén Rodríguez</u> | | CLIENTE / TESISTA Nombre: <u>Raúl Bujera</u> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

Fichas de ensayo mediante protocolo de carga.

| ESCUELA POLITÉCNICA NACIONAL CENTRO DE INVESTIGACIÓN DE LA VIVIENDA - CIV FORMATO ENSAYO DE CONEXIONES VIGA - COLUMNA | | | Revisión: 01 Fecha: Oct-2019 Hoja: 1 de 2 FT-CIV-07-02 | | | | | | | | | | | | |
|---|--|---|---|--------------|------------------|---------------|--------|--------------|-------|--------------|-------|--------------|-------|---------------|-------|
| Dirección del laboratorio: Ladrón de Guevara E11-253, Edificio N°5 | | | | | | | | | | | | | | | |
| Fecha (AAAA/MM/DD): <u>27/07/2019</u> | | | | | | | | | | | | | | | |
| Cliente / Tesista: <u>Ina Alvarado</u> | | | | | | | | | | | | | | | |
| Dirección del cliente / Tesista: <u>Quilón</u> | | | | | | | | | | | | | | | |
| Identificación del espécimen: <u>Prueba 1</u> | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th></th> <th>Inicio de ensayo</th> <th>Fin de ensayo</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>T (°C)</td> <td style="text-align: center;">17.5</td> <td style="text-align: center;">18.3</td> </tr> <tr> <td>H rel (%)</td> <td style="text-align: center;">69</td> <td style="text-align: center;">63</td> </tr> <tr> <td>Hora</td> <td style="text-align: center;">10:30</td> <td style="text-align: center;">11:50</td> </tr> </tbody> </table> | | Inicio de ensayo | Fin de ensayo | T (°C) | 17.5 | 18.3 | H rel (%) | 69 | 63 | Hora | 10:30 | 11:50 |
| | Inicio de ensayo | Fin de ensayo | | | | | | | | | | | | | |
| T (°C) | 17.5 | 18.3 | | | | | | | | | | | | | |
| H rel (%) | 69 | 63 | | | | | | | | | | | | | |
| Hora | 10:30 | 11:50 | | | | | | | | | | | | | |
| AISC 341 - 16: Protocolo de Ensayo, Capítulo K2 | | | | | | | | | | | | | | | |
| Teta objetivo, θ (rad) | Desplazamiento objetivo, Δ (mm) | Carga (kg) vs Desplazamiento (mm) registrados | | | | | | | | | | | | Observaciones | |
| | | Ciclo 1 | | Ciclo 2 | | Ciclo 3 | | Ciclo 4 | | Ciclo 5 | | Ciclo 6 | | | |
| | | Δ (+) | F (+) | Δ (+) | F (+) | Δ (+) | F (+) | Δ (+) | F (+) | Δ (+) | F (+) | Δ (+) | F (+) | | |
| | | Δ (-) | F (-) | Δ (-) | F (-) | Δ (-) | F (-) | Δ (-) | F (-) | Δ (-) | F (-) | Δ (-) | F (-) | | |
| 0.00375 | 5.44 | 5.98 | 12.16 | 6.04 | 5.67 | 5.84 | 4.84 | 5.95 | 14.51 | 5.11 | 16.51 | 5.44 | 14.44 | | |
| 0.005 | 7.25 | 5.44 | 12.16 | 5.15 | 12.24 | 5.32 | 12.40 | 5.38 | 12.57 | 5.66 | 13.16 | 5.44 | 14.57 | | |
| 0.0075 | 10.88 | 7.41 | 12.31 | 7.41 | 12.47 | 7.73 | 12.73 | 7.73 | 13.19 | 7.73 | 13.55 | 7.93 | 14.58 | | |
| 0.01 | 14.50 | 10.88 | 12.52 | 10.88 | 12.52 | 10.88 | 12.52 | 10.88 | 12.52 | 10.88 | 12.52 | 10.88 | 12.52 | | |
| 0.015 | 21.75 | 14.50 | 12.71 | 14.50 | 12.71 | 14.50 | 12.71 | 14.50 | 12.71 | 14.50 | 12.71 | 14.50 | 12.71 | | |
| 0.02 | 29.00 | 17.01 | 12.92 | 17.01 | 12.92 | 17.01 | 12.92 | 17.01 | 12.92 | 17.01 | 12.92 | 17.01 | 12.92 | | |
| 0.03 | 43.51 | 19.07 | 13.23 | 19.07 | 13.23 | 19.07 | 13.23 | 19.07 | 13.23 | 19.07 | 13.23 | 19.07 | 13.23 | | |
| 0.04 | 58.03 | 21.19 | 13.66 | 21.19 | 13.66 | 21.19 | 13.66 | 21.19 | 13.66 | 21.19 | 13.66 | 21.19 | 13.66 | | |
| 0.05 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0.06 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0.07 | | | | | | | | | | | | | | | |
| 0.08 | | | | | | | | | | | | | | | |
| L = | 1450 mm | | | | | | | | | | | | | | |

Dirección del laboratorio: Ladrón de Guevara E11-253. Edificio N°5
 Fecha (AAAA/MM/DD): 25/07/2019
 Cliente / Testista: Ing. Alvaro Taspunta
 Dirección del cliente / Testista: Ambato
 Identificación del espécimen: Probeta 2

| | Inicio de ensayo | Fin de ensayo |
|-----------|------------------|---------------|
| T (°C) | 17.8 | 18.00 |
| H rel (%) | 65 | 64 |
| Hora | 10:45 | 12:30 |

AISC 341 - 16: Protocolo de Ensayo, Capítulo K2

| Teta objetivo, θ (rad) | Desplazamiento objetivo, Δ (mm) | Carga (kg) vs Desplazamiento (mm) registrados | | | | | | | | | | | | Observaciones | | | | |
|-------------------------------|--|---|-------|--------------|-------|--------------|-------|--------------|-------|--------------|-------|--------------|-------|---------------|-----|-------|-----|--|
| | | Ciclo 1 | | Ciclo 2 | | Ciclo 3 | | Ciclo 4 | | Ciclo 5 | | Ciclo 6 | | | | | | |
| | | Δ (+) | F (+) | Δ (+) | F (+) | Δ (+) | F (+) | Δ (+) | F (+) | Δ (+) | F (+) | Δ (+) | F (+) | | | | | |
| 0.00375 | 5.44 | 5.71 | 411 | 5.93 | 425 | 6.40 | 418 | 6.48 | 443 | 6.62 | 443 | 6.62 | 443 | 6.62 | 443 | 6.62 | 443 | |
| 0.005 | 7.25 | 7.28 | 435 | 7.25 | 440 | 7.56 | 440 | 7.56 | 440 | 7.56 | 440 | 7.56 | 440 | 7.56 | 440 | 7.56 | 440 | |
| 0.0075 | 10.88 | 10.87 | 441 | 10.87 | 441 | 10.87 | 441 | 10.87 | 441 | 10.87 | 441 | 10.87 | 441 | 10.87 | 441 | 10.87 | 441 | |
| 0.01 | 14.50 | 14.50 | 441 | 14.50 | 441 | 14.50 | 441 | 14.50 | 441 | 14.50 | 441 | 14.50 | 441 | 14.50 | 441 | 14.50 | 441 | |
| 0.015 | 21.75 | 21.75 | 441 | 21.75 | 441 | 21.75 | 441 | 21.75 | 441 | 21.75 | 441 | 21.75 | 441 | 21.75 | 441 | 21.75 | 441 | |
| 0.02 | 29.00 | 29.00 | 441 | 29.00 | 441 | 29.00 | 441 | 29.00 | 441 | 29.00 | 441 | 29.00 | 441 | 29.00 | 441 | 29.00 | 441 | |
| 0.03 | 43.51 | 43.51 | 441 | 43.51 | 441 | 43.51 | 441 | 43.51 | 441 | 43.51 | 441 | 43.51 | 441 | 43.51 | 441 | 43.51 | 441 | |
| 0.04 | 58.03 | 58.03 | 441 | 58.03 | 441 | 58.03 | 441 | 58.03 | 441 | 58.03 | 441 | 58.03 | 441 | 58.03 | 441 | 58.03 | 441 | |

L = 1450 mm

Dirección del laboratorio: Ladrón de Guevara E11-253. Edificio N°5
 Fecha (AAAA/MM/DD): 25/07/2019
 Cliente / Testista: Ing. Alvaro Taspunta
 Dirección del cliente / Testista: Ambato
 Identificación del espécimen: Probeta 3

| | Inicio de ensayo | Fin de ensayo |
|-----------|------------------|---------------|
| T (°C) | 18.2 | 17.8 |
| H rel (%) | 63 | 64 |
| Hora | 15:00 | 16:27 |

AISC 341 - 16: Protocolo de Ensayo, Capítulo K2

| Teta objetivo, θ (rad) | Desplazamiento objetivo, Δ (mm) | Carga (kg) vs Desplazamiento (mm) registrados | | | | | | | | | | | | Observaciones | | | | |
|-------------------------------|--|---|-------|--------------|-------|--------------|-------|--------------|-------|--------------|-------|--------------|-------|---------------|-----|-------|-----|--|
| | | Ciclo 1 | | Ciclo 2 | | Ciclo 3 | | Ciclo 4 | | Ciclo 5 | | Ciclo 6 | | | | | | |
| | | Δ (+) | F (+) | Δ (+) | F (+) | Δ (+) | F (+) | Δ (+) | F (+) | Δ (+) | F (+) | Δ (+) | F (+) | | | | | |
| 0.00375 | 5.44 | 5.41 | 34.85 | 5.25 | 40 | 5.45 | 40 | 5.52 | 37 | 5.44 | 38 | 5.52 | 40 | 5.52 | 40 | 5.52 | 40 | |
| 0.005 | 7.25 | 7.40 | 86 | 7.60 | 94 | 7.72 | 89 | 7.50 | 94 | 7.78 | 89 | 7.91 | 94 | 7.91 | 94 | 7.91 | 94 | |
| 0.0075 | 10.88 | 10.79 | 133 | 10.99 | 142 | 10.79 | 140 | 10.88 | 140 | 10.88 | 139 | 10.88 | 139 | 10.88 | 139 | 10.88 | 139 | |
| 0.01 | 14.50 | 14.61 | 187 | 14.50 | 185 | 14.50 | 185 | 14.50 | 185 | 14.50 | 185 | 14.50 | 185 | 14.50 | 185 | 14.50 | 185 | |
| 0.015 | 21.75 | 21.49 | 253 | 21.89 | 251 | 21.49 | 248 | 21.49 | 248 | 21.49 | 248 | 21.49 | 248 | 21.49 | 248 | 21.49 | 248 | |
| 0.02 | 29.00 | 28.90 | 327 | 28.90 | 320 | 28.90 | 325 | 28.90 | 320 | 28.90 | 325 | 28.90 | 320 | 28.90 | 320 | 28.90 | 320 | |
| 0.03 | 43.51 | 43.41 | 400 | 43.31 | 391 | 43.41 | 391 | 43.41 | 391 | 43.41 | 391 | 43.41 | 391 | 43.41 | 391 | 43.41 | 391 | |
| 0.04 | 58.03 | 57.81 | 475 | 57.60 | 465 | 57.81 | 465 | 57.81 | 465 | 57.81 | 465 | 57.81 | 465 | 57.81 | 465 | 57.81 | 465 | |

L = 1450 mm