



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS DE GRADO

PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

TEMA: “ESTUDIO DE LA RELACIÓN MOMENTO – CURVATURA COMO HERRAMIENTA PARA ENTENDER EL COMPORTAMIENTO DE SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO”

AUTOR: CHRISTIAN DAVID MEDINA ROBALINO

TUTOR: ING. M.SC. VÍCTOR HUGO PAREDES

AMBATO – ECUADOR

2012

CERTIFICACIÓN

Certifico que la presente tesis de grado realizada por el Señor Christian David Medina Robalino egresado de la carrera de Ingeniería Civil de Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, es un trabajo personal e inédito que se desarrolló bajo mi tutoría; con el tema: **“ESTUDIO DE LA RELACIÓN MOMENTO – CURVATURA COMO HERRAMIENTA PARA ENTENDER EL COMPORTAMIENTO DE SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO”**, acogándose a la modalidad de trabajo estructurado de manera independiente.

Es todo en cuanto puedo certificar en honor a la verdad.

Ing. M.Sc. Víctor Hugo Paredes

TUTOR DE TESIS

AUTORÍA

La responsabilidad del contenido presentado en la tesis de grado: **“ESTUDIO DE LA RELACIÓN MOMENTO – CURVATURA COMO HERRAMIENTA PARA ENTENDER EL COMPORTAMIENTO DE SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO”**, nos corresponde exclusivamente a mi Christian David Medina Robalino autor del trabajo, y al Ing. M.Sc. Víctor Hugo Paredes tutor de tesis.

Christian David Medina Robalino

AUTOR

Ing. M.Sc. Víctor Hugo Paredes

TUTOR DE TESIS

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Calificación de Grado aprueban el trabajo de investigación con el tema: **“ESTUDIO DE LA RELACIÓN MOMENTO – CURVATURA COMO HERRAMIENTA PARA ENTENDER EL COMPORTAMIENTO DE SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO”**, elaborado por el señor Christian David Medina Robalino, egresado de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato.

Para constancia firman:

DEDICATORIA

A mi madre, a quien Dios quiso llamarla con premura y no le fue posible estar presente en la culminación de mi carrera profesional. A ella le dedico pues estoy seguro que me está observando, y que hasta el último de mis días me acompañará con su bendición; y le prometo que este es solamente el primero de muchos éxitos y metas cumplidas más.

A ti mi Ángel de la Guarda.

Christian.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por permitirme estar aquí y poder haber culminado una etapa más de mi vida.

Quiero expresar mi más profundo agradecimiento a mi padre Wilson, quien durante toda mi vida me ha brindado el apoyo y el ejemplo necesarios para jamás dejarme vencer; y quien durante mi carrera supo transmitirme todos sus valiosos conocimientos para desarrollarme como un profesional de éxito.

Un especial y sincero agradecimiento a mi hermano Santiago, quien me ha servido como ejemplo de vida y de superación profesional; quien de igual manera me guió hacia el sendero del conocimiento y que aportó de manera significativa para la ejecución del presente proyecto de investigación.

A mi hermana Aylen, mi confidente y amiga en quien siempre puedo confiar, quien me ayuda con sus consejos y que cada día me alienta a salir adelante, gracias. De la misma forma a mi novia Lidita quien me brindó su apoyo incondicional y su comprensión y quien siempre estuvo a mi lado y supo levantarme el ánimo. Gracias también a Cumandá quien me ha respaldado en todo momento en cualquier meta que me he trazado.

Mis más sinceras gracias al Ing. M.Sc. Víctor Hugo Paredes, tutor de mi tesis, que aportó con su conocimiento a la elaboración de la tesis; al mismo tiempo a todos mis maestros quienes me formaron con sapiencia en esta bella carrera.

A todos ellos y a muchas personas más, gracias, pues sin su ayuda esto no hubiese sido posible.

Christian.

ÍNDICE GENERAL DE CONTENIDOS

A. PÁGINAS PRELIMINARES

Portada	i
Certificación	ii
Autoría	iii
Aprobación del Tribunal de Grado	iv
Dedicatoria	v
Agradecimientos	vi
Índice General de Contenidos	vii
Índice de Figuras y Cuadros	xiii
Resumen Ejecutivo	xvii

B. TEXTO

Introducción	xviii
--------------	-------	-------

CAPÍTULO I EL PROBLEMA

1.1. Tema	1
1.2. Planteamiento del problema	1
1.2.1 Contextualización	1
1.2.2 Análisis crítico	2
1.2.3 Prognosis	3
1.2.4 Formulación del problema	3
1.2.5 Interrogantes	4
1.2.6 Delimitación del objeto de la investigación.....		4
1.2.6.1 De Contenido	4
1.2.6.2 Espacial	5
1.2.6.3 Temporal	5
1.3 Justificación	5
1.4 Objetivos	6

1.4.1 Objetivo General	6
1.4.1 Objetivos Específicos	7
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO	
2.1 Antecedentes Investigativos	8
2.2 Fundamentación Filosófica	9
2.3 Fundamentación Legal	9
2.4 Categorías Fundamentales	11
2.4.1 Supraordinación de Variables	11
2.4.2 Definiciones de la Variable Dependiente	12
2.4.2.1 Comportamiento de Secciones de Hormigón Armado	12
2.4.2.2 Tipos de Falla en Secciones de Hormigón Armado	15
2.4.2.3 Desempeño Sísmico	16
2.4.2.4 Niveles de Desempeño	17
2.4.2.5 Estados Límite de Diseño de la Sección	19
2.4.2.6 Límites de Deformación para el Análisis Momento - Curvatura	21
2.4.3 Definiciones de la Variable Independiente	23
2.4.3.1 Curvatura	23
2.4.3.2 Diagramas Momento – Curvatura	24
2.4.3.3 Aplicaciones de la relación Momento – Curvatura	24
2.4.3.3.1 Ductilidad por Curvatura	24
2.4.3.3.2 Reserva de Ductilidad por Curvatura	25
2.4.3.3.3 Redistribución de Momentos	26
2.4.3.3.4 Inercias Agrietadas	27
2.4.3.3.5 Índices de Daño Sísmico Local	28
2.4.3.3.6 Rótula Plástica	29
2.4.3.4 Diagramas Esfuerzo Deformación de los Materiales	30
2.4.3.5 Comportamiento No Lineal del Material	34
2.4.3.6 Diseño Sismo Resistente por Desempeño	35
2.5 Hipótesis	36

2.6 Señalamiento de Variables	36
CAPÍTULO III METODOLOGÍA		
3.1. Enfoque	37
3.2 Modalidad Básica de la investigación	37
3.3 Nivel o Tipo de Investigación	38
3.4 Población y Muestra	38
3.5 Operacionalización de Variables	39
3.5.1 Operacionalización de la Variable Independiente.....		39
3.5.2 Operacionalización de la Variable Dependiente.....		40
3.6 Recolección de la información	41
3.6. Plan de procesamiento de la información	42
CAPITULO IV ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS		
4.1 Análisis de los Resultados	43
4.1.1 Análisis de la Encuesta a Estudiantes	43
4.1.2 Análisis de la Encuesta a Docentes	53
4.2 Interpretación de Datos	60
4.2.1 Interpretación de Datos de la Encuesta a Estudiantes.....		60
4.2.2 Interpretación de Datos de la Encuesta a Docentes.....		61
4.3. Verificación de la hipótesis	61
CAPÍTULO V CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		
5.1. Conclusiones	62
5.2. Recomendaciones	63
CAPÍTULO VI PROPUESTA		
6.1 Datos informativos	65
6.2 Antecedentes de la propuesta	66
6.3 Justificación	68
6.4 Objetivos	69

6.4.1 Objetivo General	69
6.4.2 Objetivos Específicos	69
6.5. Análisis de factibilidad	70
6.6. Fundamentación	70
6.6.1 Análisis de la Relación Momento – Curvatura Para Elementos Sujetos A Flexión Simple (Vigas)	70
6.6.1.1 Sección de Diseño	70
6.6.1.2 Diagrama Momento – Curvatura de la Sección (Cálculo Manual)	72
6.6.1.3 Diagrama Momento – Curvatura de la Sección (USC - RC)	78
6.6.1.3.1 Selección del Sistema de Unidades	80
6.6.1.3.2 Propiedades de la Sección	81
6.6.1.3.3 Propiedades del Concreto	81
6.6.1.3.4 Propiedades del Acero de Refuerzo Transversal	84
6.6.1.3.5 Propiedades del Acero de Refuerzo Longitudinal	85
6.6.1.3.6 Comportamiento del Acero	88
6.6.1.3.7 Parámetros de Análisis	92
6.6.1.3.8 Obtención del Diagrama Momento – Curvatura de la Sección	94
6.6.1.4 Puntos Importantes del Diagrama Momento – Curvatura	98
6.6.1.4.1 Fluencia	98
6.6.1.4.2 Servicio	99
6.6.1.4.3 Control de Daño	100
6.6.1.4.4 Último	104
6.6.1.5 Idealización Bi Lineal	106
6.6.1.6 Inercia Agrietada de la Sección (Elástica)	108
6.6.1.7 Inercia Agrietada de la Sección (Plástica)	110
6.6.1.8 Límites de Deformación en la Idealización Bi Lineal	111
6.6.1.9 Longitud de Rótula Plástica	113
6.6.1.10 Índice de Daño Local	118
6.6.1.11 Rotación Plástica	120
6.6.1.12 Ductilidad por Curvatura	122

6.6.1.13 Incorporación de los Efectos por Corte.....	124
6.6.1.13.1 Capacidad a Corte del Hormigón	127
6.6.1.13.2 Capacidad a Corte del Acero	132
6.6.1.13.3 Momento Cortante de la Sección	133
6.6.1.14 Conclusiones Finales Del Comportamiento De La Sección De Hormigón Armado Momento Cortante de la Sección.....	135
6.6.2 Análisis de la Relación Momento – Curvatura Para Elementos Sujetos A Flexo – Compresión (Columnas)	138
6.6.2.1 Sección de Diseño	138
6.6.2.2 Diagrama Momento – Curvatura de la Sección (Cálculo Manual)	139
6.6.2.3 Diagrama Momento – Curvatura de la Sección (USC - RC).....	145
6.6.2.3.1 Selección del Sistema de Unidades.....	146
6.6.2.3.2 Propiedades de la Sección	146
6.6.2.3.3 Propiedades del Concreto	147
6.6.2.3.4 Propiedades del Acero de Refuerzo Transversal.....	148
6.6.2.3.5 Propiedades del Acero de Refuerzo Longitudinal.....	149
6.6.2.3.6 Comportamiento del Acero	150
6.6.2.3.7 Parámetros de Análisis	150
6.6.2.3.8 Obtención del Diagrama Momento – Curvatura de la Sección... ..	151
6.6.2.4 Puntos Importantes del Diagrama Momento – Curvatura.....	154
6.6.2.4.1 Fluencia	154
6.6.2.4.2 Servicio	155
6.6.2.4.3 Control de Daño	156
6.6.2.4.4 Último	158
6.6.2.5 Idealización Bi Lineal	159
6.6.2.6 Inercia Agrietada de la Sección (Elástica).....	161
6.6.2.7 Inercia Agrietada de la Sección (Plástica).....	162
6.6.2.8 Límites de Deformación en la Idealización Bi Lineal.....	162
6.6.2.9 Longitud de Rótula Plástica	165
6.6.2.10 Índice de Daño Local	169

6.6.2.11 Rotación Plástica	171
6.6.2.12 Ductilidad por Curvatura	172
6.6.2.13 Incorporación de los Efectos por Corte.....	174
6.6.2.13.1 Capacidad a Corte del Hormigón	175
6.6.2.13.2 Capacidad a Corte del Acero	179
6.6.2.13.3 Momento Cortante de la Sección	179
6.6.2.14 Conclusiones Finales Del Comportamiento De La Sección De Hormigón Armado Momento Cortante de la Sección.....	182
6.6.3 Influencia del Área de Acero Longitudinal en la Ductilidad de un Elemento Trabajando a Flexo – Compresión	184
6.6.3.1 Sección Armada con el 1%	185
6.6.3.2 Sección Armada con el 2%	186
6.6.3.3 Sección Armada con el 3%	187
6.6.3.4 Sección Armada con el 4%	188
6.6.3.5 Sección Armada con el 5%	189
6.6.3.6 Conclusiones	190
6.6.4 Influencia del Área de Acero Transversal en la Ductilidad de un Elemento Trabajando a Flexo – Compresión	192
6.6.4.1 Sección Armada Con EL 3%, Est. 1ø10mm@25cm (2 Ramales)...	193
6.6.4.2 Sección Armada Con EL 3%, Est. 1ø10mm@15cm (2 Ramales)...	194
6.6.4.3 Sección Armada Con EL 3%, Est. 2ø10mm@25cm (4 Ramales)...	195
6.6.4.4 Sección Armada Con EL 3%, Est. 2ø10mm@15cm (4 Ramales)...	196
6.6.4.5 Conclusiones	197
6.7 Metodología. Modelo Operativo	198
6.8. Administración	199
6.9 Previsión de la Evaluación	199
 C. MATERIALES DE REFERENCIA	
Bibliografía	201

ÍNDICE DE FIGURAS Y CUADROS

Figura 2.1 Puntos importantes de la Curva Esfuerzo – Deformación del Acero	14
Figura 2.2 Distribución de deformaciones para cada uno de los tres tipos de falla	16
Figura 2.3 Estados Límite de Diseño de Secciones de H.A.....	20
Figura 2.4 Representación gráfica de la Curvatura de una sección de H.A....	23
Figura 2.5 Modelo Trilineal y un Momento actuante ante un sismo severo....	26
Figura 2.6 Formación de Rótula Plástica y Longitud de Penetración.....	30
Figura 2.7 (a) Modelos del hormigón no confinado.....	31
Figura 2.7 (b) Modelos del hormigón no confinado.....	31
Figura 2.8 Modelos del Acero	32
Figura 2.9 Modelo de Mander $\sigma - \xi$ para el concreto confinado y no Confinado	33
Figura 2.9 Modelo de Park $\sigma - \xi$ del Acero	33
Figura 6.1 Planta Tipo de la Estructura en Análisis.....	66
Figura 6.2 Elevación en sentido X de la Estructura.....	67
Figura 6.3 Elevación en sentido Y de la Estructura.....	67
Figura 6.4 Viga en Análisis	71
Figura 6.5 Sección en Análisis	71
Figura 6.6 Diagrama de Esfuerzos y Deformaciones de la Sección.....	73
Figura 6.7 Cuadro de Iteración de c	74
Figura 6.8 Modelo de la Curva $\sigma - \xi$ del Acero desarrollada por USC.....	79
Figura 6.9 Ventana de Inicio del Programa USC_RC.....	79
Figura 6.10 Selección del Sistema de Unidades.....	80
Figura 6.11 Tipos de Sección	81
Figura 6.12 Propiedades de la Sección	82
Figura 6.13 Propiedades del Concreto	83

Figura 6.14 Propiedades del Acero Transversal.....	84
Figura 6.15 Propiedades del Acero Longitudinal.....	85
Figura 6.16 Cuadro de Armado Uniforme	87
Figura 6.17 Cuadro de Armado de la Sección.....	88
Figura 6.18 Comportamiento del Acero	88
Figura 6.19 Comportamiento Histerético del Acero.....	92
Figura 6.20 Ícono de Parámetros de Análisis.....	92
Figura 6.21 Parámetros de Análisis	93
Figura 6.22 Ícono de Análisis Momento – Curvatura.....	94
Figura 6.23 Asignación de la Carga Axial	94
Figura 6.24 Diagrama Momento – Curvatura de la Sección.....	95
Figura 6.25 Datos Diagrama Momento – Curvatura de la Sección.....	97
Figura 6.26 Tabla del Factor de Efectividad del Confinamiento Ce.....	101
Figura 6.27 Número de Ramales	102
Figura 6.28 Puntos Importantes del Diagrama M - \emptyset	105
Figura 6.29 Diagrama M – \emptyset incorporado los límites de deformación.....	106
Figura 6.30 Diagrama Bi – Lineal de la Sección.....	108
Figura 6.31 Diagrama Bi – Lineal de la Sección.....	112
Figura 6.32 Diagrama de Momentos de la viga en estudio.....	115
Figura 6.33 Deformada de la viga en estudio.....	115
Figura 6.34 Punto de Inflexión de la Viga	116
Figura 6.35 Longitud y Ubicación de la Rótula Plástica.....	118
Figura 6.36 Momento de Demanda	119
Figura 6.37 Relación Fuerza Cortante y l Ductilidad ATC – 6 (1981).....	125
Figura 6.38 Capacidad a Fuerza Cortante de la Sección.....	133
Figura 6.39 Tabla de Capacidad a Corte y Flexión de la Sección.....	134
Figura 6.40 Diagrama de Capacidad a Corte y Flexión de la Sección.....	134
Figura 6.41 Columna en Análisis	138
Figura 6.42 Sección en Análisis	139
Figura 6.43 Diagrama de Carga Axial	140

Figura 6.44 Diagrama de Esfuerzos y Deformaciones de la Sección.....	141
Figura 6.45 Cuadro de Iteración de c	142
Figura 6.46 Selección del Sistema de Unidades.....	146
Figura 6.47 Propiedades de la Sección	146
Figura 6.48 Propiedades del Concreto	147
Figura 6.49 Propiedades del Acero Transversal.....	148
Figura 6.50 Propiedades del Acero Longitudinal.....	149
Figura 6.51 Cuadro de Armado de la Sección.....	149
Figura 6.52 Comportamiento del Acero	150
Figura 6.53 Parámetros de Análisis	150
Figura 6.54 Asignación de la Carga Axial	151
Figura 6.55 Diagrama Momento – Curvatura de la Sección.....	152
Figura 6.56 Datos Diagrama Momento – Curvatura de la Sección.....	154
Figura 6.57 Número de Ramales	156
Figura 6.58 Puntos Importantes del Diagrama M - \emptyset	159
Figura 6.59 Diagrama M – \emptyset incorporado los límites de deformación.....	159
Figura 6.60 Diagrama Bi – Lineal de la Sección.....	161
Figura 6.61 Diagrama Bi – Lineal de la Sección.....	164
Figura 6.62 Diagrama de Momentos de la columna en estudio... ..	166
Figura 6.63 Deformada de la columna en estudio.....	166
Figura 6.64 Punto de Inflexión de la Columna.....	167
Figura 6.65 Longitud y Ubicación de la Rótula Plástica.....	168
Figura 6.66 Momento de Demanda	170
Figura 6.67 Capacidad a Fuerza Cortante de la Sección.....	180
Figura 6.68 Tabla de Capacidad a Corte y Flexión de la Sección.....	180
Figura 6.69 Diagrama de Capacidad a Corte y Flexión de la Sección.....	181
Figura 6.70 Sección a Analizar	184
Figura 6.71 Diagrama de Capacidad de la Sección 1%.....	185
Figura 6.72 Diagrama de Capacidad de la Sección 2%.....	186
Figura 6.73 Diagrama de Capacidad de la Sección 3%.....	187

Figura 6.74 Diagrama de Capacidad de la Sección 4%.....	188
Figura 6.75 Diagrama de Capacidad de la Sección 4%.....	189
Figura 6.76 Diagrama M – Ø para diferentes porcentajes.....	190
Figura 6.77 Sección a Analizar	192
Figura 6.78 Diagrama de Capacidad de la Sección 3% Est 1Φ10@25.....	193
Figura 6.79 Diagrama de Capacidad de la Sección 3% Est 1Φ10@15.....	194
Figura 6.80 Diagrama de Capacidad de la Sección 3% Est 2Φ10@25.....	195
Figura 6.81 Diagrama de Capacidad de la Sección 3% Est 2Φ10@15.....	196

RESUMEN EJECUTIVO

Tema: “ESTUDIO DE LA RELACIÓN MOMENTO – CURVATURA COMO HERRAMIENTA PARA ENTENDER EL COMPORTAMIENTO DE SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO”

Autor: Christian David Medina Robalino

Tutor: Ing. M.Sc. Víctor Hugo Paredes

Fecha: Noviembre 2012

En primer lugar se ha realizado un estudio del nivel de conocimiento en el que se encuentran actualmente los estudiantes de la FICM de la UTA a cerca del comportamiento plástico de las secciones de hormigón armado; así como también se realizó un estudio de la importancia que tiene esta temática en el campo de la Ingeniería Civil.

Con el fin de darle solución al problema se plantea una propuesta que consiste en una guía de aplicación de la relación Momento – Curvatura de secciones de hormigón armado, a manera de un análisis paso a paso, a partir del cual es posible observar secuencialmente el comportamiento elástico y luego inelástico de la sección; lo cual proporciona al calculista un mejor criterio del desempeño estructural del elemento.

INTRODUCCIÓN

El propósito principal del trabajo de investigación es elaborar una guía de aplicación de la relación momento – curvatura de secciones de hormigón armado, de manera que los estudiantes de la FICM de la UTA comprendan el comportamiento de la misma tanto en el rango elástico como en el inelástico; es así que a partir de este análisis los estudiantes estarán en capacidad de diseñar de mejor manera los elementos estructurales.

En el Capítulo 1 se formula el problema que trata de la implementación de las nuevas tendencias de Diseño Basado en el Desempeño por parte de las nuevas normas de diseño, pero que en la actualidad muy pocas son las personas que poseen estos conocimientos a nivel profesional, y mucho menos la clase estudiantil.

En el Capítulo 2 se recopila información referente al tema de la indagación, sobre antecedentes investigativos, comportamiento de secciones de hormigón armado, tipos de falla, conceptos básicos del diseño por desempeño; es decir el fundamento teórico que sirvió como base para la realización de la propuesta.

En el Capítulo 3 Metodología, se presenta la modalidad básica, el nivel y tipo de investigación que se realizó, así como la determinación de la población y muestra, y la operacionalización de variables.

El Capítulo 4 describe los datos, resultados e interpretaciones de las encuestas aplicadas a docentes y estudiantes en la FICM de la UTA.

En Capítulo 5 se incluyen las conclusiones a las que llevó la investigación y recomendaciones consecuentes.

Finalmente en el Capítulo 6 se formula la propuesta en la que se describe paso a paso el análisis de la relación Momento – Curvatura de elementos sometidos tanto a flexión simple como a flexo – compresión, y en base a ello se establecen las respectivas conclusiones para cada sección. Además se incluye un estudio de la influencia del acero longitudinal y transversal en la ductilidad de elementos sometidos a flexo – compresión, de manera que se obtuvieron conclusiones y recomendaciones que pueden ayudar a diseñar de mejor manera los elementos.

CAPÍTULO I

EL PROBLEMA

1.1 TEMA

“ESTUDIO DE LA RELACIÓN MOMENTO – CURVATURA COMO HERRAMIENTA PARA ENTENDER EL COMPORTAMIENTO DE SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO”

1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.2.1 CONTEXTUALIZACIÓN

Las nuevas tendencias a nivel mundial en la Ingeniería Civil para el diseño sismo resistente se basan en el desempeño de la estructura, para lo cual se aplican diferentes métodos unos más sofisticados que otros, como el de Diseño Basado en Desplazamientos, el CALTRANS, o la nueva AASHTO, pero siempre con la tendencia hacia lograr diseños que satisfagan las condiciones más severas provocadas por sismo.

Pese a que la investigación respecto a algunas de estas metodologías se encuentra avanzada, sin embargo todavía está en la etapa de perfeccionamiento para lo cual se han presentado diferentes trabajos, pero que al momento ya se sugiere se implemente estas nuevas técnicas del cálculo y diseño estructural sismo resistente.

A nivel nacional las distintas Facultades y Escuelas de Ingeniería Civil, en muchos de los casos se encuentran investigando sobre el tema del desempeño estructural utilizando metodologías puestas a consideración de la clase investigadora, sin embargo muy poco han llegado en forma general estos conocimientos al sector estudiantil.

Cualquiera que sea la metodología de diseño sismo resistente que se emplee, requiere como fundamento el entendimiento del desempeño estructural individual y en conjunto de cada una de las secciones que conforman una estructura de hormigón armado, conocimiento que debe ser puesto al alcance de los estudiantes de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato.

1.2.2 ANÁLISIS CRÍTICO

Actualmente en la FICM se imparte conocimientos a cerca del diseño sismo resistente en función del comportamiento global de la estructura, sin embargo es muy importante entender el desempeño individual de cada elemento estructural utilizando herramientas de análisis como la relación momento – curvatura que nos permite determinar la capacidad de una sección de hormigón armado, incluso cuando es solicitada más allá del rango lineal.

Cabe mencionar por otra parte que estos conocimientos no se imparten a nivel de pre grado en la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la UTA, por lo que es necesario que los estudiantes desarrollen un criterio profesional a cerca del

desempeño estructural; pues es lo que les dará la habilidad de resolver los problemas técnicos estructurales de manera eficiente.

1.2.3 PROGNOSIS

En este sentido se comprende que si los estudiantes egresan sin conocer por lo menos las bases del comportamiento de las estructuras, puede llevarlos a cometer errores involuntarios al momento de diseñarlas, poniendo en compromiso la estabilidad estructural y con ello la seguridad de los ocupantes.

Además teniendo en cuenta que las nuevas tendencias de la Ingeniería dictan que las estructuras se diseñen en base a su desempeño ante la excitación sísmica, los estudiantes de la FICM deberían ser partícipes e informarse de las nuevas metodologías de diseño, pues de lo contrario perderán campo profesional siendo reemplazados por aquellos ingenieros conocedores de la temática.

1.2.4 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Qué estudio se requiere realizar acerca de la relación momento – curvatura para entender el comportamiento de secciones de hormigón armado?

1.2.5 INTERROGANTES

¿Cuál es la relación esfuerzo deformación del hormigón?

¿Cuál es la relación esfuerzo deformación del acero estructural?

¿Qué es la relación momento – curvatura?

¿Qué es rótula plástica?

¿Qué es desempeño estructural?

¿Cuáles son los niveles de desempeño para los elementos estructurales?

¿Cuál es la utilidad de los diagramas momento – curvatura?

¿En qué nivel de conocimiento se encuentran los estudiantes de la FICM de la UTA acerca de la temática presentada?

1.2.6 DELIMITACIÓN DEL OBJETO DE LA INVESTIGACIÓN

1.2.6.1 DELIMITACIÓN DE CONTENIDO

La temática del proyecto netamente técnica se encuentra vinculada a la carrera de Ingeniería Civil al área académica de Ingeniería Civil Aplicada a las Estructuras, fundamentándose en asignaturas como Hormigón y Estructuras.

En cuanto a la parte metodológica para la elaboración del proyecto se ha acudido a asignaturas como Técnicas de Estudio, Metodología de la Investigación, Diseño de

Proyectos de Investigación y Desarrollo de la Investigación; pertenecientes al área académica de Formación Complementaria dentro de la carrera de Ingeniería Civil.

1.2.6.2 DELIMITACIÓN ESPACIAL

La presente investigación se realizará en la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, ubicada en la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua, en la República del Ecuador.

1.2.6.3 DELIMITACIÓN TEMPORAL

El ciclo en investigación se ha establecido desde el mes de Junio 2012, hasta el mes de Diciembre 2012.

1.3 JUSTIFICACIÓN

El presente proyecto de investigación tiene la finalidad de recabar el fundamento teórico acerca del análisis de secciones de hormigón armado con el objetivo de llegar al entendimiento de su verdadero comportamiento y su desempeño estructural.

La temática planteada en la presente investigación es de interés técnico para aquellos estudiantes de ingeniería que optan por la especialización en estructuras y desean obtener conocimientos básicos para inclinarse por un estudio de posgrado.

La investigación se considera factible pues se cuenta con las herramientas necesarias para poder llevarla a cabo, pues la Universidad cuenta con biblioteca virtual de la cuál se puede extraer la bibliografía necesaria a parte de la obtenida por el investigador.

Por otro lado en la FICM no se han presentado investigaciones similares por lo que tiene carácter de novedosa; y al mismo tiempo el interés personal del investigador, justifican la realización del proyecto de investigación con el propósito de contribuir con la sociedad y de manera especial con la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica; además de adquirir nuevos conocimientos y experiencia profesional durante la realización del proyecto.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 OBJETIVO GENERAL

Estudiar la relación momento – curvatura para entender el comportamiento de secciones de hormigón armado.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Definir la relación esfuerzo deformación del hormigón y del acero estructural.

Estudiar la relación momento – curvatura.

Definir rótula plástica.

Establecer qué es desempeño estructural.

Describir los niveles de desempeño para los elementos estructurales.

Determinar la utilidad de los diagramas momento – curvatura.

Establecer el nivel de conocimiento en que se encuentran los estudiantes de la FICM de la UTA acerca de la temática presentada.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

Carl Lüders investigador de nacionalidad chilena en su publicación “Influencia de Meseta de Fluencia y de la Zona de Endurecimiento de los Aceros de Refuerzo en la Ductilidad de Elementos de Hormigón Armado (1983)”:

Para todos los casos analizados las curvas $M - \Phi$ presentan gran similitud con las curvas $\sigma - \epsilon$ del acero de refuerzo truncadas en los niveles de sollicitación que alcanza el acero en el momento de fallar la cabeza de compresión del hormigón. La ductilidad de la sección (curvas $M - \Phi$) es siempre menor que la ductilidad del refuerzo de acero (curvas $\sigma - \epsilon$) confirmando una propiedad que teóricamente debe cumplirse siempre en este tipo de elementos.

Mientras más larga y horizontal es la meseta de fluencia mayor será la ductilidad del elemento para un mismo grado de endurecimiento. Sin embargo, presenta dos problemas fundamentales: el primero es que el tamaño de las fisuras puede alcanzar valores inaceptables, y el segundo es que las cuantías máximas deben reducirse fuertemente para que las tensiones en el acero entren en la zona de endurecimiento antes de que falle el elemento por compresión en el hormigón. Si no se toma esta precaución el acero pasa a comportarse como un acero ideal elastoplástico, y la ductilidad del elemento se hace mínima a pesar de las excelentes cualidades del acero de refuerzo. Por lo tanto, es favorable que exista siempre algún grado de endurecimiento del acero.

Por otra parte el investigador ecuatoriano Roberto Aguiar Ph.D. en su libro “Análisis Sísmico por Desempeño (2003)”:

La resistencia se incrementa conforme la cuantía mecánica a tracción se incrementa pero la ductilidad por curvatura disminuye. Por otra parte se ha visto que conforme la cuantía mecánica a compresión se incrementa, la resistencia y ductilidad también se incrementan, para el caso de vigas.

2.2 FUNDAMENTACIÓN FILOSÓFICA

El paradigma utilizado para orientar la investigación es el crítico propositivo, la misma es netamente de carácter técnico, dejando un poco de lado la investigación comprometida con los valores y que utiliza explicaciones contextualizadas.

El diseño de la investigación está definido rigurosamente por expertos que plantean varias alternativas para el proceso de estudio de la relación momento – curvatura que define el comportamiento de las secciones de hormigón armado; investigaciones que hacen énfasis en el análisis cuantitativo.

2.3 FUNDAMENTACIÓN LEGAL

Los fundamentos legales del análisis y diseño sismoresistente de las estructuras de hormigón armado se encuentran en la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC-11.

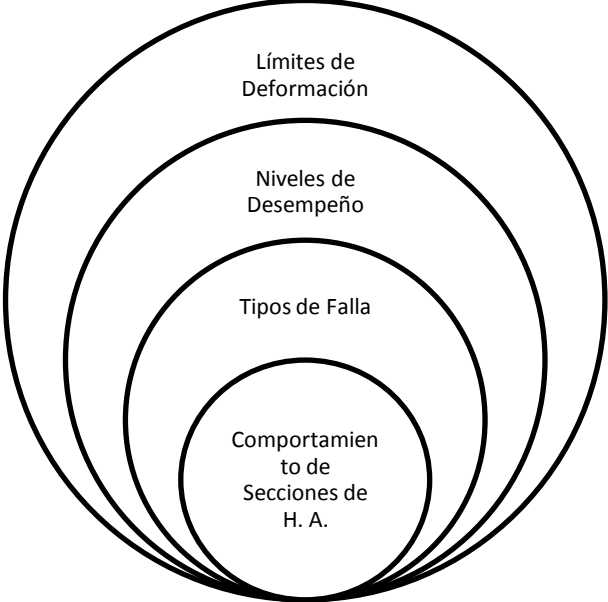
Además se ha considerado el código estadounidense ACI 318, como respaldo para consideraciones que no se señalan en el Código Ecuatoriano de La Construcción.

Por otra parte se ha tomado en cuenta el código ATC – 40 utilizado para recabar información acerca de los niveles de desempeño para elementos estructurales.

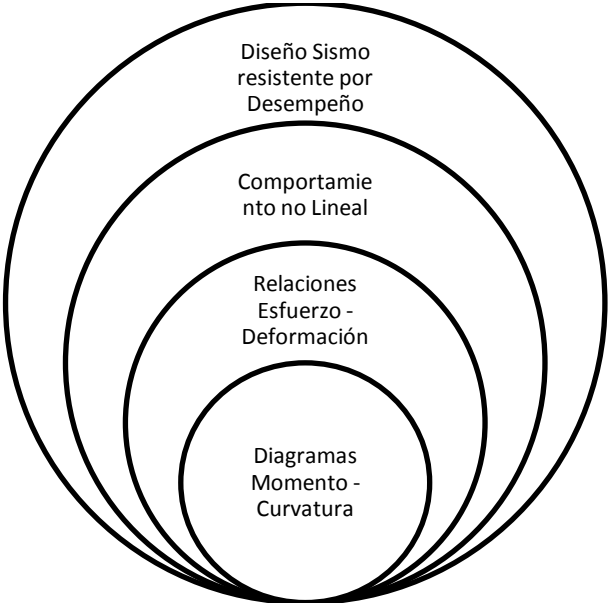
2.4 CATEGORÍAS FUNDAMENTALES

2.4.1 SUPRAORDINACIÓN DE VARIABLES

Variable Dependiente



Variable Independiente



2.4.2 DEFINICIONES DE LA VARIABLE DEPENDIENTE

2.4.2.1 COMPORTAMIENTO DE SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO

Se entiende por comportamiento de una sección de hormigón armado a la manera en que éstas responden a las sollicitaciones impuestas por factores externos especialmente sismos de diferente magnitud y los posibles daños que pueden producirse en el elemento.

Hormigón: El hormigón tiene una considerable resistencia a la compresión, sin embargo, posee una muy baja resistencia a la tracción. En el caso del hormigón, la resistencia a la tracción es del orden de la décima parte de la resistencia a compresión. Pero, además, la capacidad resistente a tracción del hormigón se ve afectada por otras razones. En primer término, a diferencia del valor de la resistencia a la compresión, la resistencia a la tracción es muy variable, lo que no brinda valores confiables para su consideración en los procedimientos de cálculo.

Pero existe otro reparo para considerar la pequeña resistencia a la tracción del hormigón y se refiere a que ésta desaparece por completo al aparecer la primera fisura. En efecto, al producirse la primera fisura, el hormigón pierde continuidad y todo incremento de carga sólo ampliará el ancho de la fisura con lo que el material pierde toda capacidad de absorber tracciones.

Ahora bien la aparición de la primera fisura no sólo puede deberse a que se superó el valor de la resistencia a la tracción del material sino que pueden aparecer fisuras por contracciones de fragüe, deficiencias constructivas, acciones térmicas, etc.

Por estas razones, las normas de cálculo no admiten el trabajo a tracción del hormigón desde el punto de vista de la resistencia mecánica. Por ello a partir de este momento vamos a adoptar como hipótesis que el hormigón trabaja sólo a compresión.

Ahora bien, en el caso de una sección de hormigón armado se debe diferenciar el concreto confinado del no confinado; es decir al hormigón que está envuelto por el acero transversal le llamaremos confinado, y al concreto que queda fuera del acero transversal lo llamaremos no confinado.

Es fundamental conocer que en la aplicación de la relación momento – curvatura, deben considerarse curvas esfuerzo – deformación diferentes para el caso del hormigón confinado y el hormigón no confinado; dichas curvas se incluyen en la sección 2.4.3 de este documento.

Acero Estructural: El comportamiento mecánico del acero se analiza a través de ensayos de tracción. Esto no significa que el acero tenga un comportamiento diferente a la compresión. Lo que ocurre es que debido a que la esbeltez de las probetas las hace muy sensibles al fenómeno de pandeo reduciendo su resistencia, lo que llevaría a incrementar las secciones de las probetas.

La forma del diagrama de tensiones-deformaciones del acero presenta un período elástico en el cual las tensiones son proporcionales a las deformaciones específicas. El Módulo de Elasticidad que es una constante para todos los tipos de acero es $E = 2.100.000 \text{ Kg/cm}^2$, salvo para el acero inoxidable.

Si aumentan las cargas se produce un efecto denominado fluencia por el cual crecen las deformaciones específicas sin incremento de tensiones. Es decir, la recta cambia bruscamente de dirección y sigue una trayectoria prácticamente horizontal.

Concluido este período existe un rango de grandes deformaciones plásticas, previas a la rotura. En el diagrama de tensión-deformación del acero tampoco se produce la rotura con una tensión máxima, pero esto se debe a que con anterioridad a la rotura se produce una reducción de la sección de la barra.

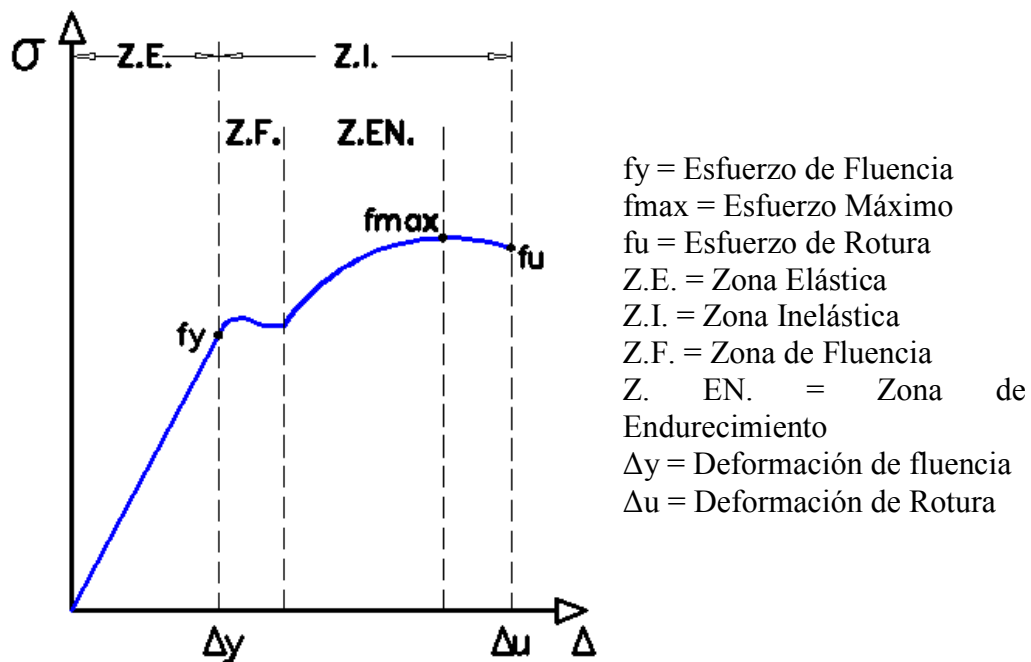


Figura 2.1 Puntos importantes de la Curva Esfuerzo – Deformación del Acero.

Fuente: Elaboración Propia

2.4.2.2 TIPOS DE FALLA EN SECCIONES DE HORMIGÓN ARMADO

En el análisis de secciones de hormigón armado es de suma importancia conocer los tipos de falla que estos pueden tener. Entre otras cosas esto depende de que el acero fluya antes o después de que el concreto falle, por lo tanto la naturaleza de la falla es determinada por la cuantía de refuerzo y es de tres tipos:

Falla por tensión: El acero fluye y el elemento exhibe una falla dúctil. Se aprecian grandes deflexiones y rajaduras antes del colapso lo cual alerta a los usuarios acerca del peligro inminente. Estas secciones son llamadas también sub reforzadas.

Falla por compresión: El acero no tiene oportunidad de fluir y el concreto falla repentinamente. Estas secciones son llamadas sobre reforzadas. La resistencia de una sección sobre reforzada es mayor que la de otra sub reforzada de dimensiones similares. Sin embargo, la primera no tiene comportamiento dúctil y el tipo de colapso no es conveniente. En el diseño se evita este tipo de falla.

Falla balanceada: Se produce cuando el concreto alcanza la deformación unitaria última de 0.003 simultáneamente al inicio de la fluencia del acero.

Para cada sección existe una cuantía única de acero que ocasiona una falla balanceada la que se denomina cuantía balanceada o básica (pb). Si la sección contiene una mayor cantidad de refuerzo fallará por compresión y si contiene menos cantidad la falla será por tracción.

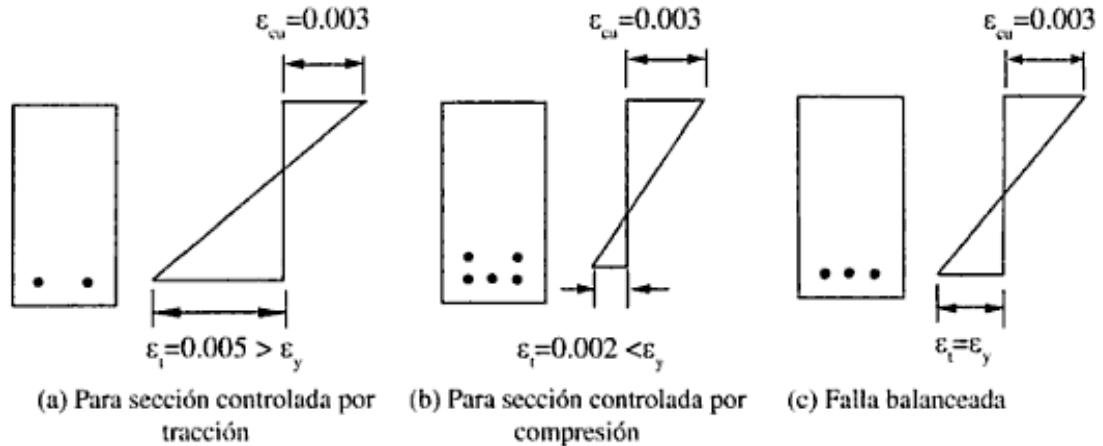


Figura 2.2 Distribución de deformaciones para cada uno de los tres tipos de falla.

Fuente: HAMSEN, T. “Diseño de Estructuras de Concreto Armado”

2.4.2.3 DESEMPEÑO SÍSMICO

Es el comportamiento de una estructura ante la excitación sísmica. El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento del terreno determinados y con ciertos niveles de fiabilidad, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límite.

A lo largo de los años varios han sido los investigadores que han presentado sus hipótesis acerca de esta nueva filosofía de diseño sismo resistente. Un importante avance consistió en identificar que una estructura aperticada podría comportarse mejor ante una acción sísmica si pudiera garantizarse que las rótulas plásticas se formen en las vigas, y no en las columnas (mecanismo de viga débil – columna

fuerte), y si la resistencia de cortante de los miembros excediera la correspondiente resistencia a flexión.

Estos dos aspectos pueden ser considerados como el inicio de la nueva filosofía de diseño basada en el desempeño, por medio de la cual es posible controlar y predecir tanto el comportamiento de la estructura como el potencial daño. (SUAREZ, V 2008)

2.4.2.4 NIVELES DE DESEMPEÑO

El nivel de desempeño describe un estado límite de daño discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: 1) los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales, 2) la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños y 3) la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (SEAOC VISION 2000 Committee, 1995).

A continuación se presenta una descripción detallada de los niveles establecidos por el comité VISION 2000).

Totalmente Operacional: Corresponde a un nivel en el cual no ocurre esencialmente daño. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no requieren reparaciones.

Operacional: En este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.

Seguridad de Vida: Está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la construcción. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir carga laterales adicionales, se ven reducidas, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

Próximo al Colapso: La degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde el punto de vista económico.

2.4.2.5 ESTADOS LÍMITE DE DISEÑO DE LA SECCIÓN

Agrietamiento: Para los miembros de concreto el inicio del agrietamiento marca generalmente el punto de un cambio significativo en la rigidez. Para los miembros críticos que se espera que respondan en el rango inelástico al sismo de diseño, este estado límite tiene poca importancia pues es probable que sea excedido con una excitación sísmica menor a la EQ-I de VISION 2000.

Primera Fluencia: Un segundo cambio significativo en la rigidez de un elemento de concreto ocurre al inicio de la fluencia en la fibra extrema del reforzamiento. Este estado límite se utiliza para definir la rigidez elástica apropiada que será utilizada en el análisis de sistemas dúctiles usando reglas simplificadas de histéresis, como una respuesta bi-lineal.

Desprendimiento: El inicio del desprendimiento en el recubrimiento de un elemento de concreto es un estado límite significativo particularmente para secciones no confinadas o secciones sujetas a grandes cargas axiales, en donde el desprendimiento está asociado con el inicio de la rigidez incremental negativa y posible pérdida repentina de resistencia. La excedencia de este estado límite representa una condición local que requiere reparación. La resistencia puede seguir aumentando más allá de este estado límite. Conservadoramente, se puede asumir una deformación específica del concreto en compresión de $\xi_c = 0.004$.

Pandeo: El inicio del pandeo del acero longitudinal de un miembro de hormigón armado es un estado límite significativo. Más allá de este límite la acción a tomar a menudo requiere que se remueva y se reemplace el miembro.

Estado Límite Último: El punto del estado último de un miembro es algo subjetivo. Algunas veces corresponde a un evento físico crítico, como una fractura del refuerzo de confinamiento en una potencial zona de rótula plástica. Otra definición se relaciona con una caída en la resistencia (20% es utilizada a menudo) de la máxima resistencia lograda. Ninguna definición corresponde verdaderamente al estado límite último, dado que al menos un poco de resistencia residual se mantiene para un aumento adicional de desplazamiento. Un estado último verdadero se refiere a la inhabilidad de tomar cargas impuestas, como carga de gravedad en vigas o carga axial en columnas. Esta tiene potenciales consecuencias explosivas.

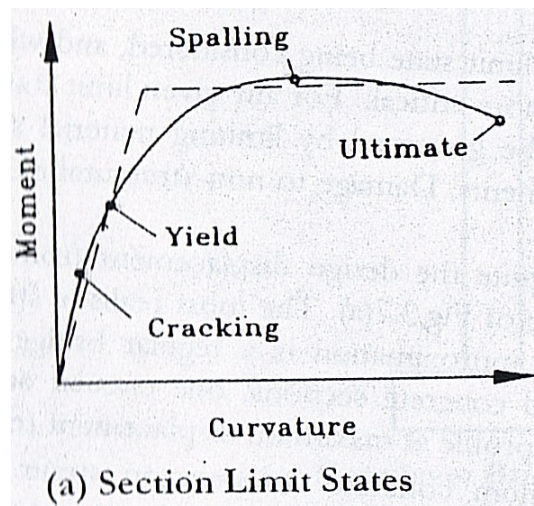


Figura 2.3 Estados Límite de Diseño de Secciones de H.A.

Fuente: PRIESTLEY "Displacement-Based Seismic Design of Structures"

2.4.2.6 LÍMITES DE DEFORMACIÓN PARA EL ANÁLISIS MOMENTO-CURVATURA

Fluencia: El límite de deformación para este nivel de desempeño se toma usualmente cuando se produce la primera fluencia (inicio de la fluencia) en el acero de refuerzo trabajando en tracción, es decir cuando $\xi_s = 0.002$. (PRIESTLEY, 2007)

Límite de Servicio en Compresión: El límite de deformación para el concreto correspondiente al límite de servicio debe ser una estimación conservadora de la deformación cuando inicia el desprendimiento. Bajo este límite no es necesario reparar lo cual es compatible con el criterio de desempeño para el límite de servicio. Experimentos realizados han indicado que una deformación del concreto de $\xi_c = 0.004$ es un límite conservador que está bajo el desprendimiento. (PRIESTLEY, 2007)

Límite de Servicio en Tensión: Varios análisis realizados indican que para elementos estructurales que soportan cargas axiales una deformación máxima del acero $\xi_s = 0.015$ durante la respuesta sísmica corresponde a grietas residuales de un ancho de 1mm, y para miembros que no soportan carga axial es apropiado tomar una deformación pico de $\xi_s = 0.010$. Una grieta residual de 1mm de espesor no necesita ninguna acción remedial en ambientes normales. En ambientes agresivos o corrosivos, se debe cuidar que las grietas tengan menores espesores, correspondientes a un límite de servicio reducido. (PRIESTLEY 2007)

Control de Daño en Compresión: Usualmente el límite de deformación del concreto confinado para este nivel de daño se toma cuando se produce la fractura del refuerzo transversal de confinamiento del núcleo de concreto, deformación que puede ser estimada con la siguiente expresión:

$$\xi_c = 0.004 + 1.4 \frac{p_v * f_{yh} * \xi_{su}}{f'_{cc}} \quad (2.1)$$

En donde ξ_c del concreto confinado, p_v la relación volumétrica del acero transversal, f_{yh} es el límite de fluencia del acero de confinamiento, ξ_{su} corresponde a la deformación última del acero y f'_{cc} es el esfuerzo de compresión del hormigón confinado. (PRIESTLEY, 2007)

Control de Daño en Tensión: El nivel de deformación dependerá de la relación volumétrica y el espaciamiento longitudinal del refuerzo transversal. Finalmente, el deslizamiento entre el acero de refuerzo y el concreto en la sección crítica, y los efectos de cambio de tensión resultan en deformaciones más bajas que las pronosticadas por la hipótesis de “secciones planas”. Basados en estas consideraciones, la curvatura de la sección analizada debe basarse en una deformación del acero de $\xi_s = 0.6\xi_{su}$. (PRIESTLEY, 2007)

Límite de Deformación Último: Se produce cuando la sección ya no es capaz de soportar carga gravitacional, la sección se ve afectada por la disminución de su resistencia en más del 20% de la máxima resistencia lograda. Generalmente ocurre cuando el acero llega a una deformación de $\xi_{su} = 0.10$ a 0.12 , aunque en muchos casos puede ser menor. (PRIESTLEY, 2007)

2.4.3 DEFINICIONES DE LA VARIABLE INDEPENDIENTE

2.4.3.1 CURVATURA

Se conoce como curvatura de una sección de hormigón armado a la relación entre la deformación específica del concreto y la distancia desde la fibra más comprimida del concreto al eje neutro, correspondiente a dicha deformación.

$$\varnothing = \frac{\xi c}{c} \quad (2.2)$$

En donde \varnothing es la curvatura, c la distancia desde la fibra más comprimida del concreto al eje neutro, y ξc la deformación específica del concreto. (PRIESTLEY, 2007)

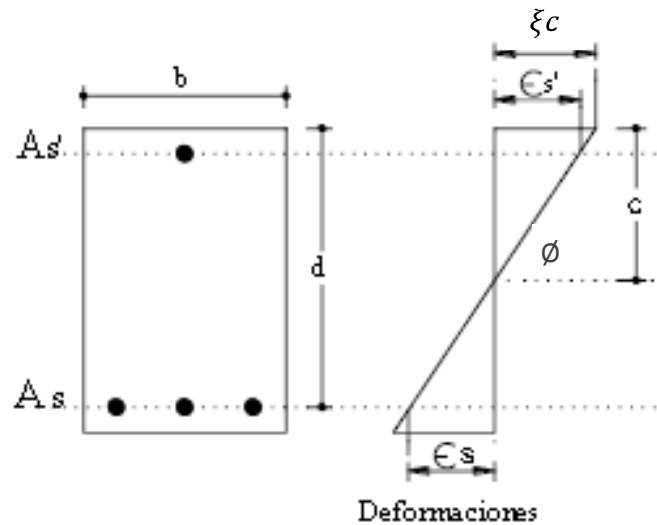


Figura 2.4 Representación gráfica de la Curvatura de una sección de H.A.

Fuente: MEDINA, W. "Guía de Diseño de Hormigón Armado"

2.4.3.2 DIAGRAMAS MOMENTO – CURVATURA

En el proceso del diseño estructural es importante conocer la relación Momento-Curvatura de las secciones de los elementos estructurales, con el objetivo de saber cual es la capacidad de ductilidad de curvatura y la máxima capacidad a flexión del elemento, para luego hacer una comparación entre estos valores y las demandas obtenidas en el diseño sismo-resistente de una estructura.

En el análisis no lineal, es fundamental conocer la relación $M - \theta$ para encontrar la rigidez de cada una de las ramas del diagrama histérico que se utiliza par definir la no linealidad del material. La relación $M - \theta$ es la base del análisis no lineal dinámico y del análisis no lineal estático.

2.4.3.3 APLICACIONES DE LA RELACIÓN MOMENTO - CURVATURA

2.4.3.3.1 DUCTILIDAD POR CURVATURA

La ductilidad es la capacidad que tiene un elemento de sufrir grandes deformaciones bajo cargas cercanas a la falla. Si un elemento posee poca capacidad de ductilidad de curvatura, lo más probable es que presente una falla de tipo frágil cuando la estructura ingrese al rango no lineal. Este tipo de falla no es deseable en estructuras sismo-resistentes. Un valor alto de ductilidad de curvatura hace que la edificación dé amplia advertencia de falla en el rango no lineal; además, hará posible la redistribución de momentos y la disipación de energía.

La ductilidad del elemento se mide por medio de la relación Momento-Curvatura ($M - \theta$) calculando la razón de ductilidad de curvatura (μ_y), que es el cociente entre el valor de la curvatura última (θ_u) y la curvatura cedente (θ_y) (ambos valores obtenidos a través de la curva momento-curvatura). Este parámetro (razón de ductilidad de curvatura), en definitiva determina la capacidad de rotación plástica (θ_p) frente a un incremento de momentos flectores, caso que se presenta en un sismo (LARA, O 2006).

Los gráficos Momento-Curvatura de una sección transversal de columna de concreto reforzado alcanzan su importancia al ser una forma de observar el desempeño de dicho elemento y de medir su ductilidad cuando esté sujeto a cargas, en este caso momentos flectores que se incrementan hasta llegar a la falla (comportamiento monotónico), combinados con cargas axiales. La ductilidad por curvatura se define con la siguiente expresión:

$$\mu_y = \frac{\theta_u}{\theta_y} \tag{2.3}$$

2.4.3.3.2 RESERVA DE DUCTILIDAD POR CURVATURA

Ante los sismos denominados raro y muy raro que son muy severos la estructura va a ingresar al rango no lineal. Sea M_d el momento actuante debido a uno de los dos sismos indicados, el cual es mayor que M_y (momento de fluencia), asociado a M_d se tiene la curvatura θ_d . Se define la ductilidad por curvatura μ_d con la siguiente relación:

$$\mu_d = \frac{\theta_d}{\theta_y} \tag{2.4}$$

Por otra parte se define la reserva de ductilidad por curvatura μ_y , como la diferencia entre la capacidad de ductilidad y la demanda de ductilidad, por curvatura.

$$\mu_y = \frac{\phi_u}{\phi_y} - \frac{\phi_d}{\phi_y} \quad (2.5)$$

Mientras más alta sea la reserva de ductilidad por curvatura de los diferentes elementos que conforman la estructura, mejor será el comportamiento sísmico que se espera de la edificación.

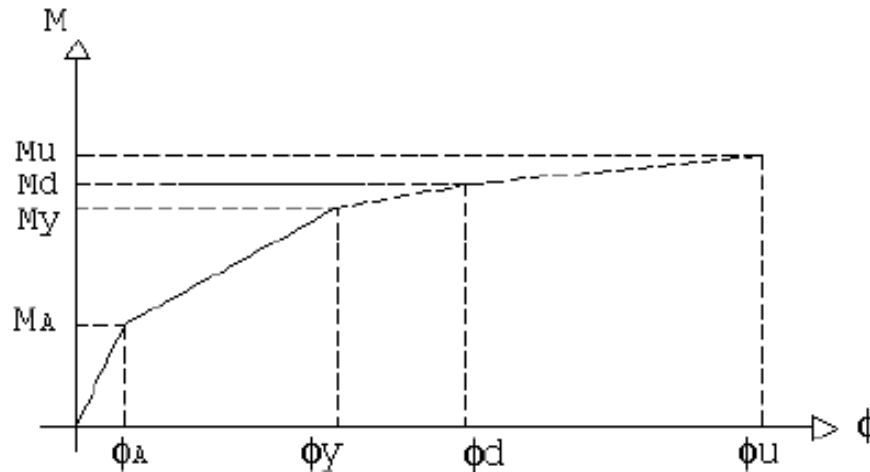


Figura 2.5 Modelo Trilineal y un Momento actuante ante un sismo severo

FUENTE: AGUIAR, R. “Análisis Sísmico por Desempeño” 2003

2.4.3.3.3 REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS

Para que se de la redistribución de momentos, es necesario que los elementos tengan suficiente reserva de ductilidad por curvatura, en las secciones críticas que son los extremos de los elementos. La redistribución se puede dar de la siguiente manera:

- Redistribución de momentos a través de un nudo. Es este caso si el momento negativo de un nudo se reduce en un determinado porcentaje, en el mismo porcentaje debe aumentarse el momento positivo del nudo en análisis.

- Redistribución de momentos en vigas que involucra redistribución de acciones entre las columnas. Se cambian los momentos en vigas, considerando el principio fundamental de la redistribución indicado anteriormente y luego, se debe buscar el equilibrio del nudo para el cual se modifica los momentos en las columnas y esto conduce a deducir unos nuevos cortantes que actuarán sobre las columnas.

Las secciones de las vigas, cuyos momentos se han reducido debido a la redistribución, ingresarán al rango no lineal, en forma anticipada pero tienen suficiente reserva de ductilidad por curvatura y esto implica que tienen suficiente reserva de ductilidad por rotación, lo que permite que el hormigón trabaje a grandes deformaciones y la sección rote inelásticamente transmitiendo las acciones a otros elementos.

2.4.3.3.4 INERCIAS AGRIETADAS

Una vez que se tiene la relación momento – curvatura de una sección, definida por un modelo numérico de cálculo, se puede encontrar la rigidez a flexión EI , para diferentes condiciones a las cuales puede estar sujeto el elemento.

- Si la sección no experimenta daño, significa que estrictamente el momento actuante es menor que M_A en este caso se tiene:

$$EI = \frac{MA}{\varnothing A} = EIg$$

(2.6)

Donde MA es el momento en el punto en el que el hormigón alcanza su máxima resistencia a la tracción, $\varnothing A$ es la curvatura asociada a MA, I_g es la inercia no agrietada de la sección transversal del elemento y E es el módulo de elasticidad del material (AGUIAR, R 2003).

Ante un sismo muy severo, la estructura va a sufrir daño. En consecuencia, el análisis sísmico para estos valores se los realiza considerando la Inercia Agrietada I_{cr} , que se determina mediante la pendiente de la curva momento – curvatura:

$$EI_{cr} = \frac{My}{\varnothing y}$$

(2.7)

2.4.3.3.5 ÍNDICES DE DAÑO SÍSMICO LOCAL

La tendencia del diseño sismo resistente es cuantificar el comportamiento no lineal que se espera de una edificación y esto entre otras cosas significa, calcular el índice de daño a nivel de sección de los elementos, a nivel del piso y a nivel de la estructura.

Si el momento actuante M_d indicado en la figura 2.2 es igual al momento de fluencia M_y , el índice de daño es igual a cero; y si el momento actuante M_d es igual a M_u , el índice de daño es igual a uno. Por otra parte, si se considera una variación lineal del índice de daño, hipótesis del modelo de daño, se tiene que:

$$ID = \frac{Md - My}{Mu - My} \quad (2.8)$$

En forma similar se puede definir otro modelo de cálculo del índice de daño ID en función de la curvatura. (AGUIAR, 2003)

$$ID = \frac{\emptyset d - \emptyset y}{\emptyset u - \emptyset y} \quad (2.9)$$

2.4.3.3.6 RÓTULA PLÁSTICA

Durante los sismos, el comportamiento inelástico en las estructuras de pórticos de concreto armado se suele concentrar en zonas de alta demanda sísmica, zonas adyacentes a los nudos en una longitud determinada “L”, el daño no es uniforme sino más concentrado hacia los nudos. Para propósitos del modelo analítico se suele considerar una zona de daño equivalente en la cual se concentre toda la deformación inelástica, esta zona se denomina rótula plástica y le corresponde una longitud “Lp” se asume además que en esta longitud la curvatura es constante. Es así que la longitud de la rótula plástica “Lp” está dada por el mayor valor de:

$$Lp = 0.08Lc + Lsp \quad (2.10)$$

$$Lp = 0.044 * fy * d_{bl} \quad (2.11)$$

Tomando $Lsp = 0.022fy * d_{bl} \quad (2.12)$

En donde Lp es la longitud de la rótula plástica tomada desde el nudo, Lc es la longitud de la sección crítica al punto de inflexión en el miembro, fy es el esfuerzo

de fluencia del acero, d_{bl} el diámetro de la varilla longitudinal y L_{sp} es la longitud de penetración (PAULAY Y PRIESTLEY, 1992).

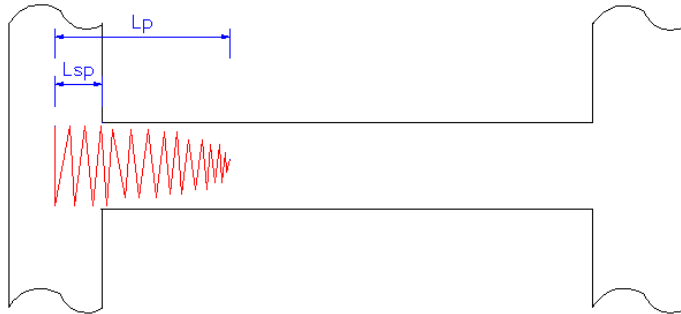


Figura 2.6 Formación de Rótula Plástica y Longitud de Penetración

FUENTE: Elaboración Propia

Estas suposiciones permiten pasar de la relación momento-curvatura a la relación momento-rotación multiplicando cada valor de curvatura por la longitud de rótula efectiva.

2.4.3.4 DIAGRAMAS ESFUERZO DEFORMACIÓN DE LOS MATERIALES

El diagrama momento – curvatura de una sección es función de los modelos constitutivos que se utilizan para determinar la relación esfuerzo – deformación del hormigón y del acero. En efecto para fines de diseño se han venido utilizando el bloque rectangular de Whitney (1942) para el hormigón no confinado aceptado por el ACI debido a que es conservador y sencillo al momento de encontrar la fuerza

resultante a compresión; y para el caso del acero el modelo elastoplástico utilizado de igual manera por su sencillez.

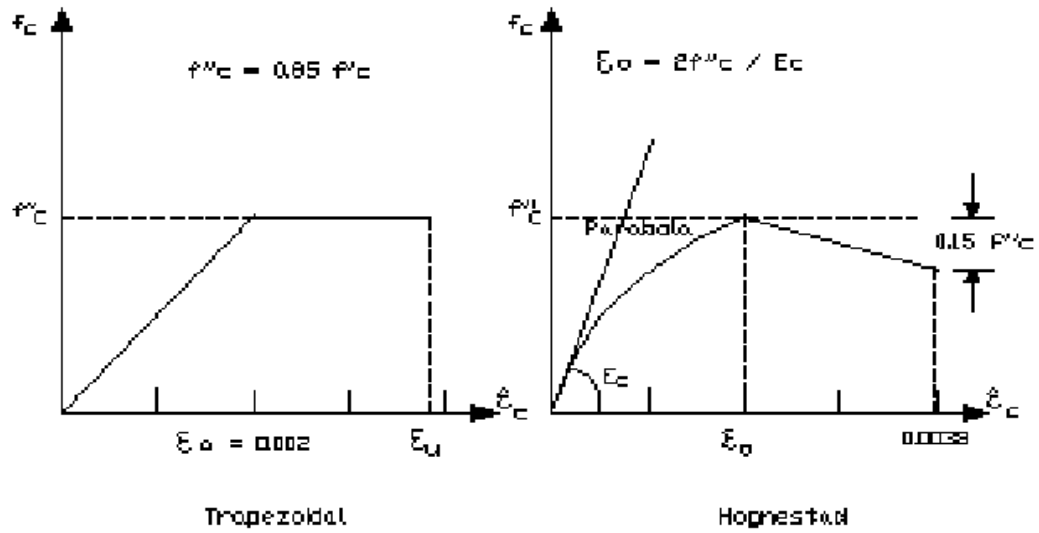


Figura 2.7 (a) Modelos del hormigón no confinado

Fuente: AGUIAR, R. “Análisis Sísmico por Desempeño”

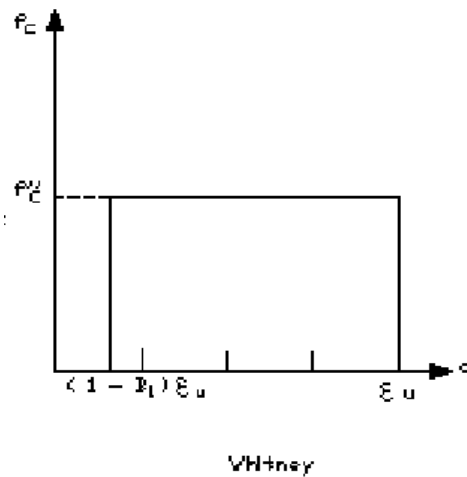


Figura 2.7 (b) Modelos del hormigón no confinado

Fuente: AGUIAR, R. “Análisis Sísmico por Desempeño”

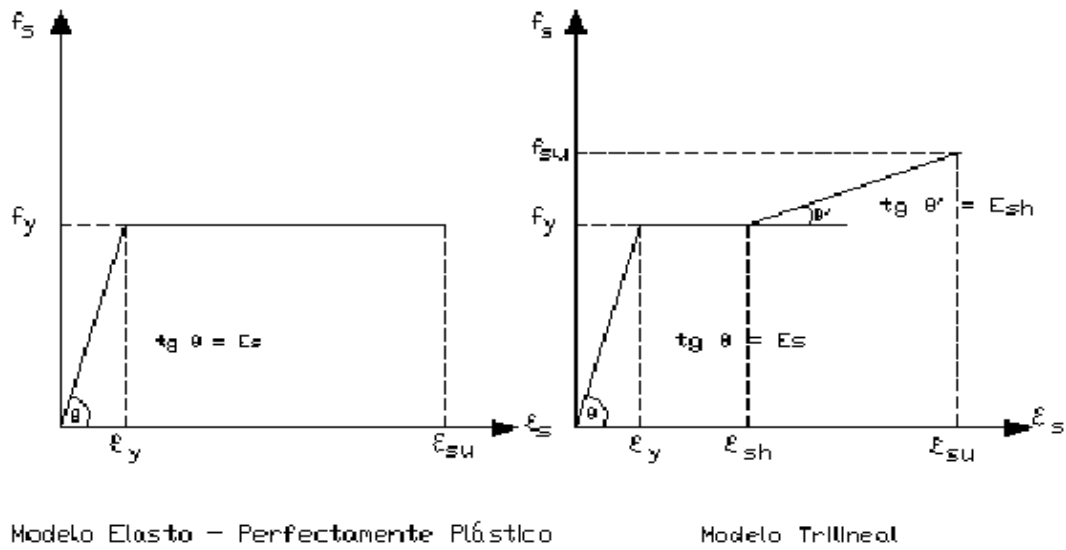


Figura 2.8 Modelos del Acero

Fuente: AGUIAR, R. “Análisis Sísmico por Desempeño”

Sin embargo si se utiliza estos modelos como base para desarrollar los diagramas momento – curvatura los valores de curvatura última ϕ_u que se obtengan serán bajos, es por esta razón que para este fin se ve la necesidad de utilizar modelos más complejos como el propuesto por Mander para el hormigón tanto confinado como no confinado, y un modelo del acero que contemple endurecimiento post fluencia con el cual se encontrarán valores más altos de ϕ_u que serán más cercanos a la realidad.

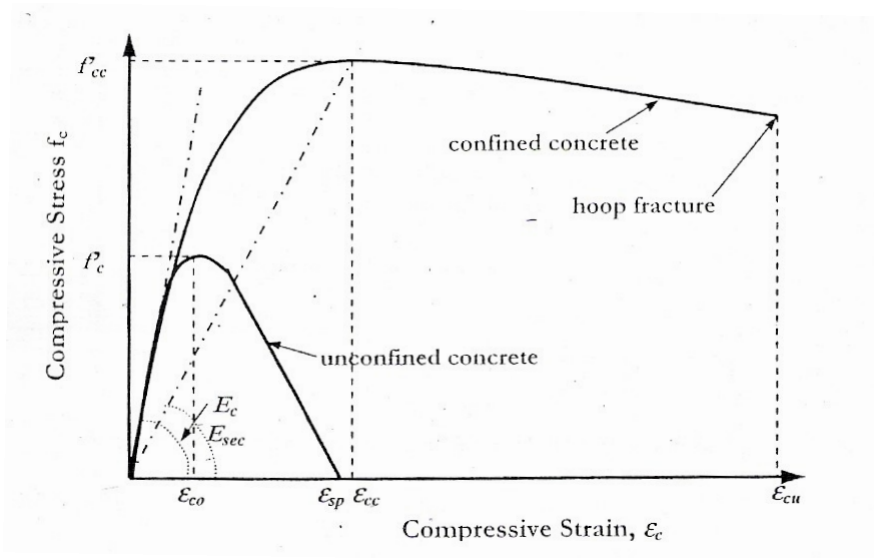


Figura 2.9 Modelo de Mander $\sigma - \xi$ para el concreto confinado y no confinado.

Fuente: PRIESTLEY "Displacement-Based Seismic Design of Structures"

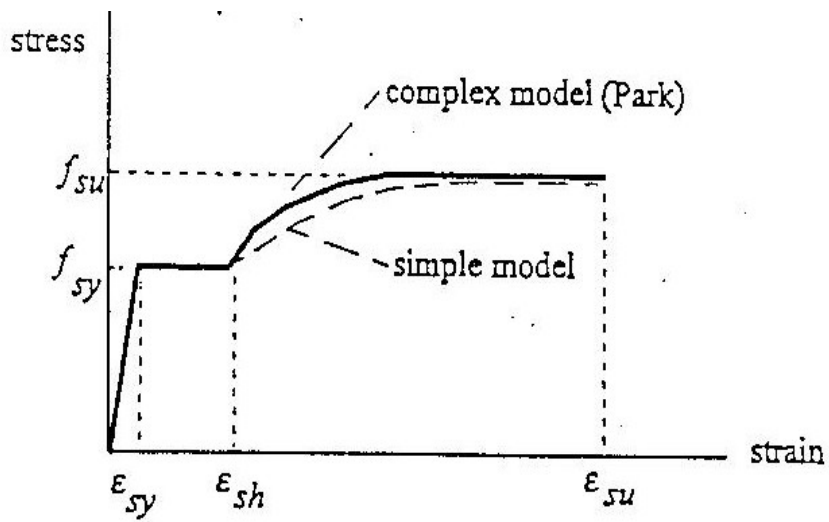


Figura 2.9 Modelo de Park $\sigma - \xi$ del Acero

Fuente: PRIESTLEY "Displacement-Based Seismic Design of Structures"

2.4.3.5 COMPORTAMIENTO NO LINEAL DEL MATERIAL

El cálculo lineal elástico suele ser el método de análisis escogido para dimensionar el comportamiento de una estructura en la fase de diseño. Se puede considerar que, en general y para las estructuras más comunes, si un diseño cumple las exigencias de los estados límite de servicio con las hipótesis de la elasticidad, casi se puede asegurar que también va a cumplir el estado límite último. Sin embargo en la ingeniería actual existen gran cantidad de situaciones donde los estados límites de servicio o las restricciones en desplazamiento pierden su sentido. Esto es especialmente cierto en diseños de estructuras o zonas de estructuras donde va a existir una gran concentración de tensiones mientras sus desplazamientos van a ser despreciables.

Por otro lado, es evidente que en los planteamientos de reparación y rehabilitación de estructuras el cálculo no lineal es absolutamente necesario. En estos casos el diseño ya ha superado algún estado límite, ya se ha producido alguna rotura parcial, alguna fisuración o alguna deformación excesiva. Por lo tanto, aquello que interesa, es que la estructura no empeore y que pueda seguir trabajando. Es decir que se mantenga el nuevo estado límite de servicio y se establezca el estado límite último.

Es así que para entender el comportamiento no lineal de una sección de hormigón armado se requiere de la utilización de herramientas como el diagrama momento-curvatura y sus respectivas aplicaciones, debido a que analiza el material mucho más allá de la fluencia estableciendo límites de deformación a ser controlados y que mediante ellos se puede establecer el nivel de desempeño en el que se encuentra el elemento. (GIL ESPERT 1997)

2.4.3.6 DISEÑO SISMO RESISTENTE POR DESEMPEÑO

De manera general, el diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de apropiados esquemas de evaluación que permitan el dimensionado y detallado de los componentes estructurales, no estructurales y del contenido, de manera que para un nivel de movimiento especificado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería ser dañada más allá de ciertos límites (BERTERO 1997).

Esto ha llevado a la investigación de nuevas tendencias de diseño que preserven el concepto principal de salvaguardar vidas pero además logren conseguir un comportamiento dinámico predecible para cualquier tipo de sollicitación, ya sea un evento sísmico de menor intensidad o el sismo más intenso que sucederá una vez en 475 años (Comité VISION 2000), esta nueva teoría de diseño establece que debemos diseñar para varios estados de servicio es decir para diferentes intensidades de movimientos telúricos.

Es por esta razón que antes de hablar de un Sistema Estructural es de suma importancia estudiar por separado el desempeño de los elementos que conforman dicho sistema, lo que conlleva a determinar la capacidad de absorción de momento, la ductilidad por curvatura, y el tipo de falla que cada elemento diseñado presenta; consecuentemente el diagrama momento – curvatura del elemento nos proporciona la información necesaria.

Es así que se tiene como objetivo producir Sistemas Estructurales que sean capaces de resistir las excitaciones sísmicas por medio de un mecanismo plástico consistente y estable, que sea capaz de absorber demandas importantes de comportamiento plástico y disipar un gran porcentaje de la energía que la excitación sísmica introduce a la estructura. (PARK Y PAULAY 1978)

2.5 HIPÓTESIS

La elaboración de una Guía de aplicación de los Diagramas Momento – Curvatura permitirá comprender el comportamiento de Secciones de Hormigón Armado.

2.6 SEÑALAMIENTO DE VARIABLES DE LA HIPÓTESIS

Variable Independiente:

Elaboración de una Guía para la obtención de los Diagramas Momento – Curvatura.

Variable Dependiente:

Comprensión del comportamiento de Secciones de Hormigón Armado.

CAPITULO III

METODOLOGÍA

3.1 ENFOQUE

El enfoque que se le dará a la presente investigación es cuantitativo, es decir predomina la parte cuantitativa ante la cualitativa pero sin dejarla de lado. Es decir es un proceso en el que a partir de la información recolectada por medio de encuestas, se evaluará la parte numérica representada en porcentajes lo cual ayudará a la verificación de la hipótesis.

3.2 MODALIDAD BÁSICA DE LA INVESTIGACIÓN

- De campo: Pues se recogerán datos a cerca de los conocimientos que poseen los estudiantes a cerca del comportamiento estructural de secciones de hormigón armado.
- De laboratorio: En oficina se analizarán los resultados obtenidos.
- Aplicada: Pues se investiga el problema mencionado con el fin de darle una solución.
- Documental – Bibliográfica: Pues la presente investigación se sustenta en bibliografía encontrada a cerca del tema e investigaciones realizadas por otros autores que han servido como apoyo.

3.3 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN

Exploratorio

Pues en primer lugar se ha establecido un estudio poco estructurado con una metodología simple con la finalidad de generar una hipótesis y reconocer variables de interés investigativo.

Descriptivo

Partiendo de la investigación exploratoria se pueden plantear predicciones tomando en cuenta conocimientos más específicos de la materia relacionada; pues de esta manera se puede realizar la comparación entre las dos variables y clasificar sus elementos, estructuras, y modelos de comportamiento.

3.4 POBLACIÓN Y MUESTRA

La población a tomar en cuenta para el estudio la conforman los estudiantes del décimo semestre de la carrera de Ingeniería Civil y la planta docente afin al área de Estructuras de la FICM de la UTA, y puesto que se considera una población finita pequeña no se ha tomado muestra.

3.5 OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES

3.5.1 OPERACIONALIZACIÓN DE LA VARIABLE INDEPENDIENTE

Elaboración de una Guía de aplicación de los Diagramas Momento – Curvatura.

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	ÍTEMS	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
Conjunto de procedimientos dispuestos en una secuencia lógica que permiten determinar la capacidad que tendrá una sección de hormigón armado ante las solicitaciones de diseño sismo resistente.	Conjunto de procedimientos dispuestos en una secuencia lógica	Manuales o Guías	¿Se dispone en la FICM de un manual o guía que ayude a determinar el diagrama momento – curvatura de una sección de HA?	Encuesta
	Capacidad a flexión de una sección de hormigón armado	Área de Acero	¿Cómo influye el área de acero en la capacidad a flexión de una sección de HA?	Encuesta
		Área de Hormigón	¿Cómo influye el área de hormigón en la capacidad a flexión de una sección de HA?	
	Ductilidad por curvatura de una sección de hormigón armado.	Área de Acero	¿Cómo influye el área de acero en la ductilidad por curvatura de una sección de HA?	Encuesta
Área de Hormigón			¿Cómo influye el área de hormigón en la ductilidad por curvatura de una sección de HA?	

3.5.2 OPERACIONALIZACIÓN DE LA VARIABLE DEPENDIENTE

Comprensión del comportamiento de Secciones de Hormigón Armado.

CONCEPTUALIZACIÓN	DIMENSIONES	INDICADORES	ÍTEMS	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS
Entender la manera de responder de las secciones de Hormigón Armado individualmente y el tipo de falla que podrían presentar ante las solicitaciones externas.	Manera de responder de las secciones de HA	Rango Elástico (Lineal)	¿Se deben diseñar elementos de HA para que actúen en el rango elástico?	Encuesta
		Rango Inelástico (No Lineal)	¿Cómo actúa una sección de HA cuando ha entrado en el rango inelástico y presenta deformaciones permanentes?	
	Tipos de Falla	Falla Dúctil	¿Cuándo se presenta una falla dúctil en una sección de HA?	Encuesta
		Falla Frágil	¿Cuándo se presenta una falla frágil en una sección de HA?	
		Falla Balanceada	¿Cuándo se presenta una falla balanceada en una sección de H A?	
	Solicitaciones Externas	Carga Vertical	¿Cómo afecta la carga vertical en el comportamiento de una sección de HA?	Encuesta
Carga Horizontal		¿Cómo influyen los eventos sísmicos en el comportamiento de una sección de HA?		

3.6 RECOLECCIÓN DE LA INFORMACIÓN

Preguntas Básicas	Explicación
1) ¿Para qué?	<p>Para alcanzar los objetivos de la investigación:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Estudiar los diagramas momento – curvatura para entender el comportamiento de secciones de hormigón armado. - Definir la relación esfuerzo deformación del hormigón y del acero estructural. - Estudiar la relación momento – curvatura. - Definir rótula plástica. - Establecer qué es desempeño estructural. - Describir los niveles de desempeño para los elementos estructurales. - Determinar la utilidad de los diagramas momento – curvatura. - Establecer el nivel de conocimiento en que se encuentran los estudiantes de la FICM de la UTA acerca de la temática presentada.
2) ¿De qué personas u objetos?	<ul style="list-style-type: none"> -Planta docente afín al área de estructuras de la FICM de la UTA -Estudiantes de décimo semestre de la carrera de Ingeniería Civil de la FICM de la UTA
3) ¿Sobre qué aspectos?	<ul style="list-style-type: none"> Manuales o Guías Área de Acero Área de Hormigón Rango Elástico Rango Inelástico Falla Frágil Falla Dúctil Falla Balanceada Carga Vertical Sismos

4) ¿Quién o quiénes?	Christian David Medina Robalino
5) ¿Cuándo?	Durante el mes de Junio del 2012
6) ¿Dónde?	En la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato, ubicada en la ciudad de Ambato, provincia de Tungurahua, en la República del Ecuador.
7) ¿Cuántas veces se aplicará el instrumento?	A toda la población
8) ¿Cómo se redactará la información?	Encuesta
9) ¿Con qué instrumentos?	Cuestionario

3.7 PLAN DE PROCESAMIENTO DE LA INFORMACIÓN

Luego de realizar el estudio tanto a docentes como a estudiantes se tabularán las encuestas de manera separada pregunta por pregunta las cuales se las presentará a manera de tablas y gráficas en porcentaje mismas que permitirán verificar la hipótesis y presentar conclusiones y recomendaciones en base a los resultados obtenidos.

CAPITULO IV

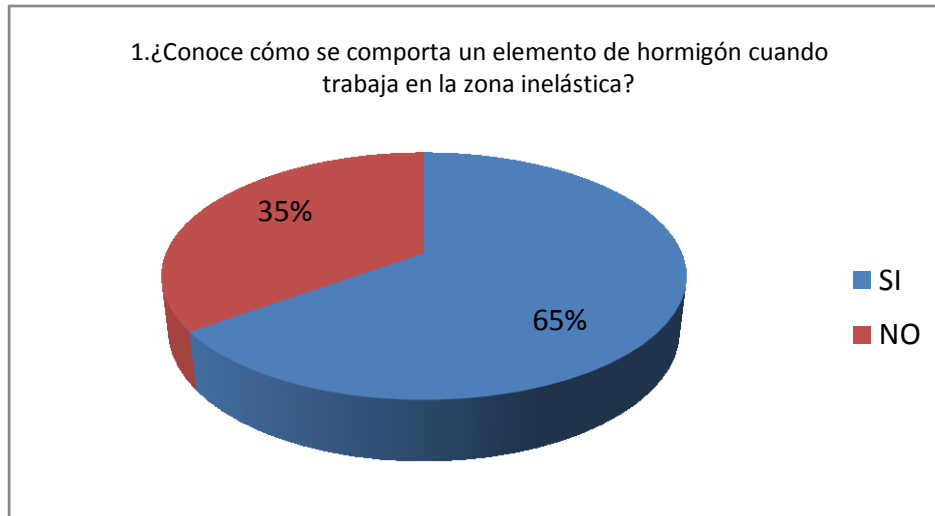
ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

4.1 ANÁLISIS DE RESULTADOS

4.1.1 ANÁLISIS DE LA ENCUESTA A ESTUDIANTES

Pregunta 1: ¿Conoce cómo se comporta un elemento de hormigón cuando trabaja en la zona inelástica?

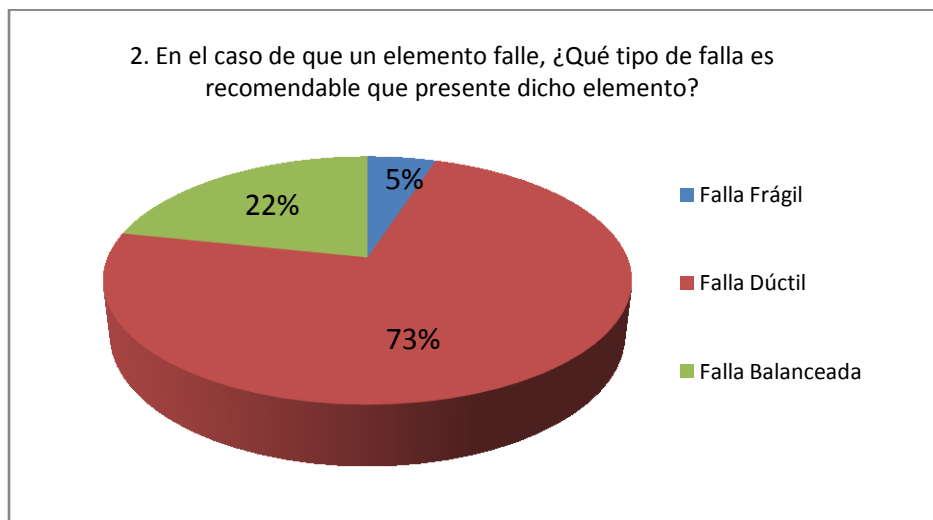
ÍTEM	NUMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	39	65,00%
NO	21	35,00%
TOTAL	60	100,00%



Conclusión: La mayoría de estudiantes de décimo semestre encuestados, afirma que es de su conocimiento el comportamiento de un elemento de hormigón que ha incursionado en el rango inelástico.

Pregunta 2: En el caso de que falle, ¿Qué tipo de falla es recomendable que presente dicho elemento?

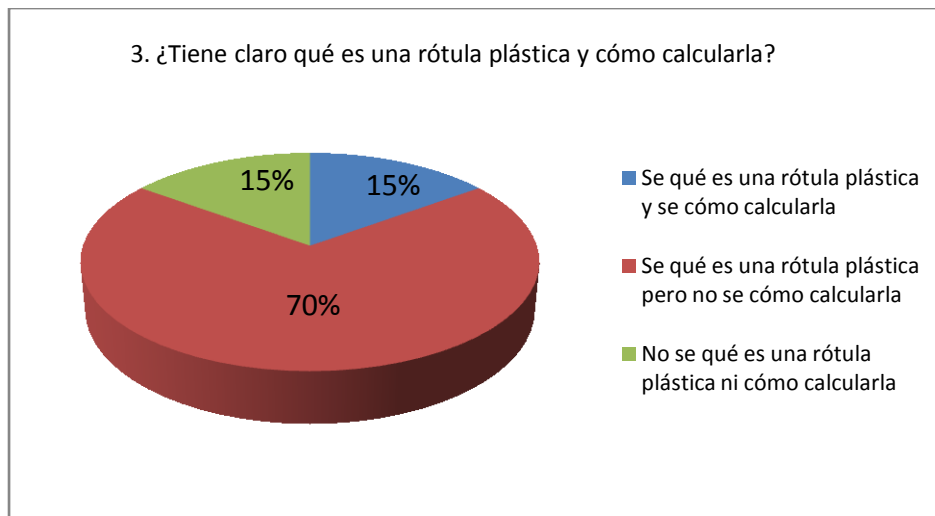
ÍTEM	NUMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
Falla Frágil	3	5,00%
Falla Dúctil	44	73,33%
Falla Balanceada	13	21,67%
TOTAL	60	100,00%



Conclusión: El 73% de los estudiantes opina que en el caso de que falle un elemento de hormigón armado, esta falla debería ser dúctil.

Pregunta 3: ¿Tiene claro qué es una rótula plástica y cómo calcularla?

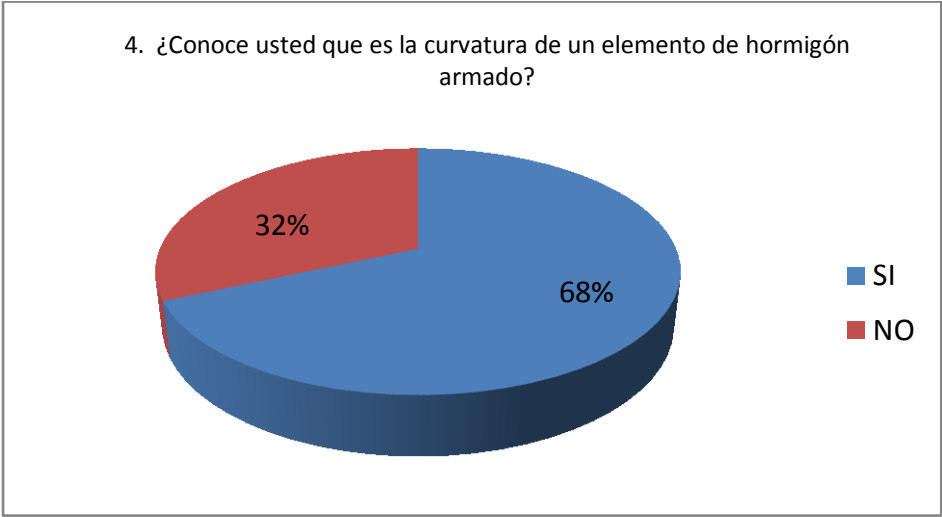
ÍTEM	NUMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
Se qué es una rótula plástica y se cómo calcularla	9	15,00%
Se qué es una rótula plástica pero no se cómo calcularla	42	70,00%
No se qué es una rótula plástica ni cómo calcularla	9	15,00%
TOTAL	60	100,00%



Conclusión: Solamente un 15% de los encuestados afirma saber el concepto de rótula plástica y además conocer el procedimiento para calcular su ubicación, el porcentaje restante se divide en quienes no saben que es rótula plástica ni cómo calcularla, y los que conocen el concepto pero desconocen el proceso de cálculo.

Pregunta No. 4: ¿Conoce usted que es la curvatura de un elemento de hormigón armado?

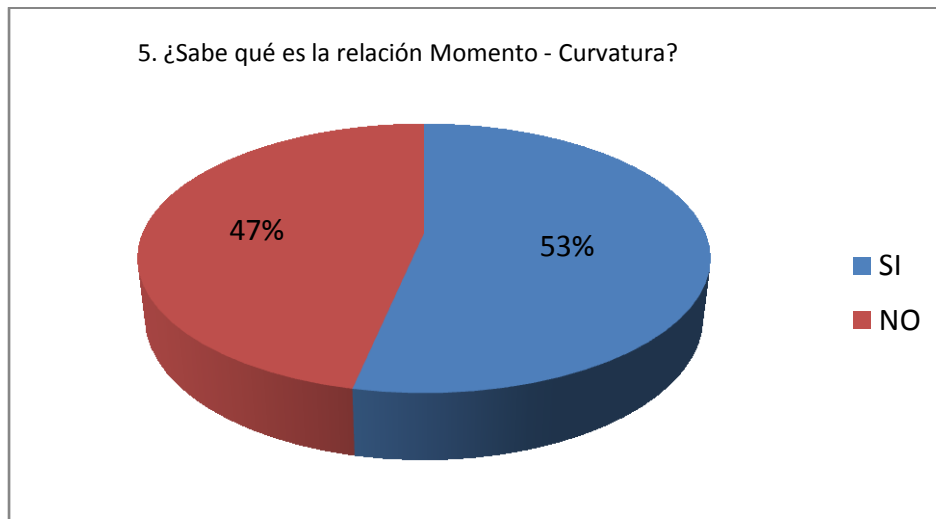
ÍTEM	NUMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	41	68,33%
NO	19	31,67%
TOTAL	60	100,00%



Conclusión: El 68% de estudiantes de décimo semestre asevera conocer el concepto de curvatura de un elemento de hormigón armado.

Pregunta No. 5: ¿Sabe qué es la relación Momento – Curvatura?

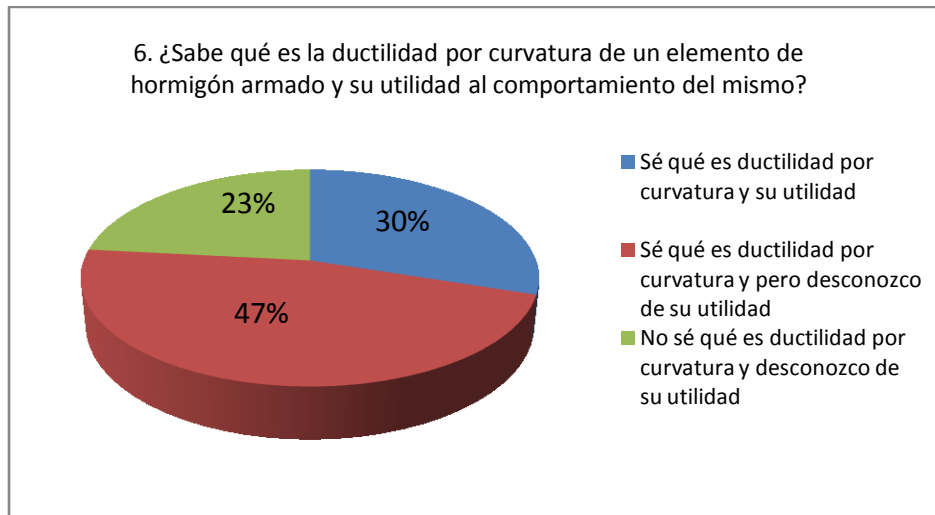
ÍTEM	NUMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	32	53,33%
NO	28	46,67%
TOTAL	60	100,00%



Conclusión: Cerca de la mitad de encuestados, desconoce que es la relación momento – curvatura de una sección de hormigón armado.

Pregunta No. 6: ¿Sabe qué es la ductilidad por curvatura de un elemento de hormigón armado y su utilidad al comportamiento del mismo?

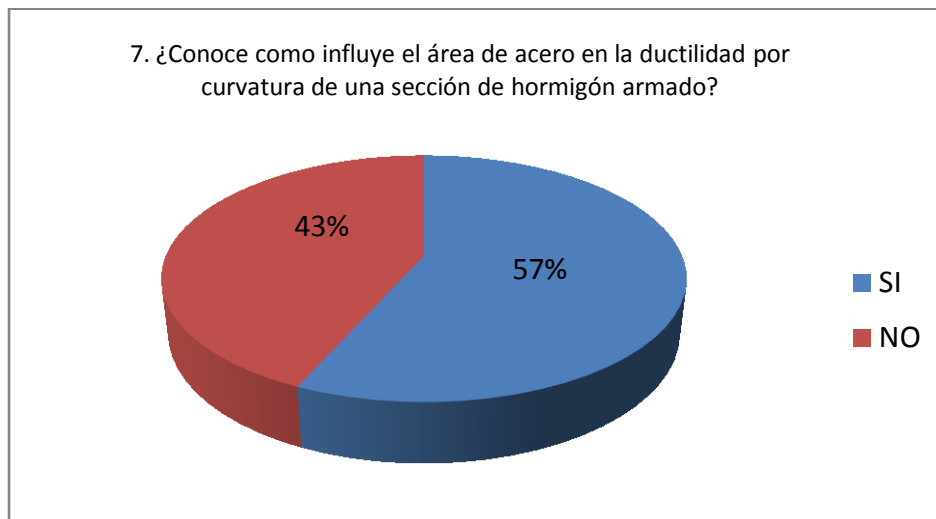
ÍTEM	NUMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
Sé qué es ductilidad por curvatura y su utilidad	18	30,00%
Sé qué es ductilidad por curvatura y pero desconozco de su utilidad	28	46,67%
No sé qué es ductilidad por curvatura y desconozco de su utilidad	14	23,33%
TOTAL	60	100,00%



Conclusión: En su mayoría, los estudiantes conocen que es la ductilidad por curvatura de un elemento de hormigón armado, pero un gran porcentaje de ellos no tiene idea de la utilidad que ésta tiene.

Pregunta No. 7: ¿Conoce cómo influye el área de acero en la ductilidad por curvatura de una sección de hormigón armado?

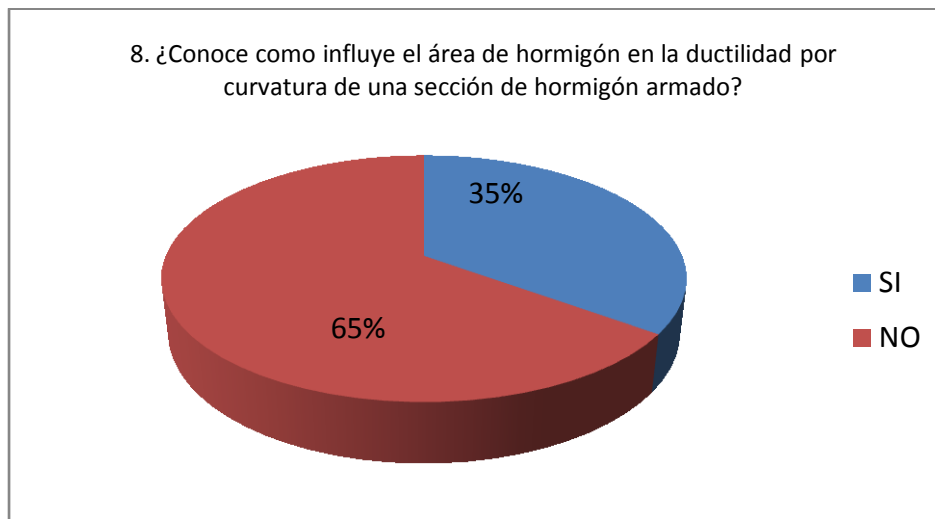
ÍTEM	NUMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	34	56,67%
NO	26	43,33%
TOTAL	60	100,00%



Conclusión: Más de la mitad de alumnos saben de la influencia que tiene el área de acero en la ductilidad por curvatura de una sección de hormigón armado.

Pregunta No. 8: ¿Conoce cómo influye el área de hormigón en la ductilidad por curvatura de una sección de hormigón armado?

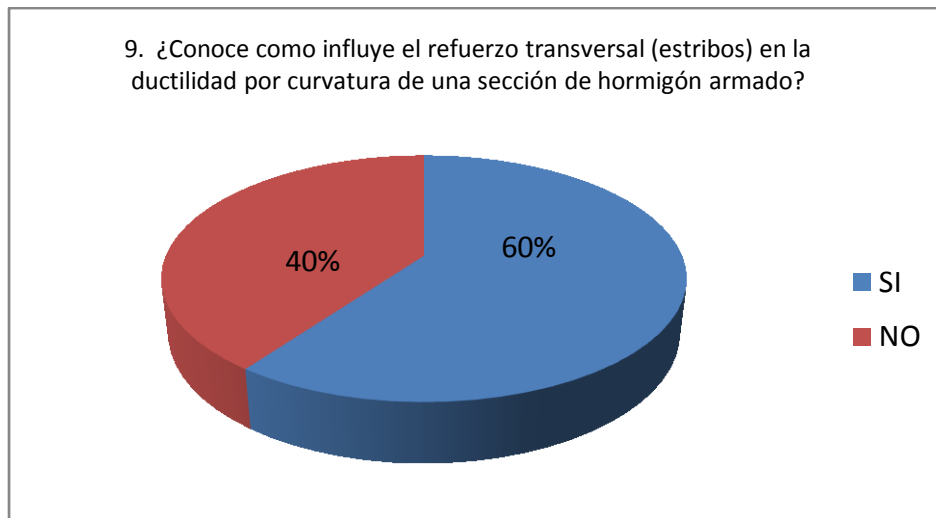
ÍTEM	NUMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	21	35,00%
NO	39	65,00%
TOTAL	60	100,00%



Conclusión: Un 65% de encuestados desconocen la influencia del área de hormigón en la ductilidad por curvatura de una sección de hormigón armado.

Pregunta No. 9: ¿Conoce cómo influye el refuerzo transversal (estribos) en la ductilidad por curvatura de una sección de hormigón armado?

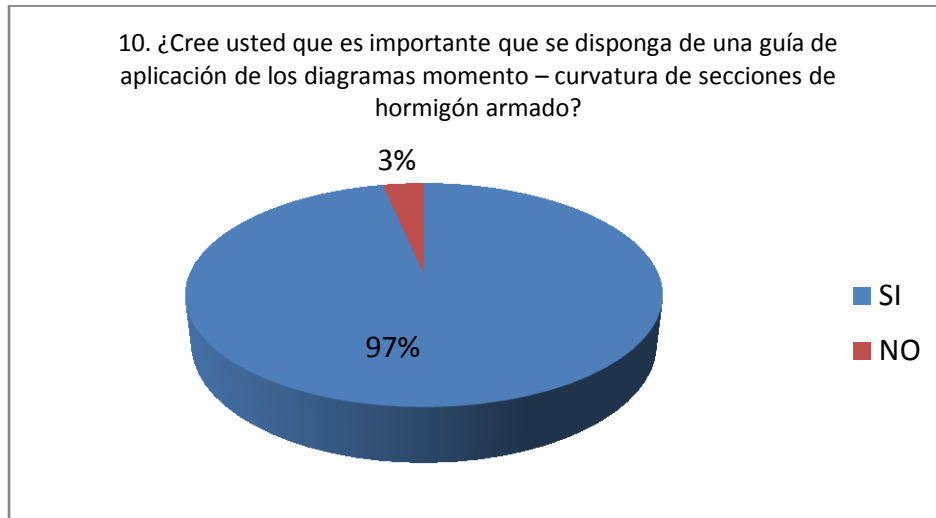
ÍTEM	NUMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	36	60,00%
NO	24	40,00%
TOTAL	60	100,00%



Conclusión: La mayoría de estudiantes de décimo semestre encuestados conoce la influencia de los estribos en la ductilidad por curvatura de una sección de hormigón armado.

Pregunta No. 10: ¿Cree usted que es importante que disponga de una guía de aplicación de los diagramas momento – curvatura de secciones de hormigón armado?

ÍTEM	NUMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	58	96,67%
NO	2	3,33%
TOTAL	60	100,00%

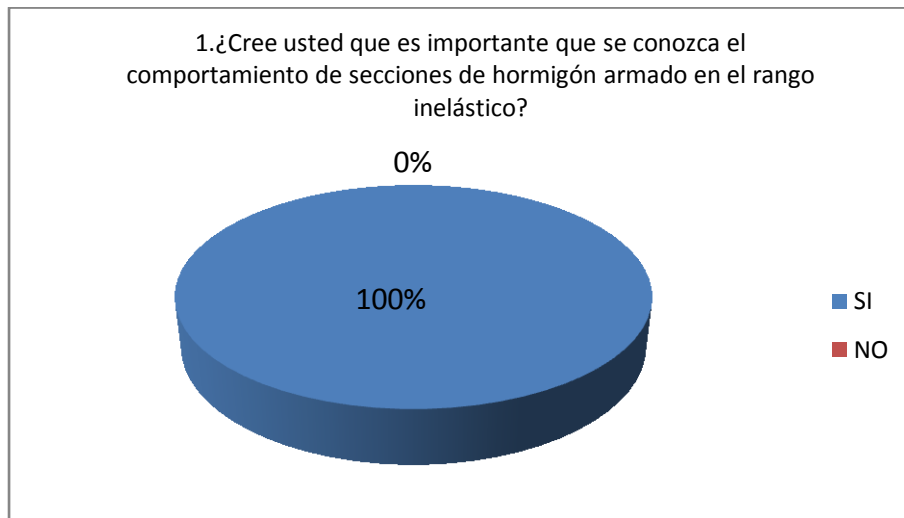


Conclusión: Casi en su totalidad los estudiantes opinan que es necesario que se disponga de una guía de aplicación de los diagramas momento – curvatura de secciones de hormigón armado

4.1.2 ANÁLISIS DE LA ENCUESTA A DOCENTES

Pregunta No. 1: ¿Cree usted que es importante que se conozca el comportamiento de secciones de hormigón armado en el rango inelástico?

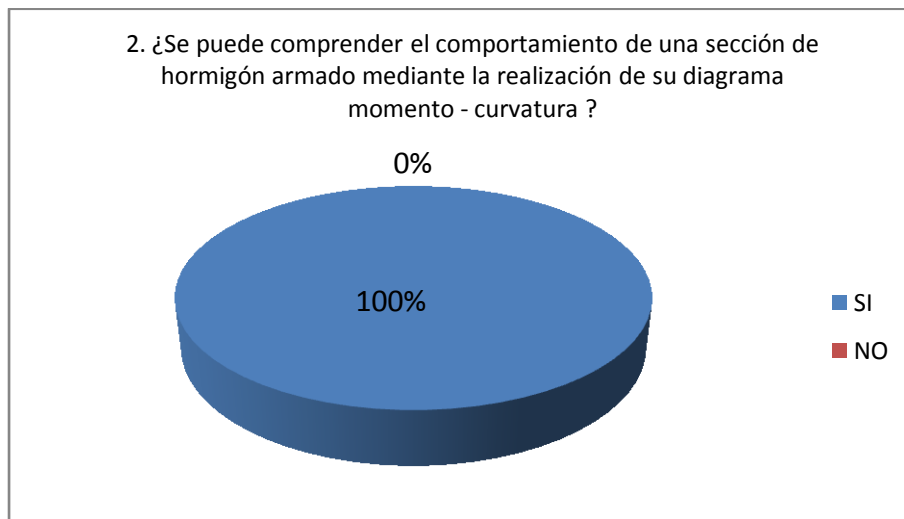
ÍTEM	NUMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	8	100,00%
NO	0	0,00%
TOTAL	8	100,00%



Conclusión: El 100% de los docentes del área de Estructuras confirma la importancia del conocimiento del comportamiento de secciones de hormigón armado trabajando en el rango inelástico.

Pregunta No. 2: ¿Se puede comprender el comportamiento de una sección de hormigón armado mediante la realización de su diagrama momento – curvatura?

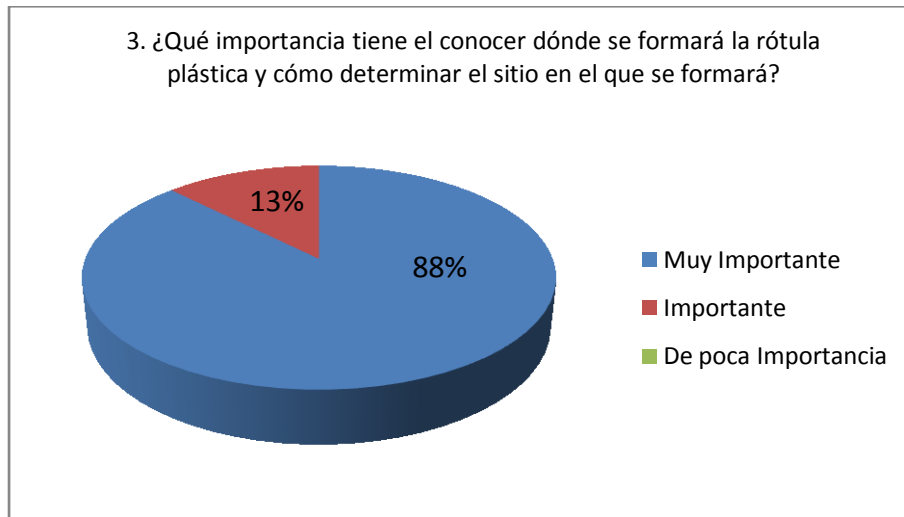
ÍTEM	NUMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	8	100,00%
NO	0	0,00%
TOTAL	8	100,00%



Conclusión: En su totalidad los docentes encuestados aseveran que es posible conocer el comportamiento de una sección de hormigón armado, mediante la realización de su diagrama momento – curvatura.

Pregunta No. 3: ¿Qué importancia tiene el conocer dónde se formará la rótula plástica y cómo determinar el sitio en el que se formará?

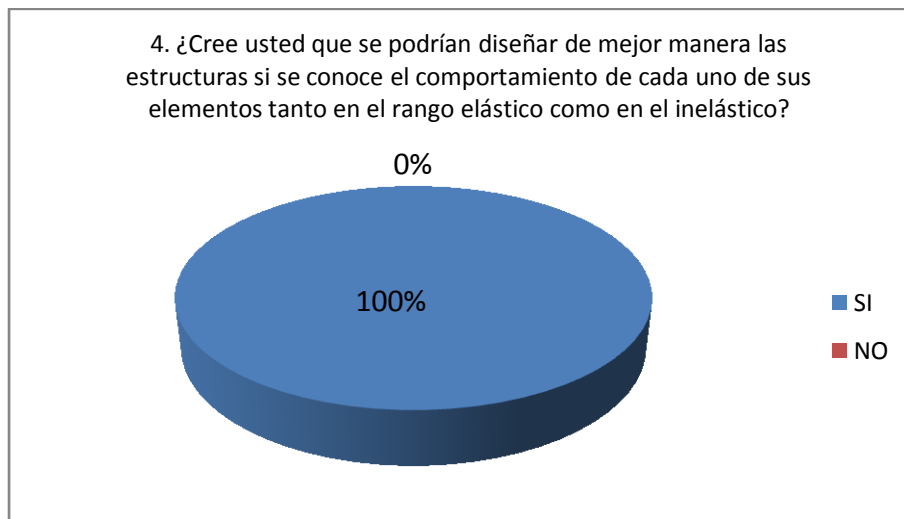
ÍTEM	NUMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
Muy Importante	7	87,50%
Importante	1	12,50%
De poca Importancia	0	0,00%
TOTAL	8	100,00%



Conclusión: El 87% de encuestados opina que es muy importante conocer el sitio de formación de la rótula plástica.

Pregunta No. 4: ¿Cree usted que se podrían diseñar de mejor manera las estructuras si se conoce el comportamiento de cada uno de sus elementos tanto en el rango elástico como en el inelástico?

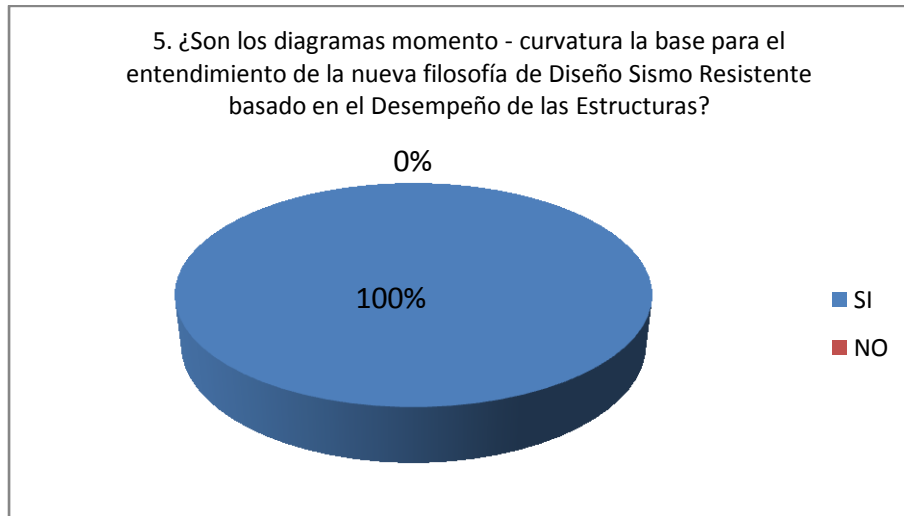
ÍTEM	NUMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	8	100,00%
NO	0	0,00%
TOTAL	8	100,00%



Conclusión: Todos los docentes encuestados afirman que es posible diseñar de mejor manera las estructuras si se conoce el comportamiento de cada uno de sus elementos tanto en el rango elástico como en el inelástico.

Pregunta No. 5: ¿Son los diagramas momento – curvatura la base para el entendimiento de la nueva filosofía de Diseño Sismo Resistente basado en el Desempeño de la Estructura?

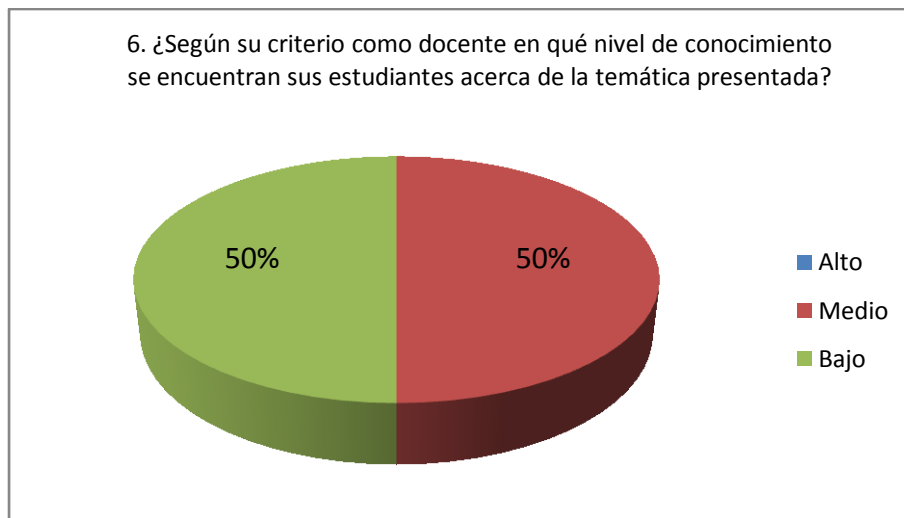
ÍTEM	NUMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	8	100,00%
NO	0	0,00%
TOTAL	8	100,00%



Conclusión: En su totalidad los docentes aseguran que el diagrama momento – curvatura de una sección de hormigón armado es la base para el entendimiento de la nueva filosofía de Diseño Sismo Resistente basado en el Desempeño de la Estructura.

Pregunta No. 6: ¿Según su criterio como docente en qué nivel de conocimiento se encuentra sus estudiantes acerca de la temática presentada?

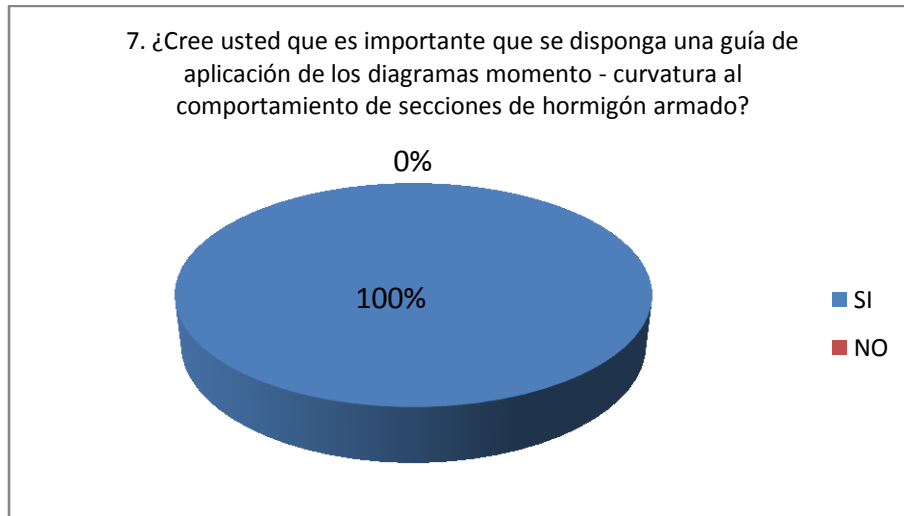
ÍTEM	NUMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
Alto	0	0,00%
Medio	4	50,00%
Bajo	4	50,00%
TOTAL	8	100,00%



Conclusión: El 50% de encuestados opina que los estudiantes tienen un bajo nivel de conocimiento acerca de la temática presentada, el otro 50% opina que el nivel de conocimiento de los estudiantes llega a ser medio.

Pregunta No. 7: ¿Cree usted que es importante que se disponga una guía de aplicación de los diagramas momento – curvatura al comportamiento de secciones de hormigón armado?

ÍTEM	NUMERO DE PERSONAS	PORCENTAJE
SI	8	100,00%
NO	0	0,00%
TOTAL	8	100,00%



Conclusión: Todos los docentes del área de estructuras piensan que es importante que se disponga una guía de aplicación de los diagramas momento - curvatura al comportamiento de secciones de hormigón armado.

4.2 INTERPRETACIÓN DE DATOS

4.2.1 INTERPRETACIÓN DE DATOS DE LA ENCUESTA A ESTUDIANTES

ASPECTO EVALUADO	INTERPRETACIÓN
Manuales o Guías	La mayoría de estudiantes de décimo semestre encuestados opina que es necesario que en la facultad se disponga de una guía para la realización de diagramas momento – curvatura de secciones de hormigón armado.
Curvatura de la sección	<p>El 68% de estudiantes de décimo semestre asevera conocer el concepto de curvatura de un elemento de hormigón armado, pero cerca de la mitad de encuestados, desconoce que es la relación momento – curvatura.</p> <p>En su mayoría, los estudiantes conocen que es la ductilidad por curvatura de un elemento de hormigón armado, pero un gran porcentaje de ellos no tiene idea de la utilidad que ésta tiene.</p>
Ductilidad por curvatura de una sección de hormigón armado.	<p>Más de la mitad de alumnos saben de la influencia que tiene el área de acero en la ductilidad por curvatura de una sección de hormigón armado.</p> <p>Un 65% de encuestados desconocen la influencia del área de hormigón en la ductilidad por curvatura de una sección de hormigón armado</p> <p>La mayoría de estudiantes de décimo semestre encuestados conoce la influencia de los estribos en la ductilidad por curvatura de una sección de hormigón armado.</p>
Comportamiento de Secciones de H. A.	La mayoría de estudiantes de décimo semestre encuestados, afirma que es de su conocimiento el comportamiento de un elemento de hormigón que ha incurrido en el rango inelástico.
Tipos de Falla	El 73% afirma que es recomendable que en el caso de que se presente la falla en un elemento de hormigón armado, esta sea de tipo dúctil, es decir que el acero falle antes que el hormigón. El 22% recomienda que tanto el acero como el hormigón fallen al mismo tiempo; y por último el 5% dice que es recomendable que se presente una falla frágil.
Rótula Plástica	Solamente un 15% de los encuestados afirma saber el concepto de rótula plástica y además conocer el procedimiento para calcular su ubicación, el porcentaje restante se divide en quienes no saben que es rótula plástica ni cómo calcularla, y los que conocen el concepto pero desconocen el proceso de cálculo.

4.2.2 INTERPRETACIÓN DE DATOS DE LA ENCUESTA A DOCENTES

ASPECTO EVALUADO	INTERPRETACIÓN
Manuales o Guías	El 100% de los docentes reconoce que es importante que se disponga de una guía de aplicación de la relación momento – curvatura para entender el comportamiento de secciones de hormigón armado. Además en su totalidad los docentes aseguran que el diagrama momento – curvatura de una sección de hormigón armado es la base para el entendimiento de la nueva filosofía de Diseño Sismo Resistente basado en el Desempeño de la Estructura.
Comportamiento de Secciones de H. A.	En su totalidad los docentes encuestados aseveran que es posible conocer el comportamiento de una sección de hormigón armado, mediante la realización de su diagrama momento – curvatura.
Rótula Plástica	El 87% de encuestados opina que es muy importante conocer el sitio de formación de la rótula plástica, y por lo tanto conocer el proceso de cálculo para determinarlo.
Diseño de Estructuras	Todos los docentes encuestados afirman que es posible diseñar de mejor manera las estructuras si se conoce el comportamiento de cada uno de sus elementos tanto en el rango elástico como en el inelástico.
Nivel de Conocimiento	El 50% de encuestados opina que los estudiantes tienen un bajo nivel de conocimiento acerca de la temática presentada, el otro 50% opina que el nivel de conocimiento de los estudiantes llega a ser medio.

4.3 VERIFICACIÓN DE LA HIPÓTESIS

La hipótesis fue verificada luego de haberse realizado el estudio descrito en la propuesta, concluyendo que la afirmación planteada es verdadera; por lo tanto se justifica la elaboración de una guía de aplicación de la relación momento – curvatura que permitan a los estudiantes de Ingeniería Civil de la FICM comprender de mejor manera y con claridad el comportamiento de secciones de hormigón armado inclusive más allá del rango lineal.

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- Mediante la aplicación de la relación Momento – Curvatura de una sección de hormigón armado, se puede conocer el comportamiento fidedigno del elemento sea que este trabaje en la zona elástica, o que su comportamiento sea no – lineal. Es así que es posible determinar su verdadera capacidad tanto a corte como a flexión.
- Además, es posible determinar el nivel de daño que el elemento presentará bajo la demanda impuesta por el sismo de diseño; de manera que se establezca una relación Demanda – Capacidad, con la finalidad de conocer exactamente que va a ocurrir con el elemento, y tomar acciones preventivas o correctivas de acuerdo al desempeño del mismo.
- Es de vital importancia que las rótulas plásticas se empiecen a formar gradualmente primero en vigas y luego en columnas, de manera que se garantice un mecanismo de falla de la estructura adecuado con el que se puedan prevenir desastres y más que todo brindar seguridad a sus ocupantes en todo momento.

- Los estudiantes de la carrera de Ingeniería Civil de la FICM de la UTA poseen un bajo conocimiento del comportamiento inelástico de secciones de hormigón armado, pues a pesar de que afirman lo contrario, desconocen de la influencia del armado y geometría de una sección en la ductilidad del elemento; siendo esta última la que determinará el comportamiento de la estructura.
- La propuesta que se pretende realizar tiene una total aceptación por parte de los docentes del área de estructuras de la FICM de la UTA, y a su vez un 97% de aceptación entre los estudiantes encuestados, lo cual justifica su realización.

5.2 RECOMENDACIONES

- Se recomienda que posterior al cálculo y diseño de toda estructura, se realice el análisis de la relación momento – curvatura de cada uno de sus elementos o por lo menos de los más críticos; de manera que se pueda conocer el comportamiento real de cada elemento y de acuerdo a ello se determine si el elemento presenta un desempeño adecuado.
- Se recomienda facilitar el presente trabajo de investigación, a todos los estudiantes de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la UTA y a quienes se interesen por ahondar en el estudio, pues es muy probable que les sea de utilidad para el ejercicio profesional o para investigaciones futuras.

- Se recomienda que la temática presentada sea incluida en el pensum universitario en un futuro próximo, pues la tendencia de los nuevos códigos y las nuevas normas como la NEC – 11, es encaminar a los profesionales a diseñar estructuras dúctiles y más económicas.

CAPÍTULO VI

PROPUESTA

6.1 DATOS INFORMATIVOS

Título de la Propuesta: Guía de aplicación de los Diagramas Momento – Curvatura para la comprensión del comportamiento de Secciones de Hormigón Armado.

Institución Ejecutora: La propuesta presentada así como toda la investigación realizada es autoría de Christian David Medina Robalino.

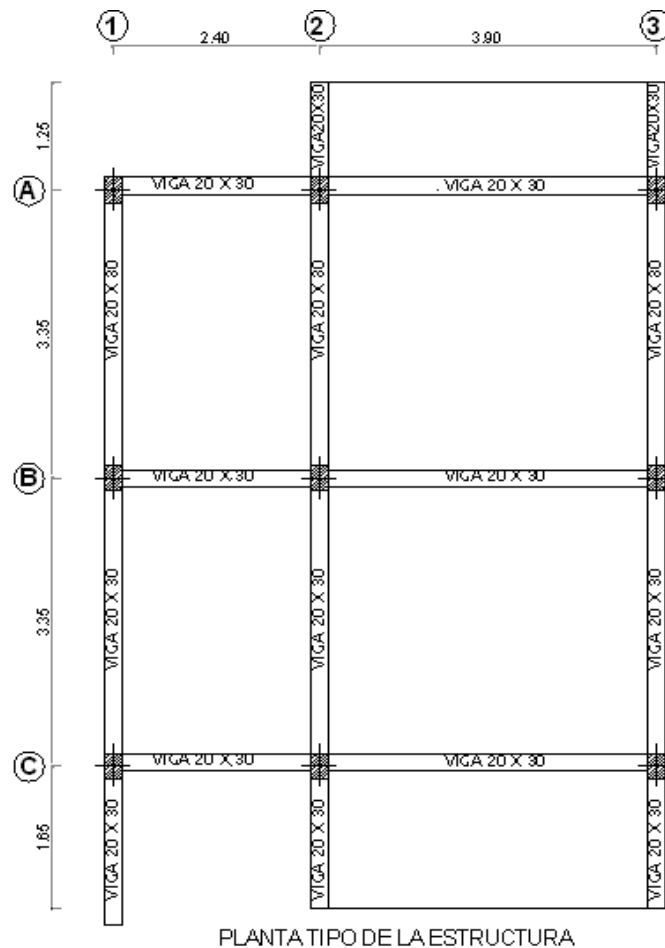
Ubicación: Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la Universidad Técnica de Ambato ubicada en la ciudad de Ambato en la provincia de Tungurahua.

Tiempo de Ejecución: Se prevé que la realización de la guía demore un mes aproximadamente trabajando en promedio 6 horas al día.

Equipo Técnico: El equipo técnico necesario para llevar a cabo la realización de la guía está compuesto por el investigador autor de la propuesta y de un docente de profesión Ingeniero Civil tutor de tesis.

6.2 ANTECEDENTES DE LA PROPUESTA

Para desarrollar la presente propuesta y con ello la guía de aplicación de la relación Momento – Curvatura, se ha escogido una estructura previamente diseñada de acuerdo al código CEC2002; de la cuál se tomarán ciertos elementos estructurales considerados como críticos, con la finalidad de analizar su verdadera capacidad tanto a flexión como a fuerza cortante. A continuación se presenta la estructura elegida para el análisis; consiste en una edificación de 3 plantas de configuración regular tanto en planta como en elevación.



PLANTA TIPO DE LA ESTRUCTURA
Figura 6.1 Planta Tipo de la Estructura en Análisis

Fuente: Elaboración Propia

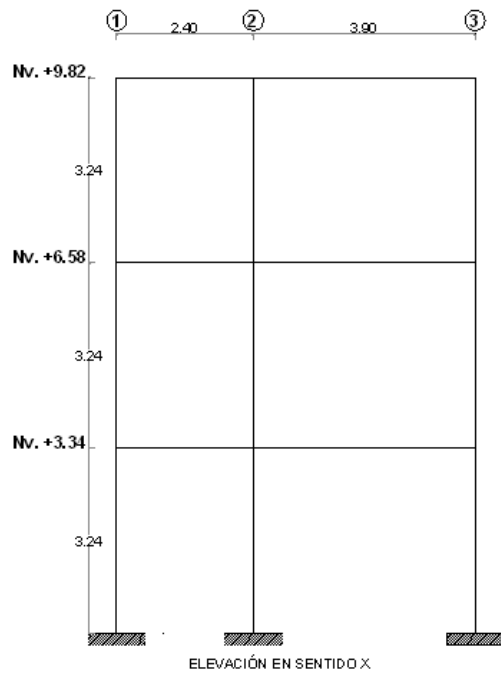


Figura 6.2 Elevación en sentido X de la Estructura
Fuente: Elaboración Propia

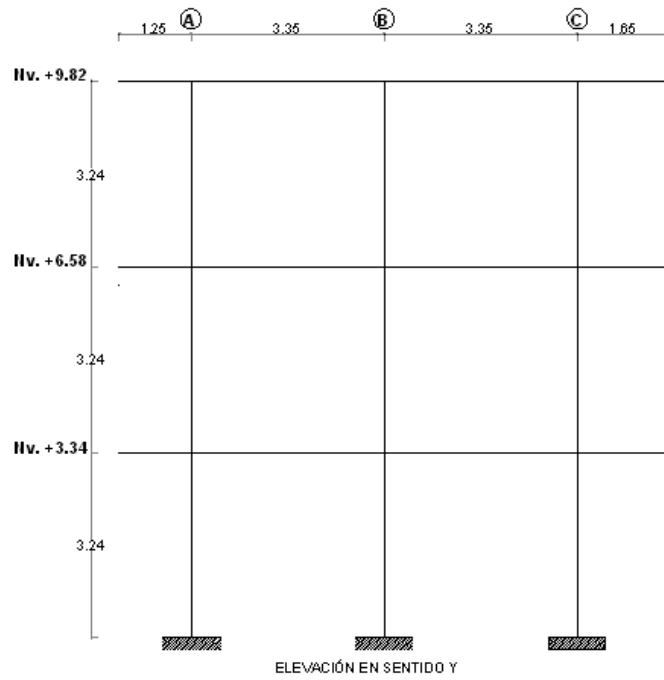


Figura 6.3 Elevación en sentido Y de la Estructura
Fuente: Elaboración Propia

6.3 JUSTIFICACIÓN

La ejecución de la presente propuesta se justifica en razón de que es un proyecto inédito sin antecedentes en la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica de la UTA y que constituiría como un valioso aporte para la formación de los estudiantes de Ingeniería Civil.

Asimismo al contar con una guía de aplicación de la relación momento – curvatura los docentes de la FICM podrán instruir a sus alumnos fácil y eficazmente de manera que ellos comprendan y sepan dónde, cuando y cómo aplicarlos; teniendo como resultado profesionales capaces con un mejor conocimiento del comportamiento de las estructuras, y por lo tanto que contribuyan con el desarrollo del país.

Adicionalmente la propuesta incluye fundamentos básicos de las nuevas técnicas de Diseño Sismoresistente como lo es el Diseño basado en el Desempeño de las estructuras, utilizando como herramienta el Diseño basado en Desplazamientos el cual actualmente ya se lo está aplicando en países desarrollados y que en nuestro caso la nueva norma de construcción **NEC – 11** en su **Capítulo 2 Sección 2.8**, ya plantea esta forma de diseño como método alternativo. Por lo tanto es un impulso a que la nueva generación de ingenieros esté a la vanguardia en temas ingenieriles y tenga la capacidad de competir con profesionales a nivel internacional.

6.4 OBJETIVOS

6.4.1 OBJETIVO GENERAL

Elaborar una Guía de aplicación de la relación Momento – Curvatura para la comprensión del comportamiento de Secciones de Hormigón Armado.

6.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Detallar paso a paso el procedimiento para la realización del diagrama momento – curvatura de una sección de hormigón armado.
- Aplicar un software que facilite la realización del diagrama momento – curvatura de una sección de hormigón armado.
- Determinar en el diagrama los límites de deformación transformados en curvatura, de manera que posteriormente se los pueda relacionar con los límites de diseño y niveles de desempeño.
- Incorporar los efectos producidos por fuerza cortante al diagrama momento - curvatura.
- Determinar el tipo de falla que se presenta en el elemento de hormigón armado.
- Verificar el desempeño del elemento estructural.
- Interpretar los resultados obtenidos del análisis.

6.5 ANÁLISIS DE FACTIBILIDAD

La propuesta se considera factible desde el punto de vista económico debido a que los gastos necesarios para llevarla a cabo no son más que aquellos que se requieran para la reproducción de la Guía, es decir gastos de imprenta.

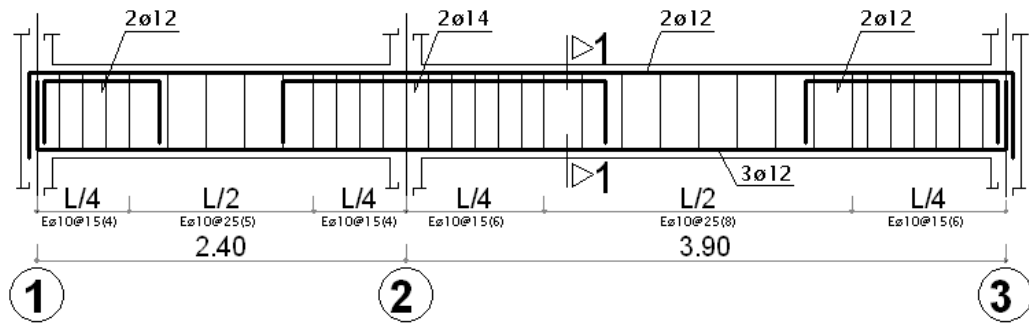
Además es una propuesta sin precedentes en la Facultad, y consecuentemente es técnicamente factible, pues se encontrará disponible en la biblioteca de la FICM para quienes se interesen por el tema y deseen estudiarlo; e inclusive servirá de apoyo para futuras investigaciones relacionadas.

6.6 FUNDAMENTACIÓN

6.6.1 ANÁLISIS DE LA RELACIÓN MOMENTO – CURVATURA PARA ELEMENTOS SUJETOS A FLEXIÓN SIMPLE (VIGAS).

6.6.1.1 SECCIÓN DE DISEÑO

Del análisis y diseño de la estructura en mención, se desprende que la viga considerada como crítica, sujeta a las mayores sollicitaciones tanto por carga vertical como por carga horizontal, es la viga del eje B correspondiente al nivel +3.24; específicamente en el apoyo del Eje 2 entre los ejes 2 y 3.

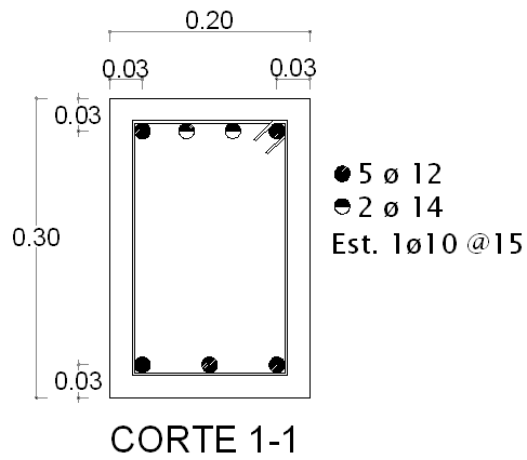


VIGA EJE B Nv. +3.34

Figura 6.4 Viga en Análisis

Fuente: Elaboración Propia

Es por esta razón que la sección de viga, tomada como ejemplo para elaborar la guía de aplicación de su respectivo diagrama momento – curvatura es la siguiente:



CORTE 1-1

Figura 6.5 Sección en Análisis

Fuente: Elaboración Propia

6.6.1.2 DIAGRAMA MOMENTO – CURVATURA DE LA SECCIÓN (CÁLCULO MANUAL)

De manera general, un punto del diagrama momento – curvatura de una sección, se lo puede obtener a partir de una deformación máxima del hormigón ξ_c , tomando como base la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio entre fuerzas y momentos de tensión y de compresión. Dentro de este marco, la profundidad del eje neutro c se la calcula realizando iteraciones hasta llegar a obtener dicho equilibrio entre fuerzas y momentos. (AGUIAR, 2003). Para una mayor comprensión a continuación se enlistan los pasos secuenciales para determinar un punto del diagrama:

- Seleccionar un valor de deformación máxima del hormigón ξ_c .
- Iniciar con un valor de la profundidad del eje neutro c , y de acuerdo con este valor trazar los diagramas de deformaciones y esfuerzos, suponiendo que la variación de deformaciones es lineal.
- Encontrar el valor de la deformación en cada hilera de acero ξ_s .
- Una vez obtenidas las deformaciones, calcular los esfuerzos para el hormigón y para el acero en base a las curvas constitutivas para cada material.
- A partir de los esfuerzos y las áreas de cada material, calcular las fuerzas de tensión y de compresión y verificar que sean iguales, es decir que se logre el equilibrio.
- En caso de no obtener equilibrio, aumentar o disminuir el valor de c según sea el caso hasta llegar al equilibrio de fuerzas internas.

- Una vez determinado el valor final de c , calcular el momento resistente de la sección multiplicando cada fuerza por su brazo de palanca respectivo.
- Finalmente la curvatura \emptyset se obtiene dividiendo el valor de la deformación del hormigón ξ_c , para la profundidad del eje neutro c .

Para el ejemplo de aplicación se asume una deformación del hormigón $\xi_c = 0.0015$, y se considera el modelo elasto – plasto para el acero y el bloque rectangular de Whitney para el hormigón. No se considera la resistencia adicional proporcionada por el confinamiento del hormigón.

DATOS:

$$\xi_c = 0.0015 \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 20 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm} \quad d = 27 \text{ cm} \quad A_s = 5.34 \text{ cm}^2 \quad A_s' = 3.36 \text{ cm}^2$$

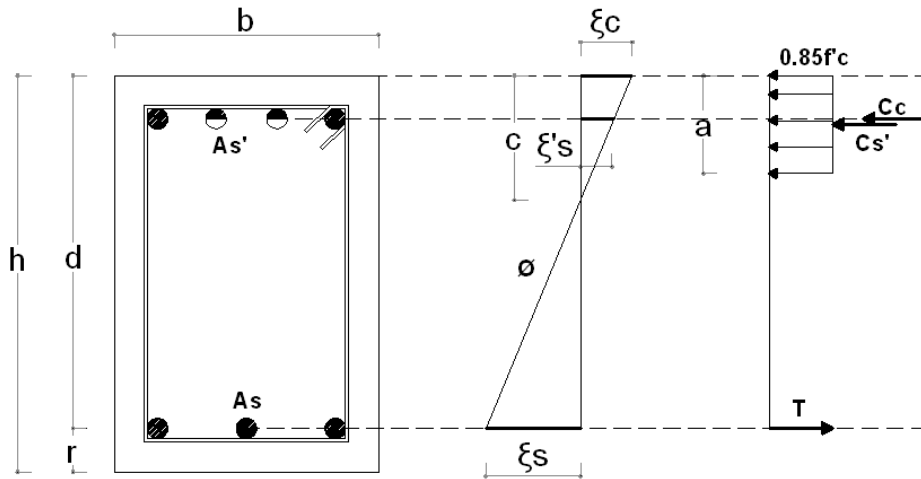


Figura 6.6 Diagrama de Esfuerzos y Deformaciones de la Sección

Fuente: Elaboración Propia

Para el cálculo del módulo elástico de los materiales se toma como referencia la Sección 1.2.5.2 de la NEC – 11 que dice que para el cálculo del módulo elástico

E_c (GPa) del hormigón se utilizará la ecuación $E_c = 4.7\sqrt{f'c}$ utilizando $f'c$ en Mpa; y para el caso del acero la **Sección 4.1.2.3** de dicha norma el módulo elástico será igual a 200000 Mpa.

$$1Kg/cm^2 = 0.0981Mpa \quad 210Kg/cm^2 = 20.601Mpa$$

$$E_c = 4.7\sqrt{f'c} \quad E_c = 4.7\sqrt{20.601} \quad E_c = 21.33251251 Gpa$$

$$E_c = 217463.63 kg/cm^2 \quad E_s = 2038800 kg/cm^2$$

Asumimos un valor de $c = 3.688cm$ (Este valor es producto de una serie de iteraciones que se presentan en el cuadro de iteración)

CUADRO DE ITERACIÓN DE c										
ξ_c	c (cm)	a (cm)	ξ_y	ξ_s	ξ_s'	f_s	f_s'	T	Cs'	Cc
0,0015	3,5700	3,03	0,0021	0,0098	0,0002	4200,00	488,28	14238,00	2607,44	10833,17
Comparación de Fuerzas								14238,00	13440,60	
0,0015	3,6600	3,11	0,0021	0,0096	0,0003	4200,00	551,48	14238,00	2944,90	11106,27
Comparación de Fuerzas								14238,00	14051,17	
0,0015	3,6880	3,13	0,0021	0,0095	0,0003	4200,00	570,51	14238,00	3046,52	11191,24
Comparación de Fuerzas								14238,00	14237,76	

Figura 6.7 Cuadro de Iteración de c

Fuente: Elaboración Propia

Cálculo de a

$$a = \beta_1 * c \quad a = 0.85 * 3.688 \quad a = 3.13cm$$

$\beta_1 = 0.85$ para hormigones de hasta 28Mpa **Sección 10.2.7.3 del ACI 318 – 08**

Deformación de Fluencia del Acero

$$\xi_y = \frac{fy}{Es} \quad \xi_y = \frac{4200}{2038800} \quad \xi_y = 0.0021$$

Deformación del Acero de Tensión

$$\xi_s = \frac{(d - c) * \xi_c}{c} \quad \xi_s = \frac{(27 - 3.688) * 0.0015}{3.688} \quad \xi_s = 0.0095$$

Deformación del Acero de Compresión

$$\xi_{s'} = \frac{(c - r) * \xi_c}{c} \quad \xi_{s'} = \frac{(3.688 - 3) * 0.0015}{3.688} \quad \xi_{s'} = 0.0003$$

Esfuerzo del Acero de Tensión

$$f_s = \xi_s * Es \quad f_s = 0.0095 * 2038800 \quad f_s = 19368.6 \text{ kg/cm}^2$$

De acuerdo con el modelo elasto – plasto del acero si $f_s > fy$ entonces $f_s = fy$, y por lo tanto $f_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo del Acero de Compresión

$$f_{s'} = \xi_{s'} * Es' \quad f_{s'} = 0.0003 * 2038800 \quad f_{s'} = 570.51 \text{ kg/cm}^2$$

Fuerza del Acero de Tensión

$$T = f_s * A_s \quad T = 4200 * 3.39 \quad T = 14238 \text{ kg}$$

Fuerza del Acero de Compresión

$$C_{s'} = f_{s'} * A_{s'} \quad C_{s'} = 570.51 * 5.34 \quad C_{s'} = 3046.52 \text{ kg}$$

Fuerza de Compresión del Hormigón

$$C_c = 0.85 * f'_c * a * b \quad C_c = 0.85 * 210 * 3.13 * 20 \quad C_c = 11191.24 \text{ kg}$$

Fuerza de Resultante de Compresión

$$C = C_c + C_{s'} \quad C = 11191.24 + 3046.52 \quad C = 14237.76 \text{ kg}$$

Comparando fuerzas de tanto de Tensión como de Compresión se puede observar que son iguales y por lo tanto se ha llegado al equilibrio; es así que una vez definido el valor de c se procede a calcular el Momento y la Curvatura de la Sección.

Momento de la Sección

$$M = C_{s'} * (d - r) + C_c * \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M = 3046.52 * (27 - 3) + 11191.24 * \left(27 - \frac{3.12}{2}\right)$$

$$M = 357738.81 \text{ kg} * \text{cm}$$

Curvatura de la Sección

$$\varnothing = \frac{\xi_c}{c} \quad \varnothing = \frac{0.0015}{3.688} \quad \varnothing = 0.005532 \text{ cm}^{-1}$$

Resulta claro entonces el proceso de cálculo de un punto del diagrama Momento – Curvatura de esta sección. Sin embargo, existen algunas falencias en el cálculo, y más aún consideraciones que no se las toma en cuenta porque resulta difícil la aplicación de todas las variables en las fórmulas; por lo que, tanto la curvatura como el momento pueden estar un poco alejados de sus valores reales. Es así entonces que el cálculo manual del diagrama Momento – Curvatura de una sección tiene algunas desventajas:

- El proceso de cálculo resulta tedioso y repetitivo, toda vez que para cada valor de deformación del hormigón, se debe realizar un sin número de iteraciones hasta llegar al equilibrio; y es necesario calcular varios puntos del diagrama con la finalidad de que los cálculos que se realizan a partir de él, sean en lo posible, lo más exactos.
- En el cálculo manual se toma en consideración el modelo elasto – plasto para el acero, es decir se asume que al llegar a la fluencia, el acero continúa deformándose sin aumento o disminución de esfuerzo; lo cual es una falacia puesto que la curva completa del acero cuenta con una zona de endurecimiento en la que su esfuerzo aumenta y luego disminuye hasta la rotura.
- Para el caso del hormigón por razones de facilidad en el cálculo manual, se aplica el modelo de Whitney o de Jensen, mismos que son aproximaciones del área real de compresión del concreto y que ambos son para el hormigón no confiando.

- Al considerar modelos para el concreto no confinado, se está despreciando la resistencia adicional que se genera por el confinamiento del concreto, por lo que el modelo más acorde a la realidad es el Modelo propuesto por Mander, que diferencia al concreto confinado, del no confinado.

De allí pues, que para la obtención del diagrama $M - \emptyset$ se ha utilizado un programa computacional llamado USC – RC basado en un modelo de fibras, desarrollado en la Universidad del Sur de California (University of Southern California) el cual es aplicable para cuatro diferentes tipos de secciones de hormigón armado, considera el Modelo de Mander para el concreto confinado, y además considera el endurecimiento del acero.

6.6.1.3 DIAGRAMA MOMENTO – CURVATURA DE LA SECCIÓN (USC_RC)

El programa USC_RC fue desarrollado en la Universidad del Sur de California (University of Southern California) y está basado en un modelo de fibras. El programa es aplicable para cuatro diferentes tipos de secciones de hormigón armado que son consideradas las más utilizadas, y brinda una interfaz sencilla de manejar.

En cuanto a los modelos de los materiales, USC_RC utiliza el modelo de Mander y sus respectivas ecuaciones para el cálculo de las deformaciones en el hormigón tanto confinado como no confinado. Para el caso del acero la Universidad del Sur de California ha desarrollado un modelo capaz de simular el comportamiento de diferentes tipos de acero el cual si considera el endurecimiento del acero.

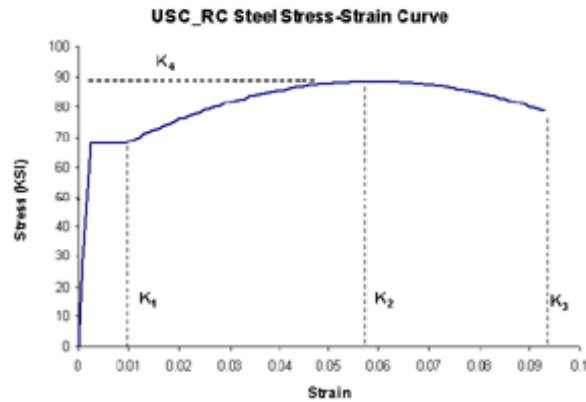


Figura 6.8 Modelo de la Curva $\sigma - \xi$ del Acero desarrollada por USC

Fuente: USC_RC Manual del Usuario

Al momento de abrir el programa aparecerá una ventana de inicio constituida por una barra de herramientas en la parte superior y un cuadro interactivo formado por seis bloques en los que se trabajarán.

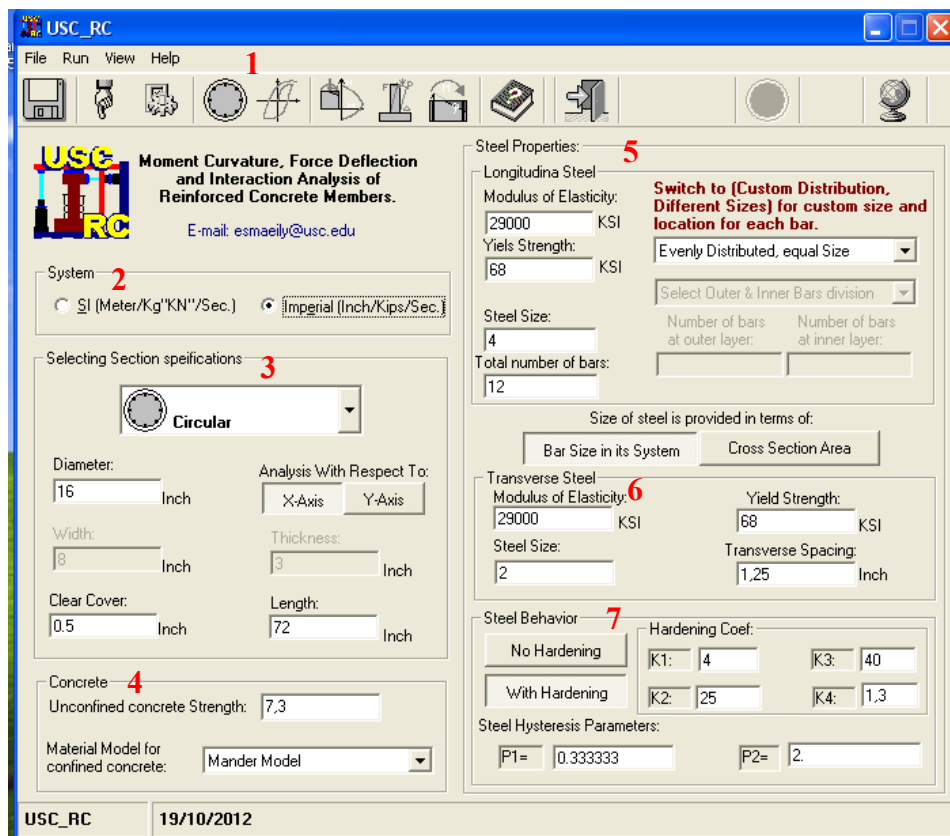


Figura 6.9 Ventana de Inicio del Programa USC_RC

Fuente: USC_RC

1. Barra de Herramientas y Opciones
2. Selección del Sistema de Unidades
3. Propiedades de la Sección
4. Propiedades del Concreto
5. Propiedades del Acero Longitudinal
6. Propiedades del Acero Transversal
7. Comportamiento del Acero

6.6.1.3.1 SELECCIÓN DEL SISTEMA DE UNIDADES

El programa da la opción de elegir entre dos sistemas de unidades para trabajar:

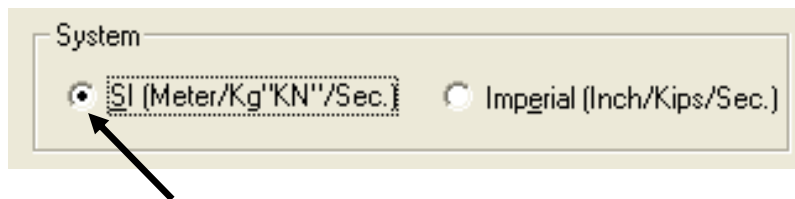


Figura 6.10 Selección del Sistema de Unidades

Fuente: USC_RC

SI: Sistema Internacional de unidades que considera al Metro como unidad de longitud, al Kilo Newton como unidad de fuerza, y al segundo como unidad de tiempo.

Imperial: Sistema Inglés de unidades que considera a la Pulgada como unidad de longitud, al Kilonewton como unidad de fuerza, y al segundo como unidad de tiempo.

Por facilidad de transformación de unidades se utilizará el Sistema Internacional durante todo el proceso de cálculo.

6.6.1.3.2 PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

A continuación se procede a definir las propiedades de la sección diseñada de la que se obtendrá el diagrama $M - \emptyset$.

El programa nos facilita cuatro tipos de secciones consideradas como las más utilizadas en el diseño.

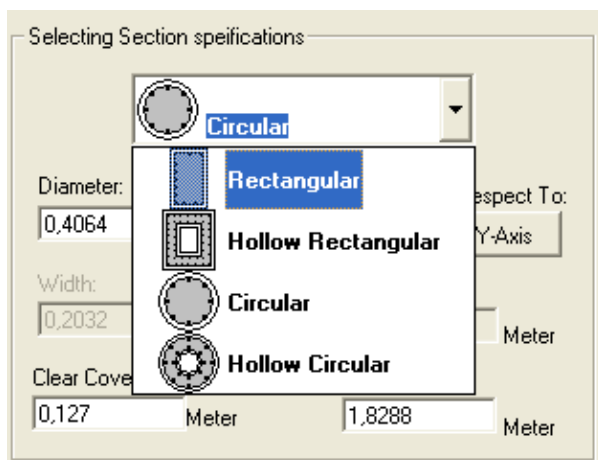


Figura 6.11 Tipos de Sección

Fuente: USC_RC

Rectangular: Sección rectangular

Circular: Sección circular

Hollow Rectangular: Sección acanalada

Hollow Circular: Sección tubular

En este caso se escoge la sección rectangular que es la que se ajusta al caso en análisis.

Una vez definido el tipo de sección se procede a completar el resto de parámetros de las propiedades de la sección.

Selecting Section specifications

Rectangular

Height: Meter

Width: Meter

Clear Cover: Meter

Length: Meter

Analysis With Respect To: X-Axis Y-Axis

Thickness: Meter

Figura 6.12 Propiedades de la Sección

Fuente: USC_RC

Height: Se ingresa la altura de la sección que para el caso es de 30cm es decir 0,30m.

Width: Se ingresa la base de la sección que para el caso es de 0,20m.

Clear Cover: Se ingresa el espesor del recubrimiento de la sección que para el caso es de 3cm.

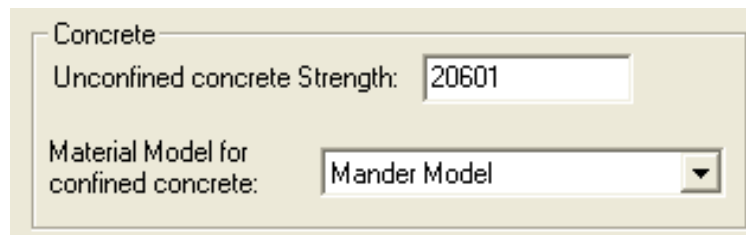
Analysis With Respect To: En este parámetro el programa solicita conocer el eje de referencia al cual se va a realizar el análisis. Para el caso de vigas el momento flexionante actúa sobre el eje X; es en el análisis de columnas que debemos seleccionar el eje, pues en columnas el momento flexionante puede actuar tanto en X como en Y. Seleccionamos **X – Axis**.

Length: Se ingresa la longitud de la sección. En vigas la longitud se toma entre la cara de los apoyos de las columnas, pues se considera que las vigas se introducen en

las columnas más no las columnas en las vigas, por ser consideradas las columnas elementos más críticos. En columnas la longitud que se toma es entre ejes.

Para el problema de aplicación la longitud entre ejes que se tiene es de 3.90m y como las columnas tienen 20cm de dimensión en ese sentido, la longitud de viga que se considera es de 3.70m.

6.6.1.3.3 PROPIEDADES DEL CONCRETO



Concrete
Unconfined concrete Strength: 20601
Material Model for confined concrete: Mander Model

Figura 6.13 Propiedades del Concreto

Fuente: USC_RC

Unconfined Concrete Strength: Esfuerzo de compresión del hormigón no confinado medido a los 28 días de edad en $KN/m^2(KPa)$. $f'c = 210 kg/cm^2$

$$1 kg/cm^2 = 98.1 KPa \quad 210 kg/cm^2 = 20601 KPa$$

Material Model for Confined Concrete: Modelo de la curva Esfuerzo – Deformación del concreto confinado. Se escoge la opción **Mander Model** pues este modelo es el que da mejores resultados.

6.6.1.3.4 PROPIEDADES DEL ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL

Por razones de facilidad es recomendable definir previamente las propiedades del acero transversal, antes que las propiedades del acero longitudinal.

Transverse Steel	
Modulus of Elasticity:	Yield Strength:
<input type="text" value="200000000"/> KN/m ²	<input type="text" value="412020"/> KN/m ²
Bar Section Area:	Transverse Spacing:
<input type="text" value="0.0000785"/> m ²	<input type="text" value="0.015"/> Meter

Figura 6.14 Propiedades del Acero Transversal

Fuente: USC_RC

Modulus of Elasticity: Módulo elástico del acero, como se mencionó previamente el ACI 318 – 08 plantea que el módulo de elasticidad para el acero se debe tomar $200000MPa$ que transformando obtenemos $200000KN/m^2$ (KPa).

Bar Section Area: Se define el área de la sección transversal de las barras de confinamiento, que en este caso se ha utilizado barras de diámetro igual a 10cm a las que les corresponde un área de $0.0000785 m^2$.

Yiels Strenght: Esfuerzo de tensión del acero transversal. Los estribos para la viga en mención se diseñaron con barras de acero corrugado de $f_y = 4200Kg/cm^2$ que transformando obtenemos $f_y = 412020KN/m^2$.

Transverse Spacing: Se debe definir el espacio entre estribos, que para el ejercicio es de 15cm.

6.6.1.3.5 PROPIEDADES DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL

Steel Properties:

Longitudina Steel

Modulus of Elasticity: 200000000 KN/m2

Yiels Strength: 412020 KN/m2

Bar Section Area: 0,0001 m2

Total number of bars: 7

Switch to (Custom Distribution, Different Sizes) for custom size and location for each bar.

Evenly Distributed, equal Size

Select Outer & Inner Bars division

Number of bars at outer layer:

Number of bars at inner layer:

Size of steel is provided in terms of:

Bar Size in its System Cross Section Area

Figura 6.15 Propiedades del Acero Longitudinal

Fuente: USC_RC

Modulus of Elasticity: Módulo elástico del acero, como se mencionó previamente el ACI 318 – 08 plantea que el módulo de elasticidad para el acero se debe tomar $200000MPa$ que transformando obtenemos $200000KN/m^2$ (KPa).

Yiels Strenght: Esfuerzo de tensión del acero. La viga en mención se diseñó con barras de acero corrugado de $f_y = 4200Kg/cm^2$ que transformando obtenemos $f_y = 412020KN/m^2$.

Size of steel is provided in terms of: El programa brinda la opción de ingresar el armado de la sección de dos maneras:

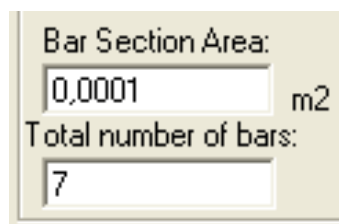
- **Bar Size in its System:** Se digita el número asignado a cada barra dependiendo de su diámetro, de acuerdo con el sistema de unidades elegido.
- **Cross Section Area:** La segunda opción consiste en digitar el área en m^2 de la sección transversal de la barra de acero.

Por comodidad es recomendable escoger **Cross Section Area**.

Armado de la Sección: Se debe elegir entre dos opciones:

- **Evenly Distributed, Equal Size:** Esta opción se elige cuando todas las barras de la sección tienen el mismo diámetro y están distribuidas uniformemente en todos los lados de la sección.

En este caso se deben llenar dos cuadros en los que se indica el área de la sección transversal de cada barra, y el número de barras presentes en la sección.



The image shows a software interface with two input fields. The first field is labeled 'Bar Section Area:' and contains the value '0.0001' followed by the unit 'm2'. The second field is labeled 'Total number of bars:' and contains the value '7'.

Figura 6.16 Cuadro de Armado Uniforme

Fuente: USC_RC

- **Custom Distribution, Different Size:** Esta opción es la adecuada cuando se trata de una sección armada con barras de diferente diámetro y distribuidas de acuerdo al criterio del diseñador.

Se escoge la opción **Custom Distribution, Different Size** debido a que se tiene barras de diferente diámetro colocadas según diseño, y aparece el siguiente cuadro de diálogo en el que se irá colocando el número de barras, la posición de cada barra de acuerdo a un sistema de coordenadas proporcionado por el programa, y su respectiva área transversal.

Se inicia con una sección en blanco de dimensiones previamente definidas, dentro de la cual por medio de un clic se agrega una barra de acero, a la que posteriormente con un clic derecho se le puede asignar el valor de su área y su posición dentro de la sección.

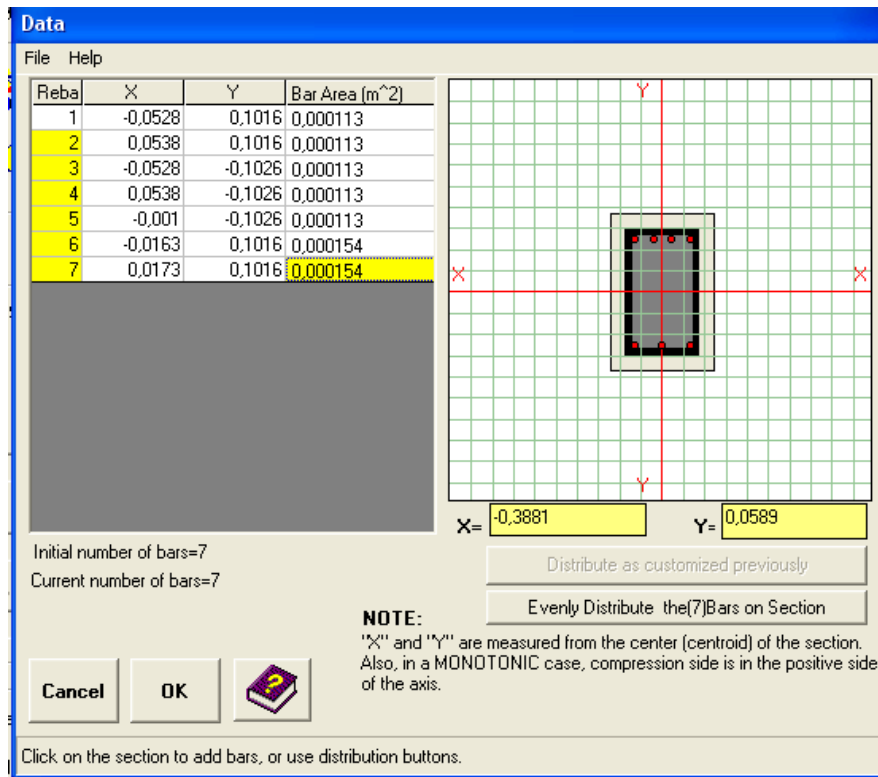


Figura 6.17 Cuadro de Armado de la Sección

Fuente: USC_RC

6.6.1.3.6 COMPORTAMIENTO DEL ACERO

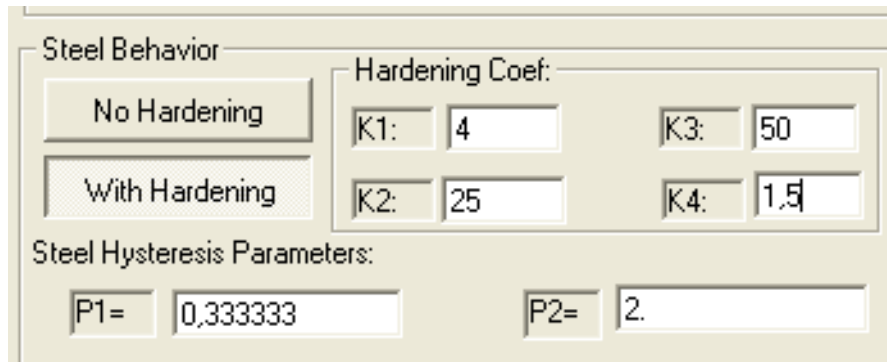


Figura 6.18 Comportamiento del Acero

Fuente: USC_RC

El programa da a escoger dos opciones para la aplicación del modelo de la curva Esfuerzo – Deformación del acero.

No Hardening: Al definir este modelo de comportamiento no se considera el endurecimiento del acero posterior a la fluencia, es decir después de la fluencia el acero continúa deformándose sin aumento o disminución de esfuerzo hasta la rotura. Es el equivalente del modelo Elasto – Plasto. Al escoger este modelo se debe definir solamente un parámetro que es **K3**.

- **K3:** Es la relación de la deformación última a la deformación de fluencia, es decir se asume que la rotura se produce a una deformación igual a K3 veces la deformación de fluencia.

With Hardening: Este parámetro considera el endurecimiento del acero posterior a la fluencia, lo cuál define un comportamiento del acero mucho más cercano al real evidenciado en laboratorios.

El programa utiliza una curva desarrollada por la Universidad del Sur de California que se ajusta bien con los resultados de pruebas de materiales en laboratorio. Este modelo es flexible, y por el ajuste de sus parámetros puede ser utilizado para simular el comportamiento de diferentes tipos de acero. Esta curva se limita a la especificación de cuatro parámetros.

- **K1:** Es la relación de deformación en inicio de la deformación del endurecimiento a la deformación de fluencia. La curva se supone que es lineal hasta el punto de fluencia, que es el caso de casi todo tipo de acero, y tiene una deformación plástica pura desde del punto de fluencia hasta una deformación de K1 veces la deformación de fluencia.

- **K2:** Es la relación de deformación en el esfuerzo último al esfuerzo de fluencia. El esfuerzo máximo se asume que ocurra a una deformación de K2 veces la deformación de fluencia.
- **K3:** Es la relación de la deformación última a la deformación de fluencia, es decir se asume que la rotura se produce a una deformación igual a K3 veces la deformación de fluencia.
- **K4:** Es la relación del esfuerzo último al esfuerzo de fluencia. Una curva cuadrática une el inicio del endurecimiento con el esfuerzo último y el esfuerzo de rotura.

Los criterios para definir estos valores, se basan en las hipótesis del modelo de Mander para el acero de refuerzo, que en el continente americano tiene un valor de $f_y = 414 \text{ MPa}$ lo que equivale aproximadamente a $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ presente en nuestro medio.

Estas hipótesis dictan que la deformación de fluencia del acero es igual a $\xi_y = 0.002$, la deformación en la que empieza el endurecimiento es aproximadamente igual a $\xi_{sh} = 0.008$, es decir 4 veces la deformación de fluencia, la deformación última fluctúa entre $\xi_{su} = 0.10$ y 0.12 es decir de 50 a 60 veces la deformación de fluencia; y la relación entre el esfuerzo máximo y el esfuerzo de fluencia está entre $f_u/f_y = 1.35$ y 1.50 (PRIESTLEY, 2007)

De acuerdo con este modelo se definen los valores a continuación:

- **K1 = 4:** La deformación del acero en el inicio del endurecimiento es igual a 4 veces la deformación de fluencia.
- **K2 = 25:** La deformación que corresponde al esfuerzo máximo, es igual a 25 veces la deformación de fluencia.
- **K3 = 50:** La deformación de rotura del acero corresponde a 50 veces la deformación de fluencia.
- **K4 = 1.50:** El esfuerzo máximo es igual a 1.50 veces el esfuerzo de fluencia.

Steel Hysteresis Parameters: Estos parámetros deben definirse para simular los ciclos de carga y descarga a los que estaría sometido el material en caso de un sismo, el ciclo inicia con la carga impuesta al material en un sentido determinado, la descarga y la carga en el otro sentido. Se definen dos parámetros de histéresis del acero.

- **P1 =** En el punto de reversa de la deformación, se asume que el módulo elástico es el mismo que el inicial; la misma elasticidad es asumida hasta un esfuerzo luego del cambio de signo, donde el valor absoluto del esfuerzo es una porción del esfuerzo de fluencia del acero. Este valor puede ser calculado con un parámetro P1; y el valor de este esfuerzo se calcula como $P1 * f_y$.
- **P2 =** En el punto de esfuerzo definido como $P1 * f_y$, la rigidez cambia a una fracción de la rigidez inicial. El valor de la rigidez secundaria puede ser calculado con un parámetro P2; de esta manera la rigidez secundaria quedaría definida como $(P1/P2) * E_s$ en el primer o tercer cuarto del sistema de coordenadas y como $(P1/(2 * P2)) * E_s$, en donde E_s es el módulo elástico

del acero. Este cambio de rigidez se asume para considerar un mejor efecto del endurecimiento.

De esta manera se toma 1/3 del valor de esfuerzo de fluencia para el punto de reversa de la deformación, es decir $P1 = 0.33333$ y para el cálculo de la rigidez secundaria $P2 = 2$.

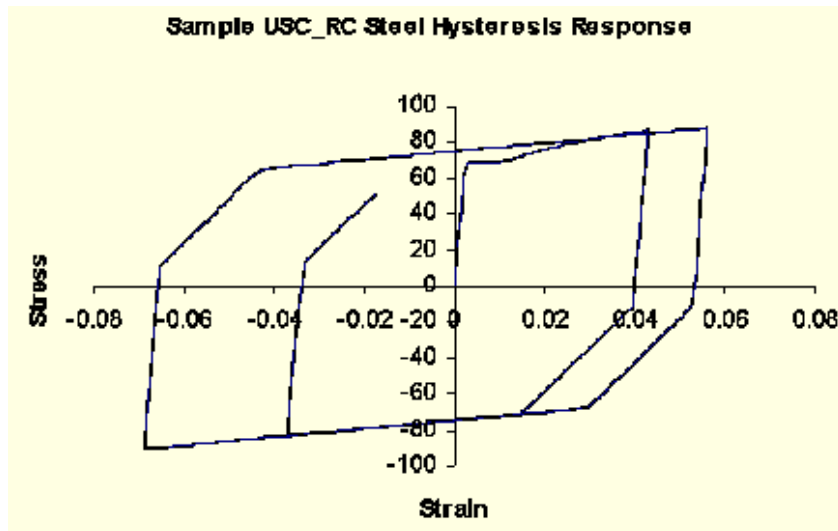


Figura 6.19 Comportamiento Histerético del Acero

Fuente: USC_RC

6.6.1.3.7 PARÁMETROS DE ANÁLISIS

Es necesario que el programa conozca cuándo detener el análisis. Para ello se da un clic en el ícono de Parámetros de Análisis ubicado en la barra de herramientas a lo que aparecerá un cuadro de diálogo.



Figura 6.20 Ícono de Parámetros de Análisis

Fuente: USC_RC

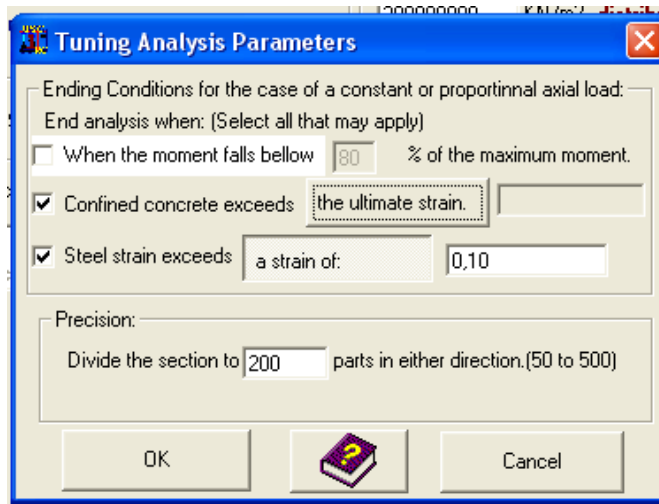


Figura 6.21 Parámetros de Análisis

Fuente: USC_RC

De acuerdo con las afirmaciones previas (PRIESTLEY, 2007), el valor de momento y curvatura últimos se pueden tomar como el primer suceso que ocurra entre:

- La falla del concreto confinado.
- La deformación del acero excede un valor de $\xi_{su} = 0.10$
- La caída en más del 20% del momento máximo, este es un valor escogido a menudo pero que muchas de las ocasiones resulta en un punto último muy bajo y la falla puede ser explosiva en el caso de columnas con carga axial. (PRIESTLEY, 2007)

A criterio del autor de la propuesta se desprecia este tercer parámetro, para la elección del punto último del diagrama Momento – Curvatura se ha tomado como referencia el valor del momento flector; las razones de dicho valor escogido se las puntúan más adelante en la sección 6.6.1.4.4 de la propuesta.

6.6.1.3.8 OBTENCIÓN DEL DIAGRAMA MOMENTO – CURVATURA DE LA SECCIÓN.

Una vez que se han definido la geometría y armado de la sección, y los parámetros de comportamiento del acero y del concreto; se obtiene el diagrama momento – curvatura de la sección presionando el ícono de Análisis Momento – Curvatura ubicado en la barra de herramientas.



Figura 6.22 Ícono de Análisis Momento – Curvatura

Fuente: USC_RC

Posterior a ello se digita el valor de la carga axial que actúa sobre la sección en *KN*. En este caso se está trabajando con la sección de una viga, por que solamente trabaja a flexión y por lo tanto la carga axial es igual a cero. Dando un clic en la flecha de continuación, se puede visualizar el diagrama Momento – Curvatura de la sección.

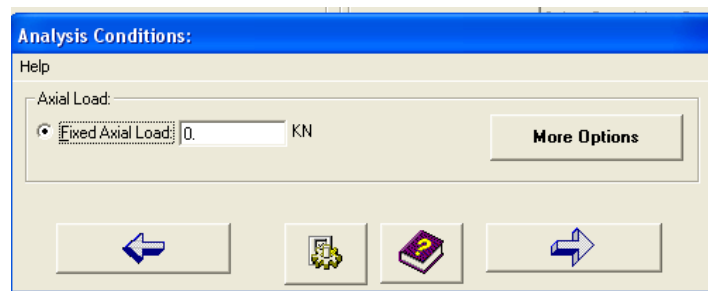


Figura 6.23 Asignación de la Carga Axial

Fuente: USC_RC

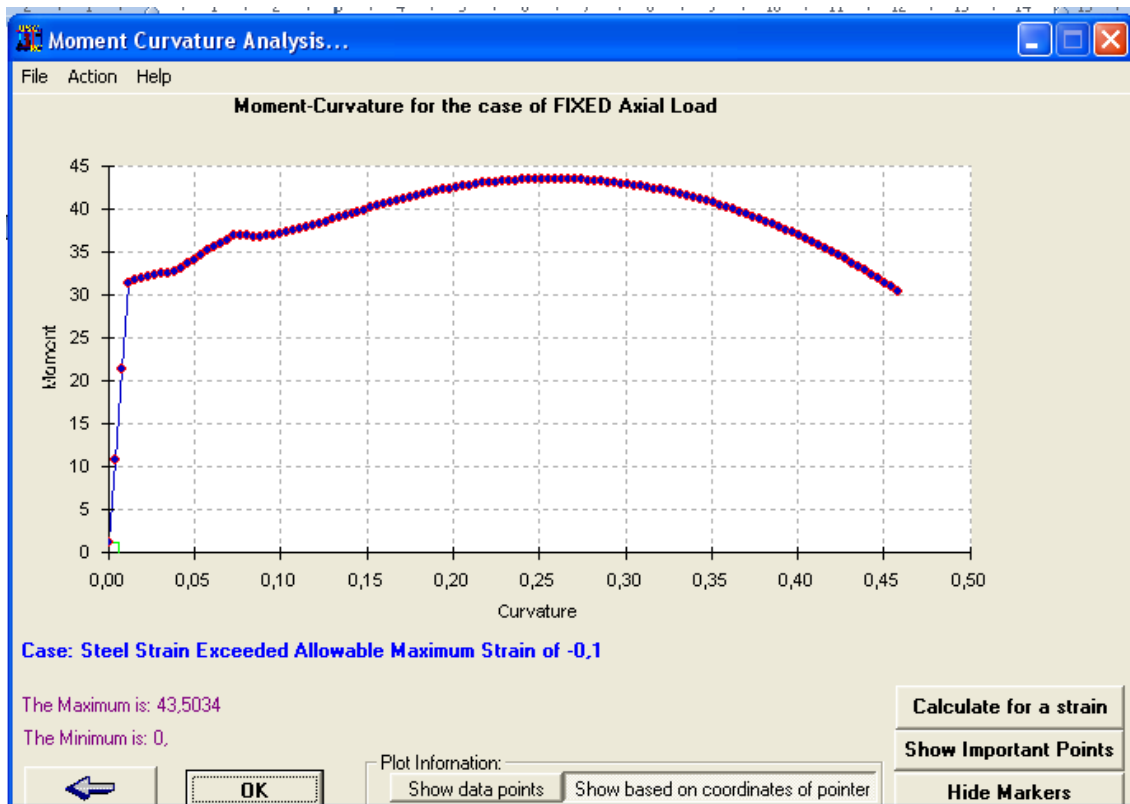


Figura 6.24 Diagrama Momento – Curvatura de la Sección

Fuente: USC_RC

Para esta sección en las condiciones de comportamiento de los materiales ya especificadas, con el armado y condiciones geométricas determinadas, *el análisis termina cuando el acero llega a la máxima deformación de $\xi_{su} = 0.10$.*

Para proceder a hacer el análisis del diagrama, es necesaria la obtención de todos los puntos que el programa ha calculado, para esto clic en **File – Save the Curve as**, de esta manera se guarda un archivo con extensión .txt que posteriormente nos servirá para transportarlo a Excel. *Cabe recordar que para el análisis del diagrama el punto último corresponderá al valor máximo del momento y a su curvatura respectiva.*

CURVATURA	MOMENTO	EJE NEUTRO c	DEF. CONCRETO	DEF. ACERO	P (AXIAL)
0,0003815	1,08	0,068	0,000026	-0,000077	0
0,003815	10,76	0,068	0,00026	-0,00077	0
0,00763	21,38	0,069	0,000526	-0,001535	0
0,011445	31,29	0,07	0,000799	-0,002291	0
0,01526	31,65	0,062	0,000951	-0,003169	0
0,019075	31,92	0,058	0,001099	-0,004051	0
0,02289	32,14	0,054	0,001247	-0,004933	0
0,026705	32,32	0,052	0,001396	-0,005814	0
0,03052	32,47	0,051	0,001546	-0,006694	0
0,034335	32,59	0,049	0,001698	-0,007572	0
0,03815	32,68	0,049	0,001854	-0,008446	0
0,041965	32,99	0,048	0,002018	-0,009313	0
0,04578	33,58	0,048	0,002193	-0,010168	0
0,049595	34,12	0,048	0,002371	-0,011019	0
0,05341	34,64	0,048	0,002553	-0,011868	0
0,057225	35,13	0,048	0,002739	-0,012712	0
0,06104	35,59	0,048	0,002927	-0,013554	0
0,064855	36,03	0,048	0,003119	-0,014392	0
0,06867	36,45	0,048	0,003312	-0,015229	0
0,072485	36,85	0,048	0,003508	-0,016063	0
0,0763	36,98	0,049	0,003738	-0,016863	0
0,080115	36,87	0,05	0,004	-0,017631	0
0,08393	36,79	0,051	0,004263	-0,018398	0
0,087745	36,74	0,052	0,004527	-0,019164	0
0,09156	36,91	0,052	0,004758	-0,019963	0
0,095375	36,9	0,053	0,005022	-0,020729	0
0,09919	37,08	0,053	0,005253	-0,021528	0
0,103005	37,26	0,053	0,005485	-0,022326	0
0,10682	37,45	0,054	0,005715	-0,023126	0
0,110635	37,64	0,054	0,005945	-0,023926	0
0,11445	37,82	0,054	0,006176	-0,024726	0
0,118265	38,01	0,054	0,006406	-0,025525	0
0,12208	38,33	0,054	0,006603	-0,026359	0
0,125895	38,52	0,054	0,006833	-0,027159	0
0,12971	38,82	0,054	0,007029	-0,027993	0
0,133525	39	0,054	0,007258	-0,028794	0
0,13734	39,17	0,055	0,007488	-0,029594	0
0,141155	39,45	0,054	0,007683	-0,030429	0
0,14497	39,62	0,055	0,007912	-0,031229	0
0,148785	39,88	0,054	0,008106	-0,032065	0
0,1526	40,14	0,054	0,0083	-0,032902	0
0,156415	40,36	0,054	0,008504	-0,033728	0
0,16023	40,6	0,054	0,008698	-0,034564	0

0,164045	40,83	0,054	0,008891	-0,035401	0
0,16786	41,02	0,054	0,009094	-0,036228	0
0,171675	41,23	0,054	0,009287	-0,037065	0
0,17549	41,43	0,054	0,009479	-0,037903	0
0,179305	41,63	0,054	0,009671	-0,038741	0
0,18312	41,79	0,054	0,009874	-0,039569	0
0,186935	41,96	0,054	0,010065	-0,040407	0
0,19075	42,13	0,054	0,010257	-0,041246	0
0,194565	42,29	0,054	0,010448	-0,042085	0
0,19838	42,41	0,054	0,010649	-0,042913	0
0,202195	42,55	0,054	0,01084	-0,043753	0
0,20601	42,68	0,054	0,01103	-0,044593	0
0,209825	42,8	0,053	0,01122	-0,045433	0
0,21364	42,91	0,053	0,011409	-0,046274	0
0,217455	43,02	0,053	0,011598	-0,047114	0
0,22127	43,09	0,053	0,011798	-0,047945	0
0,225085	43,18	0,053	0,011987	-0,048786	0
0,2289	43,25	0,053	0,012175	-0,049628	0
0,232715	43,32	0,053	0,012362	-0,050471	0
0,23653	43,37	0,053	0,012549	-0,051314	0
0,240345	43,42	0,053	0,012735	-0,052158	0
0,24416	43,46	0,053	0,012922	-0,053001	0
0,247975	43,49	0,053	0,013108	-0,053846	0
0,25179	43,49	0,053	0,013305	-0,054678	0
0,255605	43,5	0,053	0,01349	-0,055523	0
0,25942	43,5	0,053	0,013675	-0,056368	0
0,263235	43,5	0,053	0,01386	-0,057214	0

Figura 6.25 Datos Diagrama Momento – Curvatura de la Sección

Fuente: USC_RC

6.6.1.4 PUNTOS IMPORTANTES DEL DIAGRAMA MOMENTO – CURVATURA.

En el análisis del diagrama Momento – Curvatura se establecen cuatro límites de deformación de la sección asociados con los niveles de desempeño de los elementos estructurales; estos límites permiten evaluar el desempeño de la sección en cuanto se incorporan los efectos producidos por fuerza cortante al diagrama.

6.6.1.4.1 FLUENCIA

En realidad existe un punto anterior a la fluencia llamado agrietamiento, que se da cuando el hormigón alcanza su máximo esfuerzo a la tracción. Este punto es despreciado debido a que representa valores muy bajos tanto de momento como de curvatura; más aún, la sección puede alcanzar o superar el agrietamiento con una pequeña excitación sísmica, sin esto comprometa a la capacidad de la sección.

Por esta razón se toma como primer punto a la fluencia, originada cuando el acero longitudinal trabajando a tracción empieza a fluir. De acuerdo al modelo de Mander para el acero este punto se produce cuando $\xi_s = 0.002$.

De acuerdo a la base de datos del diagrama $M - \emptyset$ obtenida de USC_RC para una deformación del acero igual a $\xi_y = 0.002$ se obtienen los siguientes valores de momento y curvatura.

$$\emptyset'_y = 0.00763 \text{ m}^{-1} \quad My = 21.31 \text{ KN} * \text{m}$$

6.6.1.4.2 SERVICIO

El punto de servicio marca la diferencia entre si la sección requiere o no ser reparada. Bajo este punto la sección no ha perdido resistencia significativa, y por lo tanto puede continuar soportando cargas gravitacionales o laterales; más allá de él, el calculista debe evaluar a su criterio, las posibles soluciones de reforzamiento del elemento o la posibilidad de que el elemento siga trabajando sin reparación alguna.

Este límite debe ser calculado en base a la comparación de deformaciones de tensión y de tracción; dicho de otra forma, el límite de servicio se toma como el menor valor de curvatura correspondiente a una deformación del hormigón en compresión de $\xi_{cs} = 0.004$ o una deformación del acero en tensión de $\xi_{ss} = 0.010$ para elementos que no estén sujetos a carga axial. (PRIESTLEY, 2007)

De la base de datos del programa se obtiene:

- Para $\xi_{cs} = 0.004$ $\varnothing_s = 0.080115$
- Para $\xi_{ss} = 0.010$ $\varnothing_s = 0.041965$

En conclusión el evento que ocurre primero es una deformación del acero de $\xi_{ss} = 0.010$ a la que le corresponde una curvatura de $\varnothing_s = 0.041965 \text{ m}^{-1}$ y un momento de $M_s = 32.99 \text{ KN} * \text{m}$

6.6.1.4.3 CONTROL DE DAÑO

La sección armada llega al límite de Control de Daño, cuando se produce la fractura del refuerzo transversal de confinamiento del núcleo del concreto. Más allá de este punto se deben tomar acciones correctivas obligatoriamente para garantizar la seguridad de los ocupantes; el diseñador debe considerar económicamente la factibilidad de reparar el elemento, debido a que puede resultar menos costoso el derrocamiento y reemplazo del mismo.

Al igual que el límite de servicio, el control de daño se debe calcular tanto por compresión como por tensión, y se toma como límite el evento que ocurra primero, es decir el valor de curvatura más bajo.

Control de Daño por Compresión

La deformación en compresión del concreto se debe calcular como:

$$\xi_{ccd} = 0.004 + 1.4 \frac{p_v * f_{yh} * \xi_{su}}{f'_{cc}} \text{ en donde } p_v = \frac{n * A_b}{S * b'}$$

$$f'_{cc} = f'_c \left(\sqrt{1 + \frac{7.94 * fl}{f'_c}} - 2 \frac{fl}{f'_c} - 1.254 \right); fl = 0.5 * C_e * p_v * f_{yh}$$

ξ_{ccd} = Deformación del hormigón en compresión para el Control de Daño.

p_v = Radio volumétrico del refuerzo transversal.

f_{yh} = Esfuerzo de fluencia del acero transversal

ξ_{su} = Deformación última en tensión del acero

f'_{cc} = Esfuerzo de compresión del concreto confinado

n = Número de ramales del acero transversal que ayudan al confinamiento.

A_b = Área de la sección de la barra de refuerzo transversal

S = Espaciamiento entre estribos

b' = Base del núcleo confinado de la sección

f'_c = Esfuerzo de compresión del concreto no confinado

f_l = Presión radial máxima efectiva de confinamiento

C_e = Factor de efectividad del confinamiento

Efectividad del Confinamiento C_e	
Sección	C_e
Bien confinada	1
Circular	mayor a 0,95
Rectangular	0,75 a 0,85
Muros Estructurales	0,5

Figura 6.26 Tabla del Factor de Efectividad del Confinamiento C_e

Fuente: PRIESTLEY (2007) “Displacement-Based Seismic Design of Structures”

Se ha escogido un valor de $C_e = 0.85$.

El número de ramales es 2 debido a que en la dirección X contribuyen 2 ramales del estribo.

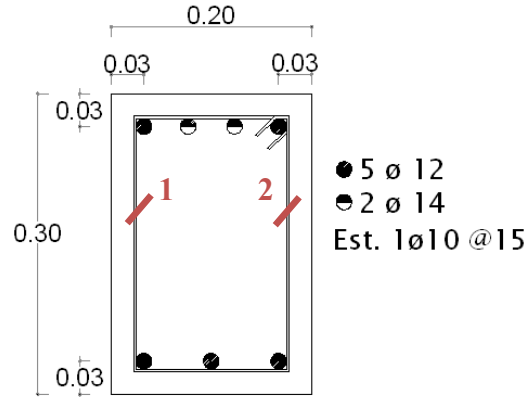


Figura 6.27 Número de Ramales

Fuente: Elaboración Propia

$$p_v = \frac{n * A_b}{S * b'} \quad p_v = \frac{2 * 0.785}{15 * 14} \quad p_v = 0.007476$$

$$f_l = 0.5 * C_e * p_v * f_{yh} \quad f_l = 0.5 * 0.85 * 0.007476 * 412.02 \quad f_l = 1.30981$$

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 * f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.254 \right)$$

$$f'_{cc} = 20.601 * \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 * 1.30981}{20.601}} - 2 \frac{1.30981}{20.601} - 1.254 \right)$$

$$f'_{cc} = 28.509 \text{ MPa}$$

La deformación última del acero tomada de la base de datos de USC_RC y haciendo referencia en los criterios de limitación del diagrama es de $\xi_{su} = 0.057214$.

$$\xi_{ccd} = 0.004 + 1.4 \frac{p_v * f_y h * \xi_{su}}{f'_{cc}}$$

$$\xi_{ccd} = 0.004 + 1.4 \frac{0.00524 * 412.02 * 0.057214}{28.509}$$

$$\xi_{ccd} = 0.012659$$

A esta deformación le corresponde una curvatura de $\emptyset_{cd} = 0.23653 \text{ m}^{-1}$.

Control de Daño por Tensión

El límite para el Control de Daño por Tensión es un tanto menos complicado de determinar, respecto del límite por compresión. Priestley en su libro “Displacement – Based Seismic Design of Structures”, recomienda tomar un valor de curvatura que corresponda a una deformación del acero igual $\xi_{scd} = 0.6\xi_{su}$.

$$\xi_{scd} = 0.6 * 0.057214 \quad \xi_{scd} = 0.03433 \quad \emptyset_{cd} = 0.1564 \text{ m}^{-1}$$

De los resultados obtenidos se colige que el límite de Control de Daño para este caso está gobernado por la deformación de tensión entonces el punto queda de la siguiente manera:

$$\xi_{scd} = 0.03433 \quad \emptyset_{cd} = 0.1564 \text{ m}^{-1} \quad M_{cd} = 40.36 \text{ KN} * \text{m}$$

6.6.1.4.4 ÚLTIMO

La determinación del estado límite último para los elementos estructurales es un tanto subjetiva; unas veces puede corresponder a un evento físico crítico como la fractura total del refuerzo de confinamiento, convirtiéndose en una zona potencial de rótula plástica, o la rotura de una conexión estructural de acero. Unas veces el punto último se lo toma cuando el esfuerzo decae en más del 20% del esfuerzo máximo obtenido.

En realidad ninguna definición corresponde verdaderamente a un estado límite último, toda vez que al menos un residuo de esfuerzo se mantiene para un mayor incremento de desplazamiento. Un estado límite último verdadero se referiría a la inhabilidad del elemento a soportar cargas impuestas, como cargas gravitacionales en vigas y axiales en columnas. (PRIESTLEY, 2007).

Sin embargo otro criterio de definición del estado límite último corresponde a la deformación última del acero que fluctúa entre $\xi_{su} = 0.10$ a 0.12 .

A criterio de quien realiza la propuesta, el primer límite de estado último se tomará cuando el acero llegue a una deformación igual a $\xi_{su} = 0.10$; el segundo límite corresponderá a la deformación de rotura del concreto. Por último se tomará el valor del momento máximo ocurrido como tercer límite. Las razones se exponen a continuación:

- *Al tomar una deformación del acero igual a $\xi_{su} = 0.12$, o limitar el diagrama con el 80% del momento máximo, el punto último correspondería a un momento muy bajo y a una curvatura grande.*

- *En el caso de que se tome un punto bajo como estado límite último, si bien por un lado se estaría asumiendo una mayor ductilidad por curvatura, al realizar la idealización bi – lineal se estaría subestimando el valor del momento máximo alcanzado.*
- *Además al realizar el diagrama bi – lineal, este representaría una idealización un tanto alejada y poco aproximada a la realidad, toda vez que la segunda recta del diagrama tendría pendiente negativa, evidenciando una degradación veloz en la rigidez del elemento a partir del punto de fluencia, dejando de lado el criterio de endurecimiento post – fluencia del acero.*

Por lo tanto el punto último esta denotado por:

$$\emptyset u = 0,263235 \text{ m}^{-1} \text{ y } Mu = 43.50 \text{ KN} * \text{m}$$

En conclusión los límites de deformación para la sección en estudio son los siguientes:

PUNTOS DEL DIAGRAMA							
Fluencia		Servicio		Control de Daño		Último	
$\emptyset y'$	0,00763	$\emptyset s$	0,041965	$\emptyset cd$	0,156415	$\emptyset u$	0,263235
My	21,38	Ms	32,990	Mcd	40,360	Mu	43,500

Figura 6.28 Puntos Importantes del Diagrama M - \emptyset

Fuente: Elaboración Propia

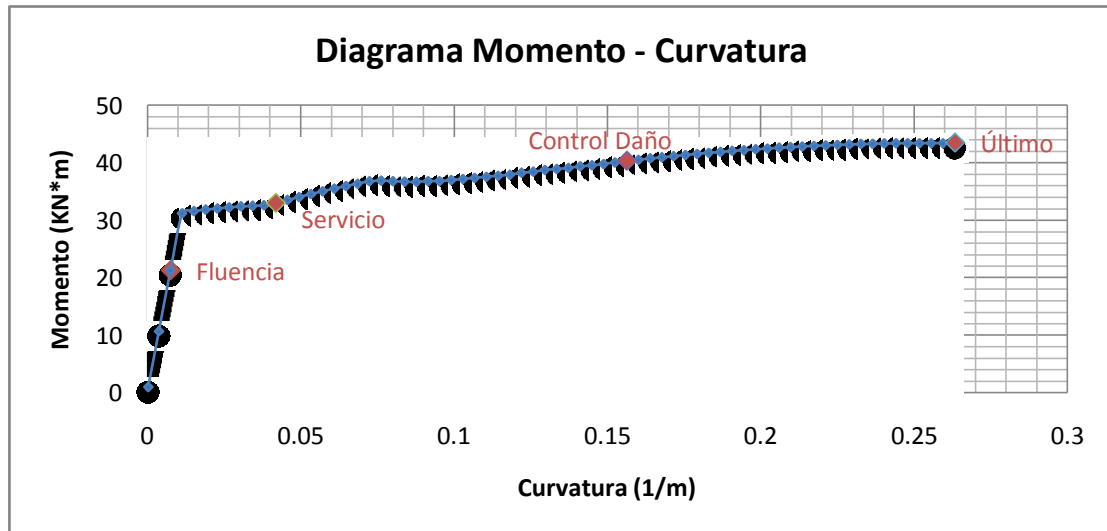


Figura 6.29 Diagrama M – ϕ incorporado los límites de deformación

Fuente: Elaboración Propia

6.6.1.5 IDEALIZACIÓN BI – LINEAL

Para propósitos de diseño se obtienen resultados lo suficientemente exactos utilizando un diagrama bi – lineal, que consiste en una recta inicial “elástica” y una recta post – fluencia “plástica”. Para miembros de hormigón armado, es importante que la recta elástica no se base en la rigidez no agrietada inicial, puesto que este valor es apropiado solamente para niveles bajos de respuesta sísmica.

Recta Elástica

La primera recta que define la rigidez elástica, debe ser unida desde el punto cero pasando por el punto de fluencia (denotado por ϕ'_y, My), hasta el punto de un momento nominal M_N y una curvatura nominal de fluencia ϕ_y . El momento nominal debe ser determinado por una deformación en la fibra extrema de compresión de

$\xi_c = 0.004$ o una deformación en la fibra extrema de tensión de $\xi_s = 0.015$, lo que ocurra primero.

La curvatura nominal de fluencia debe ser calculada con la fórmula:

$$\phi_y = \frac{M_N}{M_y} \phi_{y'}$$

- Para $\xi_c = 0.004$ de acuerdo a la base de datos $M_N = 36.87 \text{ KN} * \text{m}$.
- Para $\xi_s = 0.015$ de acuerdo a la base de datos $M_N = 36.03 \text{ KN} * \text{m}$

De esta forma el evento que ocurre primero es la deformación en tensión del acero de $\xi_s = 0.015$, y por ende el momento nominal es de $M_N = 36.03 \text{ KN} * \text{m}$.

$$\phi_y = \frac{M_N}{M_y} \phi_{y'} \quad \phi_y = \frac{36.03}{21.38} * 0.00763 \quad \phi_y = 0.012858 \text{ m}^{-1}$$

Recta Plástica

La segunda recta se la obtiene uniendo el punto nominal denotado por (ϕ_y, M_N) con el punto de momento y curvatura últimos (ϕ_u, M_u) .

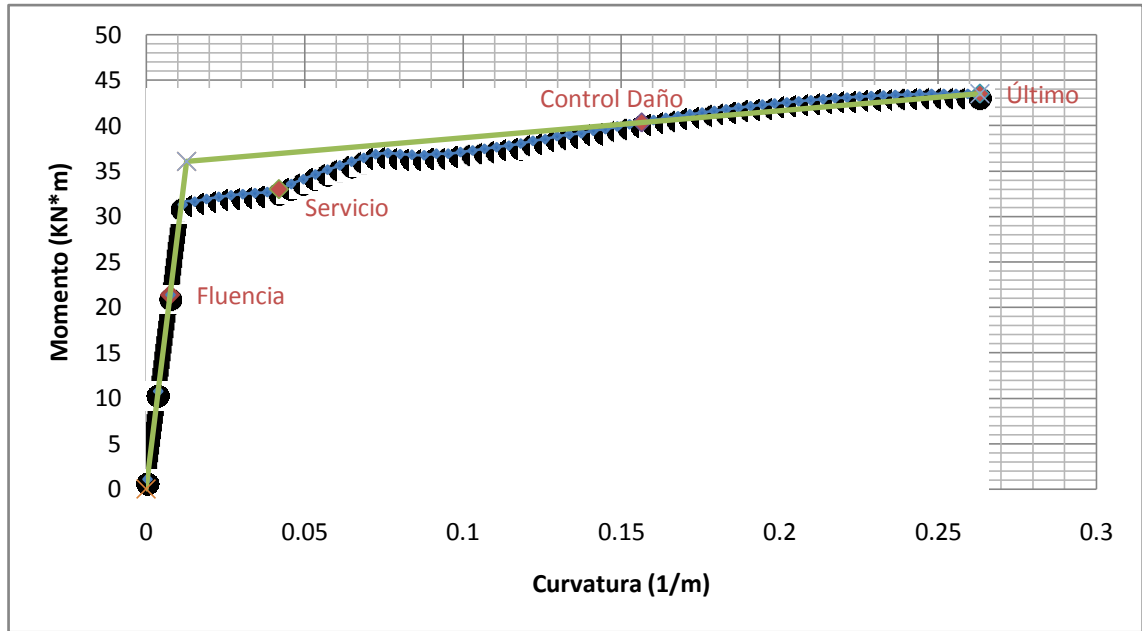


Figura 6.30 Diagrama Bi – Lineal de la Sección

Fuente: Elaboración Propia

6.6.1.6 INERCIA AGRIETADA DE LA SECCIÓN (ELÁSTICA)

La inercia agrietada se considera con la finalidad de considerar una reducción de la rigidez de los elementos estructurales, debido a que el hormigón por si solo resiste muy poco a la tracción; además se considera para cubrir la reducción de rigidez por pequeñas fisuras o grietas por la retracción luego de que ha fraguado el hormigón.

La NEC – 11 Sección 2.7.1.2.1 hace referencia a estos efectos, estableciendo valores de inercia agrietada I_{cr} que deben utilizarse en el cálculo y diseño de elementos estructurales; los mismos que son:

- $I_{cr} = 0.5 I_g$ para vigas (considerando la contribución de losas cuando fuera aplicable)
- $I_{cr} = 0.8 I_g$ para columnas
- $I_{cr} = 0.6 I_g$ para muros estructurales únicamente en los dos primeros pisos de la edificación (para estructuras sin subsuelos) o en los dos primeros pisos y en el primer subsuelo (para estructuras con subsuelos), pero en ningún caso se aplicaran en una altura menor que la longitud en planta del muro.

La inercia agrietada real de la sección se puede obtener del diagrama $M - \emptyset$. La pendiente de la recta que une el punto cero con el punto de fluencia del diagrama $M - \emptyset$ se puede definir como EI_{cr} , de donde es sencillo encontrar la inercia agrietada I_{cr} .

$$EI_{cr} = \frac{My}{\emptyset y'} \quad EI_{cr} = \frac{21.38}{0.00763} \quad EI_{cr} = 2802.097 \text{ KN} \cdot \text{m}^2$$

$$I_{cr} = \frac{2802.097}{E} \quad I_{cr} = \frac{2802.097}{21332512.51} \quad I_{cr} = 0.0001314 \text{ m}^4$$

$$I_g = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad I_g = \frac{0.20 \cdot 0.30^3}{12} \quad I_g = 0.00045 \text{ m}^4$$

$$\text{Factor de Inercia} = \frac{I_{cr}}{I_g} \quad F.I. = \frac{0.0001314}{0.00045} \quad F.I. = 0.291896$$

En conclusión, la inercia agrietada de la sección deberá utilizarse como $I_{cr} = 0.291896 I_g$.

6.6.1.7 INERCIA AGRIETADA DE LA SECCIÓN (PLÁSTICA)

Pasado el límite de fluencia, la sección inicia su comportamiento plástico, por lo tanto luego de aplicada la carga el elemento siempre va a quedar con una deformación permanente. Luego de que un elemento incurionado en el rango inelástico, pierde rigidez debido justamente a la deformación permanente, la misma que será mucho menor a la rigidez elástica y menor aún a la rigidez inicial.

La inercia plástica I_{pl} de la sección se puede obtener a partir de la rigidez plástica EI_{pl} de la siguiente manera:

$$EI_{pl} = \frac{Mu - M_N}{\phi_u - \phi_y} \quad EI_{pl} = \frac{43.50 - 36.03}{0.26323 - 0.012858} \quad EI_{pl} = 29.83 \text{ KN} * m^2$$

$$I_{pl} = \frac{29.835}{E} \quad I_{pl} = \frac{29.835}{21332512.51} \quad I_{pl} = 0.0000014 \text{ m}^4$$

6.6.1.8 LÍMITES DE DEFORMACIÓN EN LA IDEALIZACIÓN BI - LINEAL

Es necesario previamente determinar la ecuación de las rectas tanto elástica como plástica.

Recta Elástica

La ecuación de esta recta esta dada de la siguiente manera $Mf - Mi = m(\phi f - \phi i)$, en donde Mf es el momento que se desea encontrar, Mi y ϕi son igual a cero puesto que el punto inicial es cero, ϕf es la curvatura que se ingresa como dato, y m es la pendiente de la recta, que es igual a la rigidez elástica de la sección EI_{cr} . Entonces la ecuación de la recta queda de la siguiente manera:

$$M = EI_{cr} (\phi) \quad M = 2802.097 (\phi)$$

Recta Plástica

La ecuación de esta recta esta dada por $Mf - Mi = m(\phi f - \phi i)$, en donde Mf es el momento que se desea encontrar, Mi es igual al momento nominal M_N , ϕi es igual a la curvatura nominal de fluencia ϕ_y , ϕf es la curvatura que se ingresa como dato, y m es la pendiente de la recta, que es igual a la rigidez plástica de la sección EI_{pl} . Entonces la ecuación de la recta queda de la siguiente manera:

$$M = EI_{pl} (\phi) + M_N \quad M = 29.845 (\phi) + 36.03$$

Puntos importantes en la idealización bi – lineal

- Fluencia: Corresponde al punto de intersección de las rectas denotado por (ϕ_y, M_N) , de esta manera $\phi_y = 0.012858 \text{ m}^{-1}$ y $M_N = 36.03 \text{ KN} * \text{m}$.
- Servicio: Se encuentra dentro de la recta plástica por lo tanto se utiliza la ecuación de momento respectiva. $\phi_s = 0.041965 \text{ m}^{-1}$

$$M_s = EI_{pl}(\phi) + M_N \quad M_s = 29.83(0.041965) + 36.03 \quad M_s = 37.28 \text{ KN} * \text{m}$$

- Control de Daño: Se encuentra dentro de la recta plástica por lo tanto se utiliza la ecuación de momento respectiva. $\phi_{cd} = 0.156415 \text{ m}^{-1}$

$$M_{cd} = EI_{pl}(\phi) + M_N \quad M_{cd} = 29.83(0.15641) + 36.03 \quad M_{cd} = 40.69 \text{ KN} * \text{m}$$

- Último: Corresponde al mismo punto último del diagrama Momento – Curvatura. $\phi_u = 0.263235 \text{ m}^{-1}$ y $M_u = 43.50 \text{ KN} * \text{m}$

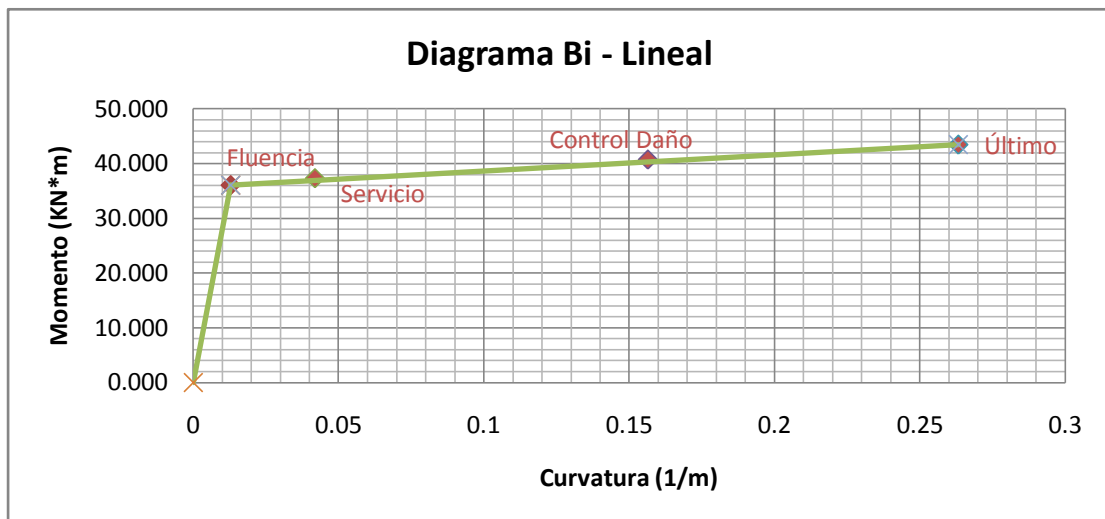


Figura 6.31 Diagrama Bi – Lineal de la Sección

Fuente: Elaboración Propia

6.6.1.9 LONGITUD DE RÓTULA PLÁSTICA

Otra de las aplicaciones importantes del diagrama Momento – Curvatura es la determinación del sitio en donde se formará la rótula plástica, esto es el punto en el que la sección no es capaz de tomar mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar.

La NEC – 11 en la **Sección 2.8.4.2** dice que las rótulas plásticas deben formarse solo en los sitios predeterminados por el diseñador. Esto se lograra aplicando los principios del diseño por capacidad. Además señala que se debe asegurar la formación de un mecanismo satisfactorio de deformación inelástica, esto es la filosofía de columna fuerte – viga débil, en donde se establece que la rigidez de las columnas debe ser mayor a la de las vigas, de manera que las rótulas plásticas empiecen a formarse en vigas y no en columnas.

En tal virtud, debe garantizarse que el sitio de formación de la rótula plástica se encuentre dentro de la longitud de la sección en análisis, esto es en las cercanías al inicio y al final del elemento.

La longitud de rótula plástica L_p incorpora la longitud de penetración de la deformación L_{sp} que puede ser calculada con la fórmula $L_{sp} = 0.022f_y * d_{bl}$, en donde f_y (MPa) y d_{bl} (m) son el esfuerzo de fluencia y el diámetro de la barra longitudinal respectivamente.

Otro parámetro importante para la determinación de la rótula plástica, es el punto de inflexión de la deformada del elemento L_c , que puede ser obtenido mediante un análisis lineal de la estructura bajo la carga lateral en la dirección considerada. Para el efecto se ha tomado la modelación de la estructura realizada en ETABS, de donde se ha procedido a determinar el punto de inflexión del elemento L_c .

Punto de Inflexión

Dado que la longitud de rótula plástica es uno de los indicadores de daño de la estructura, la combinación de cargas elegida a criterio de quien realiza la propuesta corresponde a cargas de servicio; por lo tanto se elige el 100% de la carga muerta, el 100% de la carga viva y el 100% de la carga sísmica (en base al Coeficiente de Cortante Basal V descontado el peso de la estructura de acuerdo con el **CEC 2002 Sección 6.2.1.**) aplicada en la dirección en análisis.

En el programa ETABS primero se debe seleccionar la vista del pórtico en donde se sitúa la viga; posteriormente se selecciona el menú **Display – Show Member Forces/Stress Diagram – Frame/Pier/Spandrel Forces**, y en el cuadro de diálogo se elige el caso de carga lateral aplicado ($D + L \pm E$) y Moment 3-3 para obtener el diagrama de momentos del pórtico.

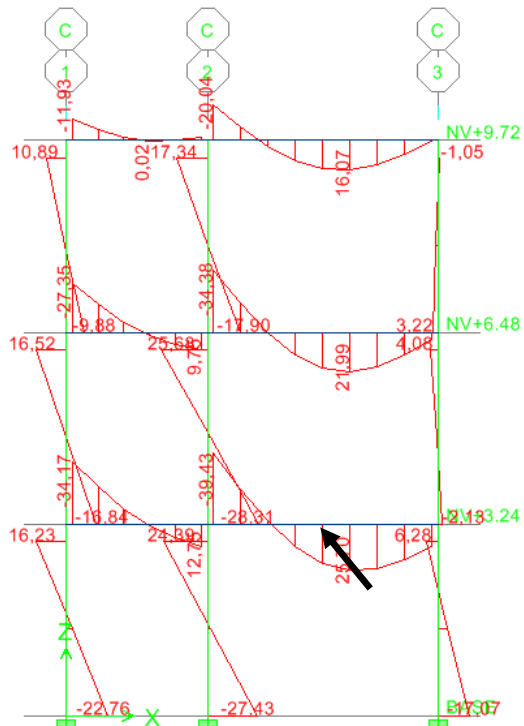


Figura 6.32 Diagrama de Momentos de la viga en estudio

Fuente: ETABS

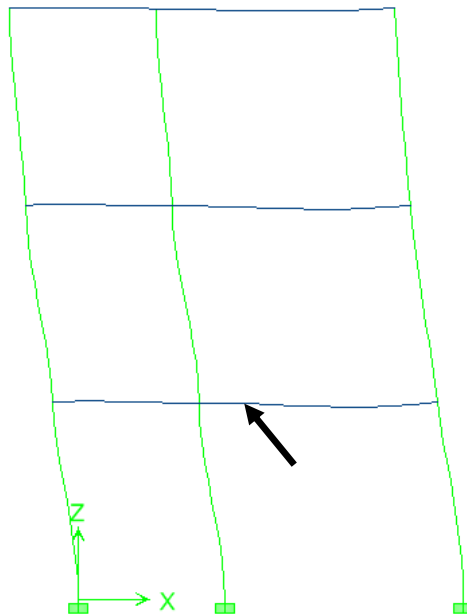


Figura 6.33 Deformada de la viga en estudio

Fuente: ETABS

Mediante un clic derecho en la viga aparece un cuadro de diálogo en el que se visualiza la deformada de la viga y sus diagramas de acuerdo al caso de carga elegido.

El punto de inflexión de la viga deformada ocurre cuando el momento es igual a 0, es ahí donde la curva de la deformada cambia de cóncava a convexa o viceversa.

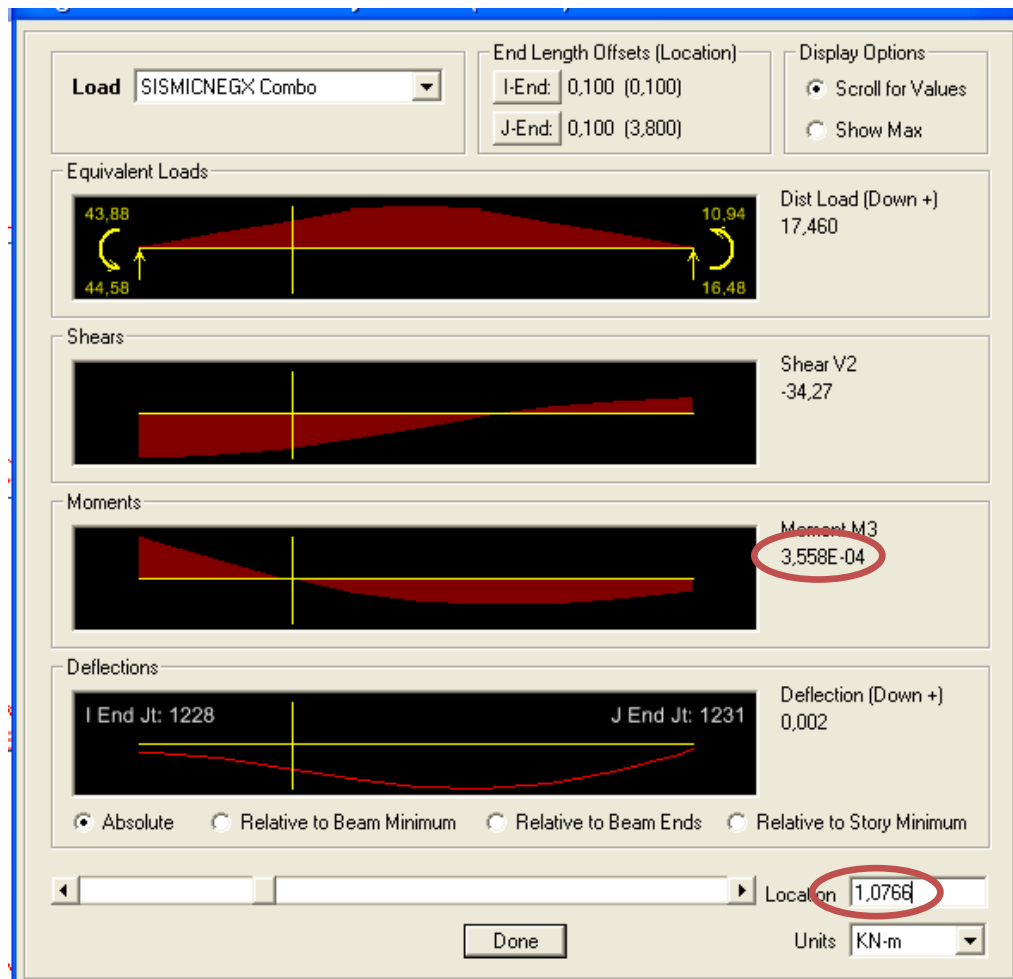


Figura 6.34 Punto de Inflexión de la Viga

Fuente: ETABS

Se puede apreciar claramente a la distancia de 1.0766m el momento es aproximadamente cero y es aquí donde se genera el punto de inflexión. Basándose en el criterio mencionado en la **Sección 6.6.1.3.2 (Length)** de la propuesta, a esta longitud debe ser tomada desde la cara de la columna; de esta manera la longitud del punto de inflexión será igual a:

$$L_c = 1.0766 - 0.10 \quad L_c = 0.9766 \text{ m}$$

Longitud de Penetración de la Deformación

$$L_{sp} = 0.022f_y * d_{bt} \quad L_{sp} = 0.022 * 412.02 * 0.014 \quad L_{sp} = 0.127 \text{ m}$$

Longitud de Rótula Plástica

Se calcula como el mayor valor entre:

$$L_p = 0.08 * L_c + L_{sp} \quad L_p = 0.08 * 0.9766 + 0.127 \quad L_p = 0.205 \text{ m}$$

$$L_p = 2L_{sp} \quad L_p = 2 * 0.127 \quad L_p = 0.254 \text{ m}$$

Ubicación de la Rótula Plástica

La rótula plástica se ubica a una distancia $L_p/2$ medida desde el punto interior de penetración de la deformación.

$$\frac{L_p}{2} = \frac{0.254}{2} = 0.127 \text{ m} = 12.7 \text{ cm}$$

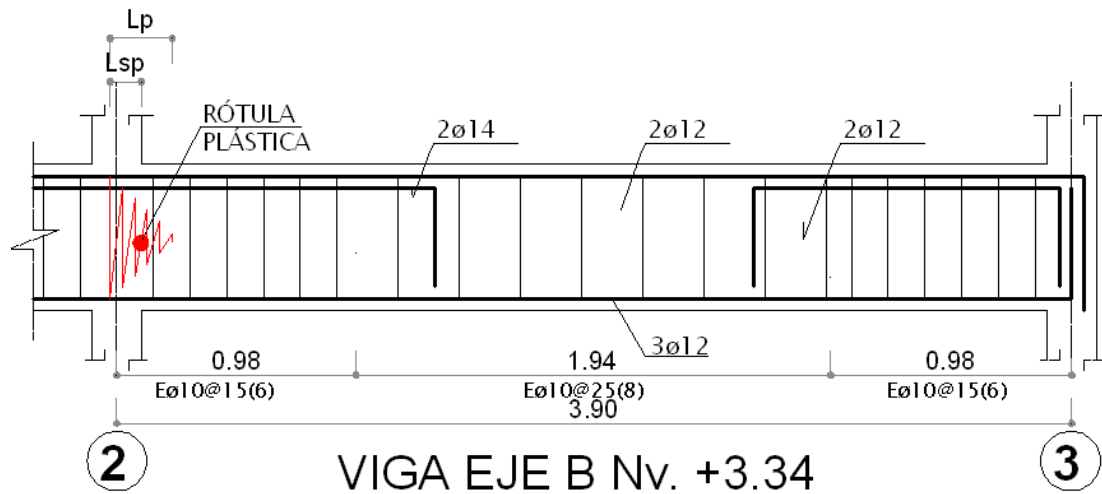


Figura 6.35 Longitud y Ubicación de la Rótula Plástica

Fuente: Elaboración Propia

Bajo las cargas impuestas por el sismo de diseño la rótula plástica se desarrollará en una longitud de 25.4cm medidos desde el punto interior de penetración hacia afuera, ubicada a 12.7cm medidos bajo el mismo criterio.

6.6.1.10 ÍNDICE DE DAÑO LOCAL

El índice de daño de un elemento indica la cantidad de daño que sufrirá un elemento más allá de la fluencia del acero, bajo una determinada demanda que en este caso es el momento impuesto por el sismo de diseño. Mediante el índice de daño, el diseñador puede determinar las posibles acciones correctivas a ejecutar en el elemento, luego de ocurrido el evento.

Debido a que este índice es otro indicador de daño, se mantiene el criterio de cargas de servicio ($D + L \pm E$) y Moment 3-3 para la selección del momento de demanda M_d . Este momento debe ser seleccionado en el punto en de formación de la rótula plástica, tomada desde el eje de la columna.

De tal manera, si la ubicación de la rótula plástica $L_p/2$ es igual a 0.127m y la distancia de la cara de la columna a su eje es 0.10m, la deformación penetra 0.027m más allá del eje de la columna, la distancia desde el eje de la columna a la ubicación de la rótula plástica es de 0.10m.

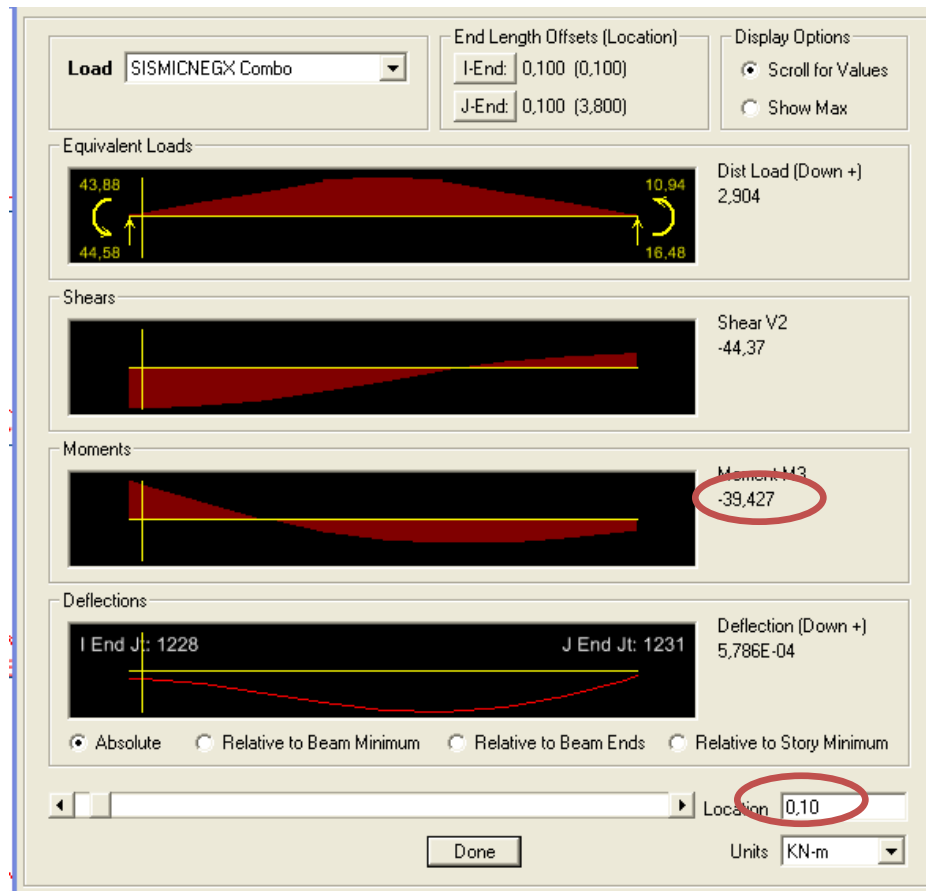


Figura 6.36 Momento de Demanda

Fuente: ETABS

El momento de demanda es igual a $Md = 39.427 \text{ KN} * m$, con este momento y reemplazando en la ecuación de la recta plástica, obtenemos una curvatura de demanda igual a $\emptyset d = 0.113859 \text{ m}^{-1}$, la misma que se la utilizará en cálculos posteriores.

Cuando el índice de daño es igual a 0, quiere decir que el elemento se mantiene dentro del rango elástico y no ha sufrido daño alguno. Si el índice está entre 0 y 1 el elemento ha incursionado en el rango inelástico. Por otro lado si el índice es mayor a 1 quiere decir que el elemento colapsará. Se lo calcula con la ecuación propuesta por (AGUIAR, 2003)

$$ID = \frac{Md - My}{Mu - My} \quad ID = \frac{39.427 - 21.38}{43.50 - 21.38} \quad ID = 0.8158$$

El Índice de Daño es igual a 0.8158 menor que 1.

6.6.1.11 ROTACIÓN PLÁSTICA

La capacidad que tiene la sección para rotar en el sitio de formación de la rótula plástica, se la conoce como rotación plástica θp . Si una sección tiene suficiente capacidad de rotación, permitirá que el hormigón trabaje a grandes deflexiones y que la sección transmita las acciones a otros elementos. (AGUIAR, 2003).

La rotación plástica se la calcula como θp se la calcula con la ecuación $\theta p = (\emptyset - \emptyset y) * Lp$, siendo \emptyset la curvatura correspondiente a cada límite de deformación;

el cálculo de la capacidad máxima de rotación de la sección se lo calcula utilizando la curvatura última \varnothing_u considerada.

Fluencia

La rotación plástica de fluencia es igual a cero debido a que hasta este punto la sección no ha incurrido en el rango inelástico.

Servicio

$$\theta_{ps} = (\varnothing_s - \varnothing_y) * L_p \quad \theta_{ps} = (0.041965 - 0.0012858) * 0.254$$

$$\theta_{ps} = 0.007387 \text{ rad}$$

Control de Daño

$$\theta_{pcd} = (\varnothing_{cd} - \varnothing_y) * L_p \quad \theta_{pcd} = (0.156415 - 0.0012858) * 0.254$$

$$\theta_{pcd} = 0.036435 \text{ rad}$$

Último

$$\theta_{pu} = (\varnothing_u - \varnothing_y) * L_p \quad \theta_{pu} = (0.156415 - 0.0012858) * 0.254$$

$$\theta_{pu} = 0.063546 \text{ rad}$$

La capacidad máxima de rotación es igual a $\theta_{pu} = 0.063546$ rad, que debe ser comparada con la demanda provocada por el sismo de diseño.

Demanda

$$\theta_{pd} = (\varnothing_d - \varnothing_y) * L_p \quad \theta_{pd} = (0.11385 - 0.0012858) * 0.254$$

$$\theta_{pd} = 0.025634 \text{ rad}$$

La demanda de rotación es igual a $\theta_{pd} = 0.025634 \text{ rad}$ frente a la capacidad máxima de $\theta_{pu} = 0.063546 \text{ rad}$.

6.6.1.12 DUCTILIDAD POR CURVATURA

Previamente en la **Sección 2.4.3.3.1** del presente trabajo se ha definido la ductilidad por curvatura de un elemento, como la capacidad que este tiene para sufrir grandes deformaciones bajo cargas cercanas a la falla (AGUIAR, 2003); en otras palabras es la capacidad que tiene el elemento de incursionar en el rango inelástico sin una pérdida significativa de resistencia.

Visto de esta forma, mientras más alta sea la ductilidad por curvatura mejor será el desempeño sísmico del elemento, pues son mayores las posibilidades de que la falla que se presente sea dúctil. De acuerdo con la ecuación de AGUIAR, 2003 la ductilidad de curvatura asociada con cada límite se la calcula de la siguiente forma:

$$\mu_{\varnothing} = \frac{\varnothing}{\varnothing_y}$$

De donde la ductilidad de curvatura máxima de la sección se la calcula con la curvatura última \varnothing_u .

Fluencia

$$\mu_{\emptyset y} = \frac{\emptyset y}{\emptyset y} \quad \mu_{\emptyset y} = \frac{0.012858}{0.012858} \quad \mu_{\emptyset y} = 1.00$$

Servicio

$$\mu_{\emptyset s} = \frac{\emptyset s}{\emptyset y} \quad \mu_{\emptyset s} = \frac{0.041965}{0.012858} \quad \mu_{\emptyset s} = 3.26$$

Control de Daño

$$\mu_{\emptyset cd} = \frac{\emptyset cd}{\emptyset y} \quad \mu_{\emptyset cd} = \frac{0.156415}{0.012858} \quad \mu_{\emptyset cd} = 12.16$$

Último

$$\mu_{\emptyset u} = \frac{\emptyset u}{\emptyset y} \quad \mu_{\emptyset u} = \frac{0.26323}{0.012858} \quad \mu_{\emptyset u} = 20.47$$

Demanda de Ductilidad

$$\mu_{\emptyset d} = \frac{\emptyset d}{\emptyset y} \quad \mu_{\emptyset d} = \frac{0.11386}{0.012858} \quad \mu_{\emptyset d} = 11.62$$

La demanda de ductilidad es igual a $\mu_{\emptyset d} = 11.62$ comparado con la máxima capacidad de ductilidad $\mu_{\emptyset u} = 20.47$.

6.6.1.13 INCORPORACIÓN DE LOS EFECTOS DE CORTE

La verdadera capacidad de una sección debe ser analizada incorporando al diagrama Momento – Curvatura, la capacidad a Momento Cortante obtenida a partir de la fuerza de corte que proveen tanto el hormigón confinado como el acero de refuerzo transversal. El Momento Cortante es igual a la fuerza de corte que es capaz de resistir un elemento de hormigón armado, multiplicada por longitud al punto de inflexión.

$$MV = V * Lc$$

Con el desarrollo de la rótula plástica en el elemento, la falla por cortante debe ser evitada para prevenir colapsos desastrosos de la estructura. Se debe prestar especial atención en el sitio de rótulas plásticas en donde la resistencia al cortante se degrada cuando la demanda de ductilidad aumenta (ATC – 6, 1981). En otras palabras el desempeño a cortante de los elementos de hormigón armado especialmente columnas depende estrictamente de la tasa de degradación de la resistencia al cizallamiento debido a la creciente ductilidad (HOWSER, 2010), así como la resistencia inicial al corte antes de la degradación.

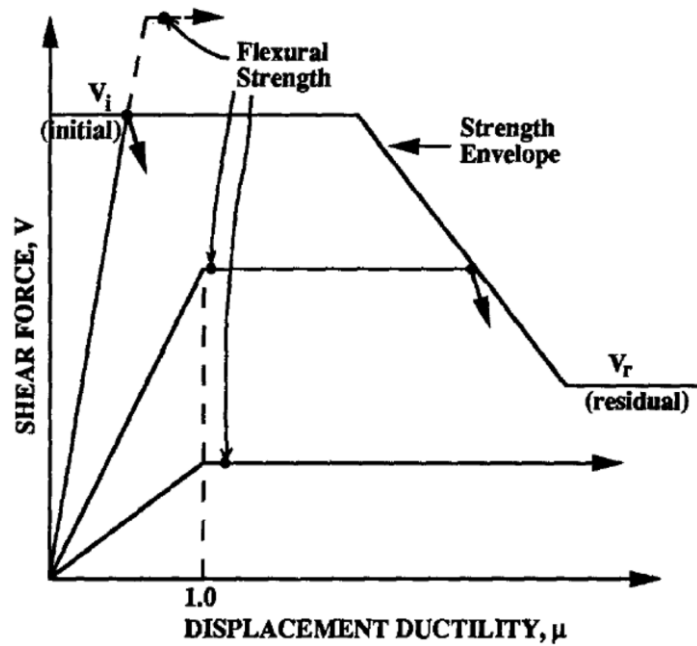


Figura 6.37 Relación Fuerza Cortante y l Ductilidad ATC – 6 (1981)

Fuente: CHANG – HO S. “Structural Engineering and Mechanics”

Para la incorporación del diagrama Momento Cortante – Curvatura al diagrama Bi Lineal es necesario el cálculo de las curvaturas plásticas para cada uno de los puntos límite. La curvatura plástica se la calcula como la diferencia de curvaturas a partir de la curvatura de fluencia.

$$\phi_p = \phi - \phi_y$$

Fluencia

Hipotéticamente la curvatura plástica de fluencia debería ser cero calculada con la fórmula, es por esta razón que la curvatura de fluencia es igual a la curvatura plástica.

$$\phi_{py} = 0.0012858 \text{ m}^{-1}$$

Servicio

$$\phi_{ps} = \phi_s - \phi_y \quad \phi_{ps} = 0.041965 - 0.0012858 \quad \phi_{ps} = 0.02907 m^{-1}$$

Control de Daño

$$\phi_{pcd} = \phi_{cd} - \phi_y \quad \phi_{pcd} = 0.156415 - 0.0012858 \quad \phi_{pcd} = 0.14355 m^{-1}$$

Último

$$\phi_{pu} = \phi_u - \phi_y \quad \phi_{pu} = 0.26323 - 0.0012858 \quad \phi_{pu} = 0.25037 m^{-1}$$

Bajo las acciones de cargas de gravedad y fuerzas sísmicas, el desarrollo de fisuras en las estructuras de hormigón debe considerarse inevitable. Por lo tanto, no se puede confiar solo en la fuerza de corte proporcionada por el concreto, de tal manera que todos los elementos de los pórticos y muros estructurales deben estar provistos de suficiente refuerzo a corte.

La fuerza de corte de la sección de un elemento V se deriva de la ecuación:

$$V = V_c + V_s$$

En donde V_c es la fuerza de corte proporcionada por el hormigón y V_s la fuerza de corte proporcionada por el acero. (PAULAY, 1992).

6.6.1.13.1 CAPACIDAD A CORTE DEL HORMIGÓN

A través del tiempo muchos investigadores se han enfocado en la evaluación de la resistencia al corte de elementos de hormigón armado, la mayoría se basan principalmente en pruebas realizadas a columnas con secciones sólidas. (CHANG – HO S, 2012).

A criterio del autor de la propuesta se ha elegido el método sugerido por la CALTRANS para el cálculo de la resistencia al corte; debido a que es un método que a diferencia del planteamiento de otros códigos como ACI – 318 2008 o AASHTO 2002, plantea ecuaciones que incluyen la degradación de la resistencia a corte provocada por la creciente demanda de ductilidad. Además funciona correctamente tanto para secciones circulares como para secciones rectangulares.

De acuerdo con CALTRANS la fuerza a corte proporcionada por el hormigón está dada por la ecuación

$$V_c = F1 * F2 * \sqrt{f'c} * 0.8A_g \leq 0.33\sqrt{f'c} * A_g$$

De donde V_c es la fuerza cortante de compresión del hormigón (MN), $f'c$ es el esfuerzo de compresión del concreto no confinado (MPa), $F1$ es el parámetro que considera la degradación de la resistencia debido a la ductilidad y $F2$ es un parámetro que incluye la carga axial en el caso de las columnas.

$$F1 = 0.025 \leq \frac{pv * fy}{12.5} + 0.305 - 0.083\mu_\Delta \leq 0.25$$

$$F2 = 1 + \frac{P(MN)}{13.8 * Ag} \leq 1.50$$

En donde μ_{Δ} es la ductilidad por desplazamiento correspondiente a cada límite y calculada, a partir de la ductilidad por curvatura μ_{ϕ} , como:

$$\mu_{\Delta} = \frac{Lc + 3Lp(\mu_{\phi} - 1)}{Lc}$$

Fluencia

$$\mu_{\Delta y} = \frac{Lc + 3Lp(\mu_{\phi y} - 1)}{Lc} \quad \mu_{\Delta y} = \frac{0.977 + 3 * 0.254(1 - 1)}{0.977} \quad \mu_{\Delta y} = 1.00$$

$$F1 = 0.025 \leq \frac{pv * fy}{12.5} + 0.305 - 0.083\mu_{\Delta y} \leq 0.25$$

$$F1 = \frac{0.007476 * 412.02}{12.5} + 0.305 - 0.083 * 1$$

$$F1 = 0.4684 > 0.25 \quad \therefore \quad F1 = 0.25$$

$$F2 = 1 + \frac{P(MN)}{13.8 * Ag} \leq 1.50$$

$$F2 = 1 + \frac{0}{13.8 * 0.060}$$

$$F2 = 1.0$$

$$0.33\sqrt{f'c} * Ag = 0.33\sqrt{20.601} * 0.060 = 0.089$$

$$Vc = F1 * F2 * \sqrt{f'c} * 0.8Ag$$

$$Vc = 0.25 * 1.0 * \sqrt{20.601} * 0.8 * 0.060$$

$$Vc = 0.05446 \text{ MN} = 54.46 \text{ KN}$$

Servicio

$$\mu_{\Delta s} = \frac{Lc + 3Lp(\mu_{\phi s} - 1)}{Lc} \quad \mu_{\Delta s} = \frac{0.977 + 3 * 0.254(3.263 - 1)}{0.977} \quad \mu_{\Delta s} = 2.765$$

$$F1 = 0.025 \leq \frac{pv * fy}{12.5} + 0.305 - 0.083\mu_{\Delta s} \leq 0.25$$

$$F1 = \frac{0.007476 * 412.02}{12.5} + 0.305 - 0.083 * 2.765$$

$$F1 = 0.3219 > 0.25 \quad \therefore \quad F1 = 0.25$$

$$F2 = 1 + \frac{P(MN)}{13.8 * Ag} \leq 1.50$$

$$F2 = 1 + \frac{0}{13.8 * 0.060}$$

$$F2 = 1.0$$

$$0.33\sqrt{f'c} * Ag = 0.33\sqrt{20.601} * 0.060 = 0.089$$

$$V_c = F1 * F2 * \sqrt{f'c} * 0.8Ag$$

$$V_c = 0.25 * 1.0 * \sqrt{20.601} * 0.8 * 0.060$$

$$V_c = 0.05446 \text{ MN} = 54.46 \text{ KN}$$

Control de Daño

$$\mu_{\Delta cd} = \frac{Lc + 3Lp(\mu_{\phi cd} - 1)}{Lc} \quad \mu_{\Delta cd} = \frac{0.977 + 3 * 0.254(12.164 - 1)}{0.977}$$

$$\mu_{\Delta cd} = 9.704$$

$$F1 = 0.025 \leq \frac{pv * fy}{12.5} + 0.305 - 0.083\mu_{\Delta cd} \leq 0.25$$

$$F1 = \frac{0.007476 * 412.02}{12.5} + 0.305 - 0.083 * 9.704$$

$$F1 = -0.254 < 0.025 \quad \therefore F1 = 0.025$$

$$F2 = 1 + \frac{P(MN)}{13.8 * Ag} \leq 1.50$$

$$F2 = 1 + \frac{0}{13.8 * 0.060}$$

$$F2 = 1.0$$

$$0.33\sqrt{f'c} * Ag = 0.33\sqrt{20.601} * 0.060 = 0.089$$

$$V_c = F1 * F2 * \sqrt{f'c} * 0.8Ag$$

$$V_c = 0.025 * 1.0 * \sqrt{20.601} * 0.8 * 0.060$$

$$V_c = 0.005447 \text{ MN} = 5.447 \text{ KN}$$

Último

$$\mu_{\Delta u} = \frac{L_c + 3Lp(\mu_{\phi u} - 1)}{L_c} \quad \mu_{\Delta u} = \frac{0.977 + 3 * 0.254(20.472 - 1)}{0.977}$$

$$\mu_{\Delta u} = 16.182$$

$$F1 = 0.025 \leq \frac{pv * fy}{12.5} + 0.305 - 0.083\mu_{\Delta u} \leq 0.25$$

$$F1 = \frac{0.007476 * 412.02}{12.5} + 0.305 - 0.083 * 16.182$$

$$F1 = -0.7917 < 0.025 \quad \therefore F1 = 0.025$$

$$F2 = 1 + \frac{P(MN)}{13.8 * Ag} \leq 1.50$$

$$F2 = 1 + \frac{0}{13.8 * 0.060}$$

$$F2 = 1.0$$

$$0.33\sqrt{f'c} * Ag = 0.33\sqrt{20.601} * 0.060 = 0.089$$

$$V_c = F1 * F2 * \sqrt{f'c} * 0.8Ag$$

$$V_c = 0.025 * 1.0 * \sqrt{20.601} * 0.8 * 0.060$$

$$V_c = 0.005447 \text{ MN} = 5.447 \text{ KN}$$

6.6.1.13.2 CAPACIDAD A CORTE DEL ACERO

La resistencia proporcionada por el refuerzo transversal de acuerdo a las **Secciones 11.5.6.2 y 11.5.6.3 del ACI – 318 2008**, cuando se utilice armadura perpendicular al eje del elemento está dada por:

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

$$A_v = n * A_b$$

Donde A_b es el área de la sección transversal de la barra utilizada para confinamiento, A_v es el área de armadura por corte dentro de una distancia s .

Cuando se usen amarras circulares, cercos o zunchos como armadura al corte, V_s debe calcularse usando la misma ecuación, donde d debe tomarse como la altura efectiva definida en la sección 11.3.3 del código, A_v debe tomarse dos veces el área de la barra en una amarra circular, cerco o zuncho con un espaciamiento s , y $f_y h$ es la tensión de fluencia especificada de la amarra circular, cerco o zuncho. Visto de esta forma la ecuación para el esfuerzo de corte quedaría de la siguiente forma:

$$V_s = \frac{A_v * f_y h * D'}{s}$$

$$A_v = n * \frac{\pi}{2} * A_b$$

En donde D' es el diámetro del núcleo confinado, y el resto de variables ya han sido definidas previamente.

Fuerza de Corte del Acero

$$A_v = n * A_b \quad A_v = 2 * 0.0000785 \quad A_v = 0.000157 \text{ m}^2$$

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

$$V_s = \frac{0.000157 * 412.02 * 0.27}{0.15}$$

$$V_s = 0.11644 \text{ MN} = 116.44 \text{ KN}$$

6.6.1.13.3 MOMENTO CORTANTE DE LA SECCIÓN

Se ha elaborado un cuadro en el que se detallan las fuerzas de corte de la sección para cada límite y finalmente el Momento Cortante a partir de dichas fuerzas de corte y de la longitud al punto de inflexión L_c que en esta ocasión $L_c = 0.997\text{m}$.

	F1	F2	Vc (KN)	Vs (KN)	V (KN)	MV=V*Lc (KN)
FLUENCIA	0,25	1,000	54,466	116,496	170,962	166,961
SERVICIO	0,2481	1,000	54,466	116,496	170,962	166,961
C. DAÑO	0,025	1,000	5,447	116,496	121,942	119,089
ÚLTIMO	0,025	1,000	5,447	116,496	121,942	119,089

Figura 6.38 Capacidad a Fuerza Cortante de la Sección

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente la capacidad a flexión y a corte real, de la sección trabajando en zona inelástica se la puede expresar mediante los diagramas Momento – Curvatura (Bi – Lineal) y Momento Cortante – Curvatura Plástica.

	CORTE		FLEXIÓN	
	ϕ_p	MV	ϕ	M
	0	166,961	0	0
FLUENCIA	0,012858	166,961	0,012858227	36,030
SERVICIO	0,029107	166,961	0,041965	37,282
C. DAÑO	0,143557	119,089	0,156415	40,697
ÚLTIMO	0,250377	119,089	0,263235	43,500

Figura 6.39 Tabla de Capacidad a Corte y Flexión de la Sección

Fuente: Elaboración Propia

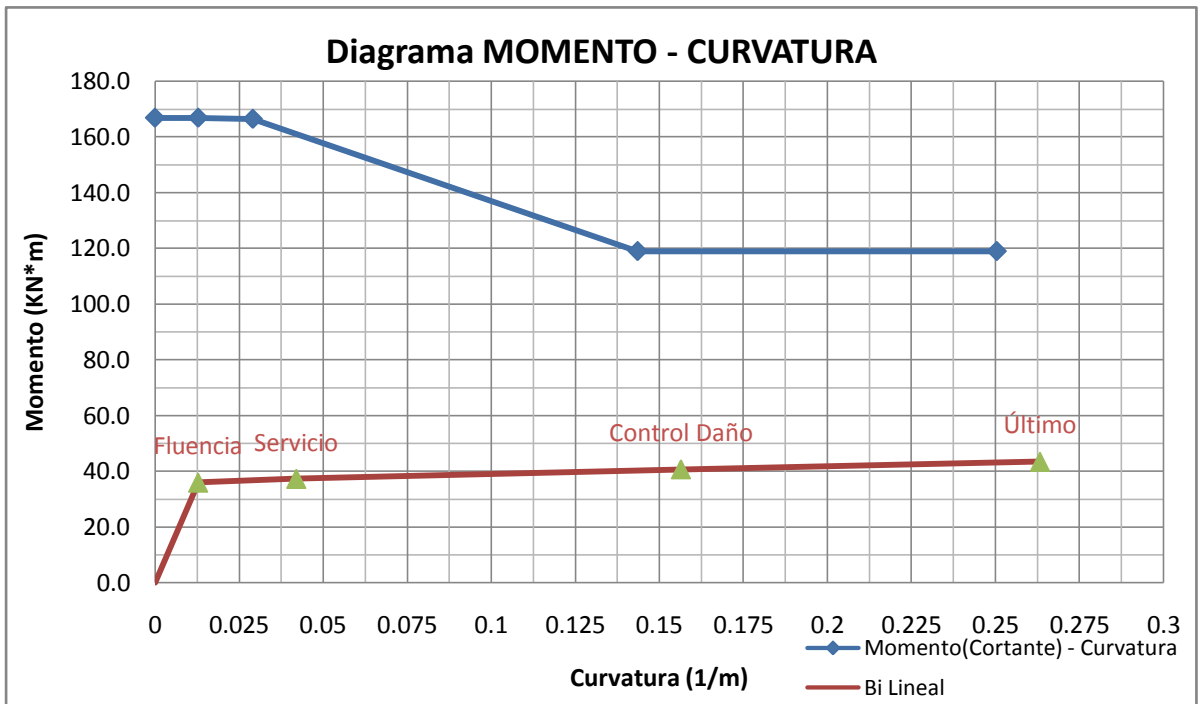


Figura 6.40 Diagrama de Capacidad a Corte y Flexión de la Sección

Fuente: Elaboración Propia

Si los dos diagramas se llegaran a cortar en algún punto, quiere decir que la falla que se va a producir en el elemento es una falla a cortante, por lo tanto sería una falla de tipo frágil. Este tipo de falla no es recomendable pues es explosiva y catastrófica; y si mediante el análisis del Diagrama Momento – Curvatura se determina que ocurrirá una falla frágil, es recomendable rediseñar el elemento a criterio del calculista.

En el caso de que los diagramas no se corten, predomina la falla a flexión, lo cual es lo más deseable pues es una falla que previene al diseñador para que pueda tomar acciones correctivas antes de que el elemento colapse totalmente. Si mediante el análisis del Diagrama Momento – Curvatura de la Sección se determina que ocurrirá una falla a flexión, se puede afirmar con toda seguridad de que el diseño del elemento ha sido bien realizado.

6.6.1.14 CONCLUSIONES FINALES DEL COMPORTAMIENTO DE LA SECCIÓN DE HORMIGÓN ARMADO.

- *Considerando el hecho de que la sección se encuentra agrietada desde el mismo instante de su construcción y más aún durante el sismo de diseño, la inercia agrietada de la sección deberá utilizarse como $I_{cr} = 0.291896 I_g$ y no $I_{cr} = 0.5 I_g$ como recomienda la NEC – 11.*
- *La rótula plástica se desarrolla en una longitud de 25.4cm medidos desde el punto interior de penetración hacia afuera, ubicada a 12.7cm medidos bajo el mismo criterio; distancia que se encuentra dentro del primer cuarto de la luz de la viga; de tal manera que el diseño garantiza que la rótula plástica*

se forme dentro de la sección en análisis, en donde existe un mejor confinamiento debido a que los estribos están menos espaciados.

- *La longitud de rótula formada en la viga penetra más allá del eje de la columna, comprometiendo la integridad de este elemento, puesto que dicha columna no tiene un ancho suficiente. De esta manera, LAS COLUMNAS DEBEN SER DIMENSIONADAS DE UN ANCHO TAL, QUE LA LONGITUD DE PENETRACIÓN DE LA VIGA NO COMPROMETA EN GRAN MEDIDA SU INTEGRIDAD ESTRUCTURAL.*
- *La longitud de penetración depende mucho del diámetro de la varilla utilizada, es decir a mayor diámetro mayor longitud de penetración. Por lo tanto EN VIGAS NO ES RECOMENDABLE UTILIZAR DIÁMETROS GRANDES SI LA COLUMNA NO TIENE UN ANCHO SUFICIENTE PARA QUE LA LONGITUD DE PENETRACIÓN NO COMPROMETA EN GRAN MEDIDA SU INTEGRIDAD. Se ha demostrado entonces el porqué del criterio columna fuerte – viga débil, y si se cumple con estos criterios entre otros, se cumplirá entonces con el mecanismo de falla deseado y la rótula plástica se formará en donde el diseñador lo predeterminó.*
- *El Índice de Daño es menor a 1, es decir que bajo la sollicitación impuesta por el sismo de diseño la sección es capaz de resistir, pero con daño considerable, existe la presencia de fisura y posibles grietas. En conclusión luego de ocurrido el sismo DEBEN TOMARSE OBLIGATORIAMENTE ACCIONES CORRECTIVAS, POR UN LADO ANALIZARSE LA FACTIBILIDAD ECONÓMICA DE LA REPARACIÓN DEL ELEMENTO, Y SI NO ES FACTIBLE DERROCAR Y REEMPLAZAR EL ELEMENTO.*

- *La demanda de rotación es igual a $\theta_{pd} = 0.025634 \text{ rad}$ frente a la capacidad máxima de $\theta_{pu} = 0.063546 \text{ rad}$, lo cual significa que la sección es capaz de rotar de tal manera que se produzca una buena redistribución de momentos y que el hormigón tenga un buen desempeño trabajando inelásticamente. El diseño de la sección cumple con uno de los principios del Diseño Basado en Desplazamientos “CAPACIDAD > DEMANDA”.*
- *La demanda de ductilidad es igual a $\mu_{\theta d} = 11.62$ comparado con la máxima capacidad de ductilidad $\mu_{\theta u} = 20.47$. El elemento es lo suficientemente dúctil para resistir las imposiciones del sismo de diseño, es más se tiene una reserva de ductilidad de curvatura igual a 8.85, lo que le permite incluso ser solicitado por cargas un poco mayores a las del sismo de diseño.*
- *La capacidad a corte de la sección es mayor en todos sus puntos a la capacidad por flexión, por lo que la falla del elemento se producirá bajo cargas mayores a la de demanda y además será de tipo dúctil, lo que permite afirmar que **LA SECCIÓN PRESENTA UN DISEÑO ÓPTIMO Y ALCANZARÁ UN EXCELENTE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL BAJO LAS CARGAS IMPUESTAS POR EL SISMO DE DISEÑO.***

6.6.2 ANÁLISIS DE LA RELACIÓN MOMENTO – CURVATURA PARA ELEMENTOS SUJETOS A FLEJO – COMPRESIÓN (COLUMNAS).

6.6.2.1 SECCIÓN DE DISEÑO

Del análisis y diseño de la estructura en mención, se desprende que la columna considerada como crítica, sujeta a las mayores sollicitaciones tanto por carga vertical como por carga horizontal, es la columna B2 de planta baja, en el sentido X.

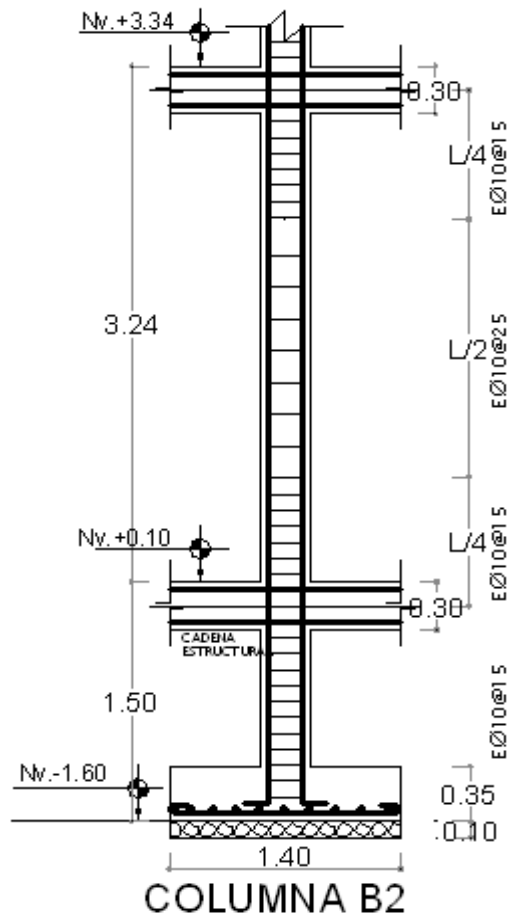


Figura 6.41 Columna en Análisis

Fuente: Elaboración Propia

Según el diseño la sección de esta columna, tomada como ejemplo para elaborar la guía de aplicación de su respectivo diagrama momento – curvatura es la siguiente:

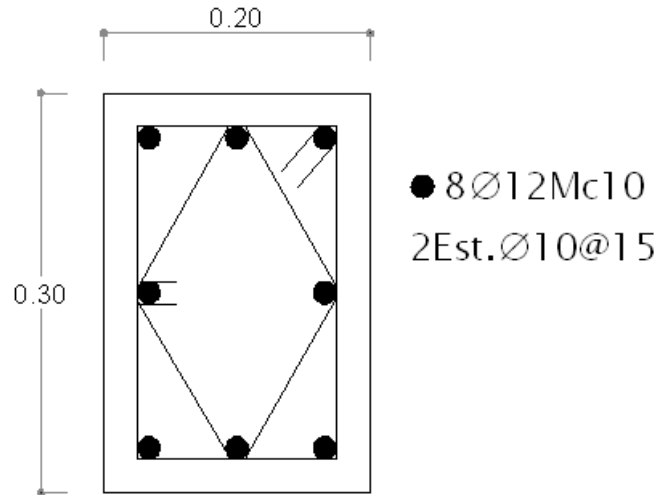


Figura 6.42 Sección en Análisis

Fuente: Elaboración Propia

6.6.2.2 DIAGRAMA MOMENTO – CURVATURA DE LA SECCIÓN (CÁLCULO MANUAL)

Para el ejemplo de aplicación se asume una deformación del hormigón $\xi_c = 0.0025$, se considera el modelo elasto – plasto para el acero y el bloque rectangular de Whitney para el hormigón. No se considera la resistencia adicional proporcionada por el confinamiento del hormigón. La sección se analiza en el sentido de la menor dimensión puesto que en dicho sentido se tienen la mayor sollicitación tanto por carga axial como por momento flector.

Se ha utilizado el mismo criterio de elegir cargas de servicio ($D + L \pm E$) al igual que en el caso de las vigas. En el programa ETABS primero se debe seleccionar la vista del pórtico en donde se sitúa la columna en estudio; posteriormente se selecciona el menú **Display – Show Member Forces/Stress Diagram – Frame/Pier/Spandrel Forces**, y en el cuadro de diálogo se elige el caso de carga lateral aplicado ($D + L \pm E$) y **Axial Force** para obtener la carga axial que actúa sobre la columna.

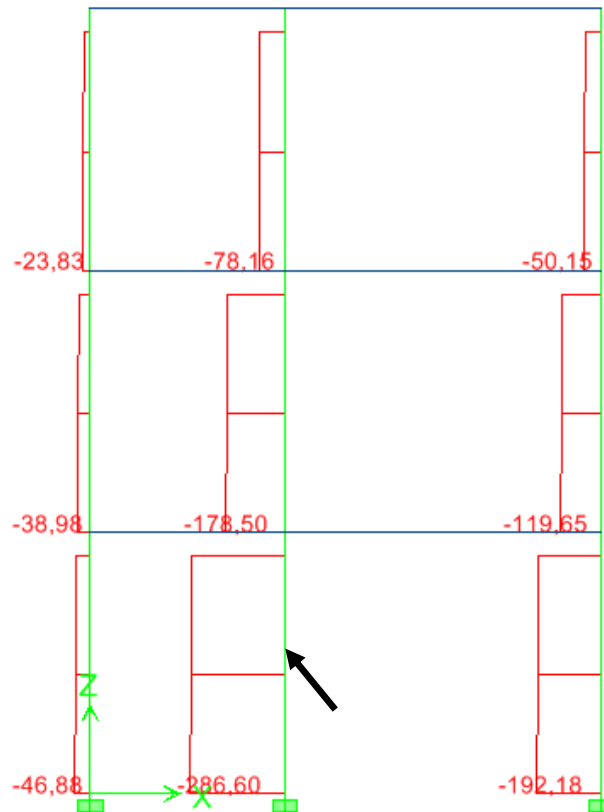


Figura 6.43 Diagrama de Carga Axial

Fuente: ETABS

DATOS:

$$\xi_c = 0.0025 \quad f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 30 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm} \quad d = 27 \text{ cm} \quad A_{s1} = 3.39 \text{ cm}^2 \quad A_{s2} = 2.26 \text{ cm}^2 \quad A_{s3} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$P = 286.60 \text{ KN} = 29925.05 \text{ kg}$$

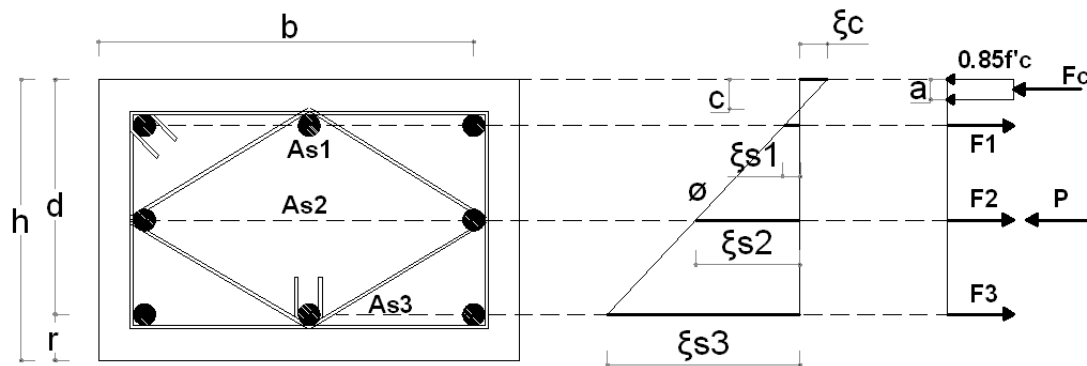


Figura 6.44 Diagrama de Esfuerzos y Deformaciones de la Sección

Fuente: Elaboración Propia

$$1 \text{ Kg/cm}^2 = 0.0981 \text{ Mpa} \quad 210 \text{ Kg/cm}^2 = 20.601 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 4.7 \sqrt{f'_c} \quad E_c = 4.7 \sqrt{20.601} \quad E_c = 21.33251251 \text{ Gpa}$$

$$E_c = 217463.63 \text{ kg/cm}^2 \quad E_s = 2038800 \text{ kg/cm}^2$$

Asumimos un valor de $c = 1.6685 \text{ cm}$ (Este valor es producto de una serie de iteraciones que se presentan en el cuadro de iteración)

CUADRO DE ITERACIÓN DE c														
ξ_c	c (cm)	a (cm)	ξ_y	ξ_{s1}	ξ_{s2}	ξ_{s3}	fs1	fs2	fs3	F3	F2	F1	Fc	Po
0,0025	1,7000	1,45	0,0021	0,0019	0,0122	0,0225	3897,71	4200,00	4200,00	14238,00	9492,00	13213,22	7737,98	29925,05
Comparación de Fuerzas										36943,22		37663,03		
0,0025	1,6650	1,42	0,0021	0,0020	0,0125	0,0230	4086,78	4200,00	4200,00	14238,00	9492,00	13854,20	7578,66	29925,05
Comparación de Fuerzas										37584,20		37503,71		
0,0025	1,6685	1,42	0,0021	0,0020	0,0125	0,0230	4067,52	4200,00	4200,00	14238,00	9492,00	13788,89	7594,59	29925,05
Comparación de Fuerzas										37518,89		37519,64		

Figura 6.45 Cuadro de Iteración de c

Fuente: Elaboración Propia

Cálculo de a

$$a = \beta_1 * c \quad a = 0.85 * 1.6685 \quad a = 1.42cm$$

$\beta_1 = 0.85$ para hormigones de hasta 28Mpa **Sección 10.2.7.3 del ACI 318 – 08**

Deformación de Fluencia del Acero

$$\xi_y = \frac{fy}{Es} \quad \xi_y = \frac{4200}{2038800} \quad \xi_y = 0.0021$$

Deformación del Acero As1

$$\xi_{s1} = \frac{(r - c) * \xi_c}{c} \quad \xi_{s1} = \frac{(3 - 1.6685) * 0.0025}{1.6685} \quad \xi_{s1} = 0.0020$$

Deformación del Acero As2

$$\xi_{s2} = \frac{(h/2 - c) * \xi_c}{c} \quad \xi_{s2} = \frac{(10 - 1.6685) * 0.0025}{1.6685} \quad \xi_{s2} = 0.01248$$

Deformación del Acero As3

$$\xi_{s3} = \frac{(d - c) * \xi_c}{c} \quad \xi_{s3} = \frac{(17 - 1.6685) * 0.0025}{1.6685} \quad \xi_{s3} = 0.0230$$

Esfuerzo del Acero F1

$$f_{s1} = \xi_{s1} * Es \quad f_{s1} = 0.002 * 2038800 \quad f_{s1} = 4067.52 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo del Acero F2

$$f_{s2} = \xi_{s2} * Es \quad f_{s2} = 0.01248 * 2038800 \quad f_{s2} = 25444.22 \text{ kg/cm}^2$$

De acuerdo con el modelo elasto – plasto del acero si $f_s > f_y$ entonces $f_s = f_y$, y por lo tanto $f_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo del Acero F3

$$f_{s3} = \xi_{s3} * Es \quad f_{s3} = 0.0230 * 2038800 \quad f_{s3} = 46892.40 \text{ kg/cm}^2$$

De acuerdo con el modelo elasto – plasto del acero si $f_s > f_y$ entonces $f_s = f_y$, y por lo tanto $f_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Fuerza del Acero F1

$$F1 = f_{s1} * As1 \quad F1 = 4067.52 * 3.39 \quad F1 = 13788.89 \text{ kg}$$

Fuerza del Acero F2

$$F2 = f_{s2} * As2 \quad F2 = 4200 * 2.26 \quad F2 = 9492 \text{ kg}$$

Fuerza del Acero F3

$$F3 = f_{s3} * As3 \quad F3 = 4200 * 3.39 \quad F2 = 14238 \text{ kg}$$

Fuerza de Compresión del Hormigón

$$F_c = 0.85 * f'_c * a * b \quad F_c = 0.85 * 210 * 1.42 * 30 \quad F_c = 7594.59 \text{ kg}$$

Fuerza de Resultante de Compresión

$$C = F_c + P \quad C = 7594.59 + 29925.05 \quad C = 37519.64 \text{ kg}$$

Fuerza de Resultante de Tensión

$$T = F1 + F2 + F3 \quad T = 13788.89 + 9492 + 14238 \quad T = 37518.89 \text{ kg}$$

Comparando fuerzas de tanto de Tensión como de Compresión se puede observar que son iguales y por lo tanto se ha llegado al equilibrio; es así que una vez definido el valor de c se procede a calcular el Momento y la Curvatura de la Sección.

Momento de la Sección

$$M = (P - F2) * \left(\frac{h}{2} - r\right) + Fc * \left(d - \frac{a}{2}\right) - F1(d - r)$$

$$M = (29925.05 - 9492) \left(\frac{20}{2} - 3\right) + 7594.59 \left(17 - \frac{1.42}{2}\right) - 13788.89(17 - 3)$$

$$M = 73709.58 \text{ kg} * \text{cm}$$

Curvatura de la Sección

$$\emptyset = \frac{\xi_c}{c} \quad \emptyset = \frac{0.0025}{1.6685} \quad \emptyset = 0.0014983 \text{ cm}^{-1}$$

6.6.2.3 DIAGRAMA MOMENTO – CURVATURA DE LA SECCIÓN (USC – RC)

El procedimiento para la obtención del diagrama Momento – Curvatura con USC – RC es el mismo que para la viga, lo único en que cambia es en la asignación de la carga axial.

6.6.2.3.1 SISTEMA DE UNIDADES

El sistema de unidades que se recomienda para trabajar es el Sistema Internacional.

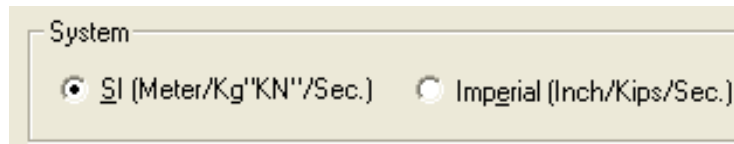


Figura 6.46 Sistema de Unidades

Fuente: USC - RC

6.6.2.3.2 PROPIEDADES DE LA SECCIÓN

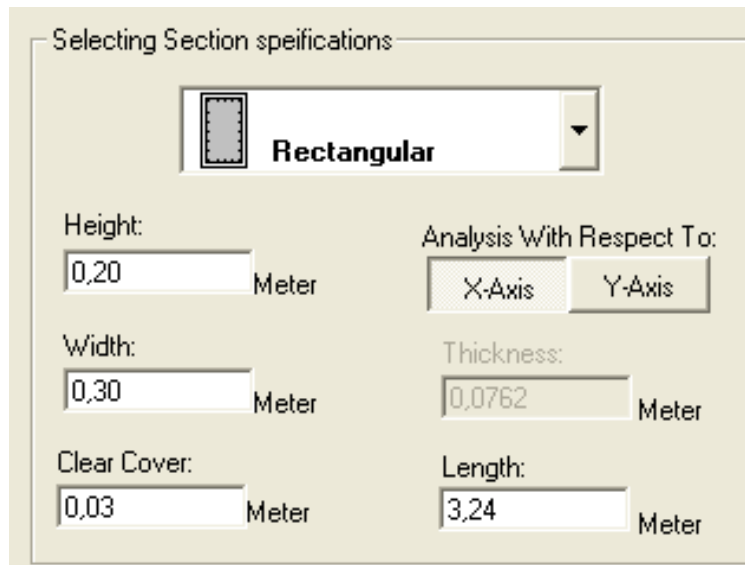


Figura 6.47 Propiedades de la Sección

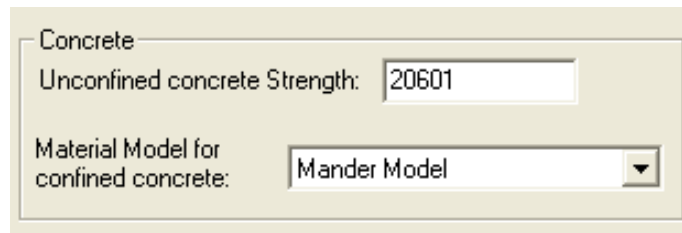
Fuente: USC - RC

Analysis With Respect To: Como se ha mencionado previamente se procederá a analizar en el sentido de la menor dimensión.

Lenght: Se considera que las vigas son las que se introducen en las columnas, es por esta razón que para las columnas la longitud se la toma entre ejes a diferencia de las vigas que se toma la longitud libre.

6.6.2.3.3 PROPIEDADES DEL CONCRETO

Partiendo de que la estructura a la que pertenecen la viga y la columna en análisis es la misma, los materiales y sus características son iguales. Se trabaja con hormigón $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2 = 20601 \text{ KN/m}^2$, y con el modelo de Mander para definir su comportamiento.



Concrete

Unconfined concrete Strength: 20601

Material Model for confined concrete: Mander Model

Figura 6.48 Propiedades del Concreto

Fuente: USC - RC

6.6.2.3.4 PROPIEDADES DEL ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL

El diseño de la sección en análisis presenta a más del estribo convencional, un estribo adicional romboide; de manera que tanto en la dirección X como en Y se tienen 4 ramales que contribuyen a absorber la fuerza cortante. Una desventaja del programa USC – RC es que solamente permite ingresar el estribo convencional con 2 ramales en cada dirección. Sin embargo es posible ingresar un área de barra que represente, en este caso, la presencia de 4 ramales en cada dirección.

Es así que el área unitaria de una barra de 10mm es igual a $A_b = 0.0000785 \text{ m}^2$, con 4 ramales el área total sería $A_v = 0.000314 \text{ m}^2$, y como el programa permite ingresar un estribo que consta de dos ramales, el área de la sección transversal de barra corresponde a la mitad del área total; para este caso $A_b = 0.000157 \text{ m}^2$.

Transverse Steel	
Modulus of Elasticity:	Yield Strength:
<input type="text" value="200000000"/> KN/m ²	<input type="text" value="412020"/> KN/m ²
Bar Section Area:	Transverse Spacing:
<input type="text" value="0,000157"/> m ²	<input type="text" value="0,15"/> Meter

Figura 6.49 Propiedades del Acero de Refuerzo Transversal

Fuente: USC - RC

6.6.2.3.5 PROPIEDADES DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL

Figura 6.50 Propiedades del Acero de Refuerzo Longitudinal

Fuente: USC - RC

La sección cuenta con 8 barras de acero de diámetro 12mm que corresponden a un área transversal de cada barra igual a $Ab = 0,000113 \text{ m}^2$, distribuidas uniformemente por la sección.

Reba	X	Y	Bar Area (m ²)
1	-0,0999	-0,0499	0,000113
2	0,	-0,0499	0,000113
3	0,0999	0,0499	0,000113
4	0,	0,0499	0,000113
5	-0,0999	0,0499	0,000113
6	-0,0999	0,	0,000113
7	0,0999	-0,0499	0,000113
8	0,0999	0,	0,000113

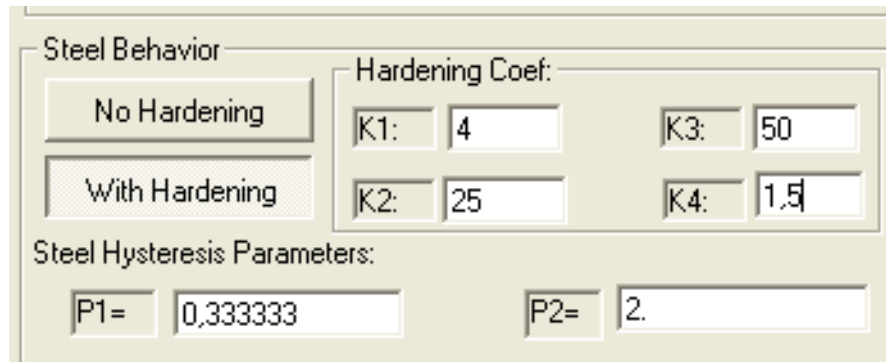
Initial number of bars=8
Current number of bars=8

NOTE:
"X" and "Y" are measured from the center (centroid) of the section. Also, in a MONOTONIC case, compression side is in the positive side of the axis.

Figura 6.51 Cuadro de Armado de la Sección

Fuente: USC - RC

6.6.2.3.6 COMPORTAMIENTO DEL ACERO



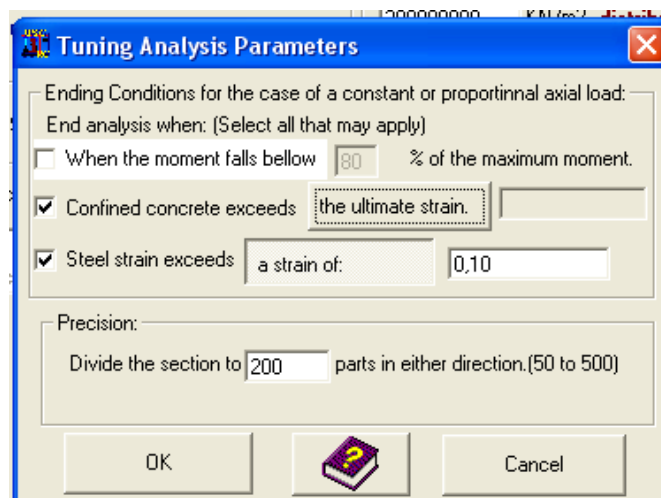
The dialog box is titled "Steel Behavior". It contains two main sections: "Hardening Coef:" and "Steel Hysteresis Parameters:". Under "Hardening Coef:", there are four input fields: K1 (4), K2 (25), K3 (50), and K4 (1.5). Under "Steel Hysteresis Parameters:", there are two input fields: P1 (0,333333) and P2 (2). There are also two buttons: "No Hardening" and "With Hardening".

Figura 6.52 Comportamiento del Acero

Fuente: USC_RC

De igual manera se aplica el modelo de la curva completa del acero que si considera el endurecimiento del mismo, definido bajo los parámetros explicados previamente.

6.6.2.3.7 PARÁMETROS DE ANÁLISIS



The dialog box is titled "Tuning Analysis Parameters". It contains several sections: "Ending Conditions for the case of a constant or proportinnal axial load:", "End analysis when: (Select all that may apply)", "Precision:", and buttons for "OK", "Cancel", and a help icon. Under "Ending Conditions...", there are three checkboxes: "When the moment falls below 80 % of the maximum moment." (unchecked), "Confined concrete exceeds the ultimate strain." (checked), and "Steel strain exceeds a strain of: 0,10" (checked). Under "Precision:", there is a text field "Divide the section to 200 parts in either direction.(50 to 500)".

Figura 6.53 Parámetros de Análisis

Fuente: USC_RC

Se utilizan los mismos parámetros de análisis que para vigas.

6.6.2.3.8 OBTENCIÓN DEL DIAGRAMA MOMENTO – CURVATURA DE LA SECCIÓN.

A partir de la combinación (D + L ± E) se tiene que la carga axial que actúa sobre la columna es de $P = 286.60 \text{ KN}$.

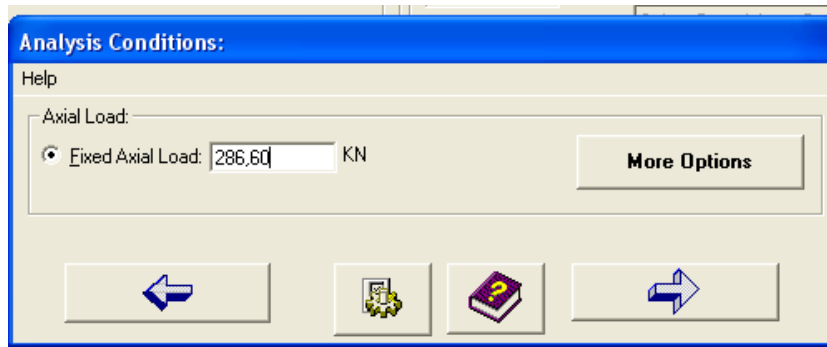


Figura 6.54 Asignación de la Carga Axial

Fuente: USC_RC

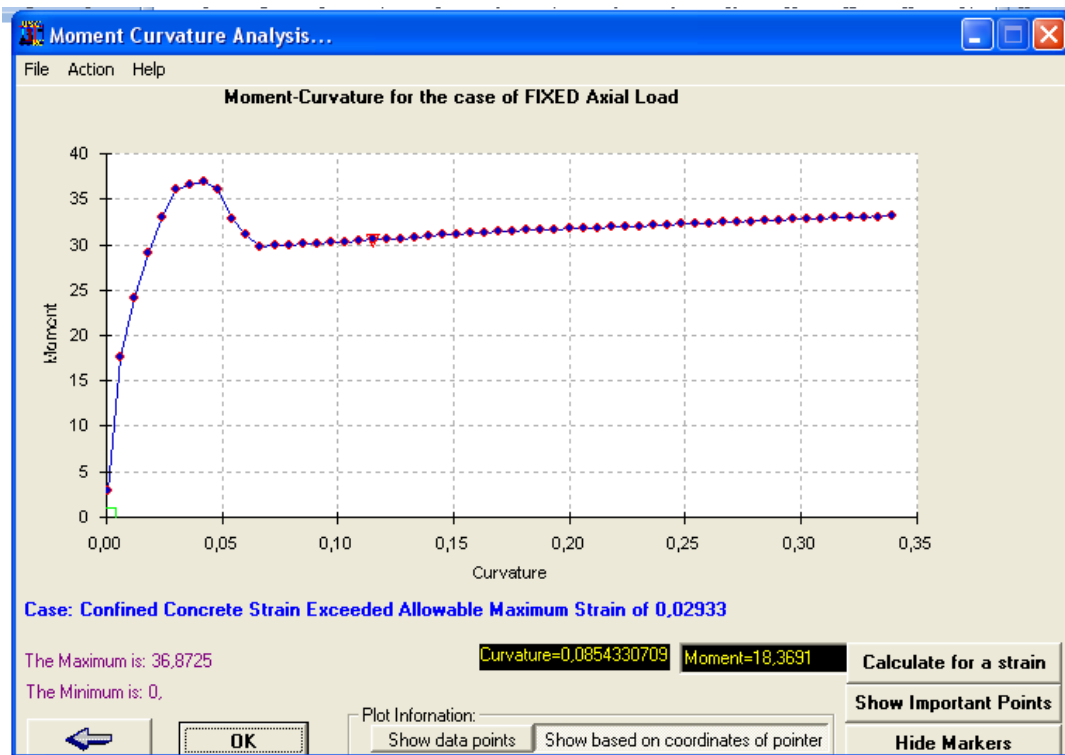


Figura 6.55 Diagrama Momento – Curvatura de la Sección

Fuente: USC_RC

Para esta sección en las condiciones de comportamiento de los materiales ya especificadas, con el armado y condiciones geométricas determinadas, *el análisis termina cuando el concreto llega a la máxima deformación de rotura.*

Para proceder a hacer el análisis del diagrama, es necesaria la obtención de todos los puntos que el programa ha calculado, para esto clic en **File – Save the Curve as**, de esta manera se guarda un archivo con extensión .txt que posteriormente nos servirá para transportarlo a Excel. *En este caso se toma como punto último el punto en el cual el concreto confinado falla, pues para el valor de momento máximo se tiene una curvatura muy baja, y si se toma este punto se estaría subestimando la ductilidad del elemento. Además la diferencia de momentos entre el punto máximo*

y el momento tomado como último es baja por lo que se justifica la aplicación del criterio antes mencionado.

CURVATURA	MOMENTO	EJE NEUTRO c	DEF. CONCRETO	DEF. ACERO	P (AXIAL)
0,00060591	2,82	0,415	0,000251	0,000148	286,60
0,00605912	17,66	0,12	0,000725	-0,000305	286,60
0,01211824	24,17	0,094	0,001138	-0,000922	286,60
0,01817735	29,01	0,086	0,001557	-0,001533	286,60
0,02423647	32,95	0,083	0,002002	-0,002118	286,60
0,03029559	36,16	0,082	0,002474	-0,002676	286,60
0,03635471	36,59	0,079	0,002876	-0,003304	286,60
0,04241382	36,87	0,078	0,003287	-0,003923	286,60
0,04847294	36,07	0,078	0,003766	-0,004475	286,60
0,05453206	32,77	0,081	0,00443	-0,00484	286,60
0,06059118	31,19	0,083	0,005017	-0,005283	286,60
0,06665029	29,77	0,085	0,005668	-0,005662	286,60
0,07270941	29,85	0,085	0,006172	-0,006189	286,60
0,07876853	29,93	0,085	0,006682	-0,006709	286,60
0,08482765	30,04	0,085	0,007191	-0,00723	286,60
0,09088676	30,13	0,085	0,007706	-0,007745	286,60
0,09694588	30,25	0,085	0,008219	-0,008262	286,60
0,103005	30,33	0,085	0,008744	-0,008766	286,60
0,10906412	30,43	0,085	0,009267	-0,009273	286,60
0,11512324	30,54	0,085	0,009787	-0,009784	286,60
0,12118235	30,62	0,085	0,01032	-0,010281	286,60
0,12724147	30,68	0,085	0,010857	-0,010774	286,60
0,13330059	30,83	0,086	0,011399	-0,011262	286,60
0,13935971	30,95	0,086	0,011955	-0,011737	286,60
0,14541882	31,09	0,086	0,012506	-0,012215	286,60
0,15147794	31,19	0,086	0,01304	-0,012711	286,60
0,15753706	31,27	0,086	0,013561	-0,01322	286,60
0,16359618	31,34	0,086	0,014085	-0,013727	286,60
0,16965529	31,41	0,086	0,014613	-0,014228	286,60
0,17571441	31,5	0,086	0,015125	-0,014747	286,60
0,18177353	31,56	0,086	0,015659	-0,015243	286,60
0,18783265	31,62	0,086	0,016197	-0,015735	286,60
0,19389176	31,7	0,086	0,016716	-0,016245	286,60
0,19995088	31,75	0,086	0,017261	-0,01673	286,60
0,20601	31,8	0,086	0,017812	-0,01721	286,60
0,21206912	31,86	0,086	0,018341	-0,017711	286,60
0,21812824	31,91	0,087	0,018894	-0,018188	286,60

0,22418735	31,96	0,087	0,019427	-0,018685	286,60
0,23024647	32,03	0,087	0,019971	-0,019171	286,60
0,23630559	32,11	0,087	0,020491	-0,019681	286,60
0,24236471	32,17	0,087	0,021035	-0,020167	286,60
0,24842382	32,25	0,087	0,021558	-0,020674	286,60
0,25448294	32,31	0,087	0,022107	-0,021155	286,60
0,26054206	32,38	0,087	0,022635	-0,021658	286,60
0,26660118	32,45	0,087	0,02316	-0,022162	286,60
0,27266029	32,51	0,087	0,023715	-0,022637	286,60
0,27871941	32,58	0,087	0,024244	-0,023138	286,60
0,28477853	32,64	0,087	0,024774	-0,023638	286,60
0,29083765	32,7	0,087	0,025336	-0,024107	286,60
0,29689676	32,76	0,087	0,025869	-0,024604	286,60
0,30295588	32,82	0,087	0,026403	-0,0251	286,60
0,309015	32,88	0,087	0,026938	-0,025595	286,60
0,31507412	32,93	0,087	0,027509	-0,026054	286,60
0,32113324	32,99	0,087	0,028047	-0,026545	286,60
0,32719235	33,05	0,087	0,028588	-0,027035	286,60
0,33325147	33,09	0,088	0,029167	-0,027486	286,60
0,33931059	33,15	0,088	0,029705	-0,027977	286,60

Figura 6.56 Datos Diagrama Momento – Curvatura de la Sección

Fuente: USC_RC

6.6.2.4 PUNTOS IMPORTANTES DEL DIAGRAMA MOMENTO – CURVATURA.

6.6.2.4.1 FLUENCIA

De acuerdo al modelo de Mander para el acero este punto se produce cuando $\xi_s = 0.002$.

De acuerdo a la base de datos del diagrama $M - \emptyset$ - obtenida de USC_RC para una deformación del acero igual a $\xi_y = 0.002$ se obtienen los siguientes valores de momento y curvatura.

$$\emptyset'_y = 0.018177 \text{ m}^{-1} \quad My = 29.01 \text{ KN} * \text{m}$$

6.6.2.4.2 SERVICIO

Este límite debe ser calculado en base a la comparación de deformaciones de tensión y de tracción; dicho de otra forma, el límite de servicio se toma como el menor valor de curvatura correspondiente a una deformación del hormigón en compresión de $\xi_{cs} = 0.004$ o una deformación del acero en tensión de $\xi_{ss} = 0.015$ para elementos que sujetos a carga axial. (PRIESTLEY, 2007)

De la base de datos del programa se obtiene:

- Para $\xi_{cs} = 0.004$ $\emptyset_s = 0.048472 \text{ m}^{-1}$
- Para $\xi_{ss} = 0.015$ $\emptyset_s = 0.17571 \text{ m}^{-1}$

En conclusión el evento que ocurre primero es una deformación del concreto de $\xi_{cs} = 0.004$ a la que le corresponde una curvatura de $\emptyset_s = 0.048472 \text{ m}^{-1}$ y un momento de $Ms = 36.07 \text{ KN} * \text{m}$

6.6.2.4.3 CONTROL DE DAÑO

Al igual que el límite de servicio, el control de daño se debe calcular tanto por compresión como por tensión, y se toma como límite el evento que ocurra primero, es decir el valor de curvatura más bajo.

Control de Daño por Compresión

La deformación en compresión del concreto se debe calcular como:

$$\xi_{ccd} = 0.004 + 1.4 \frac{p_v * f_{yh} * \xi_{su}}{f'_{cc}}$$

Se ha escogido un valor de $C_e = 0.85$.

El número de ramales es 4 debido a que en la dirección X contribuyen 4 ramales del estribo.

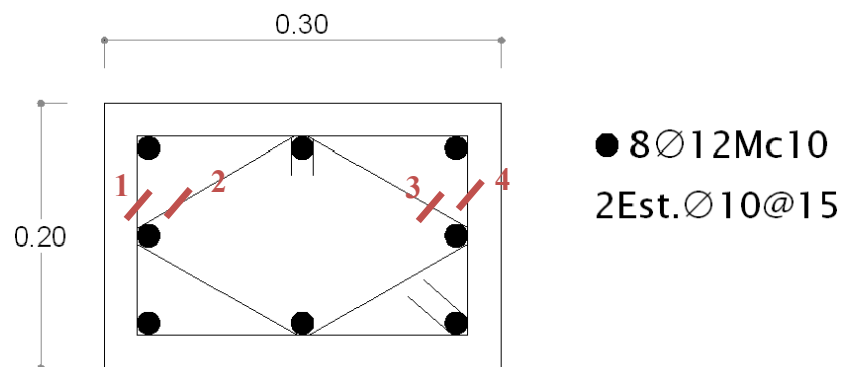


Figura 6.57 Número de Ramales de la Sección

Elaboración Propia

$$p_v = \frac{n * A_b}{S * b'} \quad p_v = \frac{4 * 0.785}{15 * 24} \quad p_v = 0.00873$$

$$f_l = 0.5 * C_e * p_v * f_{yh} \quad f_l = 0.5 * 0.85 * 0.00873 * 412.02 \quad f_l = 1.5281$$

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 * f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.254 \right)$$

$$f'_{cc} = 20.601 * \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 * 1.5281}{20.601}} - 2 \frac{1.5281}{20.601} - 1.254 \right)$$

$$f'_{cc} = 29.64 \text{ MPa}$$

La de formación última del acero tomada de la base de datos de USC_RC y haciendo referencia en los criterios de limitación del diagrama es de $\xi_{su} = 0.02797$.

$$\xi_{ccd} = 0.004 + 1.4 \frac{p_v * f_{yh} * \xi_{su}}{f'_{cc}}$$

$$\xi_{ccd} = 0.004 + 1.4 \frac{0.00873 * 412.02 * 0.02797}{29.64}$$

$$\xi_{ccd} = 0.008751$$

A esta deformación le corresponde una curvatura de $\emptyset_{cd} = 0.103005 \text{ m}^{-1}$.

Control de Daño por Tensión

El límite para el Control de Daño por Tensión es un tanto menos complicado de determinar, respecto del límite por compresión. Priestley en su libro “Displacement – Based Seismic Design of Structures”, recomienda tomar un valor de curvatura que corresponda a una deformación del acero igual $\xi_{scd} = 0.6\xi_{su}$.

$$\xi_{scd} = 0.6 * 0.02797 \quad \xi_{scd} = 0.016786 \quad \emptyset_{cd} = 0.19995 \text{ m}^{-1}$$

De los resultados obtenidos se colige que el límite de Control de Daño para este caso está gobernado por la deformación de compresión entonces el punto queda de la siguiente manera:

$$\xi_{ccd} = 0.008751 \quad \emptyset_{cd} = 0.103005 \text{ m}^{-1} \quad M_{cd} = 30.33 \text{ KN} * \text{ m}$$

6.6.2.4.4 ÚLTIMO

El punto último se lo ha tomado cuando la el concreto confinado llega a su deformación de rotura, con el fin de que no se subestime ni el momento ni la ductilidad del elemento.

$$M_u = 33.15 \text{ KN} * \text{ m} \quad \emptyset_u = 0.3393105 \text{ m}^{-1}$$

En conclusión los puntos límite del diagrama Momento – Curvatura son los siguientes.

PUNTOS DEL DIAGRAMA							
Fluencia		Servicio		Control de Daño		Último	
ϕ_y'	0,01817735	ϕ_s	0,04847294	ϕ_{cd}	0,103005	ϕ_u	0,33931059
M_y	29,01	M_s	36,070	M_{cd}	30,330	M_u	33,150

Figura 6.58 Puntos Importantes del Diagrama M – ϕ

Fuente: Elaboración Propia

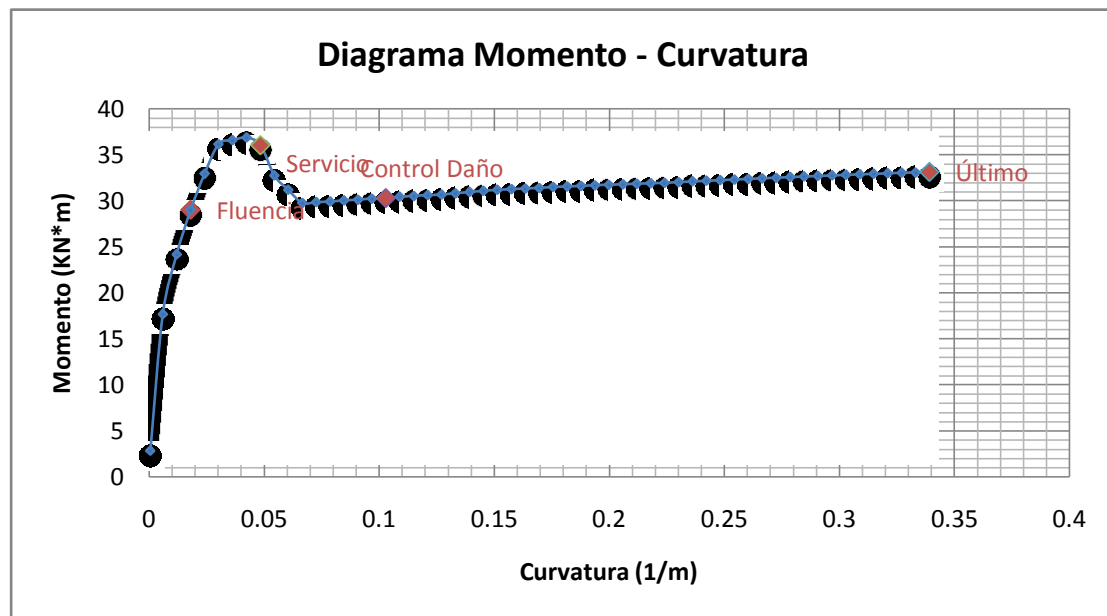


Figura 6.59 Diagrama M – ϕ incorporados los límites de deformación

Fuente: Elaboración Propia

6.6.2.5 IDEALIZACIÓN BI – LINEAL

Recta Elástica

La primera recta que define la rigidez elástica, debe ser unida desde el punto cero pasando por el punto de fluencia (denotado por ϕ_y', M_y), hasta el punto de un

momento nominal M_N y una curvatura nominal de fluencia ϕ_y . El momento nominal debe ser determinado por una deformación en la fibra extrema de compresión de $\xi_c = 0.004$ o una deformación en la fibra extrema de tensión de $\xi_s = 0.015$, lo que ocurra primero.

La curvatura nominal de fluencia debe ser calculada con la fórmula:

$$\phi_y = \frac{M_N}{M_y} \phi_y'$$

- Para $\xi_c = 0.004$ de acuerdo a la base de datos $M_N = 31.50 \text{ KN} * \text{m}$.
- Para $\xi_s = 0.015$ de acuerdo a la base de datos $M_N = 36.07 \text{ KN} * \text{m}$

De esta forma el evento que ocurre primero es la deformación en compresión del concreto de $\xi_c = 0.004$, y por ende el momento nominal es de $M_N = 31.50 \text{ KN} * \text{m}$.

$$\phi_y = \frac{M_N}{M_y} \phi_y' \quad \phi_y = \frac{31.50}{29.01} * 0.018177 \quad \phi_y = 0.0197375 \text{ m}^{-1}$$

Recta Plástica

La segunda recta se la obtiene uniendo el punto nominal denotado por (ϕ_y, M_N) con el punto de momento y curvatura últimos (ϕ_u, M_u) .

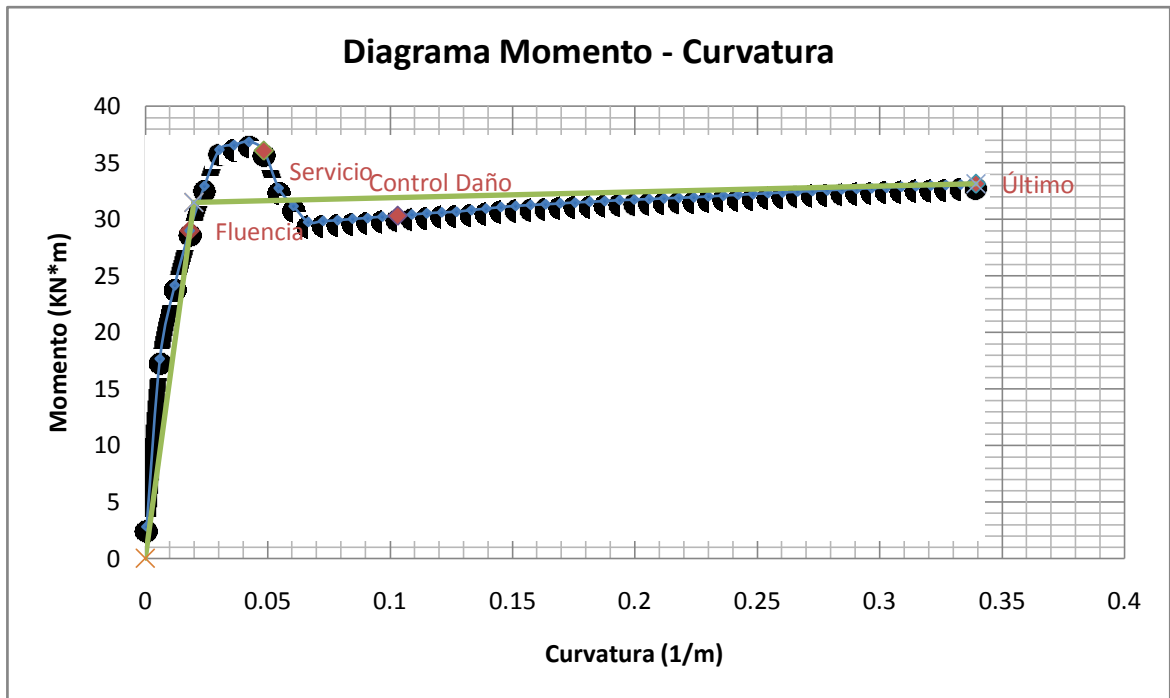


Figura 6.60 Diagrama Bi – Lineal de la Sección

Fuente: Elaboración Propia

6.6.2.6 INERCIA AGRIETADA DE LA SECCIÓN (ELÁSTICA)

La inercia agrietada real de la sección se puede obtener del diagrama $M - \emptyset$. La pendiente de la recta que une el punto cero con el punto de fluencia del diagrama $M - \emptyset$ se puede definir como $Elcr$, de donde es sencillo encontrar la inercia agrietada Icr .

$$Elcr = \frac{My}{\emptyset y'} \quad Elcr = \frac{29.01}{0.018177} \quad Elcr = 1595.94 \text{ KN} * \text{m}^2$$

$$Icr = \frac{1595.94}{E} \quad Icr = \frac{4308.43}{21332512.51} \quad Icr = 0.0000748 \text{ m}^4$$

$$I_g = \frac{b * h^3}{12} \quad I_g = \frac{0.30 * 0.20^3}{12} \quad I_g = 0.00020 \text{ m}^4$$

$$\text{Factor de Inercia} = \frac{I_{cr}}{I_g} \quad F. I. = \frac{0.0000748}{0.0002} \quad F. I. = 0.37406$$

En conclusión, la inercia agrietada de la sección deberá utilizarse como $I_{cr} = 0.37406 I_g$.

6.6.2.7 INERCIA AGRIETADA DE LA SECCIÓN (PLÁSTICA)

La inercia plástica I_{pl} de la sección se puede obtener a partir de la rigidez plástica EI_{pl} de la siguiente manera:

$$EI_{pl} = \frac{Mu - M_N}{\phi_u - \phi_y} \quad EI_{pl} = \frac{33.15 - 31.50}{0.339310 - 0.019737} \quad EI_{pl} = 5.163 \text{ KN} * \text{m}^2$$

$$I_{pl} = \frac{5.163}{E} \quad I_{pl} = \frac{27.597}{21332512.51} \quad I_{pl} = 0.0000002 \text{ m}^4$$

6.6.2.8 LÍMITES DE DEFORMACIÓN EN LA IDEALIZACIÓN BI - LINEAL

Es necesario previamente determinar la ecuación de las rectas tanto elástica como plástica.

Recta Elástica

La ecuación de esta recta esta dada de la siguiente manera $Mf - Mi = m(\phi f - \phi i)$, en donde Mf es el momento que se desea encontrar, Mi y ϕi son igual a cero puesto que el punto inicial es cero, ϕf es la curvatura que se ingresa como dato, y m es la pendiente de la recta, que es igual a la rigidez elástica de la sección EI_{cr} . Entonces la ecuación de la recta queda de la siguiente manera:

$$M = EI_{cr} (\phi) \quad M = 1595.94 (\phi)$$

Recta Plástica

La ecuación de esta recta esta dada por $Mf - Mi = m(\phi f - \phi i)$, en donde Mf es el momento que se desea encontrar, Mi es igual al momento nominal M_N , ϕi es igual a la curvatura nominal de fluencia ϕ_y , ϕf es la curvatura que se ingresa como dato, y m es la pendiente de la recta, que es igual a la rigidez plástica de la sección EI_{pl} . Entonces la ecuación de la recta queda de la siguiente manera:

$$M = EI_{pl} (\phi) + M_N \quad M = 5.16 (\phi) + 31.50$$

Puntos importantes en la idealización bi – lineal

- Fluencia: Corresponde al punto de intersección de las rectas denotado por (ϕ_y, M_N) , de esta manera $\phi_y = 0.0197375 \text{ m}^{-1}$ y $M_N = 31.50 \text{ KN} * \text{m}$.
- Servicio: Se encuentra dentro de la recta plástica por lo tanto se utiliza la ecuación de momento respectiva. $\phi_s = 0.0484729 \text{ m}^{-1}$

$$M_s = EI_{pl} (\phi) + M_N \quad M_s = 5.16(0.0484729) + 31.5 \quad M_s = 31.75 \text{ KN} * \text{m}$$

- Control de Daño: Se encuentra dentro de la recta plástica por lo tanto se utiliza la ecuación de momento respectiva. $\phi_{cd} = 0.103005 m^{-1}$

$$M_{cd} = EI_{pl}(\phi) + M_N \quad M_{cd} = 5.16(0.103005) + 31.50 \quad M_{cd} = 32.03 \text{ KN} \cdot m$$

- Último: Corresponde al mismo punto último del diagrama Momento – Curvatura. $\phi_u = 0.3393105 m^{-1}$ y $M_u = 33.15 \text{ KN} \cdot m$

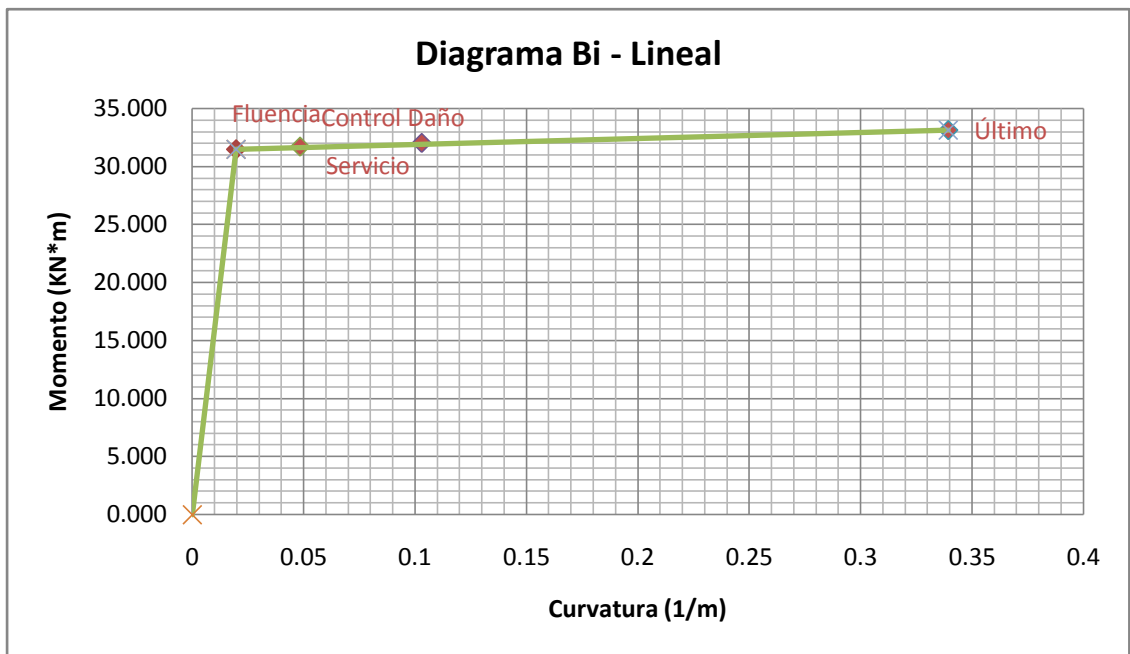


Figura 6.61 Diagrama Bi – Lineal de la Sección

Fuente: Elaboración Propia

6.6.2.9 LONGITUD DE RÓTULA PLÁSTICA

Debe garantizarse que el sitio de formación de la rótula plástica se encuentre dentro de la longitud de la sección en análisis, esto es en las cercanías al inicio y al final del elemento.

La longitud de rótula plástica L_p incorpora la longitud de penetración de la deformación L_{sp} que puede ser calculada con la fórmula $L_{sp} = 0.022f_y * d_{bl}$, en donde f_y (MPa) y d_{bl} (m) son el esfuerzo de fluencia y el diámetro de la barra longitudinal respectivamente.

Punto de Inflexión

En el programa ETABS primero se debe seleccionar la vista del pórtico en donde se sitúa la viga; posteriormente se selecciona el menú **Display – Show Member Forces/Stress Diagram – Frame/Pier/Spandrel Forces**, y en el cuadro de diálogo se elige el caso de carga lateral aplicado (D + L ± E) y en esta ocasión Moment 3-3 puesto que en esta dirección se está realizando el análisis.

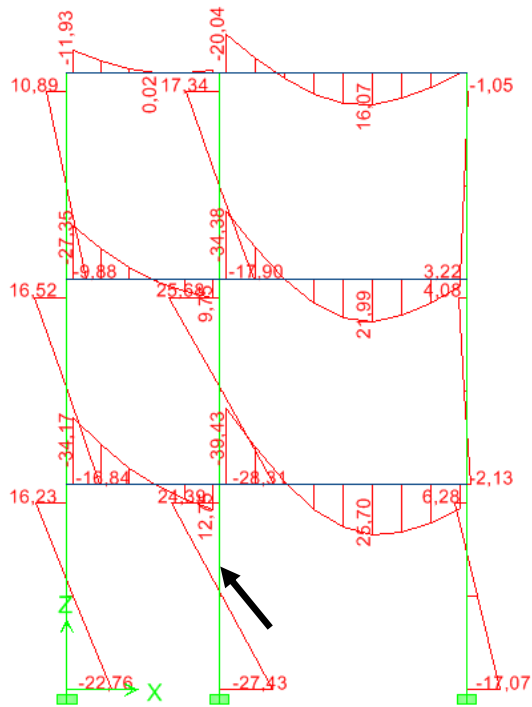


Figura 6.62 Diagrama de Momentos de la columna en estudio

Fuente: ETABS

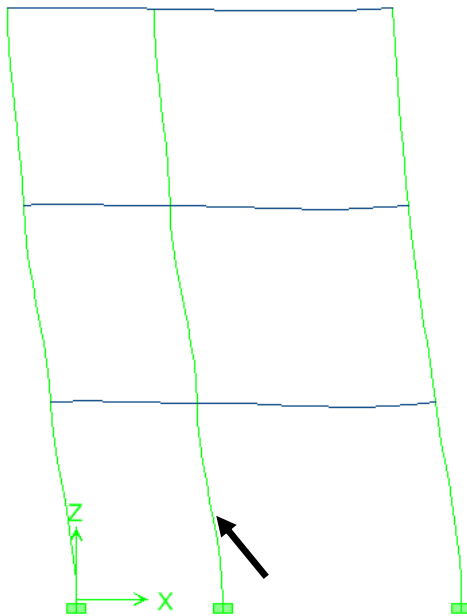


Figura 6.63 Deformada de la columna en estudio

Fuente: ETABS

El punto de inflexión de la columna deformada ocurre cuando el momento es igual a 0, es ahí donde la curva de la deformada cambia de cóncava a convexa o viceversa.

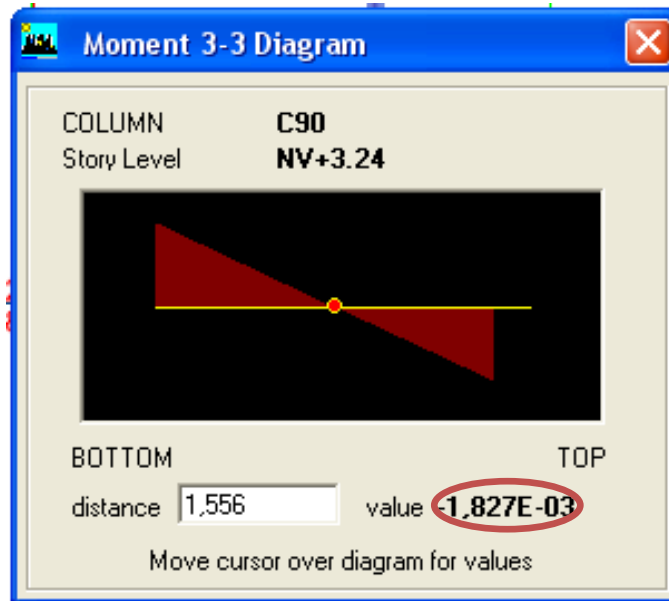


Figura 6.64 Punto de Inflexión de la Columna

Fuente: ETABS

Se puede apreciar claramente a la distancia de 1.556m el momento es aproximadamente cero y es aquí donde se genera el punto de inflexión. Como se trata de una columna la longitud del punto de inflexión es tomada desde el eje por lo tanto $L_c = 1.556m$

Longitud de Penetración de la Deformación

$$L_{sp} = 0.022f_y * d_{bt} \quad L_{sp} = 0.022 * 412.02 * 0.012 \quad L_{sp} = 0.1087 m$$

Longitud de Rótula Plástica

Se calcula como el mayor valor entre:

$$L_p = 0.08 * L_c + L_{sp} \quad L_p = 0.08 * 1.556 + 0.1087 \quad L_p = 0.234 \text{ m}$$

$$L_p = 2L_{sp} \quad L_p = 2 * 0.1087 \quad L_p = 0.217 \text{ m}$$

Ubicación de la Rótula Plástica

La rótula plástica se ubica a una distancia $L_p/2$ medida desde el punto interior de penetración de la deformación.

$$\frac{L_p}{2} = \frac{23.4}{2} = 11.7 \text{ cm}$$

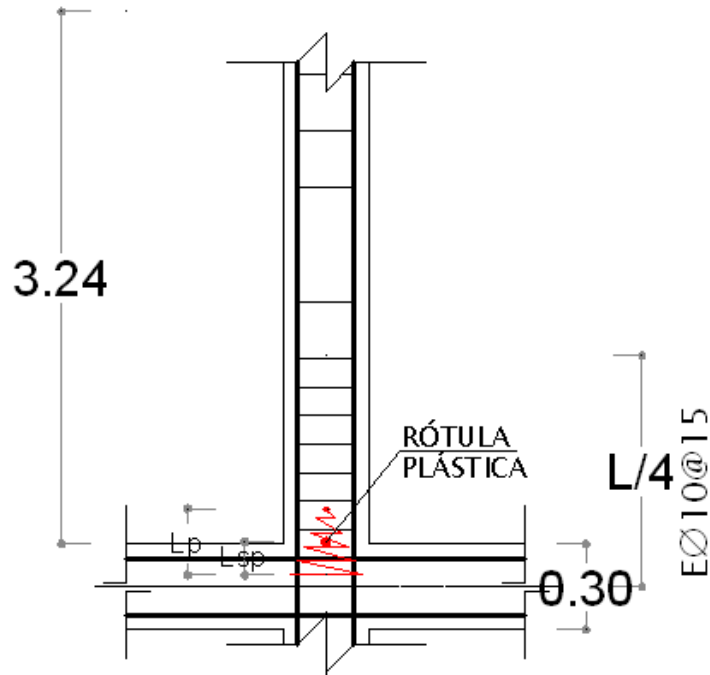


Figura 6.65 Longitud y Ubicación de la Rótula Plástica

Fuente: Elaboración Propia

Bajo las cargas impuestas por el sismo de diseño la rótula plástica se desarrollará en una longitud de 23.4cm medidos desde el punto interior de penetración hacia afuera, ubicada a 11.7cm medidos bajo el mismo criterio.

6.6.2.10 ÍNDICE DE DAÑO LOCAL

Debido a que este índice es otro indicador de daño, se mantiene el criterio de cargas de servicio ($D + L \pm E$) y Moment 3-3 para la selección del momento de demanda M_d . Este momento debe ser seleccionado en el punto en de formación de la rótula plástica.

De tal manera, si la ubicación de la rótula plástica $L_p/2$ es igual a 0.117m y la distancia de la base de la columna a su eje es 0.15m, la deformación no penetra más allá del eje de la cadena estructural. El programa ETABS para el caso de las columnas, brinda valores de Momento a partir de la base de la columna. Por lo tanto en este caso el valor que se toma será en la base de la columna.

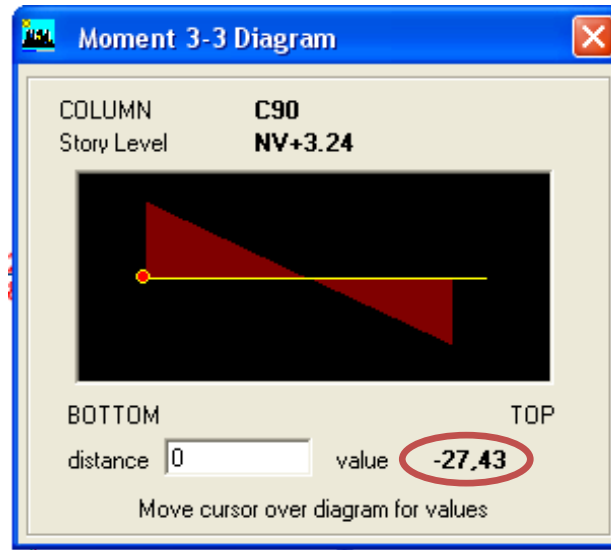


Figura 6.66 Momento de Demanda

Fuente: ETABS

El momento de demanda es igual a $Md = 27.43 \text{ KN} * m$, con este momento y haciendo referencia a la base de datos proporcionada por el programa, obtenemos una curvatura de demanda igual a $\phi d = 0.017187 \text{ m}^{-1}$, la misma que se la utilizará en cálculos posteriores.

Cuando el índice de daño es igual a 0, quiere decir que el elemento se mantiene dentro del rango elástico y no ha sufrido daño alguno. Si el índice está entre 0 y 1 el elemento ha incurrido en el rango inelástico. Por otro lado si el índice es mayor a 1 quiere decir que el elemento colapsará. Se lo calcula con la ecuación propuesta por (AGUIAR, 2003)

$$ID = \frac{Md - My}{Mu - My} \quad ID = \frac{27.43 - 29.01}{33.15 - 29.01} \quad ID = -0.3816$$

El Índice de Daño es igual a -0.3816 menor que 0, como no puede ser menor a 0, el índice de daño se lo toma como 0.

6.6.2.11 ROTACIÓN PLÁSTICA

Fluencia

La rotación plástica de fluencia es igual a cero, toda vez que hasta este punto la sección no ha incurrido en el rango inelástico.

Servicio

$$\theta_{ps} = (\varnothing_s - \varnothing_y) * L_p \quad \theta_{ps} = (0.0484729 - 0.0197375) * 0.234$$

$$\theta_{ps} = 0.006725 \text{ rad}$$

Control de Daño

$$\theta_{pcd} = (\varnothing_{cd} - \varnothing_y) * L_p \quad \theta_{pcd} = (0.156415 - 0.0197375) * 0.234$$

$$\theta_{pcd} = 0.019489 \text{ rad}$$

Último

$$\theta_{pu} = (\varnothing_u - \varnothing_y) * L_p \quad \theta_{pu} = (0.156415 - 0.0197375) * 0.234$$

$$\theta_{pu} = 0.074797 \text{ rad}$$

La capacidad máxima de rotación es igual a $\theta_{pu} = 0.074797$ rad, que debe ser comparada con la demanda provocada por el sismo de diseño.

Demanda

$$\theta_{pd} = (\theta_d - \theta_y) * L_p \quad \theta_{pd} = (0.017187 - 0.0197375) * 0.234$$

$$\theta_{pd} = -0.0005968 \text{ rad}$$

La demanda de rotación es igual a $\theta_{pd} = -0.0005968$, como es negativa la rotación se la toma como $\theta_{pd} = 0$

6.6.2.12 DUCTILIDAD POR CURVATURA

De acuerdo con la ecuación de AGUIAR, 2003 la ductilidad de curvatura asociada con cada límite se la calcula de la siguiente forma:

$$\mu_{\theta} = \frac{\theta}{\theta_y}$$

De donde la ductilidad de curvatura máxima de la sección se la calcula con la curvatura última θ_u .

Fluencia

$$\mu_{\theta_y} = \frac{\theta_y}{\theta_y} \quad \mu_{\theta_y} = \frac{0.0197375}{0.0197375} \quad \mu_{\theta_y} = 1.00$$

Servicio

$$\mu_{\phi_s} = \frac{\phi_s}{\phi_y} \quad \mu_{\phi_s} = \frac{0.0484729}{0.0197375} \quad \mu_{\phi_s} = 2.455$$

Control de Daño

$$\mu_{\phi_{cd}} = \frac{\phi_{cd}}{\phi_y} \quad \mu_{\phi_{cd}} = \frac{0.103005}{0.0197375} \quad \mu_{\phi_{cd}} = 5.218$$

Último

$$\mu_{\phi_u} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad \mu_{\phi_u} = \frac{0.339310}{0.0197375} \quad \mu_{\phi_u} = 17.19$$

Demanda de Ductilidad

$$\mu_{\phi_d} = \frac{\phi_d}{\phi_y} \quad \mu_{\phi_d} = \frac{0.017187}{0.0197375} \quad \mu_{\phi_d} = 0.8708$$

La demanda de ductilidad es igual a $\mu_{\phi_d} = 0.8708$ comparado con la máxima capacidad de ductilidad $\mu_{\phi_u} = 17.19$

6.6.2.13 INCORPORACIÓN DE LOS EFECTOS DE CORTE

Para la incorporación del diagrama Momento Cortante – Curvatura al diagrama Bi Lineal es necesario el cálculo de las curvaturas plásticas para cada uno de los puntos límite. La curvatura plástica se la calcula como la diferencia de curvaturas a partir de la curvatura de fluencia.

$$\varnothing_p = \varnothing - \varnothing_y$$

Fluencia

Hipotéticamente la curvatura plástica de fluencia debería ser cero calculada con la fórmula, es por esta razón que la curvatura de fluencia es igual a la curvatura plástica.

$$\varnothing_{py} = 0.019738 \text{ m}^{-1}$$

Servicio

$$\varnothing_{ps} = \varnothing_s - \varnothing_y \quad \varnothing_{ps} = 0.0484729 - 0.019738 \quad \varnothing_{ps} = 0.028735 \text{ m}^{-1}$$

Control de Daño

$$\varnothing_{pcd} = \varnothing_{cd} - \varnothing_y \quad \varnothing_{pcd} = 0.103005 - 0.019738 \quad \varnothing_{pcd} = 0.083267 \text{ m}^{-1}$$

Último

$$\varnothing_{pu} = \varnothing_u - \varnothing_y \quad \varnothing_{pu} = 0.339310 - 0.019738 \quad \varnothing_{pu} = 0.25037 \text{ m}^{-1}$$

La fuerza de corte de la sección de un elemento V se deriva de la ecuación:

$$V = V_c + V_s$$

En donde V_c es la fuerza de corte proporcionada por el hormigón y V_s la fuerza de corte proporcionada por el acero. (PAULAY, 1992).

6.6.2.13.1 CAPACIDAD A CORTE DEL HORMIGÓN

Fluencia

$$\mu_{\Delta y} = \frac{L_c + 3Lp(\mu_{\phi y} - 1)}{L_c} \quad \mu_{\Delta y} = \frac{1.566 + 3 * 0.234(1 - 1)}{1.566} \quad \mu_{\Delta y} = 1.00$$

$$F1 = 0.025 \leq \frac{pv * fy}{12.5} + 0.305 - 0.083\mu_{\Delta y} \leq 0.25$$

$$F1 = \frac{0.00873 * 412.02}{12.5} + 0.305 - 0.083 * 1$$

$$F1 = 0.5097 > 0.25 \quad \therefore \quad F1 = 0.25$$

$$F2 = 1 + \frac{P(MN)}{13.8 * Ag} \leq 1.50$$

$$F2 = 1 + \frac{0.2866}{13.8 * 0.060}$$

$$F2 = 1.345$$

$$0.33\sqrt{f'c} * Ag = 0.33\sqrt{20.601} * 0.060 = 0.089$$

$$Vc = F1 * F2 * \sqrt{f'c} * 0.8Ag$$

$$Vc = 0.25 * 1.345 * \sqrt{20.601} * 0.8 * 0.060$$

$$Vc = 0.07332 \text{ MN} = 73.32 \text{ KN}$$

Servicio

$$\mu_{\Delta s} = \frac{Lc + 3Lp(\mu_{\phi s} - 1)}{Lc} \quad \mu_{\Delta s} = \frac{1.566 + 3 * 0.234(2.455 - 1)}{1.566} \quad \mu_{\Delta s} = 1.652$$

$$F1 = 0.025 \leq \frac{pv * fy}{12.5} + 0.305 - 0.083\mu_{\Delta s} \leq 0.25$$

$$F1 = \frac{0.00873 * 412.02}{12.5} + 0.305 - 0.083 * 1.652$$

$$F1 = 0.4556 > 0.25 \quad \therefore F1 = 0.25$$

$$F2 = 1 + \frac{P(MN)}{13.8 * Ag} \leq 1.50$$

$$F2 = 1 + \frac{0.2866}{13.8 * 0.060}$$

$$F2 = 1.346$$

$$0.33\sqrt{f'c} * Ag = 0.33\sqrt{20.601} * 0.060 = 0.089$$

$$V_c = F1 * F2 * \sqrt{f'c} * 0.8Ag$$

$$V_c = 0.25 * 1.346 * \sqrt{20.601} * 0.8 * 0.060$$

$$V_c = 0.07332 \text{ MN} = 73.32 \text{ KN}$$

Control de Daño

$$\mu_{\Delta cd} = \frac{Lc + 3Lp(\mu_{\phi cd} - 1)}{Lc} \quad \mu_{\Delta cd} = \frac{1.556 + 3 * 0.234(5.218 - 1)}{1.566}$$

$$\mu_{\Delta cd} = 2.8916$$

$$F1 = 0.025 \leq \frac{pv * fy}{12.5} + 0.305 - 0.083\mu_{\Delta cd} \leq 0.25$$

$$F1 = \frac{0.00873 * 412.02}{12.5} + 0.305 - 0.083 * 2.8916$$

$$F1 = 0.3527 > 0.25 \quad \therefore \quad F1 = 0.25$$

$$F2 = 1 + \frac{P(MN)}{13.8 * Ag} \leq 1.50$$

$$F2 = 1 + \frac{0.2886}{13.8 * 0.060}$$

$$F2 = 1.34855$$

$$0.33\sqrt{f'c} * Ag = 0.33\sqrt{20.601} * 0.060 = 0.089$$

$$V_c = F1 * F2 * \sqrt{f'c} * 0.8Ag$$

$$V_c = 0.025 * 1.0 * \sqrt{20.601} * 0.8 * 0.060$$

$$V_c = 0.007332 \text{ MN} = 73.32 \text{ KN}$$

Último

$$\mu_{\Delta u} = \frac{L_c + 3Lp(\mu_{\phi u} - 1)}{L_c} \quad \mu_{\Delta u} = \frac{1.566 + 3 * 0.234(17.191 - 1)}{1.566}$$

$$\mu_{\Delta u} = 8.259$$

$$F1 = 0.025 \leq \frac{pv * fy}{12.5} + 0.305 - 0.083\mu_{\Delta u} \leq 0.25$$

$$F1 = \frac{0.00873 * 412.02}{12.5} + 0.305 - 0.083 * 8.259$$

$$F1 = -0.09274 < 0.025 \quad \therefore \quad F1 = 0.025$$

$$F2 = 1 + \frac{P(MN)}{13.8 * Ag} \leq 1.50$$

$$F2 = 1 + \frac{0.2866}{13.8 * 0.060}$$

$$F2 = 1.34855$$

$$0.33\sqrt{f'c} * Ag = 0.33\sqrt{20.601} * 0.060 = 0.089$$

$$V_c = F1 * F2 * \sqrt{f'c} * 0.8Ag$$

$$V_c = 0.025 * 1.34855 * \sqrt{20.601} * 0.8 * 0.060$$

$$V_c = 0.007332 \text{ MN} = 7.332 \text{ KN}$$

6.6.2.13.2 CAPACIDAD A CORTE DEL ACERO

Fuerza de Corte del Acero

$$A_v = n * A_b \quad A_v = 4 * 0.0000785 \quad A_v = 0.000314 \text{ m}^2$$

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

$$V_s = \frac{0.000314 * 412.02 * 0.17}{0.15}$$

$$V_s = 0.14669 \text{ MN} = 146.69 \text{ KN}$$

6.6.1.13.3 MOMENTO CORTANTE DE LA SECCIÓN

Se ha elaborado un cuadro en el que se detallan las fuerzas de corte de la sección para cada límite y finalmente el Momento Cortante a partir de dichas fuerzas de corte y de la longitud al punto de inflexión L_c que en esta ocasión $L_c = 1.566m$.

	F1	F2	Vc (KN)	Vs (KN)	V (KN)	MV=V*Lc (KN)
FLUENCIA	0,250	1,346	73,319	146,698	220,017	344,547
SERVICIO	0,250	1,346	73,319	146,698	220,017	344,547
C. DAÑO	0,250	1,346	73,319	146,698	220,017	344,547
ÚLTIMO	0,025	1,346	7,332	146,698	154,030	241,211

Figura 6.67 Capacidad a Fuerza Cortante de la Sección

Fuente: Elaboración Propia

Finalmente la capacidad a flexión y a corte real, de la sección trabajando en zona inelástica se la puede expresar mediante los diagramas Momento – Curvatura (Bi – Lineal) y Momento Cortante – Curvatura Plástica.

	CORTE		FLEXIÓN	
	ϕ_p	MV	ϕ	M
	0	344,547	0	0
FLUENCIA	0,019738	344,547	0,019737557	31,500
SERVICIO	0,028735	344,547	0,048473	31,750
C. DAÑO	0,083267	344,547	0,103005	32,032
ÚLTIMO	0,319573	241,211	0,339311	33,150

Figura 6.68 Tabla de Capacidad a Corte y Flexión de la Sección

Fuente: Elaboración Propia

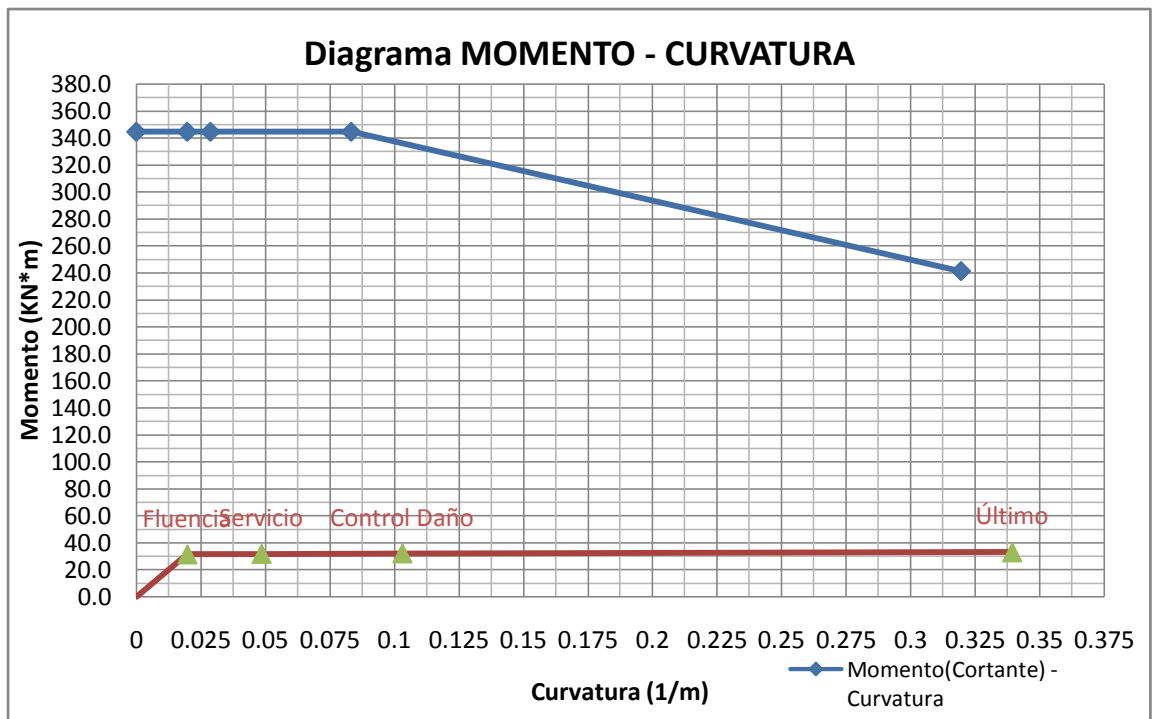


Figura 6.69 Diagrama de Capacidad a Corte y Flexión de la Sección

Fuente: Elaboración Propia

Si los dos diagramas se llegaran a cortar en algún punto, quiere decir que la falla que se va a producir en el elemento es una falla a cortante, por lo tanto sería una falla de tipo frágil. Este tipo de falla no es recomendable pues es explosiva y catastrófica; y si mediante el análisis del Diagrama Momento – Curvatura se determina que ocurrirá una falla frágil, es recomendable rediseñar el elemento a criterio del calculista.

En el caso de que los diagramas no se corten, predomina la falla a flexión, lo cual es lo más deseable pues es una falla que previene al diseñador para que pueda tomar acciones correctivas antes de que el elemento colapse totalmente. Si mediante el análisis del Diagrama Momento – Curvatura de la Sección se determina que ocurrirá una falla a flexión, se puede afirmar con toda seguridad de que el diseño del elemento ha sido bien realizado.

6.6.2.14 CONCLUSIONES FINALES DEL COMPORTAMIENTO DE LA SECCIÓN DE HORMIGÓN ARMADO.

- *Considerando el hecho de que la sección se encuentra agrietada desde el mismo instante de su construcción y más aún durante el sismo de diseño, la inercia agrietada de la sección en el sentido corto de la columna deberá utilizarse como $I_{cr} = 0.37406 I_g$ y no $I_{cr} = 0.8 I_g$ como recomienda la NEC – 11.*
- *La rótula plástica en el caso de que se desarrolle lo haría en una longitud de 23.4cm medidos desde el punto interior de penetración hacia afuera, ubicada a 11.7cm medidos bajo el mismo criterio; distancia que se encuentra dentro del primer cuarto de la luz de la viga; de tal manera que el diseño garantiza que la rótula plástica se forme dentro de la sección en análisis, en donde existe un mejor confinamiento debido a que los estribos están menos espaciados.*
- *El Índice de Daño es igual a cero, es decir que la sollicitación impuesta por el sismo de diseño es menor al momento resistente de fluencia, de tal manera que la sección no incursionará en el rango inelástico por lo tanto no sufre daño alguno. En conclusión luego de ocurrido el sismo **NO SE DEBEN REALIZAR ACCIONES CORRECTIVAS AL ELEMENTO YA QUE DESPUÉS DE LA DESCARGA, LA COLUMNA REGRESA A SU ESTADO ORIGINAL CONSERVANDO SU CAPACIDAD RESISTENTE INTACTA.***

- *La demanda de rotación es igual a $\theta_{pd} = 0 \text{ rad}$ lo cual significa que la sección no tendrá rotación plástica alguna pues la demanda no lleva a la sección a incursionar en el rango inelástico, por lo tanto **TODA DEFORMACIÓN QUE SE PRODUZCA EN EL ELEMENTO DURANTE EL EVENTO, SERÁ TOTALMENTE RECUPERABLE DESPUÉS DE OCURRIDO.***
- *La demanda de ductilidad es igual a $\mu_{\phi d} = 0.8708$ comparado con la máxima capacidad de ductilidad $\mu_{\phi cd} = 20.47$ El elemento es lo suficientemente dúctil para resistir las imposiciones del sismo de diseño, es más se tiene una reserva de ductilidad de curvatura igual a 19.599 lo que le permite incluso ser solicitado por cargas mayores a las del sismo de diseño.*
- *La capacidad a corte de la sección es mayor en todos sus puntos a la capacidad por flexión, por lo que la falla del elemento se producirá bajo cargas mayores a la de demanda y además será de tipo dúctil, lo que permite afirmar que **LA SECCIÓN PRESENTA UN DISEÑO ÓPTIMO Y ALCANZARÁ UN EXCELENTE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL BAJO LAS CARGAS IMPUESTAS POR EL SISMO DE DISEÑO.***

6.6.3 INFLUENCIA DEL ÁREA DE ACERO LONGITUDINAL EN LA DUCTILIDAD DE UN ELEMENTO TRABAJANDO A FLEXO – COMPRESIÓN

Se ha realizado un análisis de una sección tipo con diferentes porcentajes de acero, con la finalidad de observar cuál es la influencia del área de acero longitudinal en el comportamiento inelástico del elemento. Se toma una sección hipotética descrita a continuación, armada con porcentajes de acero que van del 1% al 5%.

DATOS:

$$f'c = 210kg/cm^2 \quad fy = 4200kg/cm^2 \quad b = 50cm \quad h = 50cm \quad d = 47cm$$
$$p = 1\% - 5\% \quad P = 1000 KN$$

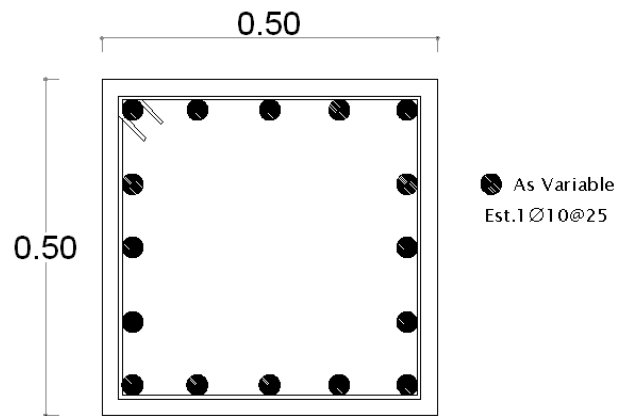


Figura 6.70 Sección a Analizar

Fuente: Elaboración Propia

6.6.3.1 SECCIÓN ARMADA CON EL 1%

- Punto de Fluencia $\phi_y = 0.007048 \text{ m}^{-1}$ $MN = 295.29 \text{ KN} * \text{m}$
- Punto Último $\phi_u = 0.084693 \text{ m}^{-1}$ $Mu = 295.22 \text{ KN} * \text{m}$
- Máxima Capacidad de Ductilidad $\mu_{\phi_u} = 12.01$

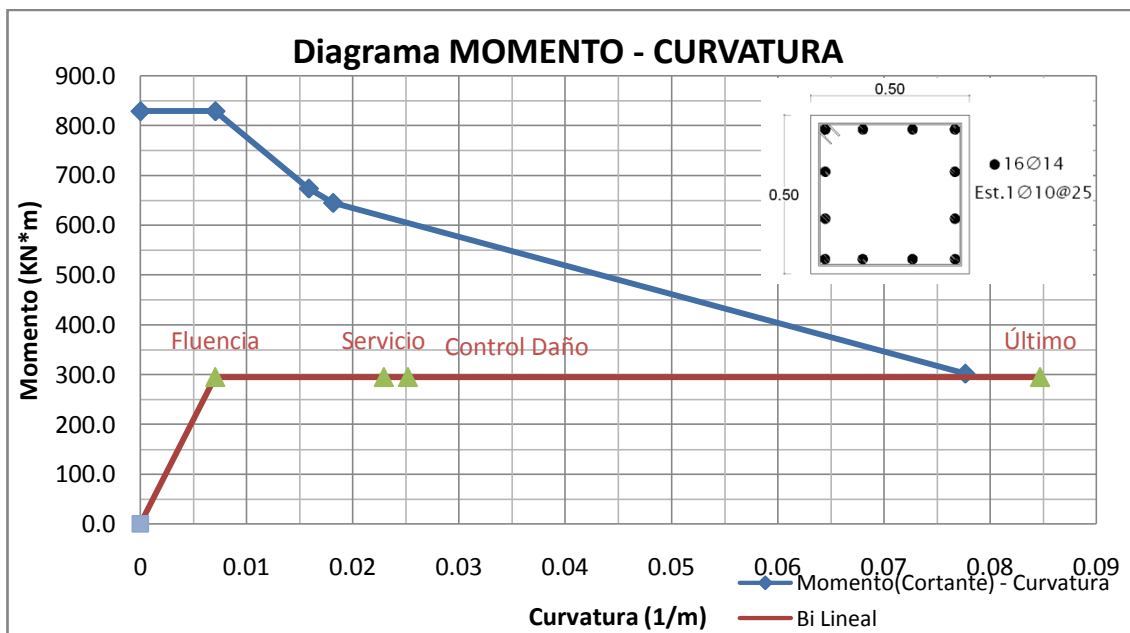


Figura 6.71 Diagrama de Capacidad de la Sección 1%

Fuente: Elaboración Propia

La sección falla por flexión antes que por corte, por lo tanto es una falla dúctil.

6.6.3.2 SECCIÓN ARMADA CON EL 2%

- Punto de Fluencia $\phi_y = 0.008201 \text{ m}^{-1}$ $MN = 451.37 \text{ KN} * \text{m}$
- Punto Último $\phi_u = 0.059514 \text{ m}^{-1}$ $MN = 451.37 \text{ KN} * \text{m}$
- Máxima Capacidad de Ductilidad $\mu_{\phi_u} = 7.26$
- Punto de falla $\phi_f = 0.03699 \text{ m}^{-1}$ $Mf = 451.37 \text{ KN} * \text{m}$

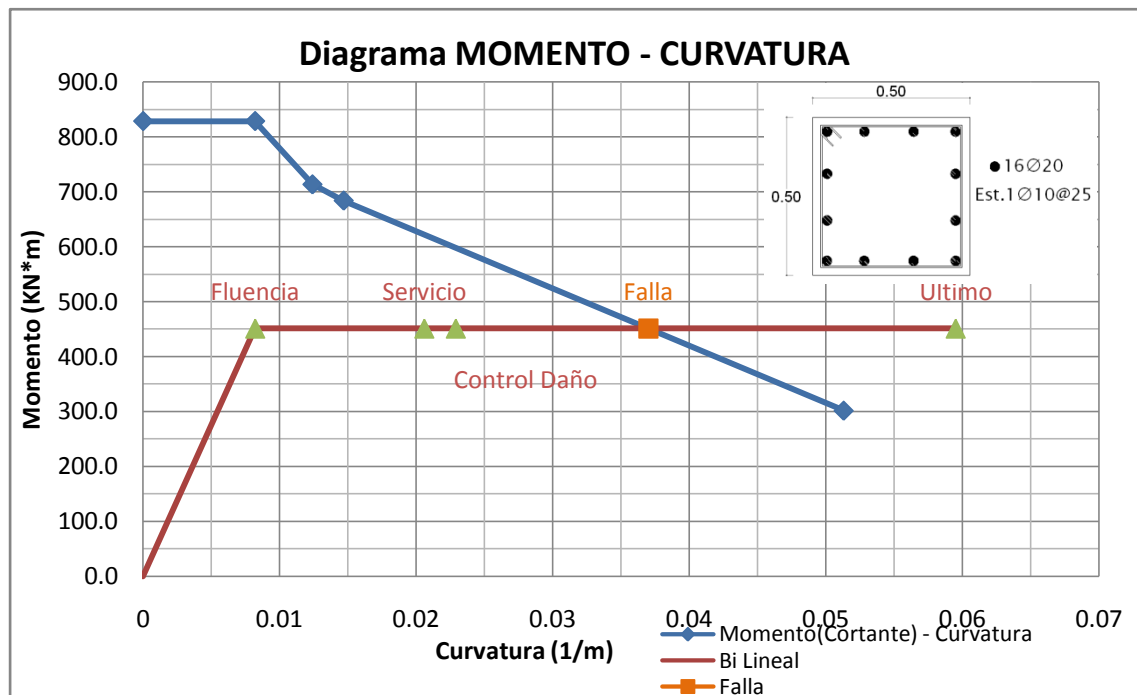


Figura 6.72 Diagrama de Capacidad de la Sección 2%

Fuente: Elaboración Propia

La sección falla por corte antes que por flexión, por lo tanto es una falla frágil, explosiva que se produce más allá del CONTROL DE DAÑO.

6.6.3.3 SECCIÓN ARMADA CON EL 3%

- Punto de Fluencia $\phi_y = 0.008819 \text{ m}^{-1}$ $M_N = 590.72 \text{ KN} * \text{m}$
- Punto Último $\phi_u = 0.048069 \text{ m}^{-1}$ $M_u = 590.72 \text{ KN} * \text{m}$
- Máxima Capacidad de Ductilidad $\mu_{\phi_u} = 5.45$
- Punto de falla $\phi_f = 0.021443 \text{ m}^{-1}$ $M_f = 590.72 \text{ KN} * \text{m}$

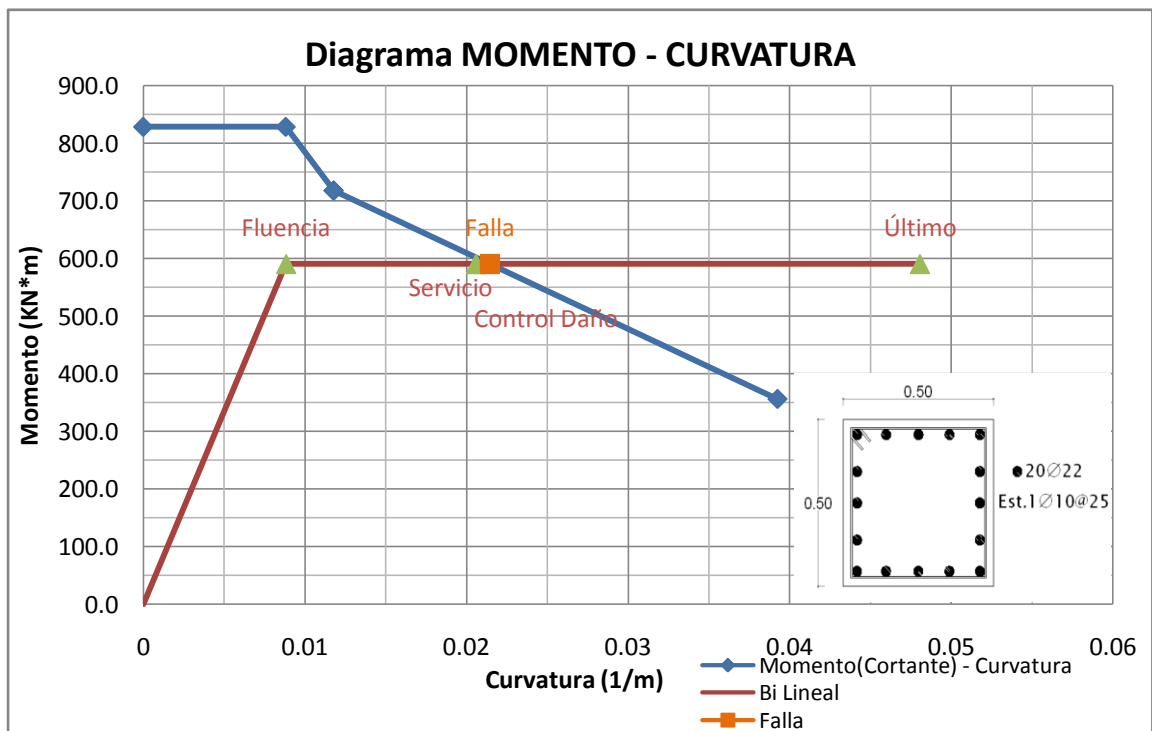


Figura 6.73 Diagrama de Capacidad de la Sección 3%

Fuente: Elaboración Propia

La sección falla por corte antes que por flexión, por lo tanto es una falla frágil y explosiva, que se produce muy cerca del SERVICIO.

6.6.3.4 SECCIÓN ARMADA CON EL 4%

- Punto de Fluencia $\phi_y = 0.009243 \text{ m}^{-1}$ $MN = 708.57 \text{ KN} * \text{m}$
- Punto Último $\phi_u = 0.041202 \text{ m}^{-1}$ $Mu = 708.57 \text{ KN} * \text{m}$
- Máxima Capacidad de Ductilidad $\mu_{\phi_u} = 4.46$
- Punto de falla $\phi_f = 0.011534 \text{ m}^{-1}$ $Mf = 708.57 \text{ KN} * \text{m}$

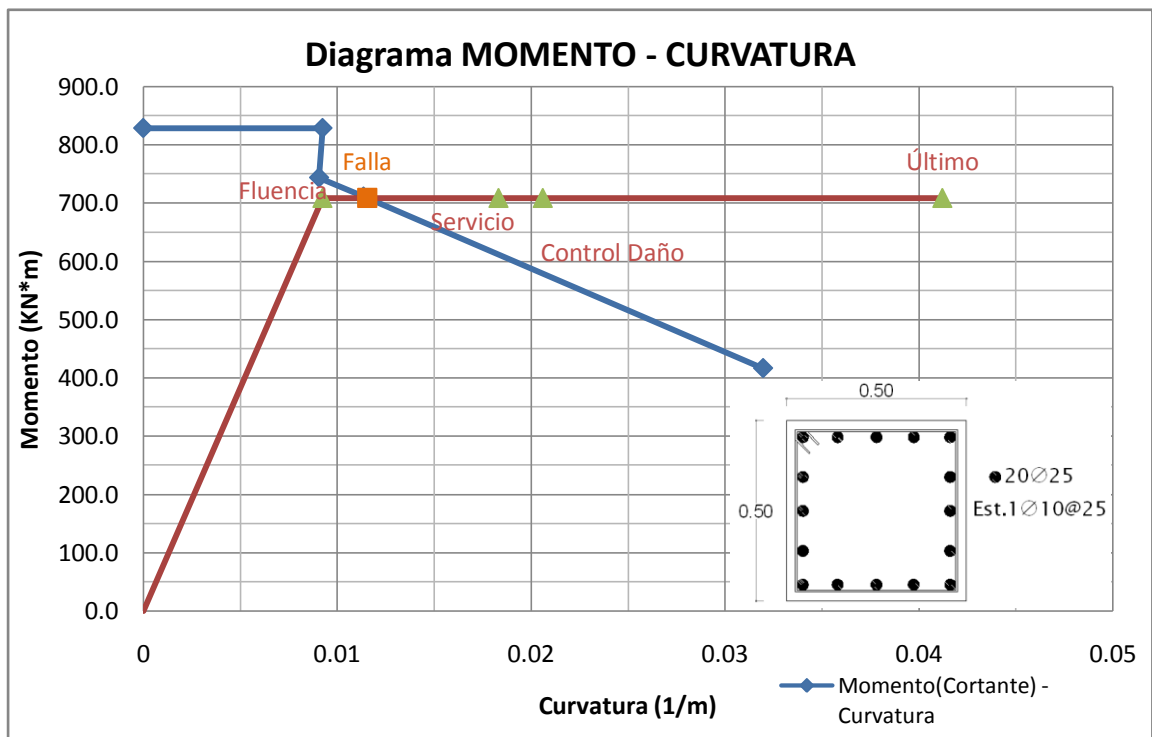


Figura 6.74 Diagrama de Capacidad de la Sección 4%

Fuente: Elaboración Propia

La sección falla por corte antes que por flexión, por lo tanto es una falla frágil y explosiva, que se produce muy cerca de la FLUENCIA.

6.6.3.5 SECCIÓN ARMADA CON EL 5%

- Punto de Fluencia $\phi_y = 0.009668 \text{ m}^{-1}$ $MN = 842.65 \text{ KN} * \text{m}$
- Punto Último $\phi_u = 0.036624 \text{ m}^{-1}$ $Mu = 842.65 \text{ KN} * \text{m}$
- Máxima Capacidad de Ductilidad $\mu_{\phi_u} = 3.79$
- Punto de falla $\phi_f = 0.009669 \text{ m}^{-1}$ $Mf = 828.79 \text{ KN} * \text{m}$

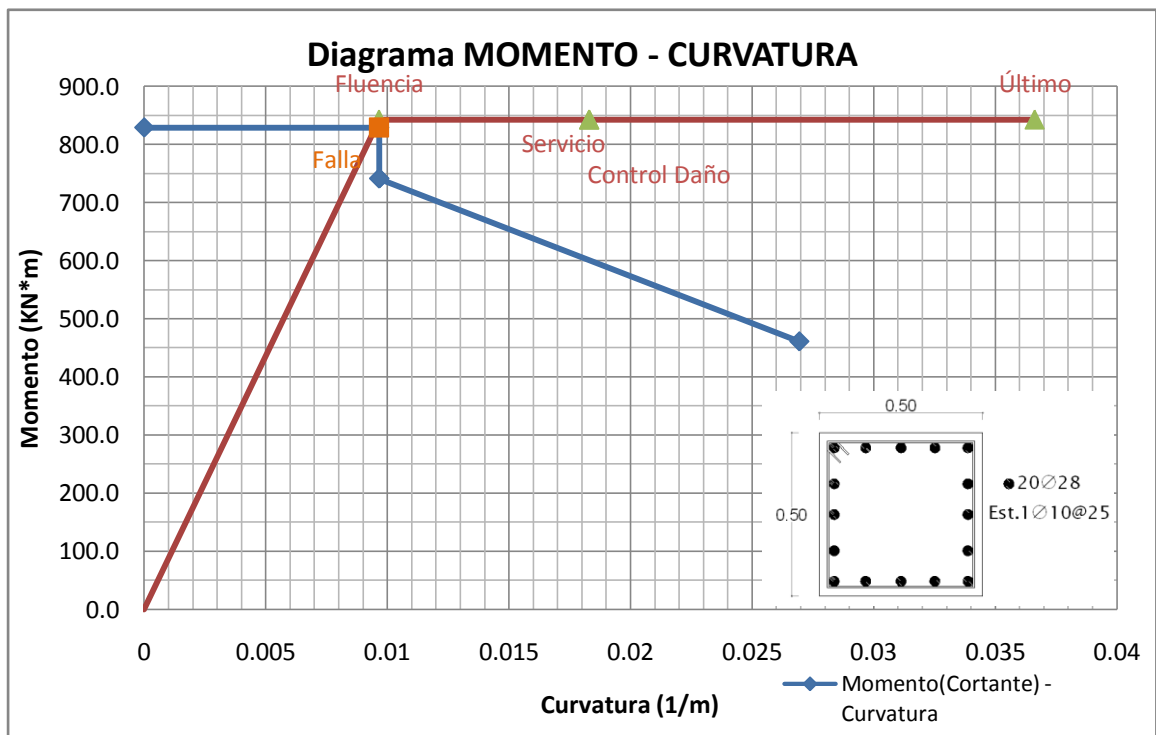


Figura 6.75 Diagrama de Capacidad de la Sección 4%

Fuente: Elaboración Propia

La sección falla por corte antes que por flexión, por lo tanto es una falla frágil y explosiva, que se produce antes de que la sección llegue a la FLUENCIA.

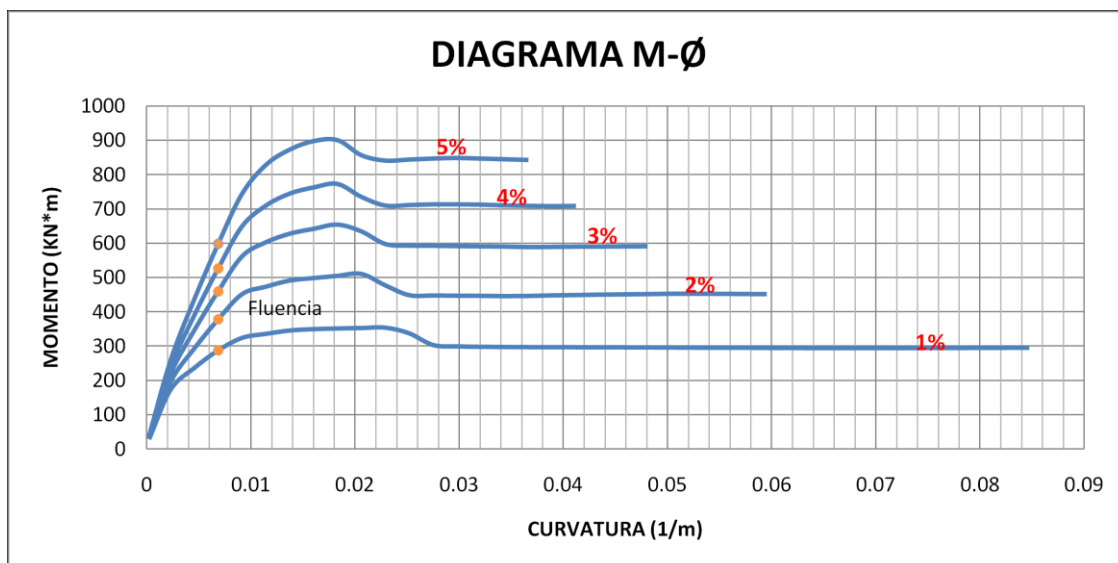


Figura 6.76 Diagrama M – Ø para diferentes porcentajes

Fuente: Elaboración Propia

6.6.3.6 CONCLUSIONES

- *Sea cual sea el porcentaje de acero longitudinal utilizado para una misma sección con una misma cuantía de acero transversal a un mismo espaciamiento, el punto de la primera fluencia siempre se producirá bajo una curvatura constante.*
- *Si bien con el aumento del porcentaje del acero el momento resistente máximo de la sección aumenta considerablemente, mientras más acero tenga una sección menor va a ser la capacidad del hormigón de deformarse plásticamente y en consecuencia disminuye en gran cantidad la ductilidad del elemento; es así que para un porcentaje del 1% la ductilidad es de 12.01 mientras que cuando sube al 5% la ductilidad apenas llega a 3.79. Dicho de otra forma MIENTRAS MAYOR SEA EL PORCENTAJE DE ACERO*

MENOR ES LA CAPACIDAD DEL ELEMENTO DE INCURSIONAR EN EL RANGO INELÁSTICO.

- ***Manteniendo el mismo refuerzo a cortante, cuando aumenta el porcentaje de acero en una sección la falla se produce cada vez más cerca del punto de fluencia, lo cual limita la capacidad de la sección a deformarse plásticamente. Visto de esta forma EN EL CASO DE QUE SE UTILICEN PORCENTAJES ALTOS DE ACERO EN UNA SECCIÓN, NECESARIAMENTE DEBE AUMENTARSE EL REFUERZO TRANSVERSAL CON EL FIN DE QUE SE GARANTICE UNA FALLA POR FLEXIÓN, O EN EL PEOR DE LOS CASOS SI ES POR CORTE, QUE ESTA SE PRODUZCA MUY CERCA DEL ESTADO LÍMITE ÚLTIMO.***
- ***A partir de estos conceptos se puede concluir además que EL TRASLAPE DE LAS BARRAS DE ACERO EN ELEMENTOS CONSIDERADOS COMO CRÍTICOS, DEBE REALIZARSE A TRAVÉS DE CONECTORES DE UNIÓN PUNTA A PUNTA, O MEDIANTE OTRO SISTEMA QUE GARANTICE LA CONTINUIDAD DE LA BARRA SIN QUE SE DUPLIQUE EL ÁREA DE ACERO EN LA ZONA DE TRASLAPE.***

6.6.4 INFLUENCIA DEL ÁREA DE ACERO TRANSVERSAL EN LA DUCTILIDAD DE UN ELEMENTO TRABAJANDO A FLEXO – COMPRESIÓN

Se ha realizado un análisis de una sección tipo con el 3% de acero y cuantía de acero transversal variable, con la finalidad de observar cuál es la influencia del área de acero transversal en el comportamiento inelástico del elemento.

DATOS:

$$f'c = 210kg/cm^2 \quad fy = 4200kg/cm^2 \quad b = 50cm \quad h = 50cm \quad d = 47cm$$
$$p = 3\% \quad P = 1000 KN$$

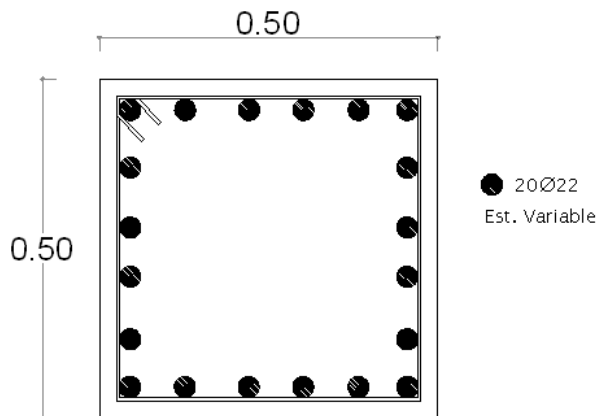


Figura 6.77 Sección a Analizar

Fuente: Elaboración Propia

6.6.4.1 SECCIÓN ARMADA CON EL 3%, Est. 1Ø10mm@25cm (2 RAMALES)

- Punto de Fluencia $\phi_y = 0.008819 \text{ m}^{-1}$ $M_N = 590.72 \text{ KN} * \text{m}$
- Punto Último $\phi_u = 0.048069 \text{ m}^{-1}$ $M_u = 590.72 \text{ KN} * \text{m}$
- Máxima Capacidad de Ductilidad $\mu_{\phi_u} = 5.45$
- Punto de falla $\phi_f = 0.021443 \text{ m}^{-1}$ $M_f = 590.72 \text{ KN} * \text{m}$

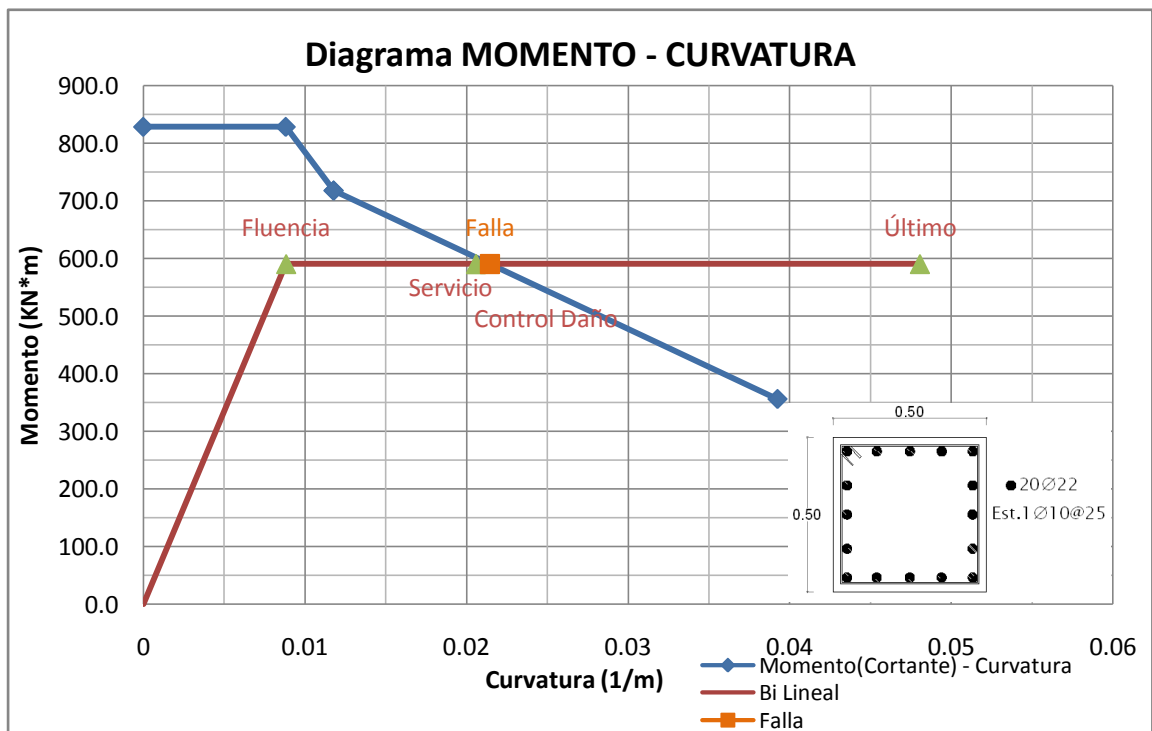


Figura 6.78 Diagrama de Capacidad de la Sección 3% Est 1Ø10@25

Fuente: Elaboración Propia

La sección falla por corte antes que por flexión, por lo tanto es una falla frágil y explosiva, que se produce muy cerca del SERVICIO.

6.6.4.2 SECCIÓN ARMADA CON EL 3%, Est. 1Φ10mm@15cm (2 RAMALES)

- Punto de Fluencia $\phi_y = 0.0094408 \text{ m}^{-1}$ $MN = 712.06 \text{ KN} * \text{m}$
- Punto Último $\phi_u = 0.074514 \text{ m}^{-1}$ $Mu = 738.98 \text{ KN} * \text{m}$
- Máxima Capacidad de Ductilidad $\mu_{\phi_u} = 7.89$
- Punto de falla $\phi_f = 0.036097 \text{ m}^{-1}$ $Mf = 726.99 \text{ KN} * \text{m}$

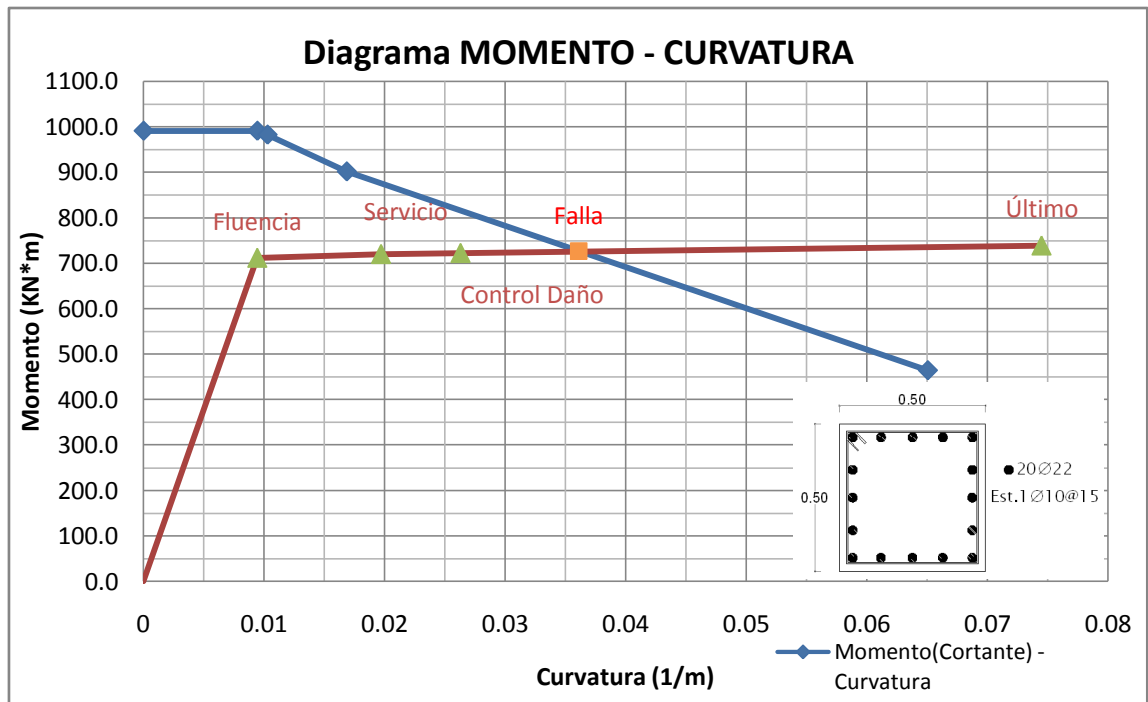


Figura 6.79 Diagrama de Capacidad de la Sección 3% Est 1Φ10@15

Fuente: Elaboración Propia

La sección falla por corte antes que por flexión, por lo tanto es una falla frágil y explosiva, que se produce más allá del CONTROL DE DAÑO.

6.6.4.3 SECCIÓN ARMADA CON EL 3%, Est. 2Φ10mm@25cm (4 RAMALES)

- Punto de Fluencia $\phi_y = 0.009479 \text{ m}^{-1}$ $MN = 699 \text{ KN} * \text{m}$
- Punto Último $\phi_u = 0.0832806 \text{ m}^{-1}$ $Mu = 732.81 \text{ KN} * \text{m}$
- Máxima Capacidad de Ductilidad $\mu_{\phi_u} = 8.79$
- Punto de falla $\phi_f = 0.052105 \text{ m}^{-1}$ $Mf = 722.87 \text{ KN} * \text{m}$

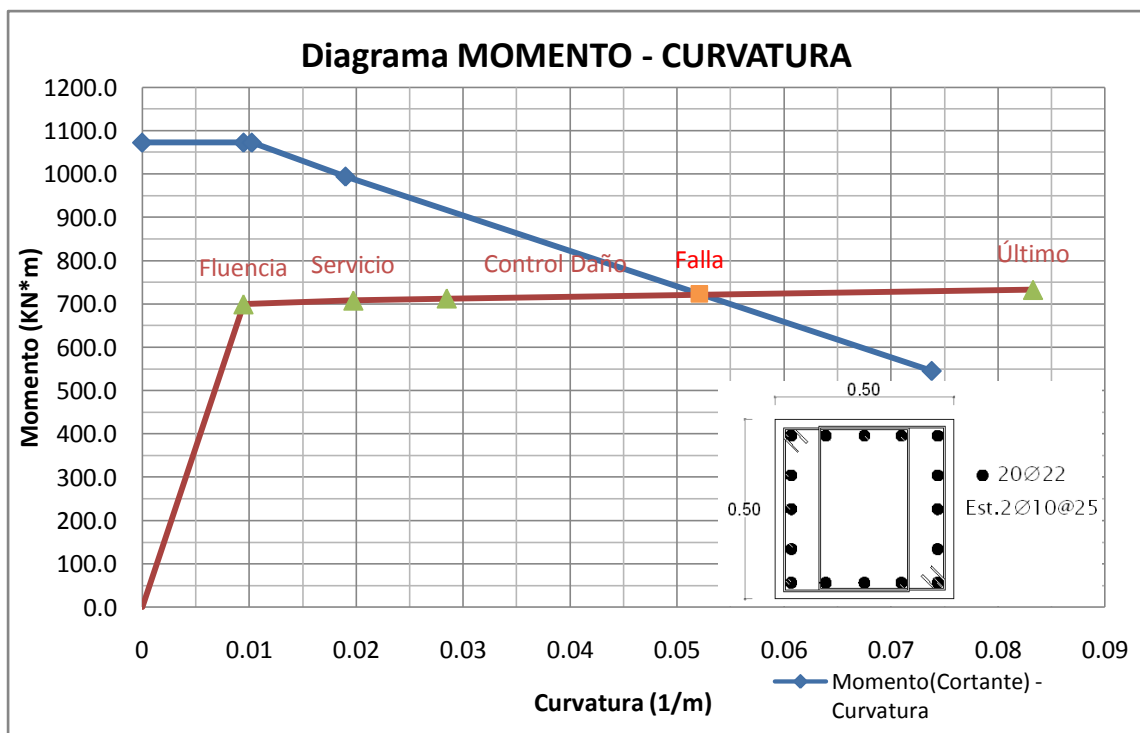


Figura 6.80 Diagrama de Capacidad de la Sección 3% Est 2Φ10@25

Fuente: Elaboración Propia

La sección falla por corte antes que por flexión, por lo tanto es una falla frágil y explosiva, que se produce más allá del CONTROL DE DAÑO.

6.6.4.4 SECCIÓN ARMADA CON EL 3%, Est. 2Φ10mm@15cm (4 RAMALES)

- Punto de Fluencia $\phi_y = 0.0093449 \text{ m}^{-1}$ $MN = 690.17 \text{ KN} * \text{m}$
- Punto Último $\phi_u = 0.120537 \text{ m}^{-1}$ $Mu = 819.87 \text{ KN} * \text{m}$
- Máxima Capacidad de Ductilidad $\mu_{\phi_u} = 12.88$

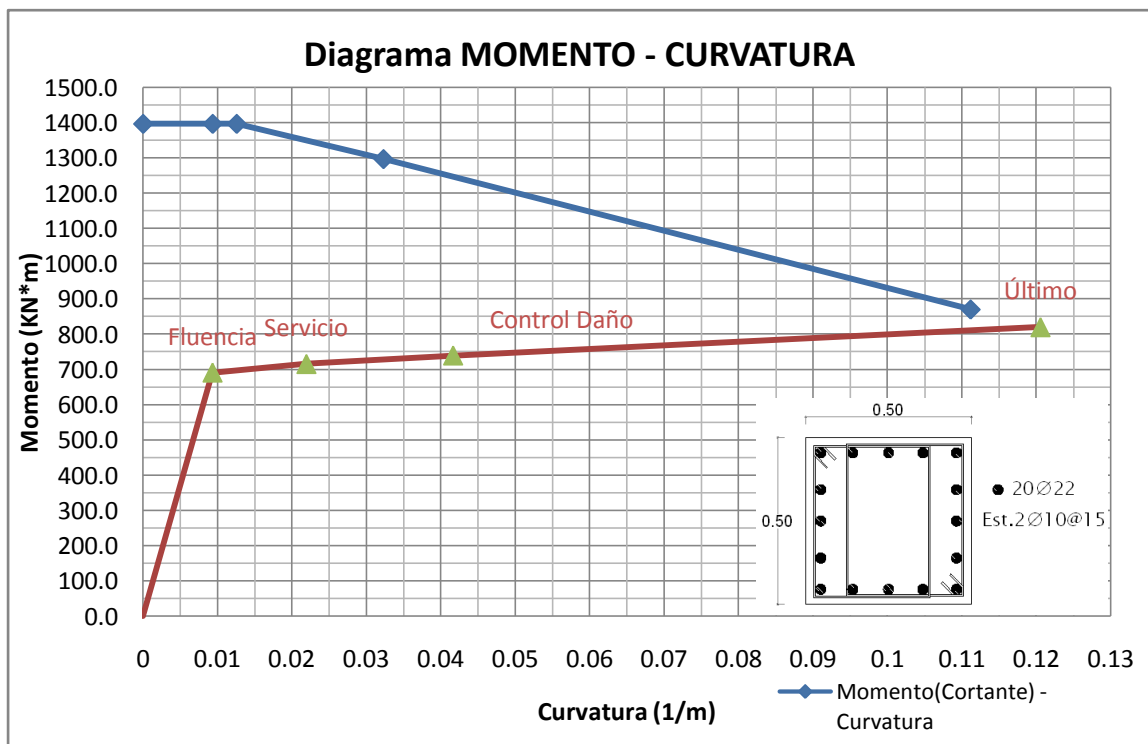


Figura 6.81 Diagrama de Capacidad de la Sección 3% Est 2Φ10@15

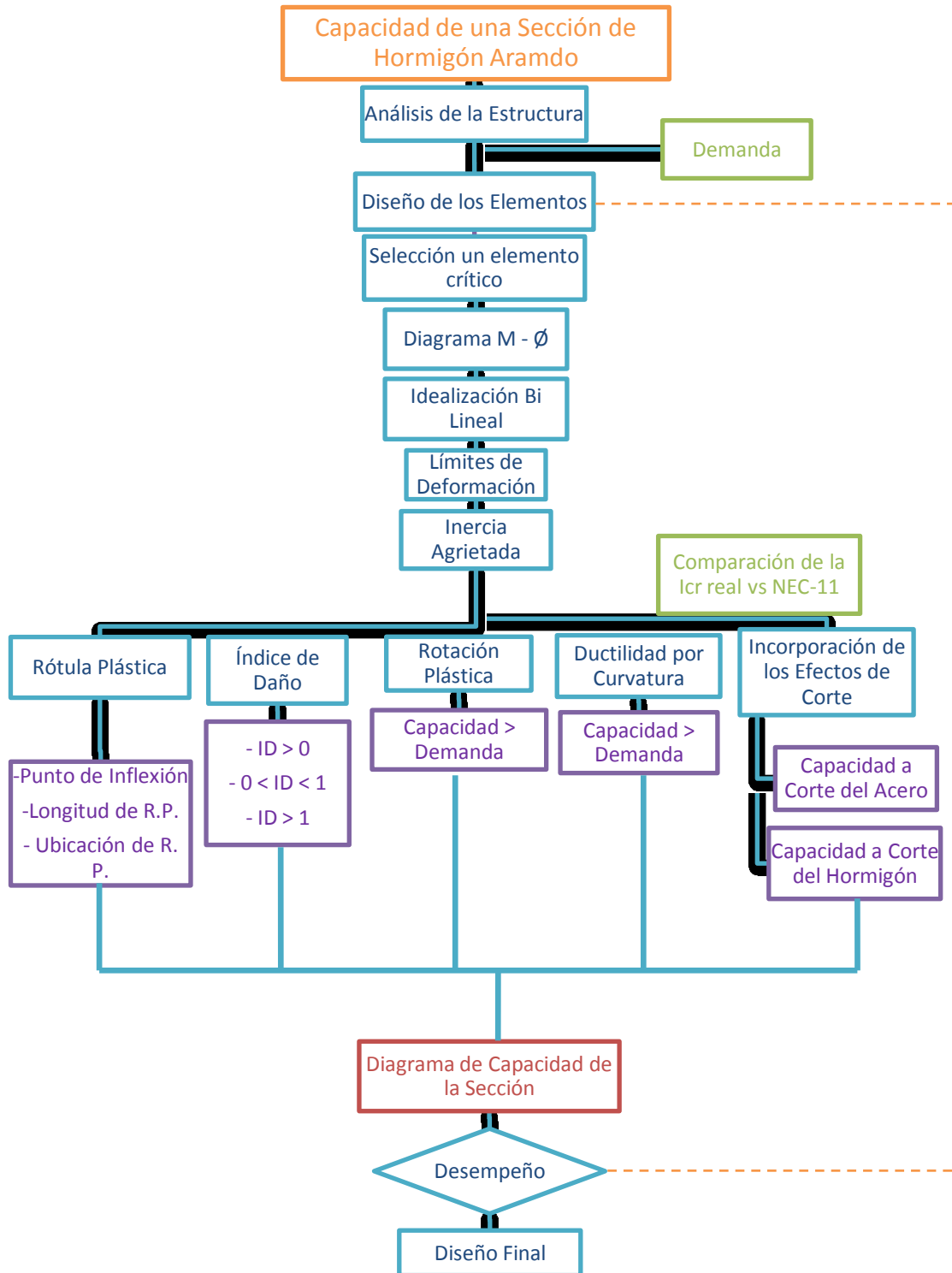
Fuente: Elaboración Propia

La sección falla por flexión antes que por corte, por lo tanto es una falla dúctil.

6.6.4.4 CONCLUSIONES

- *Se ha demostrado que el acero de refuerzo transversal también contribuye a la máxima capacidad a momento flector de la sección, MIENTRAS MEJOR SEA EL CONFINAMIENTO DE LA SECCIÓN, ESTO ES MAYOR CANTIDAD DE RAMALES A UN ESPACIAMIENTO MENOR, LA SECCIÓN INCREMENTA SU CAPACIDAD A MOMENTO FLECTOR.*
- *En el primer ejemplo la sección que tiene la contribución de dos ramales de 10mm espaciados a una distancia de 25cm, alcanza una ductilidad máxima de 5.45; mientras que para la misma sección pero que cuenta con la contribución de 4 ramales de 10mm espaciados a una distancia de 15cm, la ductilidad es igual a 12.88. Por tanto se ha demostrado que LOS ESTRIBOS NO SOLAMENTE CONTRIBUYEN AL REFUERZO POR CORTE, SINO QUE PROPORCIONAN MAYOR DUCTILIDAD A LA SECCIÓN PERMITIENDO UN MEJOR DESEMPEÑO DEL ELEMENTO.*
- *Las secciones con alto porcentaje de acero tienden a necesitar mayor refuerzo transversal, por lo tanto ES MUY PROBABLE QUE UNA SECCIÓN CON ALTO PORCENTAJE DE ACERO PRESENTE UNA FALLA DE TIPO FRÁGIL, LO CUAL SE PUEDE EVITAR SI SE LE PROPORCIONA UN CONFINAMIENTO ADECUADO.*

6.7 METODOLOGÍA MODELO OPERATIVO



6.8 ADMINISTRACIÓN

El análisis del comportamiento de una sección es aplicable a elementos que ya están previamente diseñados, a manera de verificación de su desempeño estructural y de su verdadera capacidad a flexión y a fuerza cortante.

Para la administración adecuada de la propuesta mencionada en este proyecto, es necesario que el diseñador haya tenido la responsabilidad de realizar todas las verificaciones necesarias al modelar la estructura completa, y que luego del diseño preliminar se aplique el análisis presentado en la propuesta a los elementos que él considere como críticos, con la finalidad observar el comportamiento inelástico del elemento; y de esta manera tomar una decisión que consistirá en aceptar el diseño o rediseñar la sección.

6.9 PREVISIÓN DE LA EVALUACIÓN

Partiendo del criterio de que la propuesta es una Guía de aplicación en la que se han recabado fundamentos teóricos y prácticos, no se considera que pierda validez a través del tiempo ya que mientras los conceptos básicos de la de la Ingeniería Civil se mantengan tal como los conocemos y como se han mantenido durante siglos, la guía siempre será aplicable a todo tipo de elementos estructurales a manera de verificación de su comportamiento.

Para que la propuesta de esta investigación tenga una adecuada aplicación y un buen funcionamiento es necesario que todos los interesados en puedan comprender

cabalmente el proceso de aplicación de la curva momento - curvatura como se ha indicado en este trabajo, también es necesario conocer el tipo de elemento estructural al que se quiere aplicar la metodología y determinar si el proyecto amerita tal verificación.

BIBLIOGRAFÍA

- AGUIAR, R. (2003). “Análisis sísmico por Desempeño”. Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. 340 p. Quito, Ecuador.
- APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL. (1996). ATC-40. ATC. California, Estados Unidos.
- BERTERO, V. y TERÁN, A. (1993). “Use of Energy Concept in Earthquake-Resistant Analysis and Design: Issues and Future Directions.” Memorias del VIII Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismo Resistente y Primeras Jornadas Andinas de Ingeniería Estructural. Mérida, Venezuela.
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY FEMA 356 (2000). “Prestandard And Commentary For The Seismic Rehabilitation Of Buildings” Washintong D.C., Estados Unidos.
- GIL ESPERT, L. (1997). Tesis Doctoral “Análisis de sensibilidad con comportamiento no lineal del material y su aplicación en el diseño asistido de estructuras”. Universidad Politécnica de Catalunya. Barcelona, España.
- HARMSSEN, T. (2005). “Diseño de Estructuras de Concreto Armado”. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- LÜDERS SCH., C. (1983). “Influencia de Meseta de Fluencia y de la Zona de Endurecimiento de los Aceros de Refuerzo en la Ductilidad de Elementos de Hormigón Armado”, XXII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Santiago, Chile.
- MEDINA, W. (2012). “Guía de Diseño de Hormigón Armado”. Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica de Ambato. Ambato, Ecuador

- PAULAY. T, PRIESTLEY. M. J. N. (1992). “Seismic Design of Concrete and Masonry Buildings”. John Wiley & Sons Inc. Nueva York, Estados Unidos de América.
- PRIESTLEY. M. J. N., CALVI. G. M. y KOWALSKY. M. J. (2007). “Displacement-Based Seismic Design of Structures”. Fondazione EUCENTRE. Pavia. Italia.
- <http://www1.ceit.es/asignaturas/Estructuras2/No%20lineal.pdf>
- http://www.catedracanciani.com.ar/cancianiweb/E2/TEORICA8_9.pdf
- <http://www.smis.org.mx/rsmis/n78/SanchezTeran.pdf>