

**UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA
FACULTAD DE INGENIERÍA**

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



INFORME DE TESIS

**“Evaluación por desempeño de una edificación multifamiliar
diseñada con y sin disposiciones especiales para diseño sísmico,
mediante un análisis estático no lineal”**

PARA OPTAR:

TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

Mariela Gladys, MERMA MAMAMI.

TACNA-PERÚ

2018

UNIVERSIDAD PRIVADA DE TACNA

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL

Tesis de investigación

**“Evaluación por desempeño de una edificación multifamiliar
diseñada con y sin disposiciones especiales para diseño
sísmico mediante un análisis estático no lineal.”**

Tesis sustentada y aprobada el 12 de diciembre de 2018; estando el jurado calificador integrado por:

PRESIDENTE:



ING. ROSEMARY POLDY BEGAZO SALAS

SECRETARIO:



MTRO. CESAR JOSÉ AVENDAÑO JIHUALLANGA

VOCAL:



MTRO. WILBER MENDOZA RAMÍREZ

ASESOR:



MTRO. EDGAR CHAPARRO QUISPE

DECLARACIÓN JURADA DE ORIGINALIDAD

Yo, Mariela Gladys Merma Mamani, en calidad de bachiller de la Escuela Profesional de Ingeniería en Ingeniería Civil de la facultad de Ingeniería de la Universidad Privada de Tacna, identificada con DNI 45674842.

Declaro bajo juramento que:

1. Soy autor de la tesis titulada: "Evaluación por desempeño de una edificación multifamiliar diseñada con y sin disposiciones especiales para diseño sísmico mediante un análisis estático no lineal." La misma que presento para optar: El título profesional de Ingeniero Civil
2. La tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente, para la cual se han respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas.
3. La tesis presentada no atenta contra derechos de terceros.
4. La tesis no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o titulación profesional.
5. Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falsificados, ni duplicados, ni copiados.

Por lo expuesto, mediante la presente asumo frente a la UNIVERSIDAD cualquier responsabilidad que pudiera derivarse por la autoría, originalidad y veracidad del contenido de la tesis, así como por los derechos sobre la obra y/o invención presentada. En consecuencia, me hago responsable frente a LA UNIVERSIDAD y a terceros, de cualquier daño que pudiera ocasionar por el incumplimiento de lo declarado o que pudiera encontrar como causa del trabajo presentado, asumiendo todas las cargas pecuniarias que pudieran derivarse de ello en favor de terceros con motivo de acciones, reclamaciones o conflictos derivados del incumplimiento de lo declarado o las que encontrasen causa en el contenido de la tesis, libro y/o invento. De identificarse fraude, piratería, plagio, falsificación o que el trabajo de investigación haya sido publicado anteriormente; asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Privada de Tacna.

Tacna, diciembre 2018.


.....

Mariela Gladys Merma Mamani.

DNI: 45674842

DEDICATORIA

A mi padre Fernando Merma Huayna, quien es lo máspreciado que tengo a mis hermanas y familia.

AGRADECIMIENTO

A la Iglesia de Jesucristo de los santos de los últimos días por el programa "fondo perpetuo para la educación" con el cual pude solventar parte de los gastos universitarios hasta la culminación de la carrera.

A mi Padre, por todo su esfuerzo y apoyo brindado tanto moral como económico, con el cual me permitió alcanzar una carrera profesional.

A mis asesores el Ingeniero José Acero Martínez, y el ingeniero Edgar Chaparro Quispe por su guía, dedicación y tiempo en el desarrollo de la presente tesis.

Gracias a todos ellos.

INDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA.....	iii
AGRADECIMIENTO.....	iv
INDICE DE CONTENIDO	v
INDICE DE TABLAS	viii
INDICE DE FIGURAS	x
RESUMEN.....	xiii
ABSTRACT.....	xiv
INTRODUCCIÓN	1
CAPÍTULO I.....	3
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	3
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA.....	3
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	4
1.2.1.PROBLEMA GENERAL.....	4
1.2.2.PROBLEMA ESPECÍFICO	4
1.3. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA.....	4
1.4. OBJETIVOS	5
1.4.1.OBJETIVO GENERAL	5
1.4.2.OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5
1.5. HIPÓTESIS.....	6
1.5.1.HIPOTESIS GENERAL	6
1.5.2.HIPOTESIS ESPECÍFICAS	6
CAPÍTULO II.....	7
MARCO TEORICO	7
2.1. ANTECEDENTES DEL ESTUDIO.....	7
2.2. BASES TEÓRICAS.....	9
2.2.1.DISEÑO SEGÚN NORMA NACIONAL DE CONCRETO ARMADO.....	9
2.2.1.1. DISEÑO CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO SEGÚN E.060: 9	
2.2.1.2. DISEÑO DE CONCRETO ARMADO APLICANDO DISPOSICIONES ESPECIALES (CAPÍTULO 21).....	13
2.2.2.EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO.....	19
2.2.2.1. DEFINICIÓN DE UN MODELO NUMÉRICO INELÁSTICO	20
2.2.2.1.1. COMPORTAMIENTO DE MATERIALES: DIAGRAMAS CONSTITUTIVOS	20
2.2.2.1.2. COMPORTAMIENTO DE SECCIONES: DIAGRAMAS MOMENTO CURVATURA	23

2.2.2.1.3.	COMPORTAMIENTO DE RÓTULAS PLÁSTICAS: DIAGRAMAS MOMENTO GIRO.....	28
2.2.2.2.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	29
2.2.2.2.1.	COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURA: CURVA DE CAPACIDAD .	29
2.2.2.3.	MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD	32
2.2.2.3.1.	CONVERSIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD A ESPECTRO DE CAPACIDAD.....	32
2.2.2.3.2.	REPRESENTACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD ..	32
2.2.2.3.3.	CORRECCIÓN DEL ESPECTRO DE DEMANDA SÍSMICO POR AMORTIGUAMIENTO.....	33
2.2.2.3.4.	AMORTIGUAMIENTO VISCOSO	34
2.2.2.3.5.	ESTIMACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO HISTERÉTICO	34
2.2.2.3.6.	ESTIMACION DEL AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE	37
2.2.2.3.7.	DEMANDA SISMICA	37
2.2.2.3.8.	CONVERSIÓN DE ESPECTRO DE DEMANDA A ESPECTRO DE ACELERACIÓN-DESPLAZAMIENTO	39
2.2.2.3.9.	REDUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DEMANDA SISMICO	39
2.2.2.4.	DESEMPEÑO SÍSMICO	39
2.2.2.4.1.	DETERMINACIÓN DEL PUNTO DE DESEMPEÑO.....	40
2.2.2.4.2.	NIVELES DE DESEMPEÑO	40
2.3.	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS	43
	CAPITULO III:	45
	MARCO METODOLÓGICO	45
3.1.	TIPO Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	45
3.2.	POBLACIÓN Y/O MUESTRA	45
3.3.	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	45
3.3.1.	VARIABLE INDEPENDIENTE	45
3.3.2.	VARIABLE DEPENDIENTE	45
3.4.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS	46
3.5.	PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS.....	47
	CAPITULO IV:.....	49
	DISEÑO Y EVALUACIÓN DE LA EDIFICACION MULTIFAMILIAR.....	49
4.1.	ANÁLISIS SÍSMICO.....	49
4.2.	DISEÑO SEGÚN EL REGLAMENTO E0.60	56
4.3.	MODELAMIENTO NUMÉRICO.....	66
4.4.	PUSHOVER.....	72
4.5.	PUNTO DE DESEMPEÑO	74

CAPÍTULO V:	79
RESULTADOS	79
5.1. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL- PUSHOVER	79
5.1.1.CURVAS DE CAPACIDAD	79
5.2. EVALUACION POR DESEMPEÑO	85
5.2.1.DISEÑO CONVENCIONAL	85
5.2.2.DISPOSICIONES ESPECIALES PARA DISEÑO SÍSMICO	89
CAPITULO VI	97
DISCUSIÓN	97
CONCLUSIONES:	98
RECOMENDACIONES:	100
REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS:	101
ANEXOS I	103
MATRIZ DE CONSISTENCIA	103
ANEXOS II	104
DISEÑO DE PLACAS	104
DISEÑO DE COLUMNAS	108
ANEXOS III	118
PLANOS	118

INDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Diámetro de estribos para barras longitudinales.....	10
Tabla 2.2: Coeficiente α_c	12
Tabla 2.3 Tipo de comportamiento estructural.....	36
Tabla 2.4 Modificador del amortiguamiento histerético (“K”).....	37
Tabla 2.5: Derivas limite ATC40.	42
Tabla 2.6. Niveles sísmico y objetivos de desempeño.	43
Tabla 3.1 Operación de variables-Variable Independiente	46
Tabla 3.2 Operación de variables-Variable Dependiente	46
Tabla 4.1: Peso total de la edificación	52
Tabla 4.2: Fuerzas sísmicas por altura.....	53
Tabla 4.3: Distorsiones de entre piso en el eje X-X.	53
Tabla 4.4: Distorsiones de entre piso en el eje Y-Y.	54
Tabla 4.5 Periodos y modos de vibración.	54
Tabla 4.6: Comparación del cortante estático y dinámico.....	54
Tabla 4.7: Irregularidad torsional.	55
Tabla 4.8: Fuerza cortante en muros estructurales vs. Cortante basal.....	56
Tabla 4.9 Diseño por flexión viga 25x50 sección 1-1.....	57
Tabla 4.10. Diseño por cortante viga 25x50 sección 1-1.....	57
Tabla 4.11 requerimiento de detallado para viga 24x50 convencional.	57
Tabla 4.12. Diseño por torsión viga 25x50 sección 1-1.	58
Tabla 4.13 Diseño por flexión viga 25x50 sección 3-3.....	59
Tabla 4.14. Diseño por cortante viga 25x50 sección 3-3.....	59
Tabla 4.15. Diseño por torsión viga 25x50 sección 3-3.	60
Tabla 4.16 diseño por flexión viga 25x50 sección 1-1 y 2-2	61
Tabla 4.17 diseño por capacidad 25x50.....	61
Tabla 4.18 Espaciamiento viga 25x50 diseño por corte.	62
Tabla 4.19 Espaciamiento viga disposiciones especiales.....	62
Tabla 4.20 Diseño de columna central 30x60. por flexocompresión	64
Tabla 4.21 Diseño por cortante columna 30x60 convencional.	64
Tabla 4.22 requerimiento de detallado para columna 30x60.	65
Tabla 4.23. Momento nominal dirección X-X.....	65
Tabla 4.24 cortante de capacidad columna 30X60.	66
Tabla 4.25 confinamiento de corte por capacidad, columna 30x60.....	66
Tabla 4.26 Requerimiento por detallado columna 30x60.	66

Tabla 4.27: Comparación local entre diseño convencional y disposiciones especiales.	71
Tabla 4.28 Cuadro comparativo de resistencia y ductilidad mejorada.	71
Tabla 4.29: Cuadro de aceleración-desplazamiento, Simplificación bilineal.	76
Tabla 4.30: Resumen de cálculos para hallar el punto de desempeño, sismo de servicio eje X-X. (Diseño Convencional)	78
Tabla 5.1: Cuadro comparativo de fuerza cortante vs. Desplazamiento de las curva de capacidad.	81
Tabla 5.2: cuadro comparativo de espectros de capacidad	84
Tabla 5.3: Comportamiento de la estructura, sismo servicio.	93
Tabla 5.4: Comportamiento de la estructura, sismo de diseño.	94
Tabla 5.5: Comportamiento de la estructura, sismo máximo.	94

INDICE DE FIGURAS

Figura 2.1: Fuerza cortante de diseño en vigas.	14
Figura 2.2: Fuerza cortante de diseño en columnas.	14
Figura 2.3: requerimiento de estribos en vigas.	15
Figura 2.4: Requerimiento de estribos en columnas.	17
Figura 2.5: Confinamiento en elementos de borde.....	19
Figura 2.6: Modelo constitutivo del concreto utilizado.....	22
Figura 2.7: Modelo constitutivo del acero utilizado.	22
Figura 2.8: Comportamiento a flexión y corte de una viga de 25x35.....	24
Figura 2.9: Comportamiento a flexión y corte de una viga 25x35.	24
Figura 2.10: Forma general del diagrama momento curvatura.	25
Figura 2.11: Viga empotrada con rotula plástica.....	29
Figura 2.12: Formas de cargas monotónica aplicables	30
Figura 2.13: Esquema del procedimiento utilizado para el análisis Pushover.	30
Figura 2.14: Puntos de importancia en la curva de capacidad.	31
Figura 2.15: criterio de las áreas iguales.	33
Figura 2.16: Definición de energía disipada por amortiguamiento y máxima energía por deformación.	35
Figura 2.17: Estimación de energía disipada por amortiguamiento y máxima energía por deformación.	36
Figura 2.18: Espectros de respuesta de aceleración sin R.....	38
Figura 2.19: Punto de desempeño.	40
Figura 2.20 Niveles de desempeño. Fuente: ATC40	42
Figura 2.21: Estados de daño.	43
Figura 3.1 metodología de diseño convencional y DEDES.	47
Figura 3.2 Procesamiento y análisis de datos para un diseño convencional y con DEDES.	48
Figura 4.1: Espectro de pseudo aceleración dirección X-X.	50
Figura 4.2: Espectro de pseudo aceleración dirección Y-Y.	50
Figura 4.3 Estructura vista en planta.	51
Figura 4.4 Modelo en Etbas 2016 de la estructura analizada en 3D.	52
Figura 4.5 Diagrama de interacción X-X columna central C-1 de 30x60cm.....	63
Figura 4.6 Diagrama de interacción Y-Y columna central C-1 de 30x60cm.....	63
Figura 4.7 Columna central C-1 de 30x60cm, Convencional.....	64
Figura 4.8 Columna central C-1 de 30x60cm DEDES.....	65
Figura 4.9: Diagrama momento (kg.cm) curvatura (rad/cm) de viga, eje x-x, diseño convencional.....	67

Figura 4.10: Diagrama momento-curvatura de viga simplificada, eje x-x diseño convencional.....	68
Figura 4.11: Diagrama momento (kg.cm) curvatura (rad/cm) de viga, eje x-x diseño con disposiciones especiales.....	68
Figura 4.12: Diagrama momento-curvatura simplificado de viga, eje x-x diseño con disposiciones especiales.	69
Figura 4.13: Diagrama momento (kg.cm) curvatura (rad/cm) de columna, eje x-x diseño convencional.	69
Figura 4.14: Diagrama momento-curvatura de columna simplificada, eje x-x diseño convencional.....	70
Figura 4.15: Diagrama momento (kg.cm) curvatura (rad/cm) de columna, eje x-x diseño con disposiciones especiales.....	70
Figura 4.16: Diagrama momento-curvatura de columna simplificado, eje x-x diseño con disposiciones especiales.....	71
Figura 4.17: Aplicación de las cargas de gravedad según ATC 40.	72
Figura 4.18: Caso de carga Pushover Y-Y.	73
Figura 4.19: Simplificación bilineal del espectro de capacidad reducido.	75
Figura 4.20: Energía disipada por deformación y amortiguamiento.	76
Figura 4.21: Espectro original vs. Espectro reducido.....	77
Figura 5.1: Curva de capacidad dirección X, Diseño Convencional (V-d).	79
Figura 5.2: Curva de capacidad, dirección X, diseño con disposiciones especiales (V-d).	80
Figura 5.3: Curva de capacidad, dirección Y, Diseño Convencional (V-d).	80
Figura 5.4: Curva de capacidad, dirección Y, diseño con disposiciones especiales (V-d).	81
Figura 5.5: Espectro de capacidad convertido, dirección X. Diseño Convencional (V-d).	82
Figura 5.6: Espectro de capacidad convertido, dirección X. Disposiciones Especiales (V-d).	83
Figura 5.7: Espectro de capacidad convertido, dirección Y. Diseño Convencional (V-d).	83
Figura 5.8: Espectro de capacidad convertido dirección Y. Disposiciones Especiales (V-d).	84
Figura 5.9: Punto de desempeño, sismo de servicio dirección X. (Diseño Convencional).....	85
Figura 5.10: Punto de desempeño, sismo de diseño dirección X (Diseño Convencional).....	86
Figura 5.11: Punto de desempeño, sismo máximo dirección X (Diseño Convencional).....	86
Figura 5.12: Punto de desempeño, sismo de servicio dirección Y. (Diseño Convencional).....	87

Figura 5.13: Punto de desempeño, sismo de diseño dirección Y. (Diseño Convencional).....	88
Figura 5.14: Punto de desempeño, sismo máximo dirección Y. (Diseño Convencional).....	88
Figura 5.15: Punto de desempeño, sismo de servicio dirección X. (Disposiciones Especiales).....	89
Figura 5.16: Punto de desempeño, sismo de diseño dirección X (Disposiciones Especiales).....	90
Figura 5.17: Punto de desempeño, sismo máximo dirección X (Disposiciones Especiales).....	90
Figura 5.18: Punto de desempeño, sismo de servicio dirección Y. (Disposiciones Especiales).....	91
Figura 5.19: Punto de desempeño, sismo de diseño dirección Y. (Disposiciones Especiales).....	92
Figura 5.20: Punto de desempeño, sismo máximo dirección Y. (Disposiciones Especiales).....	92
Figura 5.21: Cuadro comparativo de capacidad de ductilidad de desplazamiento. .	95
Figura 5.22: Cuadro comparativo de capacidad de ductilidad de desplazamiento. .	95
Figura 5.23: Cuadro comparativo de reserva-ductilidad.	96
Figura 5.24: Cuadro comparativo de índice de daño.	96

RESUMEN

El tema de estudio de esta investigación es la comparación del comportamiento sísmico de una edificación multifamiliar diseñada de manera convencional con otra diseñada con “disposiciones especiales para diseño sísmico”, el objetivo general es contribuir al mejor comportamiento sísmico de este tipo de edificaciones y específicamente demostrar la importancia de las disposiciones especiales para el diseño sísmico de la normativa de concreto armado del reglamento nacional de edificaciones. Para esto se adaptó una edificación multifamiliar de cuatro pisos en dos módulos, uno convencional y uno con disposiciones especiales, para ambos módulos se crearon modelos numéricos inelástico sobre los cuales se realizó un análisis estático no lineal “Pushover” y luego una evaluación por desempeño frente a distintos niveles de demanda sísmica según la norma ATC 40. Los resultados obtenidos muestran que para un sismo de diseño, periodo de retorno de 475 años, en el diseño convencional alcanzo en la dirección X estabilidad estructural y en Y seguridad limitada, mientras que en el diseño con disposiciones especiales eje X seguridad limitada y el eje Y seguridad de vida, finalmente en un sismo máximo, periodo de retorno de 975 años, el diseño convencional en ambas direcciones colapsa y el diseño con disposiciones especiales alcanza estabilidad estructural. Los resultados indican que conforme la demanda sísmica se incrementa, el comportamiento de la edificación donde se aplicaron las disposiciones especiales resaltará más sus cualidades sobre el diseño convencional.

PALABRAS CLAVES: Demanda sísmica, desempeño sísmico, disposiciones especiales para zonas sísmicas, ductilidad, modelo numérico inelástico, módulo, Pushover, resistencia, rigidez.

ABSTRACT

The investigation's subject is the comparison of the seismic behavior of a multifamily building conventionally designed with another designed with "special provisions for seismic design", the general objective is to contribute to the improvement of seismic behavior of this type of buildings and specifically to show the importance of the special provisions for seismic design. For this, a four story multifamily building was adapted into two modules, one conventionally designed and one with special provisions. For both modules inelastic numerical models were created, on which a non-linear static analysis "Pushover" was carried out and then a performance evaluation against different levels of seismic demand according to the ATC 40 standard. The results obtained show that for a design earthquake, return period of 475 years, in the conventional design I reach in the X direction structural stability and in Y limited safety while in the design with special provisions: X axis limited safety and Y axis life safety, finally in a maximum earthquake, return period of 975 years, the conventional design in both directions collapses and the design with special provisions achieves structural stability. The results indicate that as seismic demand increases, the behavior of the building where the special provisions were applied will further highlight its qualities over conventional design.

KEY WORDS: Seismic demand, seismic performance, special requirements for seismic zones, ductility, inelastic numeric model, module, Puhsover, resistance, rigidity

INTRODUCCIÓN

Perú está en una zona de alta actividad sísmica en donde han ocurrido a lo largo de la historia numerosos terremotos, los cuales han dejado gran cantidad de daños materiales y pérdida de vidas humanas, entre los cuales se menciona: Sur del Perú 1 de Abril del 2014, 8.2 Mw; Sur del Perú 25 de Setiembre del 2013, 7.1 Mw; Pisco e Ica 15 de Agosto del 2007, 8.0 Mw; Sur de Perú 23 de Junio del 2001, 8.4 Mw; Lima 3 de Octubre de 1974, 8.1 Mw; Áncash el 31 de mayo de 1970, 7.9 Mw; Piura y Tumbes el 9 de diciembre de 1970, 7.1 Mb; Lima y Callao el 17 de Octubre de 1966, 8.2 Mw.

Muchas de las estructuras diseñadas correctamente han presentado un comportamiento no aceptable en dichos eventos sísmicos, si bien el código de diseño nacional se centra en la resistencia ante un solo nivel sísmico sin conocer la historia del comportamiento de la estructura antes ni después del punto de resistencia calculado; sin embargo, la normativa incluye recomendaciones indirectas para otorgar ductilidad a las estructuras (Disposiciones especiales para diseño sísmico) pero muchas veces son desestimadas por no mostrar numéricamente ningún cambio en el diseño convencional con los procedimientos elásticos.

Surge entonces además de un problema, una necesidad que puede ser resuelta con un diseño posterior al convencional que involucre el comportamiento inelástico de la estructura y que permita conocer su desempeño ante diversos niveles de sollicitación sísmica. Existen ya normas y códigos internacionales que se utilizan para realizar diseños sísmicos por desempeño como el ATC-40 (1996), FEMA-356 (2000), Vision2000; justamente en respuesta al problema descrito, si bien es un campo ya establecido aún se encuentra en desarrollo y constante evolución, la presente investigación pretende unirse a la búsqueda de solución del problema y obtener conclusiones relevantes para el entorno del país.

La presente tesis contiene VI capítulos. El capítulo I corresponde al planteamiento del problema, así como la justificación e importancia de la investigación desde el punto de vista teórico y práctico también contiene los objetivos e hipótesis tanto generales como específicos. El capítulo II contiene el marco teórico en él se presentan los antecedentes de la investigación, las bases teóricas sobre las cuales se fundamenta la presente tesis y la definición de palabras clave los cuales son los términos más comunes y frecuentemente mencionados. El capítulo III comprende el marco metodológico muestra el tipo y diseño de investigación la

operación de variables además se detalla la población y muestra así como la técnicas y procesamientos de datos. El capítulo IV corresponde el desarrollo de la tesis en el cual se expone toda la metodología que se siguió desde el análisis sísmico E.030, el diseño según la norma E0.60 para un sistema estructural Dual tipo I, así como la definición del modelo numérico inelástico, la aplicación de la técnica Pushover y la obtención del punto de desempeño con una esquema de cálculo del método de espectro de capacidad. El capítulo V contiene los resultados obtenidos del análisis comparativo entre un diseño convencional y uno que aplica DEDS, dichos resultados se obtuvieron mediante un análisis estático no lineal y una posterior evaluación por desempeño sísmico según la ATC40. Por último en el capítulo VI se da a conocer las discusiones sobre el tema respecto a los objetivos e hipótesis planteados en la investigación.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

El Perú se encuentra en una zona de alta actividad sísmica (cinturón de fuego), además de esta peligrosa ubicación geográfica también nos encontramos en un periodo de silencio sísmico y a la espera de un evento de gran magnitud.

En la actualidad cuando se hace un diseño estructural se tiende a dar más valor e importancia a un diseño basado en la resistencia, obviando un aporte de igual importancia el cual es las disposiciones especiales para diseño sísmico, estos son requerimientos adicionales al diseño convencional para lograr un mejor comportamiento sísmico.

El diseño normado utiliza métodos elásticos de análisis que no permiten conocer las diferencias entre la aplicación de las disposiciones especiales para el diseño sísmico y el diseño convencional, los cálculos se centran en la resistencia de diseño (E.060) y rigidez de la estructura (E.030), características como la ductilidad no son calculadas sino incorporadas de forma indirecta, la única diferencia numérica percibida entre aplicar las disposiciones especiales y no hacerlo es el costo extra de acero, pero sin una aparente mejora de resistencia, es por eso que muchas veces su importancia es desestimada en gran parte de los diseños en el sector inmobiliario.

Entonces para demostrar numéricamente los efectos de las disposiciones especiales es necesario utilizar un análisis inelástico que permita observar el comportamiento completo de la estructura hasta la falla y así cuantificar la capacidad de ductilidad para compararlo con un diseño convencional, posteriormente con una evaluación por desempeño se podrá diferenciar el comportamiento sísmico entre un diseño convencional y uno aplicando las disposiciones especiales.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. PROBLEMA GENERAL

¿Puede un diseño que aplica “disposiciones especiales para diseño sísmico” de la norma E0.60 lograr un mejor comportamiento sísmico frente a un diseño convencional?

1.2.2. PROBLEMA ESPECÍFICO

- a) ¿Es necesario realizar un análisis estático no lineal para poder diferenciar el comportamiento sísmico de un diseño que aplica disposiciones especiales para diseño sísmico, frente a un diseño convencional?
- b) ¿Qué propiedades diferencian el comportamiento sísmico de un diseño que aplica disposiciones especiales para el diseño sísmico frente a un diseño convencional?
- c) ¿Se puede validar y reconocer la importancia de la aplicación de las disposiciones especiales para el diseño sísmico, del RNE E.060, con una evaluación por desempeño?

1.3. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

La investigación se justifica en:

Desde el punto de vista teórico: La norma técnica peruana E.060 nos da las exigencias mínimas para el diseño correcto de una estructura, el capítulo 21 “disposiciones especiales para diseño sísmico” tiende a ser desestimado ya que su influencia no puede ser observada con métodos elásticos en un diseño basado en la resistencia, por lo que los estudios de ingeniería sismo resistente son de gran importancia. Fomentar la aplicación de las disposiciones especiales al demostrar su gran influencia en el desempeño sísmico es un aporte a esta problemática

Desde el punto de vista práctico: El Perú se encuentra en una zona de alta actividad sísmica y a la vez en un periodo de silencio sísmico largo, ante esto un evento sísmico de gran magnitud puede suceder en cualquier momento es por eso que es importante hacer un diseño estructural para edificaciones sismo

resistentes aplicando las disposiciones especiales para diseño sísmico ya que con esto se podrá lograr un mejor comportamiento sísmico.

En la práctica constructiva común es usual no aplicar o darle la debida importancia a las disposiciones especiales para el diseño sísmico del RNE E060 ya que los cálculos de proceso de diseño no contemplan la ductilidad otorgada a la estructura y por tanto sus ventajas no pueden ser directamente observadas; un análisis no lineal demuestra la influencia de la ductilidad en el comportamiento sísmico.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. OBJETIVO GENERAL

Comparación del comportamiento sísmico de un diseño que aplica “disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la norma E0.60 frente a un diseño convencional.

1.4.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a) Realización de un análisis estático no lineal para poder diferenciar el comportamiento sísmico de un diseño que aplica disposiciones especiales para diseño sísmico, frente a un diseño convencional.

- a) Identificación de las propiedades que diferencian el comportamiento sísmico, en un diseño que aplica disposiciones especiales para el diseño sísmico frente a un diseño convencional.

- b) Validación y reconocimiento de la importancia de la aplicación las disposiciones especiales para diseño sísmico del RNE E.060 con una evaluación por desempeño

1.5. HIPÓTESIS

1.5.1. HIPOTESIS GENERAL

Un diseño que aplica “disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la norma E0.60 logra un mejor comportamiento sísmico frente a un diseño convencional.

1.5.2. HIPOTESIS ESPECÍFICAS

- a) Un análisis estático no lineal permite demostrar que el comportamiento sísmico de un diseño que aplica disposiciones especiales para diseño sísmico es superior frente a un diseño convencional.
- b) El comportamiento sísmico de un diseño que aplica disposiciones especiales para el diseño sísmico se diferencia de un diseño convencional en su capacidad, demanda y reserva de ductilidad e índice de daño que presentará ante un mismo nivel sísmico.
- c) Para validar y reconocer la importancia de las disposiciones especiales para el diseño sísmico del RNE E.060 es necesario hacer una evaluación por desempeño que permita corroborar dicha importancia.

CAPÍTULO II

MARCO TEORICO

2.1. ANTECEDENTES DEL ESTUDIO

- **Vergara A. Zevallos M. (2014)** “Análisis sísmico por desempeño estático no lineal ”

El presente trabajo pretende realizar un diseño sismo-resistente, basado en el estado de daño de la estructura post-sismo, de acuerdo a la solicitud de desempeño del usuario. 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 desempeño buscado, el cual se vea reflejado en la cantidad de daño que sufrirá la estructura, tras el evento sísmico.

Se encontró que para un sismo de diseño, después de hacer un diseño por capacidad tanto a vigas como columnas y evaluar cada elemento estructural mediante un software matlab donde se diseñó un arreglo lógico-matemático para automatizar los cálculos con el cual se representó el comportamiento de las secciones, se obtuvo para toda la edificación un nivel de desempeño de “operacional” con un desplazamiento máximo de 4.13cm, mediante el método FEMA-356 a demás a modo de comparación, con el método del ATC40 se llegó para el sismo de diseño a un desplazamiento máximo de 4.15cm esto corrobora el resultado alcanzado. De la curva de capacidad se obtuvo una fuerza cortante de colapso de $V_{col} = 1447.98$ tn con un desplazamiento máximo Δ_{col} de 16.03 cm, fuerza cortante de fluencia efectiva de $V_{f.e.} = 525.06$ tn con un desplazamiento máximo $\Delta_{f.e.}$ de 3.14 cm, fuerza cortante de demanda de $V_d = 625.50$ tn con un desplazamiento máximo Δ_d de 4.13 cm, la estructura presenta una sobre resistencia neta de $V_{col} / V_{f.e.} = 2.8$ y una sobre resistencia de demanda de $V_{col} / V_d = 2.3$, esto debido a la ductilidad que posee, ductilidad neta $\Delta_{col} / \Delta_{f.e.} = 5.1$, ductilidad de demanda $\Delta_{col} / \Delta_d = 3.9$. En conclusión 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 con la formación de las rotulas plásticas, comportamiento inelástico, obligando al diseñador a tomar medidas respectivas al caso con la finalidad de obtener un mejor comportamiento sísmico.

- **Portillo Y., Rodríguez J. y Martínez C. (2011)** – “Introducción al diseño de marcos de concreto reforzado, por el método de análisis estático no lineal (PUSH-OVER) utilizando un software especializado

Esta tesis estudia el desempeño de edificios de concreto reforzado, estructurados en base a marcos planos, para eso se analizó y diseño un edificio de 4 niveles conformado por 8 marcos planos. El desempeño de la estructura fue evaluado bajo procedimientos estáticos, según la norma técnica de diseño por sismo de el Salvador, para luego ser analizada por el método no lineal o análisis Pushover con el objetivo de comparar ambos análisis, posteriormente se describe la secuencia de fallas que afecta a la estructura, se evalúan las curvas de capacidad del edificio dando así un avance a los análisis de diseño estructural y llevando su aplicación al estado no lineal, y dejando las puertas abiertas para llegar a implementar los análisis dinámicos, que serían el siguiente paso en el análisis estructural.

Los resultados obtenidos fueron de la comparación de un análisis estático no lineal con el modelamiento estático lineal de la estructura, para los cuales se utilizó la misma calidad de los materiales y las mismas características geométricas, sin embargo cada análisis posee su propio algoritmo de asignación de carga mediante el programa SAP 2000.

Se compararon principalmente el periodo de vibración y la deformación modal de la estructura, presentado una diferencia entre periodos de **modo 1 = 0.627**, **modo 2 = 0.4588**, **modo 3 = 0.4332**, **modo 4 = 0.1641**, esto indica que en el análisis modal no lineal, los elementos muestran mayor rigidez debido al comportamiento no lineal de los materiales.

Los desplazamientos estático lineal del edificio para la dirección Y-Y fue 1ºmodo **$\Delta_{est.lin}$** = 20.52cm, 2ºmodo **$\Delta_{est.lin}$** = -0.5cm, 3ºmodo **$\Delta_{est.lin}$** = 0.04cm, 4ºmodo **$\Delta_{est.lin}$** = -17.62cm, en cuanto a los desplazamientos estático no lineal 1ºmodo **$\Delta_{est.nolin}$** = -9.33cm, 2ºmodo **$\Delta_{est.nolin}$** = 0.23cm, 3ºmodo **$\Delta_{est.nolin}$** = -0.07cm, 4ºmodo **$\Delta_{est.nolin}$** = 7.71cm, se observa que los desplazamientos en el análisis estático lineal son mayores, esto se debe a que la resistencia de los elementos en el análisis estático es constante, mientras que en el análisis no lineal cambia dependiendo de la deformación del elemento estructural.

En cuanto a la comparación de fuerzas internas de los elementos con reacciones máximas, para el 1 modo de vibración, solo se comparó algunos elementos **col C-3**, reacción máxima carga axial: análisis lineal **Vux**: 0.03tn,

Pu:-102tn **Mux(-):**0.08tn, **Mux(+):**0.04tn, valores obtenidos para análisis no lineal, misma sección: **Vux:** -0.01tn, **Pu:**46.70tn **Mux(-):**0.02tn, **Mux(+):**0.03tn, reacción máxima cortante: análisis lineal **Vux:** 18.51tn, **Pu:**-16.10tn **Mux(-):**48.33tn, **Mux(+):**12.77tn, valores obtenidos para análisis no lineal, misma sección: **Vux:** -8.79tn, **Pu:**7.43tn **Mux(-):**6.68tn, **Mux(+):**22.32tn, se observa que las reacciones para el análisis no lineal son menores, esto quiere decir que el análisis no lineal maneja datos más reales de manera que el software ,sap2000, proporciona dimensiones menores en sus propiedades, por lo tanto las exigencias de área en acero serán menores, edificación más económica, pero siempre regidas a la seguridad estructural, sin sobre-reforzar los elementos.

En cuanto a la curva de capacidad la estructura alcanza su capacidad última en un Δ de 10.41cm con una cortante basal de 365.43tn, las primeas articulaciones plásticas se muestran en las vigas centrales y las columnas del 1er nivel. El análisis Pushover nos sirve para ver la magnitud del daño y mediante el monitoreo de la deformación del desempeño (momento –giro, o desplazamientos) de los elementos estructurales poder calificar como daños aceptables o no mediante los límites de aceptación.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. DISEÑO SEGÚN NORMA NACIONAL DE CONCRETO ARMADO

2.2.1.1. DISEÑO CONVENCIONAL DE CONCRETO ARMADO SEGÚN E.060:

- **Requisitos de resistencia – Combinaciones de carga (Capítulo 9.2):**

Se diseñarán para las cargas actuantes en las combinaciones:

$$U = 1.4 CM + 1.7 CV$$

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm CS$$

$$U = 0.9 (CM + CV) \pm CS$$

Siendo:

U : Combinación última

CM : Carga muerta

CV : Carga viva

CS : Carga sísmica

- **Detalles del refuerzo (Capítulo 7):**

Refuerzo transversal para elementos a compresión:

Estribos

El diámetro de estribo utilizado dependerá de la barra longitudinal colocada.

Tabla 2.1: Diámetro de estribos para barras longitudinales.

Diámetro de estribo	Para barras longitudinales de
8mm	$D \leq 5/8"$
3/8"	$5/8 < D \leq 1"$
1/2"	$D > 1"$

Fuente: Reglamento nacional de edificaciones, norma E.060.

El espaciamiento de los estribos no debe exceder de:

- 16 veces el diámetro de la varilla longitudinal.
- 48 veces el diámetro de los estribos.
- La menor dimensión transversal del elemento.

- **Flexión y carga axial (Capítulo 10):**

Refuerzo mínimo en elementos sometidos a flexión

Para elementos con sección rectangular el acero mínimo debe ser \geq

$$A_s \min = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} * b_w * d \quad (1)$$

El acero debe diseñarse para resistir los momentos actuantes, las metodologías de cálculo elástico clásicas son aceptables.

- **Cortante y torsión (Capítulo 11):**

- **Límites para el espaciamiento del refuerzo de cortante**

El espaciamiento de los estribos no debe exceder de:

- La mitad del peralte efectivo
- 60cm

Si la resistencia a corte requerida por el acero (vs) supera el valor de $0.33\sqrt{f'c} * bw * d$ la separación de estribos indicada en el punto anterior debe reducirse a la mitad. (2)

- **Refuerzo mínimo de cortante**

Para cualquier sección donde la cortante última exceda de la mitad de la resistencia de diseño del concreto ($0.5\phi Vc$) se deberán colocar un área de estribos no menor que:

$$A_v \min = 0.2 \sqrt{f'c} \frac{bwS}{f_{yt}} \text{ Pero no debe ser menor que } 3.5 \frac{bwS}{f_{yt}} \quad (3)$$

El acero debe diseñarse para resistir junto al concreto la cortante actuante, siendo la resistencia del acero:

$$V_s = A_v * f_y * \frac{d}{s} \quad (4)$$

- **Disposiciones especiales para muros de concreto armado (Capítulo 11.10):**

- **Refuerzo distribuido vertical y horizontal**

Las cuantías mínimas de refuerzo en el alma, horizontal y vertical, así como sus espaciamientos son definidos según 11.10.

La resistencia nominal a corte (V_n) del muro no debe ser mayor de:

$$V_n = 2.6\sqrt{f'c} * Acw \quad (5)$$

Donde:

Acw : área resistente a corte del muro.

La contribución del concreto a corte (V_c) no debe ser mayor de:

$$V_c = Acw(ac * \sqrt{f'c}) \quad (6)$$

Donde:

αc : Coeficiente por esbeltez del muro.

Tabla 2.2: Coeficiente αc .

αc	Hm/lm
0.80	≤ 1.50
0.53	≥ 2.00
Interpolar entre 0.25 y 0.17	Entre 1.50 a 2.00

Fuente: Reglamento nacional de edificaciones, norma E.060.

Cuando los muros están sometidos a cargas de tracción axial el valor de contribución del concreto (V_c) debe ser reducido por el factor $(1 - N_u/35/A_g) \geq 0$.

El espaciamiento del refuerzo en cualquier dirección en muros estructurales no debe ser mayor que el triple de su espesor ni de 40cm.

Cuando la fuerza cortante sea menor que $0.27\sqrt{f'_c} * A_{cw}$, el refuerzo mínimo debe ser:

- La cuantía de refuerzo horizontal no será menor que 0.002.
- La cuantía de refuerzo vertical no será menor que 0.0015.

Cuando la fuerza cortante sea mayor que $0.27\sqrt{f'_c} * A_{cw}$, el refuerzo mínimo debe ser según 11.10.10. (NTP E.060)

Diseño del refuerzo para cortante en muros (11.10.10)

Donde la cortante última exceda a la resistencia al corte del concreto se deberá proveer refuerzo por corte según la siguiente expresión.

$$V_s = A_{cw} * p_h * f_y \quad (7)$$

Donde:

V_s : fuerza resistente a corte por acero.

p_h : cuantía de refuerzo horizontal.

La cuantía de refuerzo horizontal no debe ser menor de 0.0025.

La cuantía de refuerzo vertical (p_v) no debe ser menor que:

$$pv = 0.0025 + 0.5\left(2.5 - \frac{hm}{lm}\right)(ph - 0.0025) \geq 0.0025 \quad (8)$$

Donde:

hm: altura total del muro.

lm: longitud total del muro.

pv no necesita ser mayor que el valor de ph calculado

Cuando el espesor del muro sea mayor que 20cm o la cortante última exceda a la resistencia al corte del concreto se deberá colocar doble malla de refuerzo (una por cara).

2.2.1.2. DISEÑO DE CONCRETO ARMADO APLICANDO DISPOSICIONES ESPECIALES (CAPÍTULO 21)

Para aplicar las disposiciones especiales primero debe realizar un diseño convencional y luego seguir la metodología que se presenta a continuación:

Adicional al diseño convencional la normativa nacional de concreto armado para diseños sismo resistente E.030 indica: “Todos los elementos de concreto armado que conforman el sistema estructural sismoresistente deberán cumplir con el Capítulo 21 “Disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la Norma Técnica E.060 Concreto Armado del RNE.”

Se presentan los subcapítulos utilizados en la edificación de estudio:

- **Sistemas Dual I (Capítulo 21.4):**

Diseño por pseudo capacidad - Dual I

Para asegurar que la falla de un elemento de concreto armado sea a flexión (dúctil) y no a corte (frágil) se debe utilizar una fuerza cortante para diseño no menor que:

La suma del cortante asociado al desarrollo de los momentos nominales del elemento de cada extremo de la luz libre y el cortante isostático por cargas tributarias últimas. En los elementos a flexocompresión los momentos nominales estarán asociados a la fuerza axial última que resulte en el mayor momento nominal posible.

El cortante máximo por combinaciones de cargas:

$$U = 1.25 (CM + CV) \pm 2.5CS$$

$$U = 0.90 CM \pm 2.5CS$$

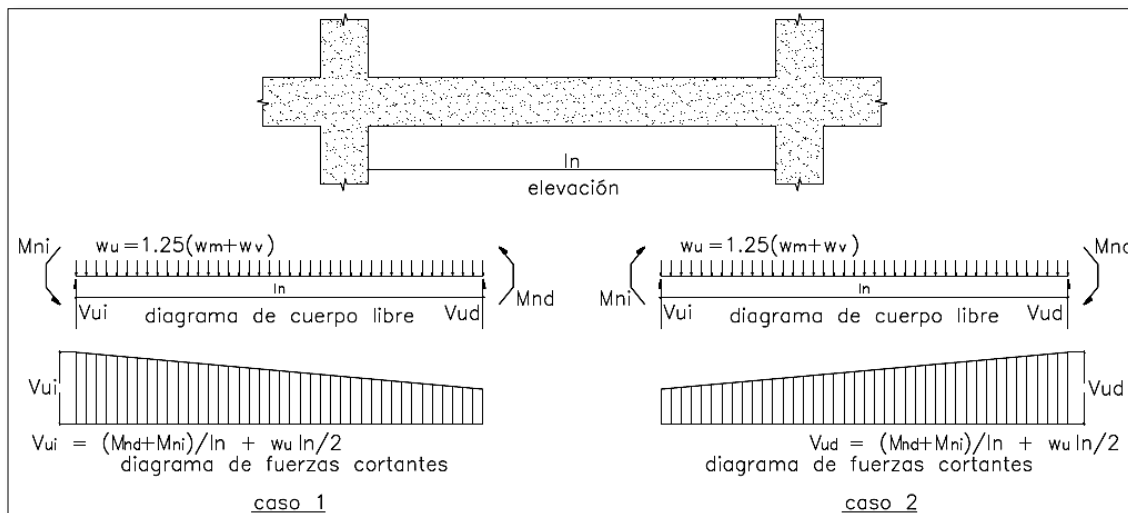


Figura 2.1: Fuerza cortante de diseño en vigas.

Fuente: N.T.E. E.060 concreto armado 21.4.3a

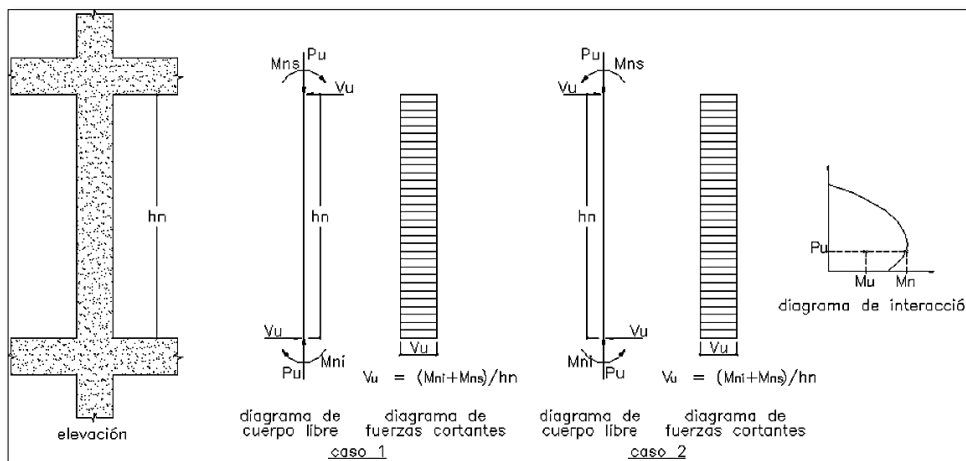


Figura 2.2: Fuerza cortante de diseño en columnas.

Fuente: N.T.E. E.060 concreto armado 21.4.3b

Requisitos para elementos a flexión-Dual I

La resistencia a momento positivo en la cara del nudo no debe ser menor que un tercio de la resistencia a momento negativo en la misma cara.

La resistencia a momento negativo y positivo en cualquier parte del elemento debe ser mayor a un cuarto de la máxima resistencia a momento en cualquier cara de nudo de dicho elemento.

En ambos extremos del elemento se colocaran estribos cerrados de confinamiento en una longitud de dos veces el peralte del elemento, que va desde la cara del elemento hacia el centro de la luz. El 1° estribos estará a no más de 100 mm de la cara del elemento de apoyo.

El diámetro de estribo utilizado dependerá de la barra longitudinal colocada. (Ver tabla 02)

El espaciamiento de los estribos de confinamiento no debe exceder del menor de:

- La cuarta parte del peralte efectivo ($d/4$), no menor 15 cm.
- Diez veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro. (Con el fin de reducir la longitud de pandeo de la barra longitudinal).
- 24 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.
- 30cm.

El espaciamiento de los estribos en la zona central (ver fig.03) no debe ser mayor de 0.5 del peralte efectivo (d). En todo el elemento la separación de los estribos no debe ser mayor que la requerida por fuerza cortante.

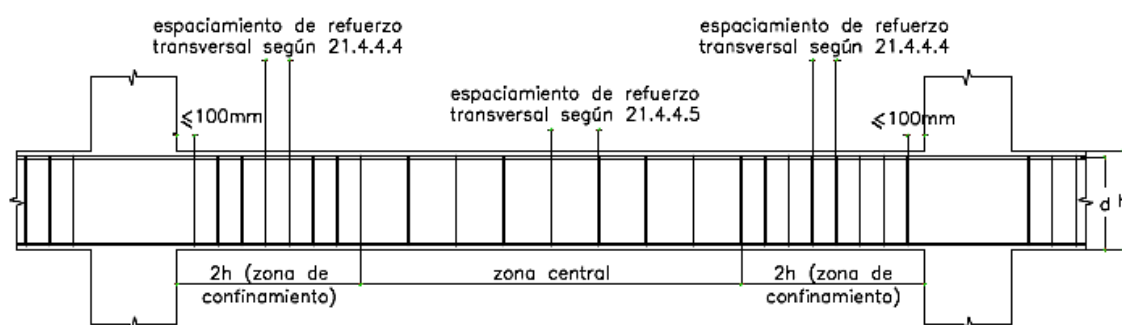


Figura 2.3: requerimiento de estribos en vigas.

Fuente: N.T.E. E.060 concreto armado 21.4.4

Elementos en flexocompresión-Dual I

La cuantía de refuerzo longitudinal no debe ser menor que 1% ni mayor que 6%.

En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_o por una longitud L_o medida desde la cara del nudo. El diámetro de los estribos será según la tabla 01.

El espaciamiento S_o , no debe exceder al menor entre:

- Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.
- La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento.
- 10 cm.

La longitud L_o , no debe ser menor que, el mayor de:

- Una sexta parte de la luz libre del elemento.
- La mayor dimensión de la sección transversal del elemento.
- 50cm.

El espaciamiento de los estribos en la zona central (ver fig.04) debe cumplir con 7.10 y 11.5.5.1 del RNE E.060, y no debe ser mayor que lo requerido por fuerza cortante ni de 30cm.

El espaciamiento de los estribos no debe exceder de 16 veces el diámetro de las barras longitudinales, 48 veces el diámetro de la barra de los estribos, ni la menor dimensión transversal del elemento sometido a compresión.

El espaciamiento del refuerzo de corte no debe exceder: $d/2$ ni de 60 cm.

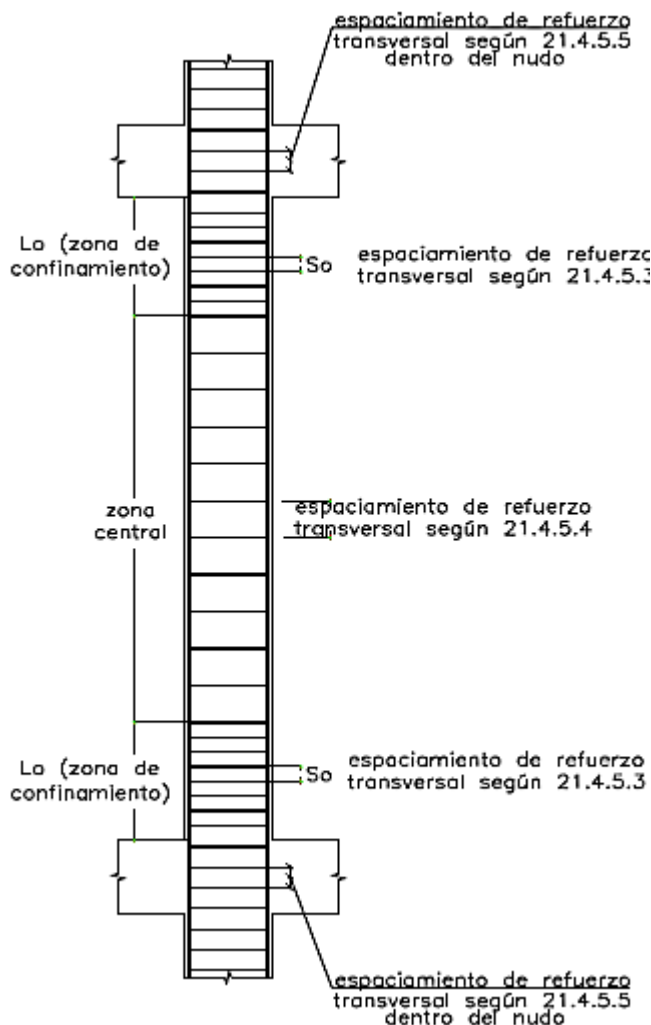


Figura 2.4: Requerimiento de estribos en columnas.

Fuente: N.T.E. E.060 concreto armado 21.4.5

- **Muros estructurales (Capítulo 21.9):**

Espesor mínimo

El espesor del alma de los muros de corte debe ser mayor a $1/25$ de la altura entre los elementos que le proporcionan apoyo lateral pero no menor de 15cm. Cuando el muro de corte sirva también como muro de contención el espesor debe ser 20 cm como mínimo y ser diseñada para zonas perpendiculares a su plano.

En cuanto al refuerzo distribuido vertical y horizontal ver el punto 2.2.1.1.

Del diseño del refuerzo para cortante en muros ver en punto 2.2.1.1.

Resistencia al cortante por pseudocapacidad (muros):

El cortante de diseño V_u se ajusta a la capacidad resistente a flexión:

$$V_u \geq V_{ua} * \frac{M_n}{M_{ua}} \quad (9)$$

$$\frac{M_n}{M_{ua}} \leq R \quad (10)$$

V_{ua} y M_{ua} son las fuerzas actuantes en combinación con la carga P_u asociada y M_n es el momento resistente del acero colocado. R el factor de reducción utilizado en el análisis sísmico.

Este ajuste no debe aplicarse más allá de:

$$\frac{M_u}{4V_u}; l_m; h_{2pisos} \quad (11)$$

Elementos de borde en muros estructurales:

Se requiere confinar elementos de borde cuando la profundidad del eje neutral "c":

$$c \geq \frac{l_m}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_m} \right)} \quad (12)$$

Siendo " δ_u " el desplazamiento lateral inelástico calculado según NTE E.030 (16.4)

De requerirse confinamiento, este debe extenderse una longitud vertical no menor de:

$$\frac{M_u}{4V_u}; l_m \quad (13)$$

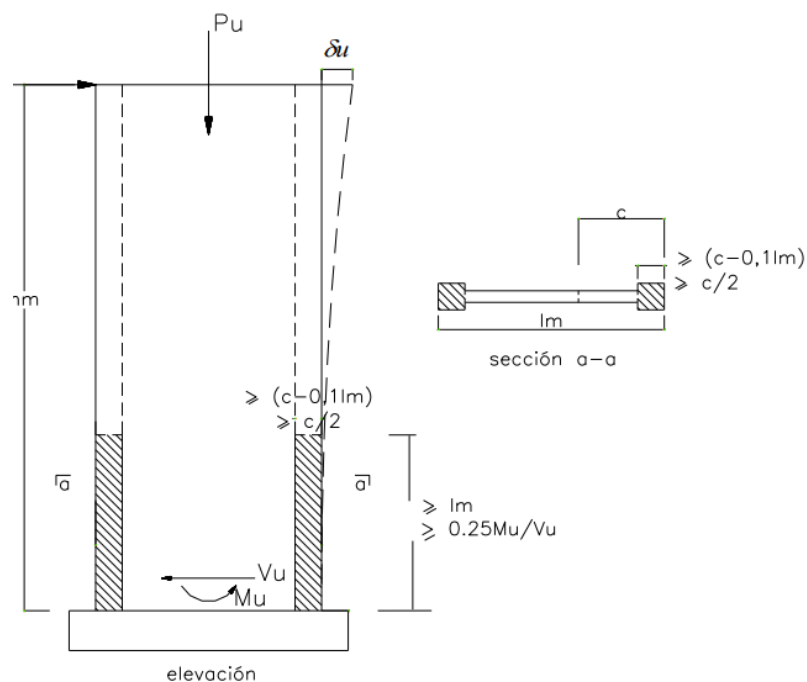


Figura 2.5: Confinamiento en elementos de borde.

Fuente: N.T.E. E.060 concreto armado 21.9.7.4

De requerirse elementos de borde su espesor no debe ser menor a 15cm y su longitud no menor del mayor valor entre $(c-0.1 \cdot l_m)$ y $c/2$.

Los estribos no deben espaciarse más de:

- 10 veces el diámetro de la barra confinada de menor diámetro.
- Menor dimensión del elemento de borde.
- 25 cm.

Cuando no se requieran elementos de borde confinados, pero exista concentración de acero en los extremos se debe aplicar los requisitos de columnas.

2.2.2. EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO

El diseño por desempeño permite predecir con fiabilidad la respuesta de la estructura ante distintos niveles de movimientos sísmicos.

El desempeño es función del daño en un edificio, según sea el interés de la evaluación (daño a elementos estructurales, no estructurales, económicos, vida humana, etc.).

Puntos no resueltos con el desempeño sísmico

- ✓ Los factores que intervienen en el diseño por desempeño utilizados se hacen con tendencias y con cierto grado de incertidumbre.
- ✓ No se puede predecir con exactitud la ubicación del sismo y las condiciones de la ocurrencia, ni las condiciones de transmisión de ondas sísmicas reales por ello la intensidad, forma espectral o la forma de onda de un terremoto futuro no se pueden predecir de forma precisa.
- ✓ Los modelos estructurales realizados virtualmente, son complejos pero aún no representan la totalidad de la realidad.
- ✓ La interacción suelo estructura no se toma en cuenta como el proceso complejo que representa.

2.2.2.1. DEFINICIÓN DE UN MODELO NUMÉRICO INELÁSTICO

Los modelos numéricos que estiman el comportamiento estructural de una edificación se crean a partir de la información del comportamiento axial de los materiales que la conforman hasta lograr definir toda la estructura como tal:

2.2.2.1.1. COMPORTAMIENTO DE MATERIALES: DIAGRAMAS CONSTITUTIVOS

Para conocer el comportamiento completo de la estructura es necesario primero establecer el comportamiento completo (incluyendo el rango inelástico) de cada uno de sus materiales, mediante de diagramas de esfuerzo deformación.

Dicha información se obtiene de pruebas de laboratorio controladas de cada material, sin embargo a lo largo de los años de estudio experimental se han establecido formas teóricas de estas curvas en base a parámetros de cada material (resistencia, confinamiento, cuantías, etc.); son precisamente estas curvas teóricas las que se emplean en esta investigación.

CONCRETO: CURVA DE MÁNDER

Existen muchos modelos constitutivos teóricos con diferentes niveles de precisión, de acuerdo a la finalidad de esta investigación es uno de los más apropiados el modelo de Mánder ya que puede considerar el efecto triaxial del concreto confinado en base a sus condiciones. “El Modelo de Mánder es actualmente uno de los más utilizados para la investigación del comportamiento de secciones de concreto en flexión y flexocompresión.” (Ottazzi 2004).

El modelo no confinado de Mánder considera un comportamiento parabólico hasta el esfuerzo máximo a la compresión (f'_c), posteriormente hay un decaimiento casi lineal de la resistencia hasta la deformación de rotura (ϵ_{cu}). Para el modelo de Mánder es posible modificar la curva correspondiente al concreto no confinado, para incluir el efecto de confinamiento (estribos o espirales) en base a parámetros como el tipo y espaciamiento de estribos, geometría de la sección, cuantía longitudinal de refuerzo, esfuerzo máximo a la compresión (f'_c) y deformación unitaria máxima base (ϵ_{cu}). El efecto de confinamiento tiende a incrementar ligeramente la resistencia a la compresión y considerablemente la deformación unitaria de rotura.

El modelo confinado de Mánder empieza de forma muy similar al concreto no confinado aproximadamente hasta el esfuerzo crítico ($75\% f'_c$), luego presenta un incremento de la resistencia a la compresión hasta un nuevo máximo (f'_{cc}) y se puede observar un gran aumento de deformación unitaria inelástica del concreto y por ende una deformación unitaria de rotura mucho mayor (ϵ_{ccu}). La deformación unitaria máxima del concreto confinado teóricamente tiene valores bastante altos (alrededor de $\epsilon_{ccu}=0.04$), pero tales valores de deformación no son aceptables en la práctica ni tampoco logrables en condiciones reales por lo que para esta tesis se han castigado la deformación máxima a valores entre 0.006 y 0.01 dependiendo del espaciamiento de los estribos como se observa en la figura 2.6.

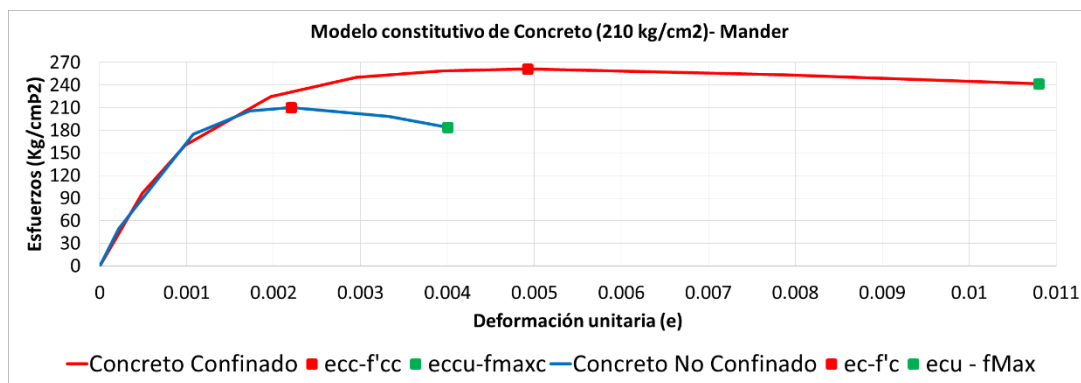


Figura 2.6: Modelo constitutivo del concreto utilizado.

ACERO: CURVA COMPLETA

Es uno de los modelos más detallados que incluye el comportamiento completo del acero. En la figura 2.7 graficamos la curva completa que inicia con un tramo lineal que representa el rango elástico hasta el límite proporcional que coincide con el punto de fluencia (f_y); posteriormente se produce un tramo recto horizontal (incremento de deformación sin incremento de esfuerzo), entre 10 a 15 veces la deformación elástica (e_y); luego se produce un endurecimiento por deformación hasta el esfuerzo máximo de rotura (f_u).

Para la construcción de los modelos constitutivos de ambos materiales se ha utilizado el software SAP 2000 v.16.0.0. (A partir de las cuales se van a crear los diagramas momento curvatura de cada sección de concreto armado).

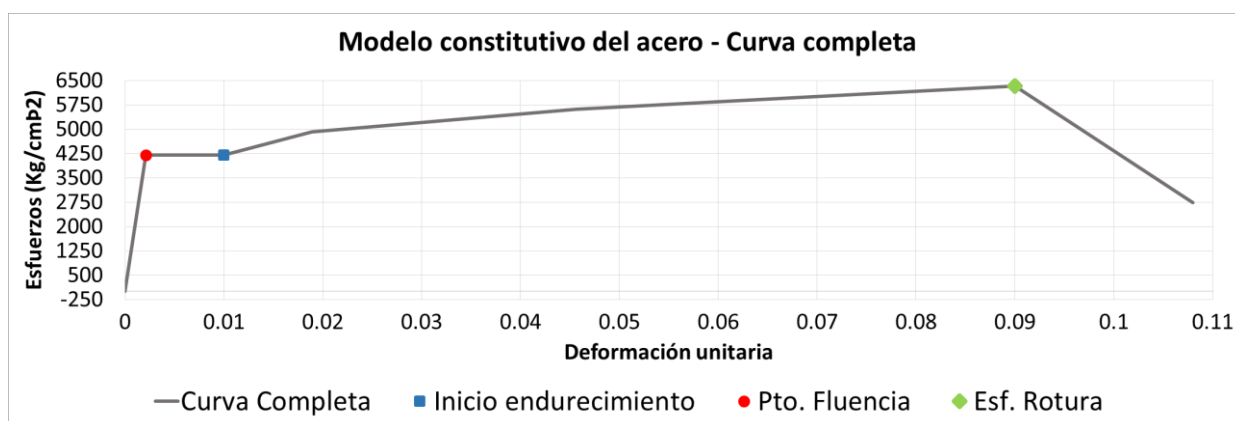


Figura 2.7: Modelo constitutivo del acero utilizado.

2.2.2.1.2. COMPORTAMIENTO DE SECCIONES: DIAGRAMAS MOMENTO CURVATURA

El diagrama de Momento curvatura ($M-\phi$) es función de los modelos constitutivos que se utilizan para determinar la relación esfuerzo-deformación del concreto y del acero.

“Cuando se termina un diseño estructural, es muy importante conocer la relación momento curvatura $M-\phi$, de las secciones de sus elementos, con el objeto de conocer cuál es la capacidad de ductilidad por curvatura ($\mu\phi$), la máxima capacidad a flexión del elemento (M_u) y comparar estas cantidades con las demandas que se tienen en el diseño”. (PhD. Aguiar, 2003).

Los elementos de concreto armado presentan dos tipos de capacidad: a flexión y a corte, lo usual en una sección diseñada bajo el RNE es que la capacidad por flexión sea menor a la de corte hasta un punto bastante avanzado del comportamiento de la sección. Al aplicar disposiciones especiales se asegura que la capacidad de corte sea siempre superior a la de flexión (diseño por capacidad); además para esta investigación se ha reducido la deformación unitaria máxima del concreto confinado (ver ítem 2.2.2.1.1.) y por tanto la capacidad a flexión se podrá desarrollar hasta el punto de castigo sin influencia de la capacidad a corte; es decir que solo se estudiará la capacidad a flexión en forma de diagramas momentos curvatura por sección.

En la figura 2.8 se observa el ejemplo de una viga de 25x35 con estribos de \varnothing 8 mm espaciado cada 20 cm, la línea (1) representa la capacidad a flexión de la viga y la línea (2) la capacidad a corte. La capacidad a flexión alcanza a la de corte en un punto bastante avanzado del comportamiento de la sección.

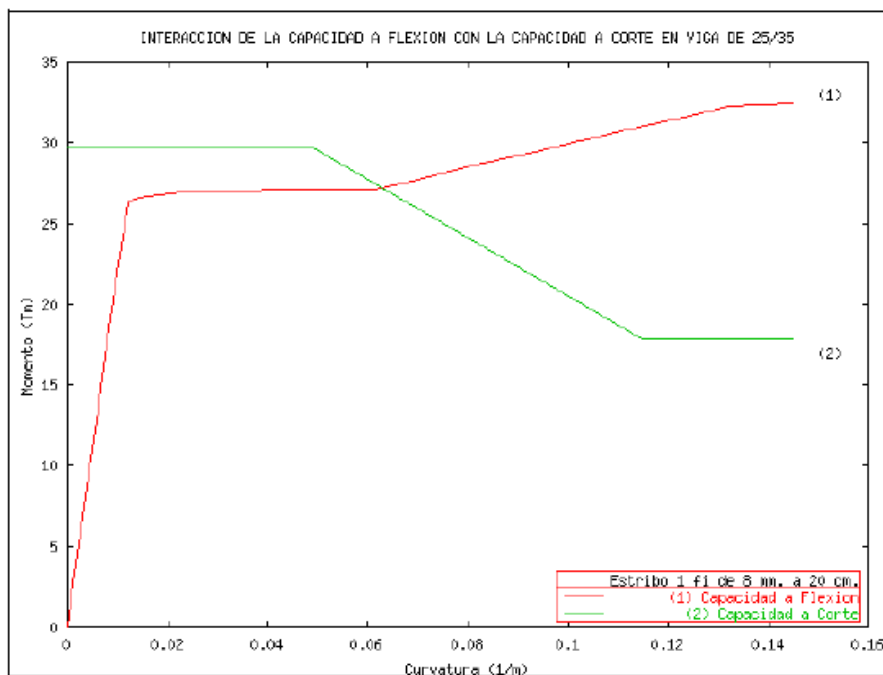


Figura 2.8: Comportamiento a flexión y corte de una viga de 25x35 Fuente: Aguiar, (2003).

En la figura 2.9 se observa el ejemplo de una viga de la misma sección 25x35 con estribos de Ø 10 mm espaciado cada 10 cm, la línea (1) representa la capacidad a flexión de la viga y la línea (2) la capacidad a corte.

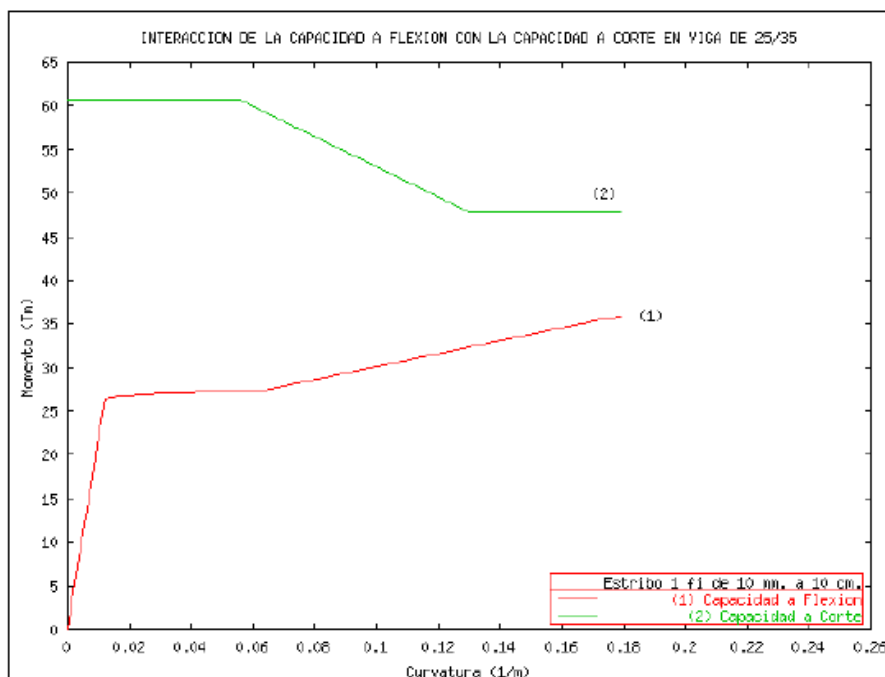


Figura 2.9: Comportamiento a flexión y corte de una viga 25x35. Fuente: Aguiar (2003).

Forma general de un diagrama momento-curvatura

Un diagrama momento curvatura está conformado por numerosos puntos que describen el comportamiento completo de la sección (elástico e inelástico) desde el punto de la solicitación hasta la falla, sin embargo, se puede resaltar algunos puntos notables dentro del mismo, ver figura 2.10.

Agrietamiento del concreto (A): Es cuando el concreto alcanza su esfuerzo crítico a tracción, se produce ante solicitaciones bajas y suele ser despreciado.

Fluencia efectiva del acero (Y): Es cuando el acero en tracción alcanza su esfuerzo de fluencia ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ a una deformación unitaria de ϵ_y), si se desprecia el punto A el rango elástico quedaría definido por el origen y la coordenada Y.

Inicio de la zona de endurecimiento (S): Es el punto donde el acero presenta el fenómeno de endurecimiento por deformación (aproximadamente $\epsilon=0.01$) debido al reacomodo de sus partículas.

Falla del concreto a compresión (U): Es el punto donde el concreto llega a su máxima deformación a compresión (ϵ_{cu}), dependerá de la calidad del concreto y de las condiciones de confinamiento.

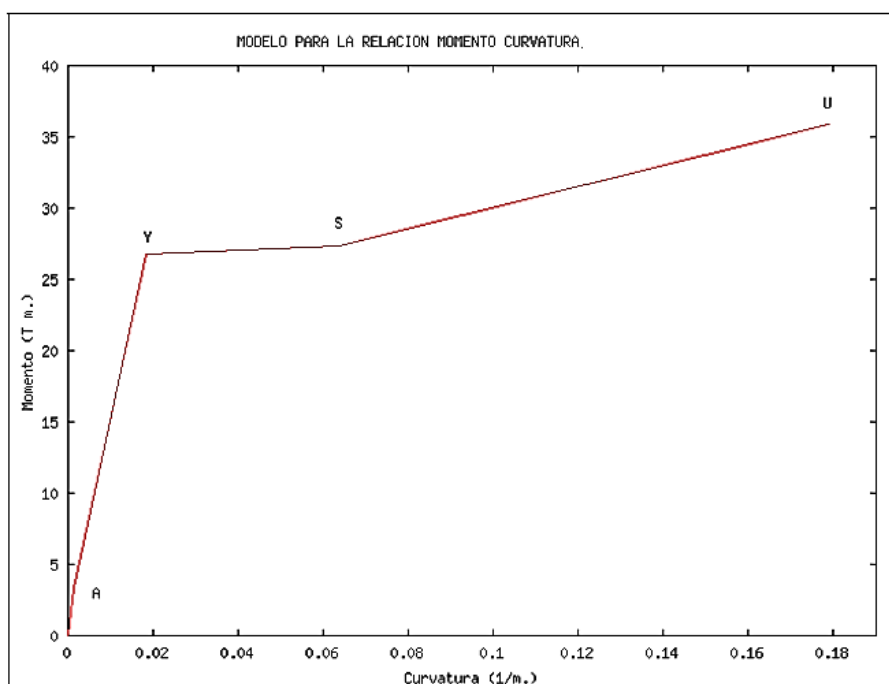


Figura 2.10: Forma general del diagrama momento curvatura.

Fuente: Aguiar (2003)

Efecto de la carga axial en el diagrama de momento de curvatura

Algunos elementos como las columnas y los muros estructurales tienen cargas axiales considerables que modifican el diagrama momento curvatura de flexión pura. Una carga de compresión axial incrementa la resistencia del diagrama momento curvatura, pero reduce su ductilidad, en cambio una carga de tracción axial reduce la resistencia, pero incrementa la ductilidad del diagrama, por tanto, existirá un diagrama momento curvatura para cada valor de carga axial distinta en una misma sección.

Esquema de cálculo

Para encontrar el diagrama de curvatura de una sección de concreto armado se hacen uso de los ya mencionados modelos constitutivos y tres parámetros básicos: Compatibilidad de deformaciones, equilibrio de fuerzas, equilibrio de momentos.

Procedimiento automatizable:

- Seleccionar una deformación unitaria para el concreto en la fibra extrema en compresión.
- Suponer una ubicación de eje neutro
- Trazar el perfil de deformaciones (compatibilidad de deformaciones)
- Con las deformaciones del acero y del concreto a compresión y tracción encontrar los esfuerzos correspondientes con los modelos constitutivos de los mismos.
- Con los esfuerzos hallados y las áreas de cada material encontrar las fuerzas correspondientes a tracción y compresión de cada uno.
- Verificar el equilibrio de fuerzas (Incluyendo la carga axial del elemento de existir) y de momentos, en caso de no cumplir el equilibrio corregir la ubicación del eje neutro hasta lograrlo.
- Hasta aquí se ha hallado un solo punto del diagrama momento curvatura correspondiente a la deformación unitaria para el concreto en la fibra extrema en compresión seleccionada; para encontrar el siguiente punto se debe imponer una nueva deformación unitaria para el concreto y repetir el proceso. Mientras más puntos se hallen mayor será la precisión del diagrama.

Aplicaciones de la relación momento -curvatura

En el diseño de elementos y estructuras de concreto armado es importante lograr un comportamiento dúctil, bajo cargas de gravedad y especialmente solicitaciones sísmicas severas. La importancia de considerar las características carga-deformación de un elemento o estructura se basan en necesidad de evitar fallas frágiles, si la estructura es dúctil lograr una redistribución de momentos y si la zona es de alta sismicidad, considerar la ductilidad en el diseño es muy importante. Estas características son dependientes del diagrama momento curvatura. Estos diagramas $M-\phi$ normalmente se construyen para sección de concreto armado considerando que las deformaciones son a flexión.

Capacidad de ductilidad (μ_ϕ)

Es la relación que existe entre la curvatura de colapso (ϕ_u) y curvatura de fluencia (ϕ_y). En el diseño sismorresistente de una estructura es necesario que el valor de ductilidad por curvatura sea lo más alto posible para que la estructura sea capaz de disipar mayor cantidad de energía ante un sismo severo. (Aguira-2003)

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (14)$$

Demanda de ductilidad (μ_d)

Se define la demanda de ductilidad por curvatura a la relación entre la curvatura de demanda (ϕ_d) y curvatura de fluencia (ϕ_y)

$$\mu_d = \frac{\phi_d}{\phi_y} \quad (15)$$

Reserva de ductilidad (μ_r)

Se define la reserva de ductilidad por curvatura (μ_r) como la diferencia entre la capacidad de ductilidad y la demanda de ductilidad por curvatura. Mientras más alta sea la reserva de ductilidad por curvatura de los diferentes elementos que conforman la estructura, mejor será el comportamiento sísmico que se espera de la edificación. (Aguiar 2003).

$$\mu_r = \frac{\phi_u}{\phi_y} - \frac{\phi_d}{\phi_y} \quad (16)$$

Índice de daño (I_D)

Se define el índice de daño como la relación entre la demanda de ductilidad por curvatura (μ_d) y la capacidad de ductilidad por curvatura (μ_ϕ). El índice de daño es el comportamiento no lineal que se espera, es un indicador de daños, se puede calcular en función de momentos o curvatura, sea para una sección de los elementos estructurales, a nivel de piso o a nivel de estructura.

$$I_D = \frac{\phi_d - \phi_y}{\phi_u - \phi_y} \quad (17)$$

De la misma manera se puede medir la capacidad de ductilidad de toda la estructura. “Una de las medidas más fáciles de medir la ductilidad de una estructura es en base al **desplazamiento**, mientras mayor sea el valor del desplazamiento de colapso (Δ_c), en relación con el desplazamiento límite elástico ($\Delta_{f.e.}$) la estructura tendrá mayor capacidad de deformación inelástica y, por consiguiente, mayor capacidad de sobrellevar los sismos severos”. (Muñoz-2016)

2.2.2.1.3. COMPORTAMIENTO DE RÓTULAS PLÁSTICAS: DIAGRAMAS MOMENTO GIRO

Cuando una zona de un elemento estructural alcanza la plastificación, es decir las secciones que lo conforman se han plastificado, se forma un mecanismo llamado rotula plástica; tal mecanismo tiene una capacidad de rotación inelástica limitada y su formación dependerá de la capacidad inelástica del elemento. El comportamiento de la rótula plástica queda definido mediante el diagrama momento giro, también llamado momento rotación.

“Es importante hacer notar la diferencia que existe entre un diagrama momento-curvatura y un diagrama momento-rotación para la zona plastificada de una viga de concreto armado. El primero corresponde a una sección (en teoría de longitud nula) fisurada de concreto armado y el segundo a una zona o porción del elemento, normalmente la zona donde se forma la articulación plástica.” (Ottazzi 2004)

Transformación del diagrama momento-curvatura a diagrama momento giro.

La rotación o giro en la zona plastificada (De A hasta B) se puede calcular a partir de la curvatura por unidad de longitud entre su inicio y fin.

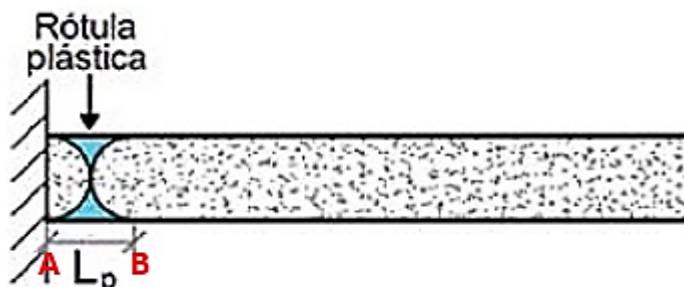


Figura 2.11: Viga empotrada con rótula plástica.

Fuente: cielo analytics.

$$\theta_{AB} = \int_A^B \varphi dx$$

Donde:

θ = Giro de la rótula.

φ = Curvatura de la sección.

La longitud de plastificación (L_p) no es conocida, por lo que se utiliza el criterio de Paulay y Priestley – 1992 el cual indica que se puede tomar el L_p entre un 45 a 50% del peralte del elemento.

Además se asume que la curvatura por unidad de longitud será constante a lo largo de la zona de plastificación. Entonces podemos encontrar el giro a partir de la curva con la siguiente fórmula.

$$\theta_{AB} = \varphi * L_p$$

$$\theta_{AB} = \varphi * 0.5 * h \quad (18)$$

2.2.2.2. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

2.2.2.2.1. COMPORTAMIENTO DE ESTRUCTURA: CURVA DE CAPACIDAD

Una vez definido el modelo numérico no lineal ya podemos conocer el comportamiento de la estructura ante acciones laterales a través de una curva de capacidad. Tal curva mostrara en sus dos ejes la sollicitación

aplicada a la estructura y la respuesta de la misma, usualmente se obtiene en función de la cortante basal aplicada y de la deformación en el punto de control establecido. Ver figura 2.14.

Se obtiene a través de un ensayo monotónico teórico "Pushover" en el cual se aplican fuerzas estáticas laterales incrementales en la dirección de análisis para obtener la respuesta de la edificación punto a punto hasta el colapso.

PUSHOVER

La técnica Pushover consiste en aplicar cargas laterales estáticas a la estructura en la dirección de análisis en los entrepisos. La forma al aplicar las cargas en cada piso puede ser variada de acuerdo al criterio e interés de la investigación; por ejemplo se puede utilizar un sistema de cargas triangulares, parabólicas, relacionadas a la masa de entrepiso, etc. Como se observa en la figura 2.12.

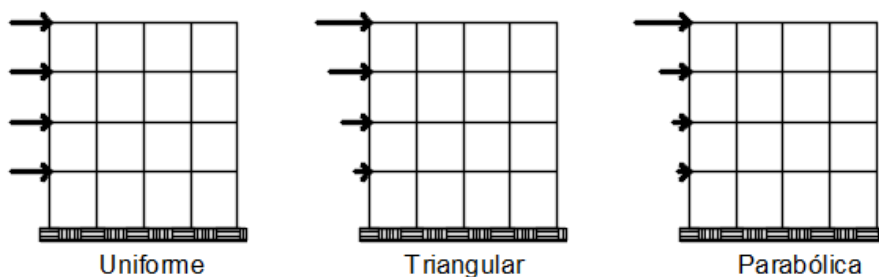


Figura 2.12: Formas de cargas monotónica aplicables

Las cargas se aplican de forma incremental hasta el colapso registrando la historia de avance, ver figura 2.13.

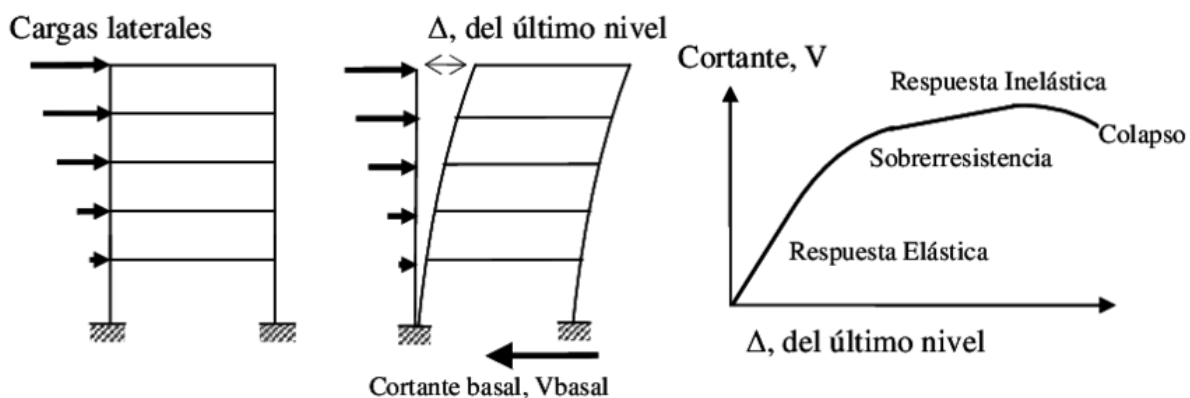


Figura 2.13: Esquema del procedimiento utilizado para el análisis Pushover.

Fuente: researchgate.net

La cortante basal aplicada de forma incremental representa una acción sísmica que lleva a la estructura hasta el colapso; sin embargo, es necesario considerar también las cargas de gravedad permanentes (carga muerta) y las transitorias (carga viva), que por diseño no llevarán a la estructura más allá del rango elástico, antes de aplicar el método Pushover. Con la curva de capacidad se conoce el comportamiento lateral de la edificación ante cualquier nivel de fuerza lateral aplicada.

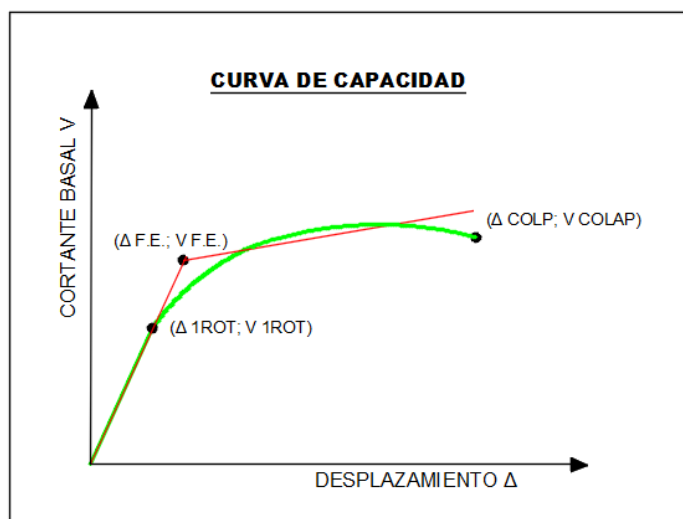


Figura 2.14: Puntos de importancia en la curva de capacidad.

En la curva de capacidad se presentan los siguientes puntos de importancia:

Aparición de la primera rotula: donde $\Delta 1 ROT$ es el desplazamiento de la primera rotula y $V 1 ROT$ es la fuerza cortante de la primera rotula. La formación de la primera rótula representa el fin de la fase elástica de la estructura, sin embargo luego de la primera rótula no se produce un cambio en la rigidez y la resistencia lateral por tal motivo se ubica la fluencia efectiva.

Punto de fluencia efectiva: donde $\Delta F.E$ es el desplazamiento de fluencia efectiva hallado por el criterio de las áreas iguales y $V F.E$ es la cortante de la fluencia efectiva correspondiente.

Punto de colapso: donde $\Delta COLAP$ es el desplazamiento de colapso y $V COLAP$ es la fuerza cortante de colapso correspondiente a la ruptura de la primera rotula.

2.2.2.3. MÉTODO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

Este método permite estimar el desempeño de una estructura ante un sismo dado, mediante el dibujo en un solo gráfico del espectro de capacidad y del espectro de demanda. El espectro de aceleraciones se convertirá a un espectro de aceleración-desplazamiento y la curva de capacidad en el espectro de capacidad, ambos en función ahora de aceleración espectral y desplazamiento espectral mediante la dinámica de estructuras.

2.2.2.3.1. CONVERSIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD A ESPECTRO DE CAPACIDAD

Para esta investigación la curva de capacidad se transformó a espectro de capacidad del primer modo o fundamental de la estructura. Para separar la respuesta del primer modo de la respuesta total de la CURVA DE CAPACIDAD, se halló el ESPECTRO DE CAPACIDAD del primer modo, mediante análisis dinámico modal de un sistema de un grado de libertad (simplificada y normalizada al movimiento del punto de control) en esta investigación, se utilizó el programa ETBAS para la conversión.

El análisis por desempeño basado en “Pushover” considera únicamente el primer modo de vibración, por ello es recomendado para estructuras regulares (donde el primer modo tiene mayor participación).

2.2.2.3.2. REPRESENTACIÓN BILINEAL DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD

El espectro de capacidad tiene una zona curva de transición entre el rango elástico e inelástico que no permite definir con precisión el punto de fluencia de la estructura. Para resolver este problema se puede representar el espectro de capacidad en su forma bilineal equivalente.

“Existen varios criterios para encontrar el modelo bilineal de la curva de capacidad resistente con el que se determina el punto en el cual la estructura deja de trabajar en el rango elástico e inicia su trabajo en el rango no lineal. A este punto se denomina punto de fluencia de la estructura”. - Aguiar (2003)

El criterio utilizado es el de las Áreas Iguales (energías equivalentes), esto se obtiene al igualar las áreas externas e internas del espectro de capacidad. Se ve su metodología en la figura 2.15.

Método de las áreas iguales

- Primero se estima un valor de aceleración espectral que corresponderá a la fluencia efectiva.
- Se ubica el punto correspondiente al 60% de la aceleración espectral estimada, cruzando la curva espectro de capacidad.
- Trazamos una línea recta desde el origen hasta el punto equivalente al 60% de la fluencia efectiva y se prolonga hasta alcanzar el valor estimado de aceleración espectral. Ahora ya se conoce la componente de deformación de la fluencia efectiva y por tanto el punto como tal.
- Desde el punto de fluencia efectiva se traza otra línea recta hasta el punto final de la curva espectro de capacidad.
- Finalmente se compara las áreas externas e internas generadas a la curva espectro capacidad, de ser iguales la estimación es correcta y la representación bilineal es equivalente; de no ser así hay que volver a estimar una aceleración espectral de fluencia efectiva.

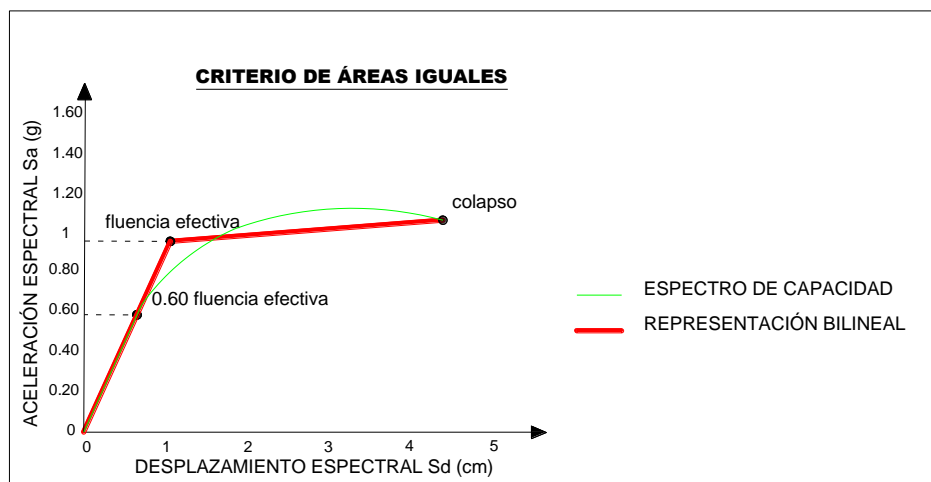


Figura 2.15: criterio de las áreas iguales.

2.2.2.3.3. CORRECCIÓN DEL ESPECTRO DE DEMANDA SÍSMICO POR AMORTIGUAMIENTO

Es necesario realizar una corrección por amortiguamiento al espectro de demanda ya que una estructura que alcanza comportamiento inelástico incrementará su amortiguamiento en relación al incremento de daños. Se

generan entonces dos problemáticas: No se conoce el amortiguamiento en los distintos niveles de daño de la estructura y es necesario hacer una corrección a los espectros (sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo) producto del análisis con amortiguamiento de 5%.

Como no se conoce el amortiguamiento de la estructura en comportamiento inelástico la norma ATC 40 expresa un amortiguamiento equivalente (β_{eq}) en base a dos componentes, el amortiguamiento viscoso y el amortiguamiento hysterético, el amortiguamiento viscoso es inherente a la estructura y se considera constante (5%) mientras que el amortiguamiento hysterético solo aparece después de que la estructura ha sufrido daños (incursión en el rango inelástico) y se irá incrementando a medida que estos daños aumenten.

$$\beta_{eq} = k * \beta_o + 0.05 \quad (19)$$

Donde:

k = modificador del amortiguamiento hysterético

β_{eq} = Amortiguamiento equivalente

β_o = Amortiguamiento hysterético

0.05 = Amortiguamiento viscoso

2.2.2.3.4. AMORTIGUAMIENTO VISCOSO

Los espectros de demanda utilizados (correspondientes al movimiento sísmico RNE-E.0.30 “diseño sismo resistente” para la zona de estudio escalado en tres niveles de demanda) son producto de un análisis que considera un amortiguamiento porcentual del 5%.

La normativa ATC 40 ofrece una metodología simplificada para encontrar el amortiguamiento efectivo, correspondiente a un nivel de daño definido y con este convertir los espectros de demanda de 5% de amortiguamiento a espectros con amortiguamientos distintos.

2.2.2.3.5. ESTIMACIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO HISTERÉTICO

Se puede encontrar el amortiguamiento hysterético en función de la energía disipada por amortiguamiento y la máxima energía por deformación:

$$\beta_o = \frac{1 E_D}{4\pi E_{S_o}} \quad (20)$$

Donde:

E_D = Energía disipada por amortiguamiento

E_{S_0} = Máxima energía por deformación.

E_D Es la energía disipada por el sistema inelástico y es igual al área de un ciclo de histéresis, como se observa en el área sombreada de rojo en la figura 2.16 se aprecia que el modelo no considera deterioro de rigidez en la descarga, tampoco deterioro de resistencia y efecto de cierre de grietas, E_{S_0} es la máxima energía y deformación que absorbe el sistema de rigidez área sombreada en azul figura 2.16. Según Aguiar R. En la normativa ATC-40 la estimación de ambas energías se propone a partir de la representación bilineal del espectro de capacidad.

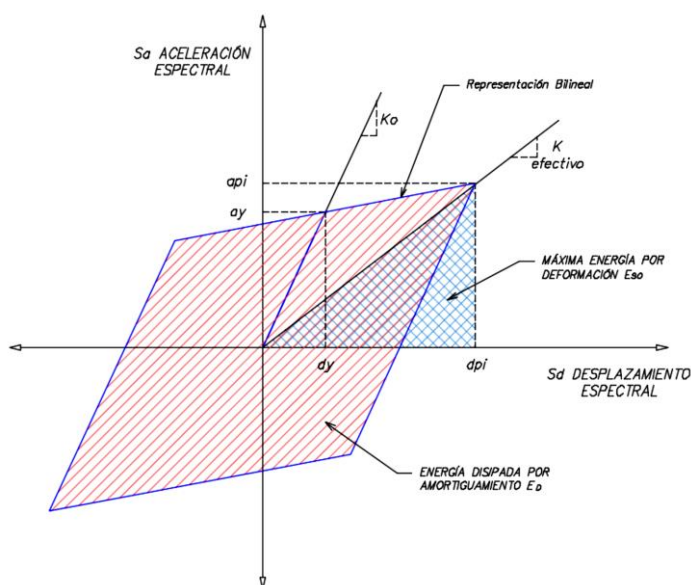


Figura 2.16: Definición de energía disipada por amortiguamiento y máxima energía por deformación.

Fuente: J. Purca (2015).

Así por simple geometría se obtienen ambas energías figura 2.17:

$$E_D = 4 * (a_y * d_{pi} - d_y * a_{pi}) \quad (21)$$

$$E_{S_0} = \frac{d_{pi} * a_{pi}}{2} \quad (22)$$

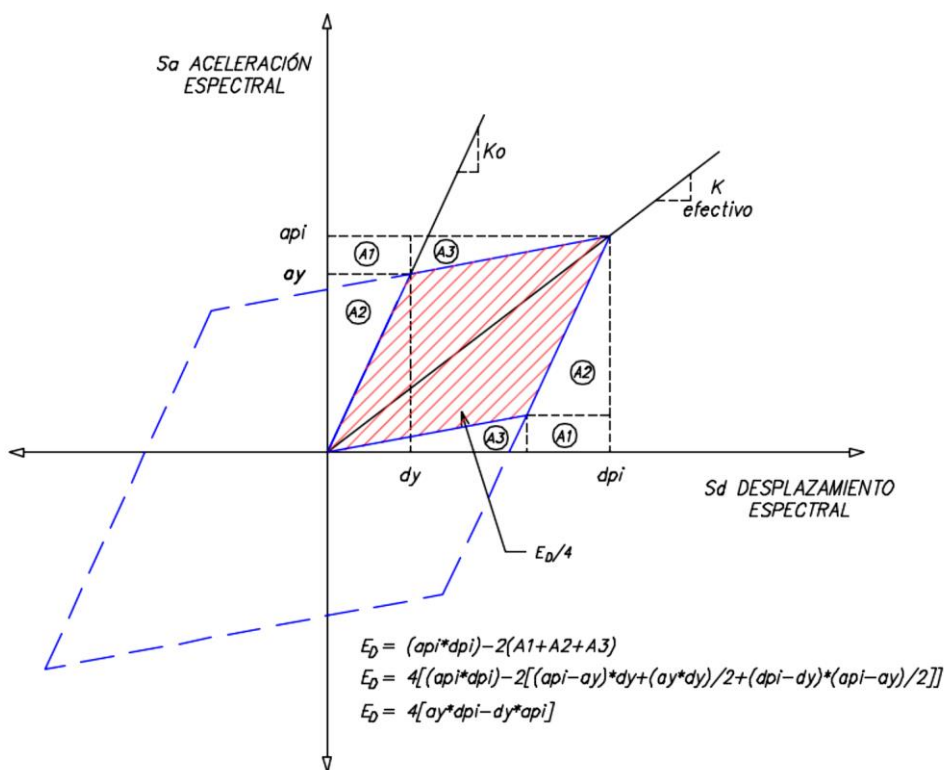


Figura 2.17: Estimación de energía disipada por amortiguamiento y máxima energía por deformación.

Fuente: J. Purca (2015).

Hasta aquí ya se tiene un valor de amortiguamiento histerético, pero éste puede sobreestimar el comportamiento estructural (ductilidad y lazos de histéresis) y no considera la duración del sismo; por ello se incorpora el factor “k” de modificación al amortiguamiento histerético. Para definir el tipo de comportamiento estructural se dispone de la siguiente tabla:

Tabla 2.3 Tipo de comportamiento estructural.

Duración del sismo	Estructura nueva	Edificio existente promedio	Edificio antiguo
	Diseñadas con normas sismo resistentes	Edificios que se planean reforzar	Edificios con incertidumbre de resistencia
Periodo corto	Tipo A	Tipo B	Tipo C
Periodo largo	Tipo B	Tipo C	Tipo C

Fuente: J. Purca (2015).

Con ella se define el valor de “k”:

Tabla 2.4 Modificador del amortiguamiento hysterético (“K”)

Tipo de comportamiento estructura	β_o (%)	k
Tipo A	≤ 16.25	1.0
	> 16.25	$1.13 - 0.51 \left[\frac{(a_y d_{di} - d_y a_{di})}{a_{pi} d_{di}} \right]$
Tipo B	≤ 16.25	2/3
	> 16.25	$0.845 - 0.446 \left[\frac{(a_y d_{di} - d_y a_{di})}{a_{pi} d_{di}} \right]$
Tipo C	cualquier valor	1/3

Fuente: J. Purca (2015).

2.2.2.3.6. ESTIMACION DEL AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE

Al reemplazar las ecuaciones (18) y (19) introducir el factor K de corrección al amortiguamiento hysterético el mismo que se indica en la tabla (2.4) e incluir el amortiguamiento viscoso inherente de la estructura --ya se consolida el amortiguamiento equivalente a:

$$\beta_{eq}(\%) = k \frac{200}{\pi} \frac{a_y d_{pi} - d_y a_{pi}}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \quad (23)$$

2.2.2.3.7. DEMANDA SISMICA

Los eventos sísmicos utilizados en la evaluación dependen de la historia sísmica de la zona, el interés y metodología de la investigación (análisis estático no lineal) los efectos del evento sísmico son presentados mediante espectros de respuesta de aceleraciones.

Para la presente tesis se definen las demandas sísmicas según los tres niveles establecidos por el ATC-40:

El ATC-40 recomienda tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Las principales características de estos tres sismos se describen a continuación. Las siglas S, D y M hacen referencia respectivamente a Servicio, Diseño y Máximo, mientras que E, conserva la inicial de la palabra inglesa” Earthquake”.

Sismo de servicio (Service Earthquake - SE): Corresponde a un movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 50 % de ser excedido

en un período de 50 años, o un período de retorno de 72 años. Éste se califica como un sismo frecuente ya que puede ocurrir más de una vez durante la vida de la estructura. Se considera 50% del sismo de diseño.

Sismo de diseño (Design Earthquake - DE): Representa un movimiento sísmico poco frecuente de intensidad entre moderada y severa, y se entiende que puede ocurrir al menos una vez durante la vida de la estructura. Se define como el movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 10 % de ser excedido en 50 años, es decir, que tiene un período de retorno de 475 años. En esta investigación el sismo de diseño está definido por la norma R.N.E. E.030 “Diseño sismo resistente” para la zona y suelo de estudio; cabe resaltar que para obtener el espectro inelástico u original a partir del espectro elástico de la norma es necesario retirar el factor de reducción sísmico (R) del mismo ya que se trata de un análisis no lineal. Ver figura 2.18.

Sismo máximo (Maximum Earthquake - ME): Corresponde al máximo movimiento del terreno que puede ser esperado en el sitio donde se encuentra localizada la estructura, con una probabilidad del 5 % de ser excedido en un período de 50 años, es decir, con un período de retorno de aproximadamente 975 años. Se considera entre 125% a 150% del sismo de diseño.

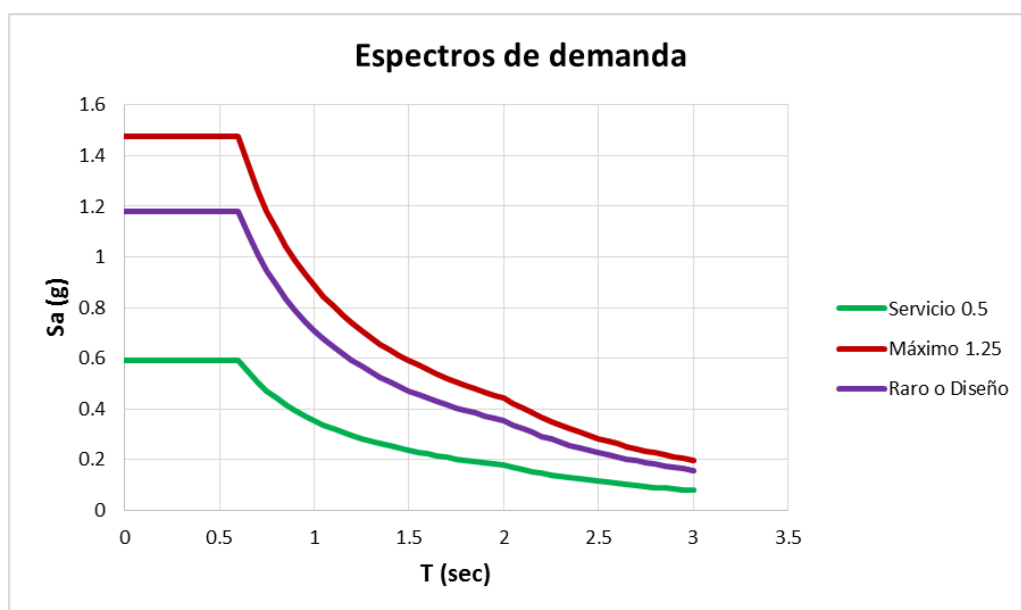


Figura 2.18: Espectros de respuesta de aceleración sin R.

2.2.2.3.8. CONVERSIÓN DE ESPECTRO DE DEMANDA A ESPECTRO DE ACELERACIÓN-DESPLAZAMIENTO

En el espectro de aceleraciones se transformó únicamente el eje de periodos a desplazamientos espectrales mediante la fórmula (ATC 40):

$$S_d = \frac{S_a T^2}{4\pi^2} \quad (24)$$

Dicha fórmula funciona únicamente para sistemas de 1 grado de libertad (Pushover estático no lineal).

2.2.2.3.9. REDUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DEMANDA SISMICO

La normativa ATC40 propone factores de reducción del espectro de demanda en función del amortiguamiento equivalente; el factor SRA aplicado a la plataforma de aceleración constante y el factor SRV al resto del espectro:

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eq})}{2.12} = \frac{1}{B_S} \quad (25)$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eq})}{1.65} = \frac{1}{B_L} \quad (26)$$

Para amortiguamientos menores a 25% los factores de reducción obtenidos con el β_{eq} (%) son acertados, sin embargo, para amortiguamiento mayores a 25% estos factores deben ser corregidos para no reducir erradamente el espectro de demanda, en general como recomendación se tiene un límite de amortiguamiento aceptable del 40%.

2.2.2.4. DESEMPEÑO SÍSMICO

Para el análisis por desempeño se utilizó el “método del espectro de capacidad”, se tiene por objetivo establecer un nivel de comportamiento de la estructura para diversas sollicitaciones o demandas sísmicas. Tal nivel de comportamiento queda definido por el máximo estado de daño permitido, ya sea de forma global con la deformación del punto de control o de forma local con el giro de las rotulas plásticas. Estos niveles de desempeño están establecidos en normas de análisis sísmico por desempeño, como el ATC40, FEMA 253, VISION 2000, etc. Es usual llamarles límites de aceptación.

Por los objetivos de esta investigación el nivel de desempeño de interés solo es estructural.

Nivel de desempeño para la estructura

- **Ocupación inmediata – SP1:** Estado de daño post-terremoto en el que el daño estructural es muy limitado (sin daño). Todos los elementos resistentes a fuerzas laterales y verticales mantienen sus características y capacidades. No existe riesgo a la vida por falla estructural. El ingreso, salida y ocupación del edificio no representan ningún peligro.
 - **Control daño – SP2 (intermedio):** Es un estado de daño auxilia entre SP1 y SP3. Pretende limitar el daño estructural (daño leve) de forma más exigente que seguridad de vida (SP3) sin exigir la continuidad de ocupación del edificio (ejemplo: museos).
 - **Seguridad de vida – SP3:** Estado con un nivel de daño estructural considerable, pero que se separa notablemente de cualquier tipo de colapso parcial o total (daño moderado).
 - **Seguridad limitada – SP4 (intermedio):** Estado auxiliar entre SP3 y SP5, (estado intermedio) utilizado cuando el costo eficiencia del estado SP3 no sea admisible y se logra seguridad específica tanto para la vida como para la estructura (Zonas críticas y no todo el edificio).
 - **Estabilidad estructural – SP5:** Estado post-terremoto en el cual el edificio está al borde del colapso parcial o total. Ha ocurrido gran cantidad de daño importante (daño severo) y la rigidez de los elementos resistentes laterales se ha degradado, sin embargo, la resistencia vertical de cualquier componente aún se mantiene. A pesar de existir estabilidad se considera inminente peligro a la vida por la posible falla de la edificación ante cualquier evento réplica. La necesidad de reparación será mayor y comprometerá la funcionalidad del edificio, y en la mayoría de casos sería económicamente inviable.
 - **Colapso – SP6 (No considerado):** Estado no considerado, útil para análisis especiales de elementos estructurales post-colapso.
- El ATC40 marca derivas límite para cada nivel de desempeño (tabla 2.5), se resalta que estos límites son exagerados y están propuestos para controlar situaciones especiales. Además del control de derivas también se debe verificar el estado de daño en la estructura.

En la gráfica 2.20 se observa un esquema de los niveles de desempeño en base a la deriva y los estados de daño.

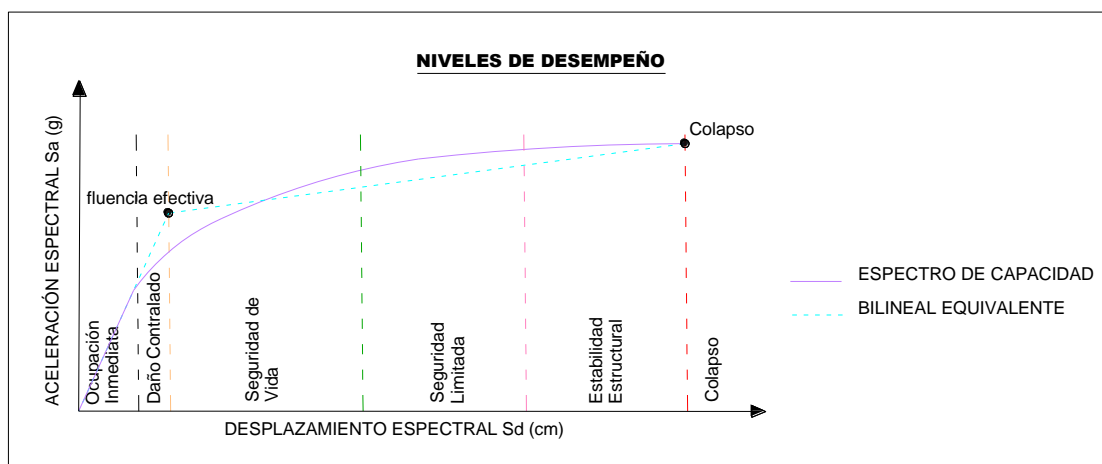


Figura 2.20 Niveles de desempeño. Fuente: ATC40

Tabla 2.5: Derivas límite ATC40.

Deriva de entepiso	Ocupación inmediata	Daño controlado	Seguridad de vida	Seguridad limitada	Estabilidad estructural
Deriva máxima total	0.01	0.01-0.02	0.02	Estado intermedio	0.33*V/P
Deriva máxima inelástica	0.005	0.005-0.015	Sin limite	Estado intermedio	Sin limite

Estados de daño RISK-UE:

En el marco del proyecto RISK-UE se consideran estados de daño progresivos en la edificación y pueden ser determinados a partir del modelo bilineal del espectro de capacidad. Ver figura 2.21.

$$Sd_1 = 0.7D_y \quad \text{Leve} \quad (27)$$

$$Sd_2 = D_y \quad \text{Moderado} \quad (28)$$

$$Sd_3 = D_y + 0.25(D_u - D_y) \quad \text{Severo} \quad (29)$$

$$Sd_4 = D_u \quad \text{Completo} \quad (30)$$

Donde:

D_y: Punto de fluencia efectiva de la estructura.

D_u: Punto de colapso de la estructura.

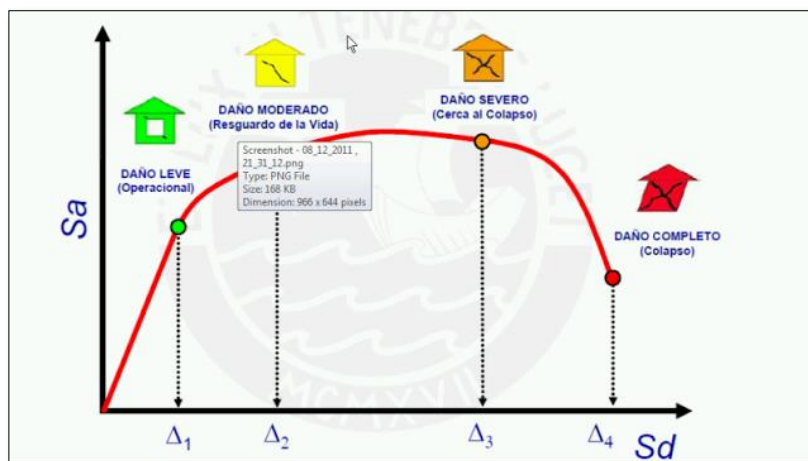


Figura 2.21: Estados de daño.

Fuente: researchgate.net

En la tabla 2.6 se muestran tabla de los estados de daño estos son unos de los criterios para establecer los niveles de desempeño según los objetivos del ATC40.

Tabla 2.6. Niveles sísmico y objetivos de desempeño.

Objetivos de desempeño	Ocupación Inmediata	Daño controlado	Seguridad de vida	Seguridad limitada	Estabilidad estructural
Sismo de servicio	Sin daño	Daño leve			
Sismo de diseño			Daño moderado	Estado intermedio	
Sismo raro					Daño severo

2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS

Demanda sísmica: Es la sollicitación utilizada para representar el evento sísmico evaluado. (Aguar – Diseño por desempeño)

Desempeño sísmico: Es el comportamiento de la estructura frente a un evento sísmico. (Aguar - Diseño por desempeño)

Disposiciones especiales para zonas sísmicas: Son requisitos adicionales al diseño convencional de la norma de concreto armado E.060 (capítulo 21).

Ductilidad: Capacidad de admitir grandes deformaciones sin reducir notablemente la resistencia (McCormac – Estructuras de acero).

Modelo numérico inelástico: Es la representación matemática simplificada de la estructura, considerando el comportamiento inelástico de los materiales.

Módulo: Es una adaptación representativa de una clase o tipo.

Pushover: Análisis estático no lineal que somete a una estructura (experimental) o modelo numérico (teórico) a cargas laterales incrementales hasta su colapso.

Resistencia: Es la capacidad para resistir esfuerzos y fuerzas aplicadas sin romperse, sin adquirir deformaciones permanentes o deteriorarse de algún modo. ([wikipedia.org/wiki/Resistencia de materiales](https://es.wikipedia.org/wiki/Resistencia_de_materiales))

Rigidez: Es la propiedad de un cuerpo, elemento o estructura de oponerse a la deformación, es la capacidad de soportar cargas o tensiones sin deformarse o desplazarse excesivamente. (civilgeeks.com)

CAPITULO III:

MARCO METODOLÓGICO

3.1. TIPO Y DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

TIPO DESCRIPTIVA: Se observa y analiza la problemática de incumplimiento de las disposiciones especiales de la norma nacional de concreto armado, y se pretende demostrar la importancia de su aplicación en diseños sismo resistente.

DISEÑO DOCUMENTAL: Debido a la obtención de información a través de documentos como tesis, maestrías, libros, etc. Se evaluará una edificación multifamiliar que represente a las de su tipo en la ciudad de Lima, se harán modificaciones a este módulo para separarlo en dos casos: Uno diseñando convencionalmente y otro aplicando disposiciones especiales. Así se podrá comparar los resultados de cada tipo de diseño de forma acertada.

3.2. POBLACIÓN Y/O MUESTRA

La población de estudio son las viviendas multifamiliares de la ciudad de Lima, representadas por una edificación modular que vendría hacer la muestra.

3.3. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

3.3.1. VARIABLE INDEPENDIENTE

La variable independiente principal de estudio es la sollicitación sísmica que se presente.

3.3.2. VARIABLE DEPENDIENTE

Las variables dependientes son los diseños de la edificación multifamiliar en estudio (diseño convencional y diseño con DEDS), su comportamiento estructural, así como el nivel de desempeño alcanzado, ya que estos resultados se medirán para ver el efecto que la variable independiente tiene sobre ella. Se espera que sea el efecto.

Tabla 3.1 Operación de variables-Variable Independiente

Variable Independiente	Definición operacional	Dimensión	Indicador
Demanda sísmica	Solicitud que representará el evento sísmico.	Diseño estructural sismorresistente	<ul style="list-style-type: none"> • Máxima aceleración del suelo • El tiempo de retorno.

Tabla 3.2 Operación de variables-Variable Dependiente

Variable Dependiente	Definición operacional	Dimensión	Indicador
Diseño convencional	Diseño estructural de concreto armado que cumple los requisitos y exigencias mínimas requeridos por la NTP. E060.	Diseño estructural sismoresistente	<ul style="list-style-type: none"> • Curvas de capacidad. • Desempeño sísmico.
Diseño con disposiciones especiales para diseño sísmico.	Diseño estructural de concreto armado que cumple con los requisitos y exigencias mínimas de la norma, adicional aplica el capítulo 21 “disposiciones especiales para diseño sísmico” de la NTP. E060.	Diseño estructural sismoresistente	<ul style="list-style-type: none"> • Curvas de capacidad. • Desempeño sísmico.

3.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA LA RECOLECCIÓN DE DATOS

Para el estudio del problema se hizo un análisis comparativo entre dos diseños estructurales, uno diseñado de manera convencional y otro aplicando las disposiciones especiales para diseño sísmico, ambos de una edificación multifamiliar de sistema dual tipo I en la ciudad de Lima. Así mismo se creó dos modelos numéricos inelásticos correspondientes a cada diseño, se les hizo un

análisis estático no lineal y una evaluación por desempeño, con la finalidad de poder demostrar la preponderancia que se alcanza haciendo uso de las disposiciones especiales para diseño sísmico.

Se midió la superioridad de las disposiciones especiales, al comparar las curvas de capacidad, el desplazamiento alcanzado de ambos diseños, los niveles de desempeño obtenidos para cada sollicitación sísmica, los índices de daño así como la capacidad, demanda y reserva de ductilidad.

3.5. PROCESAMIENTO Y ANÁLISIS DE DATOS

La forma de procesar la información fue mediante programas computacionales como SAP 2000, Etbas 2016 y Microsoft Excel en los cuales se elaboraron gráficas, cuadros comparativos, tablas y hojas de cálculo. Para el análisis de datos se empleó el reglamento nacional de edificaciones, la norma ATC40 y la metodología de RISK UE.

La edificación estudiada fue adaptada para ser típica y luego diseñada bajo la norma E060 para ambos caso de estudio. Figura 3.1.

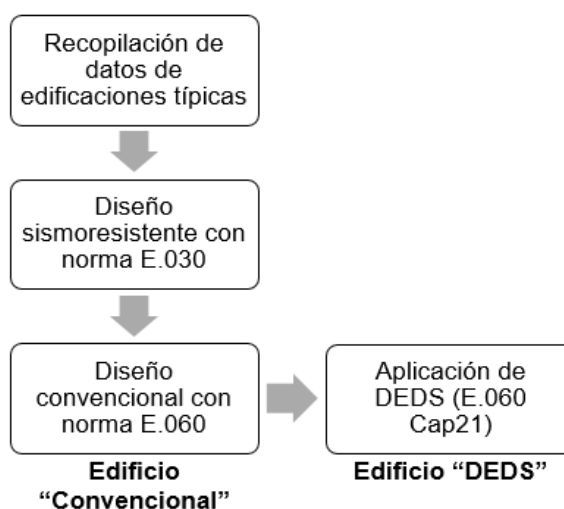


Figura 3.1 metodología de diseño convencional y DEDS.

Como se observa en la figura 3.2 la comparación se realizó durante tres etapas para ambos diseños tanto convencional como DEDS se definió un modelo numérico inelástico y mediante análisis estático no lineal (PUSHOVER) se obtuvieron curvas de capacidad, para finalmente evaluarlas por desempeño antes distintas sollicitaciones sísmica (norma ATC40 y estados de daño RISK UE).

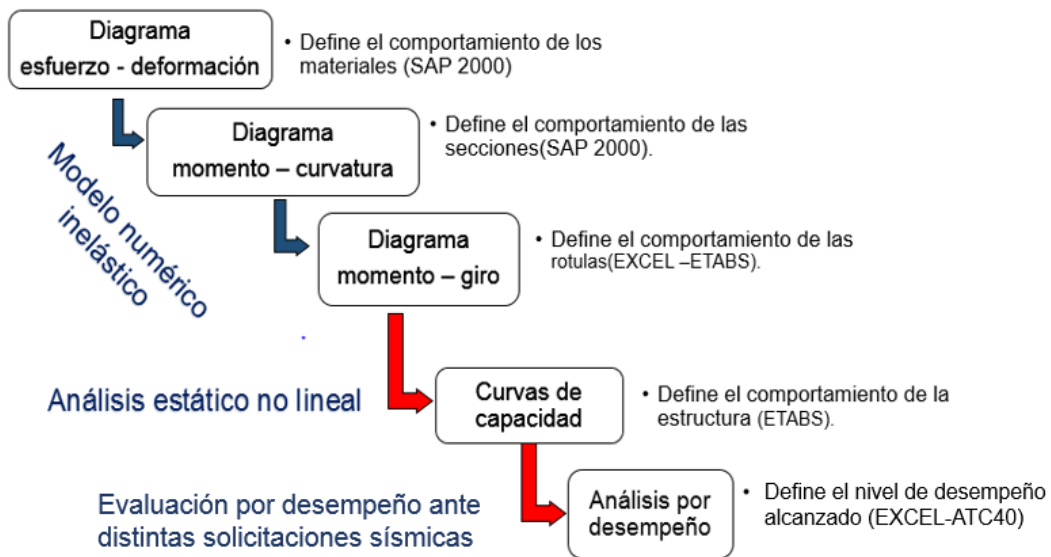


Figura 3.2 Procesamiento y análisis de datos para un diseño convencional y con DEDS.

CAPITULO IV:

DISEÑO Y EVALUACIÓN DE LA EDIFICACION MULTIFAMILIAR

4.1. ANÁLISIS SÍSMICO

La estructura propuesta, es una modulo multifamiliar de 4 pisos conformada por departamentos, ubicado en la ciudad de Lima, la configuración estructural es regular en planta y en altura, está constituido por un sistema dual I tanto en el eje X-X como en el eje Y-Y.

Las cargas utilizadas son:

Cargas Muertas:

Peso de los acabados:	100 Kg/m ²
Peso específico de tabiquería:	1350 Kg/m ³
Peso de losa aligerada h=0.20m:	300Kg/m ²
Tabiquería:	100 Kg/m ²

Cargas vivas:

Vivienda:	200Kg/m ²
Techo:	100Kg/m ²

Cabe mencionar que para el análisis sísmico, las cargas vivas han sido reducidas al 25% en concordancia con la NTE E-030.

Se realizó un análisis dinámico espectral según la norma vigente NTE E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones, para dicho análisis se empleó el programa ETABS 2016 (Extended 3D Analysis of Building Systems), nonlinear versión 16.0.3

Se utilizaron los siguientes parámetros sísmicos:

Factor de Zona:	Z=0.45 (Zona 4)
Factor de Uso:	U= 1.0 (Edificación Común C)
Factor de suelo:	S=1.05 (Suelo intermedio S ₂)
Periodo de la plataforma:	T _p = 0.6
Periodo de inicio factor C con desplazamiento constante:	T _L =2
Coeficiente de reducción:	R _x =7 Dual de concreto armado, regular)
Coeficiente de reducción:	R _y =7 (Dual de concreto armado, regular)

A partir de estos valores se determinó el espectro de pseudo aceleraciones, como se ve en la figura 4.1 y 4.2.

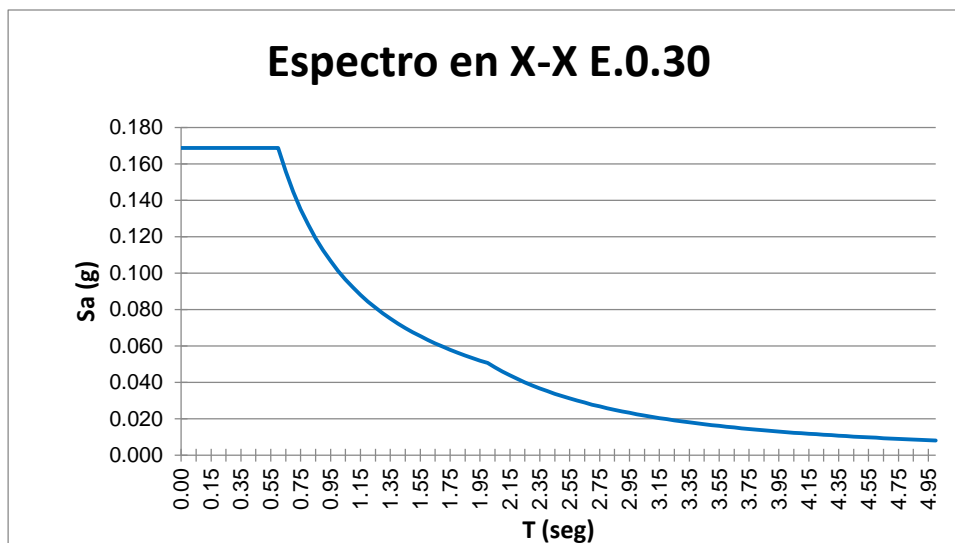


Figura 4.1: Espectro de pseudo aceleración dirección X-X.

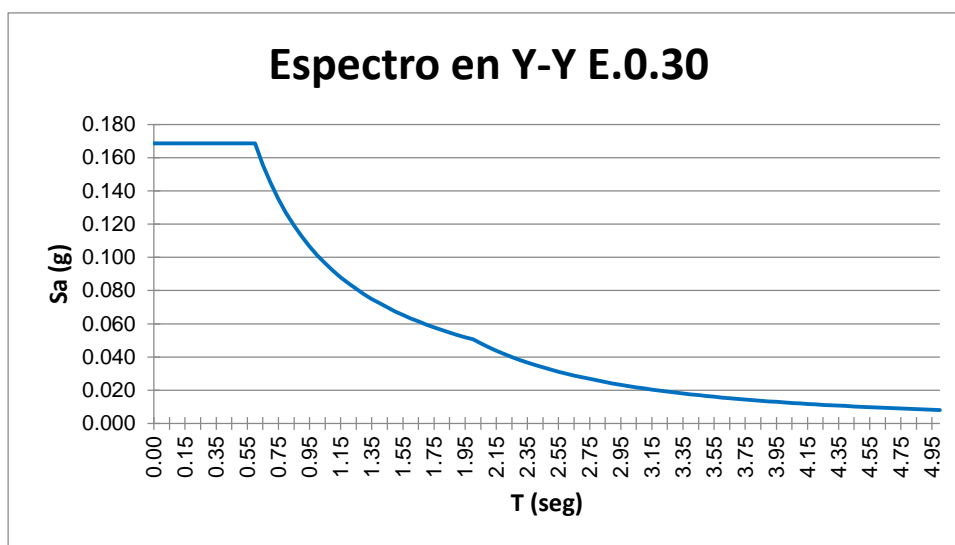


Figura 4.2: Espectro de pseudo aceleración dirección Y-Y.

A continuación se presenta la configuración en planta y en 3D de los elementos estructurales de importancia (ver figura 4.3 y 4.4). El sistema estructural según el reglamento de la NTP E060 es de sistema dual tipo I

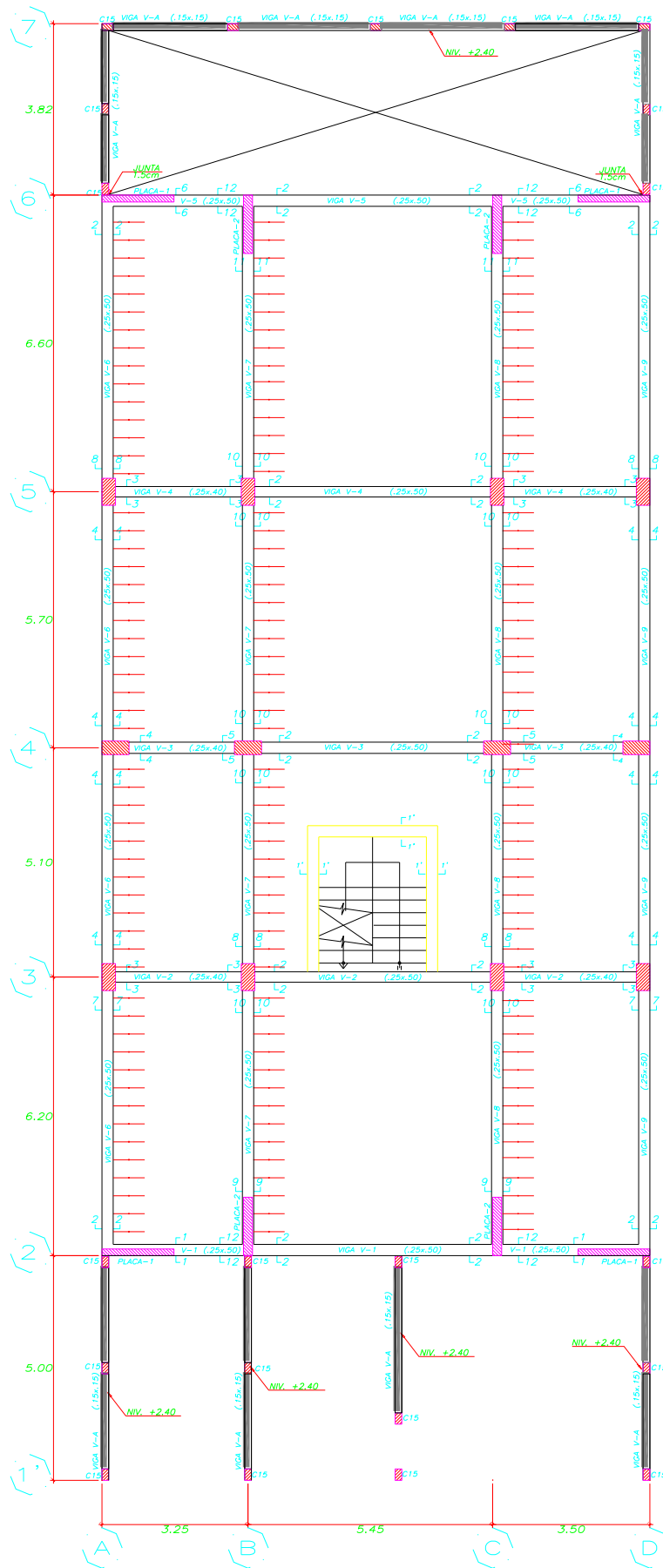


Figura 4.3 Estructura vista en planta.

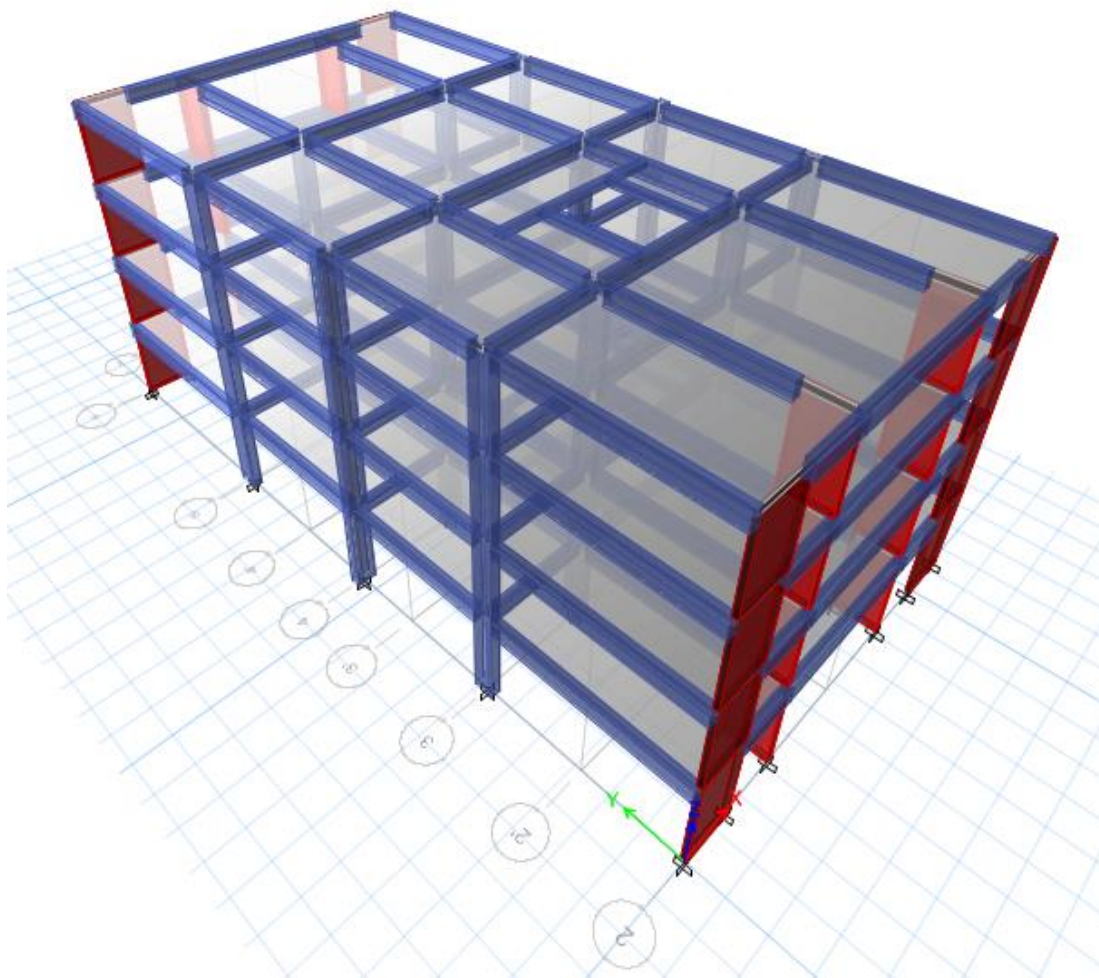


Figura 4.4 Modelo en Etbas 2016 de la estructura analizada en 3D.

Peso de la edificación

Peso total de la edificación obtenido del programa Etbas 2016.

Tabla 4.1: Peso total de la edificación

Piso	m (tn*s ² /m)	Pi (tn)
1	22.57	221.44
2	22.42	219.94
3	22.42	219.94
4	16.07	157.62
	Peso (tn)	818.95

Fuerza cortante basal

Se halló el cortante basal para cada uno de las direcciones:

$$V_x = \frac{1.00 \cdot 1.05 \cdot 2.50 \cdot 0.45}{7} * 818.949 = 138.20 \text{ tn} \quad (23)$$

$$V_y = \frac{1.00 \cdot 1.05 \cdot 2.50 \cdot 0.45}{7} * 818.949 = 138.20 \text{ tn} \quad (24)$$

La edificación va repartir 138.20 toneladas de cortante sísmica en ambas direcciones.

Distribución de las fuerzas sísmicas en altura

Tabla 4.2: Fuerzas sísmicas por altura.

nivel	pi	hi	pi*hi	fi
4	157.62	10.90	1718.06	43.83
3	219.94	8.25	1814.54	46.29
2	219.94	5.60	1231.68	31.42
1	221.44	2.95	653.25	16.66
		$\Sigma pi*hi$	5417.533	138.198

En la tabla 4.2 se observa la fuerza sísmica que recibe cada nivel, estas fuerzas se ubican en el centro de masa de cada piso, debido a las diferencias de masa el último nivel recibe una fuerza sísmica ligeramente al tercer nivel.

Desplazamientos y distorsiones de entrepiso

Como es una estructura regular se multiplico los desplazamientos laterales por 0.75R en cada dirección.

En la Tabla 4.3 y 4.4 se muestran las distorsiones calculadas en concordancia con la NTE E-030. Como se observa ningún desplazamiento relativo de entrepiso excede el límite de distorsión del material predominante (concreto armado 0.007).

Tabla 4.3: Distorsiones de entre piso en el eje X-X.

Story	Load Case/Combo	Label	Drift	Concreto Armado	
				Drift*0.75*R	0.007
PISO 4	SX Max	19.000	0.001	0.005	OK
PISO 3	SX Max	19.000	0.001	0.006	OK
PISO 2	SX Max	19.000	0.001	0.006	OK
PISO 1	SX Max	19.000	0.001	0.003	OK

Tabla 4.4: Distorsiones de entre piso en el eje Y-Y.

Story	Load Case/Combo	Label	Drift	Concreto Armado	
				Drift*0.75*R	
					0.007
PISO 4	SY Max	16.000	0.001	0.004	OK
PISO 3	SY Max	16.000	0.001	0.005	OK
PISO 2	SY Max	69.000	0.001	0.006	OK
PISO 1	SY Max	69.000	0.001	0.003	OK

Periodos y modos de vibración

Se determinó 12 periodos de vibración. En la tabla 4.5 se observan los resultados para el bloque analizado. El periodo fundamental es de 0.409 seg y se presenta en la dirección Y-Y.

Tabla 4.5 Periodos y modos de vibración.

Case	Mode	Periodo (sec)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ	Sum RZ
Modal	1	0.409	0.000	0.798	0.000	0.798	0.000	0.000
Modal	2	0.401	0.784	0.000	0.784	0.798	0.002	0.002
Modal	3	0.335	0.002	0.000	0.786	0.798	0.769	0.771
Modal	4	0.113	0.000	0.129	0.786	0.927	0.000	0.771
Modal	5	0.108	0.143	0.000	0.929	0.927	0.000	0.771
Modal	6	0.086	0.000	0.000	0.929	0.927	0.153	0.924
Modal	7	0.050	0.000	0.052	0.929	0.979	0.000	0.924
Modal	8	0.048	0.052	0.000	0.982	0.979	0.000	0.924
Modal	9	0.036	0.000	0.000	0.982	0.979	0.056	0.980
Modal	10	0.028	0.018	0.000	1.000	0.979	0.000	0.980
Modal	11	0.027	0.000	0.021	1.000	1.000	0.000	0.980
Modal	12	0.021	0.000	0.000	1.000	1.000	0.020	1.000
		0.409	0.7843	0.798	1	1	0.7691	1

En la tabla 4.6 se hace una comparación del cortante estático y dinámico obtenido para el módulo multifamiliar, tanto en la dirección X-X como en la Y-Y no es necesario utilizar un factor de amplificación indicado por la NTE E-030 ya que la cortante dinámica es mayor al 80% de la cortante estática (Vd.>80% Ve).

Tabla 4.6: Comparación del cortante estático y dinámico.

DIRECCIÓN	Cortante Estática	Cortante Dinámica	Cortante Estática al 80%	Vd.>80% Ve Cumple?	Escalar
X-X	138.20	110.57	110.56	SI	1.00
Y-Y	138.20	112.07	110.56	SI	1.00

Análisis de irregularidades en planta y en altura

- **Irregularidad de rigidez y resistencia:** No presenta, ya que los elementos estructurales son continuos en todos los pisos.
- **Irregularidad de masa o peso:** No presenta ya que los pesos son similares salvo la azotea, pero ésta no debe ser considerada.
- **Irregularidad geométrica vertical:** No presenta, ya que se trata de pisos típicos con sistemas estructurales continuos.
- **Discontinuidad de sistemas resistentes:** No presenta, todos los elementos estructurales verticales son continuos en todos los pisos.
- **Irregularidad torsional:** No presenta, pero fue necesario verificar esta irregularidad ya que las derivas superaban el 50% del límite admisible por la norma. Al comparar las derivas máximas y promedio tiene ratios menores a 1.2 por lo que es regular.

Tabla 4.7: Irregularidad torsional.

			Deriva maxima (cm)	Deriva promedio (cm)	Ratio	Irregularidad torsional
Story4	SXX Max	X	0.225	0.2109	1.067	1
Story3	SXX Max	X	0.2768	0.261	1.061	1
Story2	SXX Max	X	0.2801	0.2654	1.055	1
Story1	SXX Max	X	0.1655	0.1577	1.05	1
			Deriva maxima (cm)	Deriva promedio (cm)	Ratio	Irregularidad torsional
Story4	SYY Max	Y	0.2007	0.2007	1	1
Story3	SYY Max	Y	0.2693	0.2693	1	1
Story2	SYY Max	Y	0.2981	0.2981	1	1
Story1	SYY Max	Y	0.1797	0.1797	1	1

Esquinas entrantes: No presenta, no existen esquinas entrantes.

Discontinuidad del diafragma: No presenta, la abertura que existe en el diafragma es pequeña y no supera los límites de regularidad.

Sistemas no paralelos: No presenta, todos los sistemas resistentes están orientados paralelos a las direcciones perpendiculares principales.

4.2. DISEÑO SEGÚN EL REGLAMENTO E0.60

Se definió los detalles del refuerzo para los elementos estructurales en ambos diseños convencional y con disposiciones especiales para diseño sísmico, tal como lo indica el ítem 2.2.1. El resultado se plasmó en los planos de estructuras. (Ver anexos)

El diseño para disposiciones especiales para diseño sísmico se hizo para un sistema estructural Dual I.

Tabla 4.8: Fuerza cortante en muros estructurales vs. Cortante basal.

Direccion X-X			
muros	nte en muros	cortante basal (tnf)	%
Py1	20.79		
Py2	20.79		
Py3	22.53		
Py4	22.53		
sumatoria	86.63	110.57	78%
Direccion Y-Y			
muros	nte en muros	cortante basal (tnf)	%
Px1	18.96		
Px2	18.96		
Px3	18.76		
Px4	18.76		
sumatoria	75.4354	112.07	67%

Como se observa en la tabla 4.8 en la dirección X-X la fuerza cortante en los muros alcanza el 78% de la cortante basal y en el eje Y-Y un 67% por lo que se define como un sistema estructural dual tipo I en ambos ejes (ya que la fuerza cortante que reciben los muros se encuentra entre un 60 y 80% de la cortante total).

DISEÑO CONVENCIONAL VIGA Sección 1-1

El diseño de vigas se realizó con la envolvente de la combinación de cargas en cada tramo.

Como se muestra en la tabla 4.11 no se indica longitud de confinamiento ni espaciamiento máximo en zona de confinamiento, por lo que se usó a lo largo de la viga de 25x50 espaciamientos de 20cm según los requisitos para confinamiento general.

Diseño por torsión

En la tabla 4.12 se observa los valores obtenidos para la sección 1-1 la cual posee la máxima sollicitación de torsión debido a que se encuentra conectada a una placa (ver ubicación en los planos en anexos) Se realizó el diseño por torsión ya que se supera el torsor de agrietamiento.

Tabla 4.12. Diseño por torsión viga 25x50 sección 1-1.

Base	b	25	cm
Peralte	h	50	cm
Resistencia compresión concreto	f'c	210	kg/cm ²
Peralte efectivo	d	44	cm
Cortante última	Vu	10063.15	kg
Torsor último	Tu	71179.62	kg.cm
Máxima tracción	Nu	0	kg
Área bruta	Ag	1250	cm ²
Área por extremo de sección	Acp	1250	cm ²
Perímetro	Pcp	150	cm
Base del estribo	bo	16.05	cm
Peralte del estribo	ho	41.05	cm
Área encerrada por el eje del estribo	Aoh	658.71	cm ²
Perímetro del estribo en su eje	Ph	114.19	cm
85% Aoh	Ao	559.90	cm ²
Resistencia a corte del concreto	Vc	8448.47	kg
Torsor de agrietamiento	Tcr	34643.45	kg.cm
		Necesita diseño torsión	
Verificación de tamaño		Tamaño OK	
Cuántía de acero transversal a torsión	At/s torsión	0.018	cm ² /cm
Cuántía de acero transversal a corte	Av/s corte	0.018	cm ² /cm
Cuántía de acero transversal total	(Av+2At)/s	0.054	cm ² /cm
Cuántía mínima de acero transversal total	Min(Av+2At)/s	0.021	cm ² /cm
Espaciamiento final de estribos	s de 3/8	26.32	cm
Área extra por torsión	Al	2.03	cm ²

Se requirió un área extra de acero longitudinal por torsión de 2.03cm², para lo cual se optó por colocar 2Ø1/2" (2.58cm²) en el centro de la viga.

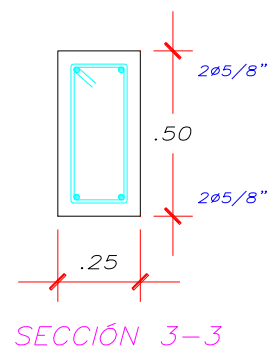
El espaciamiento por torsión es de 25cm pero sigue siendo más exigente los requerimientos de detallado.

DISEÑO CONVENCIONAL VIGA Sección 3-3

Diseño por flexión

Tabla 4.13 Diseño por flexión viga 25x50 sección 3-3, convencional.

SECCIÓN 2-2	Mu Arriba	Mu-	1.63	tn.m
	Acero Real arriba (-)	0	1	
		0	3/4	
		2	5/8	
		0	1/2	
	0	3/8		
	AsReal-	AsR-	4.00	cm2
OK	As requerido	As-	2.66	cm2
SECCIÓN 2-2	Mu Abajo	Mu+	0.77	tn.m
	Acero Real abajo (+)	0	1	
		0	3/4	
		2	5/8	
		0	1/2	
	0	3/8		
	AsReal+	AsR+	4.00	cm2
OK	As requerido	As+	2.66	cm2



Como se muestra en la tabla 4.13, para la sección 2-2 viga de 25x50 se diseñó el acero longitudinal en base a los momentos obtenidos del análisis estructural. El acero longitudinal final es de 4 varillas de $\phi 5/8$ con una área longitudinal total de 8cm² debido al bajo momento que se presenta en la sección.

Diseño por cortante

Tabla 4.14. Diseño por cortante viga 25x50 sección 3-3 convencional.

SECCIÓN 3-3	Vu	Vu-	1.44	tn
	Resistencia concreto	Vc	8.45	tn
	Resistencia acero	Vs	0.00	tn
	∅ Estribo	#s	0.38	
	Área de 1 estribo	Av	1.43	cm2
	Espaciamiento	s	-	cm

En el diseño por cortante se optó por elegir los espaciamientos más exigentes según los requerimientos de detallado del diseño convencional ver tabla 4.11.

Diseño por torsión

En la tabla 4.15 se observa los valores obtenidos para la sección 3-3 esta sección no supera el torsor de agrietamiento por lo que no necesita diseño por torsión

Tabla 4.15. Diseño por torsión viga 25x50 sección 3-3, convencional.

Base	b	25	cm
Peralte	h	50	cm
Resistencia compresión concreto	f _c	210	kg/cm ²
Peralte efectivo	d	44	cm
Cortante última	V _u	1443	kg
Torsor último	T _u	803.27	kg.cm
Máxima tracción	N _u	0	kg
Área bruta	A _g	1250	cm ²
Área por extremo de sección	A _{cp}	1250	cm ²
Perímetro	P _{cp}	150	cm
Base del estribo	b _o	19.0475	cm
Peralte del estribo	h _o	44.0475	cm
Área encerrada por el eje del estribo	A _{oh}	838.9947563	cm ²
Perímetro del estribo en su eje	Ph	126.19	cm
85% A _{oh}	A _o	713.1455428	cm ²
Resistencia a corte del concreto	V _c	8448.472643	kg
Torsor de agrietamiento	T _{cr}	34643.44753	kg.cm
No requiere diseño			

DISEÑO CON DISPOSICIONES ESPECIALES VIGAS Sección 1-1; 2-2

Para realizar el diseño con disposiciones especiales primero se debe hacer un diseño convencional, sobre este diseño se empleara las DSEDS contenidas en el capítulo 21 .4 ya que son aplicables para vigas y columnas de los edificios cuyo sistema resistente a fuerzas laterales sea Dual tipo I

1

Diseño de corte por capacidad

Sobre el diseño por flexión (diseño convencional) se realizó un diseño por capacidad con la finalidad de asegurar que la falla de los elementos de concreto armado sea por flexión y no por corte

Tabla 4.16 diseño por flexión viga 25x50 sección 1-1 y 2-2, DEDS.

SECCIÓN 1-1	Mu Arriba	Mu-	13.35	tn.m	DIRECCION X, EJE 2-2, TRAMO 1				SECCIÓN 2-2	Mu Arriba	Mu-	4.23	tn.m		
			0	1											0
SECCIÓN 1-1	Acero Real arriba (-)	2	3/4		SECCIÓN CENTRAL	Acero Real abajo (+)	0	1		SECCIÓN 2-2	Acero Real arriba (-)	0	3/4		
		2	5/8				2	5/8							
		0	1/2				0	1/2							
		0	3/8				0	3/8							
		AsReal-	AsR-	9.68			cm2	AsReal-	AsR-			4.00	cm2		
OK	As requerido	As-	8.87	cm2	OK	As requerido	As-	2.66	cm2						
SECCIÓN 1-1	Mu Abajo	Mu+	10.99	tn.m		Mu Abajo	Mu+	3.49	tn.m		Mu Abajo	Mu+	4.15	tn.m	
			0	1				0	1				0	1	
	SECCIÓN 1-1	Acero Real abajo (+)	0	3/4		SECCIÓN CENTRAL	Acero Real abajo (+)	0	3/4		SECCIÓN 2-2	Acero Real abajo (+)	0	3/4	
			4	5/8				2	5/8						
			0	1/2				0	1/2						
0			3/8		0			3/8							
AsReal+	AsR+	8.00	cm2	AsReal+	AsR+	4.00	cm2	AsReal+	AsR+	4.00	cm2				
OK	As requerido	As+	7.16	cm2	OK	Abajo	As+	2.66	cm2	OK	As requerido	As+	2.66	cm2	

Se verifico que la resistencia a momento positivo no sea menor que 1/3 de la resistencia a momento negativa en la cara del nudo.

Tabla 4.17 diseño por capacidad de viga 25x50 sección 1-1; 2-2., DEDS.

Mni lado izquierdo			Cortante de capacidad				Mni lado derecho		
C	9.11	cm					C	3.76	cm
Mn	16.04	tn.m	carga por area	qu	0.94	TN/M2	Mn	7.08	tn.m
			ancho	at	3.1	m			
C	7.53	cm	longitud	ln	1.8	m	C	3.76	cm
Mn	13.52	tn.m	carga lineal	Wu	2.91	tn/m	Mn	7.08	tn.m
			Máxima combinación nominal	Mnd+Mni	23.11	tn.m			
			Cortante de capacidad	Vuc	23.36	tn			
			Norma (a)	Cal.	15.46	tn			
			Norma (b)	Etabs	23.36	tn			

Para realizar el diseño de cortante por capacidad tabla 4.17 se utilizó el valor más alto entre la cortante de diseño de la suma de los momentos nominales y la córtate estática calculada por cargas de gravedad tributarias amplificadas, y la cortante máxima obtenida de las combinaciones de carga de diseño amplificadas por sismo. Obteniendo una cortante por capacidad de 23.36tn con la cual se calculó el espaciamiento para ese zona como se ve el tabla 4.18.

Tabla 4.18 Espaciamiento por cortante, viga 25x50, DEDS.

tramo 1	Vu	Vu-	23.36	tn
	Resistencia concreto	Vc	8.45	tn
	Resistencia acero	Vs	19.03	tn
	∅ Estribo	#s	0.38	
	Área de 1 estribo	Av	1.43	cm ²
	Espaciamiento	s	10.00	cm

El diseño de los estribos respondió a criterios de confinamiento de capacidad con un espaciamiento de 10cm entre estribos. Sin embargo para los demás tramos se obtuvo espaciamientos muy holgados, por lo cual se optó por elegir los requerimientos de las DSDS.

Tabla 4.19 requerimiento de detallado para viga 25x50 disposiciones especiales, DEDS.

SECCIÓN	25X50cm	DUALI (cm)	0.5*d			
VIGAS	Espaciamiento maximo normal (s)	22	22			
	Longitud de confinamiento (Lo)	100	2*h			
			100			
	Espaciamiento max. zona confinamiento (So)	15	d/4,15	10∅ b long menor ∅	24 ∅ estribo	30cm
		15	15	15.875	22.86	30

Como se muestra en la tabla N°4.19 el espaciamiento para las viga de 25x50cm es de 15cm, cabe resaltar que para las vigas de los tramos entre A y B y C y D de los eje 2 y 6, se tiene un espaciamiento de 10cm debido a que el diseño por capacidad fue más exigente para esas zonas, ver tabla 4.17. A diferencia del diseño convencional, se requiere una longitud de confinamiento en los extremos de las vigas y también se indica el espaciamiento de refuerzo transversal en la zona central de la viga. Ver detalles en los planos, anexos IV.

DISEÑO CONVENCIONAL COLUMNA C-1

Diseño por flexocompresión

Para el diseño de columnas se elaboró un diagrama de interacción en base a la cuantía mínima y se verificó que todas las combinaciones de carga sean soportadas por la columna.

Figura 4.5 Diagrama de interacción X-X columna central C-1 de 30x60cm

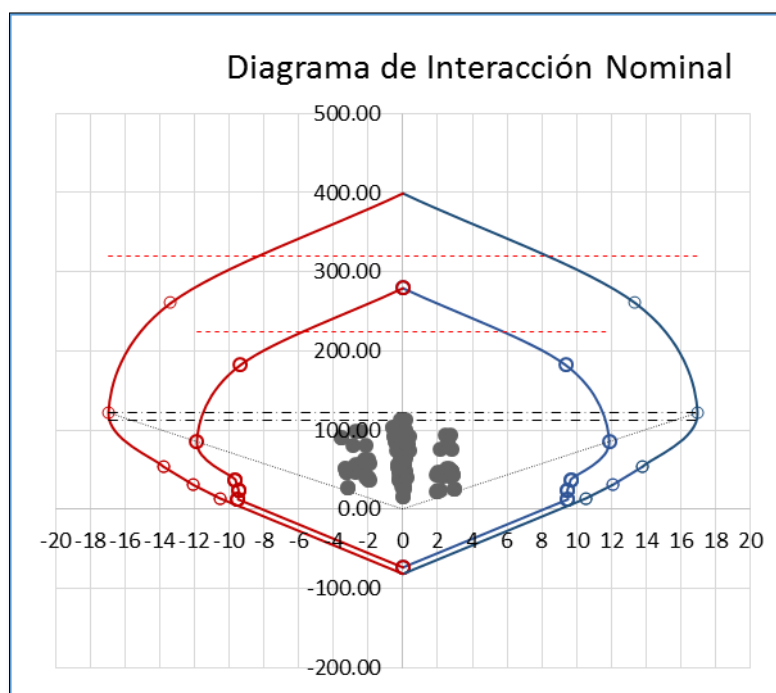


Figura 4.6 Diagrama de interacción Y-Y columna central C-1 de 30x60cm

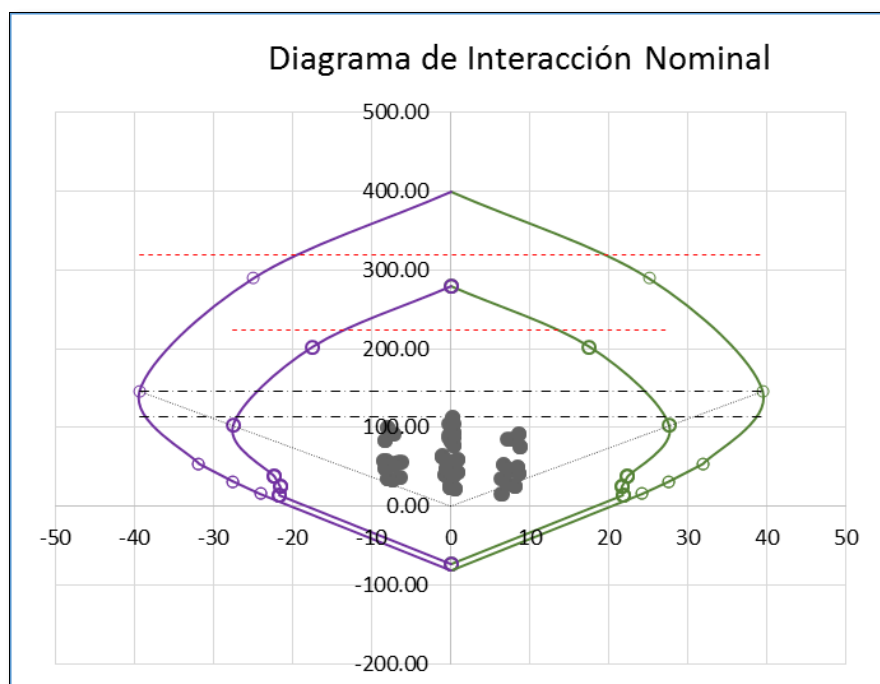
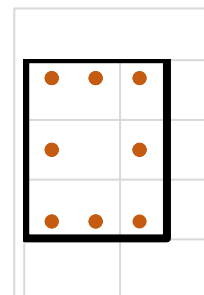


Tabla 4.20 Diseño de columna central C-1, 30x60. Por flexocompresión.

pMin	1%	
Dimensión X	30	cm ²
Dimensión Y	60	cm ²
recubrimiento	4	cm
estribo #	3/8	pulgadas
f'c	210	Kg/cm ²
fy	4200	Kg/cm ²
Øflexocompre	0.7	
Øflexion	0.9	
%Max capacidad c°	80%	
Límite εy	0.0021	
r efectivo	5	cm
Ag	1800	cm ²
Ast	19.36	cm ²
Es	2000000	Kg/cm ²
f'cAg*10%	37.8	Tn
f'cAg*10%/Ø	54	Tn

18 CM²

Límite para ser considerado vigc

Definida las varillas longitudinales, en la tabla 4.20 se verificó que se cumpla con el acero mínimo requerido por flexocompresión.

La edificación presenta una única sección de 30x60cm con acero longitudinal final de $4\phi 3/4'' + 4\phi 5/8''$. Ver figura 4.7.

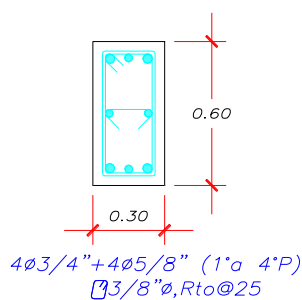


Figura 4.7 Columna central C-1 de 30x60cm, Convencional.

Diseño por corte

Para definir los estribos y su espaciamiento, se realizó el diseño por corte.

Tabla 4.21 Diseño por cortante columna central C-1, 30x60 convencional.

COL 30X60	Vu	Vu-	3.35	tn
	Resistencia concreto	Vc	12.44	tn
	Resistencia acero	Vs	0.00	tn
	Ø Estribo	#s	3/8	
	Área de 1 estribo	Av	1.43	cm ²
	Espaciamiento	s	-	cm

Como se observa en la tabla 4.21 no hace falta estribos por resistencia, por lo cual se empleó los requerimientos según la tabla 4.22

Tabla 4.22 requerimiento de detallado para columna central C-1, 30x60.

SECCIÓN	30X60 cm	DISEÑO CONVENCIONAL (cm)	16 db var long	48Ø estribo	menor sección	d/2	60cm
COLUMNAS	s max normal	25.4	25.4	45.72	30	27	60
	Lo Longitud confinada	no existe	no existe	no existe	no existe	no existe	no existe
	so max confinado	no existe	no existe	no existe	no existe	no existe	no existe

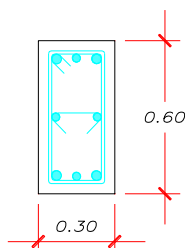
Por lo tanto se emplearon estribos de 25cm a lo largo de toda la columna acuerdo a los requerimientos por detallado por ser la más exigente.

DISEÑO CON DISPOSICIONES ESPECIALES COLUMNAS C-1

Diseño de corte por capacidad

Sobre el diseño por flexocompresión (diseño convencional) se realiza un diseño por capacidad con la finalidad de asegurar una falla por flexión y no por corte.

Figura 4.8 Columna central C-1 de 30x60cm DEDS.



$4\phi 3/4" + 4\phi 5/8" (1^a \text{ a } 4^a P)$
 $\square 3/8" \phi: 1 @ .05, 6 @ .10, Rto @ 25$

Tabla 4.23. Momento nominal columna central C-1, 30x60, dirección X-X.

ϵ_t	0.003318	0.003318
Pn	112.89	112.89
Mn	37.857	37.857

La dirección crítica de diseño es la dirección peralta (momentos alrededor de X)

Tabla 4.24 cortante de capacidad columna central C-1 30X60, DEDS.

Cortante por capacidad				
		base	30	cm
		peralte	60	cm
	Altura libre de columna (menor)	hn	2.65	m
	Diagrama de Iteracción	Mns	37.86	tn.m
	Diagrama de Iteracción	Mni	37.86	tn.m
Norma (a)	Cortante por momento nominal	Vu Mn	28.57	tn
Norma (b)	Etabs comb 1.25(Cm+Cv)+2.5S	Vu 2.5	17.99	tn
	Cortante de capacidad	Vuc	28.57	tn

La cortante por capacidad se toma como la mayor entre la cortante por momento nominal y la cortante por combinaciones de sismo amplificados a 2.5.

Tabla 4.25 Confinamiento de corte por capacidad, C-1, 30x60, DEDS.

Espaciamiento del diseño por corte			
fuerza cortante que resiste el concreto	Vc	12.44	tn
fuerza cortante que resiste el acero	Vs	21.17	tn
espaciamiento de los estribos	s	15.21	cm

Tabla 4.26 Requerimiento por detallado columna C-1, 30x60, DEDS.

SECCIÓN	25X50cm	DUAL I (cm)	48Ø estribo	menor sección	d/2	60cm
COLUMNAS	s max normal	25	45.72	30	27	60
	Longitud confinada		sección mayor	50 cm		
		60	60	50		
			0.5* menor sección	10 cm		
so max confinado	10	15	10			

Entre el diseño de corte por capacidad y los requerimientos para el confinamiento de los estribos se eligió el más exigente. El espaciamiento queda definido por 10 cm en la zona de confinamiento con una longitud de confinamiento de 60cm mientras que en el resto de la columna se colocara estribos cada 25cm.

4.3. MODELAMIENTO NUMÉRICO

El modelamiento numérico se inicia con las propiedades axiales de los materiales concreto y acero (ver figura 2.6 y 2.7) en base a ellas se calcula el comportamiento a flexión de secciones de viga y columna en diagramas de momentos curvatura utilizando el programa SAP 2000 versión 16.0.0. Para

definir el comportamiento inelástico de los muros se ha utilizado un análisis de fibras.

Diagrama momento curvatura

Extraemos los diagramas momento curvatura a Microsoft Excel 2013 en donde se simplificaran en base dos puntos: fluencia y falla del concreto a compresión, además se agregará una plataforma de degradación extra por compatibilidad de software de acuerdo a la norma ATC 40. Ésta indica que el punto de degradación será el 40% del momento máximo alcanzado y luego se extenderá una plataforma de momento constante del 10% de la curvatura máxima alcanzada.

A continuación se muestra un ejemplo de los diagramas momento-curvatura de una viga y columna de la edificación en estudio, los cuales se trabajaron en el programa SAP 2000.

DISEÑO CONVENCIONAL VIGA Sección 3-3

VIGA 25X50 diseño convencional – Dirección X-X.

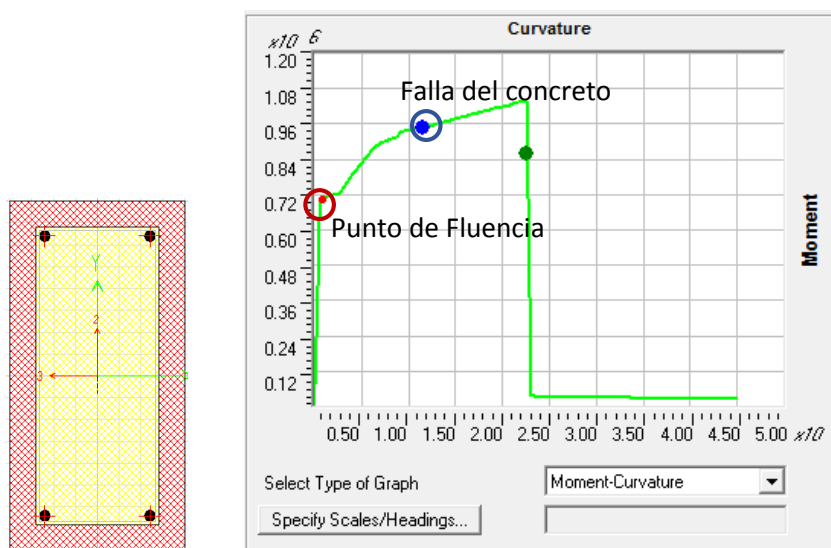


Figura 4.9: Diagrama momento (kg.cm) curvatura (rad/cm) de viga, eje x-x, diseño convencional.

En la figura 4.9 se observa el diagrama momento curvatura de una viga de 25x50 cm con una resistencia a la compresión de 210 kg/cm² de concreto confinado, espaciado cada 20 cm con una deformación unitaria de $\epsilon_{cu} = 0.006$. En la figura 4.10 el diagrama momento curvatura está en base a dos puntos notables, punto de fluencia (680961, 0.0000596) y falla del concreto (948870, 0.001157).

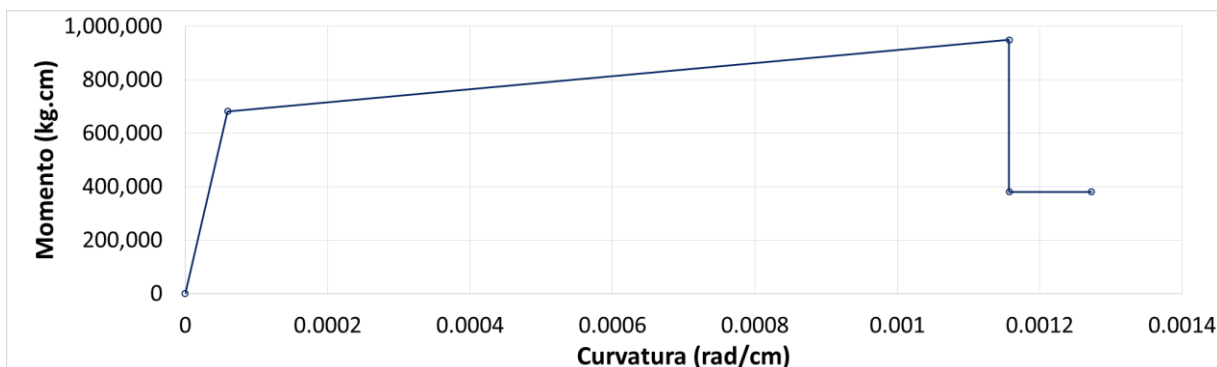


Figura 4.10: Diagrama momento-curvatura de viga simplificada, eje x-x diseño convencional.

DISEÑO CON DISPOSICIONES ESPECIALES VIGA Sección 3-3

VIGA 25X50 (4 ϕ 5/8") diseño con disposiciones especiales – Dirección X-X.

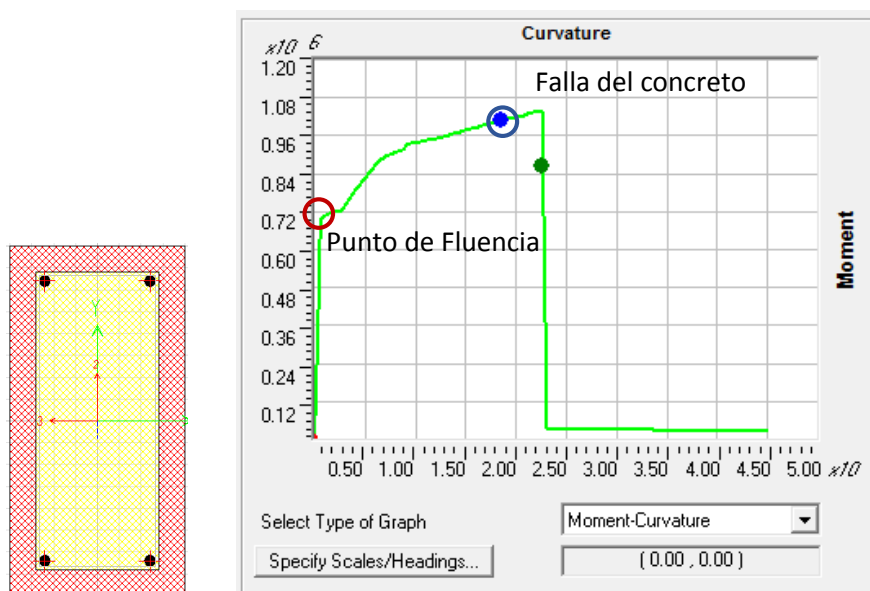


Figura 4.11: Diagrama momento (kg.cm) curvatura (rad/cm) de viga, eje x-x diseño con disposiciones especiales.

En la figura 4.11 se observa el diagrama momento curvatura de una viga de 25x50 cm con una resistencia a la compresión de 210 kg/cm² de concreto confinado, espaciado cada 15 cm con una deformación unitaria de $\epsilon_{cu}=0.01$. En la figura 4.12 el diagrama momento curvatura está en base a dos puntos notables, punto de fluencia (681935, 0.0000597) y falla del concreto (1006538, 0.001843).

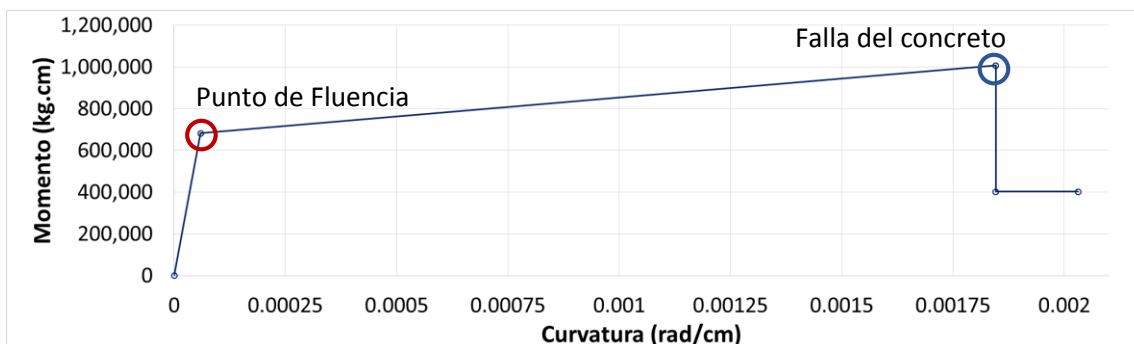


Figura 4.12: Diagrama momento-curvatura simplificado de viga, eje x-x diseño con disposiciones especiales.

DISEÑO CONVENCIONAL COLUMNA C-1

COLUMNA 30X60 (4 ϕ 3/4" + 4 ϕ 5/8") diseño convencional – Dirección X-X.

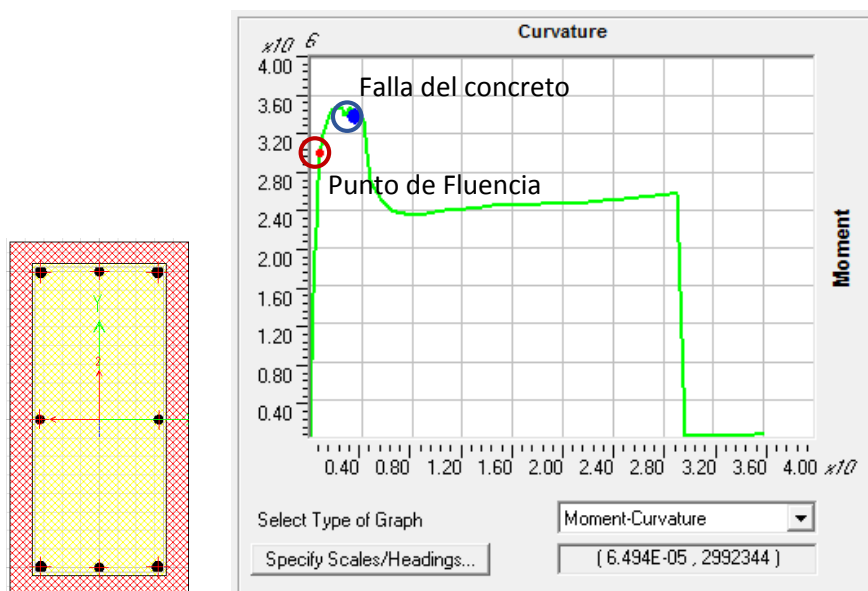


Figura 4.13: Diagrama momento (kg.cm) curvatura (rad/cm) de columna, eje x-x diseño convencional.

En la figura 4.13 se observa el diagrama momento curvatura de una columna de 30x60cm con una resistencia a la compresión de 210 kg/cm² de concreto confinado, espaciado cada 25 cm con una deformación unitaria de $\epsilon_{cu}=0.006$, con carga axial de 64tn. En la figura 4.14 el diagrama momento curvatura está en base a dos puntos notables, punto de fluencia (2993742, 0.0000651) y falla del concreto (3373327, 0.000347).

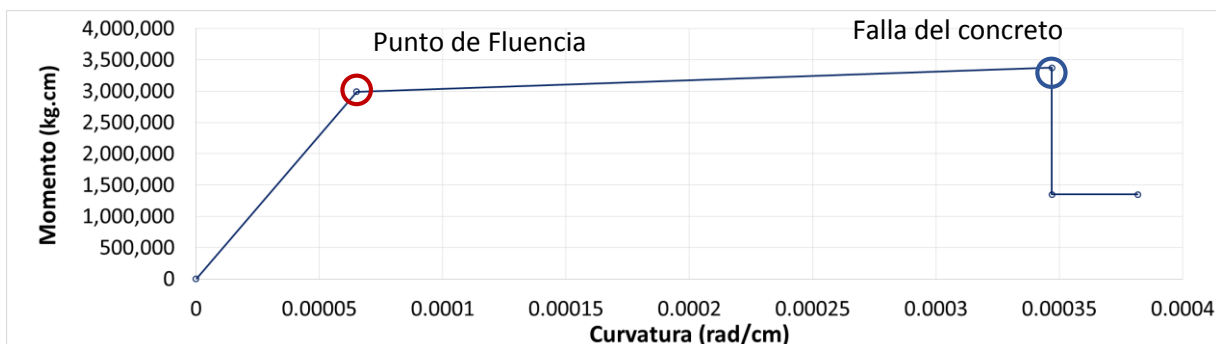


Figura 4.14: Diagrama momento-curvatura de columna simplificada, eje x-x diseño convencional.

DISEÑO CON DISPOSICIONES ESPECIALES COLUMNA C-1

COLUMNA 30X60 (4 ϕ 3/4" + 4 ϕ 5/8") con disposiciones especiales – Dirección X-X.

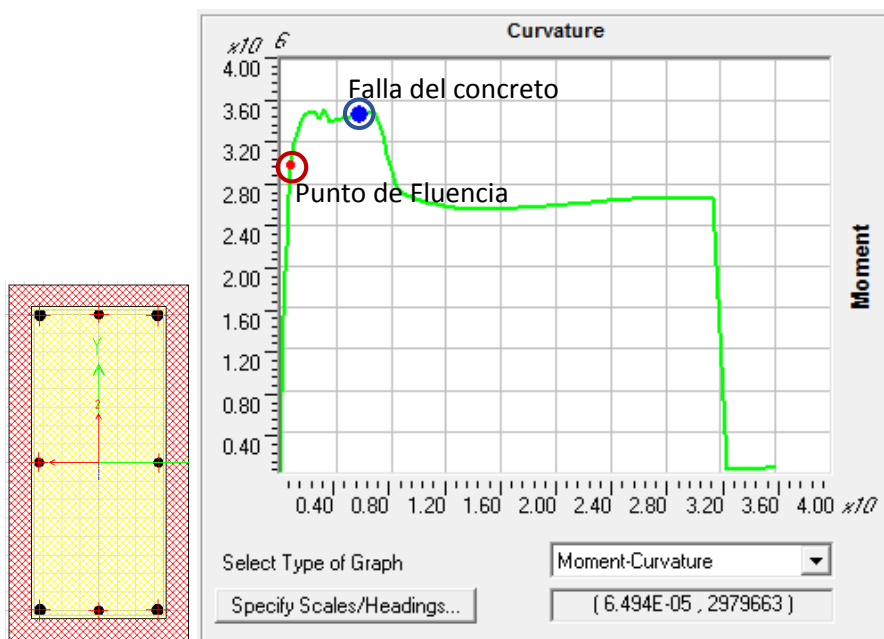


Figura 4.15: Diagrama momento (kg.cm) curvatura (rad/cm) de columna, eje x-x diseño con disposiciones especiales.

En la figura 4.15 se observa el diagrama momento curvatura de una columna de 30x60cm con una resistencia a la compresión de 210 kg/cm² de concreto confinado, espaciado cada 10 cm con una deformación unitaria de $\epsilon_{cu}=0.01$ con carga axial de 64tn. En la figura 4.16 el diagrama momento curvatura esta en base a dos puntos notables, punto de fluencia (2985125, 0.000065) y falla del concreto (3469202, 0.000569).

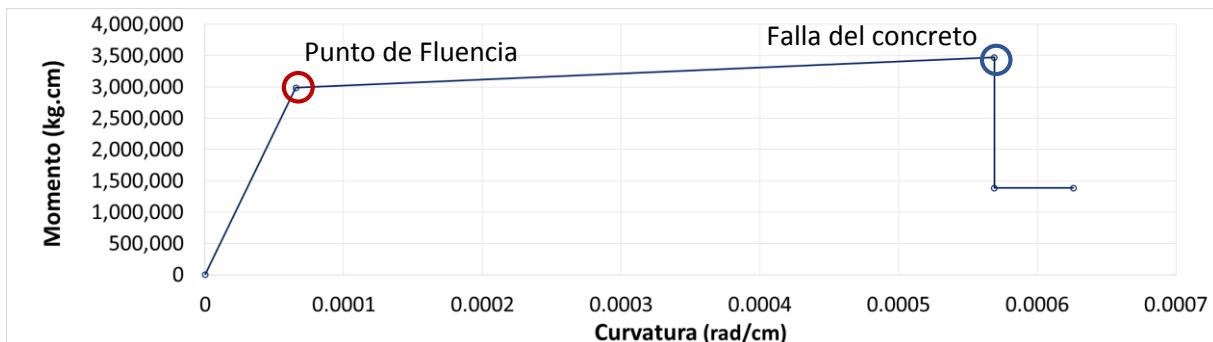


Figura 4.16: Diagrama momento-curvatura de columna simplificado, eje x-x diseño con disposiciones especiales.

A continuación en la tabla 4.27 se presenta los puntos de fluencia y de falla de las secciones de vigas y columnas mencionadas anteriormente, seguido de un cuadro comparativo de la mejora local debido a las disposiciones especiales.

Tabla 4.27: Comparación local entre diseño convencional y disposiciones especiales.

Elemento estructural	Tipo de diseño	Punto Fluencia		Falla Concreto	
		Momento (kg.cm)	Curvatura (rad/cm)	Momento (kg.cm)	Curvatura (rad/cm)
viga	convencional	680961	0.0000596	948870	0.001157
	disposiciones especiales	681935	0.0000597	1006538	0.001843
Columna	convencional	2993742	0.0000651	3373327	0.000347
	disposiciones especiales	2985125	0.000065	3469202	0.000569

Tabla 4.28 Cuadro comparativo de resistencia y ductilidad mejorada.

Elemento estructural	Ductilidad por Curvatura		Mejora en Ductilidad	Mejora en Resistencia
	Convencional	Disposiciones Especiales		
Viga	18.42	29.87	62.1%	6.1%
Columna	5.33	8.69	63.0%	2.8%

Solo se muestra una sección de cada elemento, como ejemplo en cuanto a las mejoras con las disposiciones especiales. Como se observa en la tabla 4.28 la resistencia se ve una leve mejora (vigas 6.1%, columnas 2.8%) en cambio las mejoras de ductilidad son bastante superiores (vigas 62%, columnas 63%).

Momento Giro

Se convierten los diagramas momento curvatura a diagramas momento giro con la ecuación (14) especificada en el ítem 2.2.2.1.3 estos diagramas

definen el comportamiento inelástico a flexión de las rotulas plásticas que se ubicaron a una distancia de $0.50h$ siendo “h” el peralte efectivo de la sección, para vigas y columnas. Ver diagramas en Anexos.

4.4. PUSHOVER

Al modelo numérico inelástico se le aplica las cargas de gravedad permanente y transitoria según la normativa ATC 40:

Como se observa en la imagen 4.17 se creó un caso de carga de gravedad de tipo estático no lineal en una condición inicial de carga muerta 110% y una carga viva de 25% en el que se pide guardar solo el estado final

1.10 Carga muerta + 0.25 Carga viva.

The screenshot shows a software dialog box for defining a load case. The 'General' section includes fields for 'Load Case Name' (CARGAS DE GRAVEDAD), 'Load Case Type' (Nonlinear Static), 'Exclude Objects in this Group' (Not Applicable), and 'Mass Source' (MsSrc1). The 'Initial Conditions' section has two radio buttons: 'Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State' (selected) and 'Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)'. The 'Loads Applied' section contains a table with the following data:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	Dead	1.1
Load Pattern	Live	0.25

The 'Other Parameters' section includes 'Modal Load Case' (Modal), 'Geometric Nonlinearity Option' (P-Delta), 'Load Application' (Full Load), 'Results Saved' (Final State Only), and 'Nonlinear Parameters' (Default). Buttons for 'Design...', 'Notes...', 'Add', 'Delete', 'Modify/Show...', and 'OK/Cancel' are also visible.

Figura 4.17: Aplicación de las cargas de gravedad según ATC 40.

Luego se asigna un nuevo caso de cargas incrementales no lineales como se observa en la figura 4.18 que tienen como punto de inicio las cargas de gravedad, estas cargas incrementales laterales están distribuidas de forma triangular en los entrepisos.

En esta investigación se ha utilizado el software ETBAS 2016 v.16.0.3 que expresa la curva de capacidad en base a la sumatoria de las cargas de

entrepiso aplicadas (cortante basal) y la respuesta obtenida del modelo numérico no lineal (deformación del punto de control).

General

Load Case Name: PUSHOVER EN Y [Design...]

Load Case Type: Nonlinear Static [Notes...]

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: MsSrc1

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case: CARGAS DE GRAVEDAD

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	PUSHOVER Y	1

Patrón de cargas triangulares.

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: P-Delta

Load Application: Displacement Control [Modify/Show...]

Results Saved: Multiple States [Modify/Show...]

Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

OK Cancel

Figura 4.18: Caso de carga Pushover Y-Y.

Curvas de capacidad

Al ejecutar el programa se aplica el caso de carga mostrado “Pushover en Y-Y” al modelo y se obtiene la curva de capacidad. De igual forma se obtienen la curva de capacidad para el eje X-X, adjuntas todas ellas en el capítulo V de resultados.

Espectros de capacidad

Se convierten las curvas de capacidad a espectros de capacidad correspondientes al primer modo de vibración en el eje analizado, acorde a la

teoría del capítulo II, ítem 2.2.2.3.1 Se adjunta las gráficas de espectros de capacidad en el capítulo IV de resultados.

4.5. PUNTO DE DESEMPEÑO

El punto de desempeño establece el nivel de comportamiento de la estructura y este se encuentra en base al cruce del espectro de capacidad con el espectro de aceleración-desplazamiento, previo a esto fue necesario hacer una compatibilización y correcciones para que la respuesta sea lo más cercano a la realidad posible.

Esquema de cálculo:

- Se convirtió la curva de capacidad a espectro de capacidad mediante el programa Etbas y se hizo una representación bilineal de la misma, por el método de las áreas iguales. Ver (ítem 2.2.2.3.2.).
- El espectro de aceleración-Periodo se convirtió a espectro de aceleración-desplazamiento mediante la fórmula del ATC40 transformado solo el eje de periodo. Ver (ítem 2.2.2.3.8), ecuación (15).
- Con la representación bilineal del espectro de capacidad se calculó la energía disipada por amortiguamiento y la máxima energía por deformación, con esto se halló el amortiguamiento histerético. Ver (ítem 2.2.2.3.5) ecuación (18, 19 y 17)
- Obtenido el amortiguamiento histerético, el amortiguamiento viscoso (valor constante $\xi=0.05$ edificación sin incursión de daños) y el factor K (modificador del amortiguamiento histerético obtenido de la tabla 2.4), se calculó el amortiguamiento equivalente, el cual es el amortiguamiento de la edificación en función al incremento de los daños. Ver (ítem 2.2.2.3.6.) ecuación (20).
- Con el amortiguamiento equivalente hallado se redujo el espectro de demanda sísmica. Ver (ítem 2.2.2.3.9) ecuación (21, 22).
- Para que la corrección al espectro de demanda sísmica por amortiguamiento sea el correcto, se recortó la bilineal con respecto al

punto de desempeño con un porcentaje de 5% de separación entre ellos, para evitar reducir erradamente los espectros de demanda sísmica que están en función de la representación bilineal.

- Entonces se vuelve a hacer el procedimiento en base a la nueva representación bilineal (bilineal recortada) para obtener la reducción acertada de la demanda sísmica correspondiente al punto de desempeño.
- Finalmente se obtuvo el punto de desempeño mediante el cruce de la representación bilineal y la reducción de espectro de demanda sísmica.

Se realizó a manera de ejemplo el procedimiento del “método del espectro de capacidad” para hallar el punto de desempeño.

Procedimiento:

Compatibilización de curva de capacidad (sismo de diseño, DEDS)

El procedimiento se detalla a partir de la última corrección realizada.

Se transformó la curva de capacidad a espectro de capacidad, con el espectro de capacidad se realiza la simplificación bilineal mediante el método de las áreas iguales:

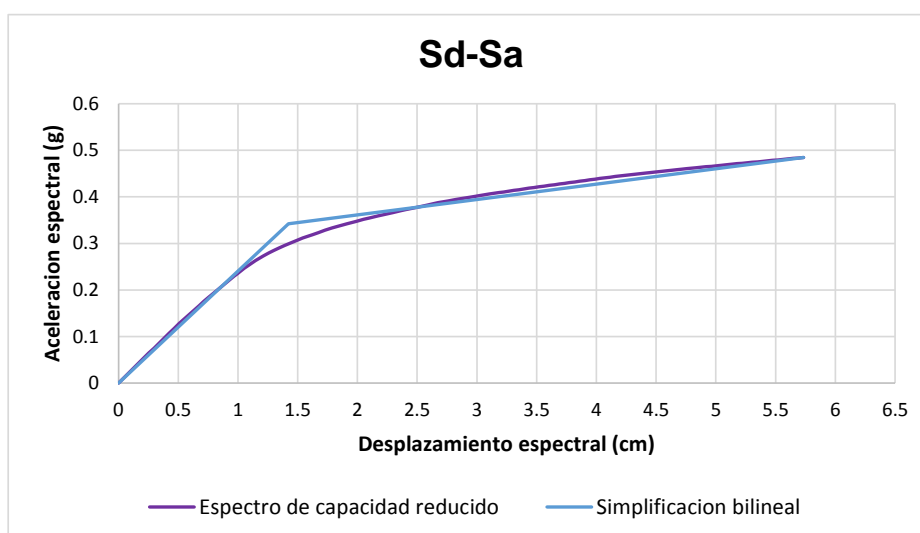


Figura 4.19: Simplificación bilineal del espectro de capacidad reducido (sismo de diseño, DEDS).

En la gráfica 4.19 se observa la representación bilineal del espectro de capacidad reducido del cual se obtuvieron los puntos que se muestran en la tabla 4.29 correspondientes al origen, punto de fluencia y fin de la simplificación bilineal.

Tabla 4.29: Cuadro de aceleración-desplazamiento, Simplificación bilineal.

	Desplazamiento (cm)	Aceleración (g)	Áreas
	0	0	0
0.60 Fluencia	0.8541	0.2053	0.0877
Fluencia	1.4235	0.3422	0.1559
Fin de la curva	5.7338	0.4845	1.7818
	Área de la curva	Área bilineal	Error
	2.0254	2.0254	1.113E-05

Estimación del amortiguamiento histerético

Con los puntos de la tabla 4.29 se graficó la figura 4.20 del cual se halló la máxima energía disipada por deformación y la máxima energía disipada por amortiguamiento con la finalidad de hallar el amortiguamiento histerético.

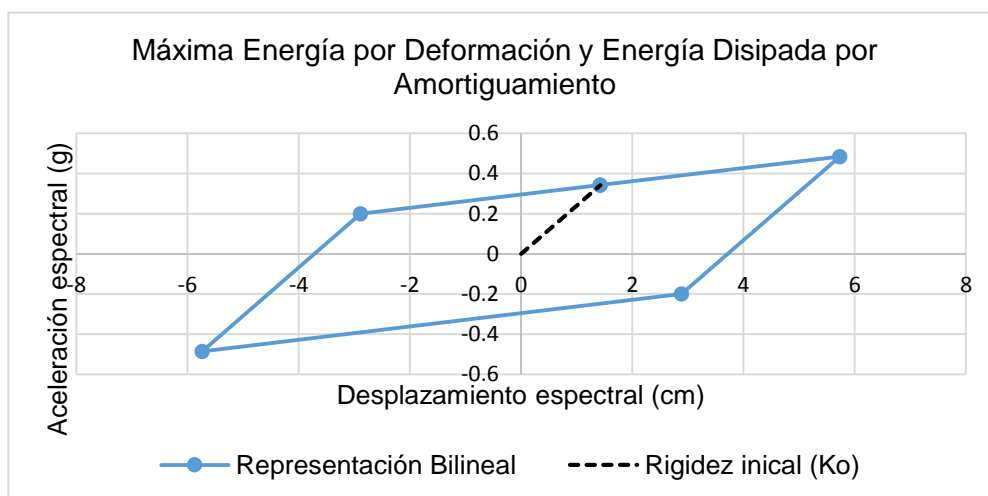


Figura 4.20: Energía disipada por deformación y amortiguamiento.

$$E_D = 4 * (0.3422 * 5.7338 - 1.4235 * 0.4845) = 5.09$$

$$E_{SO} = \frac{5.7338 * 0.4845}{2} = 1.39$$

$$\beta_o = \frac{1 * 5.09}{4\pi * 1.3098} = 29.16\%$$

Estimación del amortiguamiento equivalente

Posteriormente se realizó la corrección por amortiguamiento al espectro de aceleración-desplazamiento, para esto se halló el valor del amortiguamiento equivalente con afectación del factor K ya que varía de acuerdo al tipo de comportamiento estructural así como el amortiguamiento viscoso $\xi=5\%$.

$$\beta_{eq}(\%) = 0.8997 * 29.16\% + 5\% = 31.14\%$$

Reducción del espectro de aceleración-desplazamiento

Se realizó la reducción de espectro de aceleración-desplazamiento en base al amortiguamiento equivalente.

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(31.14\%)}{2.12} = 0.4112$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(31.14\%)}{1.65} = 0.5456$$

En la figura 4.21 se visualiza el nuevo espectro afectado por los factores de reducción:

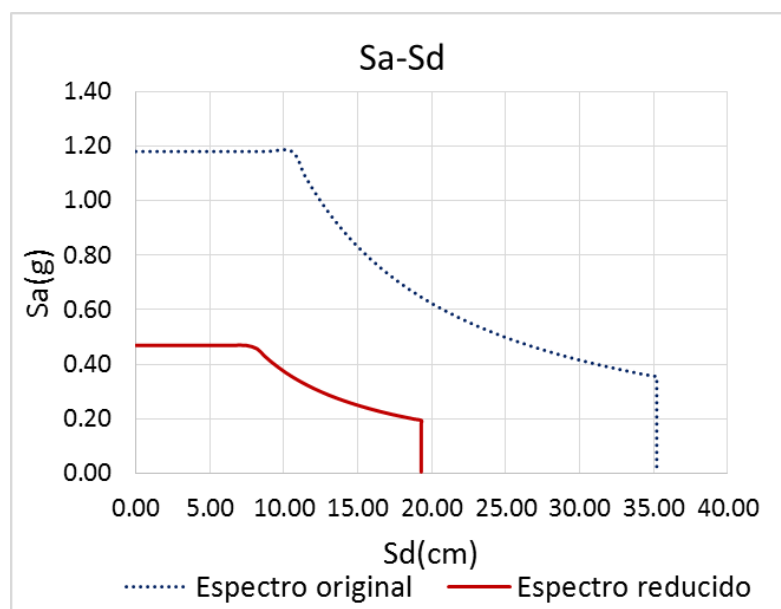


Figura 4.21: Espectro original vs. Espectro reducido

El resumen de resultado de los cálculos se muestra en la tabla 4.30

Tabla 4.30: Resumen de cálculos para hallar el punto de desempeño, sismo de diseño eje X-X. (Diseño con DEDS)

ED	5.0903	Energía disipada por amortiguamiento
ESo	1.3891	Máxima energía por deformación
ξ_0	29.16%	Amortiguamiento hysterético
ξ	5.00%	Amortiguamiento viscoso
K	0.8964	Intentar con los propuestos
ξ_{eq}	31.14%	Amortiguamiento equivalente
SRA	0.4112	1/BS - Factor de Reducción SaA
SRV	0.5456	1/BL - Factor de Reducción SaV

Desempeño

Finalmente ya podemos hacer el cruce del espectro de capacidad bilineal con el espectro de demanda sísmico corregido por amortiguamiento, el cual nos va a dar el punto desempeño de la edificación, la gráfica de cruce y la evaluación por desempeño puede ser observado en el capítulo IV de resultados.

Este procedimiento se siguió para cada nivel de demanda sísmica (sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo) para el diseño convencional y diseño con disposiciones especiales, tanto para el eje X-X como eje Y-Y.

CAPÍTULO V:

RESULTADOS

5.1. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL- PUSHOVER

5.1.1. CURVAS DE CAPACIDAD

Se adjuntan las curvas de capacidad de ambas direcciones para cada módulo:

Curva de capacidad dirección X diseño convencional:

La máxima fuerza cortante es de 322 ton con un máximo desplazamiento encontrado de 9.68cm.

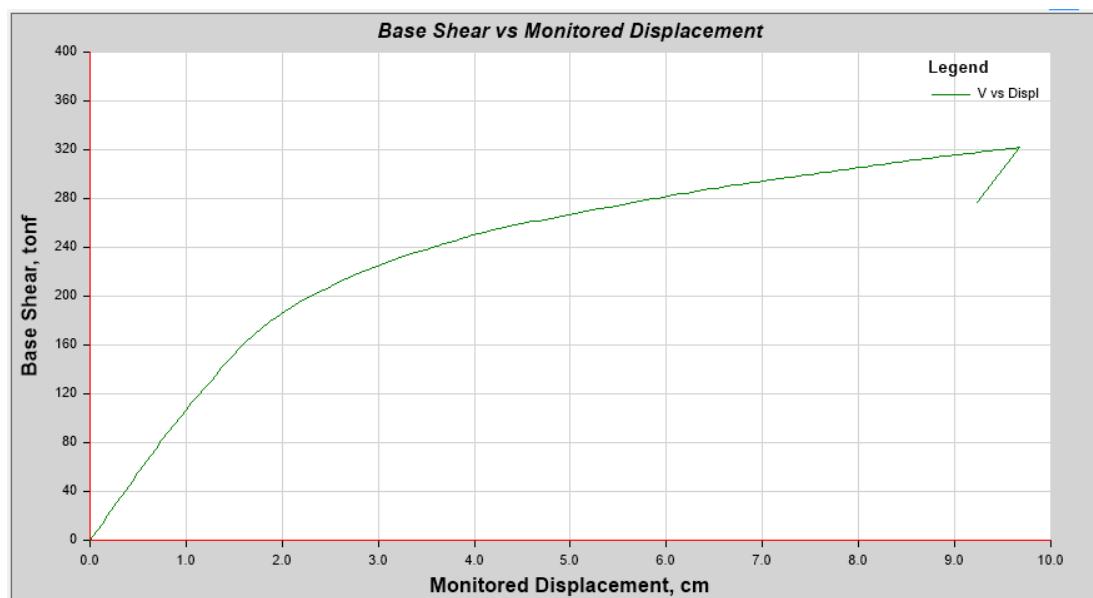


Figura 5.1: Curva de capacidad dirección X, Diseño Convencional (V-d).

Curva de capacidad dirección X diseño con disposiciones especiales:

La máxima fuerza cortante es de 344 kgf con un máximo desplazamiento encontrado de 13.81cm.

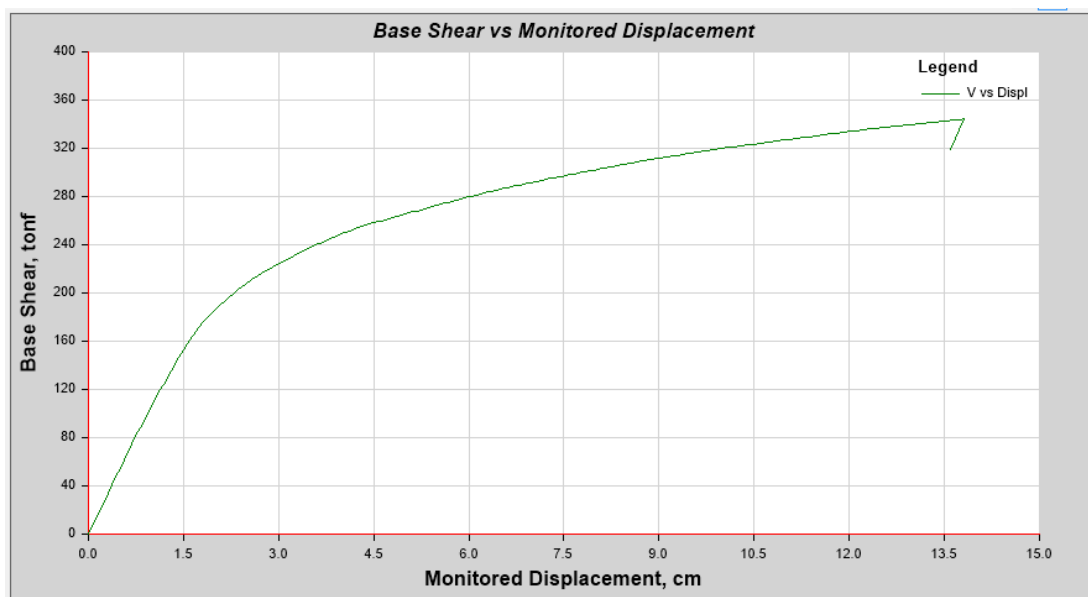


Figura 5.2: Curva de capacidad, dirección X, diseño con disposiciones especiales (V-d).

Curva de capacidad dirección Y diseño convencional:

La máxima fuerza cortante es de 383 kgf y el máximo desplazamiento encontrado es de 11.33cm.

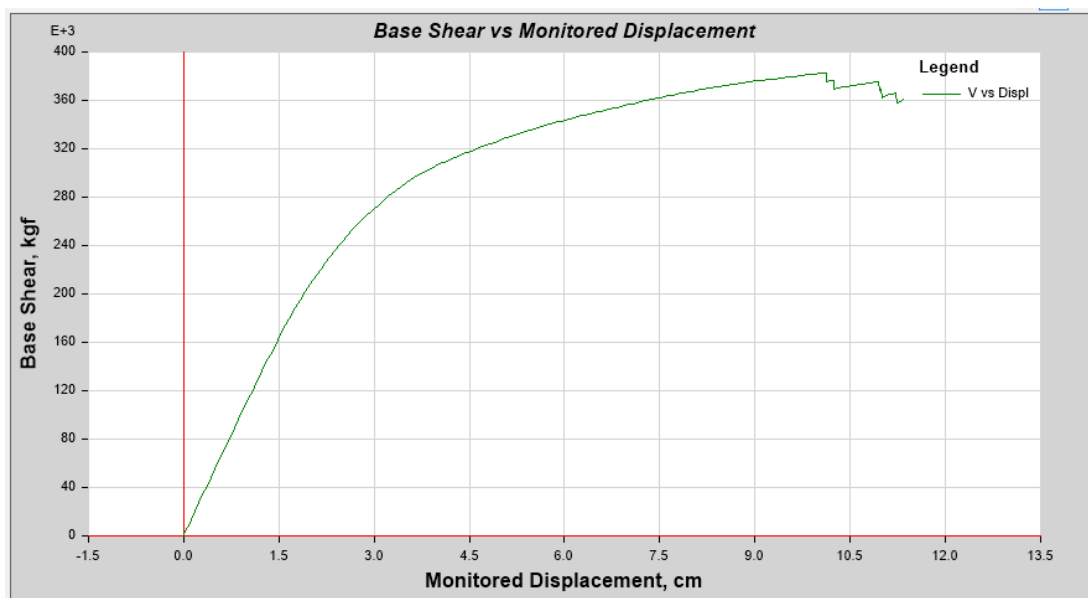


Figura 5.3: Curva de capacidad, dirección Y, Diseño Convencional (V-d).

Curva de capacidad dirección Y diseño con disposiciones especiales:

La máxima fuerza cortante es de 382 kgf y el máximo desplazamiento encontrado es de 16.75cm.

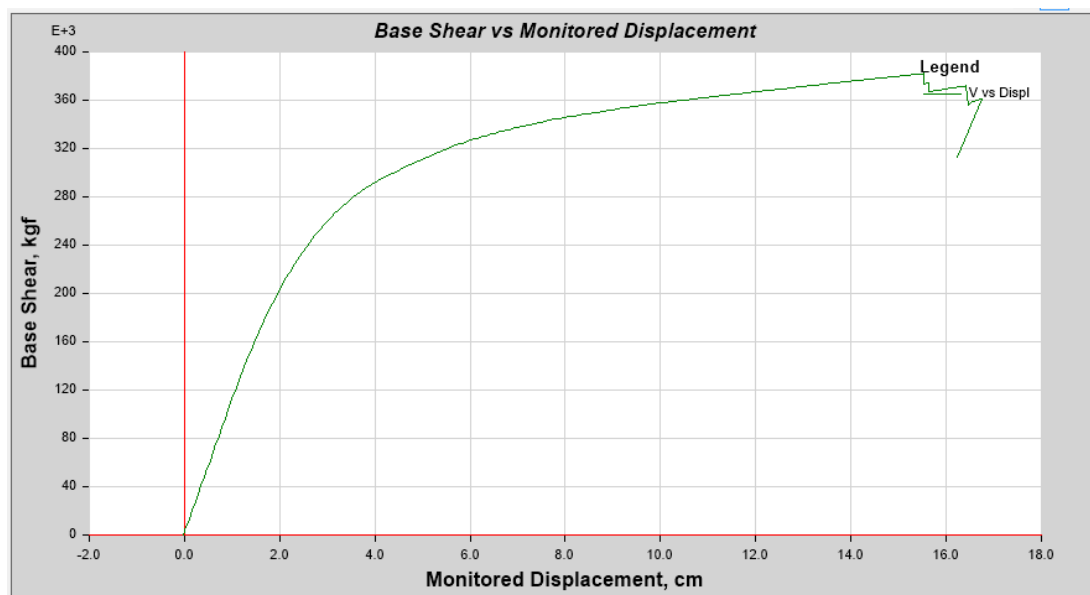


Figura 5.4: Curva de capacidad, dirección Y, diseño con disposiciones especiales (V-d).

Tabla 5.1: Cuadro comparativo de fuerza cortante vs. Desplazamiento de las curva de capacidad.

Tipo de diseño	Fuerza cortante (Ton)	Desplazamiento (cm)
Convencional eje X-X	322	9.68
Disposiciones especiales eje X-X	344	13.81
Convencional eje Y-Y	383	11.33
Disposiciones especiales eje Y-Y	382	16.75

En la tabla 5.1 la capacidad de deformación en el diseño con DEDS es superior al diseño convencional. Se observa que ante una fuerza cortante similar el diseño con DEDS resiste más deformación por lo tanto más desplazamiento antes de colapsar esto debido a la capacidad de ductilidad que posee.

5.1.2. ESPECTROS DE CAPACIDAD

Las curvas de capacidad presentadas en el punto anterior son convertidas a espectros de capacidad (aporte únicamente del primer modo)

Espectro de capacidad dirección Y diseño convencional:

El espectro de capacidad tiene una aceleración espectral máxima de 0.51g y desplazamiento espectral máximo de 6.58cm.

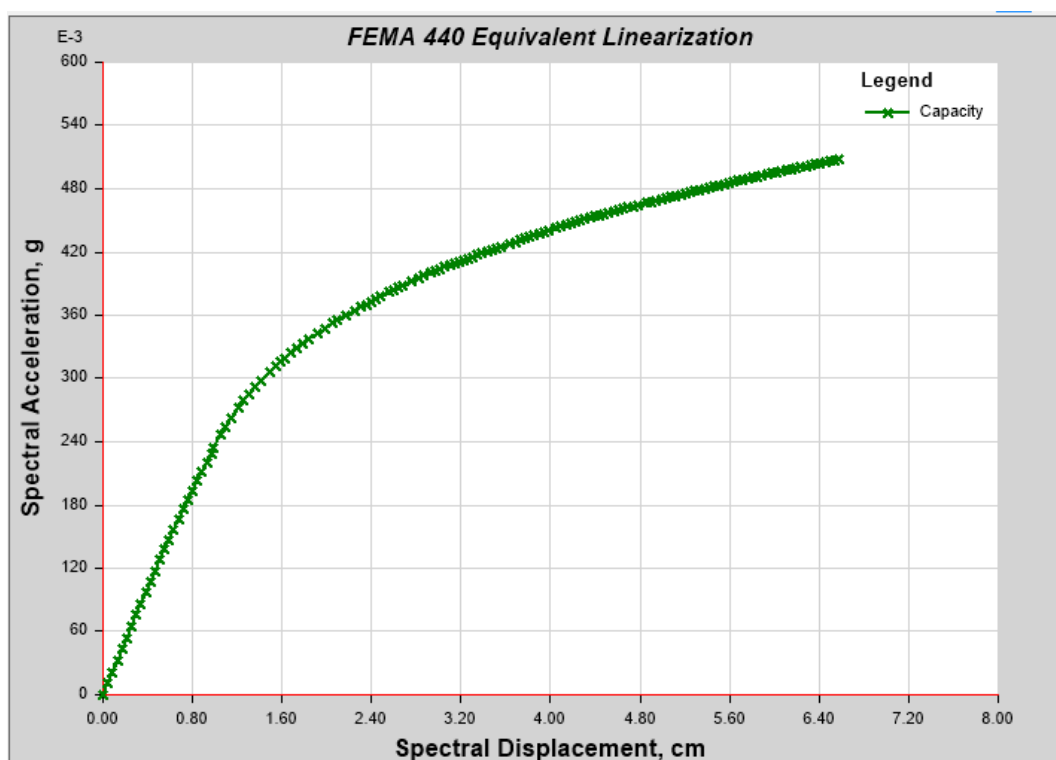


Figura 5.5: Espectro de capacidad convertido, dirección X. Diseño Convencional (V-d).

Espectro de capacidad dirección X diseño con disposiciones especiales:

El espectro de capacidad tiene una aceleración espectral máxima de 0.54g y desplazamiento espectral máxima de 9.42cm.

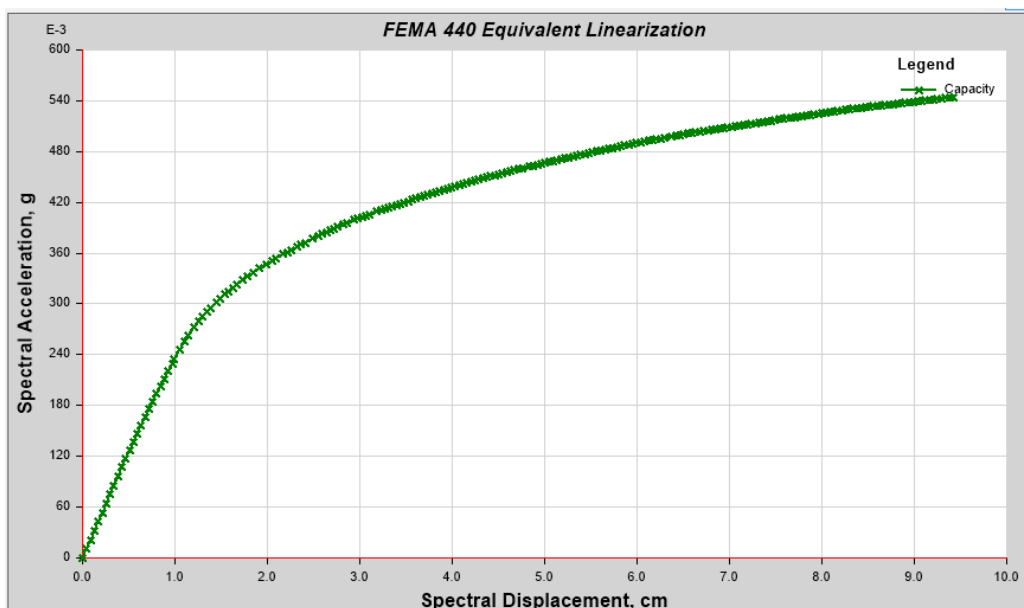


Figura 5.6: Espectro de capacidad convertido, dirección X. Disposiciones Especiales (V-d).

Espectro de capacidad dirección Y diseño convencional:

El espectro de tiene una aceleración espectral máxima de 0.60g y desplazamiento espectral máxima de 8.02cm.

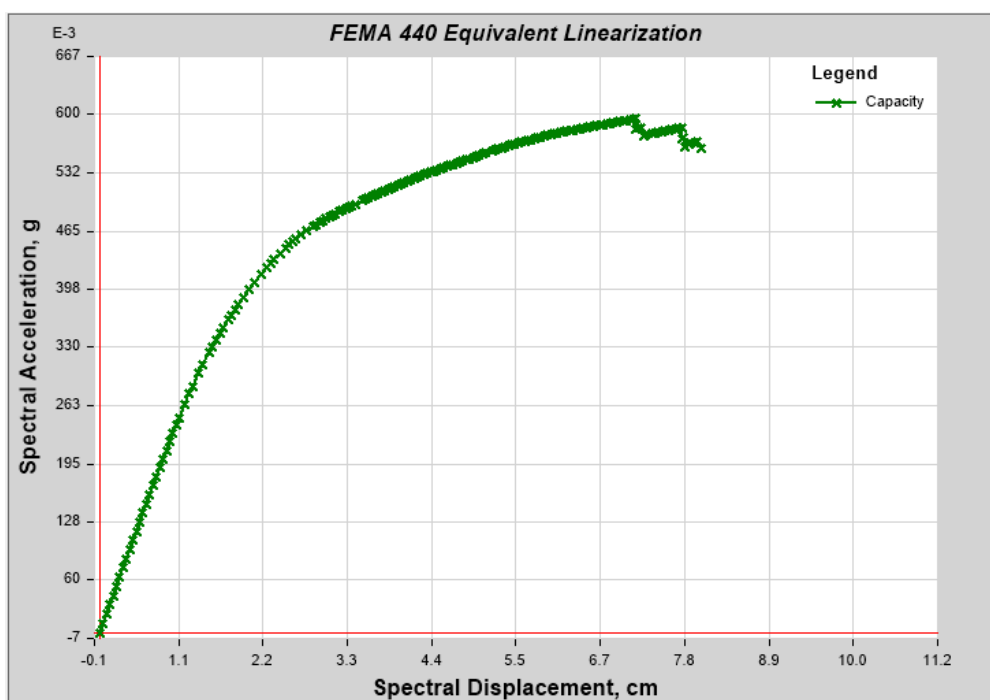


Figura 5.7: Espectro de capacidad convertido, dirección Y. Diseño Convencional (V-d).

Espectro de capacidad dirección Y diseño con disposiciones especiales:

El espectro de capacidad tiene una aceleración espectral máxima de 0.60g y desplazamiento espectral máxima de 11.93cm.

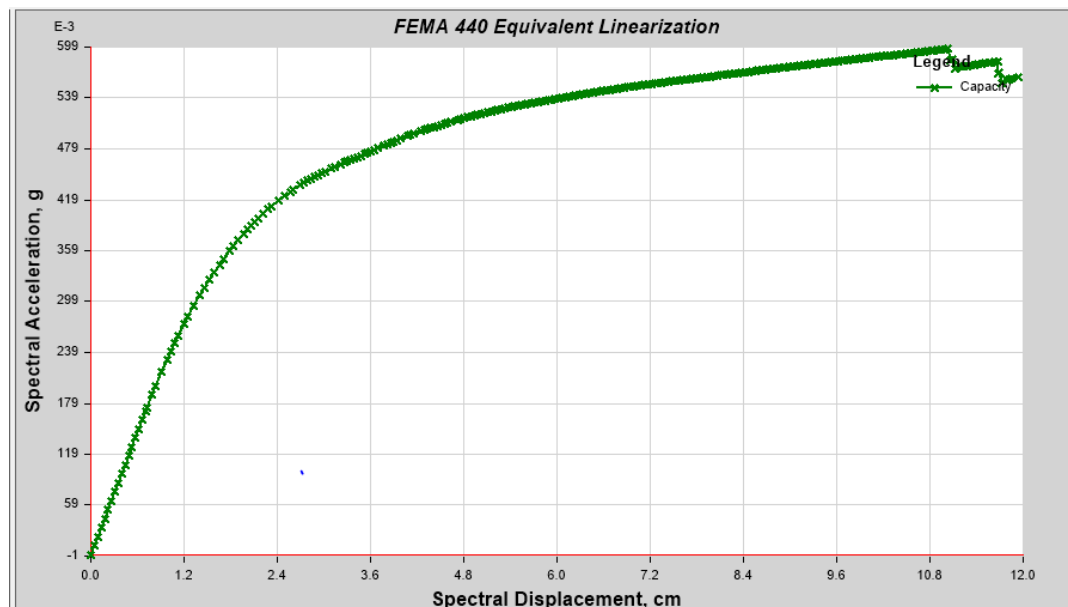


Figura 5.8: Espectro de capacidad convertido dirección Y. Disposiciones Especiales (V-d).

Tabla 5.2: cuadro comparativo de espectros de capacidad

Tipo de diseño	Aceleración Espectral (Sa=g)	Desplazamiento Espectral (Sd=cm)
Convencional eje X-X	0.51	6.58
Disposiciones especiales eje X-X	0.54	9.42
Convencional eje Y-Y	0.60	8.02
Disposiciones especiales eje Y-Y	0.60	11.93

En la tabla 5.2 los espectros de capacidad del diseño con disposiciones especiales para diseño sísmico siguen siendo superiores al diseño convencional, se sigue teniendo más desplazamiento espectral y por lo tanto un mejor aprovechamiento de la capacidad estructural con una misma aceleración espectral. Estos resultados son aporte únicamente del primer modo de vibración en el eje en estudio como parte del proceso de compatibilización con el espectro de respuesta sísmica.

5.2. EVALUACION POR DESEMPEÑO

Se muestra la comparación del punto de desempeño alcanzado en ambos diseños, convencional y DEDS tanto para la dirección X como para Y ante distintas sollicitaciones sísmicas.

5.2.1. DISEÑO CONVENCIONAL

- **SISMO SERVICIO, Dirección X**

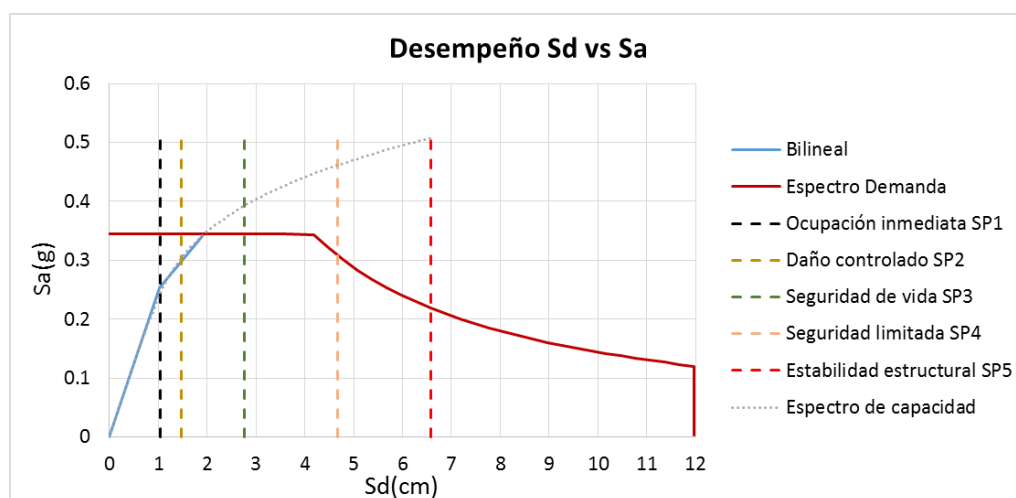


Figura 5.9: Punto de desempeño, sismo de servicio dirección X. (Diseño Convencional)

En la figura 5.9 el punto de desempeño según la demanda sísmica empleada se encuentra en ($SA_d=0.34g$; $SD_d=1.93cm$), el nivel de desempeño alcanzado es el de seguridad de vida, lo cual no es adecuado con los objetivos planteados para este nivel sísmico. Se inicia el comportamiento inelástico de la estructura con un estado de daño moderado, la estabilidad estructural, la vida de los ocupantes y su tránsito no está en peligro.

• **SISMO DE DISEÑO, Dirección X:**

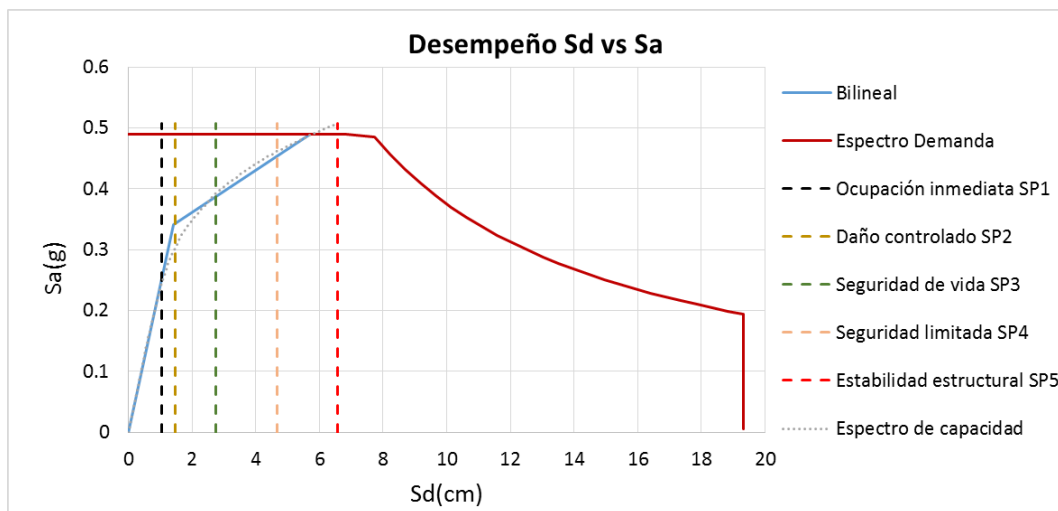


Figura 5.10: Punto de desempeño, sismo de diseño dirección X (Diseño Convencional)

En la figura 5.10 el punto de desempeño según la demanda sísmica empleada se encuentra en ($S_a=0.49g$; $S_d=5.74cm$). El nivel de desempeño alcanzado es estabilidad estructural, lo cual no es adecuado con los objetivos planteados para este nivel sísmico. La estructura incursiona notablemente en el rango inelástico y presenta un estado de daño severo, aun se garantiza la estabilidad estructural pero existe peligro para la vida humana ante una réplica.

• **SISMO DE MÁXIMO, Dirección X:**

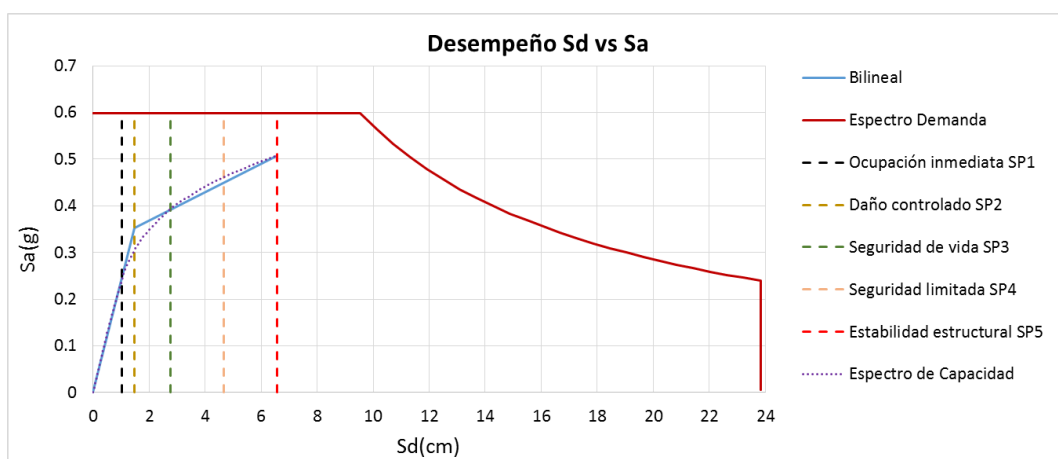


Figura 5.11: Punto de desempeño, sismo máximo dirección X (Diseño Convencional)

En la figura 5.11 el punto de desempeño según la demanda sísmica empleada se encuentra en ($SAd=0.51g$; $SDd=6.58cm$). La edificación no alcanza un nivel de desempeño ya que antes de que alcance la sollicitación sísmica ha colapsado, lo cual no es adecuado con los objetivos planteados para este nivel sísmico existe un inminente peligro a la vida humana.

- **SISMO SERVICIO , Dirección Y:**

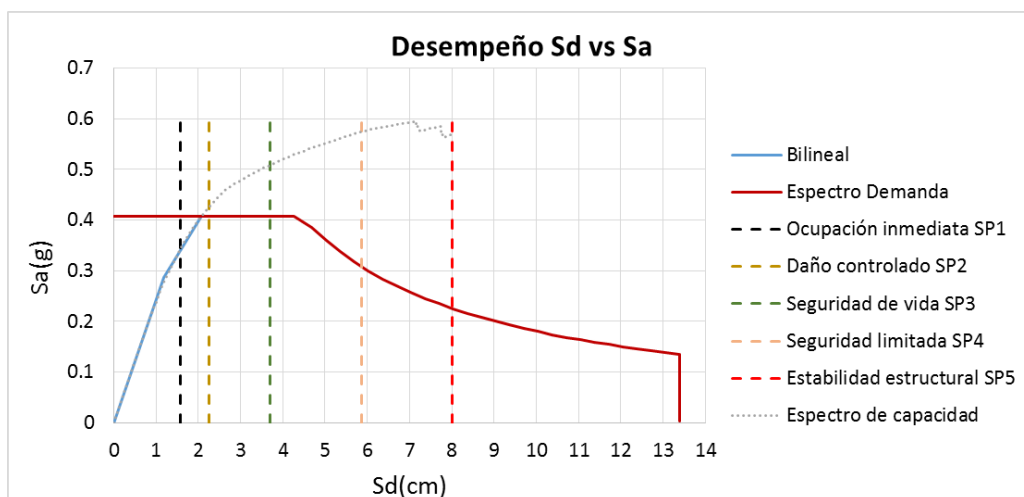


Figura 5.12: Punto de desempeño, sismo de servicio dirección Y. (Diseño Convencional)

En la figura 5.12 el punto de desempeño según la demanda sísmica empleada se encuentra en ($SAd=0.40g$; $SDd=2.07cm$), el nivel de desempeño alcanzado es daño controlado, lo cual es adecuado con los objetivos planteados para este nivel sísmico. El comportamiento se mantiene en el rango elástico con un estado de daño leve, no hay necesidad de reparaciones.

• **SISMO DE DISEÑO, Dirección Y:**

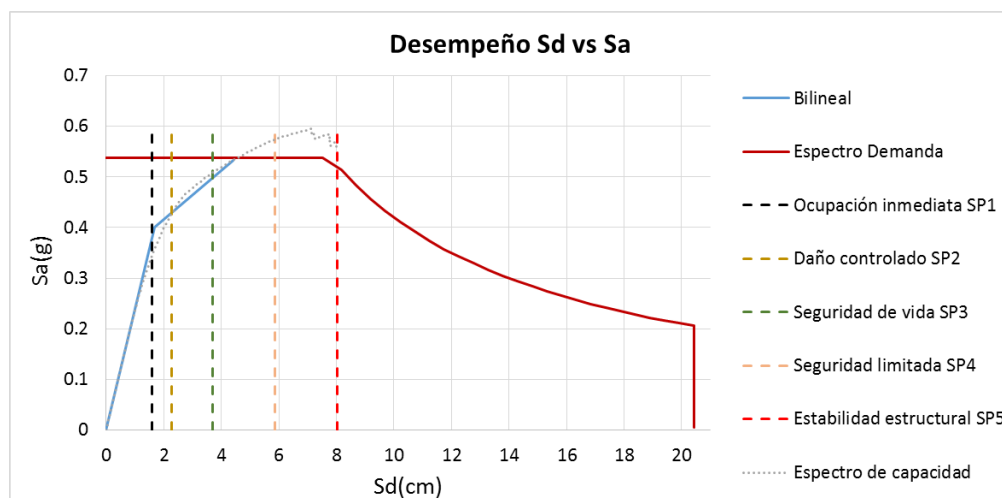


Figura 5.13: Punto de desempeño, sismo de diseño dirección Y. (Diseño Convencional)

En la figura 5.13 el punto de desempeño según la demanda sísmica empleada se encuentra en ($SAd=0.54g$; $SDd=4.50cm$). El nivel de desempeño alcanzado es seguridad limitada, lo cual es adecuado con los objetivos planteados para este nivel sísmico. El comportamiento incursiona en el rango inelástico con un estado de daño intermedio que no compromete la seguridad de vida de los ocupantes.

• **SISMO DE MÁXIMO, Dirección Y:**

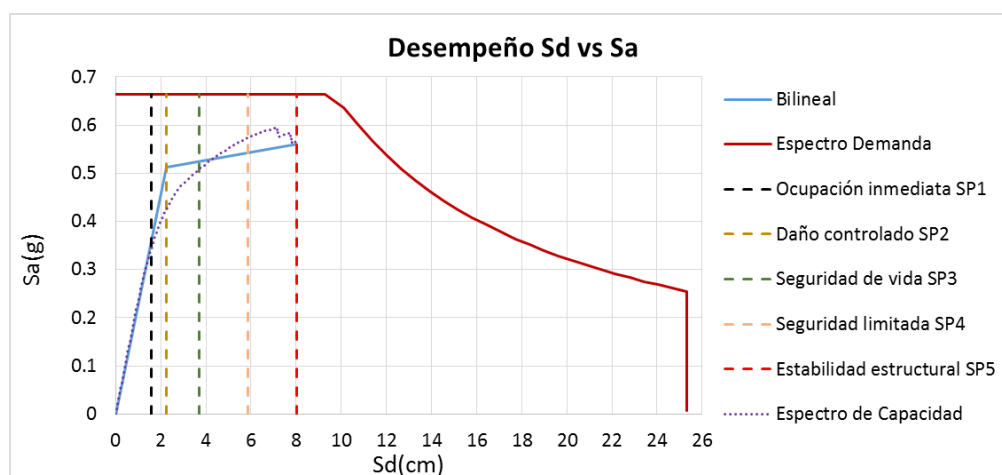


Figura 5.14: Punto de desempeño, sismo máximo dirección Y. (Diseño Convencional)

En la figura 5.14 el punto de desempeño según la demanda sísmica empleada se encuentra en ($SAd=0.56g$; $SDd=8.00cm$). La edificación no alcanza un nivel de desempeño ya que antes de que alcance la sollicitación sísmica ha colapsado, lo cual no es adecuado con los objetivos planteados para este nivel sísmico existe un inminente peligro a la vida humana.

5.2.2. DISPOSICIONES ESPECIALES PARA DISEÑO SÍSMICO

- **SISMO DE SERVICIO, Dirección X:**

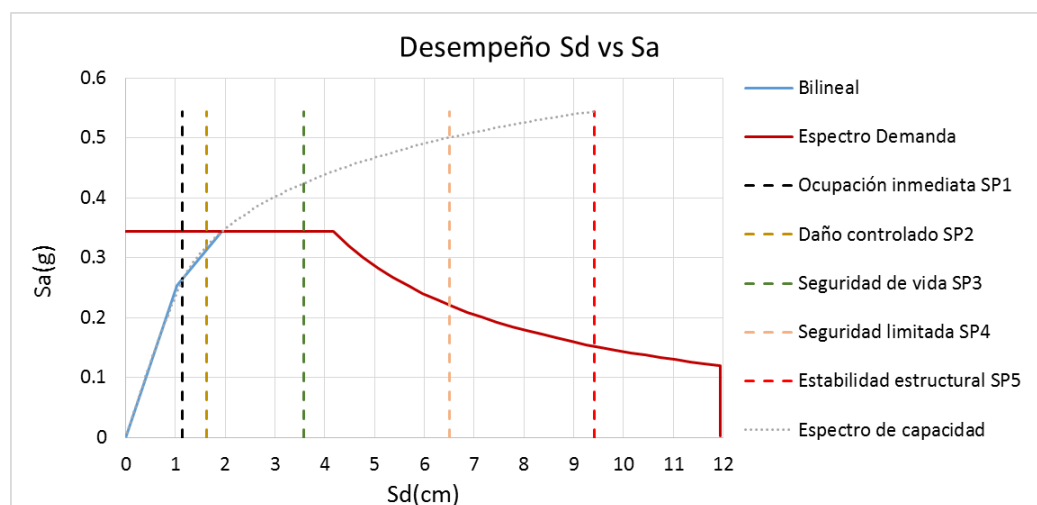


Figura 5.15: Punto de desempeño, sismo de servicio dirección X. (Disposiciones Especiales)

En la figura 5.15 el punto de desempeño según la demanda sísmica empleada se encuentra en ($SAd=0.34g$; $SDd=1.93cm$). El nivel de desempeño alcanzado es el de seguridad de vida, lo cual no es adecuado con los objetivos planteados por norma ATC40 para este nivel sísmico. Se inicia el comportamiento inelástico de la estructura con un estado de daño moderado sin embargo la estabilidad estructural, la vida de los ocupantes y su tránsito no está en peligro.

• **SISMO DE DISEÑO, Dirección X:**

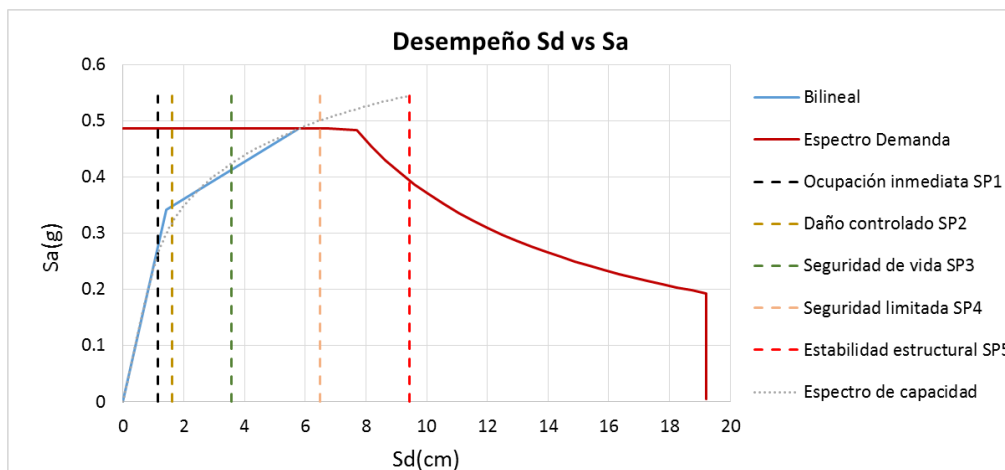


Figura 5.16: Punto de desempeño, sismo de diseño dirección X (Disposiciones Especiales)

En la figura 5.16 el punto de desempeño según la demanda sísmica empleada se encuentra en ($S_{Ad}=0.47g$; $S_{Dd}=5.22cm$). El nivel de desempeño alcanzado es seguridad limitada, el cual cumple con los objetivos planteados para este nivel sísmico. La estructura incursiona en el rango inelástico, presenta un estado de daño intermedio, sin embargo se garantiza la estabilidad estructural y se logra seguridad para la vida humana.

• **SISMO MÁXIMO, Dirección X:**

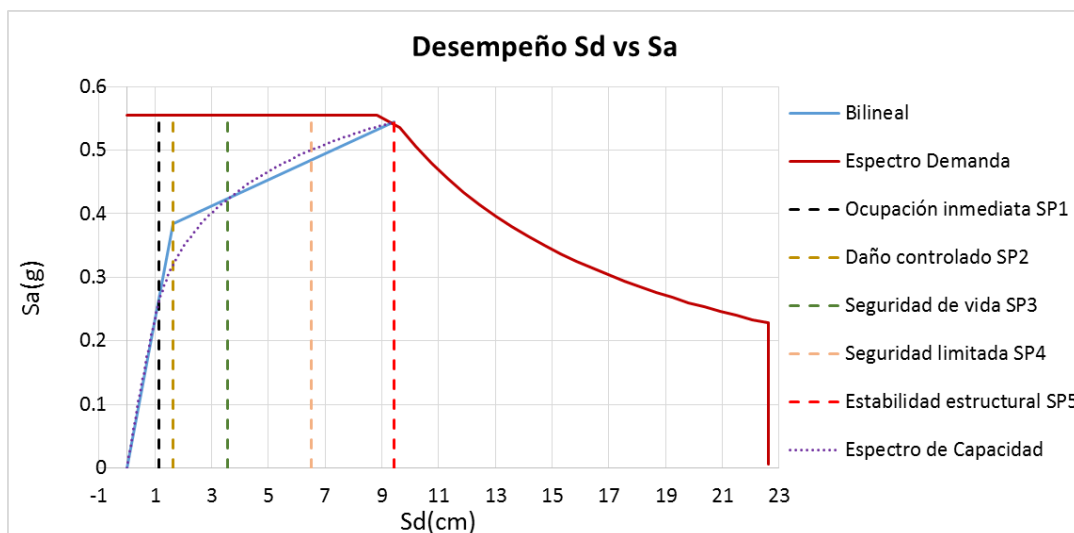


Figura 5.17: Punto de desempeño, sismo máximo dirección X (Disposiciones Especiales)

En la figura 5.17 el punto de desempeño según la demanda sísmica empleada es ($SAd=0.54g$; $SDd=9.33cm$). El nivel de desempeño alcanzado es estabilidad estructural el cual es adecuado con los objetivos planteados para este nivel sísmico, la estructura presenta daño severo encontrándose al borde del colapso parcial o total, se considera inminente el peligro a la vida humana, no es económicamente factible realizar reparaciones.

- **SISMO SERVICIO, Dirección Y:**

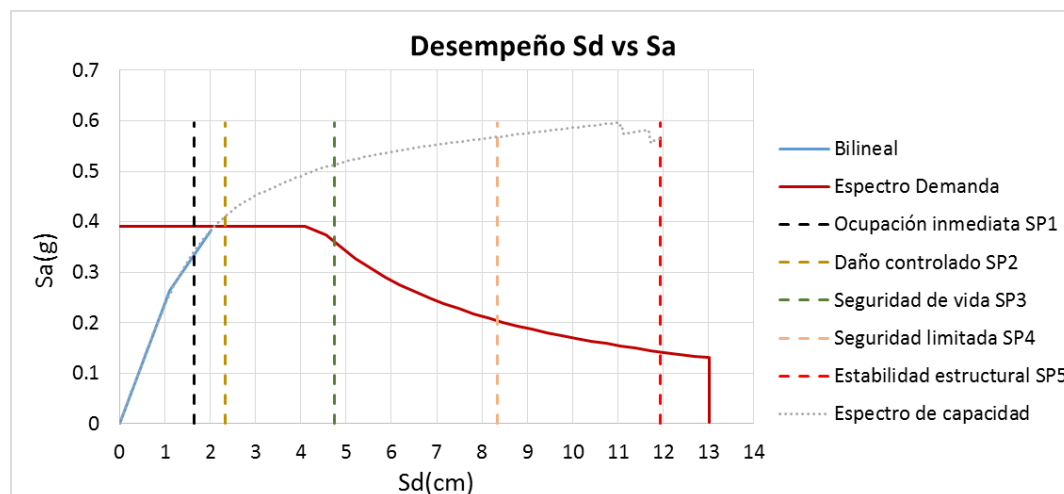


Figura 5.18: Punto de desempeño, sismo de servicio dirección Y. (Disposiciones Especiales)

En la figura 5.18 el punto de desempeño según la demanda sísmica empleada se encuentra en ($SAd=0.39g$; $SDd=2.08cm$). El nivel de desempeño alcanzado es daño controlado, lo cual es adecuado con los objetivos planteados para este nivel sísmico. El comportamiento se mantiene en el rango elástico con un estado de daño leve, no hay necesidad de reparaciones considerables.

• **SISMO DISEÑO, Dirección Y:**

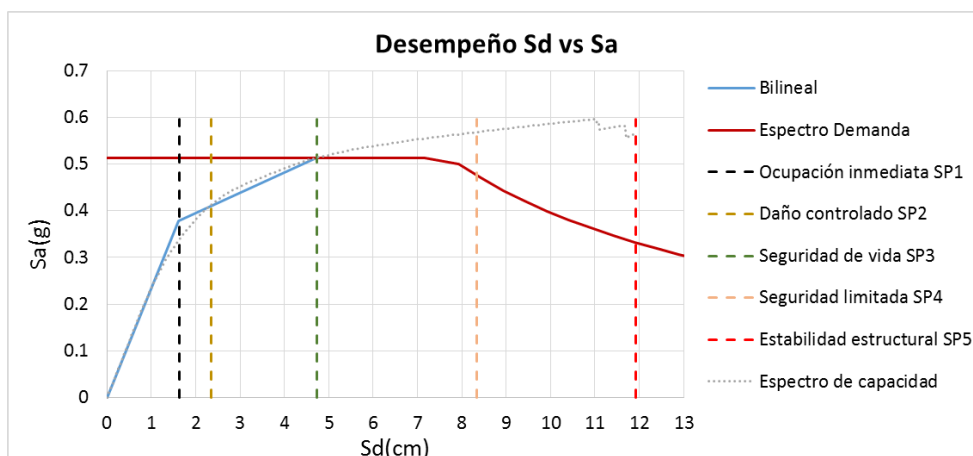


Figura 5.19: Punto de desempeño, sismo de diseño dirección Y. (Disposiciones Especiales)

En la figura 5.19 el punto de desempeño según la demanda sísmica se encuentra en ($SAd=0.51g$; $SDd=4.71cm$). El nivel de desempeño alcanzado es seguridad vida, lo cual es adecuado con los objetivos planteados para este nivel sísmico. El comportamiento incursiona en el rango inelástico con un estado de daño moderado que no compromete la seguridad de vida de los ocupantes.

• **SISMO MÁXIMO, Dirección Y:**

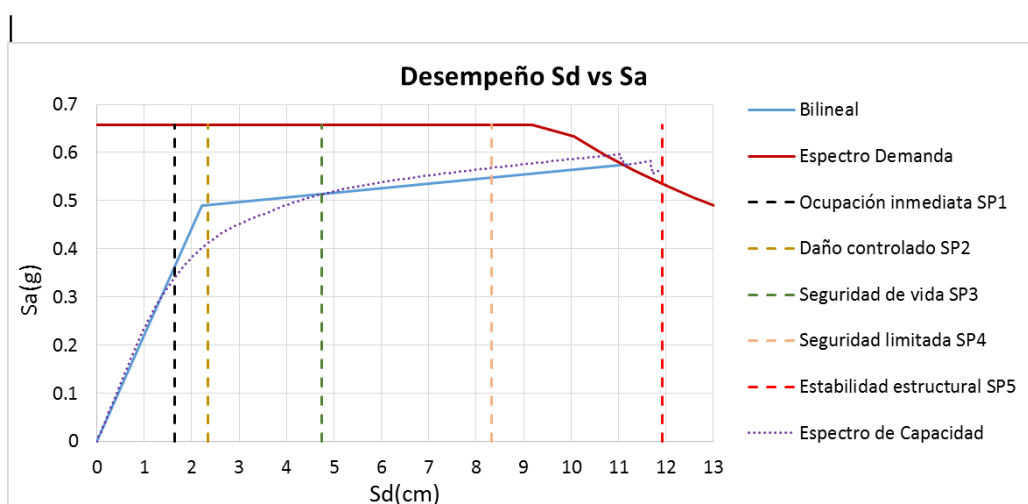


Figura 5.20: Punto de desempeño, sismo máximo dirección Y. (Disposiciones Especiales)

En la figura 5.20 el punto de desempeño según la demanda sísmica empleada es ($SAd=0.57g$; $SDd=11.11cm$). El nivel de desempeño alcanzado es estabilidad estructural el cual cumple con los objetivos de desempeño, la

edificación presenta daño severo, la rigidez lateral de los elementos estructurales se ha degradado sin embargo la resistencia vertical aún se mantiene, a pesar aun existir estabilidad la edificación se encuentra al borde del colapso parcial o total.

COMPENDIO DE RESULTADOS:

Sismo de servicio: Para un sismo leve (servicio) el desempeño alcanzado tanto para el diseño convencional como para el diseño con DEDS es el mismo, dirección X seguridad de vida, dirección Y daño controlado. En la tabla 5.3 se observa que los desplazamientos son prácticamente iguales, sin embargo el índice de daño en el diseño con DEDS en la dirección X es menor pero despreciable, en la dirección Y no presentan daño debido a que aún se mantienen en rango elástico. Esto coincide con la realidad ante sismos frecuentes no se aprecia una diferencia entre ambos diseños, por otro lado la capacidad y reserva de ductilidad en el diseño con DEDS es superior pero es una capacidad latente que no pueden ser observada.

Tabla 5.3: Comportamiento de la estructura, sismo servicio.

SISMO SERVICIO				
	Convencional	Disposiciones especiales	Disposiciones especiales / Convencional	
	X-X	X-X		
Desplazamiento (Sd-lne)	1.93	1.93	0.00	cm menos
Capacidad de ductilidad	4.46	5.80	1.30	relación superior
Demanda de ductilidad	1.31	1.19	0.91	relación superior
Reserva de ductilidad	3.15	4.53	1.44	relación superior
Índice de daño	8.96%	3.94%	5.02%	índice de daño menos
SISMO SERVICIO				
	Convencional	Disposiciones especiales	Disposiciones especiales / Convencional	
	Y-Y	Y-Y		
Desplazamiento (Sd-lne)	2.07	2.08	-0.01	cm menos
Capacidad de ductilidad	3.55	5.09	1.43	relación superior
Demanda de ductilidad	0.92	0.89	0.97	relación superior
Reserva de ductilidad	2.64	4.21	1.60	relación superior
Índice de daño	0.00%	0.00%	0.00%	índice de daño menos

Sismo de diseño: En ambos diseños la resistencia y desplazamientos alcanzados son similares, pero el desempeño es distinto: En la dirección X el diseño convencional obtuvo estabilidad estructural y el diseño con DEDS seguridad limitada. En la dirección Y el diseño convencional obtuvo seguridad limitada y el diseño con DEDS seguridad de vida. En la tabla 5.4 el diseño convencional presenta un mayor índice de daño que el diseño con DEDS lo cual pondría en riesgo la vida humana y aumentaría los costos de reparación

en la estructura, la capacidad de ductilidad del diseño con DEDS es superior a la del diseño convencional la mayor diferencia se ve en la reserva de ductilidad donde el diseño convencional ya está casi agotado.

Tabla 5.4: Comportamiento de la estructura, sismo de diseño.

SISMO DISEÑO				
	Convencional	Disposiciones especiales	Disposiciones especiales / Convencional	
	X-X	X-X		
Desplazamiento (Sd-Ine)	5.74	5.77	-0.03	cm menos
Capacidad de ductilidad	4.46	5.80	1.30	relación superior
Demanda de ductilidad	3.89	3.57	0.92	relación superior
Reserva de ductilidad	0.57	2.15	3.76	relación superior
Índice de daño	83.45%	53.197%	30.25%	índice de daño menos

SISMO DE DISEÑO				
	Convencional	Disposiciones especiales	Disposiciones especiales / Convencional	
	Y-Y	Y-Y		
Desplazamiento (Sd-Ine)	4.50	4.71	-0.21	cm menos
Capacidad de ductilidad	3.55	5.09	1.43	relación superior
Demanda de ductilidad	1.99	2.01	1.01	relación superior
Reserva de ductilidad	1.56	3.08	1.98	relación superior
Índice de daño	38.99%	24.74%	14.24%	índice de daño menos

Sismo máximo (1.5 diseño): El diseño convencional no logra un desempeño en ninguna dirección, ya que se produce el colapso mucho antes de que el sismo alcance sus valores máximos. Las disposiciones especiales son el único diseño que logra estabilidad estructural ante este nivel sísmico,

Tabla 5.5: Comportamiento de la estructura, sismo máximo.

SISMO MÁXIMO		
	Convencional	Disposiciones especiales
	X-X	X-X
Desplazamiento (Sd-Ine)	COLAPSO	9.17
Capacidad de ductilidad		5.72
Demanda de ductilidad		5.67
Reserva de ductilidad		0.05
Índice de daño		98.90%

SISMO MÁXIMO		
	Convencional	Disposiciones especiales
	Y-Y	Y-Y
Desplazamiento (Sd-Ine)	COLAPSO	11.11
Capacidad de ductilidad		5.09
Demanda de ductilidad		4.74
Reserva de ductilidad		0.35
Índice de daño		91.39%

El valor de daño máximo es 100% es por eso que no se colocó los valores en el diseño convencional como se observa en la tabla 5.5 debido a que la edificación ha colapsado mucho antes de alcanzar un punto de desempeño.

DE FORMA GRÁFICA SE COMPARAN LOS RESULTADOS:

CAPACIDAD DE DUCTILIDAD

La capacidad de ductilidad es la relación que existe entre el desplazamiento de colapso con el desplazamiento del límite elástico. En la gráfica 5.21 se observa la relación de superioridad que existe entre el diseño con DEDS y el diseño convencional, el diseño con DEDS tendrá mayor capacidad de deformación inelástica y por lo tanto mayor capacidad de sobrellevar los eventos sísmicos, esta diferencia es la que al final logra un mejor comportamiento en la estructura cuando se presente un sismo. .

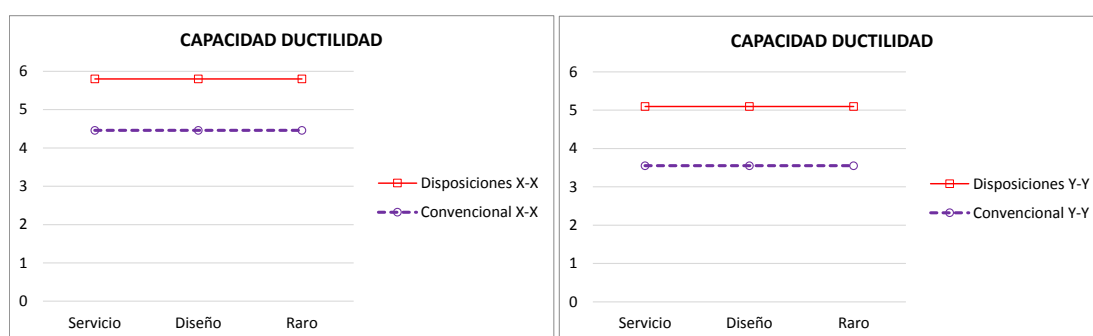


Figura 5.21: Cuadro comparativo de capacidad de ductilidad de desplazamiento.

DEMANDA DE DUCTILIDAD

La demanda de ductilidad es la relación entre el punto de desempeño y el punto de fluencia, esta se refiere a cuanta ductilidad ha empleado cada diseño ante los sismos evaluados, como se observa en la gráfica 5.22 la diferencia más evidente se ve en el sismo severo donde la edificación diseñada convencionalmente requirió mayor demanda de ductilidad que al diseño DEDS

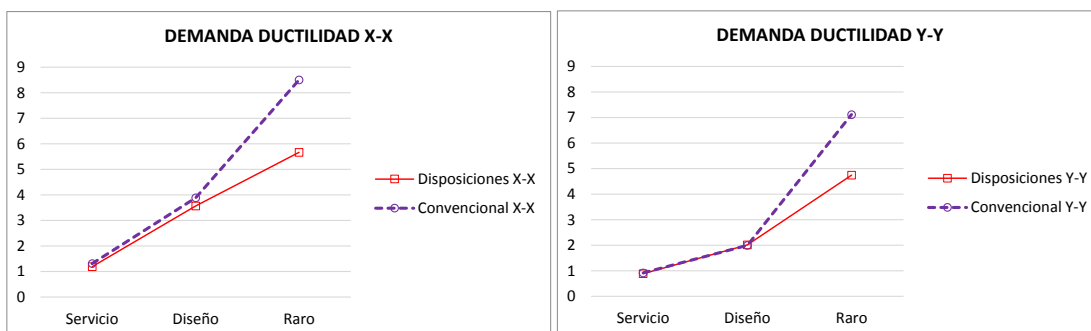


Figura 5.22: Cuadro comparativo de capacidad de ductilidad de desplazamiento.

RESERVA DE DUCTILIDAD

La reserva de ductilidad es la diferencia que existe entre la capacidad de ductilidad y la demanda de ductilidad, es cuanto capacidad de ductilidad le resta a la edificación en la gráfica 5.23 se observa que el diseño con DEDS tienen mayor reserva de ductilidad en los distintos niveles sísmicos evaluados. Vale la pena resaltar que la mayor diferencia se presenta frente al sismo máximo donde el diseño convencional alcanza el colapso (reserva totalmente consumida).

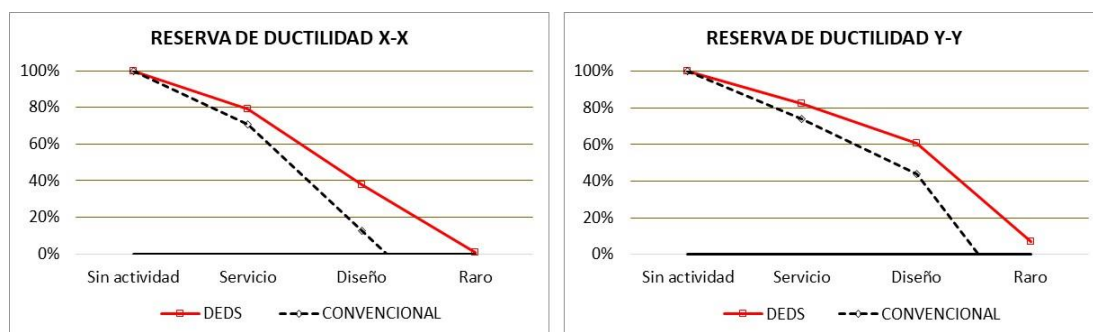


Figura 5.23: Cuadro comparativo de reserva-ductilidad.

ÍNDICE DE DAÑO:

El índice de daño esta expresado como la relación entre la demanda y la capacidad. En la figura 4.24 medida que aumenta el nivel sísmico aumenta la brecha entre índices de ambos diseños, así para un sismo de servicio los índices de daño son muy similares y pequeños, pero para un sismo de diseño el convencional alcanza valores mucho más altos que el DEDS. Finalmente para un sismo máximo el colapso del diseño convencional ocurre mucho antes y no es comparable con el diseño con DEDS demostrando su superioridad.

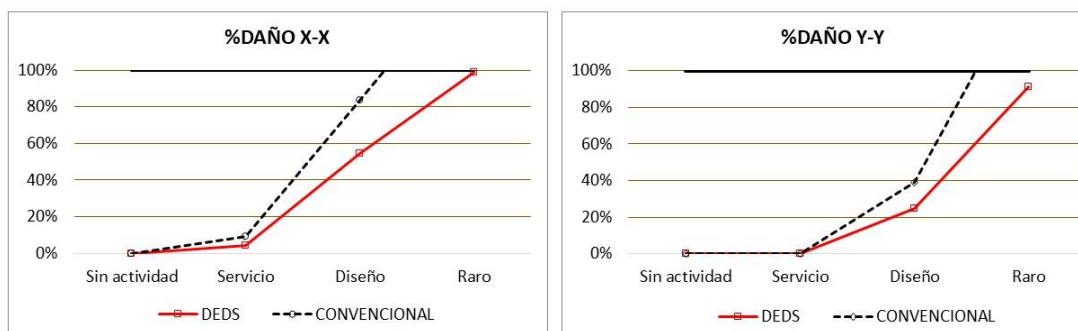


Figura 5.24: Cuadro comparativo de índice de daño.

CAPITULO VI

DISCUSIÓN

Consistentemente en todos los resultados se aprecia un mejor comportamiento sísmico en la edificación diseñada aplicando las disposiciones especiales para zonas sísmicas, se pueden discutir algunos patrones y tendencias encontradas:

Mientras mayor es el nivel de sollicitación evaluado (intensidad del sismo) se aprecia una diferencia mucho mayor entre ambos diseños; es así que para un sismo leve ambos diseños tienen básicamente el mismo nivel de desempeño con puntos de desempeño similares, este era el problema inicial que se planteaba en esta investigación, que para rangos elásticos no se podía percibir la gran diferencia entre ambos diseños.

Al inicio de la investigación se atribuía únicamente a los métodos elásticos de diseño el no encontrar las diferencias entre aplicar o no disposiciones especiales para zonas sísmicas, ahora se sabe que también contribuye al problema el nivel de sismo evaluado.

La importancia de la aplicación de las disposiciones especiales radica en que se logra un mejor comportamiento sísmico lo que es adecuado tanto para la seguridad como para la economía.

CONCLUSIONES:

Mediante un análisis estático no lineal se determinó que el diseño convencional alcanza un desplazamiento de colapso de 9.68 cm en la dirección X y 11.33 cm en la dirección Y, mientras que para un diseño con DEDS supero los valores de desplazamiento llegando en la dirección X a **13.81 cm** y en la dirección Y a **16.75 cm**. Lo cual indica hubo un mejor aprovechamiento de la capacidad estructural de la edificación.

La capacidad de **ductilidad** por **desplazamiento** de la estructura en la dirección X es de $\Delta_{colap}/\Delta_{f.e}=5.80$ en el diseño con DEDS y $\Delta_{colap}/\Delta_{f.e}=4.46$ en el diseño convencional, logrando una relación de superioridad de $DEDS/d.c.=1.3$, un **30%** superior. Para la dirección Y, en el diseño con DEDS es de $\Delta_{colap}/\Delta_{f.e}=5.09$ y $\Delta_{colap}/\Delta_{f.e}=3.55$ en diseño convencional, logrando una relación de superioridad de $DEDS/d.c.=1.43$, un **43%**. Mientras mayor sea el valor de la capacidad de ductilidad, la estructura tendrá mayor capacidad de deformación inelástica y por lo tanto mayor capacidad de sobrellevar los sismos severos con menos índice de daño.

Para un **diseño convencional** los niveles de desempeño alcanzados en el sismo servicio en la dirección X fue de seguridad de vida en Y daño controlado, para un sismo de diseño la dirección X llegó a estabilidad estructural y en Y seguridad limitada, finalmente para un sismo máximo tanto para la dirección X como Y no alcanza un nivel de desempeño, se puede concluir que la de diseño convencional no alcanza los objetivos de diseño estipulados por la norma ATC40 con la que fue evaluada, en cuanto a la norma técnica peruana, tampoco se ajusta a lo establecido en la norma de diseño sismoresistente ya que establece que para un sismo de diseño el comportamiento de la estructura debe soportar daños moderados pudiendo experimentar daños reparables y para un sismo severo no debería colapsar ni causar daños graves, únicamente presentar daños reparables y como se aprecia de acuerdo a los resultados obtenidos, tampoco alcanza sus objetivos.

Para un diseño con **disposiciones especiales para diseño sísmico** los niveles sísmicos alcanzados ante un sismo leve fue de seguridad de vida en la dirección X y daño controlado en la dirección Y, para un sismo de diseño (sismo de la norma) en la dirección X se llegó seguridad limitada, y en Y a seguridad de vida, finalmente para un sismo máximo tanto para la dirección X como Y se

alcanzó estabilidad estructural, se puede decir que este diseño estructural cumple con los objetivos estipulados por la norma ATC40 , lo mismo con la norma técnica peruana E0.30 ya que la edificación y cada una de sus partes resiste las solicitaciones sísmicas prescritas aceptando que ante un sismo severo tenga incursiones en rango inelástico.

Se demostró que para poder cumplir con todos los principios estipulados de la NTP E030 se debe realizar un diseño sismorresistente completo como lo indica el acápite 3.2.1 haciendo uso del capítulo 21 de la norma E0.60 ya que en conjunto proporcionan a la edificación: resistencia, rigidez y ductilidad para obtener un comportamiento sísmico adecuado, respetando la filosofía y principios del diseño sismorresistente.

Finalmente se concluyó que un diseño estructural que aplica el capítulo 21 “disposiciones especiales para diseño sísmico” de la NTP E.060 logra un mejor comportamiento sísmico frente a un diseño convencional, esto quedo expuesto mediante un análisis inelástico y una evaluación por desempeño, ya que los métodos elásticos de diseño de la norma técnica peruana no permiten conocer y cuantificar su aporte en el diseño estructural sismorresistente.

RECOMENDACIONES:

Se recomienda al ingeniero proyectista respetar la aplicación de las “disposiciones especiales para el diseño sísmico” capítulo 21 de la NTP E060 para cada sistema estructural, ya que se ha demostrado que logran un mejor comportamiento sísmico cumpliendo los objetivos del diseño sismoresistente.

Se recomienda al ingeniero proyectista no desestimar los resultados obtenidos ya que hay muchos factores (La capacidad de degradación ante movimientos cíclicos, las fallas por corte que se pudieron haber producido en el módulo diseñado convencionalmente ante el sismo máximo ya que carece de diseño por capacidad, etc.) que no se han incluido en el análisis que terminarían favoreciendo aún más al diseño con disposiciones especiales.

El método estático no lineal “Pushover” es una buena herramienta para estimar el comportamiento sísmico de una estructura, aunque no es el más preciso. Se recomienda, a futuros tesisistas interesados en estructuras, realizar una investigación similar con un análisis dinámico no lineal (IDA) que permita observar la capacidad de ambos diseños frente a eventos cíclicos.

Se recomienda se enseñe en pre-grado análisis estático no lineal, ya que es un método que proporciona resultados más cercanos a la realidad, este análisis incorpora el comportamiento inelástico de los materiales, permitiendo conocer el comportamiento completo de la estructura del inicio hasta la falla y con esto tomar las medidas necesarias para lograr un mejor comportamiento sísmico.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS:

- **ALCÁNTARA K. Y NAVARRETE C. (2016).** *Desempeño estructural aplicando la norma ATC.40 para el reforzamiento del pabellón “monoblock” del instituto nacional de salud del niño (Breña-Lima).* (Tesis para obtener el título de ingeniero Civil), Universidad San Martín de Porres, Perú.
- **BURGOS M. Y PIQUÉ DEL POZO M. (2017),** *Diseño por capacidad en edificaciones aporricadas de concreto armado para ser incorporada a la norma peruana E-060 como alternativa de diseño.* Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
- **CHAPARRO E. (2017),** *Análisis Pushover del pabellón “A” de la institución educativa Wilma Sotillo de Bacigalupo en la ciudad de Tacna,* (tesis para optar el grado de maestro en ingeniería civil), Universidad Privada de Tacna. Tacna, Perú.
- **ELIUD HERNÁNDEZ (2010):** Diplomado Internacional Ingeniería Estructural “Análisis no lineal – Pushover”
- **GALLO E. Y ALBARRACIN P. (2010),** *Desempeño sísmico de un edificio aporricado de 7 pisos diseñado con el reglamento nacional de construcciones y aceptando una deriva máxima de 1%.* (tesis para optar el título de ingeniero civil), Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- **GALVEZ V. (2011),** *Evaluación del desempeño sismoresistente usando análisis no lineal en el tiempo.* (tesis para optar el título de ingeniero civil), Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- **HAJIRASOULIHA I., ASADI P. Y PILAKOUTAS K. (2010) –** *An efficient performance-based seismic design method for reinforced concrete frames,* Artículo científico.
- **J. PURCA R. (2015),** *Resumen ATC40 cap.8 procedimientos de análisis estático no lineal.* Recuperado <https://es.slideshare.net/ronaldpurca3/anlisis-esttico-no-lineal-segn-atc40>
- **LOA CANALES G. (2017),** *Evaluación por desempeño sísmico de tres opciones de reforzamiento incremental en edificaciones educativas típicas construidas antes de 1997.* (Tesis para optar el grado de magister en Ingeniería Civil), Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- **MUÑOZ A. (2016),** *Ingeniería Sismoresistente.* Lima, Perú. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- **NTE-E.020 (2012),** *Cargas, Reglamento nacional de edificaciones.*

- **NTE-E.030 (2018)**, *Diseño sismo resistente*, Reglamento nacional de edificaciones.
- **NTE-E.060 (2009)**, *Concreto Armado*, Reglamento nacional de edificaciones.
- **PERALTA M. (2012)** – *Análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal del hospital de Vielha*. (Programa de máster en ingeniería del terreno e ingeniería sísmica), Upc, Barcelona.
- **QING-NING L., WEI-SHAN J. Y LEI J. (2010)** – *Seismic performance of composite reinforced concrete and steel moment frame structures – state-of-the-art*, Artículo científico.
- **ROBERTO AGUIAR FALCONÍ (2012)**: *Dinámica de estructuras*. Quito, Ecuador.
- **SALAS N. (2013)**, *Diseño por capacidad en elemento de hormigón*. (Diplomado. Recuperado de <https://es.slideshare.net/nelsonrsalas/diseo-por-capacidad>)
- **SILVA J. (2017)**, *Diseño por desempeño sísmico de las estructuras de acero*. (Tesis para optar el título de ingeniero civil), Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- **VARGAS J.Y REJAS A. (2017)**, *Diseño sísmico por desempeño de una edificación de concreto de 4 niveles utilizando un análisis estático no lineal (Pushover)*. Universidad privada de Tacna. Tacna, Perú.
- **YUCRA M. (2018)**, *Evaluación del desempeño sísmico de hospitales aislados en el Perú*. (Tesis para optar el grado académico de magister en ingeniería civil), Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.

ANEXOS I
MATRIZ DE CONSISTENCIA

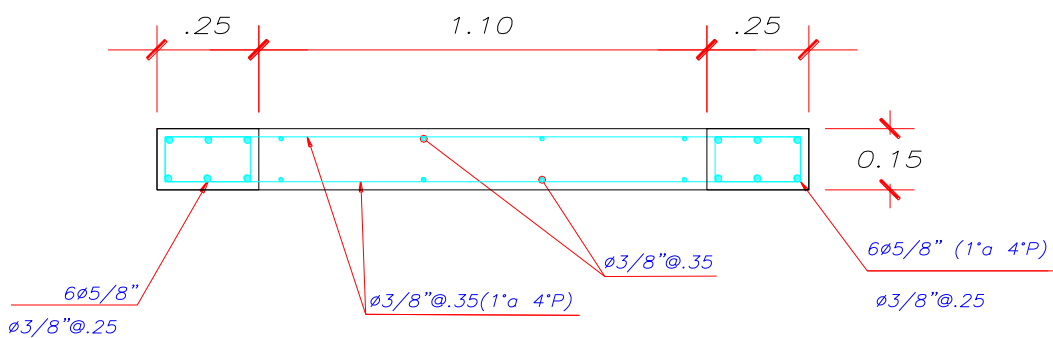
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	HIPÓTESIS	OBJETIVO	VARIABLE	INDICADOR	MÉTODO
¿Puede un diseño que aplica “disposiciones especiales para diseño sísmico” de la norma E0.60 lograr un mejor comportamiento sísmico frente a un diseño convencional?	Un diseño que aplica “disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la norma E0.60 logra un mejor comportamiento sísmico frente a un diseño convencional.	Comparación del comportamiento sísmico de un diseño que aplica “disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la norma E0.60 frente a un diseño convencional.	Demanda sísmica	<ul style="list-style-type: none"> •Máxima aceleración del suelo •El tiempo de retorno. 	<p>Análisis estático no lineal</p> <p>Evaluación por desempeño ATC 40.</p>
¿Qué propiedades diferencian el comportamiento sísmico de un diseño que aplica disposiciones especiales para el diseño sísmico frente a un diseño convencional?	El comportamiento sísmico de un diseño que aplica disposiciones especiales para el diseño sísmico se diferencia de un diseño convencional en su capacidad, demanda y reserva de ductilidad e índice de daño que presentará ante un mismo nivel sísmico.	Identificación de las propiedades que diferencian el comportamiento sísmico, en un diseño que aplica disposiciones especiales para el diseño sísmico frente a un diseño convencional.	<p>Diseño con disposiciones especiales para diseño sísmico.</p> <p>Diseño convencional</p>	<ul style="list-style-type: none"> •Curvas de capacidad. •Desempeño sísmico. 	<p>Análisis estático no lineal</p> <p>Evaluación por desempeño ATC 40.</p>

ANEXOS II

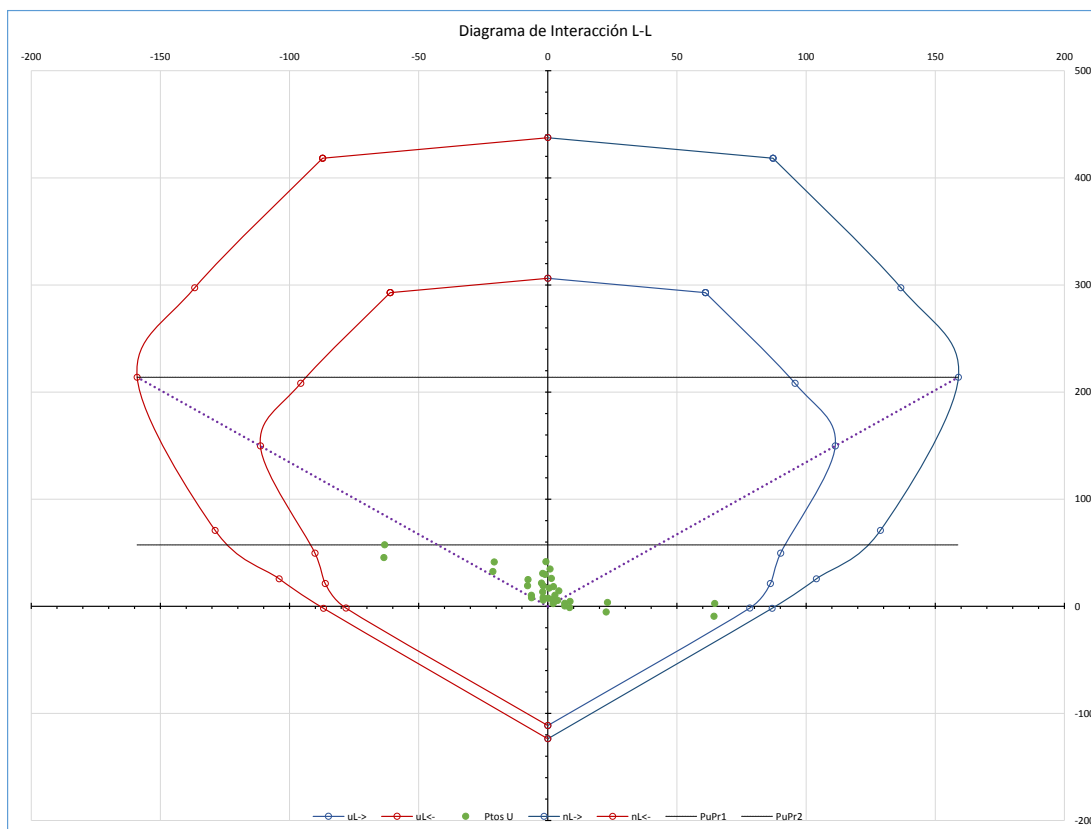
DISEÑO DE PLACAS.

A.-DISEÑO CONVENCIONAL

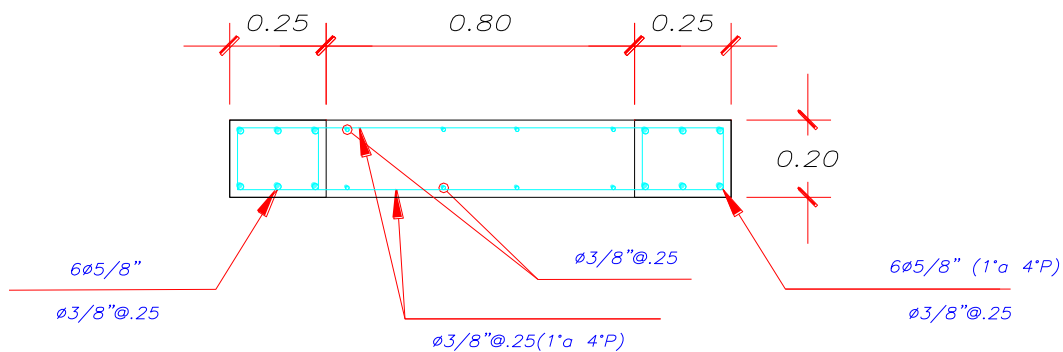
• PLACA -1



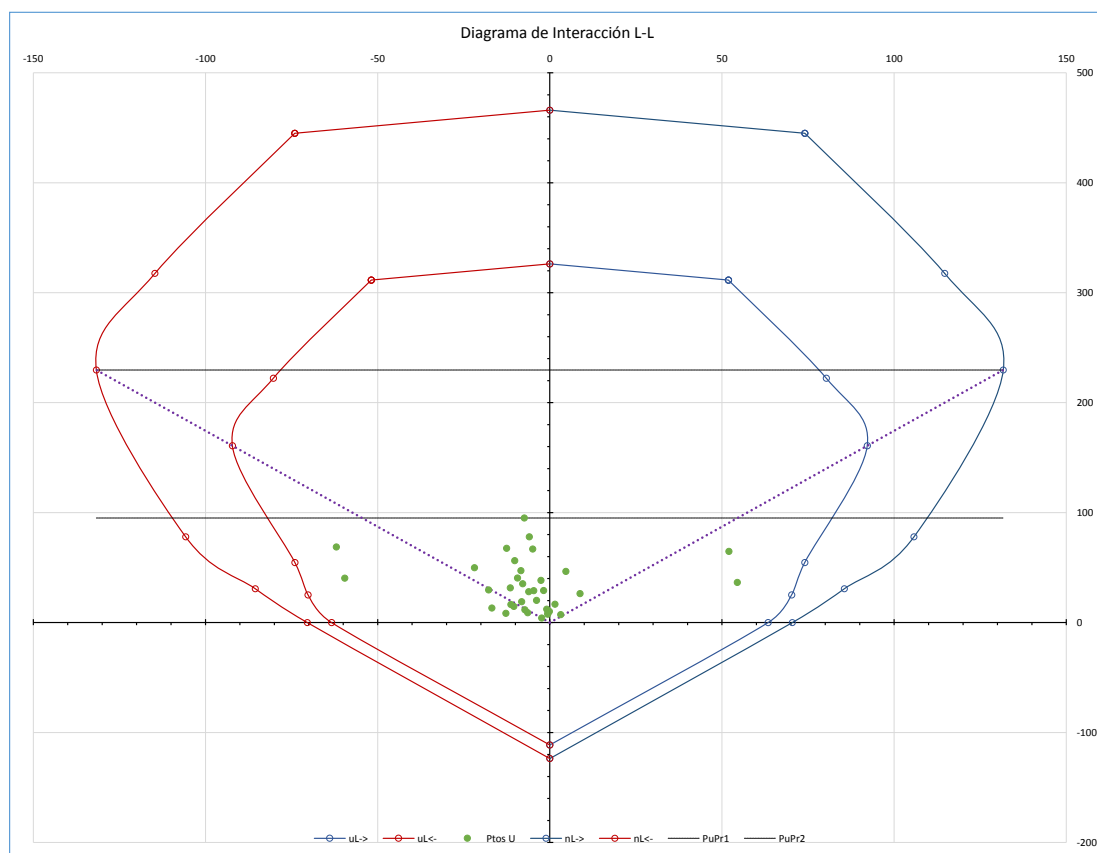
1° al 4° PISO



• **PLACA -2**

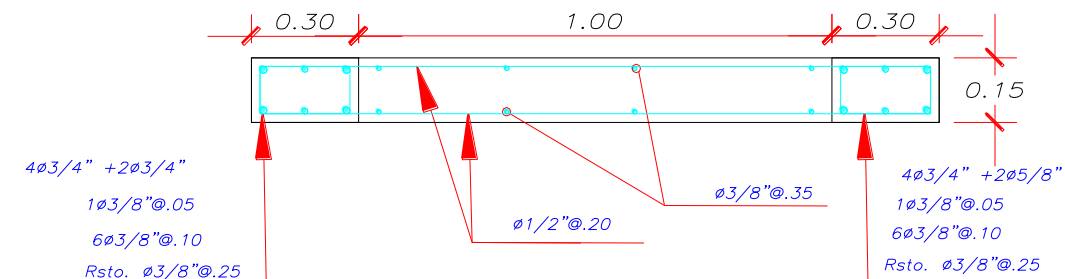


1º al 4º PISO

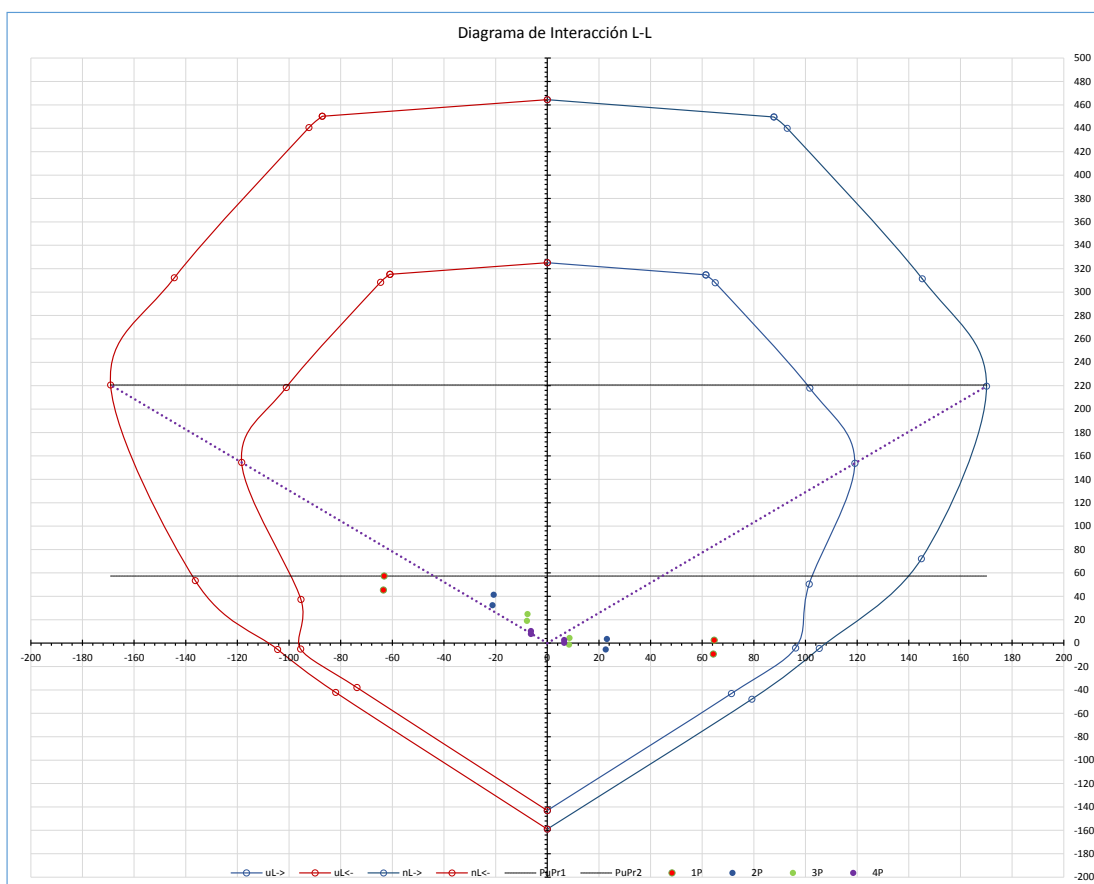


B.-DISEÑO CON DISPOSICIONES ESPECIALES

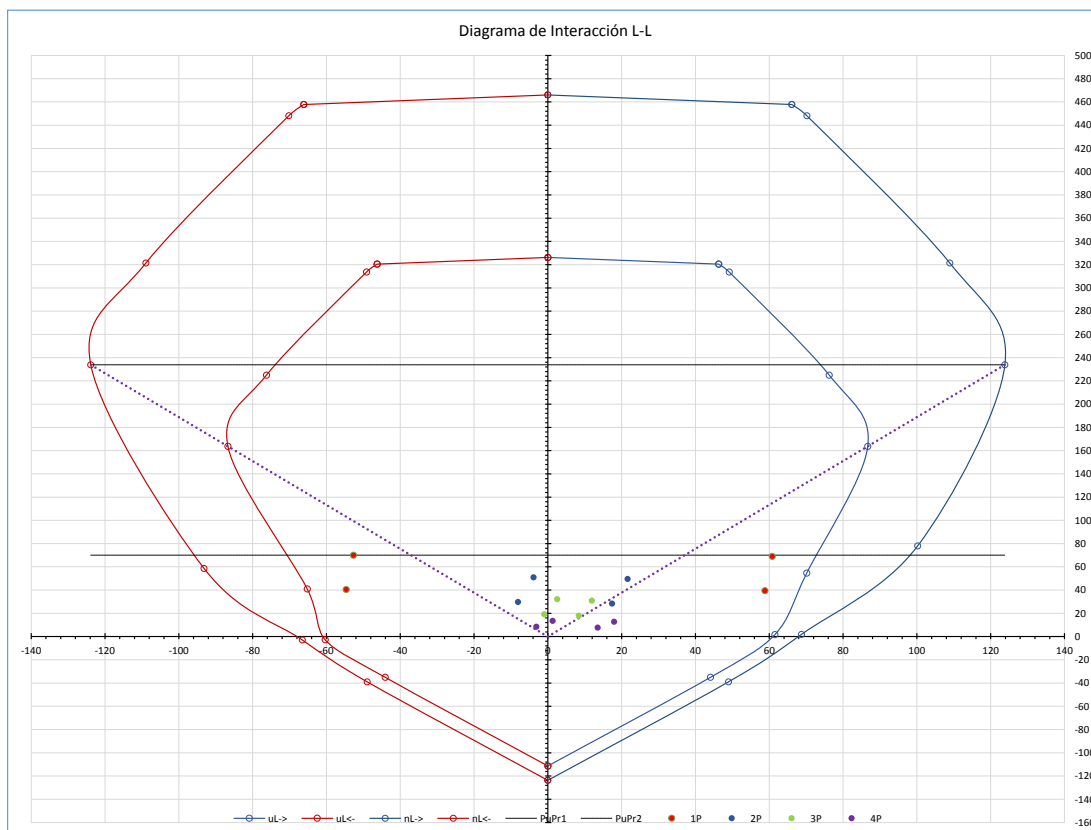
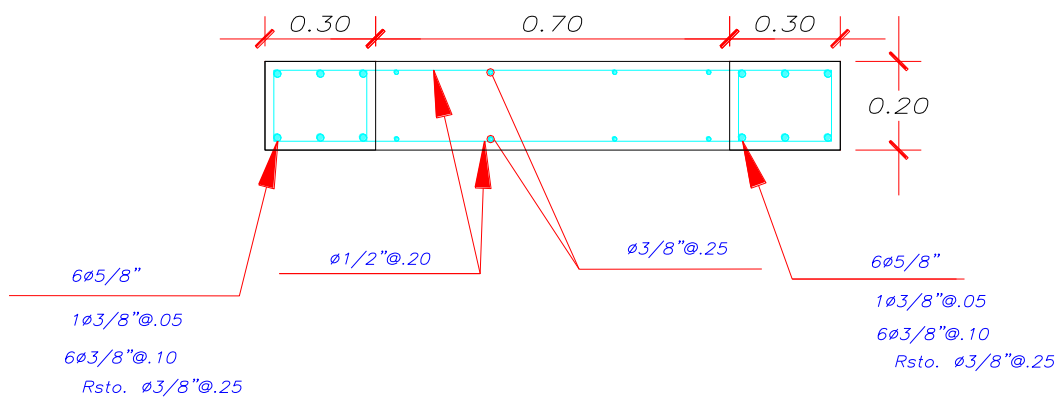
- PLACA -1



1° al 4° PISO



• PLACA-2



DISEÑO DE COLUMNAS

A.-DISEÑO CONVENCIONAL

- C-11

DISEÑO DE COLUMNA C-11 central

pMin	1%	
Dimensión X	30	cm2
Dimensión Y	60	cm2
recubrimiento	4	cm
estribo #	3/8	pulgadas
f'c	210	Kg/cm2
fy	4200	Kg/cm2
Øflexcompre	0.7	
Øflexion	0.9	
%Max capacidad c'	80%	
Limite ey r efectivo	0.0021	
Ag	5	cm
Ast	1800	cm2
Es	2000000	Kg/cm2
f'cAg*10%	19.36	cm2
f'cAg*10%/Ø	37.8	Tn
	54	Tn

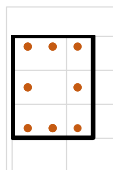
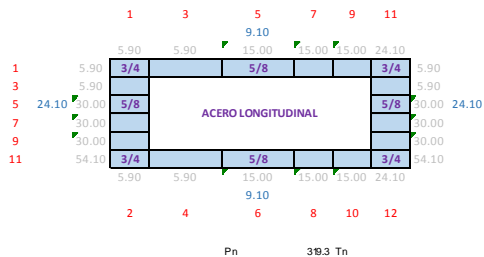
Diagrama de Interacción Nominal

Diagrama de Interacción Nominal

Story	Colum	que Na	Load Case/Combo	Station m	Pu Tn	Mu Tn.m	Pu Tn	Mu Tn.m
Story1	C11	115	1.4D+1.7L	0	99.1298	-0.4298	99.1298	0.2313
Story1	C11	115	1.25 (D+L) + Sy Min	0	89.3173	-0.3815	89.3173	-9.0815
Story1	C11	115	1.25 (D+L) + Sx Min	0	87.7805	-3.0903	87.7805	0.0402
Story1	C11	115	1.25 (D+L) + Sx Max	0	82.0955	2.3547	82.0955	0.348
Story1	C11	115	1.25 (D+L) + Sy Max	0	80.5587	-0.3541	80.5587	9.4697
Story2	C11	114	1.4D+1.7L	0	72.4496	-1.1928	72.4496	0.7207
Story2	C11	114	1.25 (D+L) + Sy Min	0	65.1237	-1.0683	65.1237	-9.5103
Story2	C11	114	1.25 (D+L) + Sx Min	0	64.2847	-5.2483	64.2847	0.348
Story2	C11	114	1.25 (D+L) + Sx Max	0	60.014	3.2068	60.014	0.8635
Story2	C11	114	1.25 (D+L) + Sy Max	0	59.175	-0.9732	59.175	10.7218
Story1	C11	115	0.9D + Sy Min	0	53.5371	-0.2248	53.5371	-9.1776
Story1	C11	115	0.9D + Sx Min	0	52.0003	-2.9336	52.0003	-0.056
Story1	C11	115	0.9D + Sx Max	0	46.3153	2.5114	46.3153	0.2519
Story3	C11	113	1.4D+1.7L	0	46.185	-1.0989	46.185	0.3816
Story3	C11	113	0.9D + Sy Max	0	44.7784	-0.1973	44.7784	9.3736
Story3	C11	113	1.25 (D+L) + Sy Min	0	41.445	-0.9989	41.445	-5.4662
Story3	C11	113	1.25 (D+L) + Sx Min	0	41.0021	-4.3795	41.0021	0.0693
Story2	C11	114	0.9D + Sy Min	0	39.1948	-0.6338	39.1948	-9.8067
Story2	C11	113	1.25 (D+L) + Sx Max	0	38.4437	2.5014	38.4437	0.5626
Story2	C11	114	0.9D + Sx Min	0	38.3558	-4.8139	38.3558	0.0516
Story2	C11	113	1.25 (D+L) + Sy Max	0	38.0007	-0.8792	38.0007	6.0981
Story2	C11	114	0.9D + Sx Max	0	34.0852	3.6413	34.0852	0.5671
Story2	C11	114	0.9D + Sy Max	0	33.2462	-0.5388	33.2462	10.4254
Story3	C11	113	0.9D + Sy Min	0	25.2365	-0.5945	25.2365	-5.638
Story3	C11	113	0.9D + Sx Min	0	24.7935	-3.9751	24.7935	-0.1025
Story3	C11	113	0.9D + Sx Max	0	22.2351	2.9057	22.2351	0.3908
Story3	C11	113	0.9D + Sy Max	0	21.7921	-0.4748	21.7921	5.9264
Story4	C11	112	1.4D+1.7L	0	20.1142	-1.2888	20.1142	0.3118
Story4	C11	112	1.25 (D+L) + Sy Min	0	18.2988	-1.1884	18.2988	-4.0053
Story4	C11	112	1.25 (D+L) + Sx Min	0	18.0009	-4.0332	18.0009	-0.0318
Story4	C11	112	1.25 (D+L) + Sx Max	0	16.9253	1.8183	16.9253	0.5534
Story4	C11	112	1.25 (D+L) + Sy Max	0	16.6275	-1.0265	16.6275	4.5269
Story4	C11	112	0.9D + Sy Min	0	11.7425	-0.733	11.7425	-4.1374
Story4	C11	112	0.9D + Sx Min	0	11.4447	-3.5778	11.4447	-0.1639
Story4	C11	112	0.9D + Sx Max	0	10.3691	2.2738	10.3691	0.4213
Story4	C11	112	0.9D + Sy Max	0	10.0713	-0.5711	10.0713	4.3948

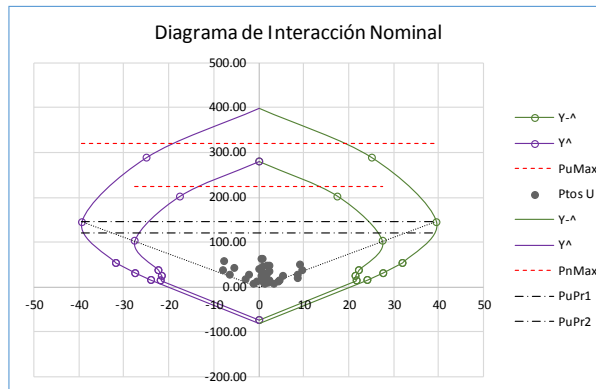
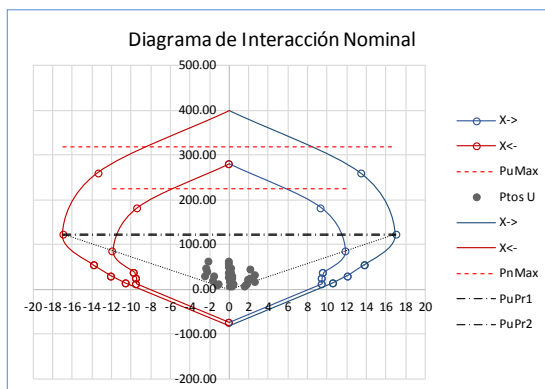
C-9

DISEÑO DE COLUMNA C-9 lateral



pMin	1%	
Dimensión X	30	cm2
Dimensión Y	60	cm2
recubrimiento	4	cm
estribo #	3/8	pulgadas
f'c	210	Kg/cm2
fy	4200	Kg/cm2
Øflexocompre	0.7	
Øflexion	0.9	
%Max capacidad c'	80%	
Límite ey	0.0021	
r	5	cm
Ag	1800	cm2
Ast	19.36	cm2
Es	2000000	Kg/cm2
f'cAg*10%	37.8	Tn
f'cAg*10%/Ø	54	Tn

18
Límite para ser

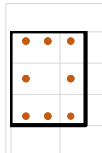
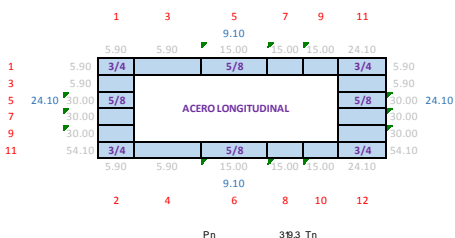


Story	Column	Case/Combo	Station m	Pu Tn	Mu Tn.m	Pu Tn	Mu Tn.m
Story1	C9	1.05 1.4D+1.7L	0	62.996	0.0648	62.996	0.8273
Story1	C9	1.05 1.25 (D+L) + Sx Min	0	62.698	-2.1069	62.698	0.4871
Story1	C9	1.05 1.25 (D+L) + Sy Min	0	58.5522	0.0439	58.5522	-7.6819
Story1	C9	1.05 1.25 (D+L) + Sy Max	0	49.86	0.0703	49.86	9.0952
Story2	C9	1.04 1.4D+1.7L	0	46.3935	0.2371	46.3935	2.4004
Story2	C9	1.04 1.25 (D+L) + Sx Min	0	46.3675	-2.3069	46.3675	1.8519
Story1	C9	1.05 1.25 (D+L) + Sx Max	0	45.7142	2.2211	45.7142	0.9263
Story2	C9	1.04 1.25 (D+L) + Sy Min	0	43.1601	0.1594	43.1601	-5.5214
Story1	C9	1.05 0.9D + Sx Min	0	40.6648	-2.1254	40.6648	0.1818
Story2	C9	1.04 1.25 (D+L) + Sy Max	0	36.7592	0.2545	36.7592	9.6217
Story1	C9	1.05 0.9D + Sy Min	0	36.519	0.0253	36.519	-7.9872
Story2	C9	1.04 1.25 (D+L) + Sx Max	0	33.5518	2.7208	33.5518	2.2484
Story2	C9	1.04 0.9D + Sx Min	0	30.2628	-2.3809	30.2628	0.9651
Story3	C9	1.03 1.4D+1.7L	0	29.888	0.3132	29.888	1.8633
Story3	C9	1.03 1.25 (D+L) + Sx Min	0	29.5777	-1.4519	29.5777	1.4458
Story1	C9	1.05 0.9D + Sy Max	0	27.8268	0.0518	27.8268	8.7899
Story3	C9	1.03 1.25 (D+L) + Sy Min	0	27.594	0.2089	27.594	-2.135
Story2	C9	1.04 0.9D + Sy Min	0	27.0554	0.0854	27.0554	-6.4082
Story3	C9	1.03 1.25 (D+L) + Sy Max	0	24.0125	0.3334	24.0125	5.3092
Story1	C9	1.05 0.9D + Sx Max	0	23.681	2.2026	23.681	0.621
Story3	C9	1.03 1.25 (D+L) + Sx Max	0	22.0289	1.9942	22.0289	1.7284
Story2	C9	1.04 0.9D + Sy Max	0	20.6545	0.1805	20.6545	8.7348
Story3	C9	1.03 0.9D + Sx Min	0	19.3876	-1.5563	19.3876	0.7443
Story2	C9	1.04 0.9D + Sx Max	0	17.4471	2.6468	17.4471	1.3616
Story3	C9	1.03 0.9D + Sy Min	0	17.404	0.1045	17.404	-2.8365
Story3	C9	1.03 0.9D + Sy Max	0	13.8225	0.229	13.8225	4.6077
Story4	C9	1.02 1.4D+1.7L	0	13.3038	0.4331	13.3038	2.2531
Story4	C9	1.02 1.25 (D+L) + Sx Min	0	13.0351	-0.9904	13.0351	1.8035
Story4	C9	1.02 1.25 (D+L) + Sy Min	0	12.2364	0.2841	12.2364	-0.4254
Story3	C9	1.03 0.9D + Sx Max	0	11.8389	1.8898	11.8389	1.0269
Story4	C9	1.02 1.25 (D+L) + Sy Max	0	10.9237	0.4636	10.9237	4.296
Story4	C9	1.02 1.25 (D+L) + Sx Max	0	10.125	1.738	10.125	2.067
Story4	C9	1.02 0.9D + Sx Min	0	8.7903	-1.1381	8.7903	1.0049
Story4	C9	1.02 0.9D + Sy Min	0	7.9916	0.1363	7.9916	-1.2241
Story4	C9	1.02 0.9D + Sy Max	0	6.679	0.3158	6.679	3.4973
Story4	C9	1.02 0.9D + Sx Max	0	5.8803	1.5903	5.8803	1.2684

B.-DISEÑO CON DISPOSICIONES ESPECIALES PARA DISEÑO SÍSMICO.

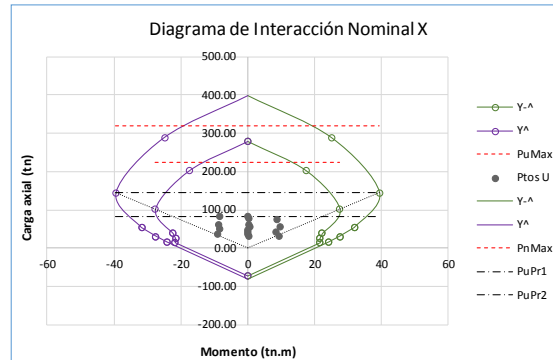
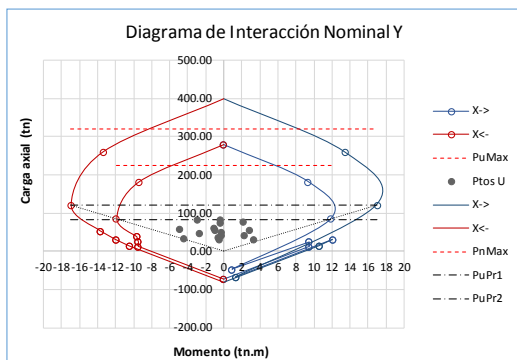
• C-11

DISEÑO DE COLUMNA central



pMin	1%	
Dimensión X	30	cm2
Dimensión Y	60	cm2
recubrimiento	4	cm
estribo #	3/8	pulgadas
f'c	210	Kg/cm2
fy	4200	Kg/cm2
Øflexocompre	0.7	
Øflexion	0.9	
%Max capacidad c*	80%	
Limite ey	0.0021	
r efectivo	5	cm
Ag	1800	cm2
Ast	19.36	cm2
Es	2000000	Kg/cm2
f'cAg*10%	37.8	Tn
f'cAg*10%/Ø	54	Tn

18 CM2
Limite para ser considerado viga



elegir entre estas opciones:

Pu	122.27	122.27
	82.96	82.96
X->		X-<
et	0.002387	0.002387
Pn	112.89	112.89
Mn	16.639	16.639

elegir entre estas opciones:

Pu	146.22	146.22
	82.96	82.96
Y-^		Y^-
et	0.003318	0.003318
Pn	112.89	112.89
Mn	37.857	37.857

pruebo estos valores para hallar el Mn
deformación del acero mas alejado a tracción

Story	Column	que No	Load Case/Combo	Station m	Pu Tn	Mu Tn.m	Pu Tn	Mu Tn.m
Story2	C11	114	1.25 (D+L) + Sx Max	0	55.4857	2.8955	55.4857	0.7962
Story2	C11	114	1.25 (D+L) + Sx Min	0	59.3331	-4.8241	59.3331	0.3364
Story2	C11	114	1.25 (D+L) + Sy Max	0	54.7401	-0.9213	54.7401	9.798
Story2	C11	114	1.25 (D+L) + Sy Min	0	60.0787	-1.0073	60.0787	-8.6654
Story2	C11	114	0.9D + Sx Max	0	30.8841	3.3142	30.8841	0.5108
Story2	C11	114	0.9D + Sx Min	0	34.7314	-4.4054	34.7314	0.0511
Story2	C11	114	0.9D + Sy Max	0	30.1385	-0.5026	30.1385	9.5126
Story2	C11	114	0.9D + Sy Min	0	35.477	-0.5886	35.477	-8.9508
Story1	C11	115	1.25 (D+L) + Sx Max	0	76.4303	2.1496	76.4303	0.3206
Story1	C11	115	1.25 (D+L) + Sx Min	0	81.5717	-2.8465	81.5717	0.0465
Story1	C11	115	1.25 (D+L) + Sy Max	0	75.0431	-0.336	75.0431	8.6967
Story1	C11	115	1.25 (D+L) + Sy Min	0	82.9589	-0.3609	82.9589	-8.3297
Story1	C11	115	0.9D + Sx Max	0	42.3124	2.3009	42.3124	0.2274
Story1	C11	115	0.9D + Sx Min	0	47.4539	-2.6952	47.4539	-0.0466
Story1	C11	115	0.9D + Sy Max	0	40.9253	-0.1847	40.9253	8.6036
Story1	C11	115	0.9D + Sy Min	0	48.841	-0.2096	48.841	-8.4228

DISEÑO POR CAPACIDAD C-11:

El peralte en la dirección de análisis					
Cortante por capacidad					
		base	30	cm	
		peralte	60	cm	
	Altura libre de columna (menor)	hn	2.65	m	
	Diagrama de Iteración	Mns	37.86	tn.m	
	Diagrama de Iteración	Mni	37.86	tn.m	
	Norma (a)	Cortante por momento nominal	Vu Mn	28.57	tn
	Norma (b)	Etabs comb 1.25(Cm+Cv)+2.5S	Vu 2.5	19.65	tn
		Cortante de capacidad	Vuc	28.57	tn

formulas para hallar el cortante por capacidad

$$V_{uc} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n}$$

Espaciamiento del diseño por corte				
fuerza cortante que resiste el concreto	Vc	12.44	tn	
fuerza cortante que resiste el acero	Vs	21.17	tn	
espaciamiento de los estribos	s	15.21	cm	

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$$

$$V_s = \frac{V_{uc}}{\phi_{corte}} - V_c$$

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

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

$$A_v = 2 * \text{Area estribo}$$

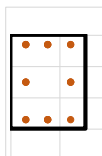
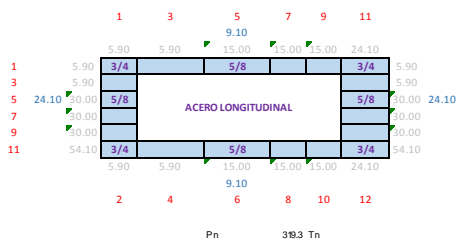
Cortante por capacidad					
		base	60	cm	
		peralte	30	cm	
	Altura libre de columna (menor)	hn	2.65	m	
	Diagrama de Iteración	Mns	16.64	tn.m	
	Diagrama de Iteración	Mni	16.64	tn.m	
	Norma (a)	Cortante por momento nominal	Vu Mn	12.56	tn
	Norma (b)	Etabs comb 1.25(Cm+Cv)+2.5S	Vu 2.5	12.21	tn
		Cortante de capacidad	Vuc	12.56	tn

$$V_{uc} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n}$$

Espaciamiento del diseño por corte				
fuerza cortante que resiste el concreto	Vc	11.06	tn	
fuerza cortante que resiste el acero	Vs	3.71	tn	
espaciamiento de los estribos	s	38.53	cm	

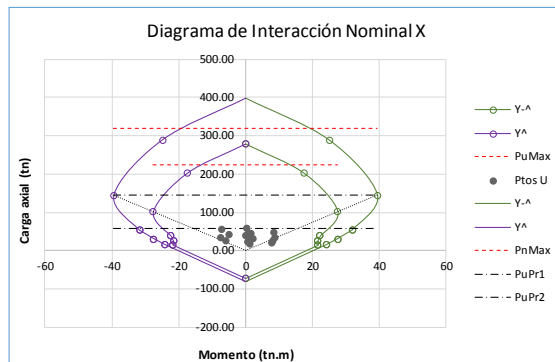
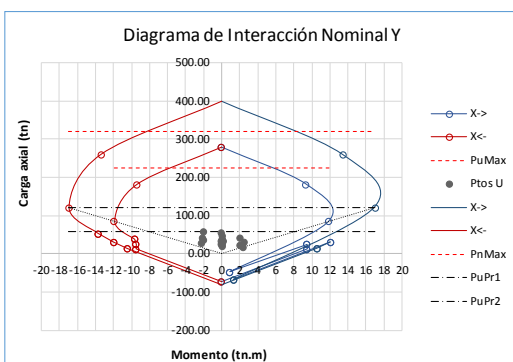
C-9

DISEÑO DE COLUMNA central



pMin	1%	
Dimension X	30	cm2
Dimension Y	60	cm2
recubrimiento	4	cm
estribo #	3/8	pulgadas
f'c	210	Kg/cm2
fy	4200	Kg/cm2
Øflexocompre	0.7	
Øflexion	0.9	
%Max capacidad c"	80%	
Limite ey	0.0021	
r efectivo	5	cm
Ag	1800	cm2
Ast	19.36	cm2
Es	2000000	Kg/cm2
f'cAg*10%	37.8	Tn
f'cAg*10%/Ø	54	Tn

18 CM2
Limite para ser considerado viga



elegir entre estas opciones:

Pu	122.27	122.27
	58.47	58.47
X->		X<-
et	0.002387	0.002387
Pn	112.89	112.89
Mn	16.639	16.639

elegir entre estas opciones:

Pu	146.22	146.22
	58.47	58.47
Y-^		Y^
et	0.003318	0.003318
Pn	112.89	112.89
Mn	37.857	37.857

pruebo estos valores para hallar el Mn de deformacion del acero mas alejado a terreno

Story	Column	Case No	Load Case/Combo	Station m	Pu		Mu		
					Tn		Tn.m		
Story2	C9	104	1.25 (D+L) + Sx Max	0	31.4446		2.4919	31.4446	2.1144
Story2	C9	104	1.25 (D+L) + Sx Min	0	42.9955		-2.097	42.9955	1.7631
Story2	C9	104	1.25 (D+L) + Sy Max	0	34.3373		0.2404	34.3373	8.8439
Story2	C9	104	1.25 (D+L) + Sy Min	0	40.1028		0.1545	40.1028	-4.9664
Story2	C9	104	0.9D + Sx Max	0	16.107		2.4205	16.107	1.2587
Story2	C9	104	0.9D + Sx Min	0	27.6579		-2.1683	27.6579	0.9075
Story2	C9	104	0.9D + Sy Max	0	18.9997		0.169	18.9997	7.9883
Story2	C9	104	0.9D + Sy Min	0	24.7652		0.0831	24.7652	-5.8221
Story1	C9	105	1.25 (D+L) + Sx Max	0	43.1082		2.0414	43.1082	0.8654
Story1	C9	105	1.25 (D+L) + Sx Min	0	58.4722		-1.9316	58.4722	0.478
Story1	C9	105	1.25 (D+L) + Sy Max	0	46.8584		0.0669	46.8584	8.3714
Story1	C9	105	1.25 (D+L) + Sy Min	0	54.722		0.0429	54.722	-7.0281
Story1	C9	105	0.9D + Sx Max	0	22.0314		2.0235	22.0314	0.5699
Story1	C9	105	0.9D + Sx Min	0	37.3955		-1.9495	37.3955	0.1824
Story1	C9	105	0.9D + Sy Max	0	25.7816		0.049	25.7816	8.0759
Story1	C9	105	0.9D + Sy Min	0	33.6452		0.025	33.6452	-7.3236

DISEÑO POR CAPACIDAD C-9:

El peralte en la dirección de análisis				
Cortante por capacidad				
		base	30	cm
		peralte	60	cm
	Altura libre de columna (menor)	hn	2.65	m
	Diagrama de Iteración	Mns	37.86	tn.m
	Diagrama de Iteración	Mni	37.86	tn.m
	Norma (a)	Cortante por momento nominal	Vu Mn	28.57
	Norma (b)	Etabs comb 1.25(Cm+Cv)+2.5S	Vu 2.5	16.61
		Cortante de capacidad	Vuc	28.57
formulas para hallar el cortante por capacidad				
$V_{uc} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n}$				
Espaciamiento del diseño por corte				
fuerza cortante que resiste el concreto	Vc	12.44	tn	
fuerza cortante que resiste el acero	Vs	21.17	tn	
espaciamiento de los estribos	s	15.21	cm	
$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d$				
$V_s = \frac{V_{uc}}{\phi_{corte}} - V_c$				
$s = \frac{A_v * d * f_y}{V_s} \quad \frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{d * f_y} \quad A_v = 2 * \text{Area estribo}$				

Cortante por capacidad				
		base	60	cm
		peralte	30	cm
	Altura libre de columna (menor)	hn	2.65	m
	Diagrama de Iteración	Mns	16.64	tn.m
	Diagrama de Iteración	Mni	16.64	tn.m
	Norma (a)	Cortante por momento nominal	Vu Mn	12.56
	Norma (b)	Etabs comb 1.25(Cm+Cv)+2.5S	Vu 2.5	4.59
		Cortante de capacidad	Vuc	12.56
$V_{uc} = \frac{M_{nd} + M_{ni}}{l_n}$				
Espaciamiento del diseño por corte				
fuerza cortante que resiste el concreto	Vc	11.06	tn	
fuerza cortante que resiste el acero	Vs	3.71	tn	
espaciamiento de los estribos	s	38.53	cm	

DETALLADO POR REQUERIMIENTO EN COLUMNAS:

A. CONVENCIONAL:

DETALLADO POR REQUERIMIENTOS EN COLUMNA

Base de sección	bw	30	cm
Altura de sección	h	60	cm
Peralte efectivo de sección	d	54	cm
Resistencia a compresión concreto	f'c	210	kg/cm2
Resistencia a fluencia acero	fy	4200	kg/cm2
Resistencia a corte aportada por estribos	Vs	1	kg
Luz libre (Columna)	Ln	295	cm
			25823.6334
			pulg cm
Varilla longitudinal máxima - Diámetro		3/4	1.905
Varilla longitudinal mínima - Diámetro		5/8	1.5875
Estribo transversal - Diámetro		3/8	0.9525

Normal: Sólo si $V_u > \frac{\phi V_c}{2}$ se utilizan estribos

Avmin/s 0.025 cm2/cm
s (Avmin) 57.0045914 cm

$$\frac{Av_{min}}{s} > 0.2\sqrt{f'c} \frac{b_w}{f_{yt}} > 3.5 \frac{b_w}{f_{yt}}$$

si, $V_s > 1.1\sqrt{f'c} * b_w d; \frac{s_{max}}{2}$

$$\frac{A_s h}{s} > 0.3 \left[\left(\frac{A_g}{A_c h} \right) - 1 \right] \frac{b_c * f'c}{f_{yh}} > 0.09 \frac{b_c * f'c}{f_{yh}}$$

SECCIÓN	30X60 cm	DISEÑO CONVENCIONAL (cm)	DUAL I (cm)	16 db var long	48ø estribo	menor sección	d/2	60cm
COLUMNAS	s max normal	25.4	25	25.4	45.72	30	27	60
	Lo Longitud confinada	no existe	60	no existe	no existe	no existe	no existe	no existe
	so max confinado	no existe	10	no existe	no existe	no existe	no existe	no existe

B. DISPOSICIONES ESPECIALES DISEÑO SISMICO:

DETALLADO POR REQUERIMIENTO EN COLUMNAS

Base de sección	30
Altura de sección	60
Peralte efectivo de sección	54
Resistencia a compresión concreto	210
Resistencia a fluencia acero	4200
Resistencia a corte aportada por estribos	1
Luz libre (Columna)	295
	pulg
Varilla longitudinal máxima - Diámetro	3/4
Varilla longitudinal mínima - Diámetro	5/8
Estribo transversal - Diámetro	3/8

Normal: Sólo si $V_u > \frac{\phi V_c}{2}$ se utilizan estribos

0.025
57.0045914

$$\frac{Av_{min}}{s} > 0.2\sqrt{f'c} \frac{b_w}{f_{yt}} > 3.5 \frac{b_w}{f_{yt}}$$

si, $V_s > 1.1\sqrt{f'c} * b_w d; \frac{s_{max}}{2}$

$$\frac{A_s h}{s} > 0.3 \left[\left(\frac{A_g}{A_c h} \right) - 1 \right] \frac{b_c * f'c}{f_{yh}} > 0.09 \frac{b_c * f'c}{f_{yh}}$$

SECCIÓN	25X50cm	DUAL I (cm)	48ø estribo	menor sección	d/2	60cm	
COLUMNAS	s max normal	25	45.72	30	27	60	
	Longitud confinada		sección mayor	50 cm			
			60	60	50		
				0.5* menor sección	10 cm		
so max confinado	10	15	10				

REQUERIMIENTO EN VIGAS

Base de sección	bw	25	cm
Altura de sección	h	50	cm
Peralte efectivo de sección	d	44	cm
Resistencia a compresión concreto	f'c	210	kg/cm2
Resistencia a fluencia acero	fy	4200	kg/cm2
Resistencia a corte aportada por estribos	Vs	1	kg
Luz libre (Columna)	Ln	510	cm
		pulg	cm
Varilla longitudinal máxima - Diámetro		3/4	1.905
Varilla longitudinal mínima - Diámetro		1/2	1.27
Estribo transversal - Diámetro		3/8	0.9525

Normal: Sólo si $V_u > \frac{\phi V_c}{2}$ se utilizan estribos

Avmin/s 0.020833333 cm2/cm
s (Avmin) 68.40550968 cm

$$\frac{Av_{min}}{s} > 0.2 \sqrt{f'c} \frac{b_w}{f_{yt}} > 3.5 \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$si, V_s > 1.1 \sqrt{f'c} * b_w d; \frac{s_{max}}{2}$$

$$\frac{A_s h}{s} > 0.3 \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \frac{b_c * f'c}{f_{yh}} > 0.09 \frac{b_c * f'c}{f_{yh}}$$

SECCIÓN	25X50cm	DISEÑO CONVENCIONAL (cm)	16 db var long	48ø estribo	menor sección	d/2	60cm
VIGAS	Espaciamiento maximo normal (s)	20.32	20.32	45.72	25	22	60
	Longitud de confinamiento (Lo)	no existe	no existe	no existe	no existe	no existe	no existe
	Espaciamiento max. zona confinamiento (So)	no existe	no existe	no existe	no existe	no existe	no existe

A.DISPOSICIONES ESPECIALES:

- SECCION DE 25X40**

REQUERIMIENTO DE VIGAS

Base de sección	25	cm
Altura de sección	40	cm
Peralte efectivo de sección	34	cm
Resistencia a compresión concreto	210	kg/cm2
Resistencia a fluencia acero	4200	kg/cm2
Resistencia a corte aportada por estribos	1	kg
Luz libre (Columna)	510	cm
		pulg cm
Varilla longitudinal máxima - Diámetro	3/4	1.905
Varilla longitudinal mínima - Diámetro	5/8	1.5875
Estribo transversal - Diámetro	3/8	0.9525

Normal: Sólo si $V_u > \frac{\phi V_c}{2}$ se utilizan estribos

0.020833333 cm2/cm
68.40550968 cm

$$\frac{Av_{min}}{s} > 0.2 \sqrt{f'c} \frac{b_w}{f_{yt}} > 3.5 \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$si, V_s > 1.1 \sqrt{f'c} * b_w d; \frac{s_{max}}{2}$$

$$\frac{A_s h}{s} > 0.3 \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \frac{b_c * f'c}{f_{yh}} > 0.09 \frac{b_c * f'c}{f_{yh}}$$

SECCIÓN	25X40cm	DUAL I (cm)	0.5*d			
VIGAS	Espaciamiento maximo normal (s)	17	17			
			2*h			
	Longitud de confinamiento (Lo)	80	80			
			d/4,15	10ø b long menor ø	24 ø estribo	30cm
Espaciamiento max. zona confinamiento (So)	15	15	15.875	22.86	30	

• **SECCION DE 25X50:**

REQUERIMIENTO EN VIGAS

Base de sección	25	cm	OK DUAL II
Altura de sección	50	cm	
Peralte efectivo de sección	44	cm	
Resistencia a compresión concreto	210	kg/cm ²	17534.56586
Resistencia a fluencia acero	4200	kg/cm ²	
Resistencia a corte aportada por estribos	1	kg	
Luz libre (Columna)	510	cm	
	pulg	cm	
Varilla longitudinal máxima - Diámetro	3/4	1.905	
Varilla longitudinal mínima - Diámetro	5/8	1.5875	1/2 1.27
Estribo transversal - Diámetro	3/8	0.9525	

Normal: Sólo si $V_u > \frac{\phi V_c}{2}$ se utilizan estribos 0.020833333 cm²/cm
 si, $V_s > 1.1\sqrt{f'c} * b_w d; \frac{s_{max}}{2}$ 68.40550968 cm

$$\frac{Av_{min}}{s} > 0.2\sqrt{f'c} \frac{b_w}{f_{yt}} > 3.5 \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$\frac{Ash}{s} > 0.3 \left[\left(\frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right] \frac{bc * f'c}{f_{yh}} > 0.09 \frac{bc * f'c}{f_{yh}}$$

SECCIÓN	25X50cm	DUAL I (cm)	0.5*d			
VIGAS	Espaciamiento maximo normal (s)	22	22			
			2*h			
	Longitud de confinamiento (Lo)	100	100			
			d/4,15	10ø b long menor ø	24 ø estribo	30cm
	Espaciamiento max. zona confinamiento (So)	15	15	15.875	22.86	30

REQUERIMIENTO EN VIGAS

Base de sección	25	cm	
Altura de sección	50	cm	
Peralte efectivo de sección	44	cm	
Resistencia a compresión concreto	210	kg/cm ²	17534.56586
Resistencia a fluencia acero	4200	kg/cm ²	
Resistencia a corte aportada por estribos	1	kg	
Luz libre (Columna)	510	cm	
	pulg	cm	
Varilla longitudinal máxima - Diámetro	3/4	1.905	
Varilla longitudinal mínima - Diámetro	1/2	1.27	5/8 1.5875
Estribo transversal - Diámetro	3/8	0.9525	

Normal: Sólo si $V_u > \frac{\phi V_c}{2}$ se utilizan estribos 0.020833333 cm²/cm
 si, $V_s > 1.1\sqrt{f'c} * b_w d; \frac{s_{max}}{2}$ 68.40550968 cm

$$\frac{Av_{min}}{s} > 0.2\sqrt{f'c} \frac{b_w}{f_{yt}} > 3.5 \frac{b_w}{f_{yt}}$$

$$\frac{Ash}{s} > 0.3 \left[\left(\frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right] \frac{bc * f'c}{f_{yh}} > 0.09 \frac{bc * f'c}{f_{yh}}$$

SECCIÓN	25X50cm	DUAL I (cm)	0.5*d			
VIGAS	Espaciamiento maximo normal (s)	22	22			
			2*h			
	Longitud de confinamiento (Lo)	100	100			
			d/4,15	10ø b long menor ø	24 ø estribo	30cm
	Espaciamiento max. zona confinamiento (So)	12.7	15	12.7	22.86	30

ANEXOS III

PLANOS

A.- DISEÑO CON CONVENCIONAL

B.- DISEÑO CON DISPOSICIONES ESPECIALES