

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA
EN CONCRETO REFORZADO. CASO DE ESTUDIO: NODO CONFINADO
POR UNA CARA**

**JUAN PABLO SÁNCHEZ SUAREZ
MILTON RODRIGO CAMACHO PEREZ**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA
2010**

**EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA
EN CONCRETO REFORZADO. CASO DE ESTUDIO: NODO CONFINADO
POR UNA CARA**

**JUAN PABLO SÁNCHEZ SUAREZ
MILTON RODRIGO CAMACHO PEREZ**

**Tesis de grado en modalidad de investigación para optar al título de
ingenieros civiles**

**Director
RICARDO ALFREDO CRUZ HERNANDEZ
Ingeniero Civil**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
BUCARAMANGA**

2010

A Dios por darme tantas bendiciones en mi vida, por los momentos difíciles que me han enseñado a valorarte cada día más.

A mis Padres quienes con su amor, comprensión y apoyo incondicional me han proporcionado grandes valores para poder culminar mi carrera profesional.

A mis hermanos quienes han sido unos amigos incondicionales, por su comprensión y motivación.

A Patty quien es la fuente de mi motivación, por la paciencia, la comprensión y su infinito apoyo, gracias amor.

A mis Familiares y Amigos, que tuvieron una palabra de apoyo durante mis estudios.

Juan Pablo Sánchez Suarez.

A Dios creador de la vida quien me ha ayudado en mí caminar y ha permitido que cosas grandes sucedan.

A la memoria de mi Padre, quien siempre creyó en mí, al apoyo incondicional de mi madre, a mis hermanas y Doris Acosta por estar a mi lado.

A mis amigos q siempre estuvieron junto a mí, brindándome su apoyo y haciendo de mi trabajo una labor agradable.

Milton Rodrigo Camacho Pérez.

AGRADECIMIENTOS

Los autores expresan los más sinceros agradecimientos al profesor Ricardo Cruz, director del proyecto, por su supervisión constante, sus importantes opiniones y sugerencias, las cuales fueron fundamentales para la realización y culminación de esta tesis.

A la Ingeniera Carolina Quintero, amiga y compañera, por su apoyo, ayuda incondicional, por sus consejos y recomendaciones siempre importantes para llevar esta tesis a buen término.

A los las personas encargadas del laboratorio de estructuras, Jaime Cadena por su valiosa apoyo en la ejecución del ensayo

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCION	21
OBJETIVOS.....	22
OBJETIVO GENERAL	22
OBJETIVOS ESPECIFICOS.....	22
1. MARCO TEORICO.....	23
1.1. CALIDAD EN LA CONSTRUCCION.....	23
1.1.1. Antecedentes	23
1.2. CONTROL DE CALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN	25
1.2.1. Control de calidad en el diseño.....	26
1.2.2. Control de calidad en la construcción.....	27
1.3. MATERIALES ESTRUCTURALES.....	28
1.3.1. Concreto.....	29
1.3.2. Acero.....	31
1.3.3. Diagrama momento-curvatura para secciones de concreto reforzado.....	33
1.3.4. Diagramas de interacción para columnas	36
1.4. UNIÓN VIGA COLUMNA.....	42
1.4.1. Tipos de uniones.....	42
1.4.2. Cargas en las uniones.....	44
1.4.3. Confinamiento y refuerzo transversal de la unión	46
1.4.4. Modos de falla de la unión viga columna	46
1.4.5. Requisitos funcionales de la unión viga-columna.....	47
1.4.6. Análisis elástico.....	48
1.5. NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL	53
1.5.1. Ocupación inmediata (S-1).....	53
1.5.2. Seguridad de la vida (S-3).....	53

1.5.3.	Prevención de colapso (S-5):.....	54
1.5.4.	Control de daño (S-2):.....	54
1.5.5.	Seguridad limitada (S-4):.....	55
1.5.6.	Desempeño estructural no considerado (S-6):.....	55
1.6.	LIMITES DE ACEPTABILIDAD EN EDIFICACIONES	55
1.6.1.	Limites de aceptabilidad para elementos y componentes	57
1.6.2.	Aceptabilidad para pórticos de concreto viga-columna.	58
1.6.3.	Capacidad estructural	59
2.	MARCO EXPERIMENTAL	62
2.1.	INTRODUCCIÓN.....	62
2.2.	PROPUESTA DEL ESPECIMEN DE PRUEBA.....	62
2.2.1.	Información general.....	62
2.2.2.	Geometría del modelo.....	64
2.2.3.	Acero.....	65
2.2.4.	Concreto.....	66
2.2.5.	Ciclo de Carga	67
2.2.6.	Modelación en SAP.....	68
2.3.	PREPARACION DEL ESPECIMEN.....	72
2.3.1.	Detalles constructivos	72
2.4.	ENSAYO.....	78
2.5.	INSTRUMENTOS DE MEDIDA	82
2.6.	DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROYECTO	82
3.	ANALISIS Y RESULTADOS.....	83
4.	CONCLUSIONES.....	101
5.	RECOMENDACIONES	102
6.	BIBLIOGRAFIA	103
7.	ANEXOS	104

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Límites de deformación.....	56
Tabla 2. Restricciones al uso de sistemas y materiales estructurales.	65
Tabla 3. Resistencia del concreto de los especímenes.	67
Tabla 4. Resistencia del concreto de los especímenes.	71
Tabla 5. Áreas de los bucles en los diferentes ciclos.....	98

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Curva esfuerzo-deformación unitaria a la compresión típica para concreto de densidad normal. Adaptada de Nilson	30
Figura 2. Curvas de esfuerzo-deformación para aceros estructurales.....	32
Figura 3. Relación momento-curvatura para vigas reforzadas a tensión.	34
Figura 4. Diagrama de interacción para la resistencia nominal de una columna sometida a flexión y carga axial.	37
Figura 5. Columna cargada biaxialmente. (a) Flexión uniaxial con respecto al eje Y. (b) Flexión uniaxial con respecto al eje X. (c) Flexión biaxial con respecto a un eje diagonal.....	39
Figura 6. Diagrama de interacción para compresión y flexión biaxial.	39
Figura 7 Uniones Interiores de viga-columna.....	43
Figura 8 Uniones Exteriores de Viga-columna.....	43
Figura 9. Cargas gravitatorias bajo momentos	45
Figura 10. Cargas que producen desplazamiento lateral.....	45
Figura 11. Modos de falla de la unión viga-columna.....	47
Figura 12. Repuesta histerética de una viga en voladizo.....	50
Figura 13. Curva de capacidad	61
Figura 14. Unión viga-columna externa	63
Figura 15. Despiece del espécimen.....	66
Figura 16. Ciclo de Carga.	67
Figura 17. Sección Columna 0.25 m x 0.25 m	68
Figura 18. Con refuerzo calculado por la cuantía mínima para la columna	68
Figura 19. La sección de la viga es de 0.25 m x 0.25 m con refuerzo mínimo	69
Figura 20. Caso de Carga tomado para la simulación solo por carga muerta	69

Figura 21. La disposición de los elementos fue de la siguiente forma:	70
Figura 22. Disposición de las cargas en el espécimen	70
Figura 23. La evaluación de momentos	71
Figura 24 Dimensiones de Formaleta.	73
Figura 25. Diagrama de Flujo del proyecto	82
Figura 26. Ciclo de carga.....	83
Figura 27. Ciclo de Histéresis.	84
Figura 28. 1º repetición del 1º Ciclo de Histéresis.	85
Figura 29. 2º repetición del 1º Ciclo de Histéresis.	85
Figura 30. 1º repetición del 2º Ciclo de Histéresis.	86
Figura 31. 2º repetición del 2º Ciclo de Histéresis.	87
Figura 32. 1º repetición del 3º Ciclo de Histéresis.	88
Figura 33. 2º repetición del 3º Ciclo de Histéresis.	89
Figura 34. 1º repetición del 4º Ciclo de Histéresis.	90
Figura 35. 1º repetición del 4º Ciclo de Histéresis.	91
Figura 36. 1º repetición del 5º Ciclo de Histéresis.	92
Figura 37. 2º repetición del 5º Ciclo de Histéresis.	93
Figura 38. 1º repetición del 6º Ciclo de Histéresis.	94
Figura 39. 2º repetición del 6º Ciclo de Histéresis.	95
Figura 40. 1º repetición del 7º Ciclo de Histéresis.	96
Figura 41. Comparación de las áreas de los bucles.	98
Figura 42. Comparación de la rigidez los bucles.	99
Figura 43. Comparación de la rigidez los bucles.	100

LISTA DE IMÁGENES

Imagen 1. Espécimen.	64
Imagen 2 Construcción de Formaleta.	73
Imagen 3 Corte y Figurado del Acero.	74
Imagen 4 Emparrillado de Acero.	74
Imagen 5 Platinas de Soporte.	75
Imagen 6. Elaboración de la Mezcla.	75
Imagen 7. Vaciado del Concreto.	76
Imagen 8. Vibrado del Concreto.	76
Imagen 9. Cilindros de Prueba.	77
Imagen 10. Fraguado de los especímenes.	77
Imagen 11. Elemento de concreto que sostiene el espécimen.	78
Imagen 12 Marco Laboratorio.	79
Imagen 13. Montaje del Espécimen.	79
Imagen 14. Espécimen listo para la prueba.	80
Imagen 15. Espécimen, Apoyo del Actuador.	81
Imagen 16. Espécimen en Ensayo.	81
Imagen 17. Fisuras del 1 ^o ciclo.	86
Imagen 18. Fisuras del 2 ^o ciclo, parte superior de la viga.	87
Imagen 19. Fisuras del 2 ciclo, parte inferior de la viga.	88
Imagen 20. Fisuras del 3 ciclo, nodo.	89
Imagen 21. Fisuras del 3 ^o ciclo, nodo.	90
Imagen 22. Fisuras del 4 ^o ciclo, nodo.	91

Imagen 23. Fisuras del 4 ^o ciclo, nodo.	92
Imagen 24. Fisuras del 5 ^o ciclo, nodo.	93
Imagen 25. Fisuras del 5 ^o ciclo, nodo.	94
Imagen 26. Fisuras del 6 ^o ciclo, nodo.	95
Imagen 27. Fisuras del 6 ^o ciclo, nodo.	96
Imagen 28. Fisuras del 7 ^o ciclo, nodo.	97
Imagen 29. Fisuras del 7 ^o ciclo, nodo.	97

LISTA DE ANEXOS

Anexo 1 Caracterización del Concreto.....	104
Anexo 2 Diseño de Platinas.....	105
Anexo 3. Datos del Actuador.	109
Anexo 4. Caracterización de Acero.....	110

GLOSARIO

- *ESPECIMEN*: Modelo, ejemplo, una parte considerada típica de un todo; muestra tomada para la realización de ensayos o análisis; con características bien definidas.
- *HISTERESIS*: La histéresis es el fenómeno por el cual dos o más propiedades físicas se relacionan de manera que depende de la historia de su comportamiento previo, es un efecto o respuesta a una fuerza aplicada.
- *TENACIDAD*: Es la energía total que absorbe un material antes de alcanzar la rotura, este concepto está asociado a la resistencia y supone una medida de la cohesión de los materiales.

RESUMEN

TÍTULO: EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE CONEXIONES VIGA-COLUMNA EN CONCRETO REFORZADO. CASO DE ESTUDIO: NODO CONFINADO POR UNA CARA*.

AUTORES: CAMACHO PÉREZ, Milton Rodrigo y SÁNCHEZ SUAREZ, Juan Pablo**.

PALABRAS CLAVES: Nudo viga-columna, investigación experimental, histéresis, disipación de energía, rigidez.

DESCRIPCIÓN:

El presente trabajo es una investigación experimental en el laboratorio de estructuras acerca del comportamiento de una conexión viga-columna confinada por una cara para solicitaciones de la anterior norma NSR-98 de Disipación mínima de energía o DMI. Este trabajo surge de la idea de la observación de construcciones informales con errores de diseño y donde la calidad de la obra es baja o nula.

El proceso de investigación comenzó con la revisión bibliográfica referente a la experimentación de nodos confinados por una cara con la utilización de un actuador, de acuerdo al análisis de la capacidad del actuador y la tipología de conexión viga columna a experimentar se elaboró un nodo viga columna a escala real teniendo en cuenta una disposición de refuerzo longitudinal y transversal, con ausencia de refuerzo transversal en el nodo; y se diseñó una metodología de prueba para evaluar el comportamiento de la unión, en esta prueba se tiene en cuenta el proceso de elaboración del espécimen, con todos los parámetros establecidos: carga axial, carga en el extremo de la viga por parte del actuador MTS; la puesta a punto del espécimen, en esta fase se tiene en cuenta los instrumentos de medición y el ciclo de carga teniendo en cuenta la distancia máxima recorrida por el actuador, la máxima rotación de la viga y la frecuencia de los ciclos de carga; y finalmente el proceso de ensayo de la muestra el cual tiene en cuenta todos los parámetros anteriores.

Los resultados de la prueba descritos por los ciclos de histéresis, proporcionan datos relevantes acerca del comportamiento de la prueba ciclo a ciclo, entre estos datos están la disipación de energía debido a la formación de rotulas plásticas, la fatiga del espécimen ante la carga ciclo a ciclo y la degradación de la rigidez.

* Trabajo de grado.

** Facultad de Ingenierías Físico Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: Ricardo Cruz.

SUMMARY

TITLE: EVALUATION OF THE BEHAVIOR OF BEAM-COLUMN CONNECTIONS IN REINFORCED CONCRETE. CASE STUDY: NODE CONFINED BY A FACE *.

AUTHORS: CAMACHO PÉREZ, Milton Rodrigo y SÁNCHEZ SUAREZ, Juan Pablo**.

KEY WORDS: Beam-column node, experimental research, hysteresis, energy dissipation, stiffness.

DESCRIPTION:

This work is an experimental research in the laboratory of structures on the behavior of beam-column connection confined to one side of the rule solicitations NSR-98, minimum power dissipation or DMI. This work stems from the idea of building informal observation errors in design and where the quality of the work is low or nil.

The research process began with a literature review concerning the testing of nodes confined on one side with the use of an actuator, according to the analysis of the capacity of the actuator and the type of column to beam connection experiment produced a beam column node scale taking into account a provision of longitudinal and transverse reinforcement, with no transverse reinforcement in the node, and design a testing methodology to evaluate the behavior of the union, in this test takes into account the development process specimen, with all parameters: axial load, the load on the end of the beam by the MTS actuator, the specimen set-up at this stage we take into account the measuring instruments and the charge cycle taking into account the maximum distance traveled by the actuator, the maximum rotation of the beam and the frequency of load cycles, and finally the process of testing the sample which takes into account all the above parameters.

The test results described by hysteresis loops, provide relevant data about the behavior of the test cycle to cycle between these data is the energy dissipation due to the formation of plastic hinges, the specimen before fatigue loading cycle and stiffness degradation.

* RESEARCH WORK.

** FACULTY OF PHYSICAL-MECHANICAL ENGINEERING, CIVIL ENGINEERING SCHOOL.
DIRECTORS: RICARDO A. CRUZ.

INTRODUCCION

El conocimiento del comportamiento de las estructuras es un tema que requiere mucho estudio y una especial atención al momento de entender la respuesta del sistema estructural ante diferentes solicitaciones, así como también brinda herramientas importantes para el diseño.

Es así que con el pasar de los años las edificaciones se van deteriorando debido a varias causas como por ejemplo el uso continuo, la falta de mantenimiento o siniestros como terremotos o avalanchas. Como respuesta a esto es obligación de los ingenieros diseñar y construir estructuras con todas las normas dispuestas por los estamentos legales que rigen esta profesión; De esta manera hay que lograr conocer el comportamiento en condiciones reales de las diferentes estructuras que conforman una edificación, casa o construcción de carácter comunitario, fue por esto, que en esta tesis se realizó un análisis a una pequeña parte de una gran estructura, como es la conexión viga-columna confinada por una cara, la prueba se realiza a escala real, para observar su comportamiento durante el transcurso de la prueba, hasta llevarla a su falla.

Esta tesis se desarrollará en varios capítulos. Se propone un primer capítulo, donde se hace referencia al marco teórico para la investigación; El capítulo dos trata de la definición del modelo y del sistema de prueba; El tercer capítulo, en este se relatan los análisis de resultados y la comparación de los modelos; Por último un capítulo de conclusiones y recomendaciones.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Evaluar el comportamiento de una conexión viga-columna en concreto reforzada para el caso particular de un nodo confinado por una cara.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Proponer un modelo de evaluación del comportamiento de la conexión viga-columna utilizando el actuador MTS.
- Definir el sistema de prueba a aplicar, para la conexión propuesta.
- Evaluar el comportamiento del sistema.

1. MARCO TEORICO

1.1. CALIDAD EN LA CONSTRUCCION

1.1.1. Antecedentes

El sector de la construcción, el cual es muy importante en la generación de grandes dividendos y que es fundamental para el desarrollo de una región o un departamento, ha evolucionado hasta tomar diferentes formas que se adaptan a las necesidades de cada país. En nuestro medio, nos encontramos diferentes sistemas constructivos dentro de los cuales se pueden apreciar estructuras de toda índole que varían su calidad desde construcciones altamente técnicas y de muy alta calidad, hasta construcciones con los mínimos de calidad y condiciones extremadamente deplorables en las cuales existen errores de toda clase y en donde la problemática tratada en este proyecto no es excepción.

Después de realizar una serie de visitas y observaciones tanto a obras en construcción como a edificaciones ya construidas, se pudo corroborar lo anterior, encontrando tipos de construcciones, las cuales hablando de calidad van de un extremo al otro, desde las bien supervisadas con un grado de tecnificación relativamente alto, hasta construcciones informales donde la supervisión y calidad son nulas.

Teniendo en cuenta lo anterior se pueden dividir estas construcciones en dos grandes grupos: construcciones de buena calidad y construcciones de mala calidad.

- Construcciones de buena calidad:
 - Proyectos de empresas tecnificadas: A este grupo pertenecen construcciones de constructoras o firmas las cuales tienen un personal

calificado que va desde los directivos, que son en su gran mayoría profesionales de diseño, hasta la mano de obra que es capacitada. Además, estas empresas tienen un gran recorrido y poseen una gran experiencia en construcción.

- Proyectos que aunque tienen un presupuesto limitado tratan de cumplir y hacer las cosas bien: En este grupo se encuentran obras que aunque no pertenecen a las empresas mencionadas anteriormente, está a cargo de un ingeniero o personas idóneas, el cual utiliza todo lo que esté a su alcance para hacer las cosas bien, tratando de cumplir a cabalidad los códigos de diseño y demás reglamentos.
- Construcciones de mala calidad:
 - Proyectos a cargo de personas no idóneas: Proyectos en los cuales se cometen errores debido a que la persona que está a cargo, llámese ingeniero, arquitecto, maestro de obra etc., no tiene el conocimiento suficiente y deja pasar aspectos fundamentales que se ven reflejados en la calidad de la obra.
 - Proyectos a cargo de personas poco éticas: Aquí encajan proyectos en manos de personas mal intencionadas, para las cuales es más importante los dividendos y por esto tratan de ahorrar costos sin importarles la mala calidad de las obras y menos la seguridad de las mismas, por esta razón cometen los errores sabiendo muy bien de su existencia y sus posibles consecuencias.
- Construcciones informales: Este grupo lo conforma un amplio pero descuidado sector de la construcción en el cual la seguridad y la calidad son mínimas y se cometen errores de toda índole.

1.2. CONTROL DE CALIDAD EN LA CONSTRUCCIÓN

La construcción es un proceso complejo, debido al gran número de participantes y a la dificultad de coordinar satisfactoriamente su trabajo en la obtención de un producto terminado que satisfaga al usuario. En la actualidad muchas obras tanto de vivienda como de infraestructura presentan deficiencias de calidad, lo cual repercute en altos costos de construcción y mantenimiento, inseguridad e insatisfacción de los usuarios. Por tal motivo, se evidencia que en el sector de la construcción en general, existe la necesidad de aplicar un control de calidad en todas las etapas en que se lleva a cabo la realización global del proyecto¹.

Como carácter general, se puede afirmar que a pesar de que actualmente, existen muchos controles tanto en la etapa de diseño como en la construcción de la obra, en nuestro país se presentan lastimosamente numerosos casos en los que no se respetan dichas normas, ya sea por desconocimiento de estas o por intereses personales creados alrededor de la obtención de mayores dividendos. Esta es una causa directa de la presencia de muchos de los errores y falencias que en las construcciones de nuestro medio podemos encontrar y es una situación que amerita entre todos los profesionales relacionados con el proceso de construcción de un obra civil, especial atención y responsabilidad al momento de realizar la parte del trabajo que le corresponde en determinado proyecto. Otro aspecto a tocar son las obras que realizan personas sin ninguna capacitación y que desarrollan construcciones sin conocimientos en diseño y construcción por lograr tener sus propias viviendas.

¹ Coloquio sobre la Ingeniería y los Problemas de la Industria de la Construcción en Colombia; Control de Calidad: Una Necesidad Tecnológica para la Industria de la Construcción; Jaime Rojas Áreas

1.2.1. Control de calidad en el diseño.

Desde el punto de vista de control de calidad, el diseño es tal vez la etapa más importante, pues es entonces cuando se determinan las características funcionales y de seguridad de la construcción. La calidad del diseño depende en primer lugar de la calidad de la investigación de los requerimientos o necesidades de los usuarios. En el caso de viviendas, escuelas, hospitales y cualquier otra construcción repetitiva, el estudio de tales necesidades debe contemplar aspectos sociales, físicos y económicos. Distinto es el caso de los clientes individuales que a su vez van a ser los usuarios, pues ellos mismos establecen los requerimientos aún en forma precaria y contratan la construcción o acuden a especialistas y les comunican sus necesidades en cuanto a espacios, servicios, acabados, etc. En cualquiera de los dos casos anteriores, cuanto más concretas y precisas sean las especificaciones funcionales, más fácilmente podrán los proyectistas, hacer un diseño que satisfaga al usuario dentro de los presupuestos establecidos y que tenga a su vez un buen desempeño estructural ante las solicitudes previstas para el diseño. Las fallas en establecer adecuadamente las necesidades se traducirán en pérdidas de eficiencia en el uso de la construcción, incomodidades e insatisfacciones y en altos costos de mantenimiento o remodelación. Obviamente, la calidad del diseño depende también del concepto de diseño en sí, es decir de la forma en que el proyectista a través de aproximaciones sucesivas proponga una solución a las necesidades y restricciones establecidas en la etapa anterior. Finalmente, los diseños, deberán documentarse adecuadamente para constituir el conjunto de especificaciones para la ejecución del proyecto. No es raro observar problemas en las licitaciones o durante la construcción, derivados de errores, ambigüedades u omisiones en los planos o especificaciones de la construcción.

Por las razones anteriores, el control de calidad durante esta etapa deberá concentrarse en asegurar los siguientes puntos:

- Que los requerimientos y necesidades de los usuarios así como del medio ambiente, sean debidamente investigados, se especifiquen en forma cuantificable o comprobable en términos físicos y económicos y se determinen claramente las prioridades entre las distintas alternativas aceptables.
- Que los diseños arquitectónicos y técnicos sean hechos por profesionales en la materia, correspondan a las necesidades, restricciones y prioridades establecidas y que además satisfagan las normas y reglamentos legales así como las condiciones de seguridad fijadas explícita o implícitamente para el tipo de construcción de que se trate.
- Que los planos, cálculos y demás especificaciones de construcción estén debidamente documentados sin presentar omisiones, ambigüedades ni errores y que siempre que se acuerde algún cambio se actualice la documentación afectada. Esta revisión es muy importante pues esta es la información que se utiliza para llamar a licitaciones, para la contratación de la obra, su administración y control.

1.2.2. Control de calidad en la construcción

Una vez definidos los diseños, es necesario asegurar la calidad de conformación de la obra con las especificaciones establecidas. Ello implica una acción de control sobre los siguientes puntos:

- Selección de contratistas y subcontratistas
- Selección e inspección de materiales
- Selección de tecnologías
- Control de la construcción
- Inspección final

Es indudable que en el caso de la construcción, la calidad de la mano de obra empleada tiene un efecto de singular importancia en la calidad del producto final. Ello se debe al gran número de operaciones que dependen directamente de la

habilidad, conocimientos y experiencia de las personas involucradas. La selección e inspección de materiales de construcción es uno de los campos en donde la normalización y las técnicas de control de calidad tienen mayor aplicabilidad. Existen numerosas normas técnicas que especifican las características que los materiales deben tener de acuerdo al uso que se le desea dar. También se ha elaborado un gran número de normas sobre los métodos de ensayo aplicables. Las funciones de control de calidad en la construcción incluyen la participación en la selección de proveedores o subcontratistas, la inspección de recepción, el control del manejo y almacenamiento de los materiales, las pruebas de las distintas partes de la construcción y la inspección final de la misma.

El control durante la construcción está encaminado a verificar el cumplimiento estricto de cada una de las especificaciones del proyecto, debiéndose poner especial énfasis en las actividades de: replanteo, excavaciones, cimentación, estructuras, instalaciones e impermeabilización.

1.3. MATERIALES ESTRUCTURALES

En la actualidad, son muchas y muy diversas las estructuras construidas con concreto reforzado, el cual tiene la propiedad de amoldarse a diferentes situaciones para las cuales se le necesite. Por tanto, el comportamiento del concreto reforzado ha sido especialmente analizado por la ingeniería más que cualquier otro material constructivo. Para su estudio, es importante entender el comportamiento de sus partes constitutivas, como es el caso del concreto y del acero de refuerzo. En este capítulo se realizara una descripción general de las características del concreto y del acero.

1.3.1. Concreto.

El concreto es una mezcla de cemento, arena, grava, agua y una pequeña cantidad de aire, esto cuando endurece, da como resultado un material similar a una roca con alta resistencia a la compresión pero con una baja resistencia a la tensión. Además de los principales componentes del concreto mencionados, es común que se le agreguen aditivos que proporcionan mejoramientos en su comportamiento.

Para la disminución de deficiencia en la resistencia a la tensión, al concreto se le agrega el acero de refuerzo, con el cual, se obtiene un material que a un costo relativamente económico, brinda una buena resistencia a las diferentes solicitudes que se le impongan como efectos climáticos o el fuego.

Generalmente, el concreto es usado para resistir cargas de compresión, por lo cual resulta de vital importancia su curva esfuerzo-deformación unitaria a la compresión. Esta curva se puede obtener en laboratorio midiendo las deformaciones unitarias en ensayos de cilindros o en la zona de compresión de vigas. En la figura 1 se muestra una grafica tipo de esfuerzo deformación unitaria para un concreto de densidad normal.

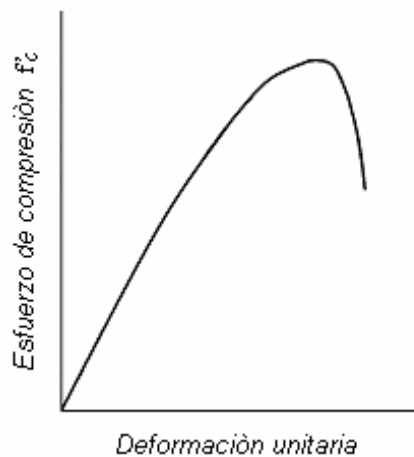
En esta curva, el módulo de elasticidad E_c , está definido como la pendiente del tramo recto inicial. Este se puede estimar aproximadamente como $0.45f'_c$ y aumenta con la resistencia del concreto. En el caso en que este valor experimental no se conozca, la NSR-98² establece una serie de fórmulas para hallarlo dependiendo de la masa unitaria del concreto y en función del tipo de agregado. El

² NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente; AIS; Numeral C.8.5.4; Pag. C.53

valor promedio para toda la información experimental nacional sin distinguir por tipo de agregado es:

$$E = W 1.5 * 0.034 * f' \text{ (Mpa)} \quad \text{Ec 1.1}$$

Figura 1. Curva esfuerzo-deformación unitaria a la compresión típica para concreto de densidad normal. Adaptada de Nilson



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto; Arthur H. Nilson.

De igual manera, si no se conoce la masa unitaria del concreto o el valor experimental de E_c , también en el mismo numeral de la NSR-98 se encuentran consignadas una serie de fórmulas tendientes a encontrarlo dependiendo del tipo de agregado, siendo el valor promedio para toda la información experimental sin distinguir por tipo de agregado:

$$E = 3900 * f' \text{ (Mpa)} \quad \text{Ec 1.2}$$

Cuando el concreto se somete a esfuerzos de compresión en una dirección, sucede que, al igual que en otros materiales, se expande en la dirección

perpendicular a la dirección de aplicación del esfuerzo³. La relación entre la deformación unitaria perpendicular y la longitudinal es conocida como relación de Poisson, la cual depende entre otros factores de la resistencia y de la composición.

Cuando al concreto se le coloca refuerzo transversal y longitudinal, la curva esfuerzo deformación presentada en la figura 2 es diferente. El concreto se puede confinar mediante refuerzo transversal, ya sea utilizando estribos rectangulares o circulares, colocados muy cerca entre ellos. El refuerzo transversal no trabaja en el caso de bajos niveles de esfuerzo en el concreto, pero cuando este se aumenta, las deformaciones transversales también aumentan debido al agrietamiento interno. Esto ocasiona que el concreto se apoye en los esfuerzos transversales, el cual reacciona generándole un confinamiento al concreto. Esta reacción produce una mejora en la curva esfuerzo deformación del concreto.

La resistencia a tensión del concreto es mucho más baja que la resistencia a compresión, cerca de $7\sqrt{f'_c}$ para los concretos de resistencias más altas y de $10\sqrt{f'_c}$ para los concretos de resistencias más bajas.

1.3.2. Acero.

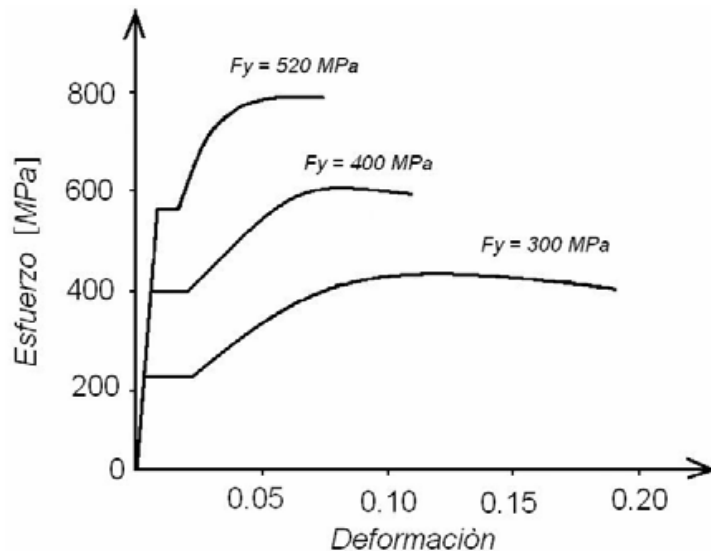
La figura 2 muestra curva típica esfuerzo-deformación unitaria para diferentes clasificaciones de aceros estructurales, las cuales se derivan de ensayos a tensión.

Los puntos de fluencia, resistencias y módulos de elasticidad obtenidos por ensayos a compresión son prácticamente los mismos. Hay un rango elástico inicial para los aceros estructurales en el cual no se presentarán deformaciones

³ Building Design and Construction Handbook; Frederick S. Merritt y Jonathan T. Ricketts

permanentes en caso de que la carga sea quitada. El módulo de elasticidad, E , el cual son dados por la pendiente de las curvas, es prácticamente constante para todos los aceros, con un valor de 200000 MPa. Una propiedad importante es la ductilidad porque permite la redistribución de esfuerzos en miembros continuos y en puntos de esfuerzos locales altos. Una propiedad importante es la ductilidad porque permite la redistribución de esfuerzos en miembros continuos y en puntos de esfuerzos locales altos.

Figura 2. Curvas de esfuerzo-deformación para aceros estructurales.



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto; Arthur H. Nilson.

Una propiedad importante es la ductilidad porque permite la redistribución de esfuerzos en miembros continuos y en puntos de esfuerzos locales altos. La relación de Poisson, es decir, la relación entre la deformación unitaria transversal y la deformación unitaria axial, también es medida en ensayos de tensión. Podría ser tomado como 0.3 en el rango elástico y 0.5 en el rango plástico para aceros estructurales. La dureza es definida como la capacidad de un acero de absorber energía, entre mayor es la capacidad mayor será la dureza. Se determina como el

área bajo la curva esfuerzo-deformación unitario. La dureza depende tanto de la resistencia del metal como de la ductilidad⁴.

La tasa de deformación cambia las propiedades a tensión de los aceros estructurales. En ordinarios ensayos de tensión, la carga es aplicada lentamente. Los datos resultantes son apropiados para el diseño de estructuras para cargas estáticas. Para diseño con aplicación de cargas rápidas, tal como cargas de impacto, datos de tensiones rápidas se requieren. Estos ensayos indican que las resistencias a tensión y de fluencia se incrementan pero la ductilidad y la relación de la resistencia de tensión a la resistencia de fluencia decrecen.

1.3.3. Diagrama momento-curvatura para secciones de concreto reforzado.

Para el estudio de la ductilidad de un elemento, así como para comprender el desarrollo de las rótulas plásticas y considerar la redistribución de los momentos inelásticos que se producen en la mayoría de las estructuras de concreto antes de llegar al colapso, es muy importante la relación entre el momento que se le aplica a determinada sección del elemento y el cambio de ángulo por unidad de longitud resultante a lo largo del intervalo completo de carga hasta la falla. Al cambio de ángulo por unidad de longitud en una ubicación dada, a lo largo del eje de un elemento cuando este se encuentra sometido a carga de flexión, se le denomina curvatura y se puede expresar como⁵:

$$\theta = \frac{1}{r} \quad \text{Ec 1.3}$$

Donde: θ es la curvatura unitaria y r es el radio de giro.

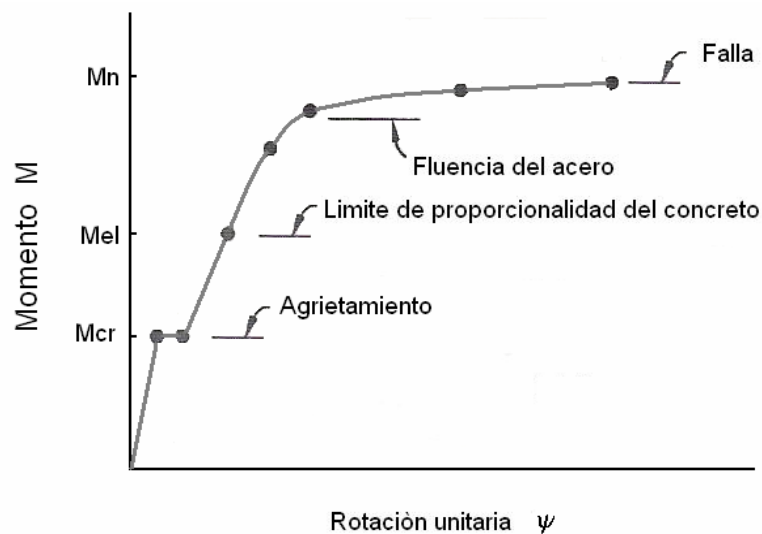
El cálculo de la relación momento-curvatura para una sección en una viga de concreto subreforzada es posible por medio de la utilización de las relaciones esfuerzo-deformación unitaria para el acero y para el concreto por separado. Para

⁴ Building Design and Construction Handbook; Frederick S. Merritt y Jonathan T. Ricketts

⁵ Diseño de Estructuras de Concreto; Arthur H. Nilson; Pag 216

esto se debe tener en cuenta la premisa general de la adherencia perfecta entre estos dos elementos y la suposición de sección plana. La tensión a la cual están sometidos el concreto y el acero en esta sección, dependen directamente del valor del momento flector al que está sometida la misma, en donde la deformación máxima del acero y del concreto está relacionada con la curvatura.

Figura 3. Relación momento-curvatura para vigas reforzadas a tensión.



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto; Arthur H. Nilson

Para el cálculo del diagrama momento-curvatura (Figura 3) de cualquier sección de concreto reforzado, deben tenerse en cuenta las etapas por las cuales el valor del momento flector crece hasta que produce el colapso. Estas etapas son tres⁶ y se describen como sigue.

En la primera parte, el concreto trabaja a tracción y a compresión, el valor del momento es muy pequeño y no produce fisuraciones en la sección. En esta primera parte, la curvatura puede calcularse con la expresión:

⁶ Hormigón reforzado; NSR-98; Segunda Parte; Roberto Rochel Awad; Pag 186

$$\theta = \frac{M}{EI} \quad \text{Ec 1.4}$$

En esta ecuación:

M es el valor del momento flector,

I es el momento de inercia de la sección transformada y

E el módulo de elasticidad del concreto.

Aquí, las deformaciones unitarias son pequeñas y el diagrama es casi vertical. La sección se comporta de manera linealmente elástica hasta el punto en el que se fisura el concreto.

La segunda parte se inicia cuando el valor del momento vence la resistencia a tracción del concreto, la sección en la zona de tracción se fisura y solo el acero resiste las tensiones sin llegar a la zona de fluencia. El valor de la curvatura se aumenta a causa de la reducción de la inercia pero sin incremento en el momento. En este instante, la determinación de valores confiables de EI es muy complicada, por lo cual, teniendo la profundidad del eje neutro c y la deformación unitaria del concreto, se puede calcular la curvatura de la sección sin calcular el término EI . Si la tensión de compresión en el concreto es menor de 50% de f'_c , la profundidad del eje neutro se puede determinar usando el método elástico.

Si el momento aplicado en el concreto es mayor de 50% de f'_c , se debe utilizar el método de la rotura. Esta segunda parte termina cuando el refuerzo a tracción llega al punto de fluencia f_y .

Cuando en una sección subreforzada el acero a tracción llega a su tensión de fluencia no quiere decir que el concreto alcance su deformación de rotura y por tanto su capacidad de resistencia no se ha agotado.

La tercera parte del diagrama ocurre cuando el acero tiene que soportar deformaciones superiores a las de fluencia, manteniendo su tensión, durante lo cual en el concreto aumentan las deformaciones y se disminuye la profundidad del eje neutro hasta que el concreto falla por aplastamiento. Durante este proceso el momento resistido por la sección aumenta ligeramente hasta llegar a su valor último cuando el concreto falla por aplastamiento al alcanzar su deformación última⁷.

Las curvas teóricas Momento-Curvatura para secciones de concreto reforzado con cargas a flexión y axiales pueden ser derivadas en base a suposiciones similares a aquella usadas para la determinación de la resistencia a flexión. Se asume que las secciones permanecen planas después de la flexión y que las curvas de esfuerzo-deformación para concreto y acero son conocidas. La curvatura asociada con un rango de momentos flexionantes y cargas axiales podrían ser determinadas usando estas suposiciones y los requerimientos de compatibilidad de deformaciones y equilibrio de fuerzas⁸.

1.3.4. Diagramas de interacción para columnas

Un diagrama de interacción de resistencia⁹ para determinada columna define la carga y el intervalo de falla para excentricidades desde cero hasta el infinito. Hay un único par de valores de P_n y M_n para cada excentricidad, que producirán un estado inminente de falla, cada uno de los cuales constituye un punto en una grafica de P_n Vs M_n , como en la figura 4. Esta grafica se conforma con una serie de puntos que son hallados de forma similar al anterior, cada uno de los cuales es correspondiente a una excentricidad diferente. Cada excentricidad, en esta grafica, está representada por una línea radial y se denota como $e=M/P$, las cuales, con

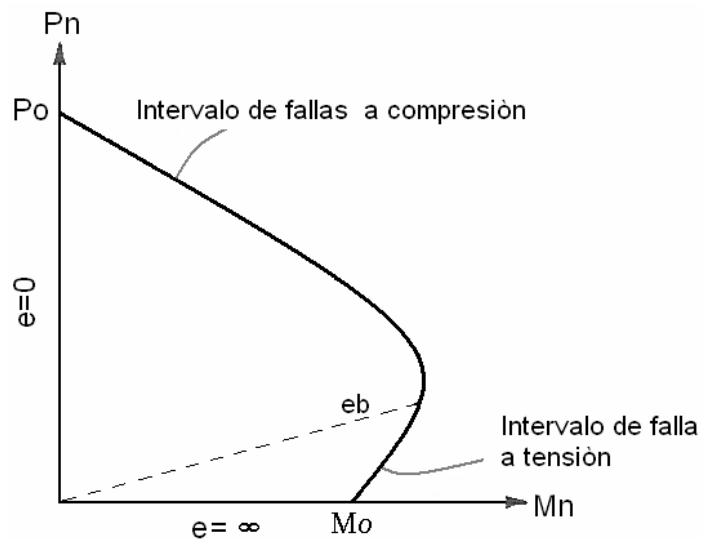
⁷ Hormigón reforzado; NSR-98; Segunda Parte; Roberto Rochel Awad

⁸ Reinforced Concrete Structures; Park R. and Paulay T.; Page 199-202

⁹ Diseño de Estructuras de Concreto; Arthur H. Nilson; Pag 251

un aumento gradual de carga definirá una trayectoria de carga. La falla se presentará cuando esta trayectoria de carga alcance la curva limite. La línea de carga balanceada divide la grafica en dos partes, una por encima que representan las cargas que se encuentran en compresión y otra zona por debajo para las cargas en tensión.

Figura 4. Diagrama de interacción para la resistencia nominal de una columna sometida a flexión y carga axial.



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto; Arthur Nilson.

La capacidad de la columna para carga concéntrica vertical corresponde al eje $e=0$, y P_o y puede ser determinada con la ecuación:

$$P_n = 0.85 * f'_c * (A_g - A_{st}) + A_{st} * f_y \quad \text{Ec 1.5}$$

Mientras que el eje horizontal corresponde a un valor infinito de e con una capacidad al momento de M_o .

La magnitud de cada excentricidad producirá distintos tipos de falla, así, una excentricidad pequeña producirá falla por compresión del concreto, en tanto grandes excentricidades originará una falla que inicia con la fluencia del acero a tensión.

Para una determinada columna, el diagrama se traza desde un rango donde la carga es puramente axial, pasando por varias combinaciones de P_n y M_n , hasta llegar a una situación de flexión pura. Cualquier combinación dentro de la curva es satisfactoria, mientras que una combinación que se encuentre fuera de la curva representa una falla. P_o representa la capacidad de la columna de resistir carga axial, mientras que el punto M_o es la capacidad de la columna de resistir momento flexionante. Sobre la curva, al movernos desde el punto P_o , la capacidad de soportar carga axial disminuye mientras que la capacidad de resistir momento flexionante aumenta. Entre los puntos P_o y M_o , la columna falla por una combinación de carga axial y flexión. El punto P_b es llamado punto balanceado, en el cual se considera que la falla de la columna ocurre por fluencia del acero y por aplastamiento del concreto¹⁰.

- **Flexión biaxial**

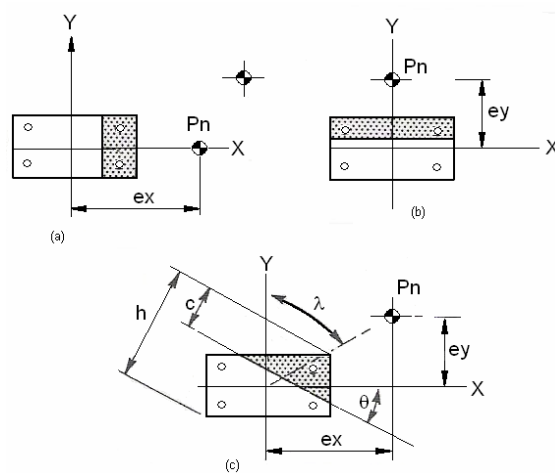
Anteriormente se vio el caso para cuando en la columna solo está presente la flexión en uno de los ejes principales. Existen casos en los que la columna, aparte de verse sometida a la compresión axial, también existe flexión en los dos ejes principales de su sección y se dice que la columna está cargada biaxialmente. Ejemplo de esto es el caso de las columnas esquineras de edificios.

La figura 5 esquematiza el caso de columnas cargadas biaxialmente. Teniendo en cuenta estas situaciones de carga, se puede obtener curvas que definen la superficie de falla para una situación de carga axial más flexión biaxial (figura 6).

¹⁰ Diseño de Concreto Reforzado; MCCORMAC, Jack C.

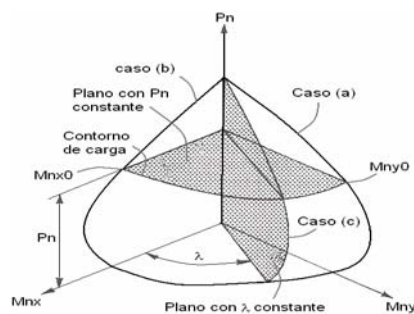
En las figuras 5a y 5b, la sección es sometida a flexión solo con respecto a uno de los ejes principales. En la primera con respecto al eje X, mientras que la segunda con respecto al eje Y. Las distancia e_x y e_y son las excentricidades de las cargas medidas en la dirección X y en la dirección Y respectivamente.

Figura 5. Columna cargada biaxialmente. (a) Flexión uniaxial con respecto al eje Y. (b) Flexión uniaxial con respecto al eje X. (c) Flexión biaxial con respecto a un eje diagonal.



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto; Arthur Nilson.

Figura 6. Diagrama de interacción para compresión y flexión biaxial.



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto; Arthur Nilson.

Con los métodos corrientes de flexión uniaxial, se pueden obtener las curvas de interacción definidas en la figura 6 como caso (a) y caso (b). Para la curva de interacción producto de la combinación de los ejes de flexión X y Y, mostrada como caso c, la orientación de la excentricidad resultante representada por el ángulo λ , puede ser obtenida mediante:

$$\lambda = \arctan \frac{\theta_x}{\theta_y} = \arctan \frac{M_{uy}}{M_{ux}} \quad \text{Ec 1.6}$$

En esta última curva, la flexión es respecto a un eje rotado un ángulo θ del eje X. Así, para varios valores de λ , se obtienen diferentes curvas que definen la superficie tridimensional de falla para la situación descrita de una columna con carga axial más flexión biaxial, mostrada en la figura rr expuesta anteriormente. Cualquier combinación de P_u , M_u y M_{uy} que caiga dentro de la superficie, puede aplicarse sobre la columna en forma segura, mientras que si cae por fuera de esta, representaría la falla.

- **Análisis estático lineal**

En el Procedimiento Estático Lineal (LSP), las fuerzas sísmicas de diseño, su distribución sobre la altura del edificio, y las correspondientes fuerzas internas y desplazamientos del sistema se determinan a través de un análisis estático lineal elástico. En el LSP, el edificio es modelado con rigidez lineal elástica y amortiguamiento viscoso equivalente con un valor aproximado a aquel esperado para cargas cercas del punto de fluencia. Las demandas sísmicas de diseño para el LSP son representadas por fuerzas estáticas laterales, como se muestra en la siguiente ecuación:

$$V = C_1 C_2 C_3 S_a W \quad \text{Ec 1.7}$$

Donde V es la carga pseudo-lateral, C_1 es un factor de modificación que relaciona el desplazamiento inelástico máximo contra el desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal, C_2 es un factor de modificación para tener en cuenta el efecto de la degradación de la rigidez y de la resistencia sobre el máximo desplazamiento de respuesta, C_3 es un factor de modificación para representar el incremento de los desplazamientos debido al efecto $P-\Delta$, S_a es la aceleración espectral para el período fundamental y coeficiente de amortiguamiento del edificio en la dirección en consideración, W es la carga muerta total y un porcentaje de las cargas vivas.

La magnitud de esta carga se selecciona con el fin de que al ser aplicada al modelo elástico-lineal del edificio arroje amplitudes de desplazamiento que se aproximen a los máximos desplazamientos esperados durante el sismo de diseño. Si el edificio responde de forma elástica al sismo de diseño, las fuerzas internas calculadas estarán razonablemente cercanas a las esperadas. Si la estructura responde inelásticamente al sismo de diseño, como pasa comúnmente, las fuerzas internas que se desarrollarían en los edificios que han entrado en la fluencia serán menores que las fuerzas internas calculadas sobre una base elástica.

Los procedimientos lineales pueden arrojar resultados muy imprecisos cuando se aplican a edificios con sistemas estructurales muy irregulares, a menos que el edificio sea capaz de responder al diseño sísmico en una manera cercanamente elástica. Por lo tanto, los procedimientos lineales no deben ser usados para edificios altamente irregulares, a menos que las demandas de ductilidad en el edificio ocasionadas por el sismo sean suficientemente bajas. Para determinar la aplicabilidad de este procedimiento se puede consultar la sección 2.9.1 del documento FEMA 273¹¹.

¹¹ NEHRP - National Earthquake Hazards Reduction Program. Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273.

1.4. UNIÓN VIGA COLUMNA

Dentro de una estructura la zona más crítica en un pórtico de hormigón armado, diseñado para resistir la acción de un sismo severo, es la unión viga columna debido a los momentos sísmicos cíclicos reversibles que actúan en las regiones de vigas y columnas cercanas a la unión provocan sucesivos estados de compresión y de tracción en el refuerzo de las vigas. Estos problemas han generado los catastróficos fallos en la unión de la viga columna de estructuras observado durante los terremotos de Ciudad de México (1985), Loma Prieta (1989), etc. A continuación estudiaremos las propiedades básicas de una unión viga columna¹².

La unión viga columna está definida como la porción de la columna dentro del altura de las vigas que se unen hasta ella¹³.

1.4.1. Tipos de uniones.

Para clasificar los tipos de uniones en concreto reforzado se tienen dos categorías¹⁴

- Configuración de geometría

Esta configuración de geometría está basada en la ubicación del tipo de anclaje de las varillas de acero de las vigas, de acuerdo a esta clasificación tenemos uniones interiores en las cuales las varillas pasan rectas a través de la unión¹⁵. Las

¹² METODOLOGIA PARA LA EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD Y RIESGO SISMICO DE ESTRUCTURAS APLICANDO TECNICAS DE SIMULACION; Yepes F, 1996.

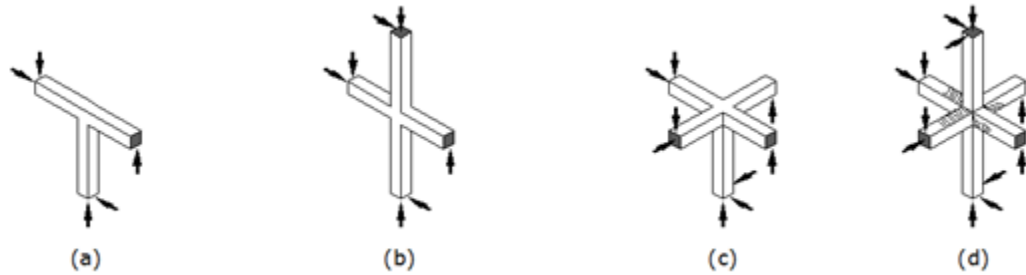
¹³ DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO / ARTHUR H. NILSON ; CON CONTRIBUCIONES DE DAVID DARWIN; SANTAFE DE BOGOTA : MCGRAW-HILL, 2000 722P. : IL., TABLAS; cap 10pag 308 – 331

¹⁴ ACI 352R-02 Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures Reported by Joint ACI-ASCE Committee 352 JUNE 18 1992

¹⁵ Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado, Sergio Alcocer, Centro nacional de prevención de desastres e Instituto de Ingeniería pag 271-283

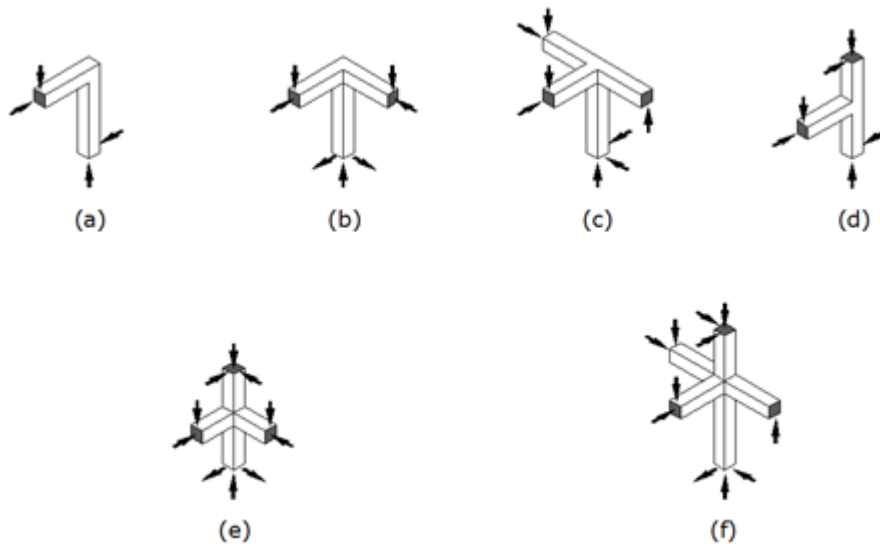
uniones de este tipo se pueden observar en la figura 7; y en uniones exteriores donde las barras se han anclado en gancho, este tipo de uniones se observa en la figura 8.

Figura 7 Uniones Interiores de viga-columna.



Fuente: Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado, Sergio Alcocer.

Figura 8 Uniones Exteriores de Viga-columna.



Fuente: Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado, Sergio Alcocer

- Intervalo de comportamiento.

Las uniones se comportan como todo elemento dentro de dos rangos el elástico y el rango plástico, de acuerdo a esto tenemos dos tipos de uniones: Tipo 1 y Tipo 2; La unión tipo 1 se basa en el comportamiento elástico del elemento sin tomar en cuenta sus deformaciones en el rango inelástico¹⁶; las conexiones tipo 1 se utilizan para los resistir cargas gravitacionales y cargas de viento¹⁷ y la unión tipo 2 diseñadas para resistir cargas dentro del rango elástico y recuperar bajas deformaciones dentro del rango inelástico; ambas categorías están basadas en la condición de carga del nodo o unión y las deformaciones previas o anteriores de la unión cuando resisten cargas laterales; las conexiones de tipo 2 son las utilizadas para resistir movimientos sísmicos, cargas de viento muy grandes o para efectos de explosiones.

1.4.2. Cargas en las uniones

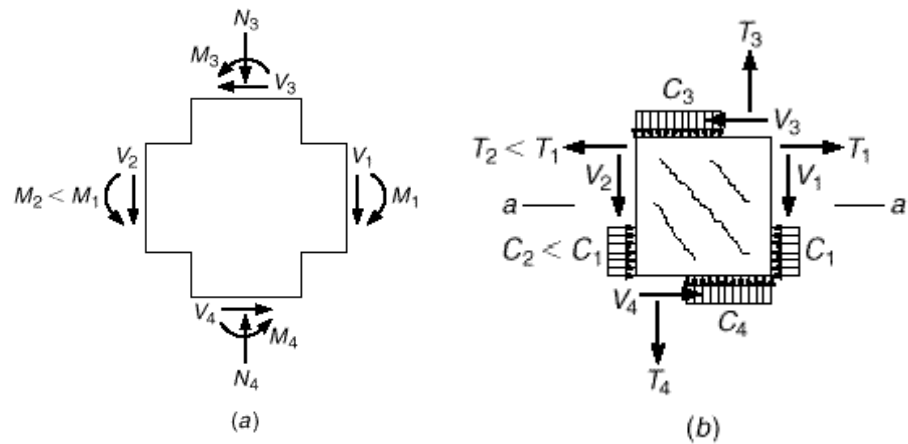
Las uniones deben diseñarse para resistir las fuerzas que las vigas y las columnas les transfieran incluyendo cargas axiales, torsión y cortante estas cargas resultantes de cargas gravitacionales o cargas laterales; en un pórtico sometido cargas gravitacionales bajo momentos que actúan en caras opuestas y en sentidos contrarios. En general estos momentos no serán iguales y su diferencia se equilibrará por la suma de los momentos en las columnas como se muestran la figura 9. Cuando la unión se expone a cargas que producen desplazamiento lateral tal como lo hace un sismo los momentos en las caras opuestas de la unión actuaría en el mismo sentido como se ilustra en la figura 10 generando cortantes horizontales muy grande dentro de la unión. Según las recomendaciones del

¹⁶ Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado, Sergio Alcocer, Centro nacional de prevención de desastres e Instituto de Ingeniería, pag 271-283

¹⁷ Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado, Sergio Alcocer, Centro nacional de prevención de desastres e instituto de ingeniería, pag 271-283

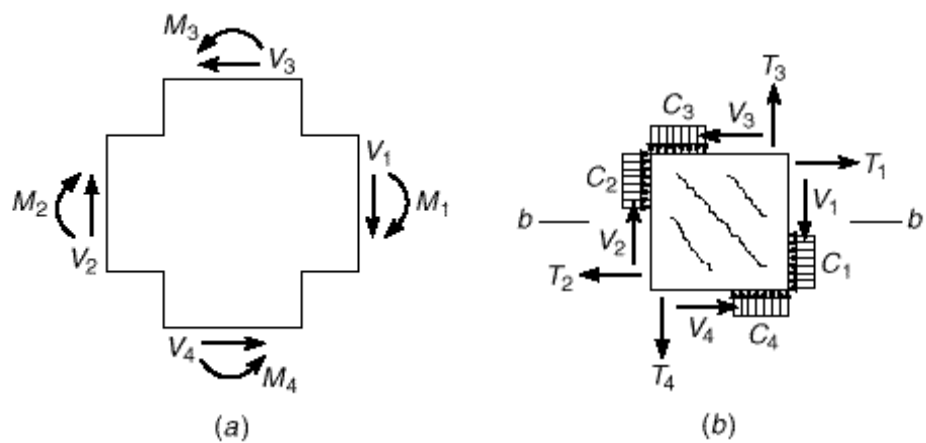
comité 352 de la ACI, las fuerzas que deben incluirse en el diseño de la unión son las determinadas con base en las resistencias nominales de los elementos.

Figura 9. Cargas gravitatorias bajo momentos



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto; Arthur Nilson.

Figura 10. Cargas que producen desplazamiento lateral.



Fuente: Diseño de Estructuras de Concreto; Arthur Nilson.

1.4.3. Confinamiento y refuerzo transversal de la unión

El comportamiento exitoso de una unión viga columna depende principalmente del confinamiento lateral del nudo. Este confinamiento tiene dos beneficios:

- Aumenta la resistencia del núcleo de concreto y mejora su capacidad de deformación
- Evita el pandeo fuera de las barras verticales en la columna

Si las vigas no proporcionan un confinamiento apropiado, debe suministrarse entonces refuerzo transversal.

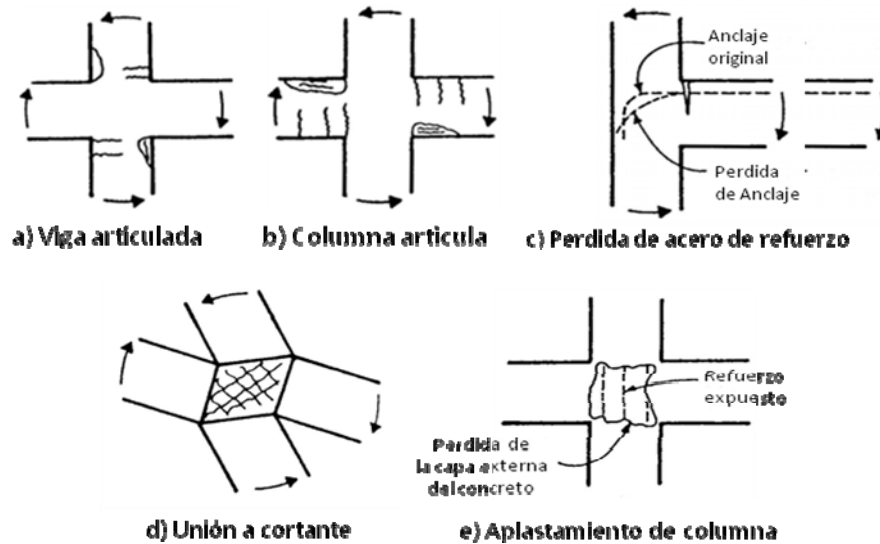
1.4.4. Modos de falla de la unión viga columna

Cinco modos de falla son posibles en la región de conexión viga columna.

- El modo de falla más deseable es la falla dúctil a flexión de las vigas en la conexión. La formación de rótulas plásticas en las vigas fuera de la conexión permite una absorción de la energía a través de grandes deformaciones inelásticas sin pérdida de fuerza. Aunque el mecanismo es el mismo en las rótulas de la viga, la rótula de la columna son menos deseables que la rótula de la viga, como se muestra la figura 11 (a).
- Cuando la rótula está en la columna, la sección puede tener de flexión de residuales y esto puede dificultar la reparación como se muestra la figura 11(b). La pérdida de la cubierta del concreto sobre el refuerzo en la unión viga-columna, que se muestra en la Figura 11(c), no es deseable desde la capacidad de carga a compresión de la columna puede ser reducida.
- La pérdida de anclaje de la armadura, especialmente en las conexiones exteriores, es particularmente indeseable porque el cortante lateral no puede ser transmitida por el marco. La falta de anclaje también causa una reducción en la capacidad de absorción de energía del sistema estructural. Figura 11(d).

- Las consecuencias del fracaso de la conexión a cortante, son los mismos que la pérdida de anclaje, la incapacidad del marco para la transferencia de cortante lateral y la disminución de habilidad de absorción de energía. Ver figura 11(e).

Figura 11. Modos de falla de la unión viga-columna



Fuente: Influence of concrete strength on the behavior of external RC beam-column joint. Hii Nguong.

1.4.5. Requisitos funcionales de la unión viga-columna

Los códigos de diseño actuales especifican que deben evitarse mecanismo de colapsos que pongan en peligro la estabilidad de la estructura y restringir el nivel de deformaciones teniendo en cuenta estas limitaciones Park y Paulay¹⁸ sugieren los siguientes criterios que deben ser considerados para proveer un comportamiento satisfactorio de los nuevos y de las estructuras aporricadas:

¹⁸ ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO / R. PARK Y T. PAULAY, MEXICO : LIMUSA, C1999, 796P. : IL., DIAGRS., TABLAS PAG: 522 – 524

- La resistencia de la unión viga columna no debe ser menor que la resistencia máxima de la columnas y de las vigas que llegan a él.
- Una unión viga columna debe poseer una fuerza que corresponda al menos con las combinaciones de carga más desfavorables que los miembros adyacentes podría sostener, varias veces si es necesario.
- Los traslapes del refuerzo deben detallarse lo más alejados posibles de la unión. El refuerzo longitudinal de las vigas no debe terminar dentro de la unión sin proporcionársele un anclaje adecuado.
- La facilidad de ensamblaje del refuerzo y la colocación del hormigón deben estar dentro del los detalles de la unión.

1.4.6. Análisis elástico

El análisis elástico supone que el comportamiento de la estructura es elástico, y por consiguiente el del material. Se fundamenta en la hipótesis de que la deformación del material en carga es lineal, sea cual sea la tensión; es decir que el material o la ley Hooke con todas las cargas. Para este análisis debe considerarse las propias verdaderas del material, especialmente la tensión de fluencia y posiblemente la resistencia.

En estructuras hiperestáticas las fuerzas de está deben cumplir las condiciones de equilibrio y producen deformaciones compatibles con la continuidad elástica de la estructura y con las condiciones de apoyo, para ello las ecuaciones de equilibrio no bastan para hallar las fuerzas desconocidas y necesitan el suplemento de relaciones geométricas simples entre las deformaciones de la estructura; también se requiere que los tipos de uniones elegidos sean capaces de mantener prácticamente sin cambios el ángulo inicial entre las barras unidad es decir que se presume que las uniones sean rígidas.

Reglas de histéresis: Para modelar el comportamiento inelástico de los elementos es necesario contar con las funciones que describen la relación fuerza desplazamiento a las etapas de carga, descarga y de carga. Estas relaciones se conocen como reglas histeréticas.

La histéresis es el fenómeno por el cual dos o más propiedades físicas se relacionan de manera que depende de la historia de su comportamiento previo. En general hace referencia al comportamiento de los materiales estructurales cuando se ven sometidos a deformaciones o esfuerzos que están fuera del rango lineal, o elástico, de comportamiento. Una gran parte de la energía que es capaz de disipar el material estructural en el rango inelástico se asocia con el área comprendida entre los ciclos de histéresis.

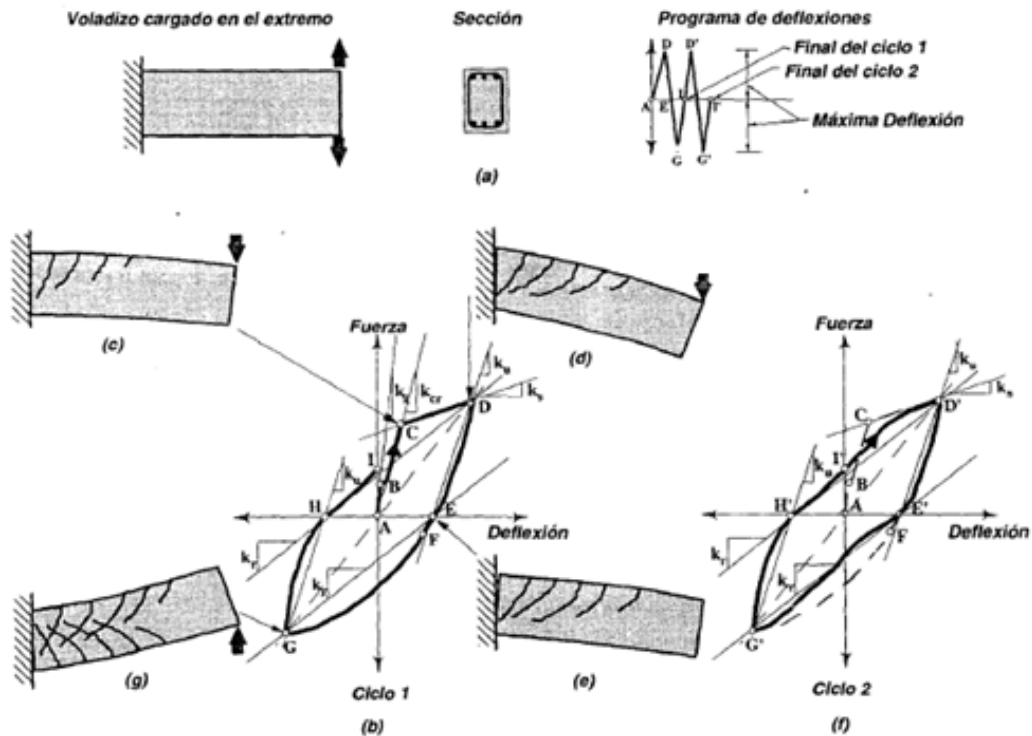
Para modelar el comportamiento inelástico de los elementos es necesario contar con las funciones que describen la relación fuerza desplazamiento a las etapas de carga, descarga y de carga. Estas relaciones se conocen como reglas histeréticas. Para comprender el comportamiento histerético del concreto reforzado se puede estudiar el caso particular de un elemento simétricamente armado y sometió una serie de cargas cíclicas con deformaciones similares en ambas direcciones, este elemento puede ser una viga en voladizo como es nuestro caso de estudio. En la figura 12¹⁹ se observa la viga, su sección y el ciclo deformaciones al cual será sometida, representado en el diagrama de fuerza de formación.

Primer ciclo de carga:

AB: durante esta etapa el elemento se comporta linealmente elástica, la rigidez en esta zona se denomina rigidez no figurada k_g , está tapada termina cuando aparecen las primeras grietas por tensión en la parte superior de la viga.

¹⁹ Estructuras de acero. Metodos de análisis UCLM pag 1 – 12

Figura 12. Respuesta histerética de una viga en voladizo.



Fuente: Dinámica aplicada al diseño sísmico, Luis García.

BC: en el momento de la aparición de la primera fisura por tensión en el concreto en el punto B se observa una reducción grande en rigidez del elemento, esta reducción es mayor cerca del punto B, y va disminuyendo mientras se acerca al punto C está perdida de rigidez es debida a:

- Mayor fisuración del concreto en la zona de tensión.
- Deformaciones inelásticas del concreto.
- Reducción del área de la zona compresión al subir la localización del eje neutro de la sección.
- Resbalamiento del acero por la pérdida de adherencia.

La reducción de rigidez se puede apreciar comparando k_g (rigidez sin fisuras) y k_{cr} rigidez con fisuras cuando el refuerzo en tensión está llegando a la fluencia. Hasta este punto el diagrama momento curvatura de las acciones de la viga es lineal,

con excepción de pequeñas desviaciones debidas a la separación mínima entre microfisuras.

CD: en el punto C, el acero en la parte superior de la viga fluye a tensión, en este punto la viga presenta microfisuras de diferente longitud vertical con trayectoria definida por el estado de esfuerzos principales que se presento de la viga sin fisuras. En esta zona se presenta una disminución importante la rigidez (k_s), para un aumento pequeño de la carga, la deformación que se presenta es alta además observa un aumento la curvatura lo largo de la viga. El aumento en deformación se debe principalmente al aumento en la rotación, o concentración de curvatura, cerca del apoyo. Se presenta un descascaramiento en la zona a compresión cerca de la cara del apoyo.

DE: el punto D es donde se presenta la máxima deformación, según el ciclo de formaciones establecido, una vez que se llega este punto se invierte la deformación y comienza la descarga del elemento, los esfuerzos disminuyendo en el trasero y el concreto, haciendo que se disminuyan las defecciones, los materiales tienden a volver a su posición inicial, pero algunas de las fisuras del concreto no se pueden cerrar totalmente. En el punto E la viga presenta ya deformación es permanentes. La rigidez durante la descarga se presenta por medio de la pendiente k_u .

EF: En el punto E la rigidez de la viga tiene un valor muy parecido al del punto inicial, ya que el concreto que trabaja tensión (en la zona de abajo) está intacto, el comportamiento en esta zona es linealmente elástico, similar al comportamiento en la zona AB; en el punto F ocurre el agrietamiento del concreto en la parte inferior de la viga, ahora a tensión.

FG: el comportamiento durante esta etapa depende una compleja interacción entre los materiales; la distribución y dimensiones de las fisuras del concreto, las

propiedades y cantidad de acero del refuerzo longitudinal. El comportamiento más general en esta etapa es que la rigidez va reduciéndose gradualmente hasta el punto G. Las deflexiones son producidas por los esfuerzos de compresión en el concreto y tensión en el acero, además de la disminución de la adherencia por fisuras. El punto de fluencia no se presenta de una forma tan definida como en el punto C debido a que el acero de refuerzo a tensión pudo haber fluido a compresión en la zona CD. La pendiente típica en esta zona se presenta por la pendiente k_r .

GH y HI: el comportamiento en la zona GH es similar al de la zona DE, existe una deformación permanente en el punto H con un valor similar al del punto E, aunque este valor depende la degradación de rigidez que haya ocurrido antes. En el tramo HI se presenta un pequeño aumento de rigidez debido a que las grietas en la nueva zona de compresión comienzan a cerrarse.

Cuando se inicie el segundo ciclo de carga, el elemento toma la carga pero con una rigidez mucho menor que en el ciclo inicial de carga, debido al ablandamiento del acero al haberlo sometido a ciclos de deformaciones de tensión y compresión.

La forma de los ciclos de histéresis de los elementos de concreto reforzado dependen de una serie factores dentro de los cuales tenemos:

- Cuantía del refuerzo longitudinal y las propiedades del acero del refuerzo
- Carga axial sobre el elemento
- El nivel de fisura es función de la distribución y espesor de las grietas
- Adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo
- Distribución del acero de refuerzo entre la sección del elemento
- Esfuerzos cortantes y cantidad del refuerzo transversal
- Forma de la sección transversal del elemento
- Estabilidad lateral de las barras de refuerzo

1.5. NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL

Se consideran tres niveles o estados de daño discretos: ocupación inmediata, seguridad de la vida y prevención de colapso. Estos tres niveles pueden ser utilizados directamente para definir criterios técnicos en los procesos de evaluación y rehabilitación de estructuras. Adicionalmente, se establecen dos rangos intermedios: control de daño y seguridad limitada, los cuales permiten diferenciar, de una forma más adecuada y útil, el nivel de desempeño de la estructura. Esto es de gran utilidad en el caso de ser necesaria una evaluación o un reforzamiento de una estructura en particular. A continuación se describen estos niveles de desempeño propuestos por la FEMA 273²⁰.

1.5.1. Ocupación inmediata (S-1)

En el nivel de desempeño estructural S-1, se considera que después del sismo el estado de daño es bajo y que los daños estructurales que ocurren son muy limitados. Los sistemas básicos de resistencia de fuerzas verticales y laterales de la edificación mantienen casi toda la resistencia y rigidez que tenían antes del sismo. El riesgo de lesiones que amenacen la vida de los ocupantes como resultado del daño estructural es muy bajo, y aunque algunas reparaciones estructurales menores pueden ser apropiadas, éstas generalmente no serían requeridas con prioridad para la reocupación.

1.5.2. Seguridad de la vida (S-3)

En el nivel de desempeño estructural S-3, se considera que después del sismo el estado de daño ocurrido a la estructura es significativo, pero aún existe algún margen entre este daño y daños totales o el colapso parcial de la estructura.

²⁰ NEHRP - National Earthquake Hazards Reduction Program. Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273

Algunos elementos estructurales y componentes son gravemente dañados, pero esto no produce un gran riesgo de que se derrumbe el edificio por dentro o por fuera. Pueden ocurrir lesiones durante el sismo; sin embargo, se considera que como resultado del daño estructural, el riesgo global de amenaza a la vida es bajo. Podría ser posible la reparación de la estructura, pero por razones económicas esto podría no ser práctico. Mientras los daños a la estructura no sean un riesgo de colapso inminente, sería prudente llevar a cabo reparaciones estructurales o a las instalaciones para asegurar la reocupación.

1.5.3. Prevención de colapso (S-5):

En el nivel de desempeño estructural S-5, se considera que el edificio está al borde de experimentar un colapso parcial o total. Ha ocurrido un daño sustancial a la estructura, trayendo consigo una disminución significativa en la rigidez y la resistencia del sistema resistente a fuerzas laterales, gran deformación lateral de la estructura y disminución de la capacidad a cargas verticales. Sin embargo, los principales componentes del sistema de resistencia de cargas gravitacionales deben continuar sosteniendo sus demandas a cargas de gravedad. El riesgo de lesión es significativo debido a que puede presentarse el colapso de la estructura. La reparación de la estructura puede que no sea técnicamente práctica y no es seguro su reocupación, ya que la actividad después de la crisis podría inducir al colapso.

1.5.4. Control de daño (S-2):

Este se considera como un rango de los estados de daño que trae consigo un menor daño que el definido para el nivel de Seguridad de la Vida, pero más que el definido para el nivel de ocupación Inmediata. El criterio de aceptación para este rango puede ser obtenido por interpolación entre los valores proporcionados para

los niveles de ocupación inmediata y seguridad de la vida. Se puede decir que en este rango de desempeño la estructura describe daños reparables.

1.5.5. Seguridad limitada (S-4):

Al igual que el anterior, este también se considera como un rango de desempeño. Está descrito por estados de daño entre los niveles de seguridad de la vida y el de prevención de colapso. Describe estados de daño más graves que S-3, y menos graves que S-5, donde la rehabilitación no llega a cumplir requerimientos de seguridad de la vida, pero el estado de la estructura es mejor que para el nivel de estabilidad estructural (S-5). Los parámetros de aceptación para este rango pueden obtenerse por interpolación entre los valores proporcionados para los niveles (S-3) y (S-5).

1.5.6. Desempeño estructural no considerado (S-6):

Este no es un nivel de desempeño, pero brinda un punto base para cuando se requiere únicamente evaluaciones sísmicas no estructurales o rehabilitación.

1.6. LIMITES DE ACEPTABILIDAD EN EDIFICACIONES

- **Cargas gravitacionales**

A cualquier nivel de comportamiento la estructura debe ser capaz de resistir las cargas gravitatorias. Cuando un elemento o componente pierde su capacidad de resistir cargas verticales, el sistema estructural debe ser capaz de redistribuir esta carga a otros elementos o componentes del sistema existente o rehabilitado.

- **Cargas laterales**

La degradación de muchos elementos estructurales puede traer consigo una disminución de la capacidad del sistema a resistir cargas laterales. Esta disminución, no debe sobrepasar el 20% de la resistencia máxima de la estructura. En caso de que se presenten valores mayores, la estructura debe ser rehabilitada o emplear metodologías más exactas para una mejor estimación de la respuesta esperada.

- **Deformaciones laterales**

Las deformaciones laterales alcanzadas son comparadas contra los límites de deformaciones que conforman los niveles de comportamiento. La tabla 1 presenta los límites de deformaciones para varios niveles de desempeño. La deriva máxima total es definida como la deriva de entrepiso en el punto de desplazamiento de desempeño. La deriva inelástica máxima es definida como la porción de la deriva máxima total después del punto de fluencia. Para estabilidad estructural, la deriva máxima total en el piso i en el punto de desempeño no debería exceder la cantidad $0.33 V_i / P_i$, donde V_i es la fuerza cortante lateral en el piso i y P_i es la carga gravitatoria total en el piso i .

Tabla 1. Límites de deformación.

<i>Límites de Derivas de entrepiso</i>	NIVELES DE DESEMPEÑO			
	Ocupación inmediata	Control de daño	Seguridad de la vida	Estabilidad estructural
<i>Deriva total máxima</i>	0.01	0.01-0.02	0.02	$\frac{0.33 \cdot V_i}{P_i}$
<i>Deriva inelástica máxima</i>	0.005	0.005-0.015	Sin límite	Sin límite

Fuente: (ACT-40)

1.6.1. Límites de aceptabilidad para elementos y componentes

Todos los elementos del sistema estructural deben ser revisados con el fin de determinar si sus componentes satisfacen los requerimientos bajo puntos de desempeño.

- **Elementos y componentes primarios y secundarios**

Cada elemento y componente es clasificado como primario o secundario dependiendo su importancia para el sistema de resistencia de cargas laterales en el punto de desempeño o cerca de él. Los elementos y componentes que suministran una parte importante de la resistencia de la estructura o rigidez lateral en el punto de desempeño son considerados como primarios. Los otros elementos y componentes pueden ser considerados como secundarios.

- **Resistencia del componente**

Para componentes dúctiles controlados por deformaciones, la respuesta inelástica es aceptable si los límites aceptados no son excedidos. Además, el análisis de resultados debería ser verificado para asegurar que la deformación por endurecimiento del modelo analítico no resulte en acciones internas no realistas que excedan las resistencias esperadas del componente. Para componentes frágiles, con acciones controladas por fuerza, los componentes deberían ser modelados con resistencia degradante una vez la resistencia se ha alcanzado.

- **Capacidad de deformación del componente**

No se permite que las deformaciones calculadas de los componentes excedan los límites de deformaciones para los niveles de desempeños apropiados. Los criterios de aceptabilidad de deformaciones deberían ser establecidos como sigue:

- Para acciones, componentes y elementos primarios: La capacidad de deformación del componente en el nivel de desempeño de Estabilidad Estructural es definida como la deformación a la cual empieza una reducción significativa de la resistencia lateral. La capacidad de deformación del componente en el nivel de desempeño de Seguridad de la Vida es definida como el 75% de la deformación de Estabilidad Estructural.
- Para acciones, componentes y elementos secundarios: la capacidad de deformación del componente en el nivel de desempeño de Estabilidad Estructural es definido como la deformación en la cual la capacidad de resistencia de cargas verticales es perdida. La capacidad de deformación del componente en el nivel de desempeño de Seguridad de la Vida es definida como el 75% de la deformación de Estabilidad Estructural.

1.6.2. Aceptabilidad para pórticos de concreto viga-columna.

La aceptabilidad debería considerar la capacidad de deformación y de resistencia de vigas, columnas, uniones, y otros componentes, considerando también conexiones con elementos adyacentes. La valoración debería considerar al menos lo siguiente:

- La respuesta flexo-axial de vigas y columnas, incluyendo la evaluación de probables mecanismos de fluencia y cálculo de la resistencia inelástica y demandas de rotación.
- La respuesta de cortante de vigas y columnas, en componentes extremos y en secciones a lo largo de la luz donde los refuerzos cambian.
- Acción sobre uniones viga-columna considerando el equilibrio de fuerzas de vigas y columnas que llegan al nodo.
- Conformidad de longitudes de desarrollo, de empalme y recubrimientos de refuerzos transversales y longitudinales en vigas, columnas y uniones.

- Potencial para pérdidas de capacidad de carga gravitatoria debido a la falla de vigas, columnas o uniones.

Las principales causas de colapsos en estructuras aporticadas son fallas en columnas y uniones. La evaluación debería ser especialmente concentrada en acciones a flexión, cortante y deslizamiento en columnas con refuerzo transversal inadecuado, y acciones de cortante en nudos con refuerzo transversal mínimo.

1.6.3. Capacidad estructural

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y máxima deformación de sus componentes individuales. Para la determinación de las capacidades más allá del límite elástico, es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, como, el análisis estático no lineal. Por medio de estos procedimientos es posible obtener un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad. En el análisis estático no lineal, existen dos formas de encontrar la curva de capacidad resistente, en la primera se aplican cargas incrementales monotónicas en una dirección hasta que la estructura alcance el colapso y en la segunda se la somete a un acelerograma, el cual se va incrementando paulatinamente hasta que la estructura colapse.

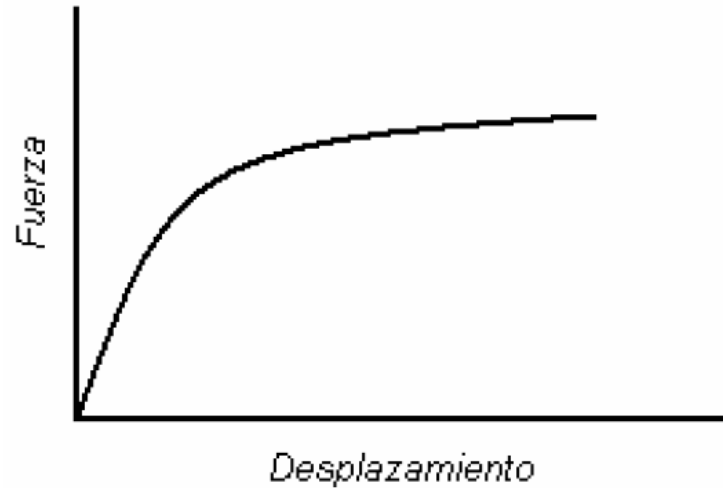
Las características no lineales de carga-deformación de los componentes individuales y elementos del edificio son modelados directamente. El modelo matemático del edificio está sujeto a incrementos de cargas laterales monotónicas o de desplazamientos hasta que un desplazamiento designado sea excedido o el edificio colapse. El desplazamiento designado se piensa que representa el máximo desplazamiento que probablemente puede ser experimentado por la estructura durante el sismo de diseño.

A causa de que el modelo matemático considera directamente los efectos de la respuesta inelástica del material, el cálculo de las fuerzas internas serán aproximaciones razonables de aquéllos esperados durante el sismo de diseño. La curva de capacidad es una relación entre las fuerzas en la base y los desplazamientos en el nivel superior de la estructura como se muestra en la figura 13. Para realizar la curva de capacidad, se van teniendo en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que fluyen. De esta forma, se aplica un incremento monótonico de fuerzas horizontales hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Esta curva es construida habitualmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en el supuesto que el modo fundamental de vibración corresponde a la respuesta predominante, lo cual es válido para estructuras con períodos propios menores que 1 s. Para estructuras con periodos mayores, el análisis debe considerar la influencia de los modos más altos de vibración.

Para determinar si estos modos superiores son significantes, un análisis espectral de respuesta modal debe realizarse para la estructura usando los modos suficientes para capturar el 90% de la participación de la masa, y un segundo análisis espectral de respuesta debe realizarse considerando sólo la participación del primer modo. Los efectos de los modos superiores deberían ser considerados si el cortante en cualquier piso calculado del análisis modal considerando todos los modos requeridos para obtener el 90 % de la participación de la masa excede el 130% del correspondiente cortante de piso resultante del análisis considerando únicamente la participación del primer modo de respuesta²¹.

²¹ NEHRP - National Earthquake Hazards Reduction Program. Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273; Page. 2-31.

Figura 13. Curva de capacidad



Fuente: ATC- Applied Technology Council; Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings; ATC-40.

2. MARCO EXPERIMENTAL

2.1. INTRODUCCIÓN

Para saber la viabilidad de la unión viga-columna de concreto, es necesario pensar en cada uno de los elementos que ayudarán a tener una respuesta óptima de la prueba. Lo primero que se hizo fue plantear los criterios que se tendrían en cuenta para hacer el espécimen. Seguido a ello se pensó en poner a punto los equipos con los cuales la universidad cuenta para la realización de este tipo de ensayos.

En este capítulo se muestran todas las pautas de diseño para llevar a cabo esta investigación; La elaboración del espécimen se divide en dos partes, la primera donde se describen parámetros generales del espécimen; La segunda en el desarrollo del espécimen.

2.2. PROPUESTA DEL ESPECIMEN DE PRUEBA

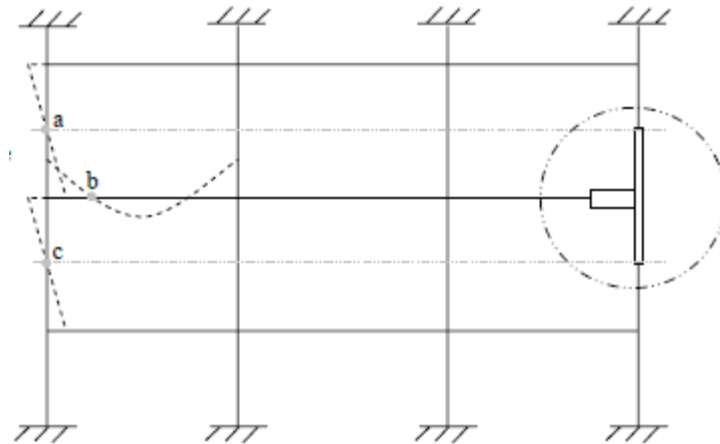
Para la determinación del espécimen se tuvieron en cuenta varios aspectos importantes, en primer lugar se debía seleccionar la forma como el espécimen debía de ser probado; El ciclo de carga que se le debería aplicar para su buen comportamiento y por último la forma como se debería apoyar el espécimen.

2.2.1. Información general

Los puntos a, b y c son los puntos de inflexión de la unión a estudiar en este trabajo de grado, mostrando una conexión viga-columna con un solo lado de la

viga horizontal. También se muestra en realidad una parte de la viga horizontal y parte de la columna superior e inferior, que se conectan al nodo articulado.

Figura 14. Unión viga-columna externa



Fuente: Autores.

La longitud de cada elemento no se adoptó hasta después de un estudio del punto de inflexión de cada elemento (Figura 14). Como saben, estos puntos de inflexión se forman por la interacción de momentos, que se forman debido a los enormes esfuerzos cortantes verticales y horizontales. Estas fuerzas con llevan a formar una zona de unión viga-columna que recibe grandes esfuerzos.

Se tomo la decisión de probar el espécimen de manera real, que quiere decir esto, que los elementos estuvieran colocados, como realmente funcionan en una obra civil real, ya que en muchos otros estudios realizados a nodos rígidos realizaban las pruebas de manera diferente, esto es que realizaban las pruebas con los especímenes acostados , en este caso por contar en el laboratorio con el muro de reacción, el marco portable y el actuador, estos dos últimos que tienen la facilidad de ser ajustables a cualquier altura y posición dentro de la zona de pruebas del

laboratorio; Fue por estas razones y por tratar de realizar la prueba lo más cercano a la realidad, la columna en su posición vertical y la viga en posición horizontal, basándonos en algunas aplicaciones del trabajo realizado por Hi How²².

Imagen 1.Espécimen.



2.2.2. Geometría del modelo

El factor definitivo para determinar la geometría del modelo es la capacidad de disipación de energía que queremos que tenga el elemento estructural. Esto está dado por la tabla 2, donde observamos que para zonas sísmicas altas deberíamos tener construcciones con disipación DES,

²² Influence of concrete strength on the behavior of external RC beam- column joint. Hii Nguong.2007

Tabla 2. Restricciones al uso de sistemas y materiales estructurales.

CAPACIDAD DE DISIPACION ENERGIA	ZONA DE AMENAZA SISMICA		
	BAJA	INTERMEDIA	ALTA
MINIMA DMI	✓	no	no
MODERADA DMO	✓	✓	no
ESPECIAL DES	✓	✓	✓

Fuente: NSR98.

Por estas razones decidimos tomar unas medidas basadas en la NSR 98, de acuerdo a lo que dice en el capítulo C, donde se limita la sección, una dimensión no menor de 0.20 m con área de 0.6 m², para columnas rectangulares²³, es por esto que las dimensiones del espécimen son de 0.25m de lado con una área de 0.625 m².

2.2.3. Acero

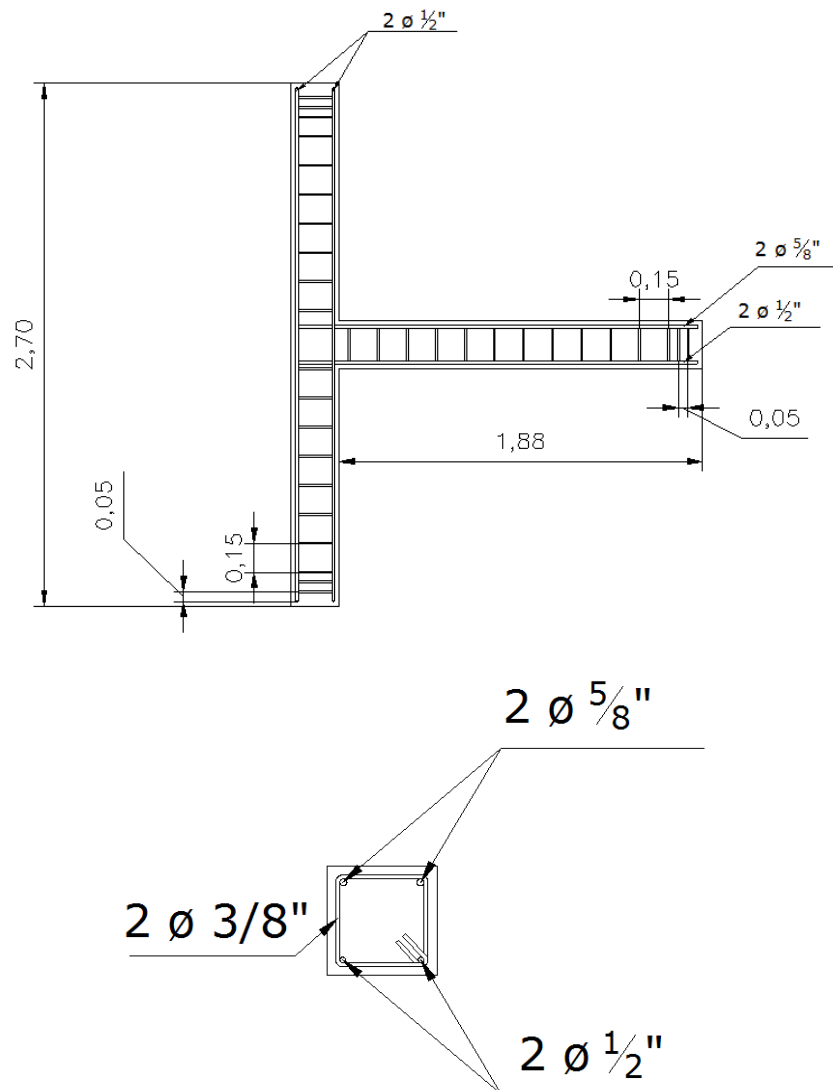
El acero utilizado en el modelo cumple con las condiciones que exige la NRS 98 para una DMI, barras corrugadas para refuerzo con una resistencia nominal a la fluencia F_y que exceda de 420 Mpa²⁴. Fue así que se usaron barras N°3, N°4 y N°5, para la conformación del refuerzo del espécimen; De forma que se utilizaron para las vigas, en la parte superior que trabaja a tensión utilizaron dos barras N°5, en la parte inferior que trabaja a compresión utilizaron dos barras N°4, para las columnas se utilizaron cuatro barras N°4 como se muestra en la fig. 15.

²³ NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente; AIS; Numeral C.10.4

²⁴ NSR-98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente; AIS; Numeral C.3.5.3.4

Se debe aclarar, que se hicieron pruebas de laboratorio, a una barra de cada especificación que se usaron en la prueba, ver anexo 4.

Figura 15. Despiece del espécimen.



Fuente: Autores.

2.2.4. Concreto

Se realizó un diseño de mezcla para satisfacer una resistencia mínima de 210 Kg/cm²; con unas proporciones de 1 cemento, 2 arena y 3 triturado, cada espécimen contiene la cantidad de 0.28625 m³, la mezcla fue realizada en su

totalidad en el laboratorio, tomando cilindros para cada modelo, se realizaron las pruebas de laboratorio, cuyos resultados se encuentran en el anexo 1.

Tabla 3. Resistencia del concreto de los especímenes.

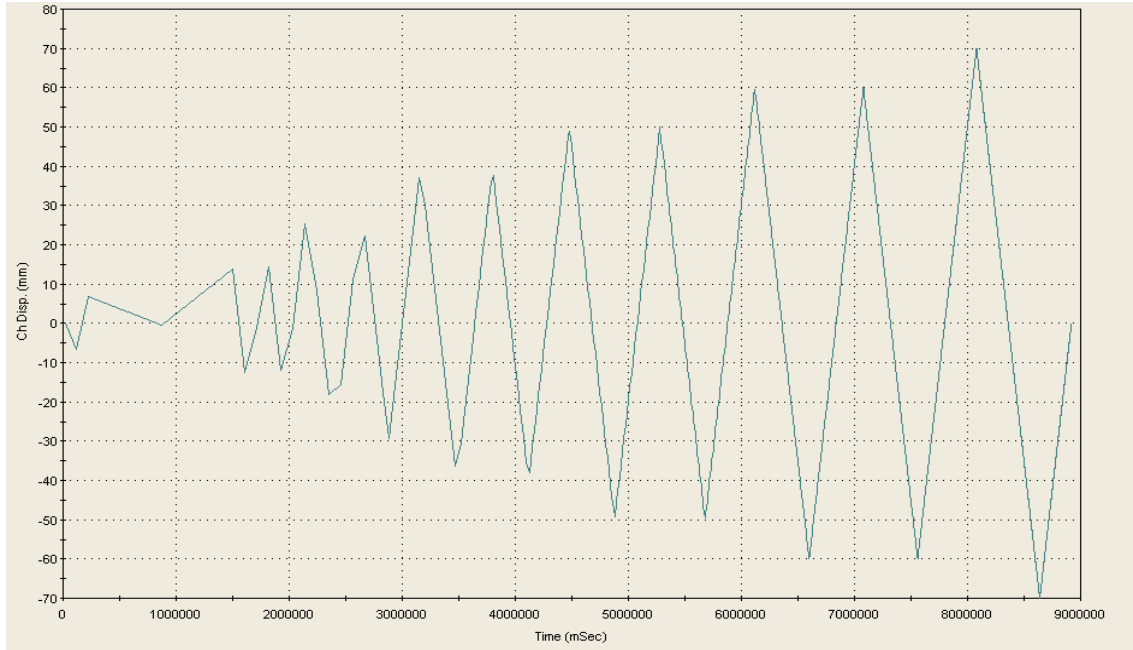
	Resistencia a los 7 días	Resistencia a los 28 días
Espécimen S1	2240 P.S.I	3350 P.S.I
Espécimen S2	2280 P.S.I	3330 P.S.I

Fuente: Autores.

2.2.5. Ciclo de Carga

El ciclo de carga fue calculado basándose en la norma ACI T1.1R-R1, la cual da los parámetros a tener en cuenta para determinar los desplazamientos, apoyándose en el radio de giro máximo que se tiene para nodos rigidez; Un radio de giro límite de 0,035 para módulos a prueba²⁵. (Ver figura 16).

Figura 16. Ciclo de Carga.



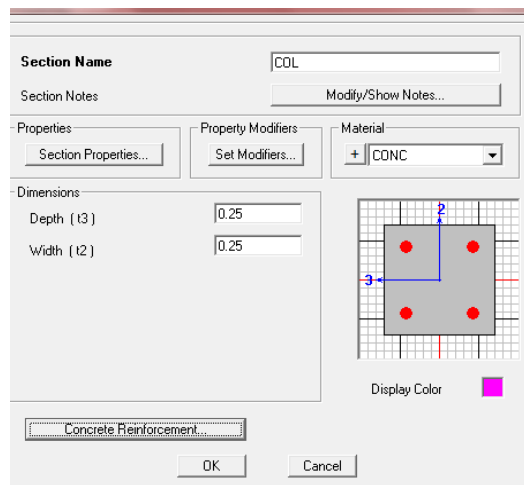
Fuente: Autores.

²⁵ Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing; ACI T1.1R-01

2.2.6. Modelación en SAP

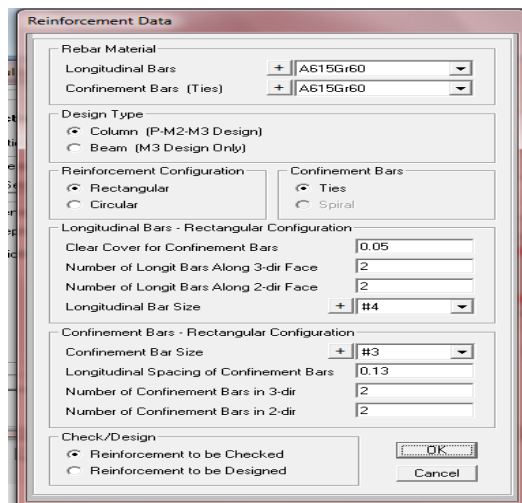
Con base a la revisión bibliográfica se decidió comprobar el modelo de prueba con un modelo numérico en este caso SAP2000 el cual lo utilizamos para verificar el comportamiento de la estructura se modelo tomando en cuenta el diseño preliminar de los elementos:

Figura 17. Sección Columna 0.25 m x 0.25 m



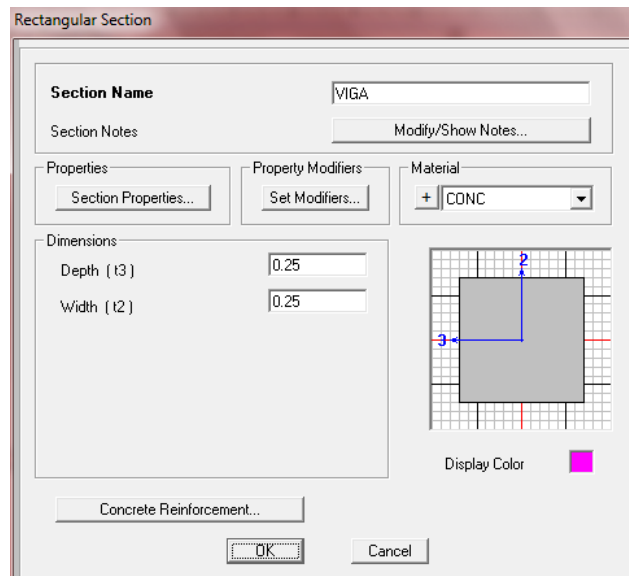
Fuente: Autores.

Figura 18. Con refuerzo calculado por la cuantía mínima para la columna



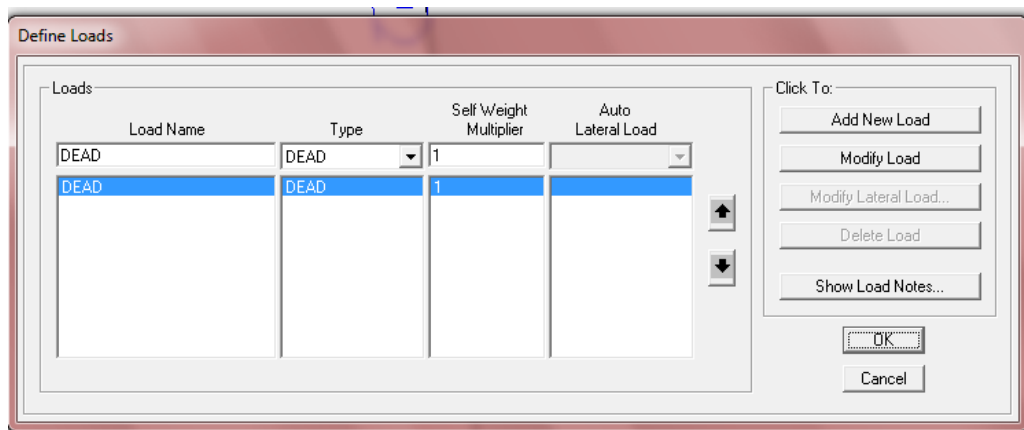
Fuente: Autores.

Figura 19. La sección de la viga es de 0.25 m x 0.25 m con refuerzo mínimo



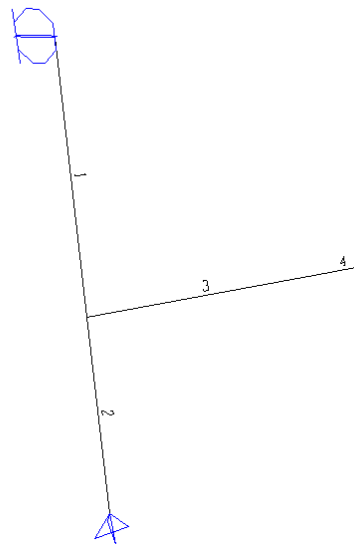
Fuente: Autores.

Figura 20. Caso de Carga tomado para la simulación solo por carga muerta



Fuente: Autores.

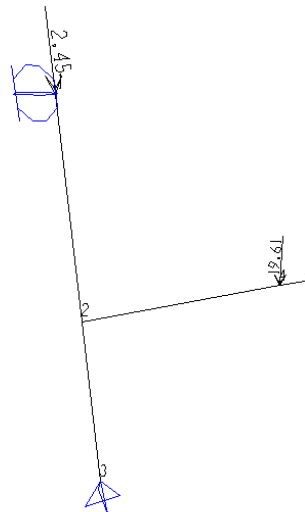
Figura 21. La disposición de los elementos fue de la siguiente forma:



Fuente: Autores.

Las cargas asignadas fueron de 250 Kg a compresión en la columna y 2 Ton en la viga para lo cual se diseño pero la modelamos a tracción

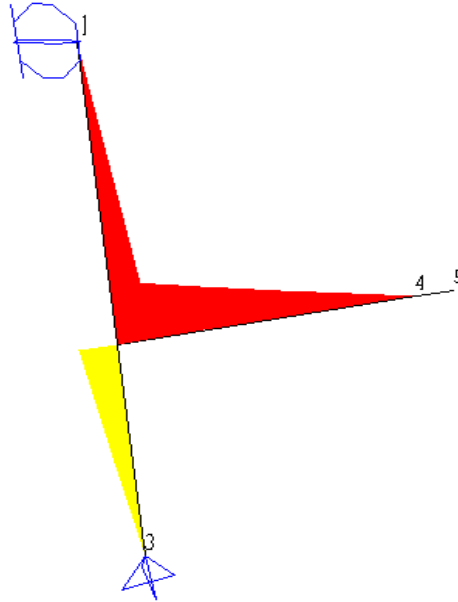
Figura 22. Disposición de las cargas en el espécimen



Fuente: Autores.

La modelación en SAP2000 no se utilizo para diseñar los elementos solo evaluar ante una sollicitación de carga de 2 Ton.

Figura 23. La evaluación de momentos



Fuente: Autores.

Los valores de momento fueron para los elementos:

Tabla 4. Resistencia del concreto de los especímenes.

Elemento	Estacion	M3 [KN-m]
1	0	-1.78E-15
1	0.675	-8.3575
1	1.35	-16.715
2	0	16.715
2	0.675	8.3575
2	1.35	0
3	0	-33.43
3	0.3875	-24.7464
3	0.775	-16.288
3	1.1625	-8.0548
3	1.55	-0.0469
4	0	-0.0469
4	0.25	2.274E-13

Fuente: Autores.

2.3. PREPARACION DEL ESPECIMEN

2.3.1. Detalles constructivos

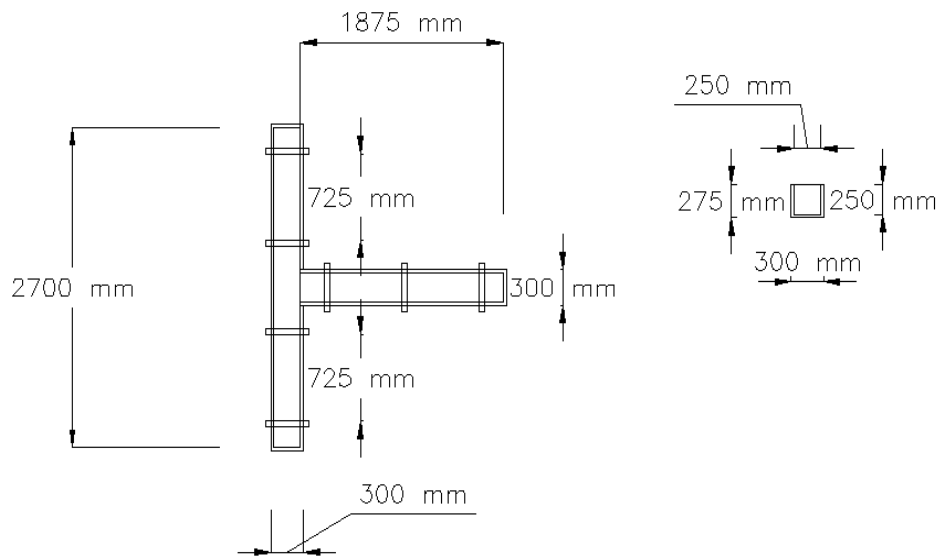
En este proceso hay muchos factores a tener en cuenta, tales como materiales que se tenían en el laboratorio, el que hacía falta por conseguir, por hacer y por adecuar; Es así que, para empezar con la realización de la construcción enumeraremos brevemente las etapas que se desarrollaron para la elaboración de los especímenes.

- La primera fase fue hacer un inventario para conocer con que recursos contaba el laboratorio y la universidad, para la construcción de elemento, se conto con la colaboración de todos los laboratorios que están involucrados en este proceso, con herramientas y mano de obra de los mismos.
- La segunda fase que se realizó fue una adecuación completa al sitio de trabajo, en este caso del laboratorio de estructuras, que consistió en hacer un aseo exigente y un traslado de algunos materiales con los que cuenta el laboratorio.
- La tercera fase fue la de caracterización de la arena y el triturado, materiales que tenía el laboratorio. Estas caracterizaciones, fueron realizadas en los laboratorios de la escuela.
- La cuarta fase fue la construcción de la formaleta, la cual fue elaborada con madera caobo, tablonés de 3m de longitud, ancho de 30cm y espesor de 2.5cm, listones de 6m de longitud, 5 cm x 5 cm; Las cuales fueron cortadas y adecuadas para las dimensiones que se necesitaban, como se puede ver en la Imagen 2 y Figura 24.

Imagen 2 Construcción de Formaleta.



Figura 24 Dimensiones de Formaleta.



Fuente: Autores.

- La quinta fase fue el corte del acero, para hacer el emparillado de cada modelo. Este fue cortado y figurado en el laboratorio, con la cortadora de disco de la escuela, como se puede ver en la Imagen 3.

Imagen 3 Corte y Figurado del Acero.



- La sexta fase fue la de ejecución del emparrillado de cada modelo, el cual fue unido con alambre negro y colocado a las distancias ya establecidas, ver imagen 4.

Imagen 4 Emparrillado de Acero.



- La séptima fase consistió en la colocación en los extremos de la columna, de las platinas donde se soportara el modelo, al muro de reacción y al marco del laboratorio. (Imagen 5).

Imagen 5 Platinas de Soporte.



- La octava fase es la de la fundición del los especímenes, la mezcla del material que fue realizada totalmente a mano, teniendo en cuenta las proporciones dadas para obtener una resistencia adecuada. Imagen 6 y imagen 7.

Imagen 6. Elaboración de la Mezcla.



Imagen 7. Vaciado del Concreto.



- La novena fase es el vibrado del concreto, la cual se realiza para que este tenga una buena distribución del agregado y éste llegue a todos los lugares de la formaleta. Este fue realizado con mazos de goma. Imagen 8.

Imagen 8. Vibrado del Concreto.



- La decima fase fue tomar los cilindros de prueba, los cuales serian ensayados a los 28 días de ser tomados. Estos se llenan en tres capas y a cada capa se deben dar 25 golpes. Imagen 9.

Imagen 9. Cilindros de Prueba.



- La decimoprimer fase fue la del fraguado el cual se realiza 24 horas después de la fundición de los elementos, consistió en regar agua a los especímenes. Imagen 10.

Imagen 10. Fraguado de los especímenes.



2.4. ENSAYO

El ensayo se realizaría después de los 28 días que el concreto necesita para alcanzar su resistencia óptima. El espécimen se coloca sobre un elemento de concreto con un pequeño refuerzo de acero, con una platina en el centro para apoyar el espécimen (Imagen 13), el cual funcionaría como un cimiento, con unas medidas de 800 x 800 mm y 400 mm de altura. El cual tiene unas platinas que garantizan un apoyo de segundo orden y a su vez sirve para dar la altura necesaria al elemento para que lograra coincidir con la altura del actuador, para que pueda transmitir la carga en el punto estimado. Para la restricción horizontal se tiene la ayuda del muro, al cual en la parte superior de la columna se le adicione un encamisado realizado en perfil metálico. Esto restringirá el movimiento horizontal y evitará el pivoteo del espécimen.

También fue utilizado el marco con el que cuenta el laboratorio, el cual está diseñado con el objetivo de poder graduar la altura de la viga.

Imagen 11. Elemento de concreto que sostiene el espécimen.



Aquí se soporta el gato hidráulico, el cual fue utilizado para aplicar una carga axial de 13 Kn, sobre la parte superior de la columna, para garantizar que este

elemento se comporte como tal; En la parte final de la viga fue conectado el actuador el cual aplicaba una carga seudodinamica; La cual está basada en protocolos para pruebas en elementos de concreto²⁶. Al mismo instante los instrumentos de medida estaban tomando y almacenando datos hasta llevar los elementos a la falla.

Imagen 12 Marco Laboratorio.



Imagen 13. Montaje del Espécimen.



²⁶ ACI T1.1R-01, Commentary on Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing.

- El montaje del espécimen fue una tarea dispendiosa, en la cual se conto con la ayuda de la grúa y de las eslingas, las cuales tienen una capacidad de 5 toneladas. Imagen 13.
- Después de estar el espécimen en el sitio preciso para el ensayo, se coloca en posición el actuador y se ajusta la cabeza del actuador a la viga; con anterioridad ya se había realizado la programación del actuador, suministrándole los datos necesarios para que realice el ciclo de carga adecuado. Imagen 14 y 15.

Imagen 14. Especimen listo para la prueba.



Imagen 15. Espécimen, Apoyo del Actuador.



- La prueba en desarrollo tiene una duración de 2.5 horas, esta se lleva hasta la falla del espécimen.

Imagen 16. Espécimen en Ensayo.



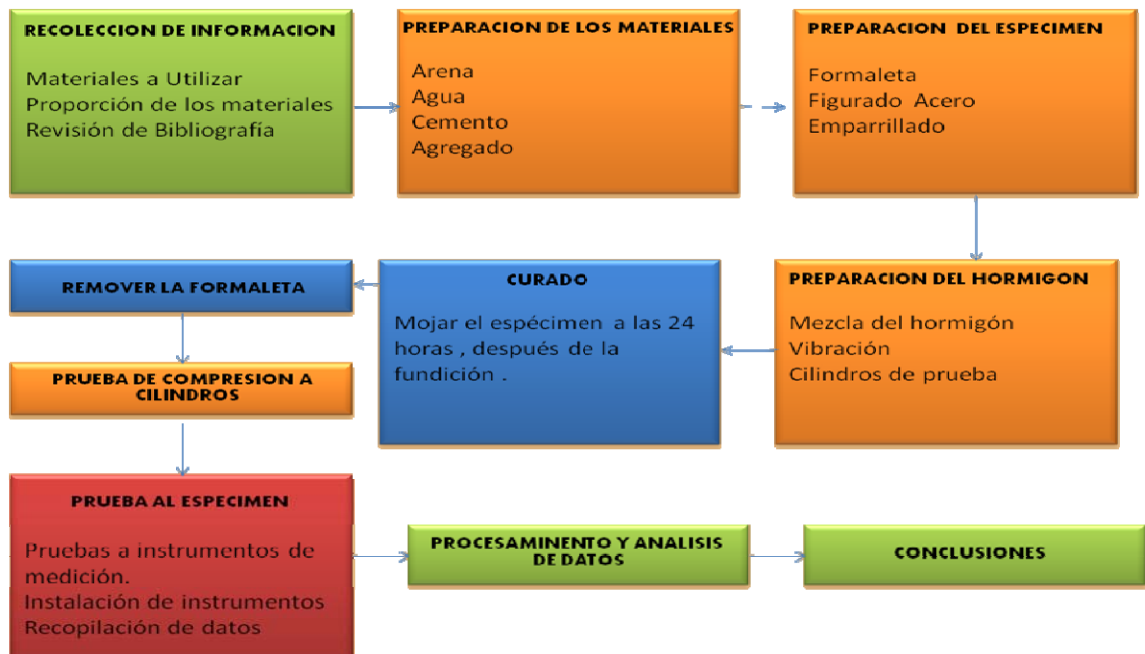
2.5. INSTRUMENTOS DE MEDIDA

En resumen, todos los instrumentos que participan en la prueba fueron clasificados de la siguiente manera:

- Actuador marca MTS de 243Kn en tensión y 369Kn en compresión, con sistema hidráulico y sistema de control; Este fue el encargado de inducir la carga seudodinamica al espécimen.
- Gato hidráulico de 5Kn a compresión, con sistema hidráulico motor y barómetro; este instrumento fue el encargado de generar la carga axial sobre la viga.
- Marcadores, utilizados para marcar las grietas formadas en los especímenes.

2.6. DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROYECTO

Figura 25. Diagrama de Flujo del proyecto



Fuente: Autores.

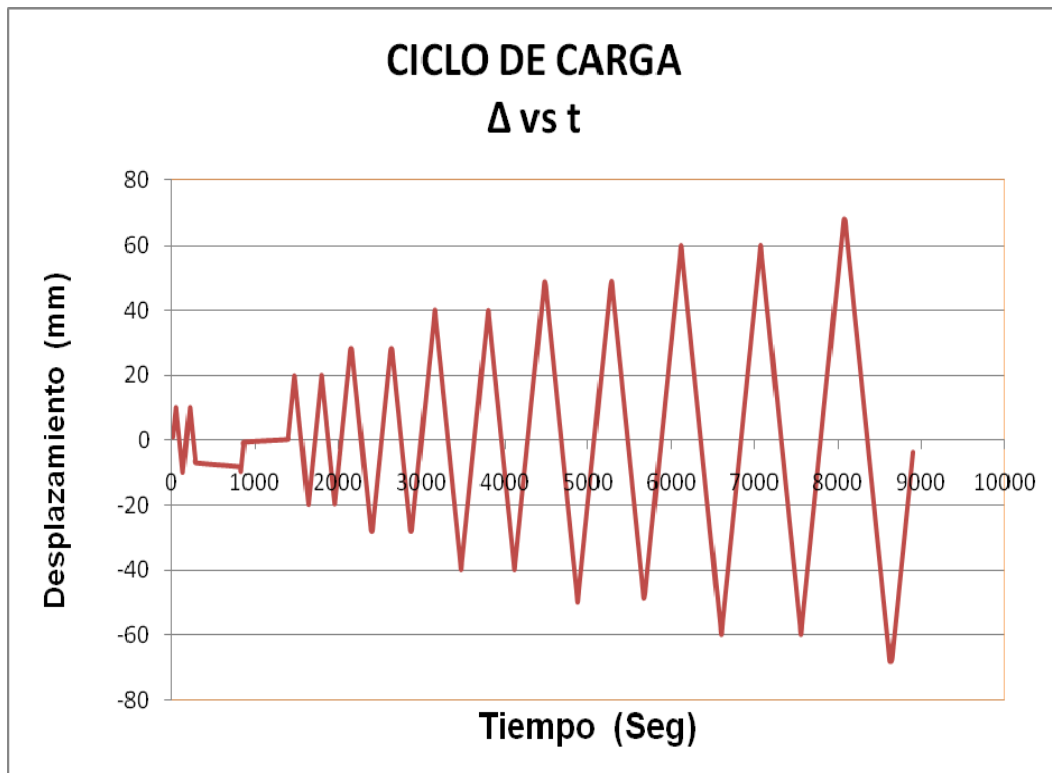
3. ANALISIS Y RESULTADOS

Los resultados serán segregados por espécimen, en cada uno se hará una descripción de los fenómenos que se presentaron en cada prueba, cotejando los datos que fueron aportados por el actuador y las respuestas físicas, que podíamos observar en el elemento.

- ESPECIMEN 1

Lo primero que mostraremos es el ciclo de carga aplicado (ver figura 18) al espécimen, esta dado en desplazamiento contra tiempo; El ciclo de carga repite cada ciclo dos veces, esto se realiza para poder observar, el comportamiento del espécimen en este desplazamiento.

Figura 26. Ciclo de carga.



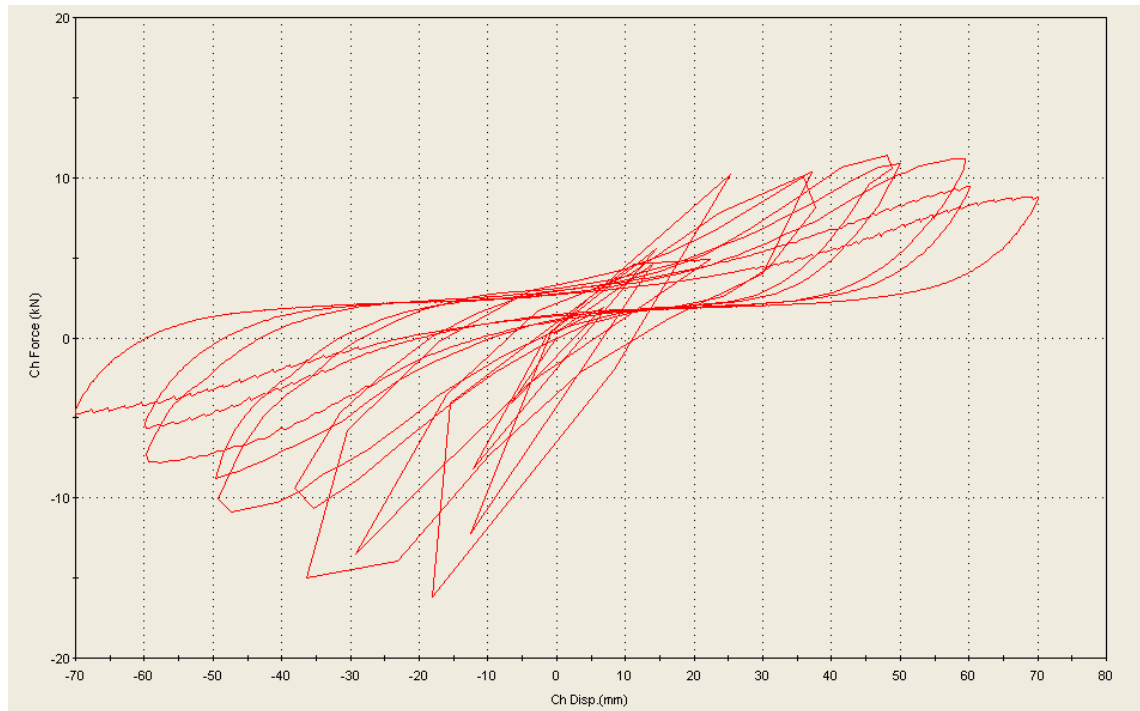
Fuente: Autores.

Hay que explicar que el pequeño descanso que se observa en el ciclo, no es producto de ningún error en la prueba, fue causado por una pausa que se realizó

en el proceso, para hacer un ajuste al espécimen; Esta para no influye en lo absoluto en los resultados obtenidos.

En la figura 27, se presenta el ciclo de histéresis para el ciclo de carga antes presentado.

Figura 27. Ciclo de Histéresis.



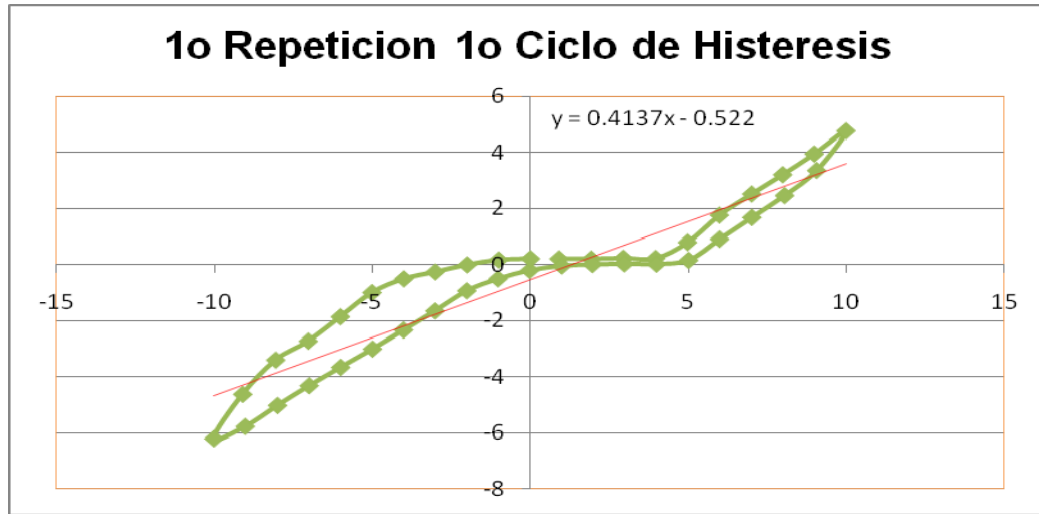
Fuente: Autores.

Del ciclo de histéresis se puede observar un comportamiento adecuado, con bucles que tienen una secuencia apropiada; A continuación se hará un análisis más detallado de cada ciclo, detallando un poco más a profundidad la conducta de cada ciclo de carga.

De cada ciclo se realizó un análisis, del cual se obtuvieron, datos como la línea de tendencia de rigidez del elemento, la capacidad de disipación de energía que tuvo el elemento durante el recorrido de dicho ciclo.

- Primer ciclo de carga, con una duración total de 175.87 seg; con un desplazamiento de 10 mm, sabiendo que un ciclo termina cuando el actuador ha recorrido una distancia de 20 mm.

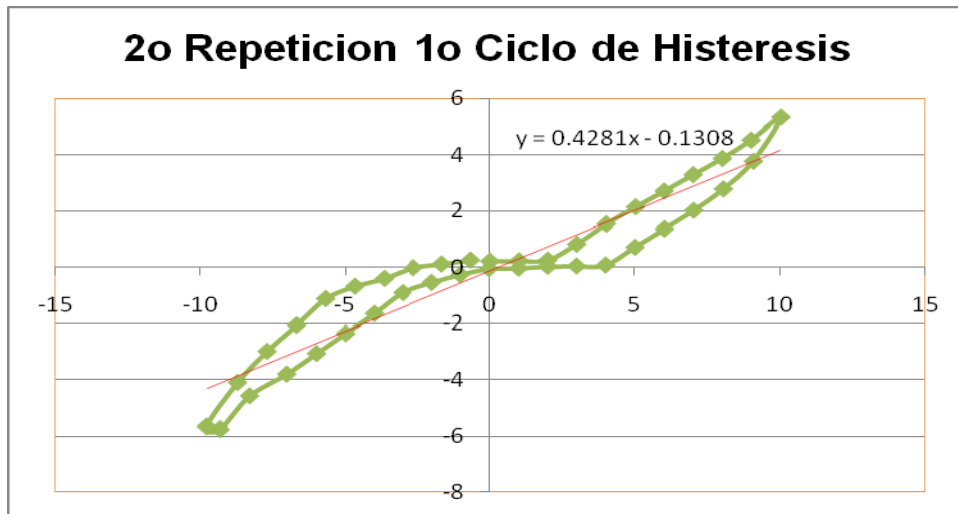
Figura 28. 1º repetición del 1º Ciclo de Histéresis.



Fuente: Autores.

En la primera parte del primer ciclo tenemos que la mayor fuerza positiva realizada por el actuador fue de 4.76 Kn y la negativa de -6.1917 Kn

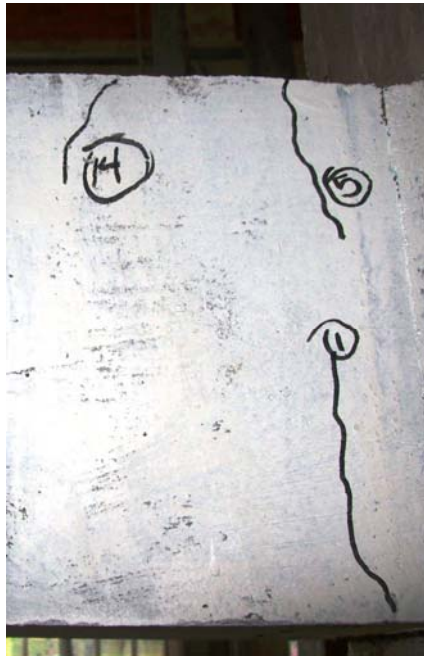
Figura 29. 2º repetición del 1º Ciclo de Histéresis.



Fuente: Autores.

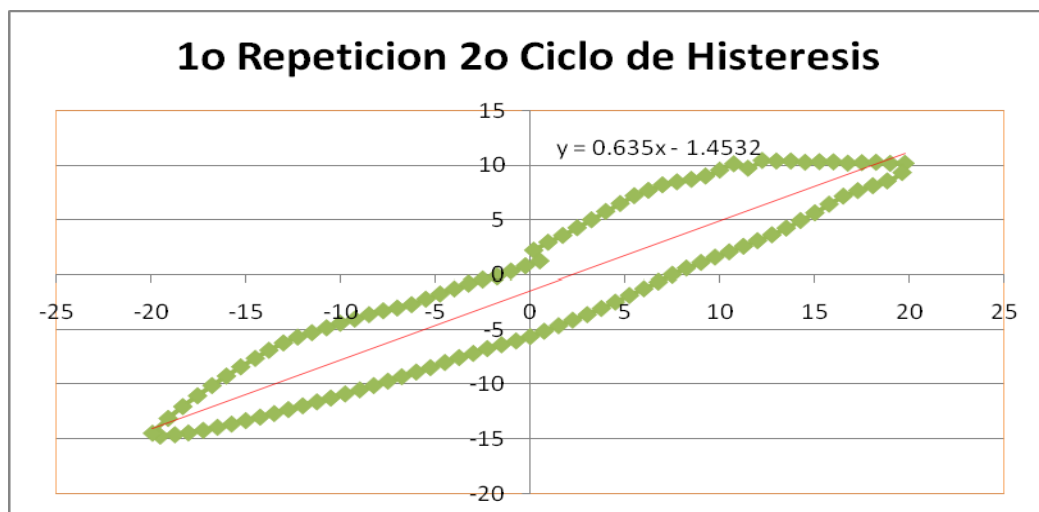
Para esta segunda repetición del primer ciclo la mayor fuerza fue de 5.32 Kn y la negativa de -5.76 Kn; Al final de este ciclo se observó la aparición de las primeras grietas sobre la viga (ver imagen 17), fueron unas pequeñas fisuras que aparecieron del borde superior y del borde inferior, hacia el centro de la viga.

Imagen 17. Fisuras del 1º ciclo.



- Para el segundo ciclo de carga, el desplazamiento es de 20 mm y una duración total de 696 seg, en este ciclo fue donde se realizo la pausa para el ajuste del espécimen.

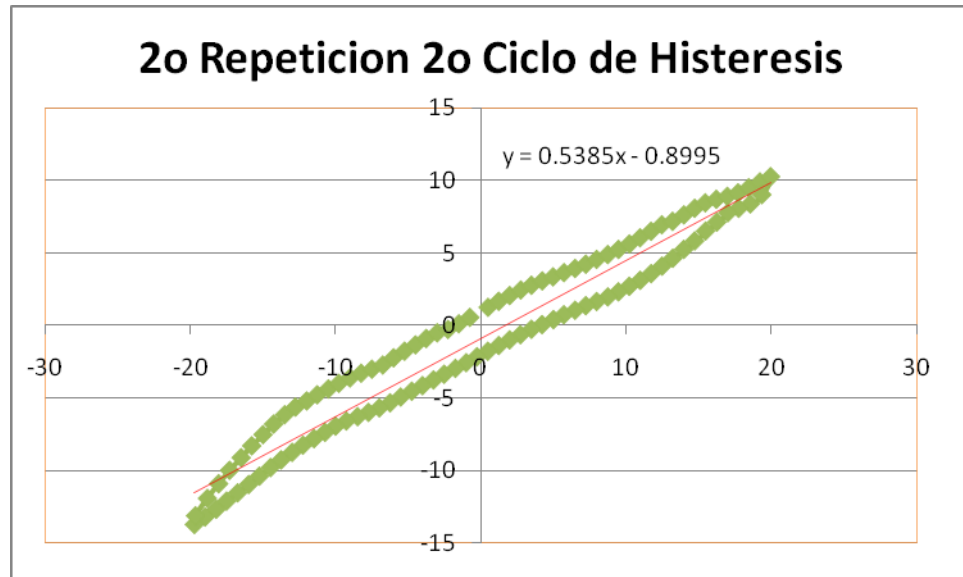
Figura 30. 1º repetición del 2º Ciclo de Histéresis.



Fuente: Autores.

En la primera parte del segundo ciclo tenemos que la mayor fuerza positiva realizada por el actuador fue de 10.16 Kn y la negativa de -14.76 Kn

Figura 31. 2º repetición del 2º Ciclo de Histéresis.



Fuente: Autores.

Imagen 18. Fisuras del 2º ciclo, parte superior de la viga.



Para esta segunda repetición del segundo ciclo la mayor fuerza fue de 10.23 Kn y la negativa de -13.77 Kn; Al final de este ciclo se observó la aparición de unas

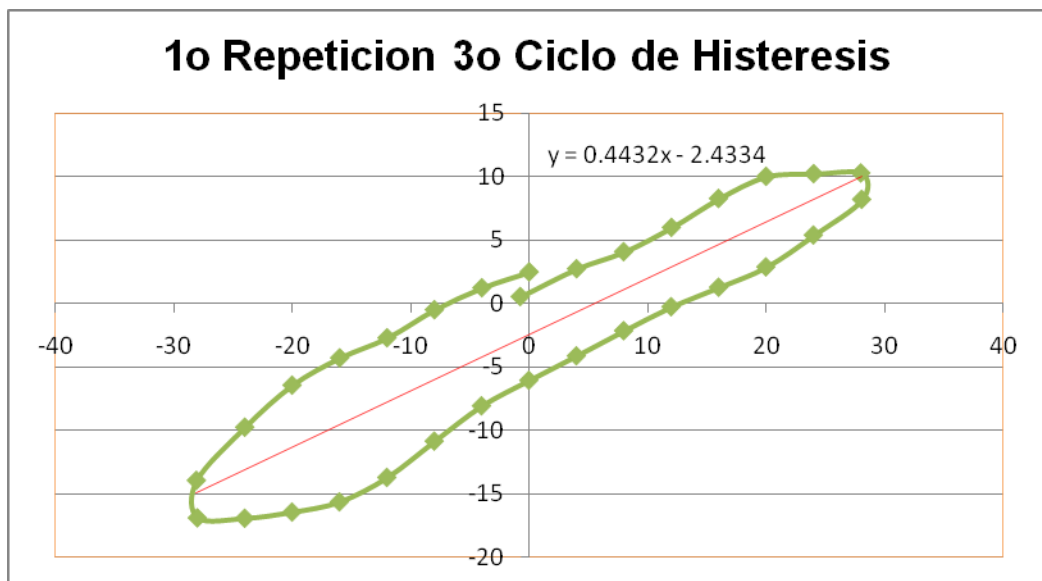
grietas en un lugar particular del espécimen, fue en la unión de la viga con la columna a lo ancho de la viga en su parte superior e inferior, siendo muy marcadas y bastante profundas (ver imágenes 18 y 19).

Imagen 19. Fisuras del 2 ciclo, parte inferior de la viga.



- Para el tercer ciclo de carga, el desplazamiento es de 30 mm y una duración total de 948 seg.

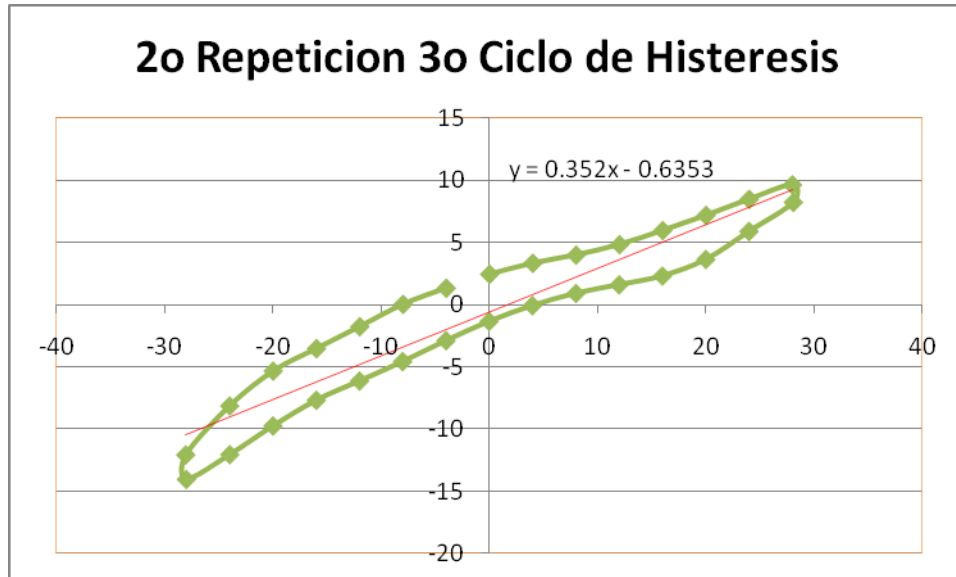
Figura 32. 1º repetición del 3º Ciclo de Histéresis.



Fuente: Autores.

En la primera parte del tercer ciclo tenemos que la mayor fuerza positiva realizada por el actuador fue de 10.25 Kn y la negativa de -16.94 Kn

Figura 33. 2º repetición del 3º Ciclo de Histéresis.



Fuente: Autores.

Imagen 20. Fisuras del 3 ciclo, nodo.



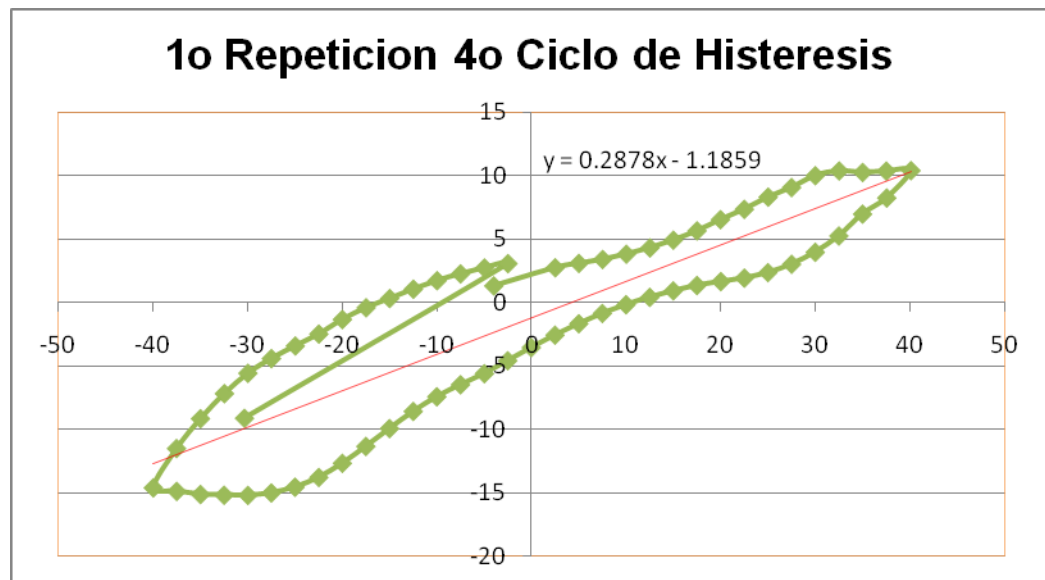
Para esta segunda repetición del tercer ciclo la mayor fuerza fue de 9.64 Kn y la negativa de -14.01 Kn; En este ciclo se observo la aparición de un gran número de fisuras en el centro del nodo, de igual forma siguieron avanzando las fisuras de la unión de la viga hacia las caras laterales de la misma. (Ver imágenes 20 y 21).

Imagen 21. Fisuras del 3º ciclo, nodo.



- Para el cuarto ciclo de carga, el desplazamiento es de 40 mm y una duración total de 1312 seg.

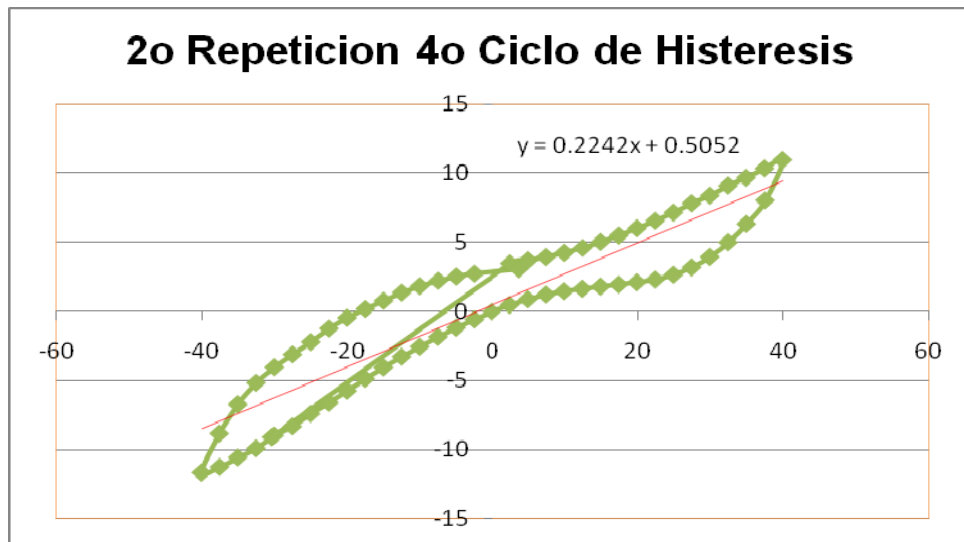
Figura 34. 1º repetición del 4º Ciclo de Histéresis.



Fuente: Autores.

En la primera parte del cuarto ciclo tenemos que la mayor fuerza positiva realizada por el actuador fue de 10.41 Kn y la negativa de -14.54 Kn.

Figura 35. 1º repetición del 4º Ciclo de Histéresis.



Fuente: Autores.

Imagen 22. Fisuras del 4º ciclo, nodo.



Para esta segunda repetición del cuarto ciclo la mayor fuerza fue de 11.01 Kn y la negativa de -11.63 Kn; Se vio un descascaramiento alrededor de las fisuras

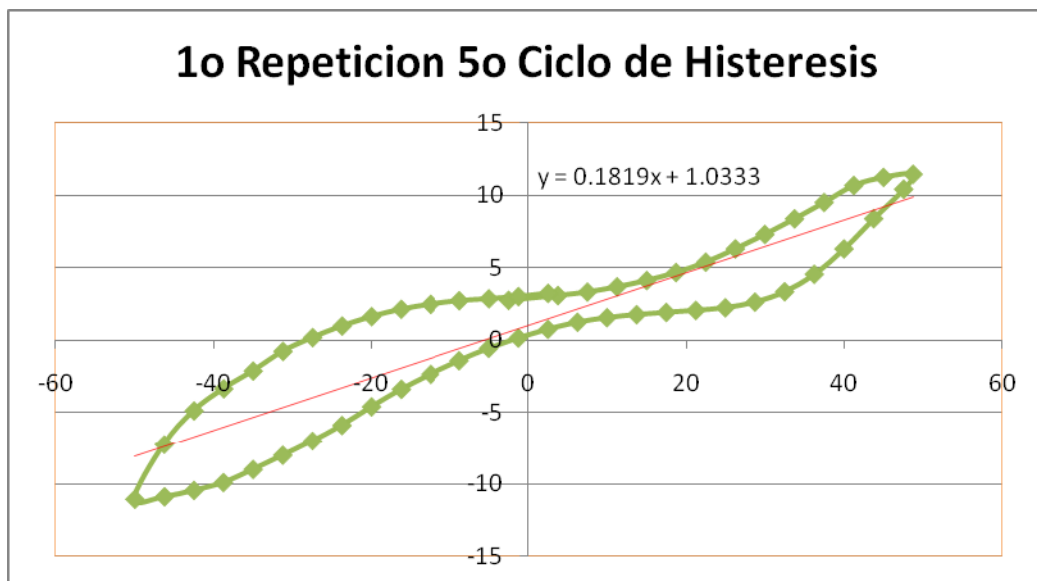
que avanzan de la parte superior e inferior de la viga, con tendencia a unirse. (Ver imágenes 22 y 23).

Imagen 23. Fisuras del 4º ciclo, nodo.



- Para el quinto ciclo de carga, el desplazamiento es de 50 mm y una duración total de 1615 seg.

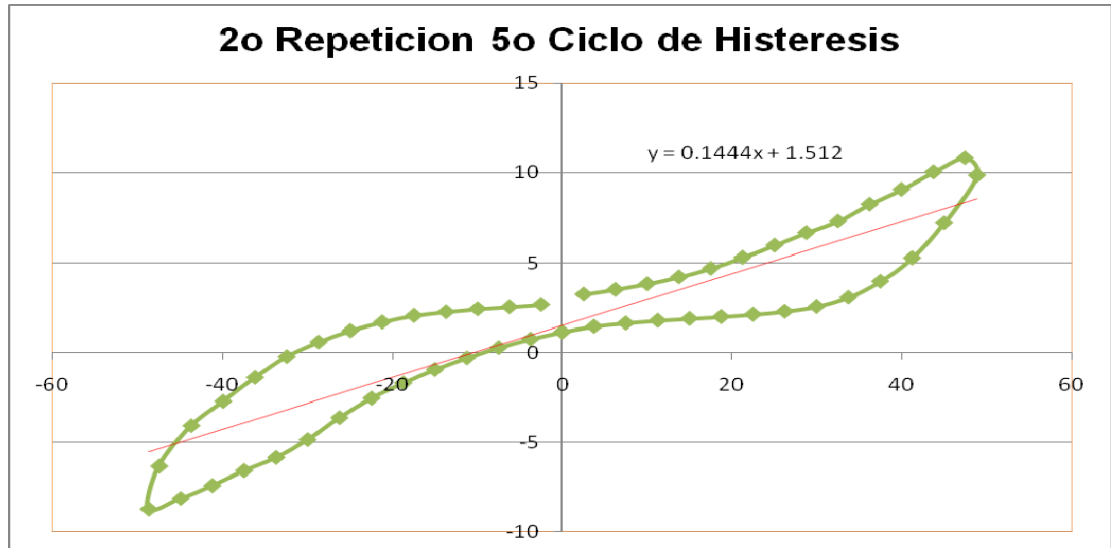
Figura 36. 1º repetición del 5º Ciclo de Histéresis.



Fuente: Autores.

En la primera parte del quinto ciclo tenemos que la mayor fuerza positiva realizada por el actuador fue de 11.46 Kn y la negativa de -11 Kn

Figura 37. 2^o repetición del 5^o Ciclo de Histéresis.



Fuente: Autores.

Imagen 24. Fisuras del 5^o ciclo, nodo.



Para esta segunda repetición del quinto ciclo la mayor fuerza fue de 10.82 Kn y la negativa de -8.07 Kn; Siguió el avance y la apertura de las grietas que se formaron

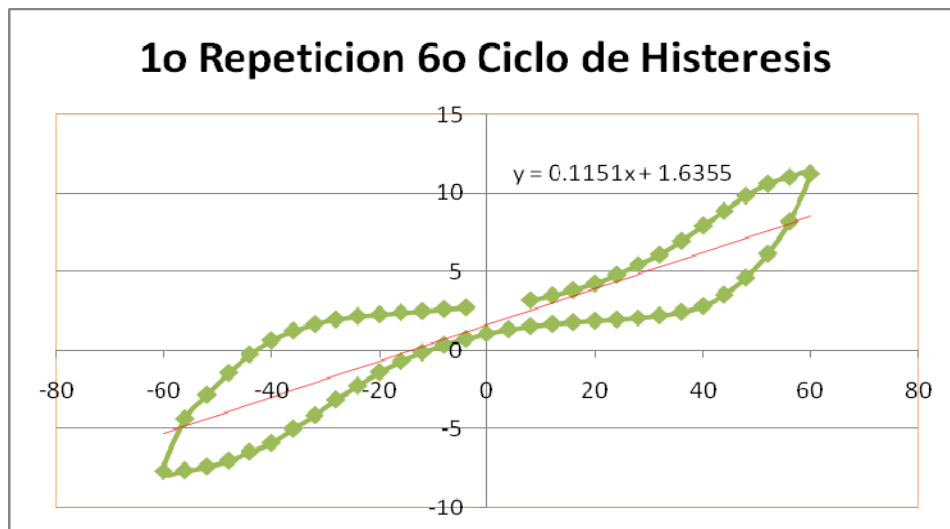
en la parte superior de e inferior de las viga, y se vio un crecimiento en las grietas encontradas en el centro del nodo, se comenzó a ver una forma de x en las fisuras que se presentan en el nodo. (Ver imágenes 24 y 25).

Imagen 25. Fisuras del 5º ciclo, nodo.



- Para el sexto ciclo de carga, el desplazamiento es de 60 mm y una duración total de 1906 seg.

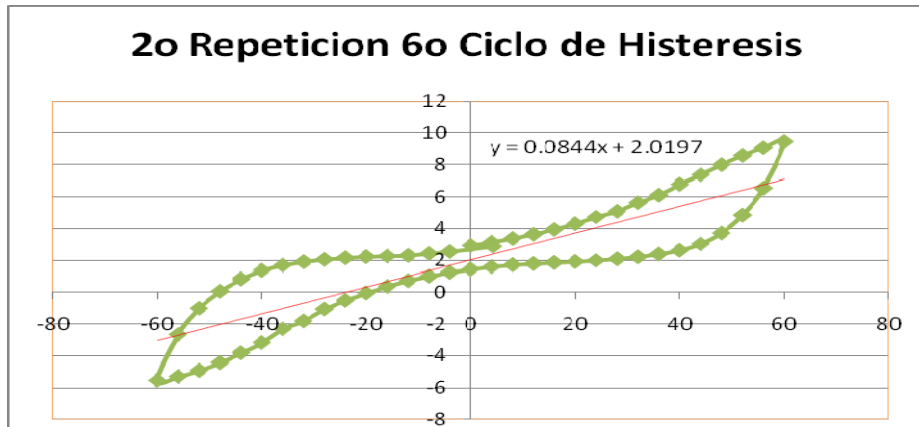
Figura 38. 1º repetición del 6º Ciclo de Histéresis.



Fuente: Autores.

En la primera parte del sexto tenemos que la mayor fuerza positiva realizada por el actuador fue de 11.24 Kn y la negativa de -7.69 Kn

Figura 39. 2º repetición del 6º Ciclo de Histéresis.



Fuente: Autores.

Para esta segunda repetición del sexto ciclo la mayor fuerza fue de 9.47 Kn y la negativa de -5.53 Kn; Siguió el avance y la apertura de las grietas que se formaron en la parte superior de e inferior de las viga, y se vio un crecimiento en las grietas encontradas en el centro del nodo, se comenzó a ver una forma de x en las fisuras que se presentan en el nodo. (Ver imágenes 26 y 27).

Imagen 26. Fisuras del 6º ciclo, nodo.

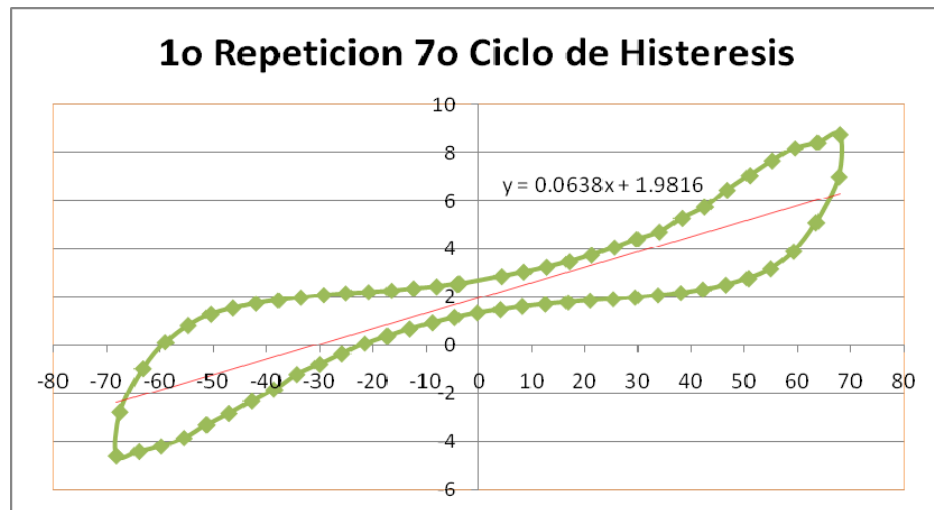


Imagen 27. Fisuras del 6º ciclo, nodo.



- Para el séptimo ciclo de carga, el desplazamiento es de 70 mm y una duración total de 1121 seg; de este solo se realizo un solo ciclo, porque la tendencia de la histéresis ya se estaba inclinando demasiado al eje x, esto quiere decir que el elemento ya fallo.

Figura 40. 1º repetición del 7º Ciclo de Histéresis.



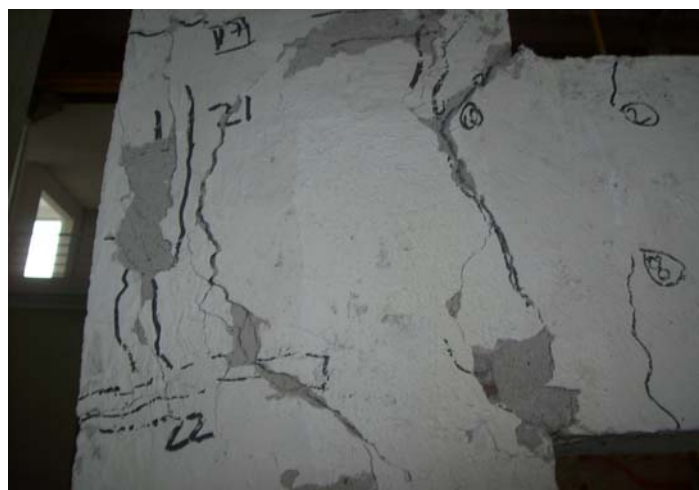
Fuente: Autores.

En la primera parte del séptimo ciclo tenemos que la mayor fuerza positiva realizada por el actuador fue de 8-7724 Kn y la negativa de -4.58 Kn, Se vio una degradación mayor en el sector del nodo, con un mayor descascaramiento, una unión de fisuras que salían desde la parte superior de la viga y se unen a otra fisura que se forma en la parte posterior de la columna, esto por el lado derecho del espécimen; Al lado izquierdo el comportamiento es un poco diferente se notaron unas fisuras paralelas a la columna con gran descascaramiento, aparecieron unas pocas en la columna por fuera del nodo.

Imagen 28. Fisuras del 7º ciclo, nodo.



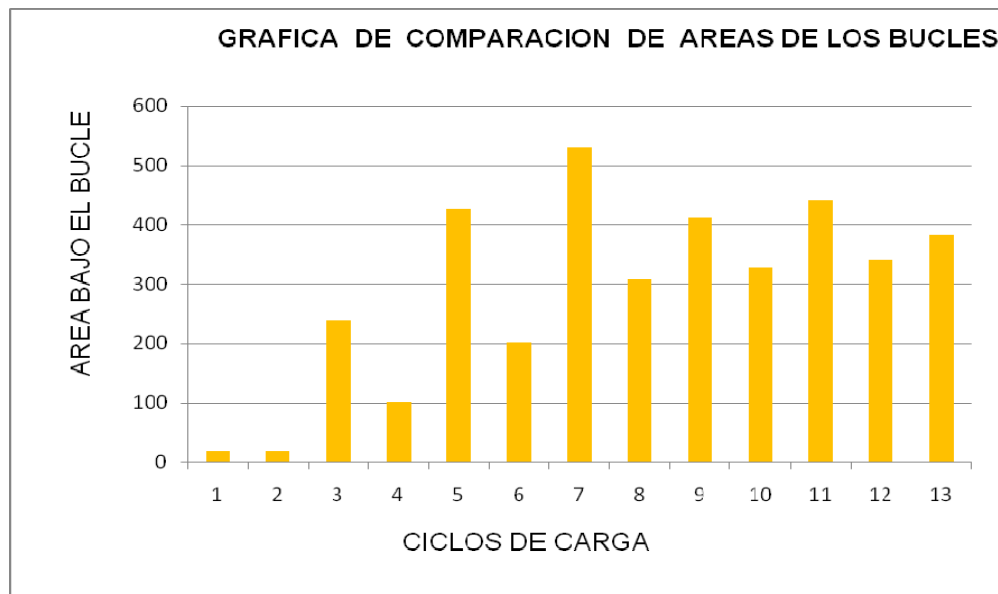
Imagen 29. Fisuras del 7º ciclo, nodo.



De los datos de la histéresis, se puede obtener otra información importante que ayuda a ver otros aspectos del comportamiento del espécimen a lo largo de la prueba; Estos son:

- La comparación del área de los bucles a lo largo de la prueba, esto da una medida de la capacidad de disipación de energía en cada ciclo de carga y descarga del espécimen. (ver figura 32).

Figura 41. Comparación de las áreas de los bucles.



Fuente: Autores.

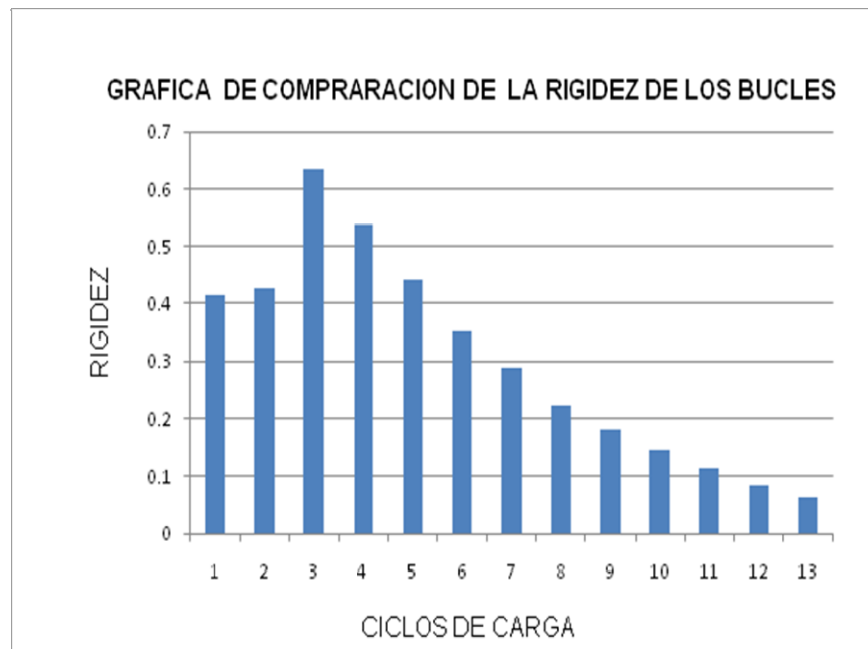
Tabla 5. Áreas de los bucles en los diferentes ciclos.

CICLO	AREA
1	18.28
2	18.71
3	239.88
4	102.18
5	426.92
6	201.83
7	529.81

8	307.29
9	411.72
10	327.40
11	441.28
12	340.56
13	382.91

- La comparación de la rigidez de cada bucle, llevando la curva de histéresis de cada ciclo a una recta de linealidad de la cual la pendiente, es una tendencia del comportamiento de la rigidez del espécimen, al transcurrir la prueba. (ver figura 33).

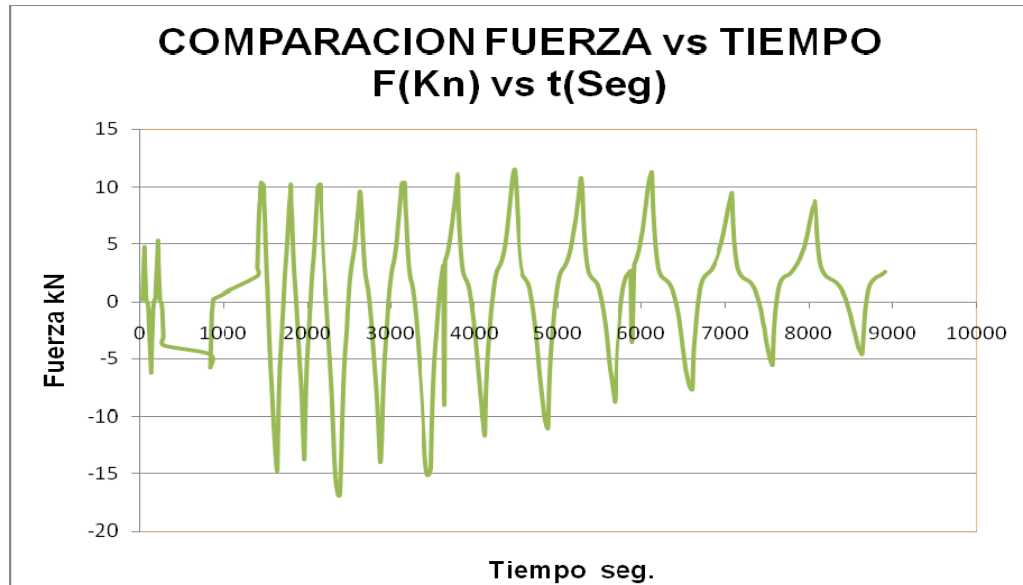
Figura 42. Comparación de la rigidez los bucles.



Fuente: Autores.

- Otro análisis que se pudo realizar, fue el de realizar una comparación de la fuerza aplicada a lo largo de toda la prueba, contra el tiempo de duración de la misma; esta nos ayuda a ver los momentos en los cuales el espécimen asimila la mayor cantidad de carga.

Figura 43. Comparación de la rigidez los bucles.



Fuente: Autores.

4. CONCLUSIONES

- Se diseño un método de prueba para evaluar el comportamiento de la unión viga columna en condiciones reales.
- Se elaboraron especímenes manejando una escala real de prueba.
- El ciclo de histéresis cumple con la conducta elasto-plastico, para representar el comportamiento de elementos de concreto.
- Los bucles de la histéresis proporcionan datos relevantes acerca del comportamiento de la prueba ciclo a ciclo, entre estos datos esta los de disipación de energía debido a la formación de rotulas plásticas o grietas dentro de la muestra.
- Se concluyó, que la energía que disipa el espécimen en el primer ciclo, es mínima, debido a que el elemento se recupera rápidamente.
- Se observo que, el elemento sufre un cansancio o fatiga, después de la segunda repetición del segundo ciclo y esto ocurre de este en adelante, ya que la energía disipada es menor.
- Se concluyo, que el espécimen después del primer ciclo de carga, pierde su rigidez de forma exponencial.

5. RECOMENDACIONES

- El actuador MTS, el marco, el apoyo inferior y el superior trabajaron de la forma esperada.
- Se recomienda la adecuación del gato hidráulico para garantizar fuerzas axiales.
- Se recomienda que el ciclo de carga tenga tres repeticiones por ciclo, para lograr una mejor interpretación y tener un mejor análisis del comportamiento del espécimen.
- Para posteriores estudios se debe diseñar el experimento teniendo en cuenta el número de especímenes por cada condición para esperar buena confiabilidad.
- Se recomienda la inversión instrumentos de medición, adecuados a la prueba con su respectiva calibración.

6. BIBLIOGRAFIA

- Coloquio sobre la Ingeniería y los Problemas de la Industria de la Construcción en Colombia; Control de Calidad: Una Necesidad Tecnológica para la Industria de la Construcción; Jaime Rojas Áreas.
- NSR – 98. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente; AIS.
- Building Design and Construction Handbook; Frederick S. Merritt y Jonathan T. Ricketts
- Diseño de Estructuras de Concreto; Arthur H. Nilson; con contribuciones de David Darwin; Santa Fe de Bogota : Mcgraw-Hill, 2000
- Reinforced Concrete Structures; Park R. and Paulay T.; Pág. 199-202
- Diseño de Concreto Reforzado; MCCORMAC, Jack C.
- NEHRP - National Earthquake Hazards Reduction Program. Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273.
- Metodología para la evaluación de la vulnerabilidad y riesgo sísmico de estructuras aplicando técnicas de simulación; Yepes F, 1996.
- ACI 352R-02 Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures Reported by Joint ACI-ASCE Committee 352 JUNE 18 1992.
- Comportamiento y diseño de estructuras de concreto reforzado, Sergio Alcocer, Centro nacional de prevención de desastres e Instituto de Ingeniería Pág. 271-283
- Estructuras de concreto reforzado / r. Park y t. Paulay, México: Limusa, 1999.
- Estructuras de acero. Métodos de análisis UCLM Pág. 1 – 12.
- Influence of concrete strength on the behavior of external RC beam-column joint. Hii Nguong.2007.
- Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing; ACI T1.1R-01.

7. ANEXOS

Anexo 1 Caracterización del Concreto.



**CENTRO CARACTERIZACION MATERIALES DE CONSTRUCCION
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

INFORME DEL DISEÑO DE MEZCLAS DE CONCRETO

SOLICITANTE	GRUPO INME	FECHA
RESISTENCIA SOLICITADA	3000	2010-MRZO - 09
CONSISTENCIA REQUERIDA	3	P.S.I 210Kg/cm ²
		PULGADAS DE SLUMP

RESULTADOS OBTENIDOS DE LOS AGREGADOS

AGREGADO GRUESO

descripcion y procedencia PESCADERO

Peso especifico (SSS)	<u>2600</u>	Kg/m ³
Peso unitario (SSS)	<u>1550</u>	Kg/m ³
Absorcion máxima	<u>1</u>	%
Tamaño máximo	<u>1</u>	pulgadas

AGREGADO FINO

descripcion y procedencia PESCADEO

Peso especifico (SSS)	<u>2650</u>	Kg/m ³
Peso unitario (SSS)	<u>1580</u>	Kg/m ³
Absorcion máxima	<u>1,5</u>	%
Modulo de finura	<u>2,73</u>	

DISEÑO POR METRO CUBICO DE CONCRETO

	Peso Kg	Volumen Ltrs
Agua	<u>190</u>	<u>190</u>
Cemento, Portland, tipo I	<u>350</u>	<u>116</u>
Agregado Fino	<u>700</u>	<u>269</u>
Agregado Grueso	<u>1126</u>	<u>425</u>

Proporciones 1 CEMENTO 2,0 ARENA 3,0 TRITURADO

Nota: DATOS EN PESO PARA 1M3 DE HORMIGON CON MATERIALES SECOS.

CEMENTO ARGOS ESTRUCTURAL , PESO ESPECIFICO 3,03. RELACION A/c .54

RESISTECIA A 7 DIAS . 2240 - 2280 A 28 DIAS : 3350 - 3330 P S I

DE ENCINO SANTANDER.

Diseño

VoBo

Anexo 2 Diseño de Platinas.

Diseño de la platina base:

Calculo del área de la platina: A

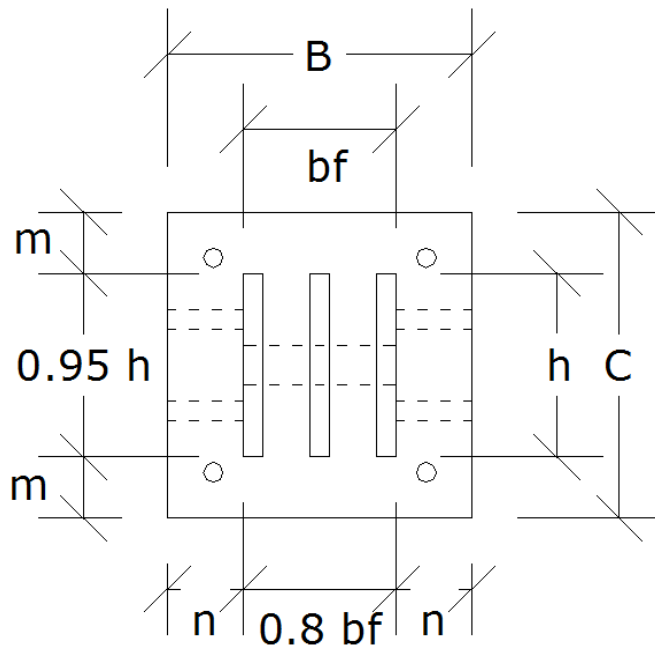
$$A = \frac{V}{F_p} = B \cdot C$$

V = Carga vertical sobre la columna

F_p = Esfuerzo de aplastamiento del concreto

$F_p = 0.25 \cdot f'_c$ Si toda la zapata es cubierta por la platina

$F_p = 0.375 \cdot f'_c$ Si aproximadamente sola la 3ª parte de la zapata es cubierta por la platina



La platina se diseño para soportar carga uniforme sobre el concreto de fundación

$$A = \frac{V}{F_p} = B \cdot C = \frac{300}{0.25 \cdot 21000} = 5.714 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2$$

Se tomo una sección de 0.25 m x

Calculo del espesor t

$$t = \sqrt{\frac{3 \cdot 10^{-2} \text{ m}^2}{F_p}}$$

$$t_{\min} = 19 \text{ mm}$$

$$p = \frac{V}{B \cdot C}$$

F_b = Esfuerzo admisible en flexión para la platina base

$$F_b = 0.75 \cdot f_y$$

$$p = \frac{V}{B \cdot C} = \frac{800}{0.0127} = 4800, \text{ se tomo un } m = n = 0.04$$

$$t = \sqrt{\frac{3pm^2}{F_t}} = 0.0115 \text{ m}; \text{ Se tomo una platina base de } \frac{1}{2}'' \text{ es decir de } 0.0127 \text{ m}$$

Diseño de platinas

Tipos de

fallas

	Reaccion en la base (kN) =	270.5
1. Fluencia en la Sección Total		

$\phi t =$	0.9
$P_n =$	$F_y \cdot A_g$

F.2-13

F_y (esfuerzo de fluencia en MPa) =	361
A_g (área bruta del miembro, mm ²) =	12500
P_n (fuerza nominal axial, kN) =	4512.50

$\phi t P_n$ (kN)		
=	4061.25	OK

2. Fractura en la Sección Neta Efectiva de los Elementos Conectados

ϕ t =	0.9
Pn =	Fy*Ae

F.2-14

Fu (resistencia a la tensión, MPa) =	361
Ae (área neta efectiva del miembro, mm ²) =	1587.5
Pn (fuerza nominal axial, kN) =	573.09

LINEAS CRITICAS

Ae = ancho crítico * t (F.2.2.2)

t =	6.35
ABCD (mm) =	250

ϕ t Pn (kN)		
=	515.78	OK

3. Corte en los tornillos

ϕ =	0.75
Pn=	Fv*Ab F.2.10.3.6

Fv (resistencia nominal al corte, MPa) =	330	hay roscas en los planos de corte
Ab (área nominal de los pernos, mm ²) =	1013.41	doble cortante
número de pernos =	3	
Pn (fuerza nominal axial, kN) =	1003.28	

$\phi t =$	752.46	OK
------------	--------	----

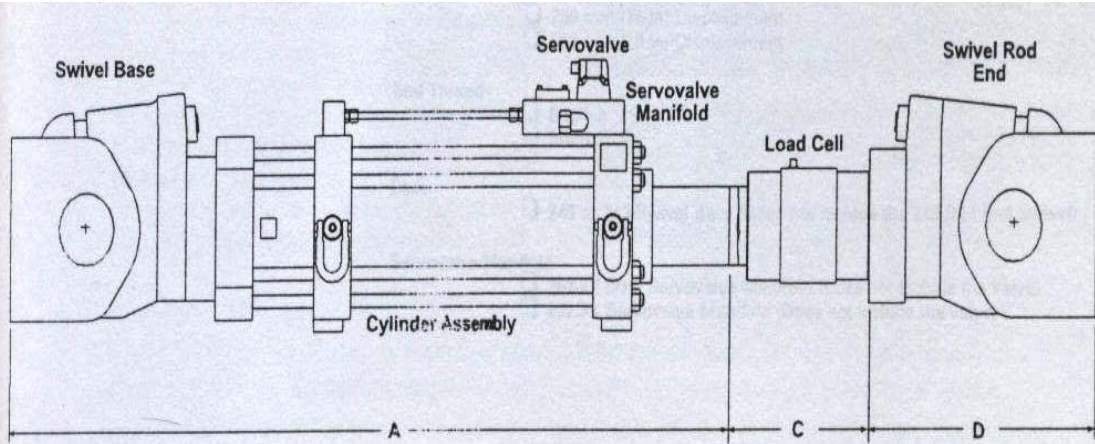
4. Aplastamiento en Agujeros de Pernos

$\phi t =$	0.75	
$Rn = 2.4*d*t*Fu$		F.2.10.3.10

Fu (resistencia a la tensión de la parte crítica, MPa)	=	486
d (diámetro del perno, mm)	=	25.4
t (espesor de la parte crítica conectada, mm)	=	12.7
número de pernos	=	3
Pn (fuerza nominal axial, kN)	=	1128.77

$\phi t Pn (kN)=$	846.58	OK
-------------------	--------	----

Anexo 3. Datos del Actuador.



Model	Stroke		Cylinder w/ Swivel Base *(A)		Load Cell & Mounting Hardware Length **(C)		Swivel Head Length **(D)	
	mm	in	mm	in	mm	in	mm	in
243.17T	250	10	930	36.6	145	5.7	181	7.12
	500	20	1311	51.6				
243.20T	250	10	996	39.2	145	5.7	264	10.4
	500	20	1377	54.2				
243.25T	250	10	1001	39.4	145	5.7	264	10.4
	500	20	1382	54.4				
243.30T	250	10	1008	39.7	267	10.5	264	10.4
	500	20	1389	54.7				
243.35T	250	10	1115	43.9	267	10.5	356	14
	500	20	1496	58.9				
243.40T	250	10	1118	44.0	267	10.5	356	14
	500	20	1499	59.0				
243.45T	250	10	1232	48.5	301	11.9	406	16
	500	20	1613	63.5				
243.60T	250	10	1422	56.0	489	19.25	457	18
	500	20	1803	71.0				
243.70T	250	10	1562	61.5	457	18.0	546	21.5
	500	20	1943	76.5				
243.80T	Contact MTS for specific dimensional information							
243.90T	Contact MTS for specific dimensional information							

* Dimensions are lengths with the actuator positioned at mid-stroke.
 ** Dimensions include spiral washers or other mounting hardware for attachment of the load cell and swivel head assembly.
 All Specifications are subject to change. Please contact MTS for specifications critical to your application.

Anexo 4. Caracterización de Acero.



	CENTRO CARACTERIZACION MATERIALES DE CONSTRUCCION	Código F-PS-02
	RESULTADOS ENSAYO DE TRACCION BARRA ACERO CORRUGADAS/LISA	version 01 pag 1 de 1

INFORME No LRM 040410

FECHA DE ENSAYO	ABRIL 14 DE 2010	CONSTRAMUESTRA	NO
CLIENTE		MATERIAL	BARRA CORRUGADA
OBRA		No ESPECIMEN	1
PROCEDENCIA		NORMA REFERENCIA	NTC 2289

CONDICIONES DE ENSAYO

EQUIPO	MAQUINA UNIVERSAL DE ENSAYOS MTS
CAPACIDAD EQUIPO	500KN
PUNTO DE CARGA	AXIAL
VELOCIDAD DE ENSAYO	0,18MM/Seg
TEMPERATURA DE ENSAYO	20°C

CARACTERISTICAS DEL ESPECIMEN

		ESPECIMEN 1		ESPECIMEN 2	
		N	E	N	E
DIAMETRO	mm	15,9	16,4		
AREA	cm ²	1,99	2,1		
MASA LINEAL	kg/m	1,552	1,601		
PERIMETRO	mm	49,9	51,52		
ALTURA PROMEDIO RESALTES	mm	0,71	0,78		
SEPRACION PROMEDIO RESALTES	mm	6,1	6,9		

PROPIEDADES MECANICAS

		ESPECIMEN 1		ESPECIMEN 2	
		N	E	N	E
ESFUERZO MINIMO DE TRACCION	KN	109,2	120		
	P.S.I	80000	83265		
ESFUERZO MINIMO DE FLUENCIA	KN	82	89		
	P.S.I	60000	61755		
ESFUERZO MAXIMO DE FLUENCIA	KN	106,5	110		
	P.S.I	78000	76326		
ESFUERZO DE ROTURA	KN	N.A	85,3		
ELONGACION	%	14	17		
DOBLES	180°	N.A		N.A	

E: VALORES EQUIVALENTES ESPECIMEN

N: VALORES NOMINALES NORMA

N.A: NO APLICA

OBSERVACIONES

ENSAYO
Jaime Alberto Cadena
Lab. Resistencia De Materiales

Reviso
Ing Eduardo Castañeda
Jefe De Laboratorio

VoBo
German Garcia Vera
Dir. Escuela Ing Civil

Escuela de Ingeniería Civil
Ciudad Universitaria, Carrera 27 - Calle 9
PBX: (+57 7) 634 4000 Ext. 2485 - FAX: (+57 7) 632 0744, Bucaramanga, Colombia
URI: <http://albatros.uis.edu.co> - E-mail: esciv@uis.edu.co





	CENTRO CARACTERIZACION MATERIALES DE CONSTRUCCION	Código F-PS-02
	RESULTADOS ENSAYO DE TRACCION BARRA ACERO CORRUGADAS/LISA	version 01 pag 1 de 1

INFORME No LRM 040410

FECHA DE ENSAYO	ABRIL 14 DE 2010	CONSTRAMUESTRA	NO
CLIENTE		MATERIAL	BARRA CORRUGADA
OBRA		No ESPECIMEN	1
PROCEDENCIA		NORMA REFERENCIA	NTC 2289

CONDICIONES DE ENSAYO

EQUIPO	MAQUINA UNIVERSAL DE ENSAYOS MTS
CAPACIDAD EQUIPO	500KN
PUNTO DE CARGA	AXIAL
VELOCIDAD DE ENSAYO	0,18MM/Seg
TEMPERATURA DE ENSAYO	20°C

CARACTERISTICAS DEL ESPECIMEN

		ESPECIMEN 1		ESPECIMEN 2	
		N	E	N	E
DIAMETRO	mm	12,7	12,44		
AREA	cm ²	1,29	1,215		
MASA LINEAL	kg/m	0,994	0,923		
PERIMETRO	mm	39,9	39,1		
ALTURA PROMEDIO RESALTES	mm	0,51	0,6		
SEPRACION PROMEDIO RESALTES	mm	4,9	5,3		

PROPIEDADES MECANICAS

		ESPECIMEN 1		ESPECIMEN 2	
		N	E	N	E
ESFUERZO MINIMO DE TRACCION	KN	71	75		
	P.S.I	80000	89947		
ESFUERZO MINIMO DE FLUENCIA	KN	53	55		
	P.S.I	60000	65961		
ESFUERZO MAXIMO DE FLUENCIA	KN	69	64,5		
	P.S.I	78000	77354		
ESFUERZO DE ROTURA	KN	N.A	74,8		
ELONGACION	%	14	16,3		
DOBLES	180°	N.A		N.A	

E: VALORES EQUIVALENTES ESPECIMEN

N: VALORES NOMINALES NORMA

N.A: NO APLICA

OBSERVACIONES

ENSAYO
Jaime Alberto Cadena
Lab. Resistencia De Materiales

Reviso
Ing Eduardo Castañeda
Jefe De Laboratorio

VoBo
German Garcia Vera
Dir. Escuela Ing Civil

Escuela de Ingeniería Civil
Ciudad Universitaria, Carrera 27 - Calle 9
PBX: (+57 7) 634 4000 Ext. 2485 - FAX: (+57 7) 632 0744, Bucaramanga, Colombia
URL: <http://albatros.uis.edu.co> - E-mail esciv@uis.edu.co

