

**UNIVERSIDAD PRIVADA ANTENOR ORREGO**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL**



**ANALISIS SISMICO POR DESEMPEÑO ESTATICO NO LINEAL DE UN EDIFICIO  
DE 6 NIVELES EN LA CIUDAD DE TRUJILLO, LA LIBERTAD.**

**TESIS PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL  
DE INGENIERO CIVIL**

Area de Investigación: ESTRUCTURAS

**AUTOR:** Br. Vergara Luna Victoria Alberto André  
Br. Zevallos Esquivel Mario Cesar

**ASESOR:** Ing. William Conrad Galicia Guarniz

Trujillo-Perú

2014

**Tesis: “ANALISIS SISMICO POR DESEMPEÑO ESTATICO NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE 6 NIVELES EN LA CIUDAD DE TRUJILLO, LA LIBERTAD.”**

**AUTORES:**

BR. ALBERTO ANDRÉ VERGARA LUNA VICTORIA  
BR. MARIO CESAR ZEVALLOS ESQUIVEL

**JURADO EVALUADOR:**

---

ING. ROLANDO OCHOA ZEVALLOS  
PRESIDENTE

---

ING. FÉLIX PÉRRIGO SARMIENTO  
SECRETARIO

---

ING. CESAR L. CANCINO RODAS  
VOCAL

---

ING. WILLIAM C. GALICIA GUARNIZ  
ASESOR

## **PRESENTACIÓN**

Señores Miembros del Jurado:

Dando cumplimiento al Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad Privada “Antenor Orrego”, para el título Profesional de Ingeniero Civil, es grato poner a vuestra consideración, la presente tesis titulada: “ANALISIS SISMICO POR DESEMPEÑO ESTATICO NO LINEAL DE UN EDIFICIO DE 6 NIVELES EN LA CIUDAD DE TRUJILLO, LA LIBERTAD.”

Atentamente:

---

Alberto André Vergara Luna Victoria

---

Mario César Zevallos Esquivel

Trujillo, Julio 2014

## **DEDICATORIA:**

*DOY GRACIAS:*

*A DIOS:*

*Por darme la salud y sabiduría  
necesaria para poder realizar las  
metas así como haber logrado dar  
este gran paso en la vida..*

*SER PROFESIONAL*

*A MIS QUERIDOS PADRES:*

*Alberto y Laly*

*Quienes con su amor y bondad han  
sido y serán por siempre los  
cimientos firmes que guían mi vida.  
Los quiero.*

*A mi MAMA ALICIA:*

*Gracias por todo tu apoyo en cada  
momento, abuelita y amiga  
incondicional.  
Con todo cariño. Te quiero.*

*Alberto André Vergara Luna Victoria*

*DOY GRACIAS:*

*A DIOS:*

*Por brindarme los recursos  
necesarios para lograr mi objetivo,  
y darme unos padres hermosos de  
corazón*

*A MIS PADRES:*

*Fidel y Carmen*

*Por darme su apoyo incondicional  
en lo absoluto y ser los precursores  
de la familia creciendo desde muy  
abajo.*

*A mi SARITA:*

*Gracias por tu apoyo incondicional  
mi pequeña día día*

*A mi CHICHARRA:*

*Gracias hermano porque fuiste el  
precursor mental de la familia  
ZEVALLOS*

*Mario César Zevallos Esquivel*

## **AGRADECIMIENTOS**

*Al ING. WILLIAM C. GALICIA GUARNIZ por su destacado apoyo constante.*

*Al ING. CÉSAR L. CANCINO RODAS por las recomendaciones que  
nos dieron paso a profundizar en la presente investigación.*

## INDICE DEL CONTENIDO

|        |   |    |
|--------|---|----|
| I.     | CAPITULO 1 : INTRODUCCIÓN.....  | 2  |
| 1.1.   | Planteamiento del problema .....  | 2  |
| 1.2.   | Formulación del problema.....   | 3  |
| 1.3.   | Justificación de la investigación .....                                   | 3  |
| 1.4.   | Objetivos.....  | 4  |
| 1.5.   | Antecedentes.....   | 5  |
| 1.6.   | Hipótesis y variables.....  | 9  |
| II.    | CAPITULO 2 : MATERIAL Y MÉTODOS .....                                     | 10 |
| 2.1.   | Generalidades .....   | 10 |
| 2.2.   | Esquema de Trabajo: .....   | 11 |
| 2.3.   | Estudio de mecánica de suelos .....                                       | 12 |
| 2.4.   | Conceptos Sísmicos para procedimiento de análisis estático No-lineal..... | 13 |
| 2.4.1. | Sismo.....  | 13 |
| 2.4.2. | Intensidad de los Movimientos Sísmicos.....                               | 13 |
| 2.4.3. | Objetivo de Desempeño .....   | 14 |
| 2.4.4. | Objetivo Básico de Seguridad .....  | 14 |
| 2.4.5. | Objetivos de Desempeño dado por FEMA 356 .....                            | 15 |
| 2.5.   | Modelo No-Lineal General de la estructura .....                           | 16 |
| 2.6.   | Modelos estructurales para el concreto armado .....                       | 16 |
| 2.6.1. | Modelos esfuerzo- deformación para el acero .....                         | 16 |
| 2.6.2. | Modelos esfuerzo- deformación para el concreto .....                      | 18 |
| 2.7.   | Modelamiento de Rótulas Plásticas .....                                   | 19 |
| 2.7.1. | Relación Momento Curvatura .....  | 19 |
| 2.7.2. | Procedimientos para modelos No-Lineales en rótulas según FEMA-356 .....   | 23 |
| 2.8.   | Modelamiento de Vigas.....  | 27 |

|         |  |    |
|---------|--|----|
| 2.9.    | Modelamiento de Columnas:.....   | 27 |
| 2.10.   | Niveles Sísmicos .....   | 27 |
| 2.10.1. | Sismo de Servicio, $S_a$ ( <i>Servicio</i> ) : .....   | 27 |
| 2.10.2. | Sismo de Diseño $S_a$ ( <i>Diseño</i> ) : .....  | 28 |
| 2.10.3. | Sismo Máximo $S_a$ ( <i>Máximo</i> ) :.....  | 29 |
| 2.11.   | Amortiguamiento .....  | 29 |
| 2.11.1. | Amortiguamiento viscoso ( $\beta$ 5%):.....  | 29 |
| 2.11.2. | Amortiguamiento histerético ( $\beta_o$ ): .....   | 30 |
| 2.11.3. | Amortiguamiento elástico equivalente ( $\beta_{eq}$ ):.....  | 30 |
| 2.12.   | Sobre Resistencia Estructural .....  | 33 |
| 2.13.   | Cálculos de los Factores de Reducción Espectral:.....  | 34 |
| 2.14.   | Curva de capacidad Sísmica .....   | 35 |
| 2.15.   | Representación bilineal del espectro de capacidad. ....  | 37 |
| 2.16.   | Demanda de desplazamiento E-030.....   | 38 |
| 2.16.1. | Demanda Sísmica en la Norma Peruana E-030.....   | 39 |
| 2.17.   | Demanda de desplazamiento según Según el ATC-40:.....  | 40 |
| 2.17.1. | Cálculo del punto de desempeño .....   | 40 |
| 2.18.   | Demanda de desplazamiento según FEMA-356.....  | 44 |
| 2.18.1. | Cálculo del punto de desempeño .....   | 44 |
| III.    | CAPITULO 3 : RESULTADOS .....  | 48 |
| 3.1.    | Análisis sísmico estático (RNE_E-030-14).....  | 48 |
| 3.2.    | Análisis sísmico Dinámico (RNE_E-030-14) .....   | 48 |
| 3.3.    | Parámetros de control de desplazamiento del edificio .....   | 49 |
| 3.4.    | Diagrama simplificado Momento-Curvatura.....   | 50 |
| 3.4.1.  | Lenguaje de programación de calculo automatizado Momento Curvatura para Vigas y Columnas de Concreto armado. ACI 318-11..... | 51 |
| 3.4.2.  | Calculo Diagrama Momento Curvatura para columna C2 (35x60).....  | 52 |



|        |   |    |
|--------|---|----|
| 3.4.3. | Caculo de Diagrama Momento curvatura para viga VP-(25x45) ..... | 54 |
| 3.5.   | Rótulas plásticas .....   | 57 |
| 3.6.   | Capacidad y demanda por rotación .....                          | 59 |
| 3.7.   | Cálculo del punto desempeño según, Método FEMA-356.....         | 61 |
| 3.8.   | Cálculo del punto desempeño según, Método ATC-40.....           | 64 |
| IV.    | CAPITULO 4 : DISCUSIÓN .....                                    | 69 |
| V.     | CAPITULO 5: PROPUESTA .....                                     | 69 |
| VI.    | CAPITULO 6: CONCLUSIONES .....                                  | 70 |
| VII.   | CAPITULO 7: RECOMENDACIONES .....                               | 73 |
| VIII.  | CAPITULO 8: BIBLIOGRAFÍA .....                                  | 74 |
| IX.    | CAPÍTULO 9: ANEXOS .....  | 75 |
|        | ANEXO 1 : Formación de Rótulas Plásticas Pushover Dir X-X ..... | 75 |
|        | ANEXO 2: Formación de Rótulas Plásticas Pushover Dir Y-Y .....  | 76 |
|        | ANEXO 3 : Planos de planta Arquitectura .....                   | 77 |
|        | ANEXO 4 : Planos de planta Estructuras.....                     | 80 |
|        | ANEXO 5 : Programación MatLab Programa M-Curv .....             | 81 |

## LISTADO ILUSTRACIONES

|  |    |
|--|----|
| Fig. I-1 Ley de evolución de los costos, ley de Sitter (Sitter, CEB RILEM).....  | 4  |
| Fig. I-2 Degradación de la rigidez en lazos de histéresis( FEMA P440A) .....   | 8  |
| Fig. I-3 Envoltorio cíclico (FEMAP440) .....   | 8  |
| Fig. II-1 Render 3D Arquitectura del edificio. ( Fuente propia ) .....   | 10 |
| Fig. II-2 Modelo Esfuerzo-deformación Elastoplástico para el acero .....   | 16 |
| Fig. II-3 Modelo Esfuerzo-deformación Curva completa para el acero .....   | 17 |
| Fig. II-4 Modelo Esfuerzo-deformación Trilineal para el acero .....  | 17 |
| Fig. II-5 Relación inicial lineal elástica Momento Curvatura .....   | 19 |
| Fig. II-6 Relación Momento Curvatura completa a $M+$ y $M-$ .....  | 20 |
| Fig. II-7 Formación de Rótulas plásticas en vigas .....  | 21 |
| Fig. II-8 Simplificación de Diagrama momento curvatura para análisis .....   | 22 |
| Fig. II-9 Procedimiento para hallar relaciones Momento Curvatura en vigas ( FEMA-356) ....                                 | 23 |
| Fig. II-10 Procedimiento para hallar relaciones Momento Curvatura en placas ( FEMA-356).24                                 |    |
| Fig. II-11 Sismo de Servicio, según ATC-40 acoplado al RNE. E.030 .....  | 28 |
| Fig. II-12 Sismo de Diseño, RNE. E.030 .....   | 28 |
| Fig. II-13 Sismo de Diseño, RNE. E.030 .....   | 29 |
| Fig. II-14 Curva Bilineal para el cálculo del amortiguamiento efectivo.....  | 31 |
| Fig. II-15 Puntos inelásticos para cálculo de sobrerresistencia estructural, (Aguilar Falconi ) ..34                       |    |
| Fig. II-16 Cortante Vs Desplazamiento en el punto de control.....  | 37 |
| Fig. II-17 Pseudo aceleración Vs pseudo desplazamiento, a partir de Cortante vs<br>Desplazamiento .....                    | 38 |
| Fig. II-18 Espectro Pseudo Aceleraciones según E-030 (Fuente propia) .....   | 39 |
| Fig. II-19 Curva de capacidad y demanda transformadas respectivamente a espectro capacidad<br>y demanda .....              | 41 |
| Fig. II-20 Intersección proyectando la pendiente $\alpha$ y $\beta$ sobre el espectro de capacidad .....                   | 41 |
| Fig. II-21 Representación Bilineal del espectro capacidad .....  | 42 |
| Fig. II-22 Espectro de demanda reducido a un amortiguamiento efectivo .....  | 42 |
| Fig. II-23 Punto de performance intersectando el espectro de demanda reducido con espectro<br>de capacidad espectral ..... | 43 |
| Fig. II-24 Bilinealización de la curva capacidad .....   | 44 |
| Fig. II-25 Pendiente negativa de la rigidez post elástica .....  | 47 |

|   |    |
|---|----|
| Fig. III-1 Modelo estructural 3D y centro de masa (ETABS v13).....                | 49 |
| Fig. III-2 Interfaz de el software desarrollado en MatLab14a .....                | 51 |
| Fig. III-3 Col 30x60 de análisis.....   | 52 |
| Fig. III-4 Diagrama de interacción para M 3-3 .....                               | 52 |
| Fig. III-5 Diagrama de interacción para M 2-2 .....                               | 52 |
| Fig. III-6. Diagrama M-C Flexocompresión de columna. 0° .....                     | 53 |
| Fig. III-7. Diagrama M-C Flexocompresión de columna 90° .....                     | 53 |
| Fig. III-8 Viga de análisis VP25x45 para momento curvatura .....                  | 54 |
| Fig. III-9. Comportamiento inelástico para M+, extraído de programa M-curv .....  | 54 |
| Fig. III-10. Comportamiento inelástico para M-, extraído de programa M-curv ..... | 55 |
| Fig. III-11. Superposición de M-C para M+, M- .....                               | 56 |
| Fig. III-12 Rótula plástica VP-204 (25x45), 1° piso, Sismo X-X.....               | 57 |
| Fig. III-13 Rótula plástica VP-201 (25x45), 3° piso, Sismo X-X.....               | 57 |
| Fig. III-14 Rótula plástica VS-2 (25x30), 3° piso, Sismo Y-Y .....                | 58 |
| Fig. III-15 Rótula plástica VP-106 (25x45), 5° piso, Sismo Y-Y .....              | 58 |
| Fig. III-16 Rótula plástica VP-106 (25x45), 5° piso, Sismo Y-Y .....              | 60 |
| Fig. III-17 Curva de capacidad bilineal para calculo FEMA-356.....                | 62 |
| Fig. III-18 Punto de desempeño y funcionalidad de la edificación.....             | 63 |
| Fig. III-19 Representación Bilineal de curva capacidad para ATC-40 .....          | 65 |
| Fig. III-20 Conversion de curva capacidad a espectro capacidad (ATC-40) .....     | 66 |
| Fig. III-21 Reducción con amortiguamiento efectivo de curva espectro demanda..... | 67 |
| Fig. III-22 Intersección punto de performance ATC-40 .....                        | 68 |

## LISTADO DE TABLAS

|  |    |
|--|----|
| Tabla I-1 Variables dependiente e independiente del proyecto .....   | 9  |
| Tabla II-1 Objetivo Básico de seguridad ( FEMA 356).....   | 14 |
| Tabla II-2 Objetivos de Rehabilitación ( FEMA-356).....  | 15 |
| Tabla II-3 Parámetros No lineales para Vigas (extraído de FEMA-356) .....  | 25 |
| Tabla II-4 Parámetros No lineales para Columnas ( extraído de FEMA-356).....   | 26 |
| Tabla II-5 Valores del Factor de modificación de amortiguamiento k: .....  | 33 |
| Tabla II-6 Mínimos Valores permitidos S <sub>Ra</sub> y S <sub>Rv</sub> .....  | 35 |
| Tabla II-7 Valores para el factor C <sub>o</sub> .....   | 45 |
| Tabla II-8 Valores de C <sub>2</sub> según FEMA-356 .....  | 46 |
| Tabla III-1 Calculo de Coeficiente sismico Análisis sismico estático E-030_ 14 .....   | 48 |
| Tabla III-2 Valores del espectro de diseño para análisis sísmico dinámico E-030-14 .....   | 48 |
| Tabla III-3 Derivas de piso para Sismo Estático X-X Ecc=+5% .....  | 50 |
| Tabla III-4 Derivas de piso para Sismo Estático Y-Y Ecc=+5% .....  | 50 |
| Tabla III-5 Calculo de Interacción para col 30x60 M 3-3 y M 2-2.....   | 52 |
| Tabla III-6 M-C , 0° .....   | 53 |
| Tabla III-7 M-C 90° .....  | 53 |
| Tabla III-8 Datos de análisis momento curvatura para calculo de capacidad y demanda por rotación.....  | 59 |
| Tabla III-9 Resumen de combinaciones M 2-2 actuantes para intersección en M-C .....  | 60 |
| Tabla III-10 Curva de Capacidad Cortante Vs Desplazamiento y correspondiente bilinealización extraída de ETABSv13 para calculo método FEMA-356 ..... | 61 |
| Tabla III-11 Curva de Capacidad Cortante Vs Desplazamiento y correspondiente bilinealización extraída de ETABSv13 para calculo método ATC-40 .....   | 64 |

## **RESUMEN**

Debido al crecimiento inmobiliario que se viene desarrollando desde ya hace varios años atrás, son muchas las técnicas y tecnologías desarrolladas para lo que respecta a procesos constructivos, sin embargo es importante desarrollar nuevos estudios y métodos de cálculo referentes a la etapa de diseño del proyecto, los cuales tengan una significancia a largo plazo mostrada en la comodidad del usuario frente a tener una edificación segura que garantice una buena calidad de vida. Se pretende dar un nuevo enfoque en lo que respecta al diseño sismo-resistente, basado en el estado de daño de la estructura post-sismo, de acuerdo a la solicitud de performance del usuario.

Se desarrollará a cabo el proyecto “Vivienda Multifamiliar” Ubicada en la Mz C, Lote 8- Urb Ingeniería, perteneciente al Distrito Trujillo, Provincia Trujillo , Departamento de La Libertad.

En la presente investigación se partió de un diseño estructural dado para finalmente obtener el punto de performance de la estructura considerando las incursiones no-lineales en el comportamiento del concreto armado, demostrando numericamente la aparición de rótulas plásticas y la consecuente degradación de rigidez global de la estructura; así mismo aportar algunas experiencias para el desarrollo de la ingeniería.

# I. CAPITULO 1 : INTRODUCCIÓN

## 1.1.Planteamiento del problema

La presente investigación se ubica geográficamente en el distrito de Trujillo, provincia de Trujillo, departamento de La Libertad

Debido al crecimiento inmobiliario que se viene desarrollando desde ya hace varios años atrás, son muchas las técnicas y tecnologías desarrolladas para lo que respecta a procesos constructivos, sin embargo es importante desarrollar nuevos estudios y métodos de cálculo referentes a la etapa de diseño del proyecto, los cuales tengan una significancia a largo plazo mostrada en la comodidad del usuario frente a tener una edificación segura que garantice una buena calidad de vida.

Los métodos tradicionales de Diseño Estructural son aproximados y no contemplan el efecto de las excitaciones en el tiempo y menos cuando esta estructura incursiona más allá del rango elástico, por ejemplo, cuando estamos diseñando un elemento estructural y usamos un valor único de la sección o de los materiales no estamos tomando en cuenta la posibilidad de cambio de la sección en el tiempo y con el aumento de los parámetros de fuerza, aceleración, cortante o desplazamiento. Sin embargo, cuando analizamos en el rango no lineal debemos elaborar para cada material un modelo de su comportamiento en función de la magnitud de los esfuerzos, es decir, que no usamos un dato constante sino un historial, un comportamiento. Más aún, debemos conocer el comportamiento de cada material cuando es sometido a ciclos de carga y descarga como ocurre cuando se presenta un sismo.

### **Delimitación**

Por lo mencionado en el planteamiento del problema, el estudio de la tesis se centra en realizar el modelamiento estructural post-diseño mediante un análisis sísmico no-lineal estático de una edificación para mediante este procedimiento reforzar estructuralmente de tal manera de ubicar a la edificación en un punto de performance buscado, el cual se vea reflejado en la cantidad de daño que sufrirá la estructura, tras el evento sísmico.

## **Aporte del Trabajo**

Este trabajo pretende dar un nuevo enfoque en lo que respecta al diseño sismo-resistente, basado en el estado de daño de la estructura post-sismo, de acuerdo a la solicitud de performance del usuario.

### **1.2. Formulación del problema**

En la actualidad el modelamiento estructural solo se consideran parámetros lineales, para este estudio proponemos incluir la no linealidad del material mediante el análisis por desempeño en la estructura.

¿Cuáles son los criterios técnicos estructurales para realizar un diseño por desempeño y análisis sísmico no-lineal estático de un edificio de 6 pisos en la localidad de Trujillo, La Libertad?

### **1.3. Justificación de la investigación**

#### **1.3.1. Justificación técnica**

El proyecto de tesis se justifica académicamente porque permitirá aplicar procedimientos y metodologías para realizar el diseño por desempeño y análisis sísmico no-lineal estático más práctico para el ingeniero estructuralista

#### **1.3.2. Justificación económica**

Los gastos de planificación son mayores por la mayor labor del diseñador pero los gastos de reparación post-sismo son menores debido a un buen desempeño de la estructura. Se puede observar en el esquema de la Ley de evolución de los Costos( “Ley de los cincos” ), Sitter. Que corregir o preveer durante el tiempo del Proyecto, nos garantizará un ahorro de hasta 125 veces en costo, respecto a tomar medidas correctivas post-ejecución, es decir, trabajos de reparación, refuerzo y protección de las estructuras con problemas evidentes.

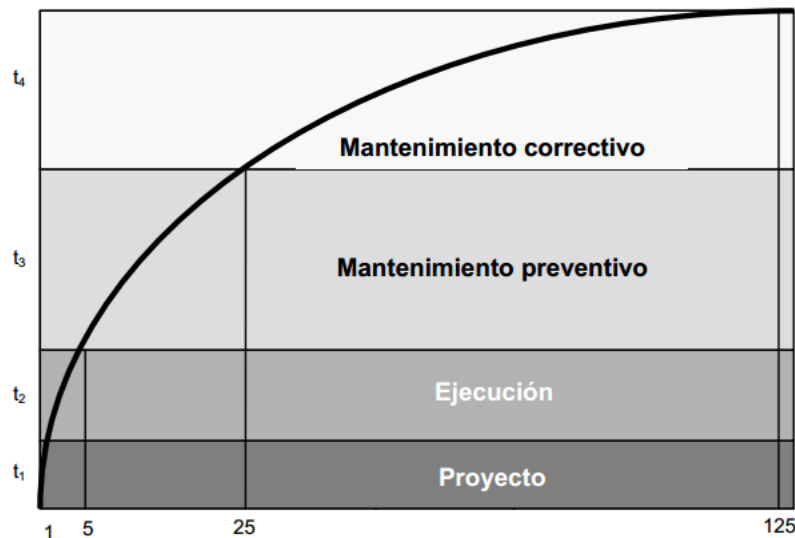


Fig. 1-1 Ley de evolución de los costos, ley de Sitter (Sitter, CEB RILEM)

## 1.4. Objetivos

### 1.4.1. General

Realizar el Diseño por desempeño y análisis sísmico no-lineal estático de un edificio de 6 pisos en la localidad de Trujillo, La libertad, de tal manera de establecer parámetros de calidad a comparación con un diseño estructural tradicional.

### 1.4.2. Específicos

Establecer niveles de diseño, reflejados en el nivel de daño de la estructura, posterior al evento sísmico.

Realizar el modelamiento estructural de la edificación induciendo rotulas plásticas y las características propias de materia y sección de los elementos estructurales.

Realizar un análisis sísmico estático no-lineal, que contemple la variabilidad del material en el tiempo.

Determinar el punto de performance o comportamiento post-sismo buscado para la edificación.

Análisis de resultados gráficos y numéricos



## **1.5.Antecedentes**

### **1.5.1. Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño**

Autor: Julián Carrillo

País: Venezuela

Año: 2007

#### **Resumen**

La gran ventaja del diseño o la evaluación estructural basada en el desempeño, es la acertada estimación de la demanda en términos de la rigidez, resistencia y ductilidad de la estructura. A partir de dicha estimación es posible diseñar una edificación para que se comporte bajo ciertos niveles de desempeño para los cuales fue diseñada. De igual manera es posible determinar la vulnerabilidad sísmica de estructuras que han sido diseñadas bajo criterios y demandas sísmicas.

### **1.5.2 Análisis paramétrico del comportamiento sísmico no-lineal de una estructura de hormigón reforzado**

Autor: Omar Linares Monsalve

Omar Sanchez Gonzales

País: Colombia

Año: 2005

#### **Resumen:**

Las principales herramientas para analizar el comportamiento de las estructuras basado en su diseño son la demanda y la capacidad. La demanda es la representación del movimiento del suelo debido al sismo y la capacidad es una representación de la capacidad de las estructuras para resistir la demanda sísmica.

El comportamiento estructural depende de la manera como la capacidad sea capaz de soportar la demanda. En otras palabras, la estructura debe tener la capacidad de resistir la demanda sísmica de tal manera que el comportamiento de la estructura sea compatible

con los objetivos de diseño. La capacidad total de una estructura depende de la fuerza y la capacidad de deformación de los componentes individuales de la estructura.

En la medida que se determine la capacidad de los elementos mas alla de los limites elásticos el análisis es de naturaleza no lineal, tal como se requiere en el procedimiento de curva pushover. Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, superpuestos para aproximar un diagrama de capacidad( fuerza- desplazamiento ) de toda la estructura. El modelo matemático de la estructura es modificado para tener en cuenta la perdida de resistencia de los elementos que fluyen y seguidamente una fuerza de distribución lateral es de nuevo aplicada hasta que nuevos componentes fluyan. Este procedimiento continua hasta que la estructura comienza a ser inestable o hasta que un limite predeterminado es alcanzado como lo puede ser un desplazamiento en un punto de control.

### **1.5.3. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings ( ATC-40)**

Autor: Comisión de la Seguridad sísmica de California

País: EEUU

Año: 2007

#### **Resumen:**

Un reto importante para el diseño sísmico basado en el desempeño y la ingeniería de los edificios es el desarrollo de métodos para diseñar, analizar y revisar la estructura para que responda de manera fiable a los objetivos de desempeño seleccionados. Son procedimientos de análisis que son capaces de predecir las demandas Fuerzas y deformaciones reales impuestas por los terremotos en las estructuras. En respuesta a esto se ha incorporado en la norma ATC-40 procedimientos de análisis no lineal para determinar la demanda de desplazamiento impuesta a un edificio para así deformarlo de manera inelástica

### **1.5.4. FEMA- 273 (Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings )**

Autor: Agencia de Dirección de emergencia federal

País: EEUU

Año: 2000

**Resumen:**

Nivel de Rendimiento: La condición de post-terremoto destinada a un edificio, un punto bien definido en una escala de medición como la pérdida causada por el daño del terremoto. Además de víctimas, la pérdida puede ser en términos de propiedad y capacidad operativa.

Rango de Rendimiento: Una variedad o grupo de rendimiento, mas bien que un nivel distinto.

Designación de Nivel de Rendimiento y Rangos: El rendimiento es separado en descripciones del daño de sistemas estructurales y no estructurales; las designaciones estructurales son S-1 a S-5 y las no estructurales son N-A a N-D.

Nivel de Rendimiento de un edificio: La combinación de un nivel de rendimiento estructural y un nivel de rendimiento no estructural forman una descripción completa de un nivel de daño global.

Objetivo de Rehabilitación: La combinación de in nivel de Rendimiento o rango con criterios de demanda sísmicos.

Una descripción de “cómo quedará el edificio después del terremoto” plantea las siguientes preguntas: ¿ Qué terremoto? ¿Uno pequeño o grande? ¿Uno grado menor o severo entre los movimientos de tierra de acuerdo a la locación del edificio?. Los criterios de estremecimiento de la tierra deben ser seleccionados junto con un nivel de rendimiento deseado o rango, esto se puede hacer bien por referencia a mapas de peligrosidad sísmica, o mediante estudios específicos de sitio. Una vez se obtenga el rendimiento del edificio deseado para una severidad de sismo particular, tendremos un punto de performance para la estructura.

**1.5.5. FEMA P440A (Effects of Strength and Stiffness Degradation on Seismic Response)**

Autor: Agencia de Dirección de emergencia federal

País: EEUU

Año: 2009

Identifica la importancia en distinción entre degradación entre ciclos y degradación cíclica debido a las consecuencias diferentes de cada uno respectivamente.

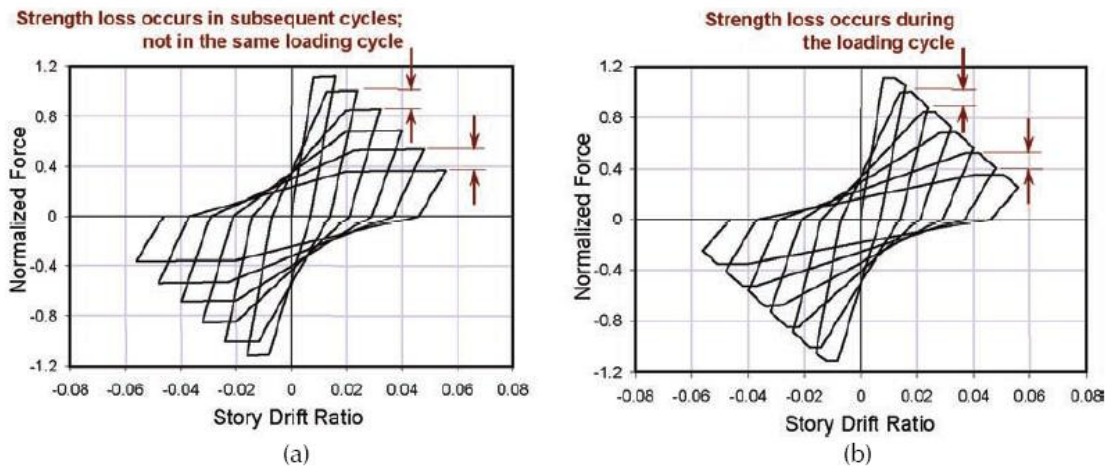


Fig. 1-2 Degradación de la rigidez en lazos de histéresis( FEMA P440A)

Mientras que una respuesta dinámica de sistemas entre ciclos, su degradación es generalmente estable, la degradación de resistencia en el ciclo puede llevar a una inestabilidad lateral ( colapso ) de un sistema estructural.

Definición de Envolvente cíclica:

Una envolvente cíclica es una curva Fuerza-Deformación que envuelve a los lazos de histéresis referidos al comportamiento de un componente o conjunto que se somete a una carga cíclica.

La siguiente figura muestra una envolvente cíclica que se define mediante la conexión de las fuerzas máximas en cada nivel de desplazamiento.

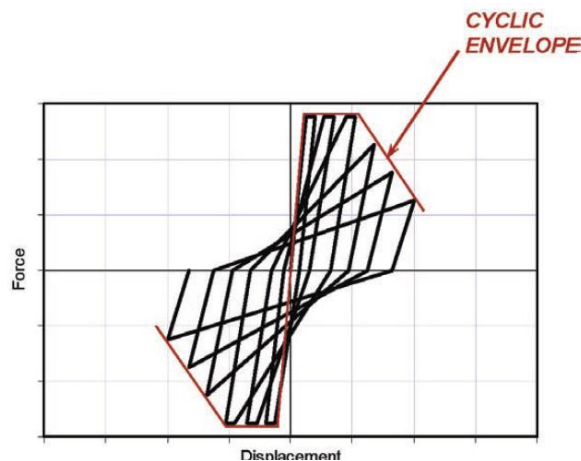


Fig. 1-3 Envolvente cíclica (FEMAP440)

## 1.6. Hipótesis y variables

### 1.6.1 General

Con los criterios técnicos estructural se podrá realizar el diseño de un edificio de 6 pisos considerando el desempeño y análisis sísmico no-lineal estático.

Comparándolo con el diseño tradicional

### 1.6.2. Variables

Variable Independiente (V1) : Factores técnicos de modelamiento No Lineal-Estático

Variable Dependiente (V2) : Modelamiento, análisis No lineal-Estático y diseño por desempeño.

*Tabla I-1 Variables dependiente e independiente del proyecto*

| VARIABLE | Indicador  | Medición                    |
|----------|--|-----------------------------|
| (V1)     | Factores técnicos de modelamiento                  | Rótula plástica*            |
|          |  | EMS                         |
|          |  | Configuración H-V           |
|          |  | No Linealidad del material. |
| (V2)     | Análisis No lineal-Estático y diseño por desempeño | Punto performance           |
|          |  | Diseño E.030                |

## II. CAPITULO 2 : MATERIAL Y MÉTODOS

### 2.1.Generalidades

Se analizó estructuralmente una estructura de 6 niveles, de tal manera de concluir en el estado de performance que se encuentra y se describirá cómo reaccionó ante un sismo de diseño según RNE-E030 considerando las incursiones no lineales sus elementos estructurales.

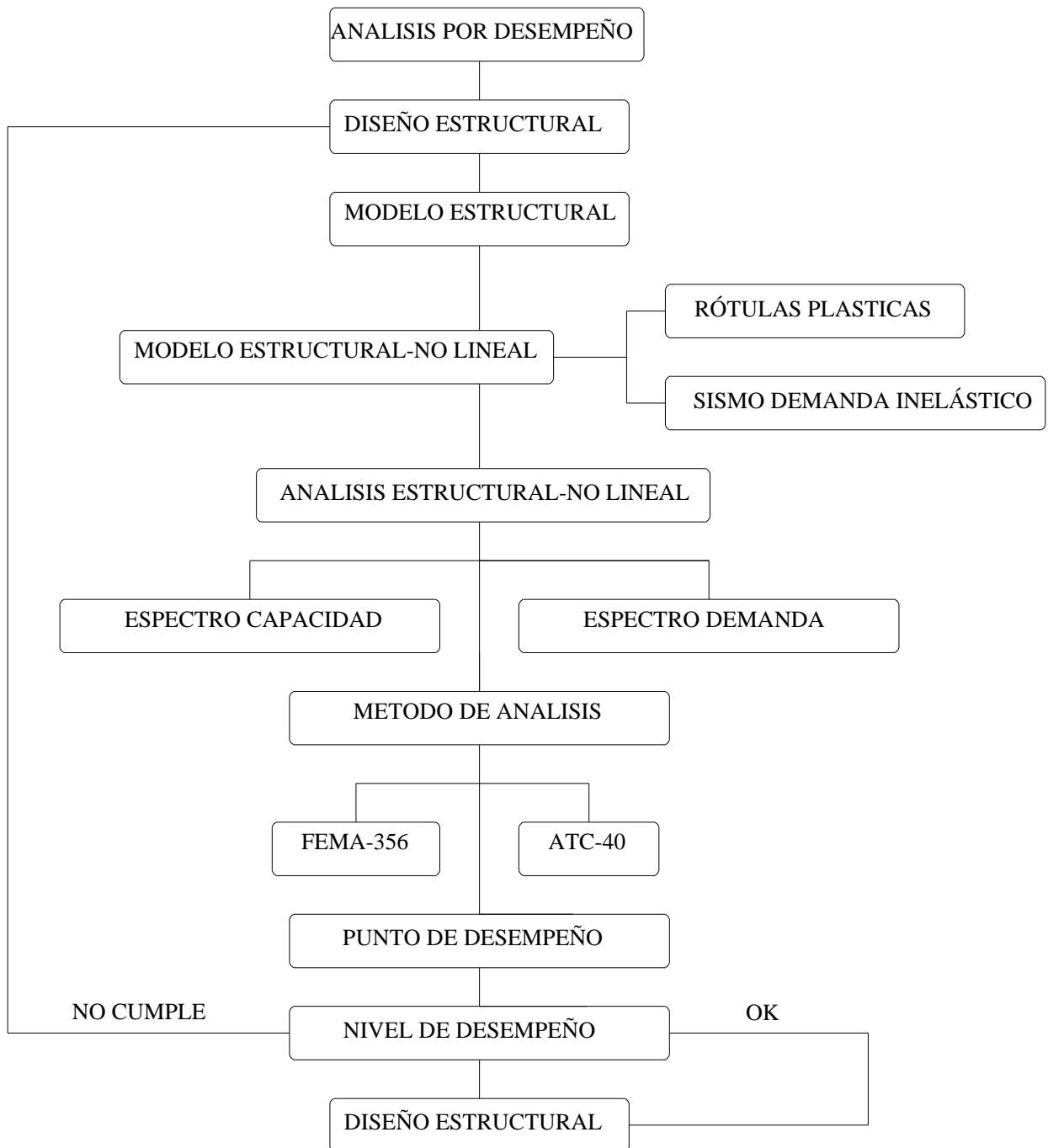
Se desarrollará a cabo el proyecto “Vivienda Multifamiliar” Ubicada en la Mz C, Lote 8- Urb Ingeniería, perteneciente al Distrito Trujillo, Provincia Trujillo , Departamento de La Libertad.

El edificio consta de 6 niveles, en el primer piso una zona de estacionamiento, en los pisos 2°, 3°, 4° 5° y 6° cuenta con departamentos de 120m<sup>2</sup> y finalmente una azotea con área común así como áreas verdes comunes.



*Fig. II-1 Render 3D Arquitectura del edificio. ( Fuente propia )*

## 2.2. Esquema de Trabajo:



### 2.3. Estudio de mecánica de suelos

**(EMS Msc. Enrique Luján Silva )**

Hasta los 0.25m de profundidad de exploración se presenta una capa de material de relleno natural en estado suelto, con presencia de material agrícola.

Entre los 0.25 – 1.50m luego se da paso a la presencia de Arenas Arcillosas (SC), de color beige a marrón oscuro, de poca a regular humedad, de estado de compacidad relativa media ( $Dr = 51.72\%$  ,  $N=14$  a  $N=40$ ), plástico , conteniendo además ciertas gravas menudas de  $\frac{1}{2}$ ” a  $\frac{3}{4}$ ” conforme va profundizando el suelo estudiado. No se presenta el nivel de Aguas Freáticas NAF hasta la profundidad explorada.

En base a trabajos de campo, ensayos de laboratorio, perfiles y registros estratigráficos y características de las estructuras, se recomienda cimentar en la arena arcillosa ( SC) ó en la arena de estado de compacidad media a una profundidad de cimentación mínima de  $Df = 1.80m$  para Cimientos Corridos y  $Df= 2.00 m$  para cimientos cuadrados con respecto al nivel del terreno inicial, apoyándose siempre en el terreno natural.

Dada la naturaleza del terreno a cimentar y las magnitudes posibles de las cargas transmitidas ( 6 pisos ), se utilizará una cimentación superficial, tal como Cimentación Corrida y Zapatas Armadas Cuadradas conectadas con vigas de cimentación en ambas direcciones.

La capacidad portante Admisible del terreno a las profundidades de cimentación mínima indicadas es de  $1.122 \text{ kg/cm}^2$  para cimientos corridos y  $1.337 \text{ Kg/cm}^2$  para cimiento cuadrados. El asentamiento total es de aproximadamente  $2.47\text{cm}$

De acuerdo con la NTE- E-030. Diseño Sismoresistente y el predominio del suelo de la cimentación , se recomienda adoptar en los análisis sismo-resistentes de las edificaciones los siguientes parámetros:

|  |   |                |
|--|---|----------------|
| Factor de Zona                                 | : | $Z = 0.40$     |
| Factor de amplificación del suelo              | : | $S = 1.20$     |
| Periodo que define la Plataforma del espectro: |   | $T_p = 0.60$ ” |



Para la zona de estudio se puede notar los siguientes parámetros Dinámicos del suelo de cimentación:

|                             |                            |
|-----------------------------|----------------------------|
| Módulo de Poisson ( $\nu$ ) | = 0.25                     |
| Módulo de Elasticidad (E)   | = 200.0 kg/cm <sup>2</sup> |
| Módulo de Corte (G)         | = 80.0 kg/cm <sup>2</sup>  |

## **2.4. Conceptos Sísmicos para procedimiento de análisis estático No-lineal**

### **2.4.1. Sismo**

Los sismos son formados por movimientos relativos entre las placas tectónicas, lo cual origina una acumulación de energía que da como resultado la formación de ondas sísmicas. Son uno de los desastres naturales más fatales en el mundo, debido a las estadísticas que muestran las grandes cantidades en pérdidas humanas y materiales, es necesario el estudio de formas que disipen este tipo de fenómenos naturales.

### **2.4.2. Intensidad de los Movimientos Sísmicos**

El evento sísmico es expresado con una probabilidad de ocurrencia, o en términos de la máxima sacudida esperada para una específica fuente de falla (una propuesta determinista). El nivel del terremoto se expresa en términos ingenieriles para su uso en el diseño. Un espectro de respuesta o acelerogramas captados de dichas zonas de estudio donde ocurrió un evento sísmico se usan para este propósito.

Los siguientes tres niveles de terremoto se definen con más detalle en el capítulo IV.

Sismo de Servicio (SE): Sismo con 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años.

Sismo de Diseño (DE): Sismo con 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años.

Sismo Máximo (ME): Máximo nivel de sismo esperado dentro del marco geológico conocido, o el movimiento de suelo con 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años de periodo.

### 2.4.3. Objetivo de Desempeño

El objetivo de desempeño consiste, en determinar el deseado nivel de un edificio para una o varias demandas sísmicas. El comportamiento sísmico es descrito por el máximo estado de daño permitido, (representado mediante rótulas plásticas), para un nivel de demanda sísmica. Un objetivo de desempeño puede incluir varios niveles de comportamiento del edificio para varios niveles de demanda sísmica y entonces es denominado un objetivo de desempeño dual o múltiple.

Un Objetivo de desempeño se define seleccionando un nivel de desempeño del edificio deseado para un nivel de demanda sísmica.

Un Objetivo de Comportamiento dual o múltiple puede ser creado seleccionando dos o más niveles de comportamiento del edificio deseado, cada uno para un diferente nivel de sismo.

### 2.4.4. Objetivo Básico de Seguridad

El Objetivo Básico de Seguridad, mostrado en la tabla, es un nivel de objetivo de desempeño dual, definido como un comportamiento del edificio que alcanza el nivel de desempeño de Seguridad de Vida, 3-C, para un Nivel de Sismo de Diseño y el Nivel de desempeño Estabilidad Estructural, 5-E, para el Nivel de Sismo Máximo.

Tabla II-1 Objetivo Básico de seguridad ( FEMA 356)

| El objetivo Básico de Seguridad |                                      |                     |                        |                              |
|---------------------------------|--------------------------------------|---------------------|------------------------|------------------------------|
|                                 | Nivel de Comportamiento del Edificio |                     |                        |                              |
| Movimiento de Suelo por Sismo   | Operacional                          | Ocupación Inmediata | Seguridad de Vida<br>▼ | Estabilidad Estructural<br>▼ |
| Sismo de Servicio (SE)          |                                      |                     |                        |                              |
| Sismo de Diseño (DE) →          |                                      |                     |                        |                              |
| Sismo Máximo (ME) →             |                                      |                     |                        |                              |

Tabla II-2 Objetivos de Rehabilitación ( FEMA-356)

|                                |               | Niveles de Comportamiento del Edificio Objetivo |                                       |                                     |                                     |
|--------------------------------|---------------|---|---------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|
|                                |               | Comportamiento Operacional                      | Comportamiento de Inmediata Ocupación | Comportamiento de Seguridad de Vida | Comportamiento de Colapso Prevenido |
| Nivel de Peligro por Terremoto | 50% / 50 años | a   | b                                     | c                                   | d                                   |
|                                | 20% / 50 años | e   | f                                     | g                                   | h                                   |
|                                | 10% / 50 años | i   | j                                     | k                                   | l                                   |
|                                | 2% / 50 años  | m   | n                                     | o                                   | p                                   |

**2.4.5. Objetivos de Desempeño dado por FEMA 356**

Observación

- 1.- Cada celda en la matriz de arriba representa un objetivo de Rehabilitación Discreto
- 2.- Los Objetivos de Reabilitación en la matriz de arriba pueden ser usados para representar tres específicos objetivos de rehabilitación como sigue:

k+p = Objetivo Básico de Seguridad (BSO)

k+p+ cualquiera de a,e,i,b,f,j ó n = Objetivo Incrementado solo o, solo n, solo m =  
Objetivo Incrementado

c, g d, h, i= Objetivos Limitados

## 2.5. Modelo No-Lineal General de la estructura

Debido a la necesidad de representar explícitamente la fluencia en las vigas, columnas y uniones viga-columna, hace que se requiera un modelo más detallado al realizar un análisis no lineal.

Se realizó un análisis sísmico estático no lineal de la estructura, el cual contempló la formación de rótulas plásticas tanto en vigas como en columnas durante el evento sísmico.

## 2.6. Modelos estructurales para el concreto armado

### 2.6.1. Modelos esfuerzo- deformación para el acero

#### ➤ Modelo elastoplástico

Es el modelo bilineal más sencillo. Se ignora la resistencia superior de fluencia y el aumento en el esfuerzo debido al endurecimiento por deformación. El empleo de este modelo no es adecuado para la evaluación del desempeño sísmico ya que no estima adecuadamente los esfuerzos del acero más allá de la fluencia.

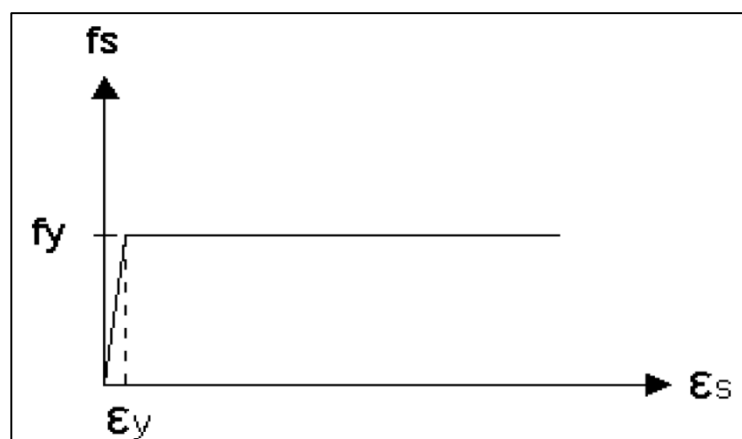
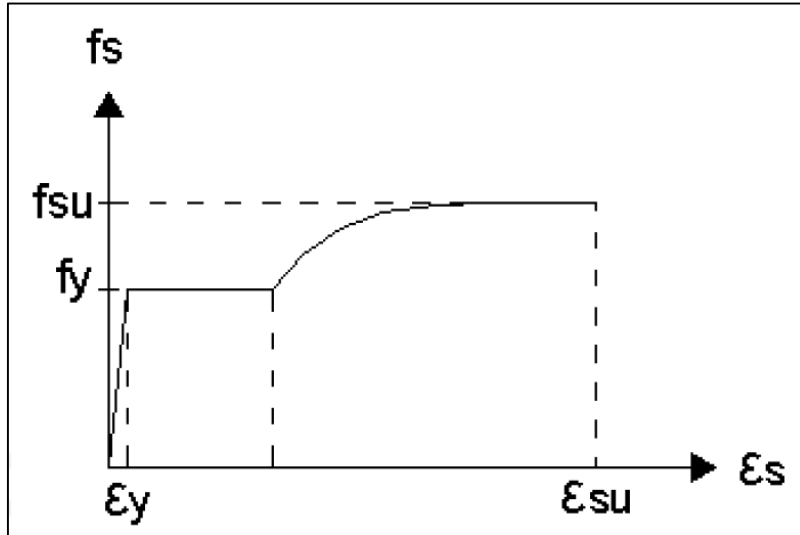


Fig. II-2 Modelo Esfuerzo-deformación Elastoplástico para el acero

➤ **Modelo de Curva completa**

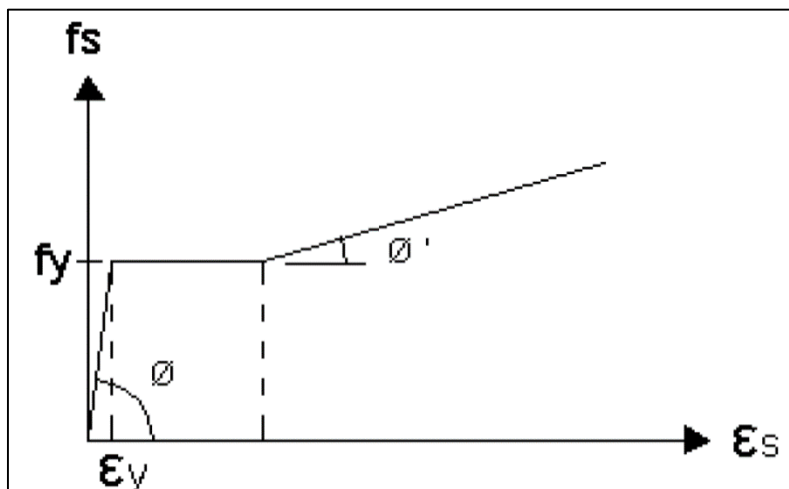
El rango elástico y la fluencia se representan por tramos rectos y el endurecimiento por una parábola de 2do o 3er grado.



*Fig. II-3 Modelo Esfuerzo-deformación Curva completa para el acero*

➤ **Modelo Trilineal**

Se aplica para aceros que además del fenómeno de fluencia presentan endurecimiento y por lo tanto pueden someterse a esfuerzos mayores al de fluencia.



*Fig. II-4 Modelo Esfuerzo-deformación Trilineal para el acero*

## 2.6.2. Modelos esfuerzo- deformación para el concreto

### - Concreto No-Confinado

#### ➤ Modelo de Whitney

La forma del bloque de compresiones real es representada por un bloque de compresión rectangular equivalente.

#### ➤ Modelo de Hognestad

Es uno de los métodos más usados, compuesto por un tramo parabólico que llega a una deformación unitaria para el concreto de  $\epsilon_0=1.8 \cdot F'c/Ec$  en el esfuerzo máximo del concreto ( $F'c$ ), tras esto sigue un comportamiento lineal decreciente hasta una deformación unitaria máxima de 0.0038 a la cual le corresponde un esfuerzo de  $0.85 \cdot F'c$ .

La ecuación de la parábola viene dada por :

$$f_c = f'c \left[ \frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left( \frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad \text{Ecuación 1}$$

#### ➤ Modelo de CEB (Comité Europeo del concreto 1978)

Una parábola seguida por una recta, donde la resistencia del concreto es  $0.85 \cdot F'c$  con una deformación unitaria  $\epsilon_s = 0.002$ , luego, tras un esfuerzo constante, la deformación del concreto sigue aumentando hasta un valor máximo de  $\epsilon_{cu} = 0.0035$ .

### - Concreto Confinado

#### ➤ Modelo de Kent y Park

El aporte de el acero de confinamiento ( estribos, espirales ) ayuda a mantener un material dúctil ante deformaciones excesivas. Las variables que componen esta curva son la relación volumétrica del acero transversal- volumen del núcleo confinado de concreto, así también el espaciamiento del refuerzo de confinamiento y la resistencia del concreto

➤ **Modelo de Mander**

Modelo aplicable para elementos con variables : secciones transversales y nivel de confinamiento. Es el modelo más empleado para el análisis sísmico de edificaciones.

## 2.7. Modelamiento de Rótulas Plásticas

### 2.7.1. Relación Momento Curvatura

El momento y la curvatura en una sección de concreto armado guardan una relación lineal sólo para momentos flectores menores al momento de agrietamiento ( $M_{cr}$ ).

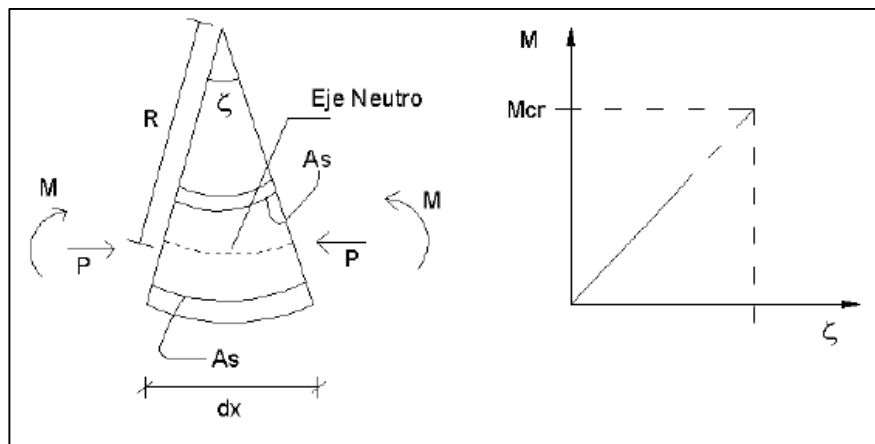


Fig. II-5 Relación inicial lineal elástica Momento Curvatura

Luego del agrietamiento la relación continua prácticamente lineal pero con otra pendiente hasta que se produce la fluencia del acero o el agotamiento del concreto. Si primero se produce la fluencia del acero la sección puede seguir deformándose hasta que el concreto alcanza su máximo esfuerzo primero y finalmente su máxima deformación [Ottazzi, 2003 ].

Del diagrama Momento Curvatura, se obtiene la rigidez en una sección de un elemento, que se va a utilizar en el análisis no lineal. En general este diagrama es una curva, como se verá posteriormente pero para el análisis se acostumbra trabajar con un modelo trilineal donde el punto A se alcanza cuando el concreto llega a su máximo esfuerzo a tracción, el punto B se obtiene cuando el concreto llega a su máxima deformación útil a compresión.

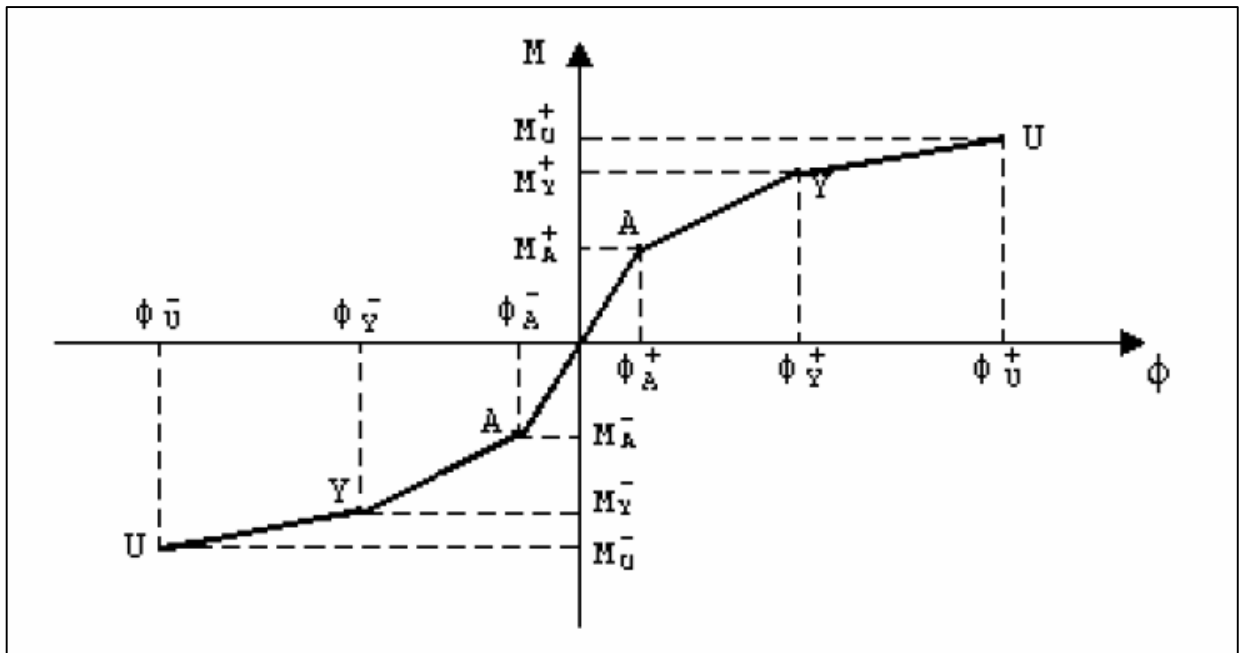


Fig. II-6 Relación Momento Curvatura completa a  $M+$  y  $M-$

Se tienen dos diagramas de Momento curvatura debido a que un elemento puede tener una curvatura cóncava o convexa. Normalmente se representa el diagrama del primer cuadrante, sin embargo es importante comprender que dependiendo de cómo trabajará el elemento se tendrá el diagrama Momento Curvatura del primer o del tercer cuadrante. En el caso de vigas, estos dos diagramas serán iguales únicamente cuando la armadura a tracción  $A_s$  es igual a la armadura en compresión  $A's$ .

La pendiente en las diferentes ramas de el diagrama Momeno Curvatura corresponde a la rigidez a flexión  $EI_0$ , si el momento actuante supera  $M_a$ , pero menor que  $M_y$ , se trabajará con la rigidez  $EI_1$ , finalmente si el momento actuantes en una sección del elemento es mayor que  $M_u$  se trabajará con  $EI_2$ . Cada rigidez a flexión se obtiene como sigue:

$$(EI)_0 = \frac{M_a}{\phi_a} = \frac{E b h^3}{12} \quad \text{Ecuación 2}$$

$$(EI)_1 = \frac{M_y - M_a}{\phi_y - \phi_a} \quad \text{Ecuación 3}$$

$$(EI)_2 = \frac{M_u - M_y}{\phi_u - \phi_y} \quad \text{Ecuación 4}$$

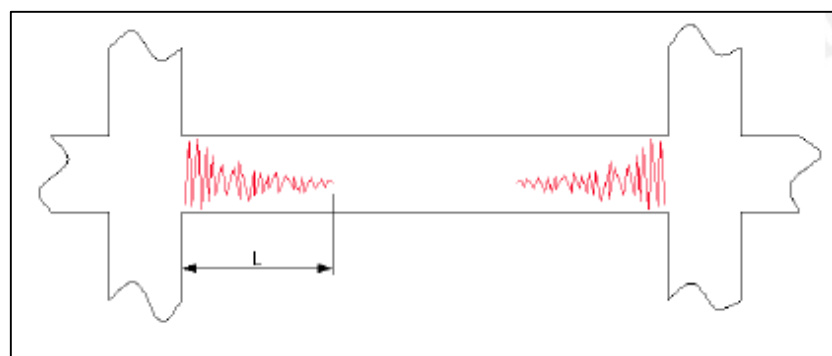


Considerar el efecto de la capacidad de corte de una sección es importante debido a que un miembro puede tener gran capacidad a flexión y una baja capacidad de corte, de tal manera que se produce primero la falla de corte y la sección no llegó a la falla última por flexión, puede darse el caso que la sección no llegue ni al punto Y.

En efecto se puede tener una viga con una gran cantidad de refuerzo longitudinal pero con una cantidad insuficiente de armadura transversal. En este caso la falla que se va a dar en el elemento es por corte y probablemente la viga o columna no alcanza ni siquiera al punto Y de la curva Momento Curvatura.

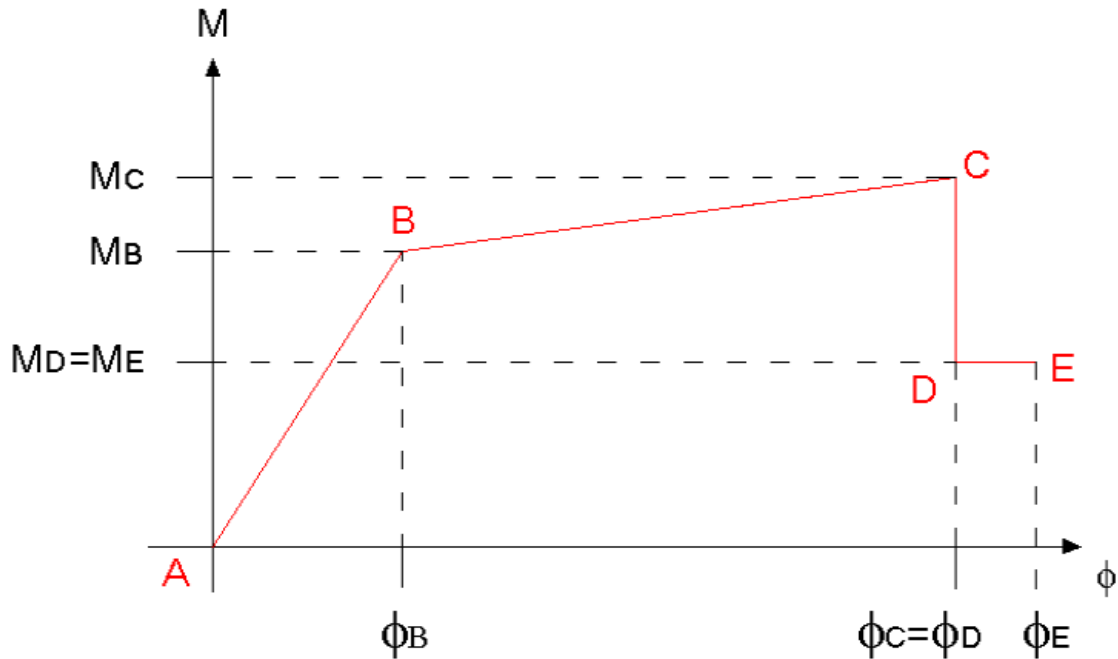
Por tal motivo es que en el diagrama M-C se debe incorporar el efecto de corte para saber si la sección con la armadura longitudinal y transversal es capaz de llegar al punto de falla última. Si la falla por corte se presenta antes que la de flexión se restringe la ubicación del punto U, y con ello la determinación de la rigidez EI2.

La determinación de las propiedades enumeradas, en particular la ubicación de la rótula, es complicada por el hecho que las rótulas crecen en longitud durante el aumento de la deriva de piso. Ya que no se tiene cómo representar este cambio de la longitud de rótula, se hará considerando una longitud y ubicación fija para las rótulas. Para las vigas se usarán dos rótulas en los extremos.



*Fig. II-7 Formación de Rótulas plásticas en vigas*

Para determinar las propiedades de las rótulas es necesario desarrollar un análisis momento-curvatura de la sección transversal determinando las coordenadas del punto B (giro de fluencia y momento ( $\phi_y, M_y$ ) y expresando los demás puntos mediante factores de sobrerresistencia y ductilidad respecto al punto B en el caso de vigas, según el reglamento FEMA-356.



*Fig. II-8 Simplificación de Diagrama momento curvatura para análisis*

Es importante resaltar que aunque exista una consistente relación viga débil- columna fuerte en el diseño, muchas estructuras han colapsado como resultado de un inadecuado confinamiento en la zona de rótula plástica, es por tal motivo que se debe preveer este común defecto estructural mediante una adecuada separación de estribos, así también un diseño que contemple la propia conexión viga-columna.

## 2.7.2. Procedimientos para modelos No-Lineales en rótulas según FEMA-356

- (a) Tipo I : En esta curva, las deformaciones son expresadas directamente en términos de esfuerzo, curvatura, rotación o elongación. Los parámetros “a” y “b” se definen en base a porciones de deformación que ocurren después de la fluencia, es decir deformaciones plásticas. El parámetro “c” es la resistencia reducida a la que se llega tras la reducción de C a D. Los parámetros “a”, “b”, “c” son definidos numéricamente en las tablas del reglamento FEMA-356, sin embargo alternativamete se pueden calcular mediante una justificación experimental.

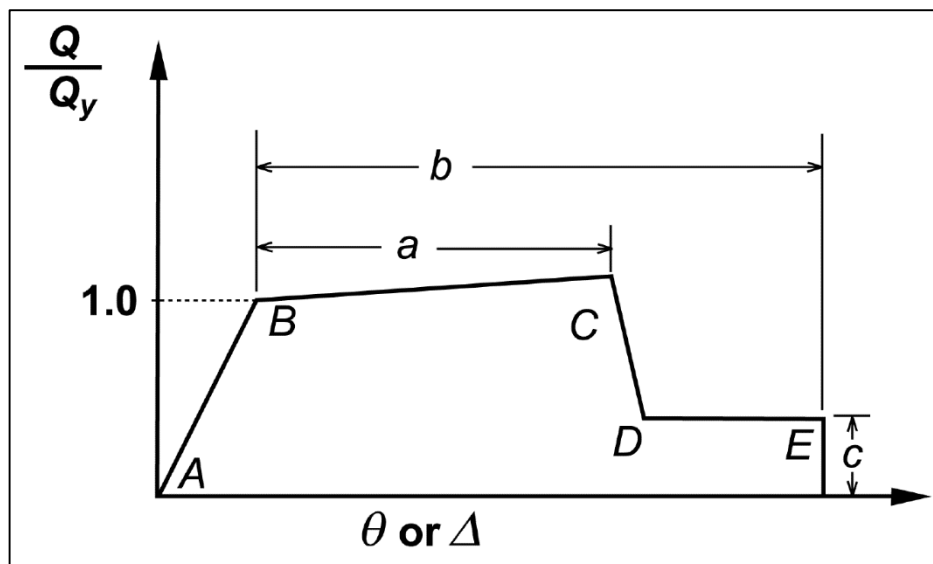


Fig. II-9 Procedimiento para hallar relaciones Momento Curvatura en vigas ( FEMA-356)

- (b) Tipo II : En esta curva las deformaciones son expresadas en términos de cortante, y ratio de desplazamiento de entrepiso relativo. Los parámetros “d” y “e” se refieren a una deformación total medida desde el origen. Los parámetros “c” y “d” y “e” están definidos numéricamente en las tablas del reglamento FEMA-356, sin embargo alternativamente se pueden calcular mediante una justificación experimental.

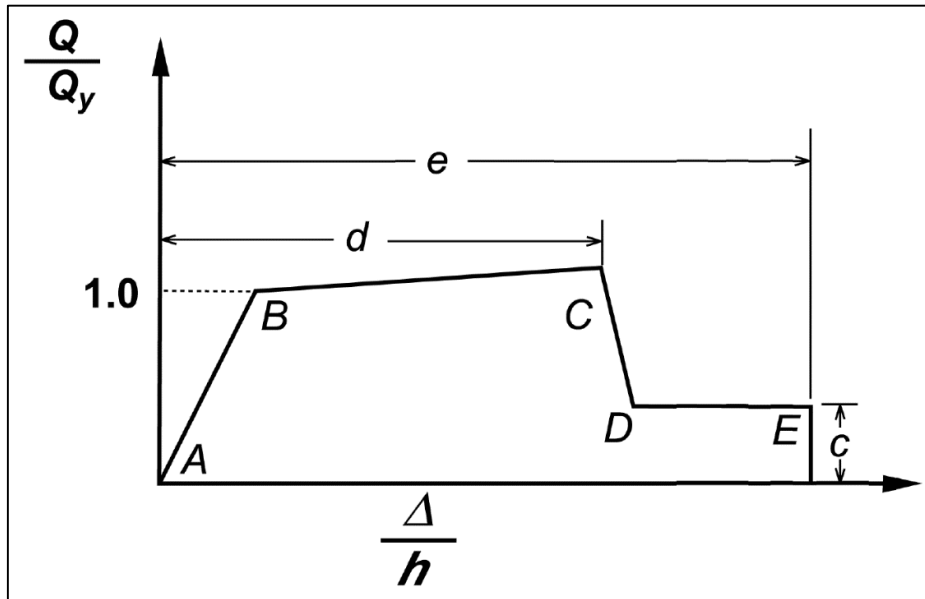


Fig. II-10 Procedimiento para hallar relaciones Momento Curvatura en placas ( FEMA-356)

Tabla II-3 Parámetros No lineales para Vigas (extraído de FEMA-356)

| Conditions  | Modeling Parameters <sup>3</sup> |                               |                         | Acceptance Criteria <sup>3</sup> |                |           |        |        |       |       |
|---|----------------------------------|-------------------------------|-------------------------|----------------------------------|----------------|-----------|--------|--------|-------|-------|
|   | Plastic Rotation Angle, radians  |                               | Residual Strength Ratio | Plastic Rotation Angle, radians  |                |           |        |        |       |       |
|   |                                  |                               |                         | Performance Level                |                |           |        |        |       |       |
|   | a                                | b                             | c                       | IO                               | Component Type |           | LS     | CP     |       |       |
|   |                                  |                               |                         |                                  | Primary        | Secondary |        |        |       |       |
| LS  | CP                               | LS                            | CP                      |                                  |                |           |        |        |       |       |
| <b>i. Beams controlled by flexure<sup>1</sup></b>   |                                  |                               |                         |                                  |                |           |        |        |       |       |
| $\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$   | Trans. Reinf. <sup>2</sup>       | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ |                         |                                  |                |           |        |        |       |       |
| ≤ 0.0   | C                                | ≤ 3                           | 0.025                   | 0.05                             | 0.2            | 0.010     | 0.02   | 0.025  | 0.02  | 0.05  |
| ≤ 0.0   | C                                | ≥ 6                           | 0.02                    | 0.04                             | 0.2            | 0.005     | 0.01   | 0.02   | 0.02  | 0.04  |
| ≥ 0.5   | C                                | ≤ 3                           | 0.02                    | 0.03                             | 0.2            | 0.005     | 0.01   | 0.02   | 0.02  | 0.03  |
| ≥ 0.5   | C                                | ≥ 6                           | 0.015                   | 0.02                             | 0.2            | 0.005     | 0.005  | 0.015  | 0.015 | 0.02  |
| ≤ 0.0   | NC                               | ≤ 3                           | 0.02                    | 0.03                             | 0.2            | 0.005     | 0.01   | 0.02   | 0.02  | 0.03  |
| ≤ 0.0   | NC                               | ≥ 6                           | 0.01                    | 0.015                            | 0.2            | 0.0015    | 0.005  | 0.01   | 0.01  | 0.015 |
| ≥ 0.5   | NC                               | ≤ 3                           | 0.01                    | 0.015                            | 0.2            | 0.005     | 0.01   | 0.01   | 0.01  | 0.015 |
| ≥ 0.5   | NC                               | ≥ 6                           | 0.005                   | 0.01                             | 0.2            | 0.0015    | 0.005  | 0.005  | 0.005 | 0.01  |
| <b>ii. Beams controlled by shear<sup>1</sup></b>  |                                  |                               |                         |                                  |                |           |        |        |       |       |
| Stirrup spacing ≤ d/2   |                                  |                               | 0.0030                  | 0.02                             | 0.2            | 0.0015    | 0.0020 | 0.0030 | 0.01  | 0.02  |
| Stirrup spacing > d/2   |                                  |                               | 0.0030                  | 0.01                             | 0.2            | 0.0015    | 0.0020 | 0.0030 | 0.005 | 0.01  |
| <b>iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span<sup>1</sup></b> |                                  |                               |                         |                                  |                |           |        |        |       |       |
| Stirrup spacing ≤ d/2   |                                  |                               | 0.0030                  | 0.02                             | 0.0            | 0.0015    | 0.0020 | 0.0030 | 0.01  | 0.02  |
| Stirrup spacing > d/2   |                                  |                               | 0.0030                  | 0.01                             | 0.0            | 0.0015    | 0.0020 | 0.0030 | 0.005 | 0.01  |
| <b>iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint<sup>1</sup></b>        |                                  |                               |                         |                                  |                |           |        |        |       |       |
|   |                                  |                               | 0.015                   | 0.03                             | 0.2            | 0.01      | 0.01   | 0.015  | 0.02  | 0.03  |

1. When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
2. "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops ( $V_c$ ) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
3. Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

IO: Ocupación Inmediata

LS: Seguridad de vida

CP: Prevención de colapso

- Componente Primario: La deformación controlada por flexión
- Componente Secundario: La deformación controlada por otro tipo de fuerza.

Tabla II-4 Parámetros No lineales para Columnas ( extraído de FEMA-356)

**Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns**

| Conditions  | Modeling Parameters <sup>4</sup> |                               |                         |       |       | Acceptance Criteria <sup>4</sup> |       |       |       |       |                |    |
|---|----------------------------------|-------------------------------|-------------------------|-------|-------|----------------------------------|-------|-------|-------|-------|----------------|----|
|   | Plastic Rotation Angle, radians  |                               | Residual Strength Ratio |       |       | Plastic Rotation Angle, radians  |       |       |       |       |                |    |
|   |                                  |                               |                         |       |       | Performance Level                |       |       |       |       |                |    |
|   | a                                |                               | b                       |       |       | c                                |       |       | IO    |       | Component Type |    |
|   |                                  |                               |                         |       |       |                                  |       |       | LS    | CP    | LS             | CP |
| IO  | LS                               | CP                            | LS                      | CP    |       |                                  |       |       |       |       |                |    |
| <b>i. Columns controlled by flexure<sup>1</sup></b>   |                                  |                               |                         |       |       |                                  |       |       |       |       |                |    |
| $\frac{P}{A_g f'_c}$  | Trans. Reinf. <sup>2</sup>       | $\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ |                         |       |       |                                  |       |       |       |       |                |    |
| ≤ 0.1   | C                                | ≤ 3                           | 0.02                    | 0.03  | 0.2   | 0.005                            | 0.015 | 0.02  | 0.02  | 0.03  |                |    |
| ≤ 0.1   | C                                | ≥ 6                           | 0.016                   | 0.024 | 0.2   | 0.005                            | 0.012 | 0.016 | 0.016 | 0.024 |                |    |
| ≥ 0.4   | C                                | ≤ 3                           | 0.015                   | 0.025 | 0.2   | 0.003                            | 0.012 | 0.015 | 0.018 | 0.025 |                |    |
| ≥ 0.4   | C                                | ≥ 6                           | 0.012                   | 0.02  | 0.2   | 0.003                            | 0.01  | 0.012 | 0.013 | 0.02  |                |    |
| ≤ 0.1   | NC                               | ≤ 3                           | 0.006                   | 0.015 | 0.2   | 0.005                            | 0.005 | 0.006 | 0.01  | 0.015 |                |    |
| ≤ 0.1   | NC                               | ≥ 6                           | 0.005                   | 0.012 | 0.2   | 0.005                            | 0.004 | 0.005 | 0.008 | 0.012 |                |    |
| ≥ 0.4   | NC                               | ≤ 3                           | 0.003                   | 0.01  | 0.2   | 0.002                            | 0.002 | 0.003 | 0.006 | 0.01  |                |    |
| ≥ 0.4   | NC                               | ≥ 6                           | 0.002                   | 0.008 | 0.2   | 0.002                            | 0.002 | 0.002 | 0.005 | 0.008 |                |    |
| <b>ii. Columns controlled by shear<sup>1,3</sup></b>  |                                  |                               |                         |       |       |                                  |       |       |       |       |                |    |
| All cases <sup>5</sup>  | —                                | —                             | —                       | —     | —     | —                                | —     | —     | .0030 | .0040 |                |    |
| <b>iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height<sup>1,3</sup></b> |                                  |                               |                         |       |       |                                  |       |       |       |       |                |    |
| Hoop spacing ≤ d/2  | 0.01                             | 0.02                          | 0.4                     | 0.005 | 0.005 | 0.01                             | 0.01  | 0.02  |       |       |                |    |
| Hoop spacing > d/2  | 0.0                              | 0.01                          | 0.2                     | 0.0   | 0.0   | 0.0                              | 0.005 | 0.01  |       |       |                |    |
| <b>iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P<sub>o</sub><sup>1,3</sup></b>                             |                                  |                               |                         |       |       |                                  |       |       |       |       |                |    |
| Conforming hoops over the entire length   | 0.015                            | 0.025                         | 0.02                    | 0.0   | 0.005 | 0.01                             | 0.01  | 0.02  |       |       |                |    |
| All other cases   | 0.0                              | 0.0                           | 0.0                     | 0.0   | 0.0   | 0.0                              | 0.0   | 0.0   |       |       |                |    |

- When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- “C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V<sub>s</sub>) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
- For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

IO: Ocupación Inmediata

LS: Seguridad de vida

CP: Prevención de colapso

- Componente Primario: La deformación controlada por flexión
- Componente Secundario: La deformación controlada por otro tipo de fuerza.

## 2.8. Modelamiento de Vigas

De acuerdo al diseño por capacidad (columna fuerte/viga débil), se espera que las vigas fluyan antes que las columnas. Para modelar cada rótula plástica se necesita la siguiente información, que contempla el comportamiento inelástico de los diferentes elementos estructurales, ante una sollicitación sísmica.

- Rigidez Inicial ( Momento por unidad de rotación ).
- El momento de fluencia efectivo.
- Rigidez Secundaria ( Estado inelástico )
- Ubicación de rótula plástica con respecto a cara de la columna.

## 2.9. Modelamiento de Columnas:

Para el caso de elementos sometidos a fuerzas de flexo-compresión, se deberá elegir rótulas de tipo P-M2-M3, la presenta un acoplamiento para la formación de rótulas debido a flexión y carga axial.

- Rigidez Inicial ( Momento por unidad de rotación considerando una carga axial P ).
- El momento de fluencia efectivo.
- Rigidez Secundaria ( Estado inelástico )
- Ubicación de rótula plástica con respecto a cara de viga.

## 2.10. Niveles Sísmicos

El ATC-40 considera tres niveles sísmicos los cuales son: Sismo de Servicio, Sismo de Diseño y Sismo Máximo. Estos niveles sísmicos se definen a continuación, sin embargo la norma peruana E.030 considera un nivel “ Sismo de Diseño”:

### 2.10.1. Sismo de Servicio, $S_a$ (Servicio) :

El Sismo de Servicio es definido como el nivel de sismo que tiene un 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. Este nivel de sismo es típicamente 0.5 veces el Sismo de Diseño. El Sismo de Servicio representa un nivel frecuente de sacudimiento del suelo que es probable a ser experimentado durante la vida del edificio. En términos

probabilísticos el Sismo de Servicio tiene un periodo de retorno medio de aproximadamente 75 años.

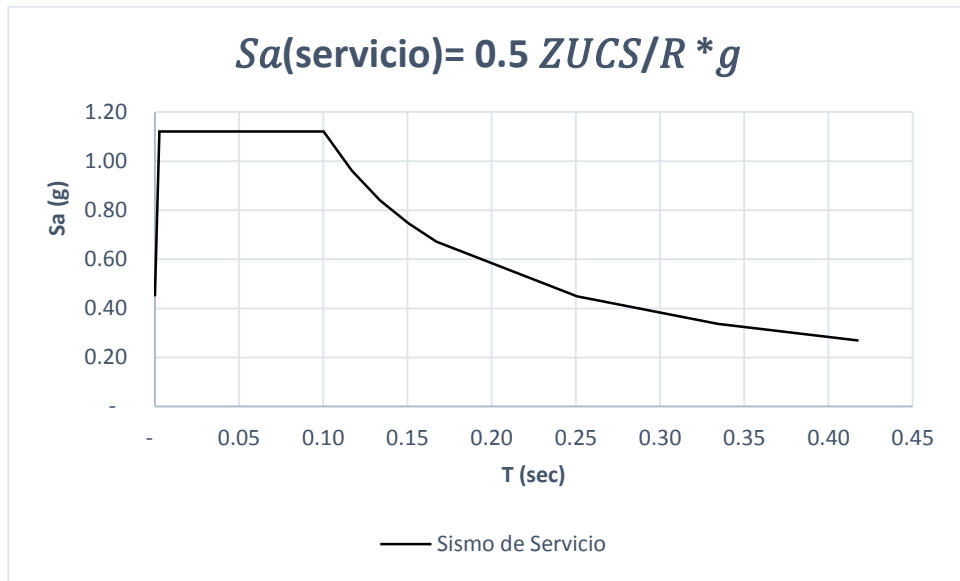


Fig. II-11 Sismo de Servicio, según ATC-40 acoplado al RNE. E.030

**2.10.2. Sismo de Diseño  $S_a$  (Diseño) :**

El Sismo de Diseño es definido como el sismo que tiene 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años. El Sismo de Diseño representa un nivel infrecuente de sacudida del suelo que puede ocurrir durante la vida del edificio. En términos probabilísticos el Sismo de Diseño tiene un periodo de retorno medio de aproximadamente 475 años.

Datos para la construcción del espectro respuesta elástico:

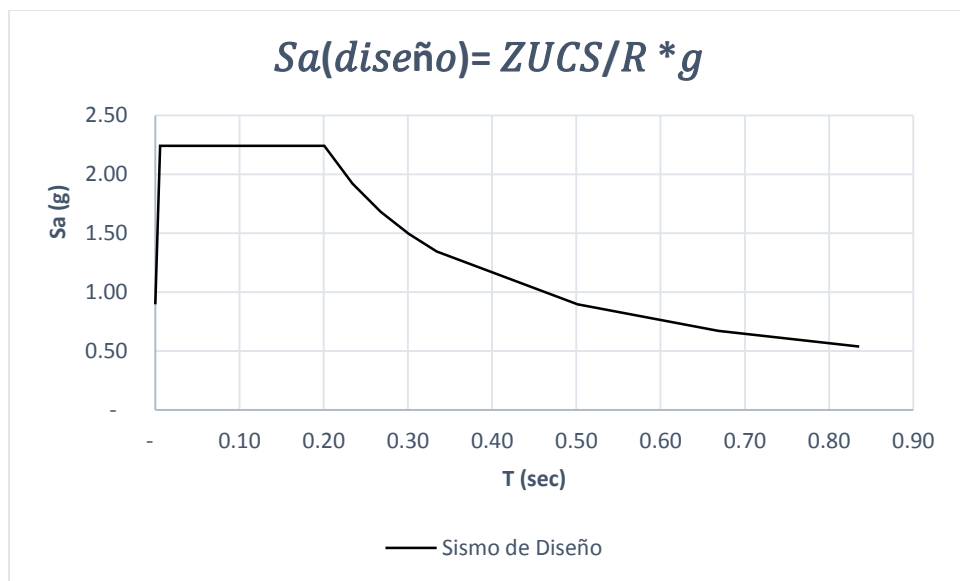


Fig. II-12 Sismo de Diseño, RNE. E.030



### 2.10.3. Sismo Máximo $S_a$ (Máximo) :

El Sismo Máximo es definido como el máximo nivel sismo que se puede esperar en el lugar donde está situado el edificio dentro de un conocido marco geológico de trabajo. Esta intensidad de movimiento de suelo puede ser calculado como el nivel de sismo que tiene un 5% de probabilidad de ser excedido en 50 años de periodo. Este nivel de movimiento de la base es 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento de la base para un Sismo de Diseño. En términos probabilísticos, el Sismo Máximo tiene un periodo de retorno de aproximadamente 975 años.

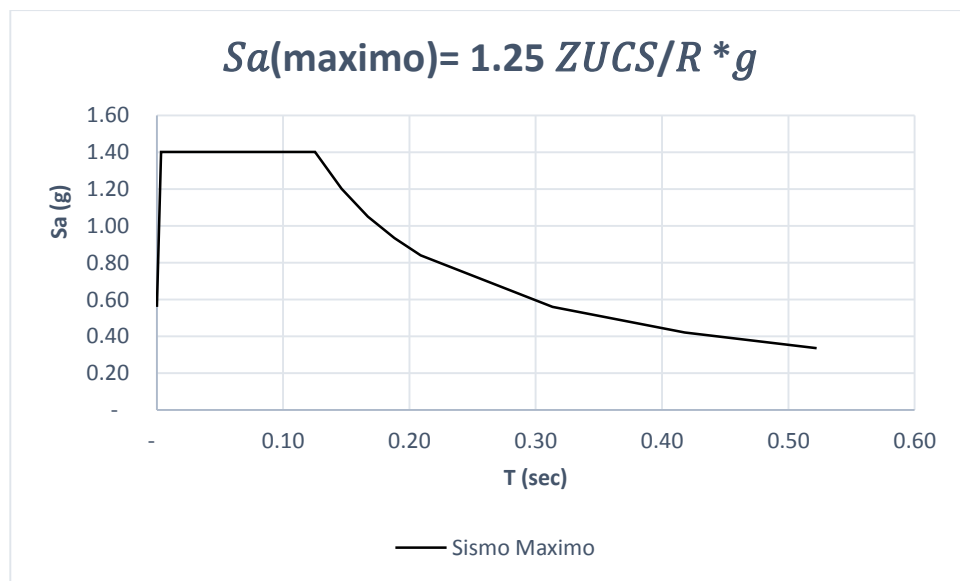


Fig. II-13 Sismo de Diseño, RNE. E.030

## 2.11. Amortiguamiento

En todo cuerpo en movimiento, este último tiende a disminuir con el tiempo. La razón de esta disminución está asociada con una pérdida de la energía presente en el sistema. Esta pérdida de energía es producida por fuerzas de amortiguamiento o de fricción que obran sobre el sistema. La energía ya sea cinética o potencial, se transforma en otras formas de energía tales como calor un ruido. A continuación se presentan algunas formas más utilizadas para describir los fenómenos de amortiguamiento.

### 2.11.1. Amortiguamiento viscoso ( $\beta_{5\%}$ ):

Un cuerpo que se encuentra en movimiento dentro de un fluido tiende a perder energía cinética debido a que la viscosidad del fluido se opone al movimiento. Es un amortiguamiento viscoso inherente a la estructura y la norma peruana E.030 considera

constante dicho amortiguamiento castigando con un 5%. Esta pérdida de energía está directamente asociada con la velocidad del movimiento. La descripción matemática del fenómeno es la siguiente:

$$F_a = c \cdot x \quad \text{Ecuación 5}$$

Donde:

|       |   |  |
|-------|---|--|
| $F_a$ | = | Fuerza producida por el amortiguador                       |
| $c$   | = | constante del amortiguador                                 |
| $x$   | = | velocidad relativa entre los dos extremos del amortiguador |

### 2.11.2. Amortiguamiento histerético ( $\beta_0$ ):

La histéresis es un fenómeno por medio del cual dos o más propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. Este tipo de amortiguamiento se presenta cuando un elemento estructural es sometido a inversiones en el sentido de la carga aplicada cuando el material del elemento se encuentra en el rango inelástico.

Dependiendo del tipo de material la forma tanto de la curva de carga como la de descarga varía.

### 2.11.3. Amortiguamiento elástico equivalente ( $\beta_{eq}$ ):

Se usa factores de reducción de la respuesta espectral para disminuir el espectro de respuesta elástico (5% de amortiguamiento) a un espectro de respuesta reducido con amortiguamiento mayor que 5% del amortiguamiento crítico.

El amortiguamiento que ocurre cuando algún terremoto conduce a una estructura dentro del rango inelástico puede ser visto como una combinación del amortiguamiento viscoso, que es inherente en la estructura, y el amortiguamiento histerético. Este último está relacionado al área bajo el lazo que se forma cuando las fuerzas sísmicas (cortante basal) se plotea contra el desplazamiento de la estructura. El amortiguamiento histerético puede ser representado como un amortiguamiento viscoso equivalente usando ecuaciones que están disponibles en la literatura. El amortiguamiento viscoso equivalente,  $\beta_{eq}$ , asociado con el máximo desplazamiento,  $x_{max}$ , se puede estimar mediante la siguiente ecuación:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + \beta_{elástico} \quad \text{Ecuación 6}$$

$\beta_{eq}$  : Amortiguamiento elástico equivalente

$\beta_0$  : Amortiguamiento Histerético

$\beta$  elástico: 5% (Amortiguamiento viscoso inherente a la estructura)

El factor  $\beta_0$  puede ser calculado:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad \text{Ecuación 7}$$

Donde:

$$E_D = 4(a_y d_{pi} - d_y a_{pi}) \quad \text{Ecuación 8}$$

$$E_{S_0} = \frac{1}{2}(a_{pi} d_{pi}) \quad \text{Ecuación 9}$$

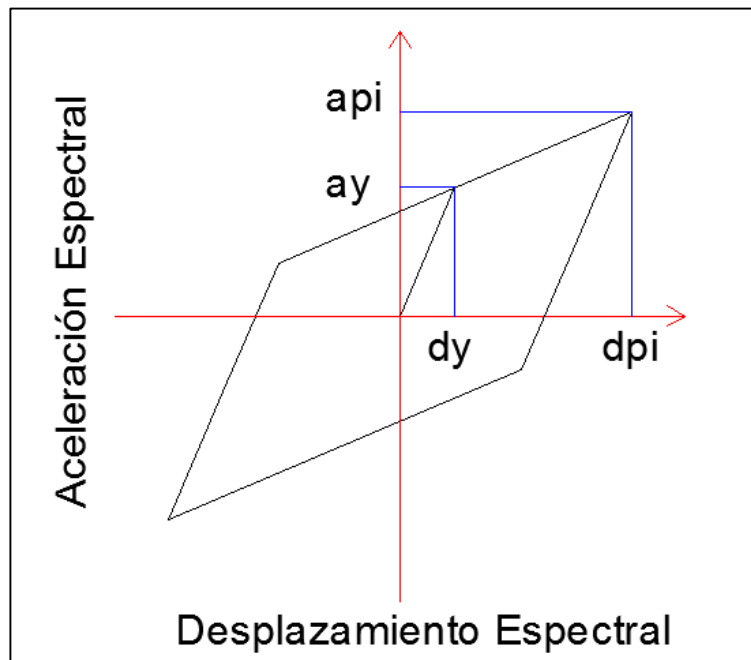


Fig. II-14 Curva Bilineal para el cálculo del amortiguamiento efectivo

Así  $\beta_{eq}$  se define por:

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 5 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad \text{Ecuación 10}$$

El valor del amortiguamiento viscoso equivalente  $\beta_{eq}$  se puede usar para estimar factores de reducción espectral. Los factores de reducción espectral son usados para disminuir el espectro de respuesta elástico (con 5% de amortiguamiento) a un reducido espectro de respuesta con amortiguamiento mayor que 5% del amortiguamiento crítico.

El lazo de histéresis idealizado es una aproximación razonable para un edificio, detallado adecuadamente para un comportamiento dúctil, sujeto a un sismo de relativa duración corta (no con ciclos suficientes como para degradar significativamente los elementos) y con amortiguamiento viscoso equivalente  $\beta_{eq}$  menor que 30%. Para otras condiciones que las mencionadas, el lazo de histéresis idealizado conduce a sobreestimaciones del amortiguamiento viscoso equivalente  $\beta_{eq}$  porque para eventos con grandes ciclos la degradación de los elementos hace que el área dentro del lazo de histéresis se reduzca. Para edificios existentes que no son típicamente dúctiles, el cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente y el lazo de histéresis idealizado conduce a resultados que sobreestima los niveles reales de amortiguamiento. Para salvar esta situación se introduce el concepto de **amortiguamiento viscoso efectivo  $\beta_{eff}$**  usando un factor de modificación de amortiguamiento,  $\kappa$ :

$$\beta_{eff} = k\beta_o + 5 = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad \text{Ecuación 11}$$

Donde k:

El factor depende del comportamiento estructural del edificio, que a su vez depende de las características del sistema de resistencia sísmica y la duración del sismo. Por simplicidad se suponen tres categorías. El comportamiento estructural tipo A representa un sistema dúctil y se la asigna un valor de  $k=1.0$ . El comportamiento estructural tipo B representa una reducción moderada de área encerrada dentro del lazo de histéresis y se la asigna un valor de  $k=2/3$ . El comportamiento estructural tipo C representa un pobre comportamiento histerético con una gran reducción del área encerrada por el lazo de histéresis y se la asigna un valor de  $k=1/3$ . Los rangos y límites para los valores de asignados a los tres tipos de comportamientos estructurales están dados en la siguiente tabla:

Tabla II-5 Valores del Factor de modificación de amortiguamiento k:

| Tipo de comportamiento estructural | $\beta_0$ (%)   | k  |
|------------------------------------|-----------------|--|
| Tipo A                             | < 16.25         | 1.0  |
|                                    | > 16.25         | $1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$   |
| Tipo B                             | < 25            | 1.0  |
|                                    | > 25            | $0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$ |
| Tipo C                             | Cualquier Valor | 0.33   |

## 2.12. Sobre Resistencia Estructural

Un incremento en la capacidad de carga lateral durante la incursión de la estructura en su rango inelástico, se le conoce como sobre resistencia estructural.

Calculo de la sobre resistencia estructural global del edificio:

- Es importante definir el cortante de diseño ( $V_D$ )
- Fuerza cortante que origina la primera rótula ( $V_{1ROT}$ )
- Fuerza cortante de fluencia efectiva ( $V_{F.E}$ )
- Fuerza cortante de colapso ( $V_{COL}$ )

$$SR_{1ROT/D} = \frac{V_{1ROT}}{V_D}$$

Ecuación 12

$$SR_{F.E/D} = \frac{V_{F.E}}{V_D}$$

Ecuación 13

$$SR_{COL/D} = \frac{V_{COL}}{V_D}$$

Ecuación 14

Finalmente  $V_{col} / V_{f.e} =$  Medida de la sobrerresistencia mecánica de la edificación.

$$SR_{COL/ F.E} = \frac{V_{COL}}{V_{F.E.}} \quad \text{Ecuación 15}$$

Calculo de la sobrerresistencia de elementos estructurales:

- Mediante momentos flectores pertenecientes a diagrama Momento Curvatura

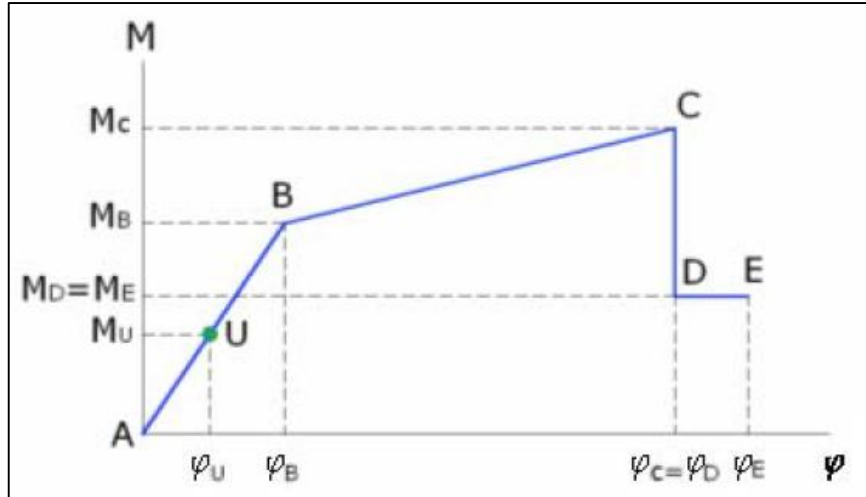


Fig. II-15 Puntos inelásticos para calculo de sobrerresistencia estructural, (Aguilar Falconi )

$$SR_{B/ U} = \frac{M_B}{M_U} \quad \text{Ecuación 15}$$

$$SR_{C/ U} = \frac{M_C}{M_U} \quad \text{Ecuación 16}$$

### 2.13. Cálculos de los Factores de Reducción Espectral:

Las siguientes ecuaciones para los factores de reducción de la respuesta espectral elástica, están en función del amortiguamiento efectivo o equivalente dicho sea la ductilidad de la edificación, donde presenta un factor de reducción en la zona de aceleración con la la curva es constante y zona de velocidades donde la curva comienza a decaer potencialmente definidos por:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eff})}{2.12} = \frac{3.21 - 0.68 \ln \left[ \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{2.12} \quad \text{Ecuación 17}$$

$SR_A \geq$  valores en tabla

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} = \frac{2.31 - 0.41 \ln \left[ \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \right]}{1.65} \quad \text{Ecuación 18}$$

$SR_V \geq$  valores en tabla

Donde:

$SR_A$ : Coeficiente de reducción en zona de aceleraciones

$SR_V$ : Coeficiente de reducción en zona de velocidad

Tabla II-6 Minimos Valores permitidos  $SR_A$  y  $SR_V$

| Tipo de Comportamiento Estructural | $SR_A$ | $SR_V$ |
|------------------------------------|--------|--------|
| Tipo A                             | 0.33   | 0.50   |
| Tipo B                             | 0.44   | 0.56   |
| Tipo C                             | 0.56   | 0.67   |

- Comportamiento estructural tipo A es esencialmente para edificios nuevos.
- Comportamiento estructural tipo B es para edificios en promedio existentes.
- Comportamiento estructural tipo C es para edificios que se consideran con ductilidad pobre existentes.

Para el presente trabajo se considera comportamiento estructural tipo A.

#### 2.14. Curva de capacidad Sísmica

La curva de capacidad sísmica resistente relaciona la cortante basal con el desplazamiento lateral máximo en el último nivel de un edificio y se obtiene aplicando cargas estáticas monotónicas incrementales hasta llevar a la edificación al colapso.

Conforme va ocurriendo la formación de rótulas plásticas, va variando la rigidez lateral del edificio hasta que finalmente la estructura llega a una rigidez final, es en este punto donde se podrá calcular la sobrerresistencia del edificio respecto al punto de Fluencia Efectiva ( Punto donde ocurrió cambio significativo de la rigidez del edificio )

### Ciclo del Análisis No Lineal (FEMA-356)

- Crear un modelo matemático de la estructura
  - Determinar los desplazamientos nodales iniciales así como fuerzas internas mediante el estado de cargas gravitacionales.
  - Aplicación de cargas laterales monotónicas suficientes como para inducir la formación de rótulas en la estructura.
  - Actualización de desplazamientos y fuerzas internas
  - Modificación de la rigidez lateral de la estructura
- ➔ Repetir hasta alcanzar la carga o desplazamiento suficiente

### Criterios de linealización de curva de capacidad sísmica

- Criterio de las rigideces tangentes  
Se trazan dos tangentes a la curva de capacidad, una en el rango elástico y otra que cruce el punto de cortante máximo, el punto de intersección de estas dos tangentes, origina el punto de Fluencia Efectiva de la estructura.
- Criterio de áreas iguales  
Consiste en igualar las áreas internas y externas de la curva por medio de dos tangentes que concurren en un punto común, denominado :Punto de fluencia Efectiva.
- Ajuste por mínimos cuadrados  
Ecuación 1 : Une el origen de coordenadas con el punto de fluencia efectiva.  
Ecuación 2 : Ecuación de la recta para el rango no lineal.

$$\text{Eq.01: } V = b_1 D_t$$

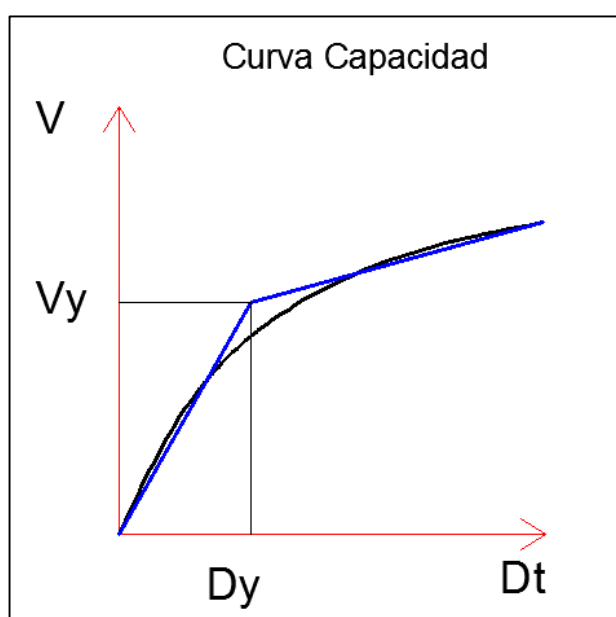
$$\text{Eq.02: } V = a_2 + b_2 D_t$$

$$\text{Eq.03: } D_{ty} = \frac{a_2}{b_1 - b_2}$$



Los valores de  $b_1$ ,  $b_2$  y  $a_2$ , se obtienen del ajuste de los mínimos cuadrados, el punto de fluencia es  $D_{ty}$ , por lo tanto al igualar estas ecuaciones se determina  $D_{ty}$ , con la ecuación (3).

El cálculo se realiza de forma iterativa, comienza tentando un valor para  $D_{ty}$ , de tal manera que los puntos de capacidad resistente se dividen en dos partes, los que son menores a  $D_{ty}$ , y los mayores. Con los datos del primer grupo se calcula la pendiente  $b_1$ , y con los datos del segundo grupo se obtienen  $a_2$  y  $b_2$ . Posteriormente se recalcula  $D_{ty}$  y se itera con el cálculo hasta obtener una convergencia.



*Fig. II-16 Cortante Vs Desplazamiento en el punto de control*

### **2.15. Representación bilineal del espectro de capacidad.**

Es necesario una representación bilineal del espectro para estimar el amortiguamiento efectivo y lograr una apropiada reducción del espectro de demanda. La construcción de una representación bilineal requiere la definición de los puntos  $a_{pi}$ ,  $d_{pi}$ .

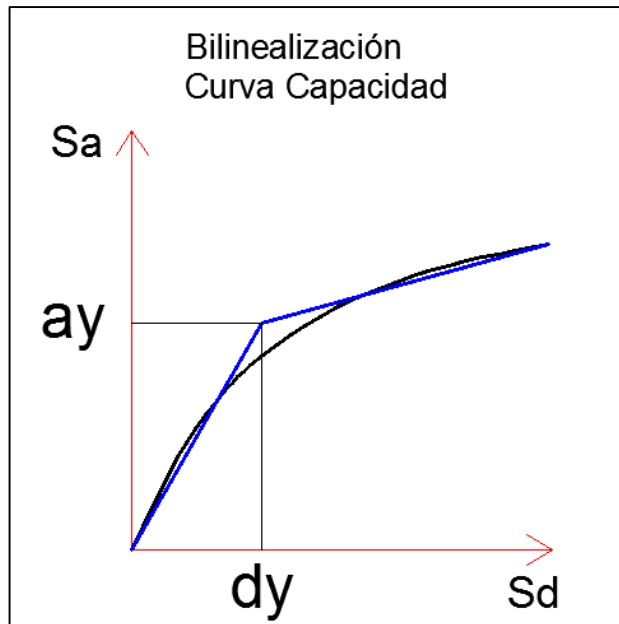


Fig. II-17 Pseudo aceleración Vs pseudo desplazamiento, a partir de Cortante vs Desplazamiento

**2.16. Demanda de desplazamiento E-030**

Transformaremos el espectro de demanda elástico (Sismo de Diseño) que está en un dominio de aceleración espectral vs. Periodo a un dominio de aceleración espectral vs. desplazamiento espectral. Cada punto de la curva del espectro de respuesta está asociado con una única aceleración espectral,  $S_a$ , velocidad espectral,  $S_v$ , desplazamiento espectral,  $S_d$  y un periodo,  $T$ . Para convertir un espectro desde su forma estándar aceleración espectral vs periodo, es necesario determinar el valor de  $S_{di}$  para cada punto de la curva,  $S_{ai}$ ,  $T_i$ . Esto puede ser hecho por la siguiente ecuación:

$$S_v = \omega S_d = \frac{S_a}{\omega} \tag{Ecuación 19}$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T} \tag{Ecuación 20}$$

$\omega =$  frecuencia circular o angular del sistema

$$S_{di} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{ai} g \tag{Ecuación 21}$$



**2.16.1. Demanda Sísmica en la Norma Peruana E-030.**

El espectro elástico de respuesta de aceleraciones de la Norma Peruana E-030 corresponde a un sismo catalogado como Sismo de Diseño, determinado por los siguientes factores:

|             |      |                             |
|-------------|------|-----------------------------|
| <b>Z =</b>  | 0.40 | Factor Zona                 |
| <b>U =</b>  | 1.00 | Factor Uso                  |
| <b>S =</b>  | 1.20 | Factor Suelo                |
| <b>Tp =</b> | 0.60 | Periodo Fundamental del EMS |
| <b>Rx =</b> | 5.25 | Sistema Dual, Irregular     |
| <b>Ry =</b> | 5.25 | Sistema Dual, Irregular     |

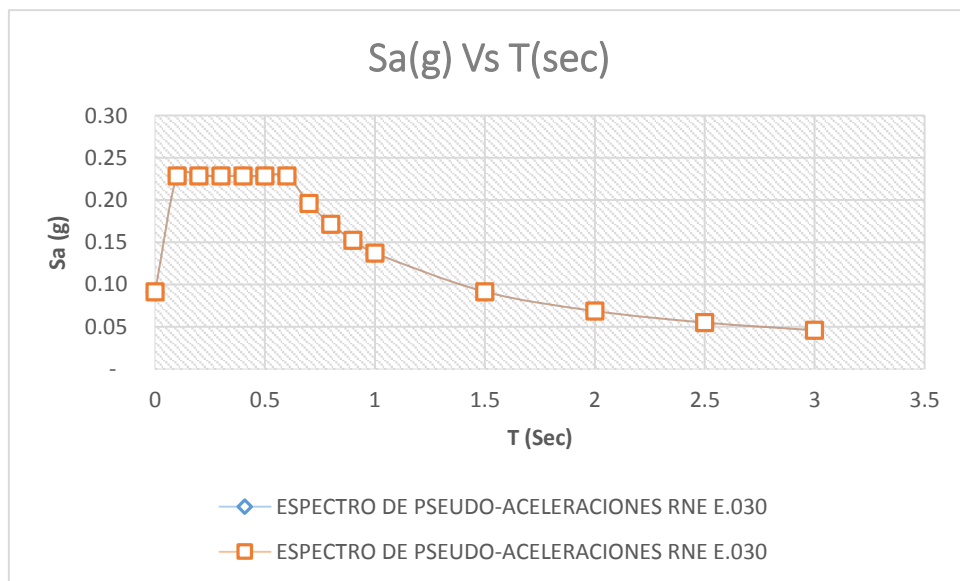


Fig. II-18 Espectro Pseudo Aceleraciones según E-030 (Fuente propia)

$$S_{a(\text{diseño})} = \frac{ZUCS}{R} g \quad \text{Ecuación 22}$$

Una manera rápida de tener un espectro elástico para un nivel de sismo catalogado como Sismo de Servicio (según ATC-40) es considerar como 0.5 veces el Sismo de Diseño, , por tanto un ejemplo de Sismo de Servicio con los mismos parámetros anteriores sería:

$$S_{a(\text{Servicio})} = 0.5 * \frac{ZUCS}{R} g \quad \text{Ecuación 23}$$

Una manera rápida de tener un espectro elástico para un nivel de sismo catalogado como Sismo Máximo (según ATC-40) es considerar como 1.25 veces el Sismo de Diseño , por tanto un ejemplo de Sismo Máximo con los mismos parámetros anteriores sería:

$$S_{a(\text{Máximo})} = 1.25 * \frac{ZUCS}{R} g \quad \text{Ecuación 24}$$

## **2.17. Demanda de desplazamiento según Según el ATC-40:**

### **2.17.1. Cálculo del punto de desempeño**

El procedimiento consiste en los siguientes pasos:

- 1.- Desarrollar un Espectro de Respuesta Elástico Reducido, con 5% de amortiguamiento apropiado para el sitio.
- 2.-Transformar la Curva de Capacidad en un Espectro de Capacidad. Poner el Espectro de Capacidad y el Espectro de Demanda en el mismo gráfico.

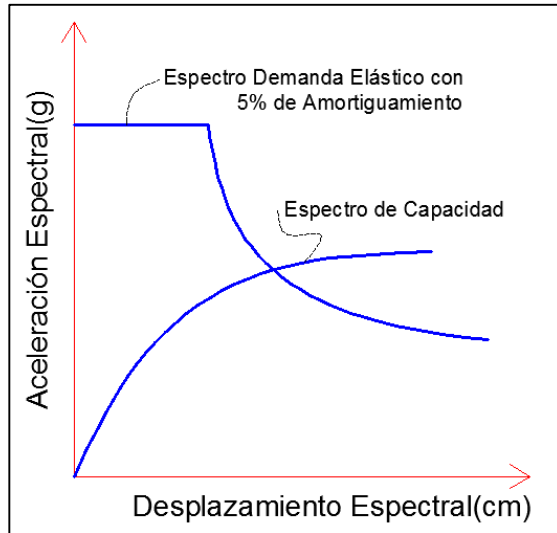


Fig. II-19 Curva de capacidad y demanda transformadas respectivamente a espectro capacidad y demanda

3.-Seleccionar un punto de desempeño tentativo. Un primer punto de puede ser el desplazamiento obtenido usando el análisis modal, o puede ser el punto final del espectro de capacidad, o cualquier punto escogido según el criterio del diseñador.

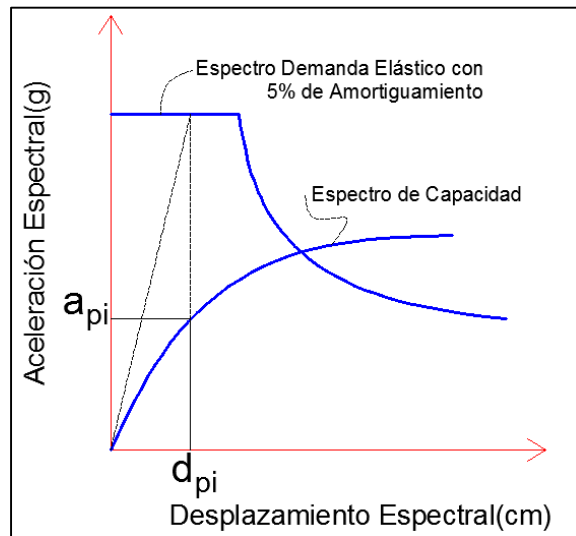


Fig. II-20 Intersección proyectando la pendiente  $a_{pi}$  y  $d_{pi}$  sobre el espectro de capacidad

4.-Desarrollar una representación bilineal del Espectro de Capacidad.

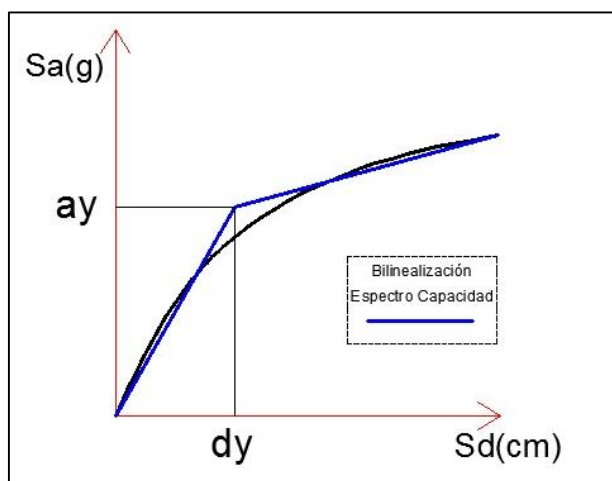


Fig. II-21 Representación Bilineal del espectro capacidad

5.-Calcular los factores de reducción espectral  $SR_A$ ,  $SR_V$  . Desarrollar el Espectro de Demanda Reducido como se muestra

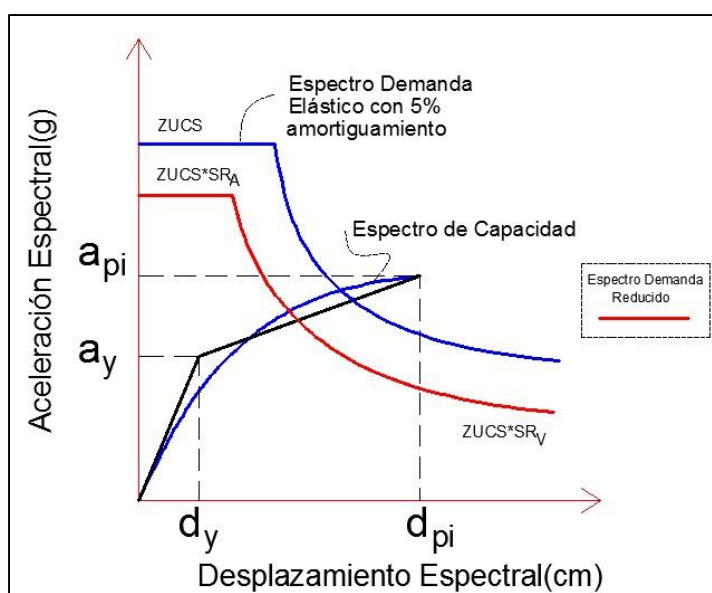


Fig. II-22 Espectro de demanda reducido a un amortiguamiento efectivo

6.-Determinar si el espectro de demanda interseca el espectro de capacidad en el punto  $(a_{pi}, d_{pi})$  , o si el desplazamiento  $d_i$  , en que el espectro de demanda interseca el espectro de capacidad, está dentro de la aceptable tolerancia  $(0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi})$ .

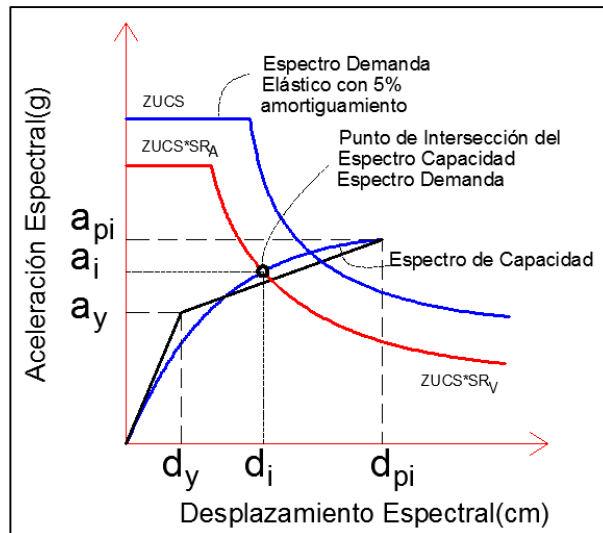


Fig. II-23 Punto de performance intersectando el espectro de demanda reducido con espectro de capacidad espectral

**Dónde:**

$a_{pi}, d_{pi}$  = Punto de Desempeño Tentativo.

$d_i$  = Desplazamiento en el punto de intersección de la Curva de Capacidad y el Espectro de Demanda Reducido.

**Nota:**

- El punto de desempeño tentativo  $(a_{pi}, d_{pi})$  es aceptable si :

$$(0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi})$$

- El punto de desempeño representa el desplazamiento estructural máximo esperado para una demanda de terremoto especificada.

7.-Si el espectro de demanda no interseca el espectro de capacidad dentro de la tolerancia, entonces seleccionar un nuevo punto  $(a_{pi}, d_{pi})$  y volver al paso 4. Un nuevo punto  $(a_{pi}, d_{pi})$  puede ser el punto de intersección determinado en el paso 6

8.-Si el espectro de demanda interseca el espectro de capacidad dentro de la tolerancia aceptable, entonces el punto de desempeño tentativo  $(a_{pi}, d_{pi})$  es el punto de desempeño  $(a_p, d_p)$  , y el desplazamiento  $d_p$  , representa el desplazamiento estructural máximo esperado para el terremoto de demanda.

## 2.18. Demanda de desplazamiento según FEMA-356

El método del coeficiente de desplazamiento provee un proceso numérico directo para calcular la demanda de desplazamiento. No se requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales. Este método se limita a edificios regulares y que no sean afectados apreciablemente por los modos superiores ni por torsión.

### 2.18.1. Cálculo del punto de desempeño

1.- Hacer una representación bilineal de la curva de capacidad como se indica a continuación:

- Dibujar la rigidez post-elástica,  $K_s$ , para representar una rigidez promedio en el rango en que la resistencia de la estructura disminuye por incursiones inelásticas de sus elementos.
- Dibujar la rigidez elástica efectiva,  $K_e$ , haciendo una línea secante pasando por el punto de la curva de capacidad correspondiente a un cortante basal de  $0.6 V_y$ , donde  $V_y$  se define por la intersección de las líneas de  $K_e$  y  $K_s$ .

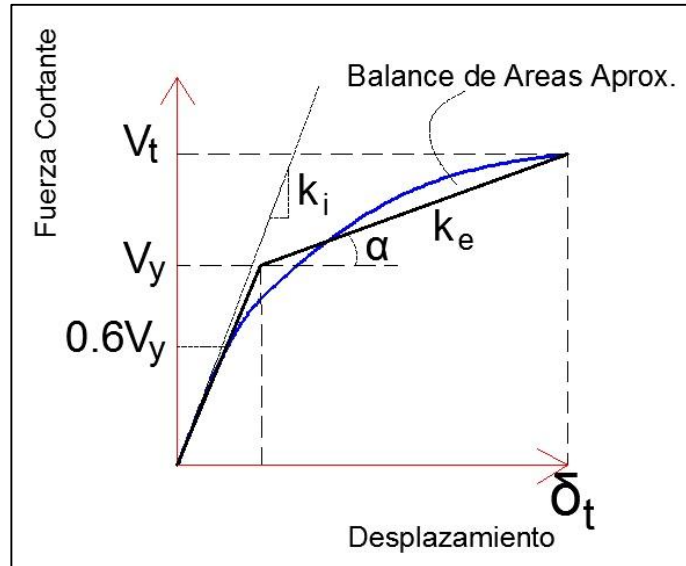


Fig. II-24 Bilinealización de la curva capacidad



2.- Calcular el periodo fundamental efectivo ( $T_e$ )

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad \text{Ecuación 25}$$

Dónde:

$T_i$  = Periodo fundamental elástico (en segundos) en la dirección considerada calculado por un análisis dinámico elástico.

$K_i$  = Rigidez lateral elástica del edificio en la dirección considerada.

$K_e$  = Rigidez lateral efectiva del edificio en la dirección considerada.

3.- Cálculo del desplazamiento  $\delta$  :

$$\delta = C_o C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad \text{Ecuación 26}$$

Dónde:

$T_e$  = Periodo fundamental efectivo, como se calculó arriba en el paso 2.

$C_o$  = Factor de modificación que relaciona el desplazamiento de un sistema de un grado de libertad (desplazamiento espectral) y el probable desplazamiento del techo del edificio que es un sistema de múltiples grados de libertad; este factor puede ser calculado por una de las siguientes formas:

- El factor de participación modal en el nivel del techo  $PF1x \phi_{techo,1}$  calculado usando le vector de forma de modo del edificio en el desplazamiento de desempeño.(estructura con rótulas).
- Usando valores de la tabla:

*Tabla II-7 Valores para el factor  $C_o$*

| Número de pisos | Factor de Modificación |
|-----------------|------------------------|
| 1               | 1.0                    |
| 2               | 1.2                    |
| 3               | 1.3                    |
| 5               | 1.4                    |
| 10              | 1.5                    |

$C_1$  = Factor de modificación que relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado al desplazamiento calculado para una respuesta lineal elástica.

$$C_1 = 1, \text{ Para } T_e \geq T_o$$

*Ecuación 27*

$$C_1 = \left[ 1.0 + (R - 1) \frac{T_o}{T_e} \right] / R, \text{ para } T_e < T_o. C_1 \text{ no debe ser mayor que } 2,$$

para  $T_e < 0.1 \text{seg}$

$T_o = \text{Periodo característico del espectro respuesta}$

$$R = \frac{\frac{S_a}{g}}{\frac{V_y}{W} C_o} \cdot 1$$

*Ecuación 28*

**Dónde:**

$S_a =$  Espectro de respuesta de aceleración en el periodo fundamental efectivo de la estructura.

$V_y =$  Resistencia de fluencia calculado usando la curva de capacidad, donde la curva de capacidad es caracterizado por una relación bilineal.

$W =$  Carga muerta total con un porcentaje de la carga viva (25 %).

**C2** = Factor de modificación que representa el efecto de la forma de histéresis sobre la respuesta de máximo desplazamiento. Los valores de se toman de la siguiente tabla:

*Tabla II-8 Valores de C2 según FEMA-356*

| Nivel de Comportamiento Estructural | $T \leq 0.1 \text{seg}$ (***) |                     | $T \geq T_o$ (***) |                     |
|-------------------------------------|-------------------------------|---------------------|--------------------|---------------------|
|                                     | Pórticos Tipo 1(*)            | Pórticos Tipo 2(**) | Pórticos Tipo 1(*) | Pórticos Tipo 2(**) |
| Ocupación Inmediata                 | 1.0                           | 1.0                 | 1.0                | 1.0                 |
| Seguridad de Vida                   | 1.3                           | 1.0                 | 1.1                | 1.0                 |
| Prevención de Riesgos               | 1.5                           | 1.0                 | 1.2                | 1.0                 |

(\*) Estructuras en el que más del 30% de la fuerza cortante en cualquier nivel es resistido por componentes o elementos cuya resistencia y rigidez pueden deteriorarse durante el sismo de diseño.

(\*\*) Todos los pórticos no asignados al pórtico tipo 1.

(\*\*\*) Valores intermedios de T pueden hallarse por interpolación lineal.

**C3** = Factor de modificación que representa el incremento de desplazamiento debido a efectos de segundo orden. Para edificios con rigidez positiva post-elástica C3 puede tomarse igual a 1.0. Para edificios con rigidez post-elástica negativa C puede ser calculado como:

$$C_3 = 1 + \frac{|\alpha|}{T_e} (R - 1)^{3/2} \quad \text{Ecuación 28}$$

Donde R y T se define arriba y  $\alpha$  es una constante de proporcionalidad entre la rigidez post-elástica a la rigidez elástica

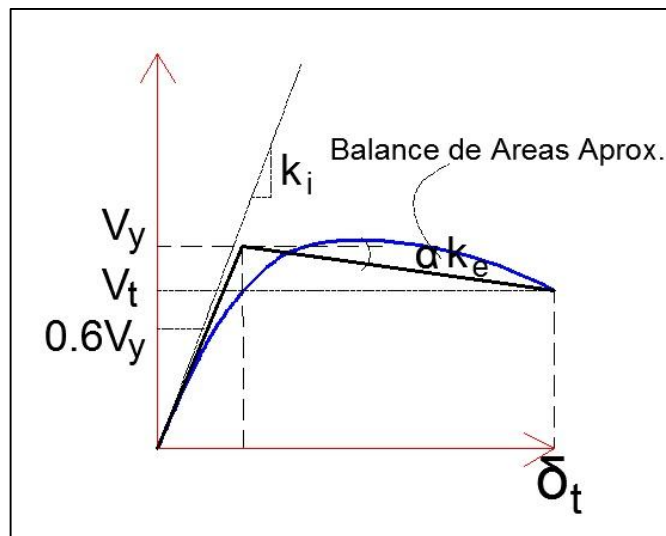


Fig. II-25 Pendiente negativa de la rigidez post elastica

### III. CAPITULO 3 : RESULTADOS

#### 3.1. Análisis sísmico estático (RNE\_E-030-14)

Tabla III-1 Calculo de Coeficiente sísmico Análisis sísmico estático E-030\_14

| DUAL-IRREGULAR |       |
|----------------|-------|
| Z =            | 0.45  |
| U =            | 1.00  |
| S =            | 1.10  |
| R=Ro*la*Ip =   | 5.04  |
| Tp =           | 1.00  |
| Tl =           | 1.60  |
| CT =           | 45.00 |
| Hn =           | 17.45 |
| T =            | 0.39  |
| C =            | 2.50  |

|          |       |                     |
|----------|-------|---------------------|
| ZUSC/R = | 0.246 | Coeficiente Sísmico |
|----------|-------|---------------------|

#### 3.2. Análisis sísmico Dinámico (RNE\_E-030-14)

Tabla III-2 Valores del espectro de diseño para análisis sísmico dinámico E-030-14

| T     | C    | Sax=ZUCSg/Rx | Say=ZUCSg/Ry |
|-------|------|--------------|--------------|
| 0.010 | 2.50 | 2.41         | 2.41         |
| 0.100 | 2.50 | 2.41         | 2.41         |
| 0.200 | 2.50 | 2.41         | 2.41         |
| 0.300 | 2.50 | 2.41         | 2.41         |
| 0.400 | 2.50 | 2.41         | 2.41         |
| 0.500 | 2.50 | 2.41         | 2.41         |
| 0.600 | 2.50 | 2.41         | 2.41         |
| 0.700 | 2.50 | 2.41         | 2.41         |
| 0.800 | 2.50 | 2.41         | 2.41         |
| 0.900 | 2.50 | 2.41         | 2.41         |
| 1.000 | 2.50 | 2.41         | 2.41         |
| 1.100 | 2.27 | 2.19         | 2.19         |
| 1.200 | 2.08 | 2.01         | 2.01         |
| 1.300 | 1.92 | 1.85         | 1.85         |
| 1.400 | 1.79 | 1.72         | 1.72         |
| 1.500 | 1.67 | 1.61         | 1.61         |
| 2.000 | 1.00 | 0.96         | 0.96         |
| 3.000 | 0.44 | 0.43         | 0.43         |
| 4.000 | 0.25 | 0.24         | 0.24         |
| 5.000 | 0.16 | 0.15         | 0.15         |
| 6.000 | 0.11 | 0.11         | 0.11         |
| 7.000 | 0.08 | 0.08         | 0.08         |
| 8.000 | 0.06 | 0.06         | 0.06         |

### 3.3. Parámetros de control de desplazamiento del edificio

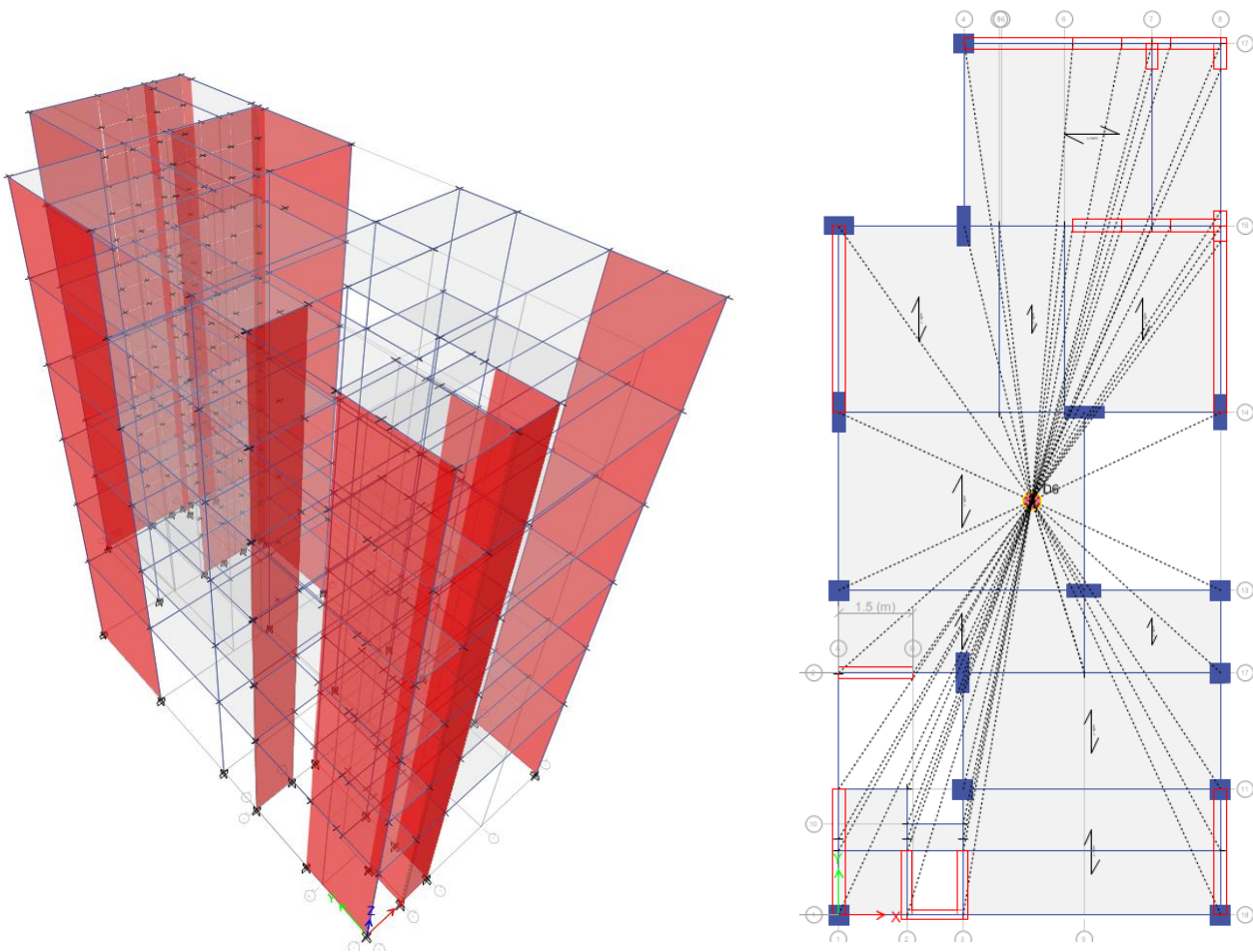
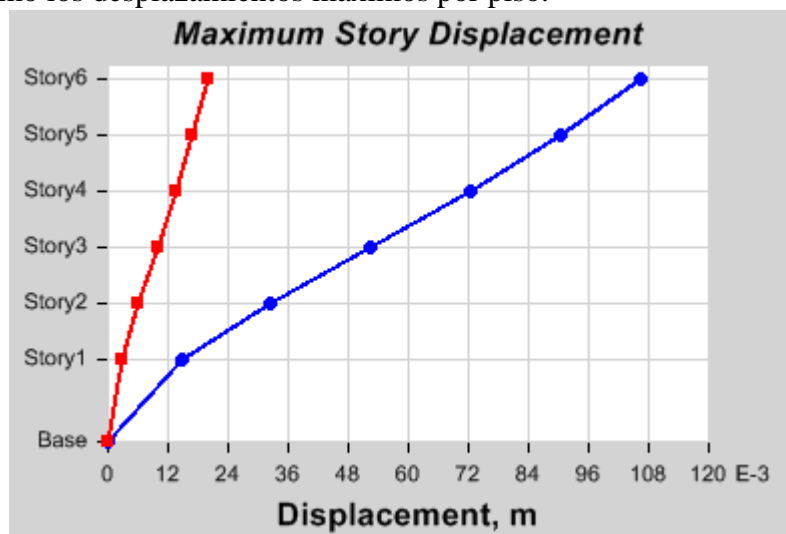
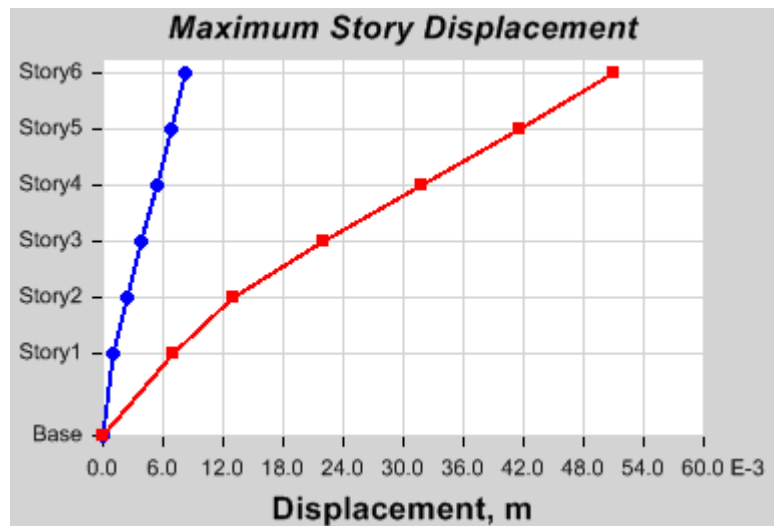


Fig. III-1 Modelo estructural 3D y centro de masa (ETABS v13)

Ubicación de centros de masa por cada nivel, se verificarán los desplazamientos relativos de entrepiso así como los desplazamientos máximos por piso.



Sismo Estático X-X Ecc=+5% ; Max Desp = 0.106473m a 17.45m



Sismo Estático Y-Y Ecc=+5% ; Max Desp = 0.051021m a 17.45m

Tabla III-3 Derivas de piso para Sismo Estático X-X Ecc=+5%

| Piso   | Diafragma | Altura(m) | Desp*.75R(m) X-X | Deriva    |
|--------|-----------|-----------|------------------|-----------|
| Story6 | D6        | 17.45     | 0.074064         | 0.0044741 |
| Story5 | D5        | 14.75     | 0.061984         | 0.0047956 |
| Story4 | D4        | 12.05     | 0.049036         | 0.0051019 |
| Story3 | D3        | 9.35      | 0.035261         | 0.0050659 |
| Story2 | D2        | 6.65      | 0.021583         | 0.0011437 |
| Story1 | D1        | 3.95      | 0.018495         | 0.0068500 |

Tabla III-4 Derivas de piso para Sismo Estático Y-Y Ecc=+5%

| Piso   | Diafragma | Altura(m) | Desp*.75R(m) Y-Y | Deriva    |
|--------|-----------|-----------|------------------|-----------|
| Story6 | D6        | 17.45     | 0.050505         | 0.0034881 |
| Story5 | D5        | 14.75     | 0.041087         | 0.0036052 |
| Story4 | D4        | 12.05     | 0.031353         | 0.0035815 |
| Story3 | D3        | 9.35      | 0.021683         | 0.0033248 |
| Story2 | D2        | 6.65      | 0.012706         | 0.0016263 |
| Story1 | D1        | 3.95      | 0.008315         | 0.0024101 |

Las derivas tanto para Sismo en Dirección X-X como en Dirección Y-Y cumplen de acuerdo a E-030\_14 Deriva < 0.007 para Edificaciones de concreto armado.

### 3.4. Diagrama simplificado Momento-Curvatura

Como parte de el desarrollo de la presente investigación se programó en el Software Matlab un arreglo lógico-matemático (Anexo 1) con el objetivo de obtener cálculos exactos para representar el comportamiento de las secciones durante los estados:

- Primera Grieta del concreto a Tracción
- Inicio de la fluencia del acero a Tracción
- Aplastamiento del concreto

Es decir, se obtendrán parámetros no lineales para cada elemento estructural de tal manera de luego analizar globalmente el edificio en el software Etabs v.16 con todos estos elementos integrados.

### 3.4.1. Lenguaje de programación de calculo automatizado Momento Curvatura para Vigas y Columnas de Concreto armado. ACI 318-11

Debido a la considerable cantidad de elementos estructurales a analizar, como parte de esta investigación se elaboró un arreglo lógico-matemático mediante el software MalLab2014a ,(Anexo #5 ) para automatizar los cálculos, así también obtener datos consistentes de acuerdo a la normativa vigente.

Para fin de el presente tema de investigación, programamos el siguiente software, el cual facilitó obtener los datos para modelar el comportamiento rótula plástica para elementos estructurales Viga y Columna.

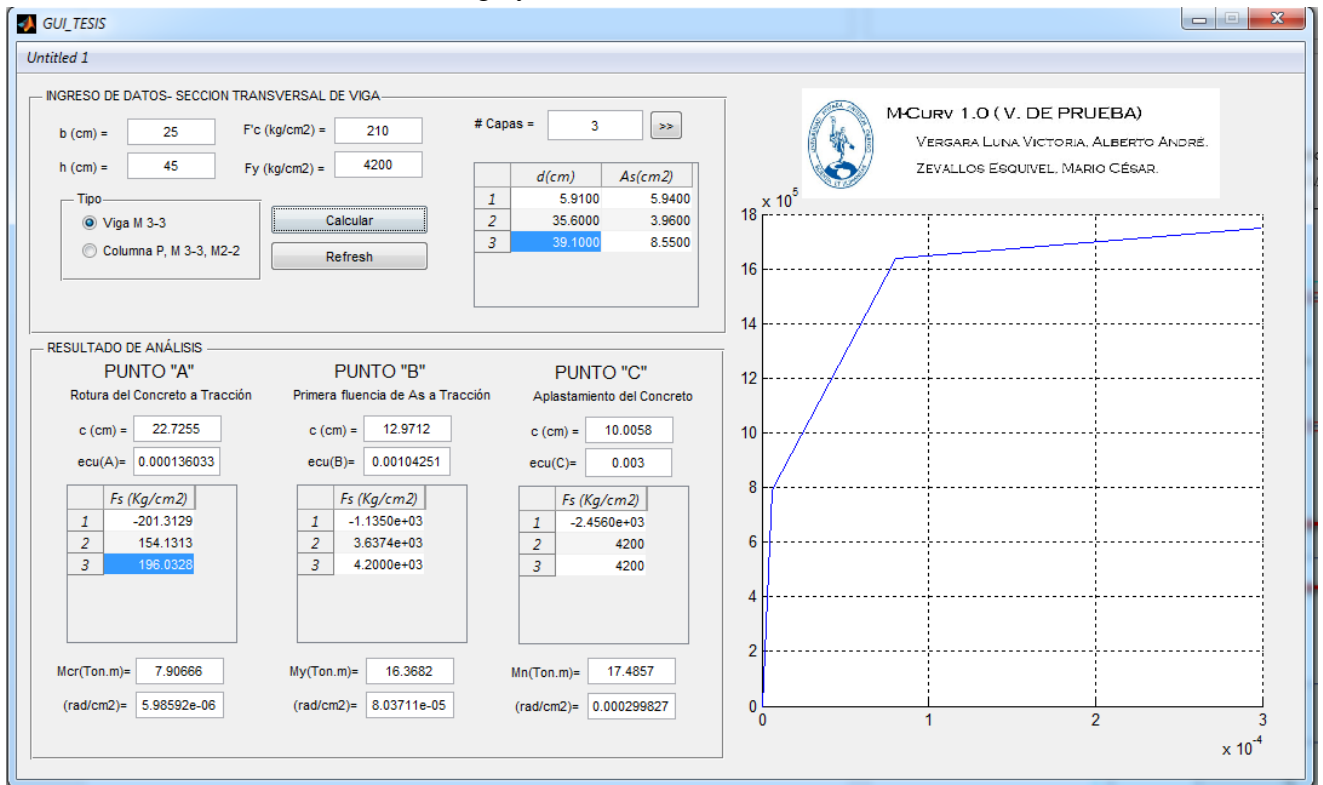


Fig. III-2 Interfaz de el software desarrollado en MatLab14a

### 3.4.2. Calculo Diagrama Momento Curvatura para columna C2 (35x60)

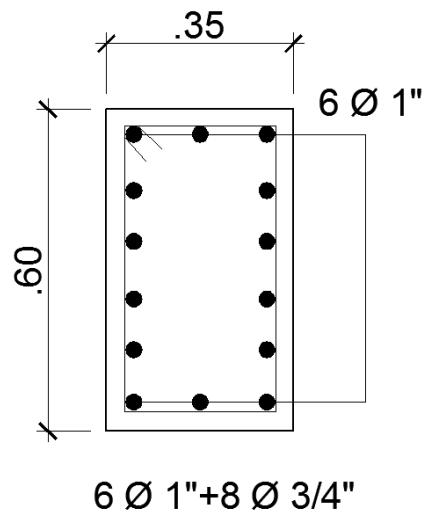


Fig. III-3 Col 30x60 de análisis.

### SUPERFICIE DE INTERACCIÓN 3D PARA COLUMNA (Flexocompresión Biaxial )

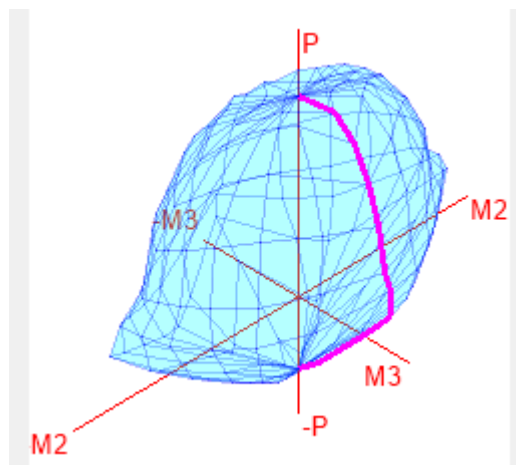


Fig. III-4 Diagrama de interacción para M 3-3

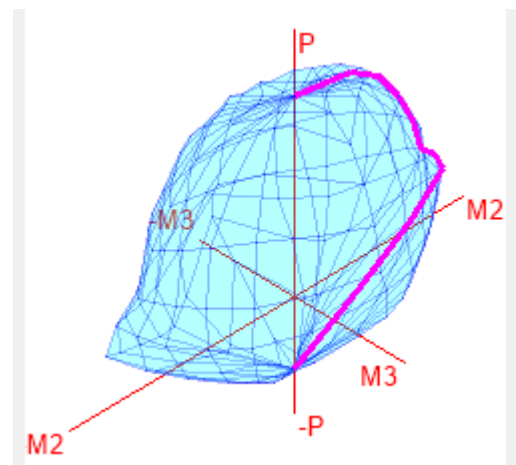


Fig. III-5 Diagrama de interacción para M 2-2

Tabla III-5 Calculo de Interacción para col 30x60 M 3-3 y M 2-2

| Point | P        | M3      |
|-------|----------|---------|
| 1     | 253.7432 | 0       |
| 2     | 253.7432 | 7.0172  |
| 3     | 228.938  | 10.7499 |
| 4     | 191.0418 | 13.7127 |
| 5     | 149.0085 | 15.9025 |
| 6     | 97.5082  | 17.3868 |
| 7     | 80.0993  | 18.7006 |
| 8     | 48.0784  | 19.0286 |
| 9     | 2.1963   | 14.1366 |
| 10    | -78.242  | 4.5024  |
| 11    | -106.304 | 0       |

| Point | P        | M2      |
|-------|----------|---------|
| 1     | 253.7432 | 0       |
| 2     | 253.7432 | 11.7182 |
| 3     | 232.3769 | 18.1466 |
| 4     | 196.842  | 23.053  |
| 5     | 157.2136 | 26.7825 |
| 6     | 111.7819 | 29.6599 |
| 7     | 91.4569  | 33.6014 |
| 8     | 63.2431  | 35.9889 |
| 9     | 12.4955  | 28.0439 |
| 10    | -44.0298 | 15.8909 |
| 11    | -106.304 | 0       |



DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA C2 35x60 P=16Ton , 0°

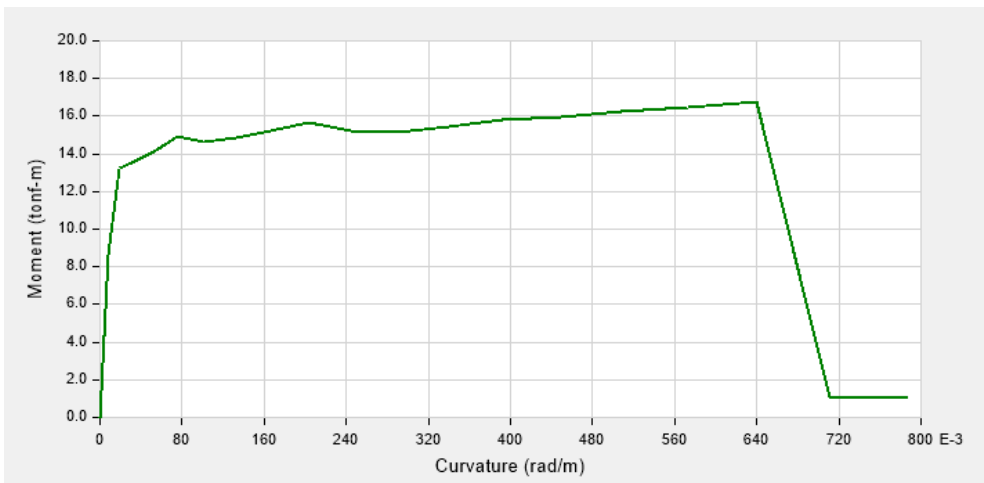


Fig. III-6. Diagrama M-C Flexocompresión de columna. 0°

Tabla III-6 M-C , 0°

| M-C; P=16 TON, 0° |           |         |
|-------------------|-----------|---------|
| Point             | M (Ton.m) | (rad/m) |
| 1                 | 0         | 0       |
| 2                 | 8.6834    | 0.008   |
| 3                 | 13.2238   | 0.019   |
| 4                 | 13.6023   | 0.034   |
| 5                 | 14.0984   | 0.053   |
| 6                 | 14.9207   | 0.075   |
| 7                 | 14.6063   | 0.102   |
| 8                 | 14.8482   | 0.132   |
| 9                 | 15.1949   | 0.166   |
| 10                | 15.6938   | 0.203   |
| 11                | 15.1951   | 0.245   |
| 12                | 15.1399   | 0.29    |
| 13                | 15.4092   | 0.339   |
| 14                | 15.7796   | 0.392   |
| 15                | 15.9742   | 0.448   |
| 16                | 16.2305   | 0.508   |
| 17                | 16.4775   | 0.572   |
| 18                | 16.76     | 0.64    |
| 19                | 1.0376    | 0.712   |
| 20                | 1.0832    | 0.787   |

Tabla III-7 M-C 90°

DIAGRAMA MOMENTO-CURVATURA C2 35x60 P=16Ton , 90°

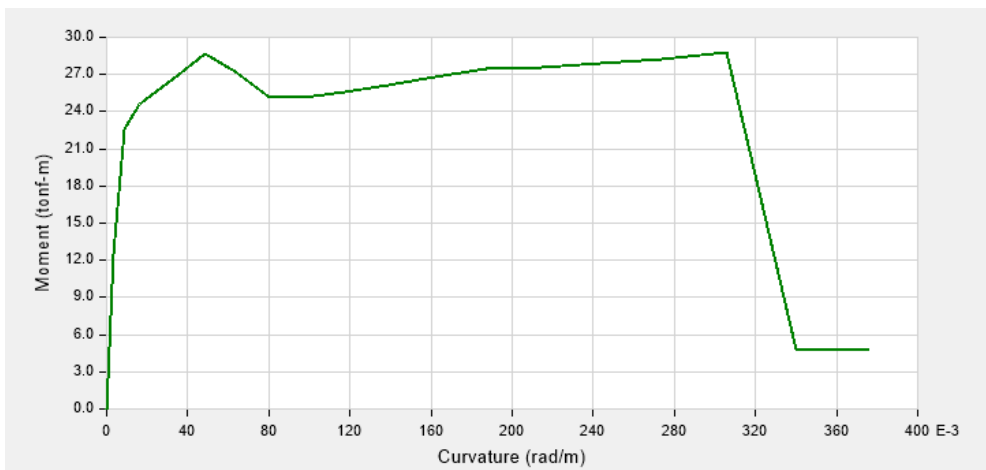


Fig. III-7. Diagrama M-C Flexocompresión de columna 90°

| M-C; P=16 TON, 90° |           |         |
|--------------------|-----------|---------|
| Point              | M (Ton.m) | (rad/m) |
| 1                  | 0         | 0       |
| 2                  | 12.6096   | 0.004   |
| 3                  | 22.6436   | 0.009   |
| 4                  | 24.5527   | 0.016   |
| 5                  | 25.7534   | 0.025   |
| 6                  | 27.0651   | 0.036   |
| 7                  | 28.6666   | 0.049   |
| 8                  | 27.2234   | 0.063   |
| 9                  | 25.2909   | 0.079   |
| 10                 | 25.1335   | 0.097   |
| 11                 | 25.574    | 0.117   |
| 12                 | 26.1228   | 0.139   |
| 13                 | 26.8122   | 0.162   |
| 14                 | 27.41     | 0.187   |
| 15                 | 27.5537   | 0.214   |
| 16                 | 27.8568   | 0.243   |
| 17                 | 28.2505   | 0.273   |
| 18                 | 28.7317   | 0.306   |
| 19                 | 4.7262    | 0.34    |
| 20                 | 4.8778    | 0.376   |

### 3.4.3. Cáculo de Diagrama Momento curvatura para viga VP-(25x45)

|                                |      |
|--------------------------------|------|
| $F'_c$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) = | 210  |
| $F_y$ (Kg/cm <sup>2</sup> ) =  | 4200 |

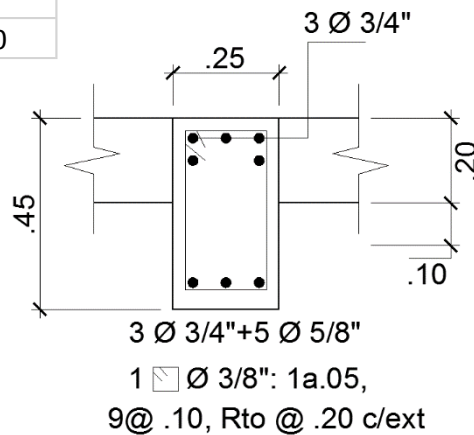


Fig. III-8 Viga de análisis VP25x45 para momento curvatura

#### Análisis para M+

| $d_i$ | (cm)  | $A_s$ (cm <sup>2</sup> ) |
|-------|-------|--------------------------|
| d1    | 5.91  | 8.55                     |
| d2    | 9.40  | 3.96                     |
| d3    | 39.10 | 5.94                     |

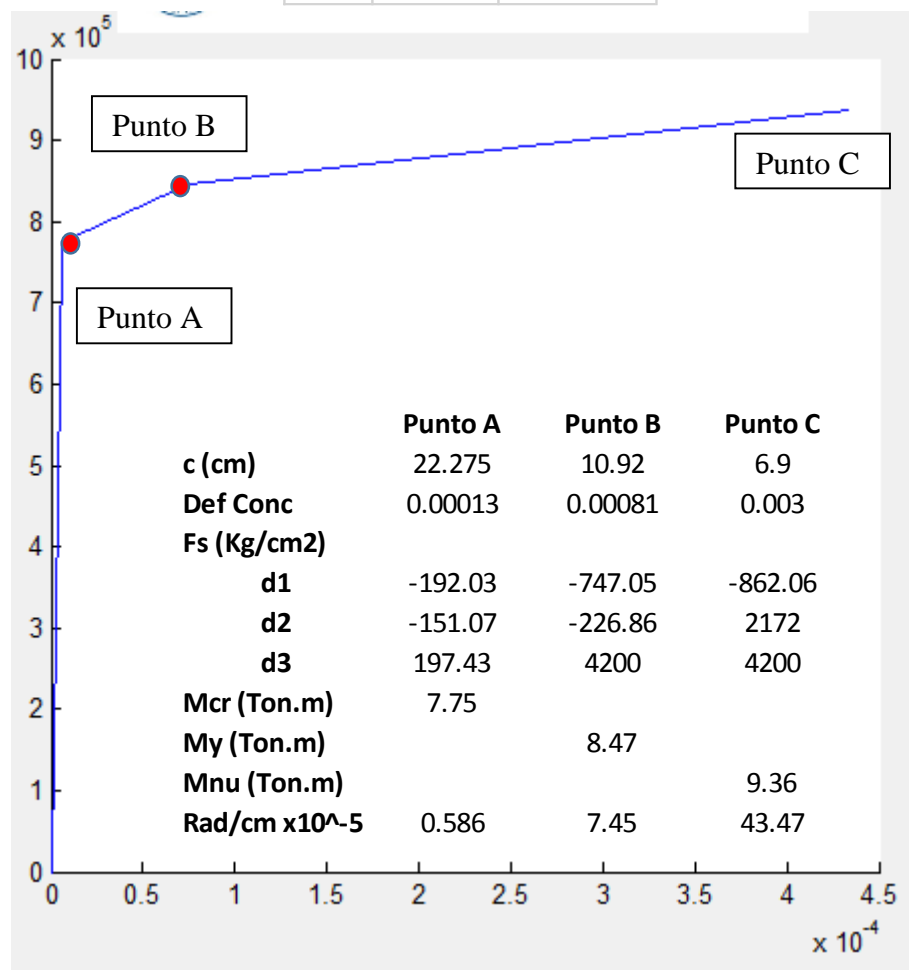


Fig. III-9. Comportamiento inelástico para M+, extraído de programa M-curv

**Análisis para M-**

| di | (cm)  | As (cm <sup>2</sup> ) |
|----|-------|-----------------------|
| d1 | 5.91  | 8.55                  |
| d2 | 9.40  | 3.96                  |
| d3 | 39.10 | 5.94                  |

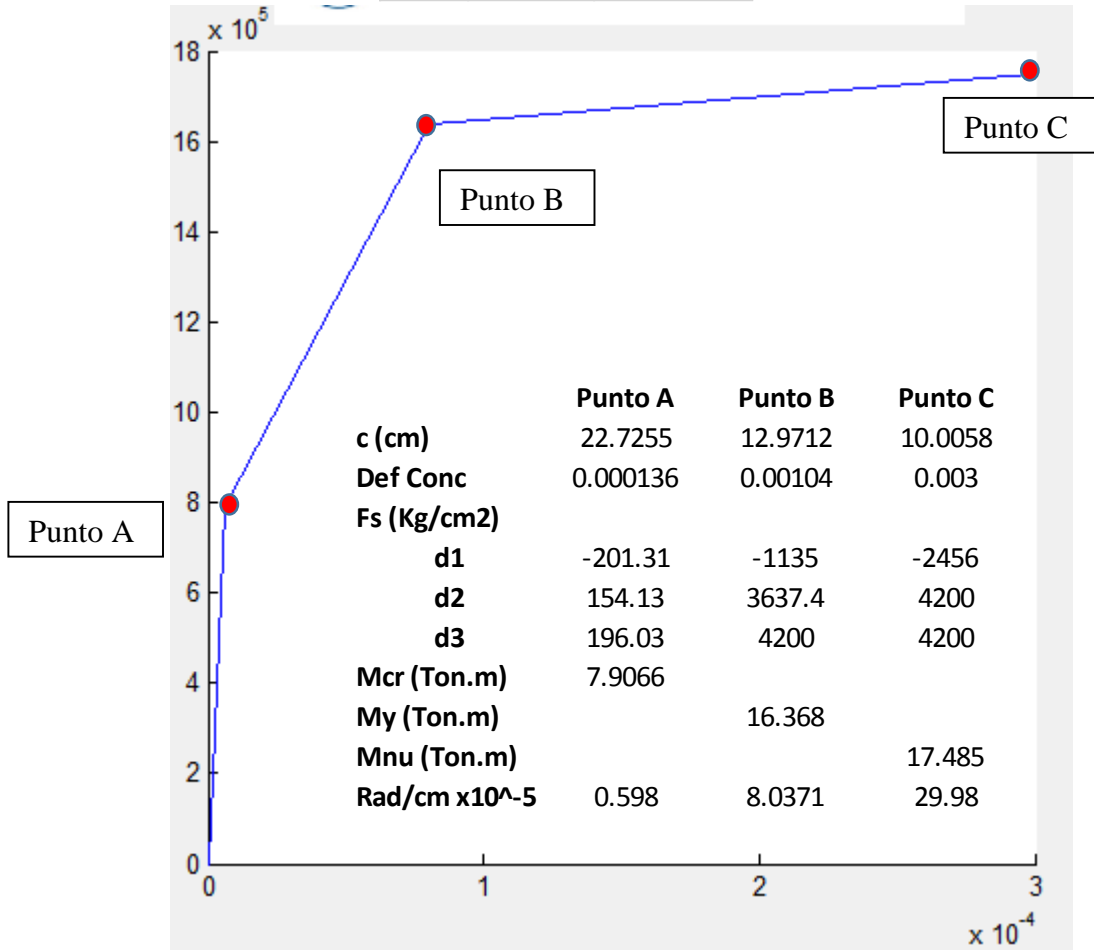


Fig. III-10. Comportamiento inelástico para M-, extraído de programa M-curv

Donde:

Punto A: Aparición de primera fisura a tracción del concreto

Punto B: Primera fluencia del acero a tracción

Punto C: Aplastamiento del concreto

### Superposición de comportamiento Rótula Plástica para Viga VP 25x45

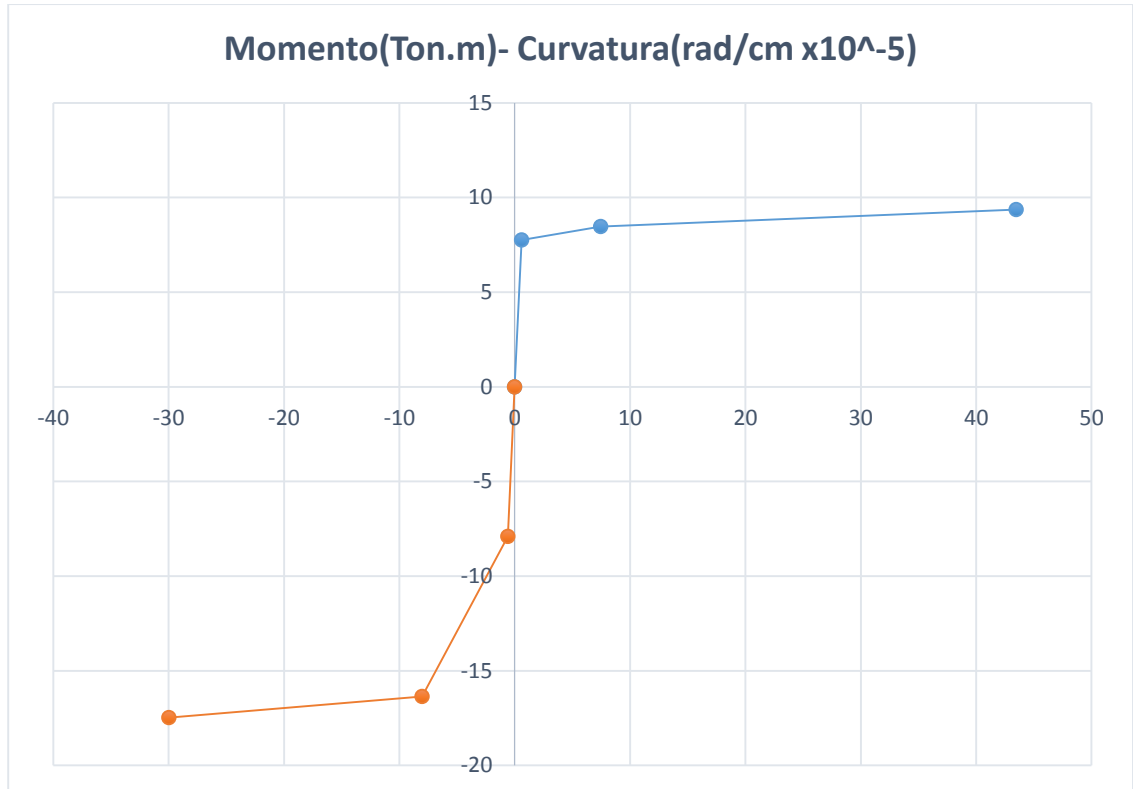


Fig. III-11. Superposición de M-C para M+, M-

En este diagrama se puede observar el comportamiento de la viga estudiada tanto a Momentos Positivos como Negativos, así también las incursiones en el rango inelástico que presenta a diversas magnitudes de Momentos. Finalmente es posible calcular la ductilidad para el elemento estructural relacionando la curvatura última sobre la curvatura de primera fluencia a tracción. Una buena ductilidad permite la redistribución de momentos, lo cual es favorable en caso de sismos, ya que da lugar a una redundancia estructural.

### 3.5. Rótulas plásticas

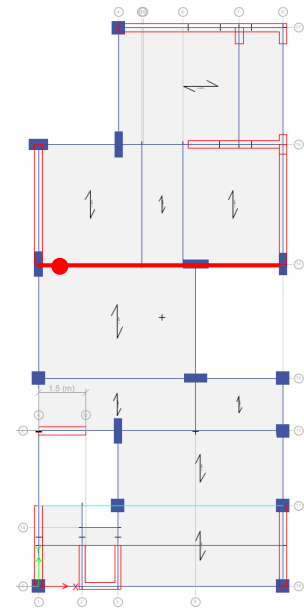
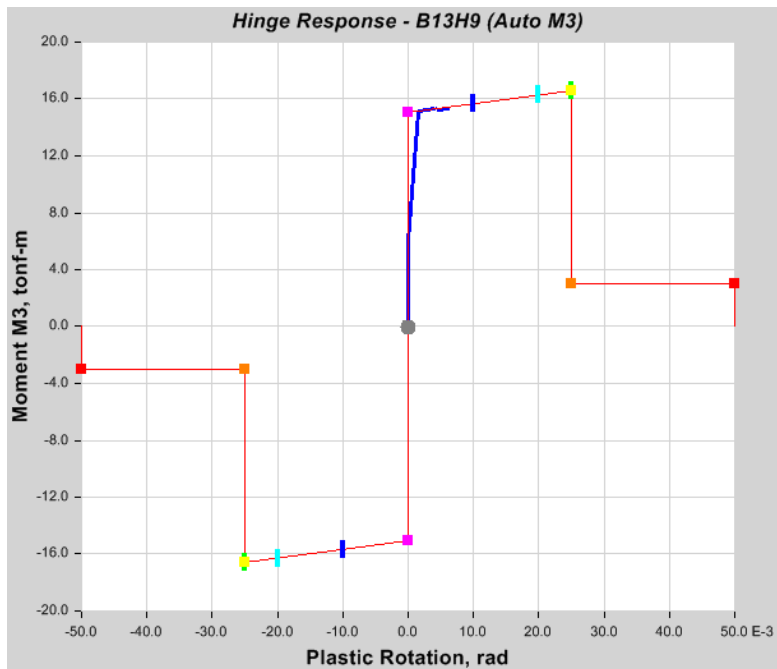


Fig. III-12 Rótula plástica VP-204 (25x45), 1° piso, Sismo X-X

Comportamiento Inelástico para Viga VP-204 (25x45) ,1° Piso, Sismo Pushover X-X. Se observa que si bien es cierto, la viga incursiona en el rango inelástico, sin embargo dentro del límite Operacional, según la normativa FEMA-356.

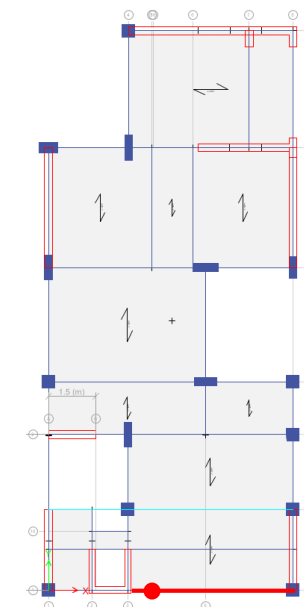
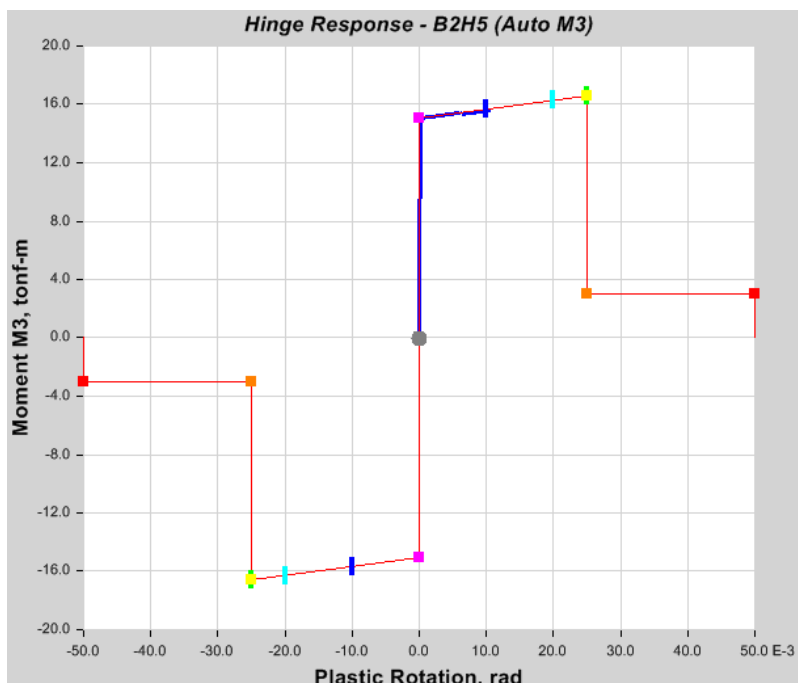


Fig. III-13 Rótula plástica VP-201 (25x45), 3° piso, Sismo X-X

Comportamiento Inelástico para Viga VP-201 (25x45) ,3° Piso, Sismo Pushover X-X. Se observa que si bien es cierto, la viga incursiona en el rango inelástico, sin embargo dentro del límite Operacional, según la normativa FEMA-356.

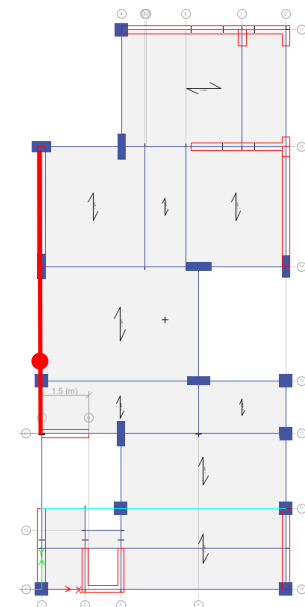
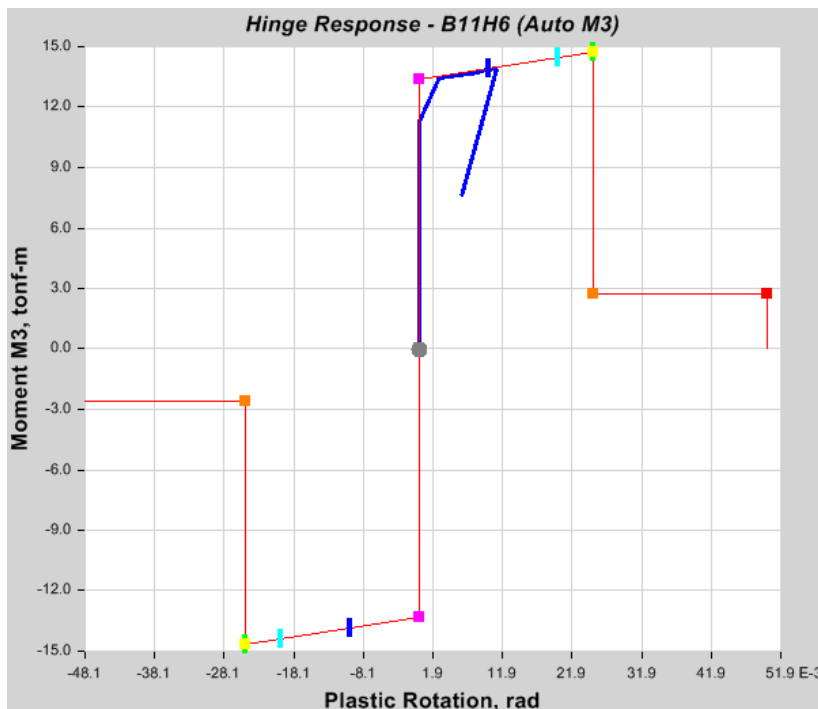


Fig. III-14 Rótula plástica VS-2 (25x30), 3° piso, Sismo Y-Y

Comportamiento Inelástico para Viga VS-2 (25x30) ,3° Piso, Sismo Pushover Y-Y. Se observa que si bien es cierto, la viga incursiona en el rango inelástico, sin embargo dentro del límite Operacional, según la normativa FEMA-356. Asi también el efecto de descarga de el elemento estructural.

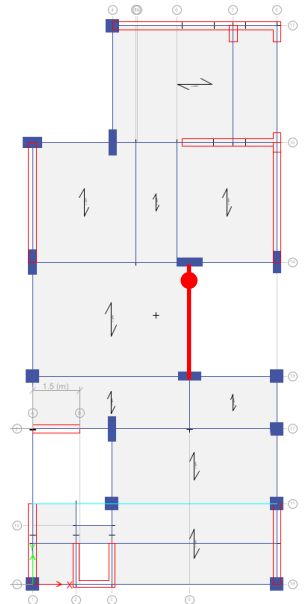
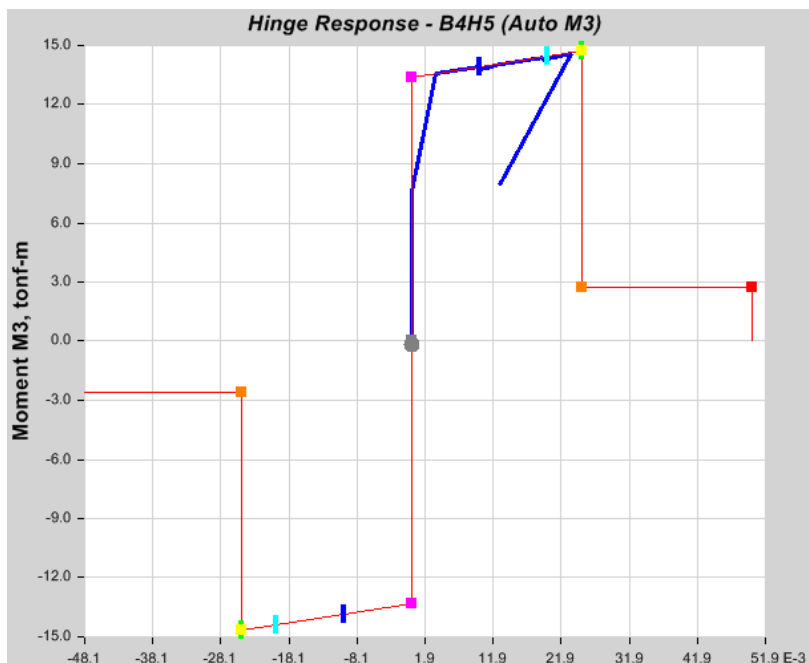


Fig. III-15 Rótula plástica VP-106 (25x45), 5° piso, Sismo Y-Y

Comportamiento Inelástico para Viga VP-106 (25x45),5° Piso, Sismo Y-Y. Se observa que si bien es cierto, la viga incursiona en el rango inelástico, sin embargo dentro del límite Seguridad de Vida, según la normativa FEMA-356. Asi también el efecto de descarga de el elemento estructural.

### 3.6.Capacidad y demanda por rotación

Se calculó la ductilidad por curvatura y ductilidad por desplazamiento existente en elementos estructurales donde se inicia de la formación de rótulas plásticas en la estructura.

Como ya se mencionó en el capítulo 2.12 como sobrerresistencia estructural , la ductilidad es una propiedad esencial de las estructuras donde existe una deformación mas allá de los límites elásticos sin perdida excesiva de degradación de la rigidez.

Se calcula a continuación la capacidad y demanda de rotación para la C-35x60.

*Tabla III-8 Datos de análisis momento curvatura para calculo de capacidad y demanda por rotación*

| Diagrama Momento-Curvatura de la<br>C-35x60 0° |           |         |
|--|-----------|---------|
| Point  | Curvature | Moment  |
|  | rad/m     | tonf-m  |
| 1  | 0         | 0       |
| 2  | 0.008     | 9.9679  |
| 3  | 0.019     | 15.0507 |
| 4  | 0.034     | 15.5761 |
| 5  | 0.053     | 15.9444 |
| 6  | 0.075     | 16.4623 |
| 7  | 0.102     | 15.9821 |
| 8  | 0.132     | 16.4169 |
| 9  | 0.166     | 15.3624 |
| 10   | 0.203     | 14.4783 |
| 11   | 0.245     | 14.6217 |
| 12   | 0.29      | 14.7942 |
| 13   | 0.339     | 15.0814 |
| 14   | 0.392     | 15.3898 |
| 15   | 0.448     | 15.6822 |
| 16   | 0.508     | 16.0044 |
| 17   | 0.572     | 16.3063 |
| 18   | 0.64      | 16.6255 |
| 19   | 0.712     | 16.9317 |
| 20   | 0.749     | 17.0904 |

Tabla III-9 Resumen de combinaciones M 2-2 actuantes para intersección en M-C

| Comb                  | Mu (2-2) Ton.m |
|-----------------------|----------------|
| 1.4D+1.7L             | 0.365          |
| 1.25D+1.25L+SX        | 9.91           |
| <b>1.25D+1.25L-SX</b> | <b>10.45</b>   |
| 1.25D+1.25L+SY        | 0.98           |
| 1.25D+1.25L-SY        | 1.52           |
| 0.9D+SX               | 10.014         |
| 0.9D+SY               | 0.9657         |
| 0.9D-SX               | 10.35          |
| 0.9D-SY               | 1.35           |

M(Ton.m) Demanda

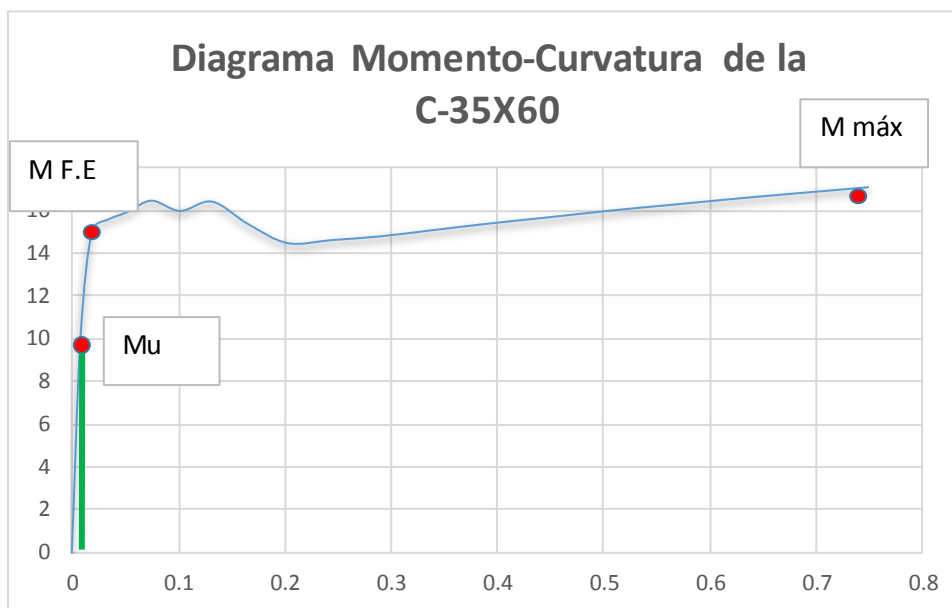


Fig. III-16 Rótula plástica VP-106 (25x45), 5º piso, Sismo Y-Y

|                           | M       | Curvatura |
|---------------------------|---------|-----------|
| Momento Fluencia Efectiva | 15.0507 | 0.019     |
| Momento Máximo de Colapso | 15.9821 | 0.102     |
| Momento Demanda           | 10.45   | 0.012     |

#### Capacidad de Rotacion

|                |       |      |
|----------------|-------|------|
| $\phi$ colapso | 0.102 | 5.37 |
| $\phi$ F.E     | 0.019 |      |

#### Demanda Rotacion

|                |       |     |
|----------------|-------|-----|
| $\phi$ colapso | 0.102 | 8.5 |
| $\phi$ u       | 0.012 |     |



### 3.7.Cálculo del punto desempeño según, Método FEMA-356

---

#### CÁLCULO PUNTO PERFORMANCE-METODO FEMA-356.

##### 1.DIRECCION DE ANÁLISIS : X-X

El cálculo se realizo como lo citado en la pag.53

##### 2.CURVA CAPACIDAD :

Curva que representa el maximo cortante que puede tener el techo del último nivel, durante un ciclo de cargas con un control de desplazamiento

| $\delta$ (m) | V (ton) |
|--------------|---------|
| 0.00         | 0.00    |
| 0.01         | 154.69  |
| 0.03         | 491.12  |
| 0.06         | 695.93  |
| 0.08         | 877.81  |
| 3.85         | 1044.68 |
| 0.12         | 1131.37 |
| 0.12         | 1136.56 |
| 0.14         | 1273.39 |
| 0.14         | 1270.07 |
| 0.15         | 1365.48 |
| 0.15         | 1363.41 |
| 0.16         | 1447.98 |

##### 3.BILINEALIZACION DE CURVA CAPACIDAD:

###### Bilinealización-Método de las areas

| $\delta$ (m) | V (ton) |
|--------------|---------|
| 0.11         | 1045.75 |
| 0.03         | 525.06  |
| 0.00         | 272.21  |

###### Fluencia Efectiva

|        |          |
|--------|----------|
| V fe:  | 1045.752 |
| d fe : | 0.107    |

Tabla III-10 Curva de Capacidad Cortante Vs Desplazamiento y correspondiente bilinealización extraída de ETABSv13 para calculo método FEMA-356

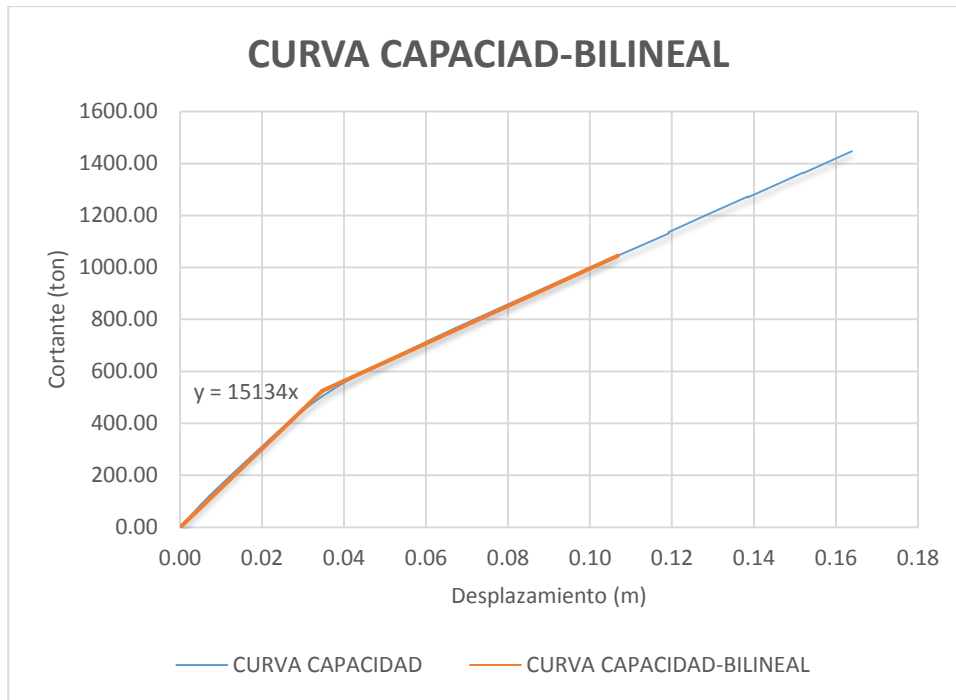


Fig. III-17 Curva de capacidad bilineal para calculo FEMA-356

#### 4. CÁLCULO RIGIDEZ EFECTIVA

##### Rigidez Inicial

$K_i = 16,526.21 \text{ ton/m}$

##### Rigidez efectiva

$K_e = 15,134.01 \text{ ton/m}$

##### Periodo fundamental elastico X-X

$T_i = 0.685 \text{ sec}$

##### Periodo fundamental efectivo

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$

$T_e = 0.716 \text{ sec}$

#### 5. ECUACIÓN PARA EL CALCULO DE DESPLAZAMIENTO:

$$\delta = C_o C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

Donde:

$$S_a = 0.229 \text{ g}$$

$$T_e = 0.716 \text{ sec}$$

$$C_o = 1.42 ; 6 \text{ Niveles}$$

$$C_1 = 1.00 ; T_e > T_o$$

$$C_2 = 1.00 ; \text{ Nivel de comportamiento; Ocupacion Inmediata}$$

$$C_3 = 1.00 ; \text{ Rigidez positiva}$$

Reemplazando :

$$\delta = 4.133 \text{ cm}$$

Nota: El desplazamiento máximo de techo para la demanda sismica es de 4.133cm

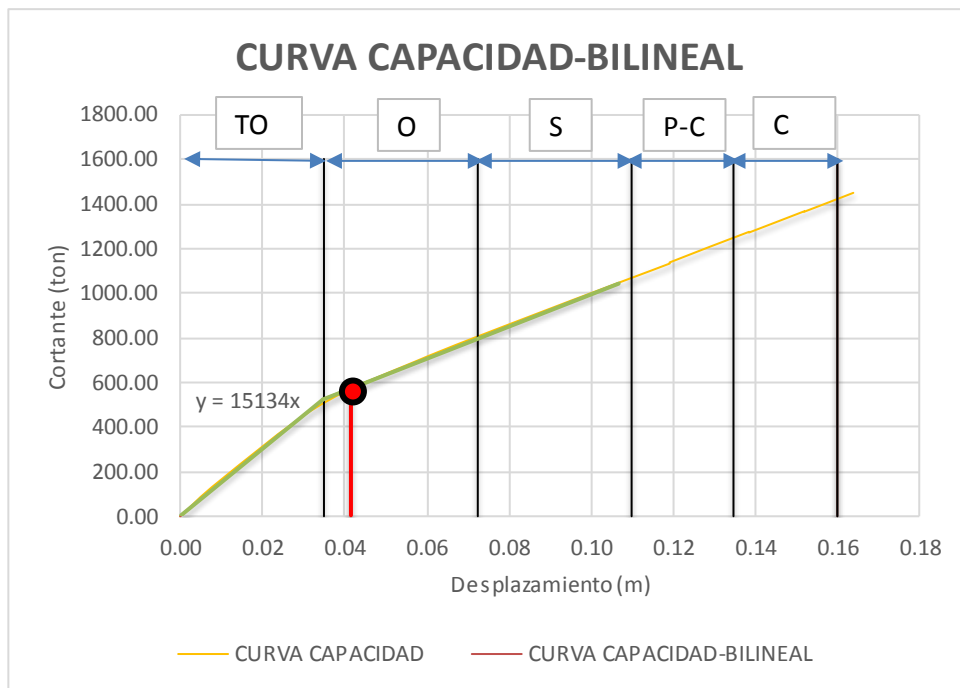


Fig. III-18 Punto de desempeño y funcionalidad de la edificación

Donde:

TO: Totalmente operacional

O: Operacional

S: Seguridad de Vida

P-C: Pre Colapso

C: Colapso

### 3.8. Cálculo del punto desempeño según, Método ATC-40

#### CÁLCULO PUNTO PERFORMANCE-METODO ATC-40

**DIRECCION DE ANÁLISIS:** X-X

El cálculo se realizo como lo citado en la pag.53

#### **CURVA CAPACIDAD :**

Curva que representa el maximo cortante que puede tener el techo del último nivel, durante un ciclo de cargas con un control de desplazamiento

| $\delta$ (m) | V (ton) |
|--------------|---------|
| 0.00         | 0.00    |
| 0.01         | 154.69  |
| 0.03         | 491.12  |
| 0.06         | 695.93  |
| 0.08         | 877.81  |
| 0.11         | 1044.68 |
| 0.12         | 1131.37 |
| 0.12         | 1136.56 |
| 0.14         | 1273.39 |
| 0.14         | 1270.07 |
| 0.15         | 1365.48 |
| 0.15         | 1363.41 |
| 0.16         | 1447.98 |

#### **BILINEALIZACIÓN DE LA CURVA CAPACIDAD**

##### **Puntos Bilinealización-Método de las areas**

| $\delta$ (m) | V (ton) |
|--------------|---------|
| 0.11         | 1045.75 |
| 0.03         | 525.06  |
| 0.00         | 0.00    |

##### **Fluencia Efectiva**

|        |        |
|--------|--------|
| V fe:  | 525.06 |
| d fe : | 0.03   |

Nota: Curva Capacidad de la estructura irregular en la direccion X-X

*Tabla III-11 Curva de Capacidad Cortante Vs Desplazamiento y correspondiente bilinealización extraída de ETABSv13 para calculo método ATC-40*

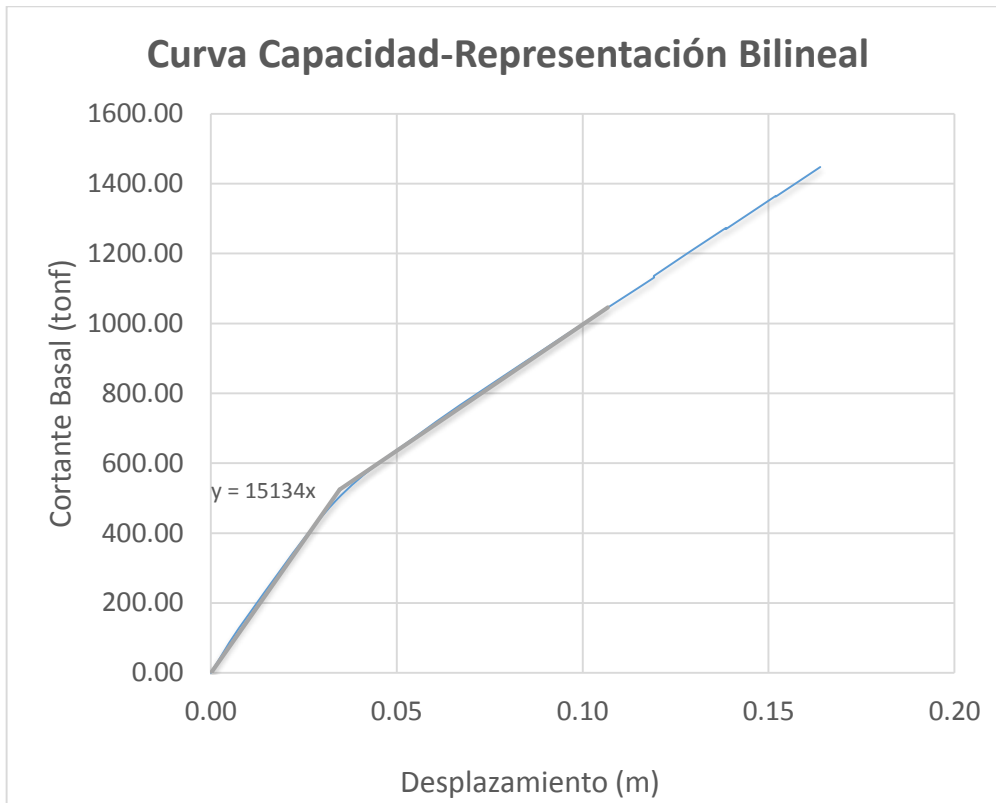


Fig. III-19 Representación Bilineal de curva capacidad para ATC-40

**ESPECTRO CAPACIDAD :**

| Sd (m) | Sa (m/s <sup>2</sup> ) |
|--------|------------------------|
| -      | -                      |
| 0.009  | 0.124                  |
| 0.030  | 0.479                  |
| 0.053  | 0.697                  |
| 0.076  | 0.904                  |
| 0.098  | 1.089                  |
| 0.109  | 1.176                  |
| 0.129  | 1.347                  |
| 0.142  | 1.440                  |
| 0.153  | 1.526                  |

**Análisis Dirección =**

**X-X**

**Factor Masa Efectiva =**

**0.651**

Nota: Espectro Capacidad de la estructura irregular en la dirección X-X  
Extracción de datos del programa ETABS-Previo Analisis Inelástico

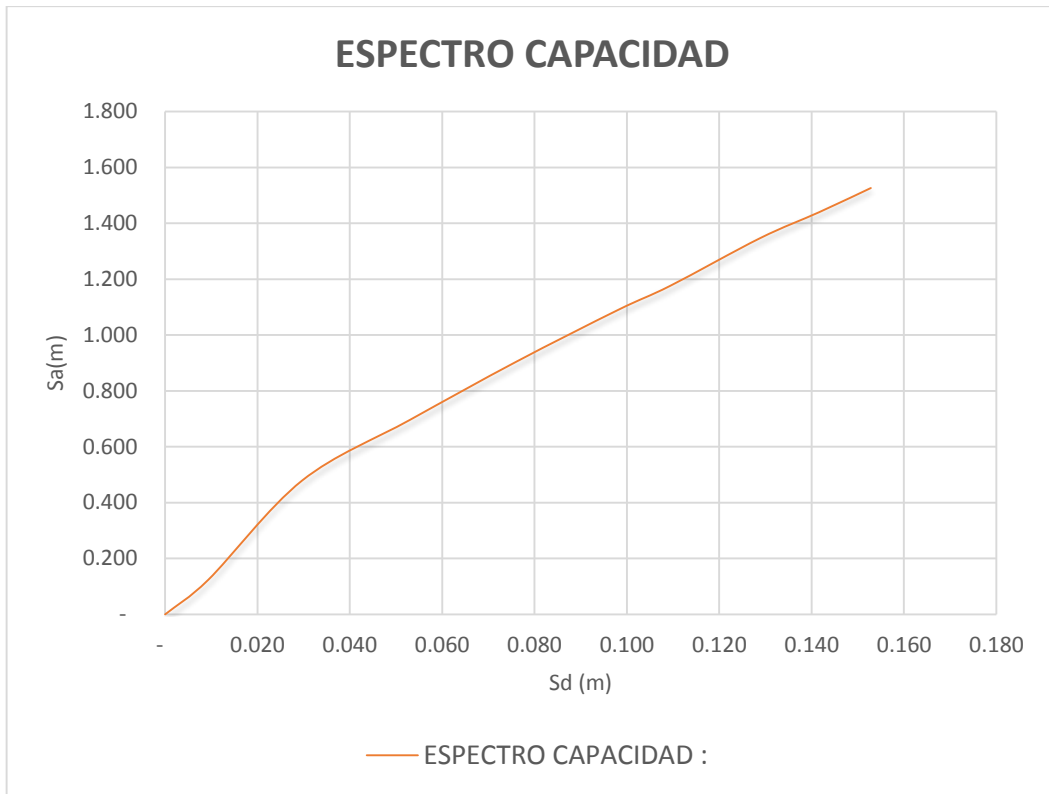


Fig. III-20 Conversion de curva capacidad a espectro capacidad (ATC-40)

#### 4. CÁLCULO DEL AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

|          |         |
|----------|---------|
| ay (ton) | 525.059 |
| dy (m)   | 0.035   |

|           |           |                              |
|-----------|-----------|------------------------------|
| api (ton) | 1,045.752 | punto de desempeño tentativo |
| dpi (m)   | 0.107     |                              |

##### Amortiguamiento Equivalente

$$\beta_{eq} = 0.05 + k\beta_0$$

$$k = 1.00$$

##### Energía disipada

$$ED = 79.19 \text{ T.m}$$

##### Energía de deformaci[on

$$Eso = 55.85 \text{ T.m}$$

##### Amortiguamiento Efectivo

$$\beta_{eff} = 16.28\%$$

**Nota:** Factor de amortiguamiento efectivo que toma en cuenta la ductilidad R y el amortiguamiento histerético del material, el cálculo realizado según la norma ATC-40 acoplada a la E.030

## FACTORES DE REDUCCION ESPECTRAL

**SR<sub>A</sub> =** 0.62 > 0.33  
 Coeficiente de reducción en zona de aceleraciones

**SR<sub>v</sub> =** 0.71 > 0.50  
 Coeficiente de reducción en zona de velocidades

### ESPECTRO DEMANDA E.030 FORMATO ADRS

$\beta = 5.00\%$

|                | Sd(m) | Sa x (m/s <sup>2</sup> ) |
|----------------|-------|--------------------------|
| Z. ACELERACION | -     | 0.897                    |
|                | 0.006 | 2.242                    |
|                | 0.022 | 2.242                    |
|                | 0.050 | 2.242                    |
|                | 0.089 | 2.242                    |
|                | 0.139 | 2.242                    |
|                | 0.201 | 2.242                    |
| Z. VELOCIDAD   | 0.234 | 1.922                    |
|                | 0.267 | 1.682                    |
|                | 0.301 | 1.495                    |
|                | 0.334 | 1.345                    |
|                | 0.501 | 0.897                    |
|                | 0.669 | 0.673                    |
|                | 0.836 | 0.538                    |
|                | 1.003 | 0.448                    |

### ESPECTRO DEMANDA REDUCIDO SEGÚN ATC-40

$\beta = 16.28\%$

|                | Sd(m) | Sa x (m/s <sup>2</sup> ) |
|----------------|-------|--------------------------|
| Z. ACELERACION | -     | 0.56                     |
|                | 0.00  | 1.39                     |
|                | 0.01  | 1.39                     |
|                | 0.03  | 1.39                     |
|                | 0.06  | 1.39                     |
|                | 0.09  | 1.39                     |
|                | 0.12  | 1.39                     |
| Z. VELOCIDAD   | 0.17  | 1.36                     |
|                | 0.19  | 1.19                     |
|                | 0.21  | 1.06                     |
|                | 0.24  | 0.95                     |
|                | 0.35  | 0.63                     |
|                | 0.47  | 0.48                     |
|                | 0.59  | 0.38                     |
|                | 0.71  | 0.32                     |

Nota: Factores de reducción para convertir un espectro de demanda elastico a Inelastico

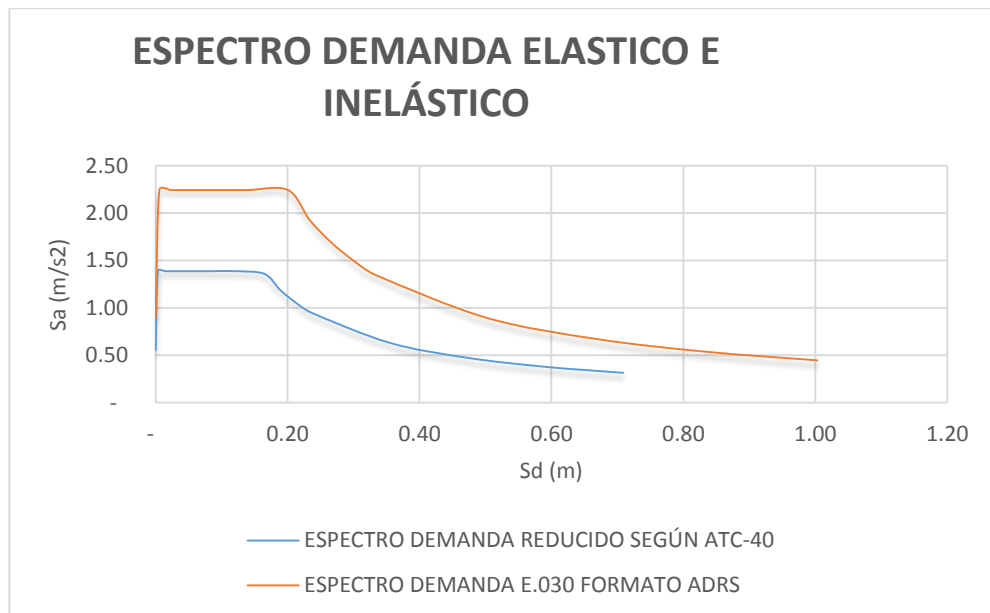
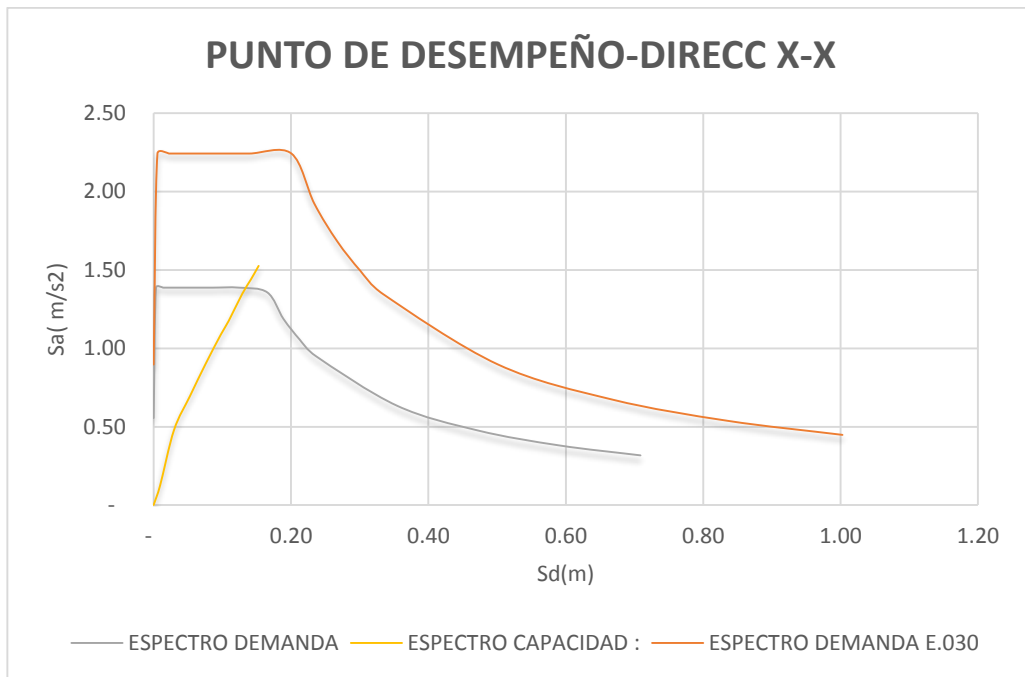


Fig. III-21 Reducción con amortiguamiento efectivo de curva espectro demanda

**INTERSECCIÓN ESPECTRO DEMANDA REDUCIDO -ESPECTRO CAPACIDAD :**



*Fig. III-22 Intersección punto de performance ATC-40*

**CÁLCULO DEL PUNTO DE DESEMPEÑO**

$$\begin{aligned}
 d_p &= 0.066 \text{ m} = 6.59 \text{ cm} \\
 \phi &= 0.967, \text{ Amplitud del modo 1-Dirección X-X} \\
 PF &= 0.651, \text{ Factor de Participación modal-Modo 1}
 \end{aligned}$$

Reemplazando  $d_p \times \phi \times PF = 4.15 \text{ cm}$

La condición :

$$(0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi})$$

|                       |
|-----------------------|
| $3.76 < 4.150 < 4.16$ |
|-----------------------|

Nota: El desplazamiento máximo de techo para la demanda sísmica es de 4.150 cm



#### IV. CAPITULO 4 : DISCUSIÓN

- El uso y comparación con métodos alternativos que ayudan a mejorar los niveles de desempeño de la estructura como son los disipadores de energía, sistemas de aislación sísmica, analizados bajo el método de la presente investigación.

#### V. CAPITULO 5: PROPUESTA

- Esta tesis propone que se tome en cuenta el análisis no lineal estático para el diseño de edificaciones en general, ya que toma en cuenta el agrietamiento de la estructura en el tiempo durante el evento sísmico, brindando un ratio en que situación está diseñada la edificación, obligando al diseñador a tomar medidas respectivas al caso.

## VI. CAPITULO 6: CONCLUSIONES

- El Análisis No- Lineal Estático Pushover, es un método mediante el cual podemos entender el comportamiento de la estructura ante un sismo, porque nos presenta la secuencia de aparición de rotulas que poco a poco llevan al colapso, utilizando la Norma Peruana E-030 se puede obtener el nivel de daño que produciría.
- Como se observa en la figura III-18 del cálculo punto desempeño por el método FEMA-356, nos muestra un desplazamiento máximo para un sismo de diseño E.030 reducido de la edificación en el 6 nivel de 4.133cm, si bien es cierto este punto cae en el rango inelástico, sin embargo aún estamos en un rango de desempeño netamente operacional para la edificación
- A modo de comparación se realizó otro método, dentro de ellos está el código ATC-40, en la figura III-22, nos muestra un desplazamiento máximo de 4.150cm, esto corrobora el resultado obtenido por el método FEMA-356.
- Los resultados obtenidos fueron para un sismo demanda específico de diseño, obtenido para dicha zona y características del suelo
- En los análisis del edificio de 6 niveles utilizando la demanda de la norma peruana, para este trabajo en particular obtienen un desempeño generoso respecto al punto de control, esto nos indica que la norma peruana es conservadora.
- El análisis no lineal estático pushover, sirve para el monitoreo de la deformación de desempeño de la estructura, considerando que las secciones poco a poco se van agrietando por lo tanto produce desplazamientos más considerables.
- Cabe mencionar que la norma peruana E-030 no considera un factor de reducción de la demanda sísmica propio a cada estructura, mientras que normas como FEMA-356 y ATC-40 si realizan un cálculo para cada estructura ya que el amortiguamiento histerético está en función al decaimiento de las secciones de la estructura a lo largo

del evento sísmico, sin embargo la norma peruana nos presenta valores conservadores.

- Para efectos de la reducción del sismo aceleraciones se consideró el amortiguamiento elástico e hysterético propio de la estructura con un valor  $\beta_{eff} = 16.28\%$ , la norma E.030 considera un 5% por el amortiguamiento elástico, esto indica que la estructura a lo largo del evento sísmico disipa energía por su propia histeréisis, y este factor es considerable.
- El coeficiente de reducción tanto en la zona de aceleraciones con la de velocidades de la curva demanda, están en función directa con el amortiguamiento efectivo calculado.
- La fluencia efectiva en fuerza cortante de la estructura global fue  $V_{f.e}=525.06$  ton, la fuerza cortante del colapso fue  $V_{colapso}= 1447.98$  ton y la fuerza cortante demanda  $V_{demanda}= 625.50$ ton.
- La **sobre resistencia neta** de la estructura de la estructura es  $V_{col}/V_{f.e}=2.8$
- La **sobre resistencia demandada** de la estructura de la estructura es  $V_{col}/V_d=2.3$
- De la estructura, siendo la **sobre resistencia neta 2.8** y la **sobre resistencia demandada 2.3**, indica que la estructura ante dicho sismo de diseño si incursiona en el estado inelástico.
- El desplazamiento de colapso  $\Delta_{colapso} = 16.03cm$ , el desplazamiento de la fluencia efectiva  $\Delta_{f.e} = 3.14cm$  y el desplazamiento de la demanda es  $\Delta_{demanda} = 4.13cm$
- La **ductilidad neta de desplazamiento** de la estructura de la estructura es  $\Delta_{col}/\Delta_{f.e}=5.1$
- La **ductilidad demandada de desplazamiento** de la estructura de la estructura es  $\Delta_{col}/\Delta_d=3.9$

- La fuerza de desempeño siendo mayor a la fluencia efectiva de la estructura nos indica que la estructura incursiona en el rango inelástico ante un evento sísmico de diseño, esto indica que fue certero considerar el amortiguamiento efectivo de la estructura para dichos efectos no lineales
- Se hizo el análisis momento curvatura de la columna **C2-35x60** y se obtuvo  **$M_{f.e} = 15.05 \text{ ton} - m$** ,  **$M_{colapso} = 15.98 \text{ ton} - m$** ,  **$M_{demanda} = 10.45 \text{ ton} - m$** ,  **$\phi_{colapso} = 0.102$** ,  **$\phi_{f.e} = 0.019$** ,  **$\phi_{demanda} = 0.012$** , donde el momento demanda esta dado por la combinación  **$M_u = 1.25(D+L) - SX$**
- La **sobre resistencia neta** de la columna 35x60 es  **$M_{col}/M_{f.e} = 1.1$**
- La **sobre resistencia demandada** de la estructura neta de la estructura es  **$V_{col}/V_d = 1.5$**
- La **ductilidad neta de rotación** de la estructura de la estructura es  **$\phi_{col}/\phi_{f.e} = 5.4$**
- La **ductilidad demandada de rotación** de la estructura de la estructura es  **$\phi_{col}/\phi_d = 8.5$**
- De la columna 35x60, siendo la **ductilidad neta de rotación 5.4** y la **ductilidad demanda por rotación 8.5**, indica que la columna ante dicho sismo de diseño no incursiona en el estado inelástico.
- Este proceso debería realizarse para todas las estructuras que se diseñan día a día, ya que se cuentan con programas avanzados que simplifican el procedimiento tedioso.

## VII. CAPITULO 7: RECOMENDACIONES

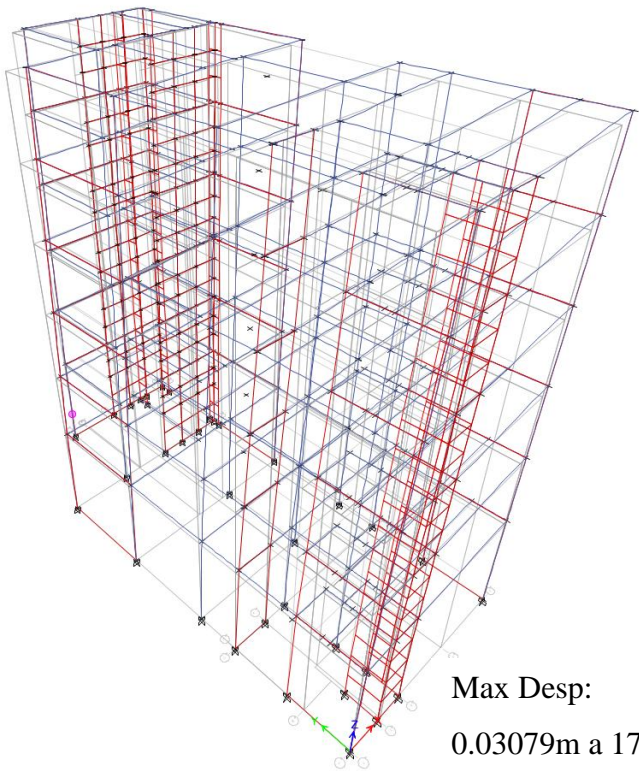
- El Análisis No Lineal Estático Pushover presentado aquí, es exclusivamente para edificaciones con elementos horizontales y verticales cuyos comportamientos sean dominados por flexión, cabe resaltar que es posible limitar la flexión por corte.
- Al momento de realizar el análisis no lineal en ETABS se debe escoger un método para determinar la reducción de rigidez de acuerdo a lo que estipula el FEMA en el Capítulo 3, este método es el de la rigidez secante y es el que mejor se ajusta a la respuesta estructural ante cargas laterales.
- Debido a la irregularidad de la estructura y por realizar un análisis tridimensional, La obtención de la curva de capacidad de la estructura se obtuvo mediante el uso del programa ETABS 2013
- Es posible analizar el comportamiento No-Lineal para placas en base a su respuesta al cortante y desplazamiento relativo, de acuerdo al cap.6 FEMA: Concrete.
- Como sugerencia investigativa se debe profundizar en estudios donde se analicen diversas edificaciones con variables dimensiones tanto en altura como en planta, donde se recolecten una gran cantidad de datos representativos de estructuras existentes para generar modelos computacionales mas exactos. Para investigaciones futuras es apropiado ampliar la gama de comparaciones entre los resultados obtenidos del diseño estructural para que los resultados no solo contemplen refuerzo a flexión y a compresión en vigas y columnas, sino también para otros tipos de refuerzo como lo son por cortante, torsión e interacción suelo-estructura, tal como se describe en el cap.4 de el reglamento FEMA-356)

## VIII. CAPITULO 8: BIBLIOGRAFÍA

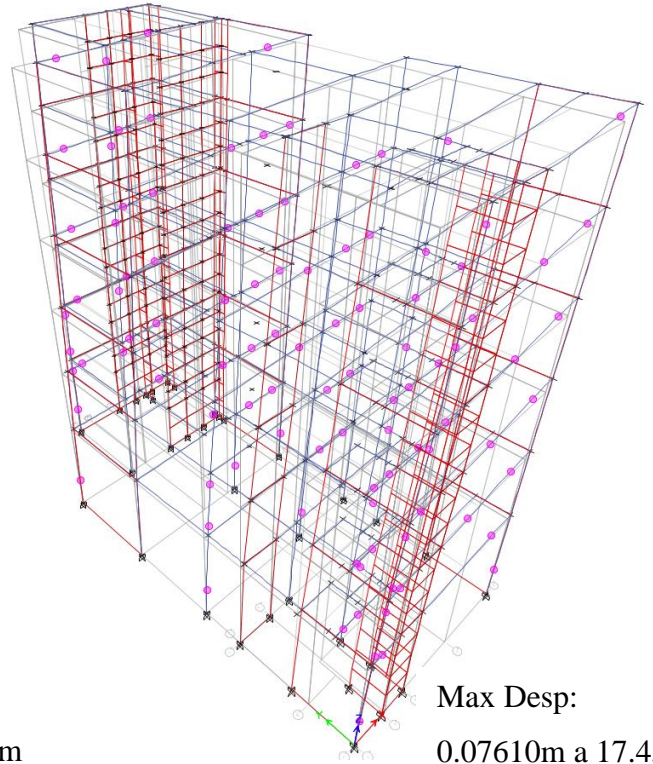
- ATC (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. Technical report, ATC-40. Applied Technology Council. Redwood City, California.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). (2006). E.020 Norma de Cargas. Lima.
- Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE). (2014). Norma Técnica de E.030 Diseño Sismo resistente. Lima
- FEMA 356. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings(2000) Virginia: Kris Ingle
- FEMA 440. Improvement of Non Linear Static Seismic Analysis Procedures. (2005) .Department of Homeland Security Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C.
- Craig D. Comartin.(1996) Seismic Evaluation and Retrofit of concrete buildings ATC-40. California: State Office Bldg
- Alva, J y Castillo, J. (1994). Peligro Sísmico en el Perú. Perú: Universidad Nacional de Ingeniería
- Flores Abanto, Teodorico Manuel (2003). Estudio del control de rótulas plásticas en pórticos de concreto armado. Magister en Ingeniería Civil. Pontificia Universidas Católica del Perú. Perú.
- CHOPRA A.(2001) “Dynamics of structures – Theory and applications to earthquake engineering”. Segunda Edición. Editorial Printice-Hall. New Jersey, USA.
- T.Paulay ,M.J.N. Priesley (1992) “Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings”. Wiley Interscience Publication. United States of America.

# IX. CAPÍTULO 9: ANEXOS

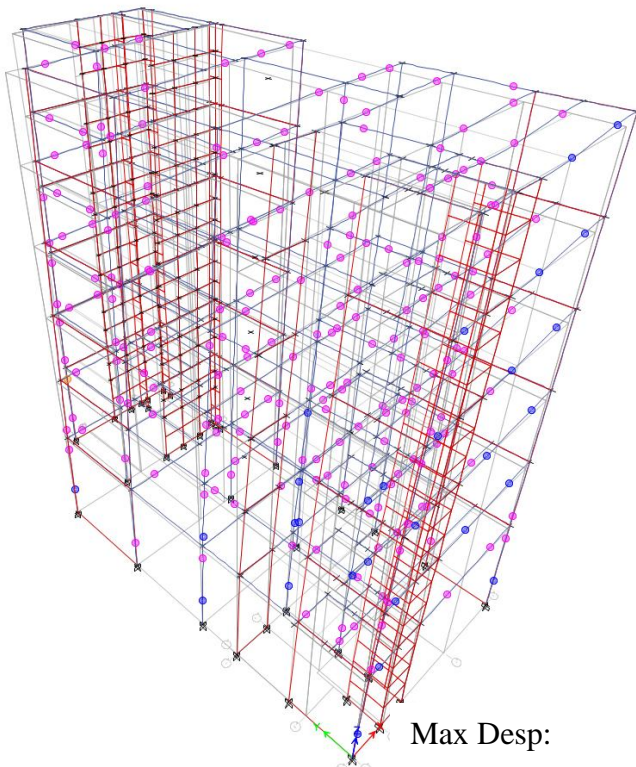
## ANEXO 1 : Formación de Rótulas Plásticas Pushover Dir X-X



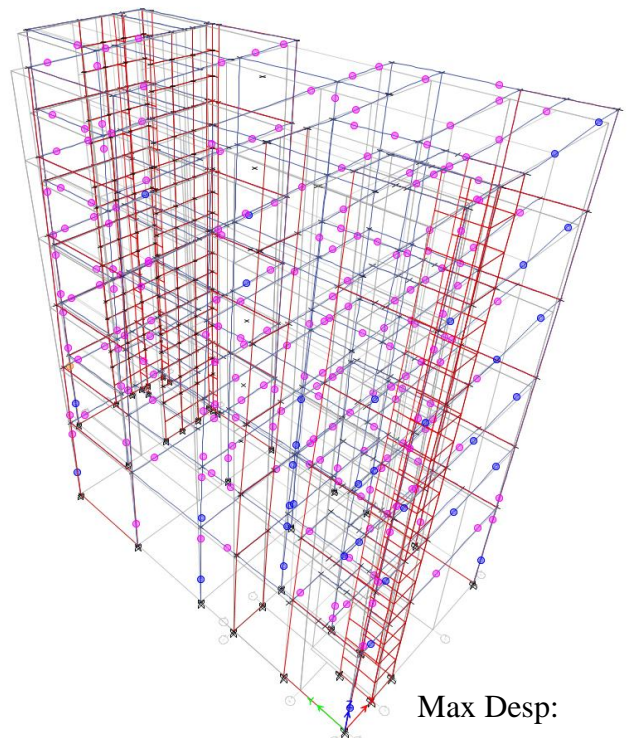
Max Desp:  
0.03079m a 17.45m



Max Desp:  
0.07610m a 17.45m



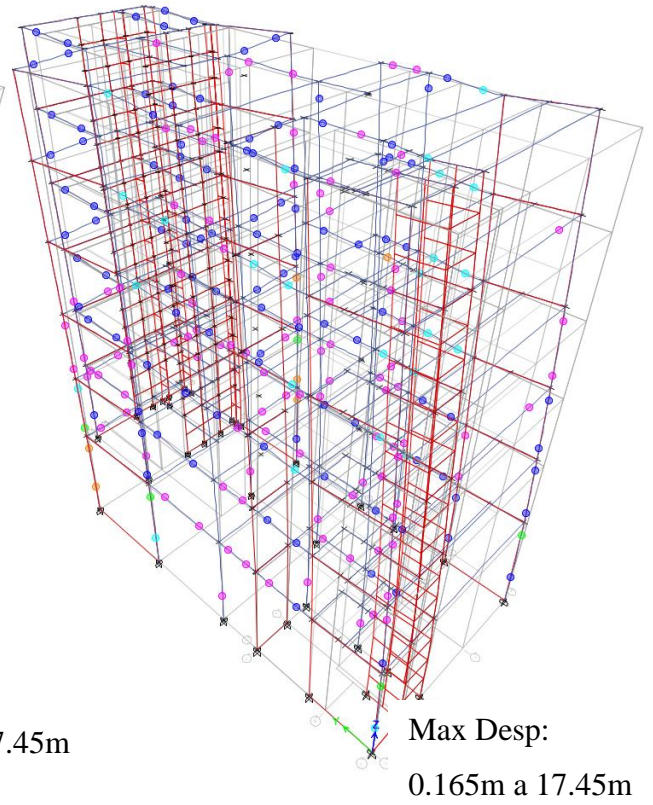
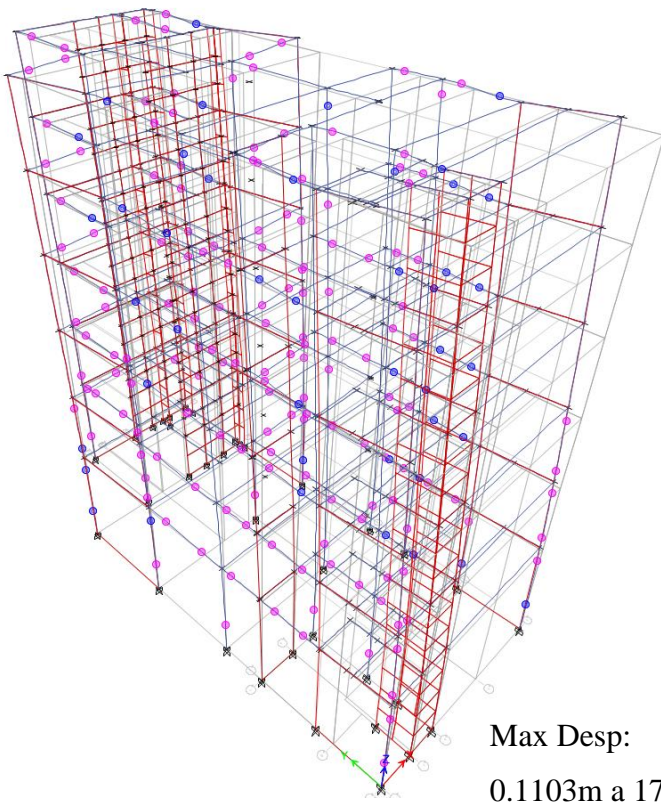
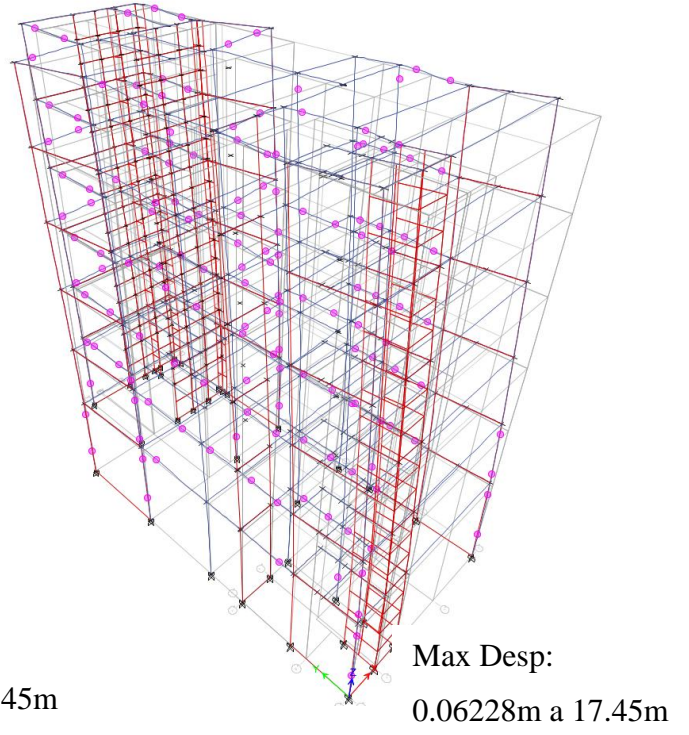
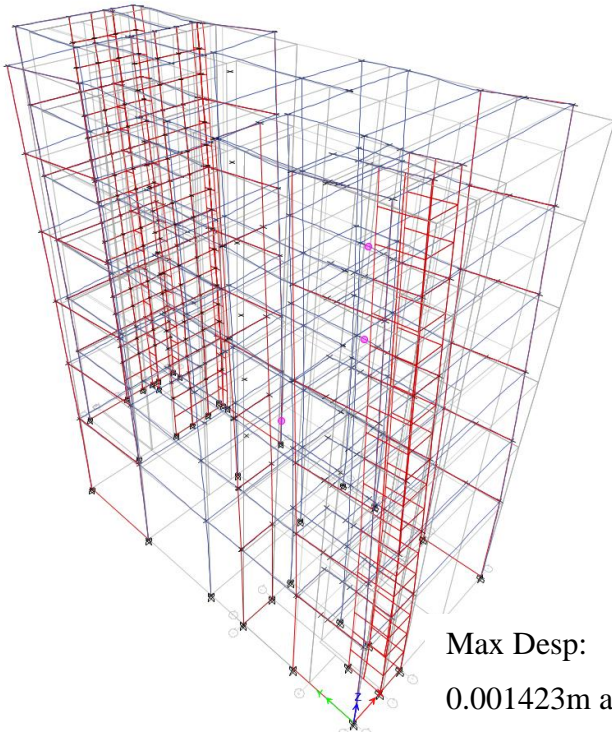
Max Desp:  
0.17413m a 17.45m



Max Desp:  
0.186m a 17.45m

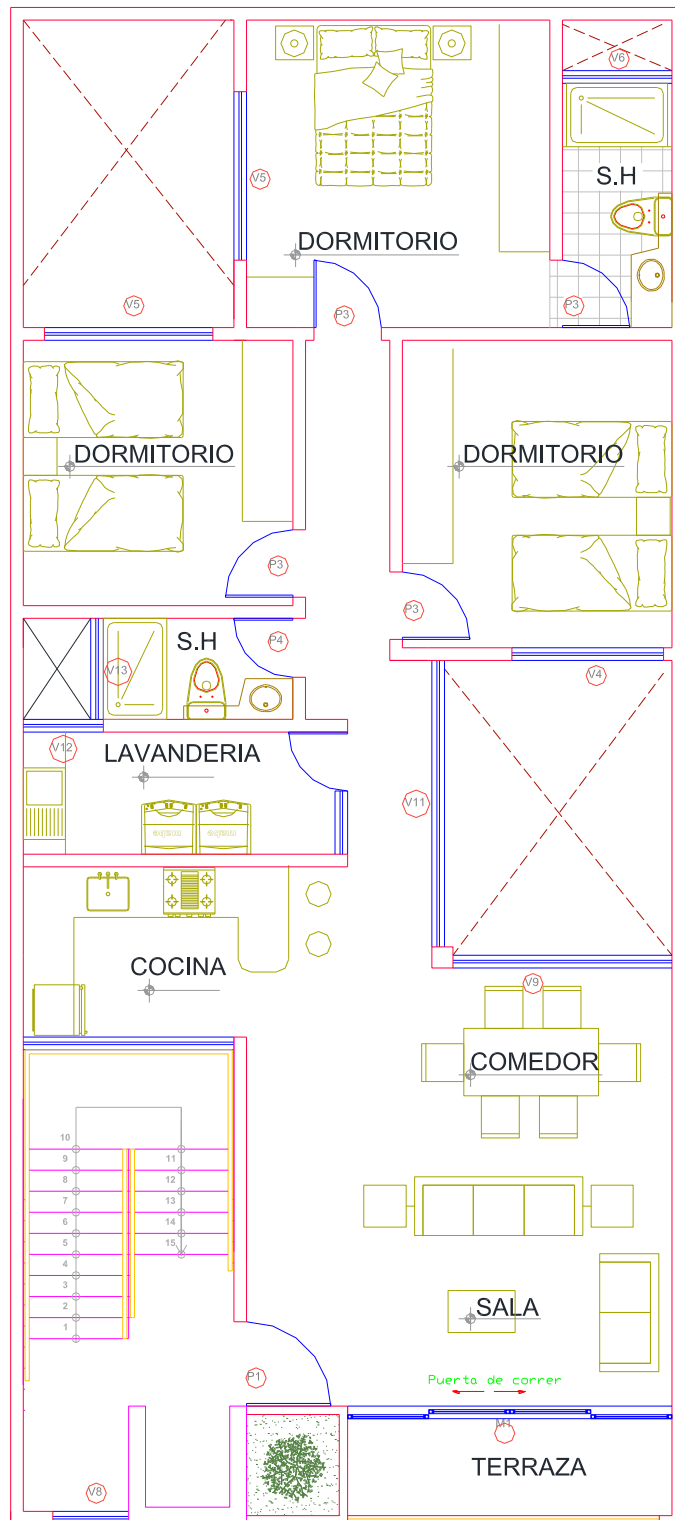


## ANEXO 2: Formación de Rótulas Plásticas Pushover Dir Y-Y

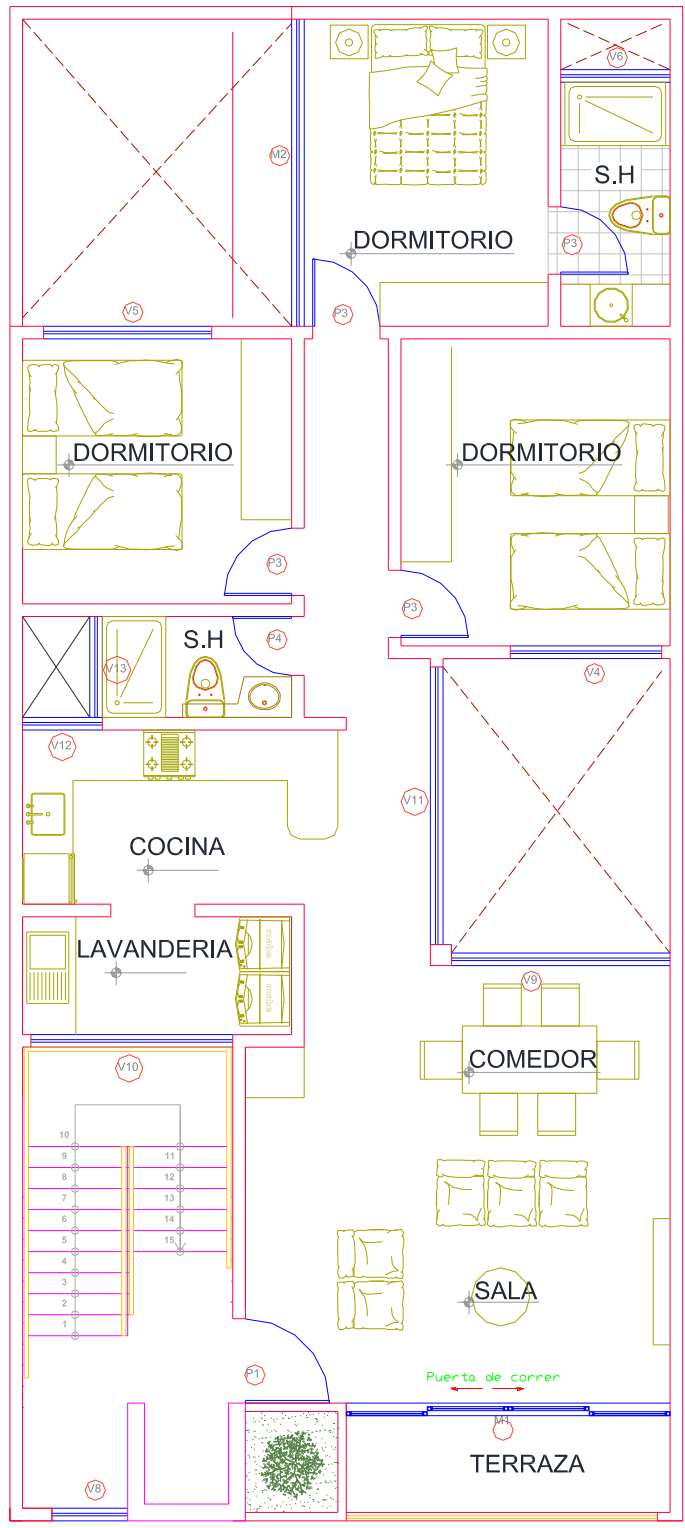




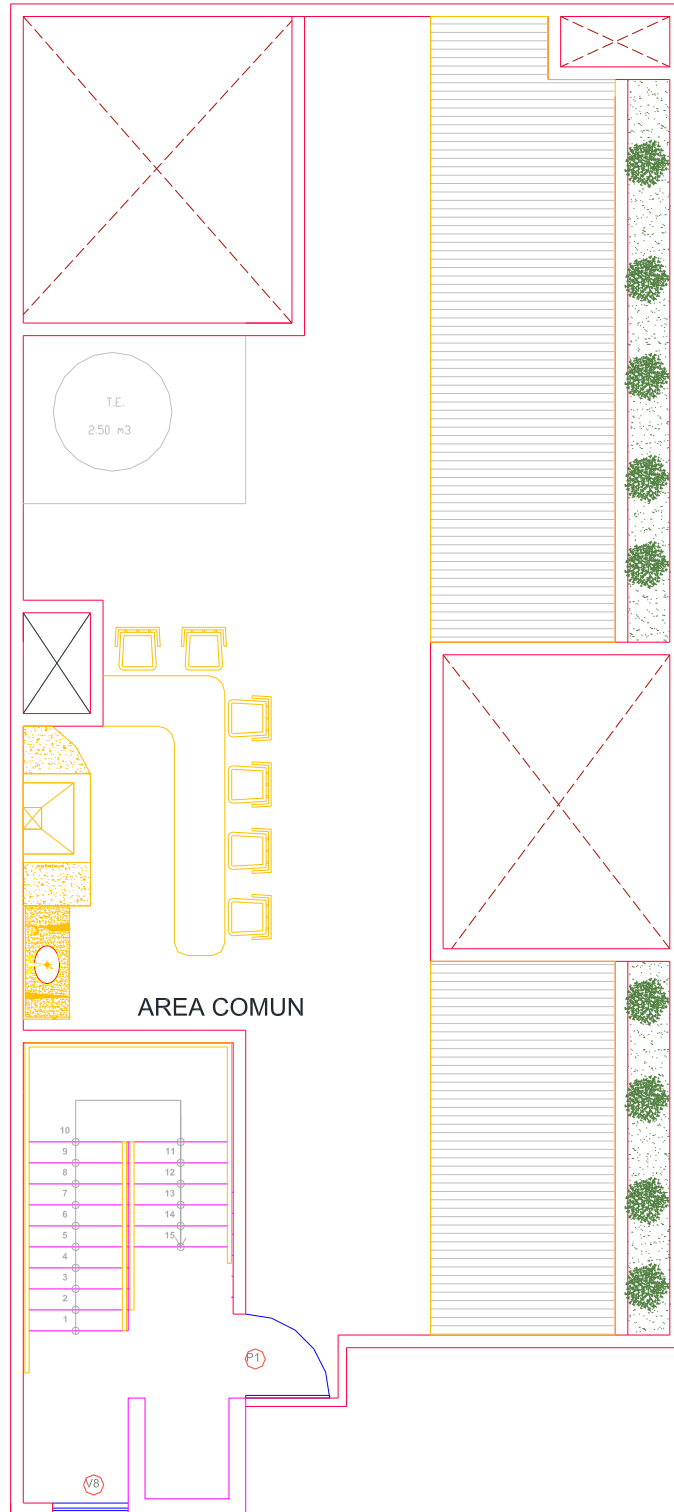
### ANEXO 3 : Planos de planta Arquitectura



ARQUITECTURA: 1° NIVEL



ARQUITECTURA: 2°, 3°, 4°, 5° Y 6° NIVEL



**ARQUITECTURA: AZOTEA**

## **ANEXO 4 : Planos de planta Estructuras**

## ANEXO 5 : Programación MatLab Programa M-Curv

```
function calcularbutton_Callback(hObject, eventdata, handles)
%DEFINICION DE VARIABLES DE ENTRADA
b=get(handles.btag, 'string');
b=str2double(b)
h=get(handles.htag, 'string');
h=str2double(h)
Fc=get(handles.Fctag, 'string');
Fc=str2double(Fc)
Fy=get(handles.Fytag, 'string');
Fy=str2double(Fy)
Pax=get(handles.tagPax, 'string');
Pax=str2double(Pax)

%DEFINICION DE VECTORES DE ENTRADA
dvector=get(handles.introvectores, 'data')
matentrada=cell2mat(dvector)
d=matentrada(:,1)
d=d'
As=matentrada(:,2)
As=As'

%-----/-----/-----/-----/-----/-----/-----/-----/-----/-----/-----/-----/-----/-----/-----/-----/-----
%CALCULO COEF BETA-----
BETA=0.85-0.05*(Fc-280)/70;
if BETA <0.65;
    BETA=0.65;
end

if Fc < 280;
    BETA=0.85;
end

%CALCULO PUNTO A // ESFUERZO A ROTURA DEL CONCRETO-----
fr=2*sqrt(Fc)
Ec=15000*sqrt(Fc)
n=2000000/Ec

yo=(b*h*(h/2)+(n-1).*As.*d)/(b*h+(n-1).*As)
yt=h-yo

%CALCULO Ig (Momento de Inercia de Secc No Agrietada)

Ig=b*h^3/12+b*h*(yo-h/2).^2+(n-1).*As.*(d-yo).^2;
Ig=sum(Ig)

syms Mcr
Mcr=abs(solve(Pax/(b*h)-Mcr*yt/Ig-fr,Mcr))

phicr=(fr/Ec)/yt

econcA=phicr*yo
```

```

esA=d.*phicr-econca
FsA=esA*2000000

```

```

%PUNTO B /INICIO FLUENCIA DE ACERO-----

```

```

matkd=[];
matconverg=[];
k=1;

```

```

for kd=0.1:0.01:h

```

```

    num=length(d);
    Askd=As;

```

```

    for m=1:num;
        if d(num)<kd;
            Askd(num)=(n-1)*As(num);
        else
            Askd(num)=(n)*As(num);
        end
    end
end

```

```

    kkd=(25*kd*(kd/2)+sum(Askd.*d))/(25*kd+sum(Askd));

```

```

    converg=kkd-kd;

```

```

    matkd(k)=kkd;
    matconverg(k)=converg;

```

```

    k=k+1;
end

```

```

%CALCULO DE INERCIA

```

```

kd=interp1(matconverg,matkd,0,'spline')
Iag=b*kd^3/12+b*kd*(kd/2-kd)^2+sum(Askd.*(d-kd).^2)

```

```

dmax=length(d)
econc=(Fy/2000000)*kd/(d(dmax)-kd)
esB=d.*(econc/kd)-econc %Vector de deformaciones en Acero para primera
fluencia
FsB=esB*2000000

```

```

aB=BETA*kd;

```

```

My=As.*FsB.*(d-aB/2)
My=sum(My)
phiy=(Fy/2000000)/(d(dmax)-kd)

```

```

%CALCULO PUNTO C // DIAGRAMA DE INTERACCIÓN & FLEXIÓN A APLASTAMIENTO-----
-----

```

```

Pn=[];

```

```

Mn=[];
aa=[];
j=1;

for a=0.01:0.01:h
clear('es');
es=0.003*(d-(a/BETA))/(a/BETA); %VECTOR DE DEFORMACIONES EN ACERO
Fs=es*2000000; %VECTOR DE ESFUERZOS EN ACERO

    n=length(Fs);
    for i=1:n

        if Fs(i) > Fy
            Fs(i)= Fy;
        end

        if Fs(i) < -Fy
            Fs(i)= -Fy;
        end

    end

F=As.*Fs; %VECTOR DE FUERZAS TRACC(+)/COMP(-) EN
ACERO
Cc=-0.85*Fc*b*a; %FUERZA DE COMPRESIÓN DEL CONCRETO

F(n+1)=Cc; %ENSAMBLANDO VECTOR UNICO DE FUERZAS
d(n+1)=a/2; %ENSAMBLANDO VECTOR UNICO DE d (ADDIC
COMPRESION CONCRETO)

P=-sum(F); %SUMA DE FUERZAS

M=F.*(d-h/2); %CALCULO DE MOMENTO NOMINAL SE CALCULA
RESPECTO AL CENTROIDE PLASTICO
M=sum(M);

d(n+1)=[];
% ENSAMBLANDO P Vs M-----
Pn(j+1)=P;
Mn(j+1)=M;

aa(j+1)=a;

a = a+0.01;
j=j+1;
end

%PLOT INTERACCION
Pn(1)=[];
Mn(1)=[];
aa(1)=[];

%MOMENTO A FLEXIÓN PURA
vala=interp1(Pn,aa,Pax,'spline') %CONSIDERANDO FUERZA AXIAL
c=vala/BETA
Mflex=interp1(Pn,Mn,Pax,'spline') %CONSIDERANDO FUERZA AXIAL

```

```

phinu=0.003/c

esC=d.*phinu-0.003
FsC=esC.*2000000

n=length(d)
  for g=1:n

    if FsC(g) > Fy
      FsC(g)= Fy;
    end

    if FsC(g) < -Fy
      FsC(g)= -Fy;
    end

  end

%PLOT MOMENTO CURVATURA FINAL
axM=[0 Mcr My Mflex]
axPhi=[0 phicr phiy phinu]

%-----

```