



UNIVERSIDAD ALAS PERUANAS
FACULTAD DE INGENIERIAS Y ARQUITECTURA
ESCUELA ACADÉMICO PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TESIS

**“EVALUACIÓN DE LA INFLUENCIA DEL NÚMERO DE PISOS DE
LAS EDIFICACIONES APORTICADAS EN LA EFECTIVIDAD DEL
DISEÑO POR CAPACIDAD, EN EL DISTRITO DEL TAMBO”**

PRESENTADO POR EL BACHILLER
Davirán Abregú, Davies Gino

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

LIMA – PERÚ
MAYO, 2018

DEDICATORIA

Dedico mi tesis a Dios; por darme la vida, la salud, por guiar mis pasos y concederme la dicha de estudiar esta carrera profesional tan apasionante para mí, la Ingeniería Civil.

A mi madre Zenaida, por la vida, por el amor que me brinda, por haber sido la responsable de mi desarrollo personal y profesional.

Me enseñaste, con tu ejemplo, que con esfuerzo y perseverancia, todo se puede lograr.

A mi esposa Jannete, por su amor, su confianza en mí, su paciencia, su aliento constante para no decaer en los momentos difíciles y haber sido partícipe en la realización de mi tesis.

AGRADECIMIENTO

Agradezco a las siguientes personas que contribuyeron de manera directa e indirecta en la realización de mi tesis:

A mi asesor, el ing. José Luis Chuquillanqui Suarez; por sus consejos, seguimiento y supervisión de la tesis; fue parte fundamental para la culminación de ésta; también por las clases impartidas de programación digital y análisis estructural II, éste último fue parte fundamental en mi tesis y para mi profesión. Del mismo modo, le agradezco por la amistad que me ha brindado; mi admiración, respeto y consideración hacia usted.

Al Mg. Ronald Santana Tapia, quien se convirtió en mi asesor externo; por el apoyo desinteresado, por el tiempo que se dio para atender mis consultas en la Universidad Nacional del Centro del Perú, por la orientación, consejos y recomendaciones en la formulación y supervisión de mi tesis. Del mismo modo, le agradezco por haberme recomendado un libro de su autoría, el cual fue muy importante para entender la metodología del análisis estático no lineal, parte fundamental de mi tesis y por su amistad brindada. Fue un honor conocerlo, es un buen profesional y sobretodo una buena persona, mi admiración, respeto y consideración hacia usted.

A la Universidad Alas Peruanas, mi alma mater, en especial a la escuela académico profesional de ingeniería civil por haberme formado en sus aulas.

A los catedráticos de la universidad, quienes impartiendo sus conocimientos y consejos en las clases, contribuyeron en mi formación profesional.

A mi esposa Jannete; por apoyarme en todo momento, por su paciencia, por entender lo que significa para mí esta tesis y contribuir en la realización de la misma.

A mi madre Zenaida; por la paciencia, ánimos y apoyo para la realización de mi tesis.

A mis suegros y cuñados; porque durante la elaboración de esta tesis, me apoyaron y acogieron de la mejor manera en su hogar; mi aprecio y estima a ustedes, los tengo en mi corazón.

Y en general a todos los que celebraron esta decisión de realizar mi tesis, me dieron ánimos y entendieron lo que significa esto para mí.

A todos ellos muchísimas gracias, que Dios los bendiga.

RESUMEN

El objetivo principal de la presente tesis consiste en evaluar la influencia del número de pisos, de las edificaciones aporticadas, en la efectividad del Diseño por Capacidad, en el distrito del tambo.

La Mg. Maribel Burgos y el Dr. Piqué del Pozo, recomiendan evaluar edificaciones aporticadas, de distintos número de pisos, para determinar si es necesario incrementar el factor de amplificación dinámica, pues este factor influye en la efectividad del Diseño por Capacidad.

Se generaron dos edificaciones aporticadas, de 4 y 8 pisos, para evaluar y realizar un análisis comparativo y así determinar si el número de pisos influye en la efectividad del Diseño por Capacidad.

En primer lugar; se estructuraron las dos edificaciones, se realizaron sus respectivos análisis dinámicos lineales en el programa ETABS, tomando en cuenta las rigideces efectivas en los elementos, para obtener resultados más cercanos a la realidad.

En segundo lugar; se realizó el control de irregularidades en planta y altura. En este paso se ha propuesto usar el control de irregularidad de rigidez, extrema rigidez, torsional, torsional extrema de la ASCE 7 en vez de la norma E.030 – 2016; puesto que, en un análisis comparativo realizado por el Mg. Carlos Córdova, encuentra que hay un error en querer evaluar la rigidez con derivas; él propone evaluar con rigideces, tal y como lo indica la ASCE 7. A nivel internacional la mayoría de los países adoptó estos controles de la ASCE 7.

En tercer lugar, se obtuvo los esfuerzos internos en cada edificio y se procedió a diseñar por capacidad todos los elementos estructurales.

En cuarto lugar; se evaluó las edificaciones diseñadas por capacidad con el análisis sísmico estático no lineal – Pushover, para obtener el punto de desempeño, las respuestas globales de la estructura y sobretodo obtener la secuencia de formación de rótulas plásticas para determinar su efectividad.

Se observó en los resultados, que ambas edificaciones diseñadas por capacidad, tienen un buen desempeño y la secuencia de formación de mecanismos de colapso deseados se cumple. Por lo tanto; dentro de esta investigación, se puede afirmar que el número de pisos no influye en la efectividad del diseño por capacidad, también se puede deducir que el factor de amplificación dinámica que sigue la metodología de Diseño por Capacidad es el adecuado y no necesita ser incrementado.

SUMMARY

The main objective of this thesis is to evaluate the influence of the number of stories, of the structural frames, on the effectiveness of Capacity Design, in the district of Tambo.

The Mg. Maribel Burgos and Dr. Piqué Del Pozo, recommend evaluating buildings for structural frames, of different number of stories, for determine if it is necessary to increase the dynamic amplification factor, because this factor influence in the effectiveness of Capacity Design.

Two structural frames were generated, of 4 and 8 story, to perform a comparative analysis and determine if the number of stories influences the effectiveness of Capacity Design.

First; the two buildings were structured, were realized their respective dynamic linear analyzes in the ETABS program, taking into account the effective stiffness in the elements, to obtain results closer to reality.

Secondly; was realised the control of irregularities in plant and height. In this step, it has been proposed to use the stiffness irregularity control, extreme stiffness, torsional, extreme torsional of the ASCE 7, rather of the norm E.030 - 2016; since, in a comparative analysis carried out by Mg. Carlos Córdova, finds that there is an error in wanting to evaluate stiffness with drifts; he proposes to evaluate with stiffness, as indicated by the ASCE 7. At international level most of the countries adopted these controls of the ASCE 7.

Third, was obtained the internal stress in each building and proceeded design by capacity all structural elements.

Fourth; the buildings was evaluated for capacity design with the static nonlinear seismic analysis - Pushover, to obtain the performance point, the global responses of the structure and above all to obtain the sequence of formation of plastic hinge to determine their effectiveness.

It was observed in the results, which both buildings designed by capacity, they have a good performance and the sequence of formation of desired mechanisms of collapse is fulfilled. Therefore; Within this investigation, it can be affirmed that the number of stories doesn't influence in the effectiveness of the Capacity Design, it can also be deduce that the dynamic amplification factor that follows the methodology Capacity Design is adequate and does not need to be increased.

SINTESIS

El capítulo I, presenta el planteamiento metodológico de la tesis; descripción de la realidad problemática de la investigación, delimitación, planteamiento del problema, objetivos, hipótesis, variables, diseño de la investigación, población y muestra, técnicas e instrumentos de recolección de datos, justificación e importancia.

En el capítulo II; se presenta el marco teórico, donde se trata de los antecedentes nacionales como internacionales de la metodología de Diseño por Capacidad y sus bases teóricas.

En el capítulo III; se presenta la aplicación de la metodología de Diseño por Capacidad, para dos estructura aporticadas de cuatro y ocho pisos, siendo adaptados a los requerimientos principales de nuestra norma E.060 de Concreto Armado. Se describe el procedimiento de diseño por flexión y por corte para las vigas y columnas, según los lineamientos de la metodología de Diseño por Capacidad y posteriormente, las dos estructuras aporticadas serán evaluadas con el análisis estático no lineal – Pushover; que también, será descrito el procedimiento para la obtención del punto de desempeño.

En el capítulo IV, se presentan los resultados de la evaluación y su respectiva interpretación.

Por último, en el capítulo V; se presenta la discusión de resultados, que consiste en dar las conclusiones y recomendaciones de la presente tesis.

INDICE

DEDICATORIA	2
AGRADECIMIENTO	3
RESUMEN	5
SUMMARY	7
SINTESIS	9
INDICE	10
INTRODUCCIÓN	14
CAPITULO I PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO	15
1.1 DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA	15
1.2 DELIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN	16
1.2.1 DELIMITACIÓN ESPACIAL	16
1.2.2 DELIMITACIÓN TEMPORAL	16
1.3 PLANTEAMIENTO DE PROBLEMAS DE INVESTIGACIÓN	16
1.3.1 PROBLEMA GENERAL	16
1.3.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS	16
1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN	17
1.4.1 OBJETIVO GENERAL	17
1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
1.5 FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN	17
1.5.1 HIPOTESIS GENERAL	17
1.5.2 HIPOTESIS ESPECÍFICAS	18
1.6 VARIABLES DE LA INVESTIGACIÓN	18
1.6.1 VARIABLE INDEPENDIENTE:	18
1.6.2 VARIABLE DEPENDIENTE:	18
1.6.3 OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES:	18
1.7 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	19
1.7.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN	19
1.7.2 NIVEL DE INVESTIGACIÓN	20
1.7.3 MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN	20

1.7.4 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	20
1.8 POBLACIÓN Y MUESTRA DE LA INVESTIGACIÓN	20
1.8.1 POBLACIÓN	20
1.8.2 MUESTRA	21
1.9 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	22
1.9.1 TÉCNICAS	22
1.9.2 INSTRUMENTOS	22
1.10 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN	22
1.10.1 JUSTIFICACIÓN	22
1.10.2 IMPORTANCIA	23
CAPITULO II MARCO TEÓRICO	24
2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN	24
2.1.1 ANTECEDENTES NACIONALES	24
2.1.2 ANTECEDENTES INTERNACIONALES	29
2.2 BASES TEÓRICAS	32
2.2.1 FUNDAMENTOS DEL DISEÑO POR CAPACIDAD	32
2.2.2 ANALOGÍA DE LA CADENA DÚCTIL	33
2.2.3 MECANISMO DE COLAPSO	34
2.2.4 CONSIDERACIONES PREVIAS	38
2.2.4.1 ANÁLISIS SÍSMICO CONSIDERANDO LA RIGIDEZ EFECTIVA DE LOS ELEMENTOS	39
2.2.4.2 COMBINACIÓN DE CARGAS	39
2.2.4.3 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA	40
2.2.4.4 REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS	40
2.2.4.5 FACTOR DE SOBRRRESISTENCIA DE LOS MATERIALES	41
2.2.5 PROCEDIMIENTO DEL DISEÑO POR CAPACIDAD	42
2.2.5.1 DISEÑO DE VIGAS	42
2.2.5.2 DISEÑO DE COLUMNAS	55
2.2.6 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL – PUSHOVER	88
2.2.6.1 DESCRIPCIÓN	89
2.2.6.2 CAPACIDAD ESTRUCTURAL	90

2.2.6.3 DEMANDA DE LA ESTRUCTURA	91
2.2.6.4 VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO	100
2.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS	105
CAPITULO III APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO POR CAPACIDAD Y ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) EN DOS EDIFICACIONES APORTICADAS DE 4 Y 8 PISOS	107
3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS EDIFICACIONES	107
3.2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES	111
3.3 CARGAS DE DISEÑO	112
3.4 ANÁLISIS SÍSMICO	113
3.4.1 FACTORES DE REDUCCIÓN PARA CALCULAR LA RIGIDEZ EFECTIVA	115
3.4.2 ANÁLISIS COMPARATIVO DE IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA, EXTREMA RESISTENCIA, TORSIONAL Y TORSIONAL EXTREMA SEGÚN NORMA E-030 Y ASCE 7	115
3.4.3 CONTROL DE IRREGULARIDADES	125
3.4.4 PARAMETROS SISMORRESISTENTES	126
3.4.5 ACELERACIÓN ESPECTRAL	126
3.4.6 PERIODOS Y MODOS DE VIBRACION	127
3.4.7 CRITERIOS DE COMBINACIÓN	128
3.4.8 CORTANTE EN LA BASE	129
3.4.9 CONTROL DE DERIVA DE ENTREPISOS	132
3.5 DISEÑO POR CAPACIDAD	134
3.5.1 COMBINACIONES DE CARGA	134
3.5.2 DISEÑO DE VIGAS	135
3.5.3 DISEÑO DE COLUMNAS	175
3.6 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL – PUSHOVER	196
3.6.1 CURVA DE CAPACIDAD	197
3.6.2 CONVERSIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD A ESPECTRO DE CAPACIDAD	200

3.6.2.1 FACTOR DE PARTICIPACIÓN MODAL Y COEFICIENTE DE MASA EFECTIVA	200
3.6.3 CURVA DE CAPACIDAD Y SU REPRESENTACIÓN BILINEAL	205
3.6.4 ESPECTRO DE DEMANDA Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA EL SISMO DE SERVICIO Y DISEÑO	211
CAPITULO IV PRESENTACIÓN DE RESULTADOS	226
4.1 RESUMEN DE RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN DE LA DEMANDA GLOBAL DEL PUNTO DE DESEMPEÑO PARA CADA MODELO	226
4.2 CUADRO DE RESUMEN DE RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL CON RÍGIDEZ COMPLETA, DINÁMICO LINEAL CON RIGIDEZ EFECTIVA Y ESTÁTICO NO LINEAL	231
4.3 RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN DE LA EFECTIVIDAD DEL DISEÑO POR CAPACIDAD EN CADA MODELO	235
CAPITULO V DISCUSIÓN DE RESULTADOS	244
5.1 CONCLUSIONES	244
5.2 RECOMENDACIONES	249
5.3 FUENTES DE INFORMACIÓN	250

INTRODUCCIÓN

En la presente tesis; se evaluará la efectividad de la metodología de Diseño por Capacidad, que es una filosofía de diseño sismorresistente originaria de Nueva Zelanda, tiene como principal característica el suministro de ductilidad en zonas prestablecidas para que toda la estructura se comporte como dúctil y por ende, tolerante a las deformaciones impuestas por los sismos.

A parte de los objetivos propuestos en la presente tesis, la intención es que esta filosofía de Diseño por Capacidad sea adoptada en nuestro país y adaptada a nuestra realidad; debido a que somos un país altamente sísmico, debemos tener más alternativas de diseño para mejorar el desempeño de las edificaciones en el Perú.

El Dr. Piqué Del Pozo y la Mg. Maribel Burgos; sugieren evaluar la efectividad del Diseño por Capacidad, porque en otros estudios complementarios, se comentó que cuando aumenta el número de pisos en la edificación, interviene el efecto de los modos superiores; que hacen que la envolvente de momentos de un análisis no lineal difiera de lo que el factor de amplificación dinámica estima; lo cual sería peligroso porque el factor de amplificación dinámica se encarga de mayorar los momentos en las columnas para mantenerlas en su rango elástico y si no cumple esta función colapsarían las columnas conllevando a que toda la edificación colapse. En base a esto, el tesista se propone desarrollar dos modelos estructurales aporticados para aplicar la metodología de Diseño por Capacidad y posteriormente evaluar mediante el análisis estático no lineal – Pushover, los mecanismos de colapso de la estructura verificando que se desarrollen donde se decidió en la etapa de diseño y así determinar si el valor del factor de amplificación dinámica es el adecuado.

A lo largo de la tesis, se encuentran situaciones adversas, que posteriormente son resueltas y se exponen más adelante, esto hace más sustancial a la tesis.

CAPITULO I

PLANTEAMIENTO METODOLÓGICO

1.1 DESCRIPCIÓN DE LA REALIDAD PROBLEMÁTICA:

La larga búsqueda de los ingenieros estructurales por incrementar la capacidad de ductilidad de las estructuras, desde los años sesenta, fueron posteriormente concebidos en construcciones con dicha capacidad; pero, cuando se sometieron a sismos severos, colapsaron parcial y totalmente, lo cual demostró que aún no se podía estimar el comportamiento real de las estructuras al ser sometidos a este tipo de sismos.

Actualmente; en el Perú, diseñamos las edificaciones con el método por resistencia, que está reglamentado en nuestra norma E.060 de Concreto Armado. Éste método solo se centra en proporcionar las dimensiones y el refuerzo necesario de cada elemento para resistir las sollicitaciones máximas. Por lo tanto, al someterse la estructura diseñada por resistencia a sismos severos, los elementos del sistema se ven excedidos por las deformaciones, experimentando un comportamiento no lineal y apareciendo rótulas plásticas que provocarán mecanismos de colapso no deseados, inclusive ocasionando el colapso total de la edificación.

Debido a ello, se desea evaluar la efectividad del diseño por capacidad pues es un método que se encarga de dar la ductilidad necesaria a los elementos de la estructura para disipar energía impuesta por el sismo y obtener los mecanismos de colapso deseados para evitar el colapso total de la edificación.

1.2 DELIMITACIONES DE LA INVESTIGACIÓN

1.2.1 DELIMITACIÓN ESPACIAL

El presente trabajo es fundamentalmente una investigación, cuya delimitación espacial se centra, en el distrito del Tambo, provincia de Huancayo y departamento de Junín.

1.2.2 DELIMITACIÓN TEMPORAL

El período que abarca esta investigación es desde el mes de Abril del 2017 hasta el mes de Abril del 2018.

1.3 PLANTEAMIENTO DE PROBLEMAS DE INVESTIGACIÓN :

1.3.1 PROBLEMA GENERAL :

¿El número de pisos de las edificaciones aporticadas influye significativamente en la efectividad del diseño por capacidad, en el distrito del Tambo?

1.3.2 PROBLEMAS ESPECÍFICOS :

¿Cómo es que el diseño por capacidad influye en el comportamiento de las edificaciones aporticadas, en el distrito del Tambo?

¿Cómo es que el análisis sísmico estático no lineal evalúa las edificaciones aporticadas diseñadas por capacidad, en el distrito del Tambo?

1.4 OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.4.1 OBJETIVO GENERAL:

Evaluar la influencia del número de pisos de las edificaciones aporticadas en la efectividad del diseño por capacidad, a través del análisis sísmico estático no lineal, para determinar si es factible diseñar edificaciones con mayor número de pisos por capacidad, en el distrito del Tambo.

1.4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS :

Estudiar la metodología del diseño por capacidad, para explicar su influencia en el comportamiento de las edificaciones aporticadas, en el distrito del Tambo.

Estudiar la metodología del análisis sísmico estático no lineal para explicar cómo se evalúan las edificaciones aporticadas diseñadas por capacidad, en el distrito del Tambo.

1.5 FORMULACIÓN DE LA HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN

1.5.1 HIPOTESIS GENERAL :

H: Al incrementar el número de pisos de una edificación aporticada, ésta no influye significativamente en la efectividad del diseño por capacidad, en el distrito del Tambo; debido a que la metodología del diseño por capacidad considera adecuadamente el efecto de los modos superiores, a través del factor de amplificación dinámica.

1.5.2 HIPOTESIS ESPECÍFICAS :

Primera Subhipótesis:

H1: Si el diseño por capacidad suministra ductilidad en determinadas zonas de la estructura entonces, mejorará el comportamiento de las edificaciones aporticadas, en el distrito del Tambo.

Segunda Subhipótesis:

H1: Si el análisis sísmico estático no lineal es usado como método de evaluación estructural en nuestra investigación, se podrá verificar los mecanismos de colapso en las edificaciones aporticadas diseñadas por capacidad, en el distrito del Tambo.

1.6 VARIABLES DE LA INVESTIGACIÓN

1.6.1 VARIABLE INDEPENDIENTE:

Número de pisos de las edificaciones aporticadas.

1.6.2 VARIABLE DEPENDIENTE:

Efectividad del diseño por capacidad.

1.6.3 OPERACIONALIZACIÓN DE LAS VARIABLES:

Variable Independiente: Número de pisos de las edificaciones aporticadas.

Concepto:

Característica que presenta una edificación aporticada respecto a la cantidad de pisos.

Indicadores:

- Cantidad de pisos de la edificación.

Variable Dependiente: Efectividad del diseño por capacidad

Concepto:

Formación de los mecanismos de colapso deseados en toda la estructura aporticada, diseñada por Capacidad.

Indicadores:

- Porcentaje de mecanismos de colapso deseados en una estructura aporticada.

1.7 DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

1.7.1 TIPO DE INVESTIGACIÓN

De acuerdo al propósito de la tesis, naturaleza de los problemas y objetivos, generales y específicos, planteados en el trabajo, el presente estudio será denominado como una investigación sustantiva.

1.7.2 NIVEL DE INVESTIGACIÓN

El presente trabajo, en primera instancia, es un estudio descriptivo que requiere de la recolección de información de las bases teóricas y de su metodología, luego será correlacional porque se evaluará la influencia entre dos variables y finalmente descriptivo – explicativo.

1.7.3 MÉTODOS DE INVESTIGACIÓN

El método aplicado en el presente trabajo de investigación es el Cuasi - experimental.

1.7.4 DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

El diseño que utilizaremos en la investigación será por objetivos, conforme al siguiente esquema:

Objetivo General	Objetivos Específicos	Hipótesis General	Conclusión
	OE 1	HE1	Final
	OE 2	HE2	

1.8 POBLACIÓN Y MUESTRA DE LA INVESTIGACIÓN

1.8.1 POBLACIÓN

Nuestra población son todas las estructuras aporticadas regulares, de distintos números de pisos, modelados en un programa de análisis estructural y diseñados con la norma sismorresistente E.030 - 2016 con el factor de zona correspondiente al distrito del Tambo.

1.8.2 MUESTRA

La muestra, para efectos de la investigación, será del tipo no probabilístico o no aleatorio.

- Tipo de muestra:

Muestras de conveniencia:

Como ya sugiere el mismo término se trata de una muestra disponible. Puede ser útil en estudios preliminares, pero discutible para extrapolar los datos a la población general; en cualquier caso habría que describirla bien y hacer una extrapolación cautelosa a la población que pueda estar representada por esa muestra. Por lo general estas muestras se utilizan para hacer estudios específicos sobre las mismas muestras y en numerosos estudios experimentales con pocos sujetos.

En este caso, en el distrito del Tambo, las edificaciones construidas son de hasta 20 pisos, con mayor frecuencia del tipo dual, pero como se trata de evaluar estructuras con sistema aporticado para la aplicación del Diseño por Capacidad, el número de pisos para este sistema se reduce con la finalidad de cumplir las exigencias de la norma sismorresistente E.030 – 2016.

Se ha decidido diseñar por capacidad dos edificaciones con distintos números de pisos:

- El primero, una edificación aporticada de 4 pisos.
- El segundo, una edificación aporticada de 8 pisos.

1.9 TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

1.9.1 TÉCNICAS

Las principales técnicas que consideraremos en la investigación son:

- Análisis Documental.
- Registros: Para la recolección de todos los acontecimientos que se suscitan en la evaluación de los modelos tridimensionales con el programa de análisis estructural.

1.9.2 INSTRUMENTOS

Los principales instrumentos que utilizaremos en la investigación son:

- Guía de análisis Documental.
- Hojas de Excel.

1.10 JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA DE LA INVESTIGACIÓN:

1.10.1 JUSTIFICACIÓN

Conveniencia:

Se debe evaluar la efectividad de esta metodología, ya que se podrá determinar si el diseño por capacidad permite o no, ser aplicada a edificaciones aporticadas con mayor número de pisos.

Relevancia Social:

Al investigar la efectividad del diseño por capacidad, se dará a conocer las ventajas y desventajas de usar ésta metodología a los profesionales de ingeniería civil, ya que actualmente solo contamos con el diseño por resistencia y suministrar más métodos hará que el profesional tenga más alternativas para el diseño óptimo de una edificación aporticada, además al construir con el diseño por capacidad, lograremos edificaciones con buen desempeño y en consecuencia, edificaciones seguras para la vida sus ocupantes.

Por otro lado, como se requiere evaluar las edificaciones diseñadas por Capacidad, aplicando el Análisis Estático No lineal se logrará difundir la metodología, que forma parte de toda una filosofía llamada Diseño por Desempeño, a todos los profesionales de ingeniería civil.

Implicancias Prácticas:

El diseño por capacidad es un método que ya ha sido adoptado en varios países con buenos resultados, por lo tanto se espera que por medio de ésta investigación el diseñador estructural adopte nuevos conceptos del comportamiento real de las estructuras y lo emplee en el diseño de edificaciones en todo el Perú.

1.10.2 IMPORTANCIA :

Es importante hacer una investigación de la efectividad que presenta el diseño por capacidad para saber si se necesita o no, incrementar el factor de amplificación dinámica, para que esta metodología pueda ser aplicada en edificaciones aporticadas con mayor número de pisos y difundirlo en todo el Perú.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN:

2.1.1 ANTECEDENTES NACIONALES

Nuevos Criterios de Diseño para la seguridad Sísmica de Edificios

En un informe sobre "Nuevos Criterios de Diseño para la seguridad Sísmica de Edificios" (Piqué del Pozo, 1989), expuesto en un Seminario Internacional sobre Planeamiento, Diseño, Administración y Reparación de Hospitales en Zonas sísmicas en Lima, Perú - Agosto 1989, presenta un informe de los criterios presentados en la "9na Conferencia Mundial de Ingeniería Antisísmica efectuada en Tokyo - Kyoto, Japón en Agosto de 1988".

Expone dos metodologías, la primera el diseño llamado "por capacidad" en Nueva Zelanda y la verificación de la resistencia última para sismos severos en Japón. Para efectos de la presente tesis nos centramos en el diseño por capacidad.

En este informe analiza el estado actual del diseño a la rotura y menciona que con éste se genera una gran incertidumbre debido a la aparición de mecanismos de colapso no deseados, al incursionar en el rango no lineal, debido a los sismos severos y en consecuencia da a conocer los fundamentos del diseño por capacidad de Nueva Zelanda.

Con ello Piqué difunde éste nuevo método para el conocimiento de los ingenieros peruanos.

Diseño por Capacidad: Estrategia Neozelandesa de Diseño Sismorresistente

En un artículo sobre "Diseño por Capacidad: Estrategia Neozelandesa de Diseño Sismorresistente" (Piqué del Pozo, 2004), menciona los criterios del diseño por capacidad.

Empieza por analizar la filosofía del diseño sismorresistente y los problemas actuales de la ingeniería sismorresistente, de lo cual Piqué concluye que el diseño por capacidad representa una buena metodología orientada a evitar el colapso de las edificaciones ya que consigue diseñar una estructura extremadamente tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo.

Explica detalladamente la analogía de la cadena dúctil para entender el principio en el que se basa el diseño por capacidad.

Por último describe los criterios básicos del diseño por capacidad y pone énfasis en el detallado para la construcción de las regiones plásticas designadas.

Estudio de la Metodología "Diseño por Capacidad" en Edificaciones Aporticadas de Concreto Armado para ser Incorporada a la Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño

En la tesis, para optar el grado de maestro en ciencias con mención en Ingeniería Estructural, sobre "Estudio de la Metodología "Diseño por Capacidad" en Edificaciones Aporticadas de Concreto Armado para ser Incorporada a la Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño" (Maribel Burgos, 2007), se demostró que con el "Diseño por Capacidad", se puede conseguir una estructura extremadamente tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo; evitando el colapso, garantizando de esta manera que la estructura llegue a formar el mecanismo de colapso escogido durante la etapa de diseño (vigas débiles y columnas fuertes).

Adaptó el diseño por capacidad a los requerimientos mínimos propuestos por la norma peruana E-060 y de la norma ACI con la finalidad de presentar una propuesta como alternativa de diseño para estructuras aporticadas en la norma peruana de concreto armado E-060.

Realizó un ejemplo aplicativo a una edificación aporticada regular, diseñada por capacidad y por resistencia, del cual hizo un análisis comparativo y luego evaluó las máximas demandas en el rango-no lineal, por medio de análisis estático no lineal "Pushover" y el análisis dinámico incremental no lineal.

En conclusión, la aparición de rótulas plásticas en la estructura diseñada por ambos métodos no difieren en mucho al realizar un análisis estático no lineal, pero cuando se usa el análisis dinámico incremental no lineal, la aparición de rótulas plásticas en la estructura diseñada por ambos métodos sí tienen considerable diferencia, ya que se observa, por el método por resistencia, más rótulas plásticas en columnas interiores y exteriores que las columnas diseñadas por capacidad.

Diseño por Capacidad en Edificaciones Aporticadas de Concreto Armado para ser Incorporada a la Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño

En una publicación sobre "Diseño por Capacidad en Edificaciones Aporticadas de Concreto Armado para ser Incorporada a la Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño" (Burgos, M. & Del Pozo, P. ,2007), realizan un resumen de la Tesis de la Magister Maribel, exponiendo el diseño por capacidad.

La publicación, adicionalmente al resumen de la tesis, adjunta las conclusiones de la investigación, se mencionará las más relevantes para la investigación:

1. Se ha demostrado, a través del análisis no lineal tiempo – historia, que la edificación regular diseñada por capacidad llega a formar el mecanismo de colapso escogido en un 99%, lo cual no se logra con la edificación diseñada por resistencia.
2. En el edificio estudiado, se ha demostrado que el análisis no lineal tiempo-historia provee información más confiable, con respecto al comportamiento estructural de la edificación, que el análisis "Pushover".
3. Se puede indicar que las demandas globales en el nivel de peligro sísmico de diseño obtenidas del análisis no lineal IDA son menores a las obtenidas del análisis estático no lineal. El análisis dinámico no lineal es mucho más confiable, por ser considerado como el método principal de análisis inelástico y que el análisis no lineal estático tiene muchas limitaciones fundamentales.
4. Se recomienda elegir adecuadamente el factor de sobrerresistencia del acero, si se toma el valor mínimo de 1.25 se logra diseñar columnas con menos refuerzo; sin embargo, si en la realidad la sobrerresistencia del acero es mayor se puede correr el riesgo que la resistencia de flexión de las columnas no llegue a superar la sobrerresistencia de las rótulas plásticas de las vigas. Sin embargo, si se toma un mayor factor como 1.40, probablemente las columnas tendrán mayor refuerzo longitudinal pero la seguridad que la resistencia de flexión de las columnas no llegue a superar la sobrerresistencia de las rótulas plásticas es mayor.

5. De todas las conclusiones, a continuación se muestra la que motivó al tesista a seguir esta línea de investigación, respecto al diseño por capacidad:

Para asegurar que el "diseño por capacidad" garantice al 100% obtener el mecanismo de colapso escogido durante el diseño, se recomienda hacer estudios para edificaciones de otras características (nº pisos, configuración); y si se sigue observando rótula plástica en algunas de las columnas exteriores, plantear la alternativa de aumentar el factor de amplificación dinámica para estas columnas, lo cual ya se ha planteado en el libro "Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited , The Ninth Mallet Milne Lecture " (Priestley, M. J. N. , 2003).

Estudio y Aplicación de la Metodología de Diseño por Capacidad para Edificaciones de Concreto Armado

En la tesis, para optar el título de Ingeniero Civil, sobre "Estudio y Aplicación de la Metodología de Diseño por Capacidad para Edificaciones de Concreto Armado" (Luis Carrasco, 2015), se estudió los fundamentos del método de diseño por capacidad para estructuras aporticadas de concreto armado y posteriormente se realizó un ejemplo aplicativo para diseñar una estructura aporticada, en el distrito de Huancayo, por el método de diseño por capacidad y por el de resistencia para realizar un análisis comparativo.

En la tesis se observó lo siguiente:

Diseño de las vigas:

1. La redistribución de momentos reduce el refuerzo por flexión en los extremos, dotándolas de mayor ductilidad.

2. Respecto al diseño por corte la resistencia mínima se deriva de los momentos sobrerresistentes resultando en espaciamientos menores de los estribos.

Diseño de columnas:

3. Los momentos y cargas axiales resultan más conservadores por la amplificación dinámica y la sobrerresistencia
4. Respecto al diseño por corte se obtienen menores espaciamientos en la base de las columnas para poder desarrollar la máxima capacidad de deformación ya que está considerada como zona potencial de rotula plástica.

2.1.2 ANTECEDENTES INTERNACIONALES

Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings

En una publicación sobre "Seismic Design of Reinforced Concrete and Mansory Buildings" (Paulay, T. & Priestley, M. ,1992), se presentan los principios fundamentales de diseño para crear edificios que respondan a sismos severos.

Específicamente en el capítulo "Marcos Dúctiles de Concreto Reforzado", se presentan los fundamentos y el procedimiento del diseño por capacidad para estructuras aporticadas, siendo esta publicación parte fundamental de la difusión internacional del diseño por capacidad.

Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited, The Ninth Mallet Milne Lecture

En una publicación sobre "Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited, The Ninth Mallet Milne Lecture" (Nigel Priestley, 2003), específicamente en el capítulo "Más Problemas de Análisis Multimodal", se investigó algunas de las deficiencias del análisis multimodal cuando se utiliza para estimar la respuesta inelástica de las estructuras. Se encontró que se subestima seriamente los efectos de los modos superiores en las estructuras. También se concluyó que debido a los análisis hechos, a los muros en voladizo, es necesario incrementar el factor de amplificación dinámica. Esto es importante para la presente tesis ya que los mecanismos de colapso, de las edificaciones aporticadas evaluadas, dependen mucho de qué tan efectivo sea el factor de amplificación dinámica en las columnas.

Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con $Q=2$

En la tesis, para optar el grado de maestro en Ingeniería (Ingeniería Civil – Ingeniería Sísmica), sobre "Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con $Q=2$ " (Juan Figueroa, 2007), se estudió de manera analítica la sobrerresistencia lateral de edificios, luego se evaluó modelos de estructuras aporticadas, usando el análisis Pushover, para obtener el factor de sobrerresistencia a partir de la cortante basal obtenida por el Pushover entre el obtenido por el análisis lineal dinámico.

Al final se obtuvieron valores de sobrerresistencia menores que 2 a pesar de que se cumplió con los requerimientos y especificaciones de las normas usadas en esta tesis, concluyendo que los requerimientos considerados, del apéndice citado en esta tesis, pueden caer del lado de la inseguridad, entre otras conclusiones.

Algunas consideraciones respecto de los Efectos de los Modos Superiores en Estructuras Aporticadas

En la tesis, para optar el grado de maestro en Estructuras, sobre "Algunas consideraciones respecto de los Efectos de los Modos Superiores en Estructuras Aporticadas" (Oswaldo Ortiz, 2013), se menciona que por lo general los efectos de los modos superiores no son tomados en cuenta para el diseño de estructuras aporticadas, ya sea por considerarlos muy pequeños o asumir que el análisis multimodal elástico ya lo incorpora en la respuesta estructural. Sin embargo, su influencia es importante en el comportamiento de estructuras de gran altura.

Además, estudia el método de diseño directo basado en desplazamientos, tomando en cuenta la influencia de los modos superiores.

Esta investigación es muy importante, ya que para la presente tesis es fundamental entender los efectos de los modos superiores en edificaciones de gran altura.

2.2 BASES TEÓRICAS:

2.2.1 FUNDAMENTOS DEL DISEÑO POR CAPACIDAD

Empieza en los años 60 en Nueva Zelanda, por J.P. Hollings, para asegurar que la fluencia ocurra sólo en zonas dúctiles escogidas. Luego con los aportes de Paulay, fue Incluido en la Norma NZS 3101:1982.

Piqué Del Pozo (2004), comenta que el objetivo del diseño por capacidad es "conseguir una estructura extremadamente tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo", lo que se orienta a evitar el colapso, a pesar de haberse excedido su resistencia.

En el 2007, Burgos y Del Pozo mencionaron los principios en los que se basa el diseño por capacidad:

- a) Se definen claramente las zonas de formación potencial de rótulas plásticas (mecanismo de colapso), las que se diseñan para que tengan una resistencia nominal mayor a la resistencia requerida que proviene de las combinaciones de cargas especificadas más adelante. Estas zonas se detallan cuidadosamente con el fin de asegurar que las demandas de ductilidad en estas regiones sean las esperadas. Esto se logra, principalmente, con menores espaciamientos de la armadura transversal.
- b) Se evita, en los elementos que tienen rótulas plásticas, las formas indeseables de deformación inelástica tales como los originados por corte o fallas de anclaje e inestabilidad, asegurando que la resistencia de estas formas exceda la capacidad de las rótulas plásticas a causa de la sobrerresistencia flexional.

- c) Las zonas potencialmente frágiles, o elementos que no puedan estar aptos para disipar energía, se protegen asegurando que su resistencia sea mayor que las demandas que se originan por la sobrerresistencia flexional de las rótulas plásticas. Por lo tanto, estas zonas se diseñan para que permanezcan elásticas independientemente de la intensidad del sismo.

2.2.2 ANALOGÍA DE LA CADENA DÚCTIL

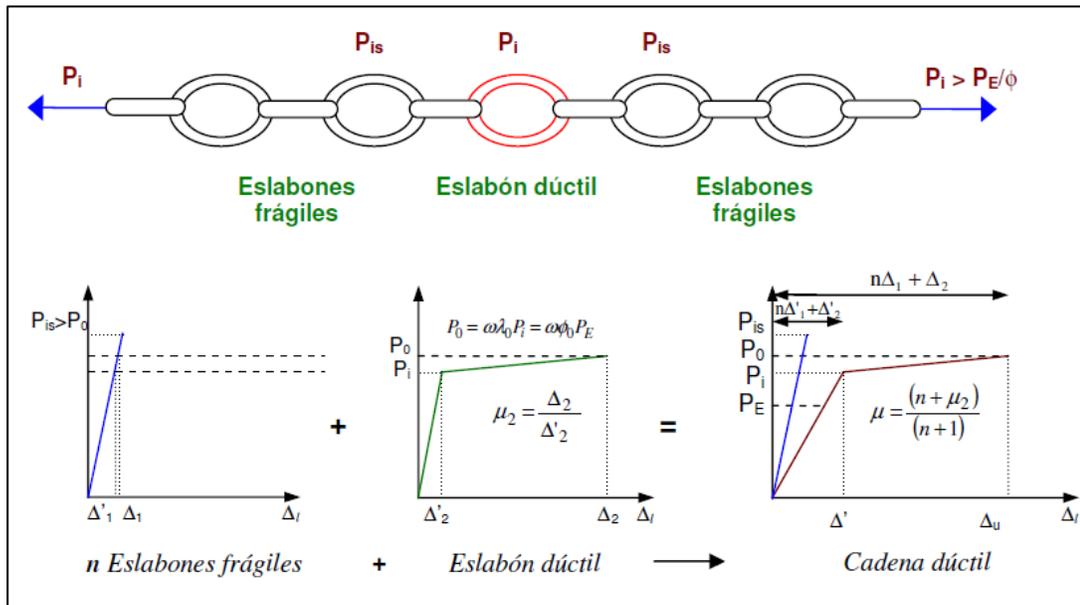
Burgos y Del Pozo (2007), explican la analogía de la cadena dúctil:

El comportamiento de un sistema estructural puede representarse mediante una cadena. Toda cadena se rompe por el eslabón más débil. Pero si ese eslabón más débil es diseñado expresamente para que antes de romperse se comporte como si fuera dúctil, entonces toda la cadena se comportará como dúctil.

Las diferentes solicitaciones sobre los elementos de una estructura se representan por los eslabones de la cadena. La cadena está constituida por eslabones frágiles y por un eslabón dúctil. Se conoce que la falla a la fuerza cortante es frágil, mientras que la resistencia a la flexión puede ser dúctil, si se diseña respetando ciertas condiciones (cuantía limitada, confinamiento, etc.). Por tanto, es deseable que la resistencia al corte sea mayor que la resistencia a la flexión. En la cadena, los eslabones frágiles representan la resistencia al corte en los distintos elementos de la estructura, mientras que el eslabón dúctil representa la resistencia a la flexión.

La fuerza que se aplica a todos los eslabones de la cadena es la misma, por consiguiente si se provee a los eslabones frágiles con una resistencia mayor que la máxima o resistencia real, se consigue una cadena dúctil que resiste la fuerza aplicada.

Fig. 2.1 Ilustración del principio de la limitación de resistencia a través de una cadena dúctil.



Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporcadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

De esta manera, la cadena es diseñada para resistir la fuerza de tracción, $P_U = P_E$ inducida por el sismo. Por tanto, la resistencia ideal del eslabón débil necesita ser $P_i \geq P_E/\phi$. Habiendo escogido un apropiado eslabón dúctil, su sobrerresistencia puede ser prontamente calculada, $P_0 \geq \lambda_0 \cdot P_i = \phi_0 P_E$ la cual vendrá ser la fuerza de diseño, P_{us} . Para prevenir una falla frágil, la resistencia ideal de los eslabones fuertes P_{is} debe ser al menos igual a la sobrerresistencia del eslabón débil, $\phi_0 P_E$. En ciertos componentes del sistema estructural, la transmisión de carga puede también estar afectada por efectos dinámicos, entonces, se introduce un factor adicional, $\omega > 1.0$

2.2.3 MECANISMO DE COLAPSO

A continuación, Burgos (2007) explica los mecanismos de colapso en estructuras de concreto armado:

El mecanismo de colapso en estructuras de concreto armado debe basarse en la flexión como fuente de disipación de energía. Por lo tanto, deben suprimirse definitivamente los mecanismos asociados con deformaciones inelásticas por corte, transferencia de esfuerzos por adherencia entre el refuerzo y el concreto, e inestabilidad de los elementos.

Por consiguiente, el diseñador deberá elegir la ubicación de las rótulas plásticas potenciales en vigas y columnas que posibiliten la formación de un mecanismo de colapso cinemáticamente admisible en el sistema estructural dado. El principio más importante en esta selección es que, para una ductilidad global dada, las ductilidades de curvatura asociadas en las rótulas plásticas permanezcan dentro de los límites admisibles.

El mecanismo viga débil – columna fuerte ha sido preferido por muchos ingenieros estructurales; es decir, el sistema aporticado que desarrolla rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del primer piso y/o muros estructurales para formar un mecanismo de colapso, como se muestra en la figura 2.2(a). En este tipo de mecanismo, la energía del sismo que ingresa puede ser rápidamente disipada por una histéresis gruesa y estable de vigas que han fluido por flexión. Este tipo de mecanismo es preferido por las siguientes razones:

- a) La falla de las columnas representa el colapso total de todo el edificio.
- b) En una estructura con columnas débiles, la deformación plástica se concentra en cierto entrepiso y por consiguiente requiere un factor de ductilidad relativamente grande, usualmente difícil de conseguir.

- c) Tanto en la falla por corte como en la de flexión, la resistencia de las columnas se degrada con más rapidez que en las vigas, debido a la presencia de la carga axial.

Para un desplazamiento dado de una estructura, la demanda de ductilidad en rótulas plásticas en estructuras viga débil – columna fuerte es mínima debido a que las deformaciones plásticas son uniformemente distribuidas a lo largo de la estructura.

Asimismo, la capacidad de deformación es razonablemente mayor en vigas donde no actúa la carga axial; por otro lado, la formación de una rótula plástica en la base de una columna del primer piso no es deseable porque grandes capacidades de deformación es difícil desarrollar en este lugar debido a la existencia de una alta carga axial. Alguna resistencia extra de momento debe ser proporcionada en la base de las primeras columnas para retrasar la formación de rótulas plásticas en esta zona.

Cuando se ha elegido el mecanismo viga débil – columna fuerte, se debe evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas de todos los pisos ubicados por encima del segundo piso, como se muestra en la figura 2.2 (a), para lo cual se provee a estas columnas suficiente resistencia.

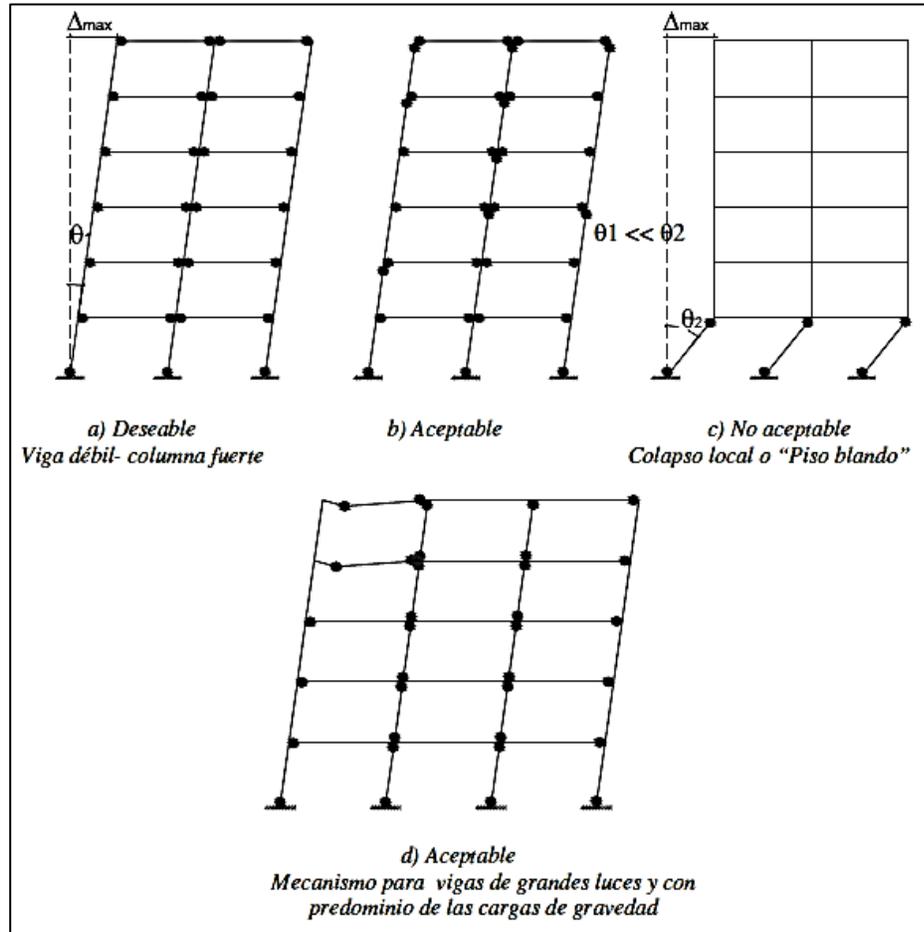
Puede también aceptarse el mecanismo de la figura 2.2 (b) cuando las columnas se detallan adecuadamente para que en sus extremos se formen rótulas plásticas, como muchas veces se requiere en el extremo superior de las columnas del último piso. Sin embargo, se debe recalcar que no debe permitirse la posibilidad de formación simultánea de rótulas plásticas en el extremo superior e inferior de todas las columnas de un mismo piso, mecanismo de colapso local, conocido como "piso blando", tal como se muestra en la figura 2.2 (c). Es evidente que, en este caso, las demandas de ductilidad de curvatura pueden llegar a ser excesivas.

El mecanismo aceptable mostrado en la figura 2.2 (b), requiere que los extremos de las columnas se confinen adecuadamente, de manera de conferirle a las secciones una capacidad de rotación plástica importante. Además, los empalmes por traslape del refuerzo longitudinal debe ubicarse en el centro medio, puesto que estos empalmes se deterioran rápidamente bajo deformaciones cíclicas inelásticas. Sin embargo, el mecanismo mostrado por la figura 2.2 (a) permite una reducción del refuerzo transversal en los extremos de las columnas por encima del piso dos y la ubicación de los empalmes inmediatamente por encima de la cara superior de la losa. Esta concesión se justifica porque no se espera la formación de rótulas plásticas con demandas de ductilidad importantes en dichas columnas.

Para vigas de grandes luces, los requerimientos derivados de las cargas gravitatorias pueden ser más severos que los asociados con las demandas sísmicas. En estos casos, una aplicación discriminada de la filosofía de diseño por capacidad, usando un mecanismo como el mostrado en la figura 2.2 (a), puede llevar a un conservatismo innecesario o verdaderamente absurdo, y por consiguiente a un diseño antieconómico, particularmente en el diseño de columnas. En tales pórticos el diseñador debe permitir la formación de rótulas plásticas en columnas interiores arriba y debajo de cada piso para completar el mecanismo del pórtico; siempre y cuando rótulas plásticas se formen en las luces más externas de la viga cerca de las columnas exteriores, y las columnas exteriores encima del primer piso sean diseñadas para que permanezcan elásticas, evitando de esta forma la formación de "piso blando", como se muestra en la figura 2.2 (d). La ductilidad en estos pórticos deberá ser limitada.

El mecanismo de colapso adoptado para las edificaciones de la presente tesis es el de viga débil - columna fuerte, como se muestra en la figura 2.2(a), debido a las razones antes expuestas.

Fig. 2.2 Mecanismos de colapso en edificios aporticados de varios pisos



Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporticadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

2.2.4 CONSIDERACIONES PREVIAS

Antes de estudiar el procedimiento del diseño por capacidad, es necesario considerar algunos conceptos que han sido incluidos en la metodología original para adaptarla a las normas peruanas:

2.2.4.1 ANÁLISIS SÍSMICO CONSIDERANDO LA RIGIDEZ EFECTIVA DE LOS ELEMENTOS:

Debido a que el diseño por capacidad supone que el edificio entrará al rango inelástico, es necesario considerar que los elementos de la edificación reducirán su rigidez efectiva y aumentarán su capacidad de disipación de energía, por lo tanto se incluirá, en el análisis sísmico lineal, las rigideces efectivas.

En el 2007, Burgos hizo un análisis de una edificación usando la rigidez efectiva propuesta por Priestley (2003) y los factores de reducción propuestos por Paulay y Priestley (1992), verificando que existe un balance entre la exactitud y la simplicidad al haber comparado los resultados de dichas propuestas.

En la presente tesis, se usarán los factores de reducción propuestos por Paulay y Priestley (1992) ya que el procedimiento es más simple respecto a lo propuesto por Priestley (2003).

2.2.4.2 COMBINACIÓN DE CARGAS:

Las combinaciones de carga que serán utilizadas para el diseño por capacidad, serán las que se consideran en la norma E-060 de Concreto Armado.

$$1.4CM + 1.7CV$$

$$1.25CM + 1.25CV \pm CS$$

$$0.9CM \pm CS$$

2.2.4.3 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA

Burgos y Del Pozo (2007), mencionan los factores a usar en el diseño por capacidad.

El factor de reducción por flexión para las vigas, las cuales se diseñan por resistencia, es el normalmente usado, $\phi = 0.9$. Sin embargo, cuando el momento se basa en las máximas sollicitaciones posibles inducidas cuando las rótulas plásticas desarrollan su sobrerresistencia flexional, como es el caso de las columnas (excepto en la base y/o en el nivel del techo), el factor de reducción por flexión es igual a: $\phi = 1; M_u = M_i$

Para la resistencia al corte valen los mismos argumentos antes mencionados. Es decir; tanto para las vigas como para las columnas, la resistencia al corte se basa en la sobrerresistencia flexional de las rótulas plásticas de las vigas. Por lo tanto, se adopta un valor de $\phi = 1$; es decir, $V_u = V_i$.

2.2.4.4 REDISTRIBUCIÓN DE MOMENTOS

Está permitido hacer una redistribución de los momentos flectores elásticos debido a las cargas de gravedad y sismo, con la finalidad de proporcionar ductilidad en los extremos de las vigas. Se tomará en cuenta lo que establece la norma del ACI en el artículo 8.4 referido a la redistribución de momentos de vigas continuas:

- El factor de redistribución permitida está en función de la deformación de tracción, ε_t , y es igual a $FR = 1000\varepsilon_t \%$
- La máxima redistribución es de 20%, según el ACI.

Del mismo modo, Burgos y Del Pozo (2007), mencionan que el ACI 318S-11 establece que la redistribución de momentos puede tomar lugar cuando ε_t es igual o mayor a 0.0075. Con el FR se redistribuyen los momentos para cada combinación de carga.

Finalmente, se debe indicar que la redistribución de momentos se puede aplicar también para elementos de flexión presforzados, y no se puede aplicar para elementos que hayan sido analizados por métodos aproximados como el Método de Diseño Directo.

2.2.4.5 FACTOR DE SOBRRRESISTENCIA DE LOS MATERIALES:

El factor de sobrerresistencia, λ_o , considera los posibles factores que pueden incrementar la resistencia nominal.

Valores de λ_o para el acero

La sobrerresistencia del acero es:

$$\lambda_o = \lambda_1 + \lambda_2 \quad (2.1)$$

Donde:

λ_1 , Es la relación entre la resistencia real a la fluencia y la resistencia de fluencia especificada.

λ_2 , Es la razón entre la resistencia real de tracción y la resistencia real fluencia.

El factor de sobrerresistencia del acero se puede considerar igual a $\lambda_o = 1.40$

Valores de λ_o para el concreto

La sobrerresistencia del concreto es:

$$\lambda_{0c} = 2.35 \left(\frac{P_t}{f'_c \cdot A_g} - 0.1 \right)^2 \quad (2.2)$$

2.2.5 PROCEDIMIENTO DEL DISEÑO POR CAPACIDAD

La metodología original del diseño por capacidad fue presentado en el libro "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings" (Paulay, T. & Priestley, M. ,1992) y fue adaptado con los requerimientos mínimos de la norma de Concreto Armado E-060 y ACI en la tesis de maestría "Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporricadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño" (Maribel Burgos ,2007).

Además, el proceso de redistribución de momentos en vigas también ha sido adaptado a los requerimientos de la norma ACI 318S-11.

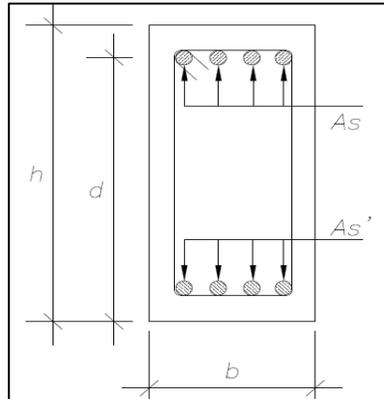
A continuación se describirá el procedimiento del diseño por capacidad adaptado a nuestras normas:

2.2.5.1 DISEÑO DE VIGAS

2.2.5.1.1 DISEÑO POR FLEXIÓN DE LAS VIGAS:

Se diseña por resistencia a la flexión las potenciales rótulas plásticas, o también llamadas secciones críticas, de las vigas y se sitúan en las caras de las columnas.

Fig. 2.3 Distribución del refuerzo por flexión en vigas



Fuente: Elaboración propia

El refuerzo a la tracción necesaria para la cara superior e inferior de la viga convencionalmente reforzada se determina usando el proceso iterativo para el cálculo del acero en tracción.

A continuación se presentan las siguientes expresiones:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad (2.3)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (2.4)$$

El acero positivo debe ser igual a: $A's \geq 0.5 A_s$

Se debe tener en cuenta el acero mínimo y máximo.

Acero mínimo:

Con la cantidad mínima de acero en tracción se asegura que la resistencia a la flexión sea al menos 50% mayor que el momento de agrietamiento probable:

$$A_{s_{mín}} = \frac{0.80\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \quad cm^2 \quad (2.5)$$

$$A_{s_{mín}} = \frac{14}{f_y} b_w d \quad cm^2 \quad (2.6)$$

Acero máximo:

La norma ACI y la actual norma peruana E-060 fijan la cantidad máxima de acero en tracción que se puede colocar en una sección para asegurar una falla dúctil.

$$\rho_{máx} = 0.50\rho_b \quad A_{s_{máx}} = 0.50A_{s_b} \quad cm^2 \quad (2.7)$$

$$A_{s_b} = \frac{0.85 \beta_1 f'c}{f_y} \frac{6000}{6000 + f_y} b_w d \quad cm^2 \quad (2.8)$$

2.2.5.1.2 ZONA DE RÓTULAS PLÁSTICAS POSIBLES:

Es importante identificar claramente la ubicación de las rótulas plásticas en las vigas para el buen detallado del refuerzo en las regiones inelásticas de la viga.

Las rótulas plásticas en vigas de pórticos dúctiles por lo general se desarrollan en los lados cercanos a la cara de las columnas.

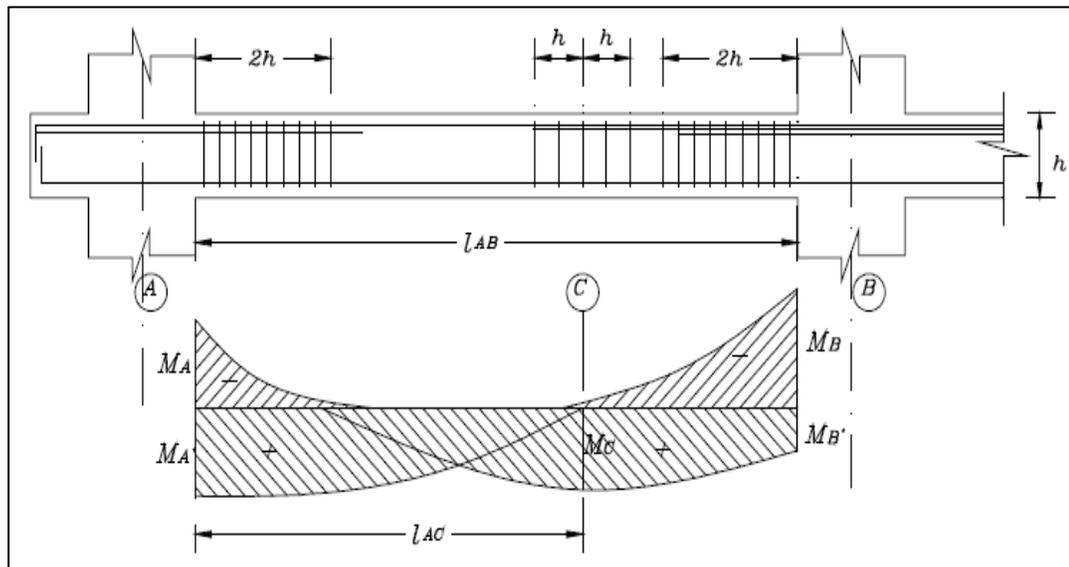
Burgos (2007), menciona que la longitud de una rótula plástica en una viga, sobre la que se requiere un detalle especial de refuerzo transversal, es el doble del peralte $2h$ de la viga y menciona tres casos.

1. Cuando la sección crítica de la rótula plástica está en la cara de la columna de apoyo o muro, esta longitud es medida desde la sección crítica hacia la luz, como se observa en la figura 2.4.

2. Cuando la sección crítica de la rótula plástica no está en la cara de una columna y está localizada a una distancia no menor que el peralte de la viga h o 500mm lejos de la cara de columna o muro, la longitud se asume empezar entre la cara de la columna o muro y la sección crítica, en menos de $0.5h$ o 250mm de la sección crítica, y extender al menos $1.5h$ por delante de las sección crítica hacia el centro de luz, como se observa en la figura 2.5.

3. En rótulas plásticas positivas donde la fuerza de corte es cero en la sección crítica, tal como en C en la figura 2.4, la longitud se extiende por h en ambas direcciones de la sección crítica.

Fig. 2.4 Localización de potenciales rótulas plásticas donde se requiere especial detalle.

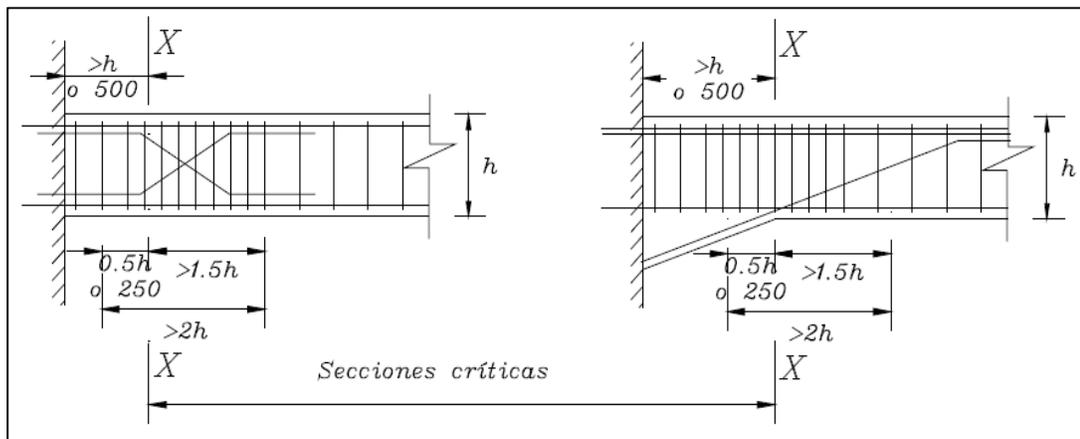


Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporricadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

Burgos (2007), menciona que hay dos métodos para alejar rótulas plásticas de la cara de las columnas y que se aprecian en la figura 2.5:

1. En la figura 2.5(a) refuerzo extra de flexión se coloca en una distancia no menos que h o 500 mm desde la cara de la columna y anclada por ganchos de 90° dentro de la viga o por ganchos sobre algunas varillas superiores e inferiores en un ángulo de 45° o menos dentro de la cara opuesta de la viga, tal como asegurar que la sección crítica ocurra en la sección X-X. La cantidad de refuerzo extra se escoge para asegurar que la fluencia no ocurra en la cara de la columna, a pesar de los grandes momentos que se encuentran allí.
2. En vigas de grandes luces, el uso de cartelas puede ser ventajoso, como visto en la figura 2.5 (b). En este caso se requiere que la rótula plástica esté ubicada en el extremo de menor peralte de la cartela para desarrollar momentos negativos. De esta forma, la longitud sobre el cual el refuerzo superior fluirá se puede incrementar considerablemente. Para una rotación de rótula plástica dada, las demandas de curvatura se reducen considerablemente; y por tanto, los daños locales también se reducen.

Fig. 2.5 Detalles de rótulas plásticas localizadas lejos de las caras de las columnas.



Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporricadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

2.2.5.1.3 SOBRRRESISTENCIA POR FLEXIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS:

Con el momento nominal de la viga se calcula la sobrerresistencia a la flexión de la potencial rótula plástica, M_o en el eje de la columna:

$$M_o = \lambda_o A_s f_y (d - a/2) \quad (2.9)$$

Solo se toma en cuenta la sobrerresistencia debido a las propiedades del acero y se considera $\lambda_o = 1.40$ para $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

2.2.5.1.4 FACTOR DE SOBRRRESISTENCIA DE LA VIGA

El factor de sobrerresistencia por flexión, ϕ_o , para una viga se determina en la línea central de cada columna para cada sentido del sismo:

$$\phi_o = \frac{M_o}{M_E} \quad (2.10)$$

Se calcula como la relación entre el momento sobrerresistente por flexión en el eje, M_o y el momento resultante de las fuerzas de diseño para sismo en el nudo, M_E .

El valor de ϕ_o , en el centro de una columna interior, es obtenida de la razón de la suma de sobrerresistencias requeridas a flexión derivadas sólo de las fuerzas de sismo:

$$\phi_o = \frac{\sum M_o}{\sum M_E} \quad (2.11)$$

2.2.5.1.5 FACTOR DE SOBRRRESISTENCIA DEL SISTEMA

Burgos (2007), menciona que para distinguir y cuantificar la sobrerresistencia de la estructura como un todo, se definió anteriormente este factor como la siguiente relación:

$$\psi_0 = \frac{\sum_1^n M_{0,j}}{\sum_1^n M_{E,j}} = \frac{\sum_1^n (\phi_0 M_E)_j}{\sum_1^n M_{E,j}} \quad (2.12)$$

Donde:

$M_{0,j}$: Es la sobrerresistencia a flexión de una viga calculada en centro de la columna en el nudo j.

$M_{E,j}$: Es el momento de flexión derivado de la aplicación de las fuerzas de sismo de diseño para la misma viga en el mismo nudo j.

N: Es el número total de los nudos de la viga en ese nivel. Observe que hay dos nudos por cada luz de viga.

2.2.5.1.6 RESISTENCIA AL CORTE DE VIGAS

a) Fuerza cortante de diseño de la viga:

Se determina las cortantes de diseño desde las consideraciones de la carga de gravedad y desarrollo simultáneo de dos rótulas plásticas en la viga debido a las cargas laterales:

Se necesita considerar las fuerzas de corte desarrolladas con la sobrerresistencia de flexión de la viga en ambas rótulas plásticas.

Con respecto a la viga mostrada en la figura 2.4, el máximo cortante actuante en el lado derecho de la cara de la columna es:

$$V_B = V_{gB} + \frac{M_{0B} + M'_{0A}}{l_{AB}} = V_{gB} + V_{E0} \quad (2.13a)$$

Donde:

M_{0B}, M'_{0A} : Son los momentos de los extremos en el desarrollo de sobrerresistencias de flexión en las rótulas plásticas.

l_{AB} : Es la distancia entre las caras de las columnas.

V_{gB} : Es la fuerza de corte en B debido a la carga de gravedad sobre la viga (como para una viga simplemente apoyada).

V_{E0} : Es la fuerza cortante inducida por el sismo durante la respuesta dúctil del pórtico y la flecha indica la dirección de la fuerza horizontal relevante. Esto es constante sobre la luz.

Similarmente, en el otro extremo de la viga de la figura 2.4:

$$V_A = V_{gA} + \frac{M_{0A} + M'_{0B}}{l_{AB}} = V_{gA} + V_{E0} \quad (2.13b)$$

M_{0A}, M'_{0B} : son los momentos en los extremos A y B, evaluando la sobrerresistencia por flexión en las rótulas plásticas obtenidos en el otro sentido del sismo. La cortante en la rótula plástica positiva en la luz será cero.

V_u es derivada del desarrollo de la sobrerresistencia por flexión, el factor de reducción de resistencia es $\phi = 1$. Por lo tanto, $V_A = V_u = \phi V_i$ sería igual a $V_u = V_i$.

Para calcular el espaciamiento del refuerzo transversal por corte, no se toma en cuenta el aporte del concreto, $V_c = 0$. Es decir, $V_i = V_c + V_s$, sería igual a $V_i = V_s$:

$$V_i = \frac{A_{te} * d * f_{yt}}{s} \quad (2.14)$$

Donde:

- V_i : Resistencia nominal al corte
 f_{yt} : Es la resistencia a la fluencia del estribo
 A_{te} : Área del estribo
 S : Espaciamiento horizontal

Según la norma peruana E-060 y la norma del ACI, la resistencia a la fuerza cortante del acero V_s no debe ser mayor a:

$$V_s = 2.11 \sqrt{f'c} * b_w * d \quad (2.15)$$

b) Condiciones para la resistencia al corte:

Los tratamientos son distintos para las zonas de rótulas plásticas y para las regiones entre las rótulas plásticas:

1. En las zonas de rótulas plásticas no se considera el aporte del concreto para la resistencia al corte; solo el refuerzo de corte debe ser el necesario para resistir toda la cortante de diseño.
2. En las zonas de la viga fuera de las zonas de rótulas plásticas, no se espera que el refuerzo de tracción por flexión fluya bajo cualquier condición de carga. Así que se considera el aporte del concreto V_c .

c) Requerimientos para el detalle del refuerzo transversal:

Es necesario prevenir al refuerzo de compresión de un pandeo prematuro para asegurar la respuesta estable histerética de las potenciales rótulas

plásticas. Por lo tanto se supone que el recubrimiento del concreto en estas zonas se cae cuando se le impone demandas de ductilidad severa.

Entonces los refuerzos de compresión deben de contar con el apoyo lateral de los estribos transversales solamente.

A continuación, Burgos (2007) menciona las siguientes recomendaciones semi-empíricas que aseguran un desempeño satisfactorio:

1. Los estribos deben estar colocados de tal forma que cada refuerzo longitudinal o paquete de refuerzos en las caras superiores o inferiores de la viga sea restringido contra el pandeo por estribos de 90°, excepto los refuerzos que se encuentren entre dos o más refuerzos restringidos y distanciados en no más que 200mm de sus centros. En la figura 2.6 (a) se ve que las varillas 1 y 2 están bien restringidos contra movimientos laterales. La barra 3 no necesita estar estribada porque la distancia entre las varillas adyacentes es menos que 200mm y se asume que la barra 3 cuenta con el apoyo provisto por la corta longitud horizontal del estribo, el cual se extiende y se dobla alrededor de las varillas 2. De esta forma se considera que las dos ramas verticales del estribo alrededor de las varillas 2 soportan las tres varillas contra el pandeo.

2. El diámetro de los estribos no debe ser menor que 6mm, y el área de la rama de un estribo en la dirección del posible pandeo de las varillas longitudinales no debe ser menor que:

$$\frac{A_{te}}{s} = \frac{\sum A_b f_y}{1600 f_{yt}} \quad (mm^2/m) \quad (2.16)$$

Donde:

$\sum A_b$: Suma de las áreas de las varillas longitudinales dependientes sobre el estribo, incluyendo el área tributaria de cualquiera de las

varillas exoneradas de ser estribadas de acuerdo a lo descrito anteriormente. Las varillas longitudinales centradas más que 75mm de la cara interna de los estribos no necesitan ser consideradas para determinar el valor de $\sum A_b$.

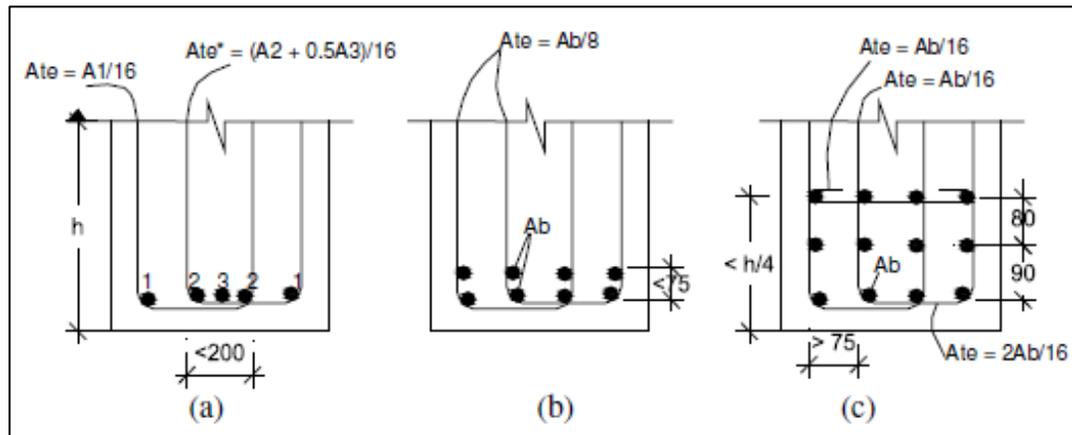
f_{yt} : Resistencia a la fluencia del estribo.

A_{te} : Área del estribo

s : Espaciamiento horizontal

La ecuación 2.16 se basa sobre la consideración que la capacidad de un estribo en tracción no debe ser menor que 1/16 de la fuerza en fluencia de la barra (con área A_b) o grupo de varillas (con $\sum A_b$) a ser restringidas, cuando está espaciado cada 100mm.

Fig. 2.6 Arreglo de estribos en potenciales rótulas plásticas



Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporricadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

Por ejemplo, el área del estribo restringiendo la barra 1 de la esquina contra movimientos verticales u horizontales, y espaciados a 100mm, es $A_{te} = A_b/16$, asumiendo que la resistencia de fluencia de todas las varillas es la misma. Sin embargo, el área de los estribos internos alrededor de la barra 2 debe ser $A_{te}^* = (A_2 + 0.5A_3)/16$ porque ellos también deben dar soporte a

la barra 3 posicionada centralmente. Calculando el valor de $\sum A_b$, el área tributaria de varillas no restringidas estaría basada en su posición relativa para las dos ramas adyacentes del estribo.

La figura 2.6 (b) muestra una viga con ocho varillas inferiores del mismo tamaño, A_b . Otra vez suponiendo que $f_y = f_{yt}$, el área de estribos idénticos será $A_{te} = 2A_b/16$ porque la segunda capa de varillas es centrada en menos que 75mm del interior de las ramas horizontales de estribos. Las ramas verticales de los estribos en la figura 2.6 (c) necesita solamente apoyar el nivel inferior de las varillas de la viga. La segunda capa, estando a más que 75mm de las ramas horizontales, se supone que está restringida suficientemente por el concreto del entorno y por tanto no requiere soporte lateral.

3. Si una capa de varillas longitudinales está centrada más que 100mm de la cara interna de la rama horizontal de un estribo, también deben estar estribadas lateralmente porque pueden pandear horizontalmente hacia fuera, a menos que esta capa esté situada más allá de $h/4$ del extremo de compresión de la sección, en donde esta capa no se considera estar sometida a deformaciones de compresión suficientemente grandes para justificar confinamientos laterales. Esta situación se ilustra en la figura 2.6 (c), la cual muestra una rama horizontal simple en la tercera capa porque estas varillas están ubicadas más allá de los 100mm de la rama horizontal del estribo periférico en el inferior de la sección de la viga. Las cuatro varillas más internas no necesitan ser consideradas para determinar el valor de $\sum A_b$, pues están situadas más allá de 75mm de cualquier estribo. Las varillas más externas en la segunda capa en las figuras 2.6 (b) y (c) son consideradas satisfactoriamente restringidas contra el pandeo horizontal mientras estén situadas no más allá de 100mm del brazo inferior horizontal. Estas reglas no se aplican para columnas.

4. En las regiones de posibles rótulas plásticas, definidas en la sección 2.2.5.2 (condiciones 1 y 2) y de acuerdo a lo establecido por la norma peruana de concreto E-060 y la norma del ACI, el espaciamiento de los estribos centro a centro no debe exceder de: $d/4$, ocho veces el diámetro de la varilla longitudinal de menor diámetro $8d_b$ para ser confinada en las capas más externas, veinticuatro veces el diámetro del estribo $24d_{be}$ y/o 30cm. El primer estribo en una viga debe estar tan cerca como sea practicable a las varillas de las columnas y no debe estar más de 5cm de la cara de la columna.

5. En las regiones potenciales de rótulas plásticas "positiva", definida en la sección 2.2.5.2 (condición 3), siempre que la varilla a ser confinada no puede estar sometida a esfuerzos de compresión excediendo $0.6f_y$, el espaciamiento centro a centro de los estribos no debe exceder el menor de: $d/3$, doce veces el diámetro de la varilla longitudinal a compresión de menor diámetro $12d_b$ a ser confinada, ni 200mm. Esto se ha tomado de la norma de concreto de Nueva Zelanda, en vista que la norma peruana o el ACI no especifican nada para este caso. Para este tipo de rótulas plásticas, la longitud de rótula plástica es medida de la sección crítica a ambos lados por h .

Las limitaciones sobre el máximo espaciamiento de los estribos son para asegurar que la longitud efectiva de pandeo de las varillas en compresión inelástica no sea excesiva, y que el concreto dentro de los estribos tiene confinamiento razonable. Las limitaciones son más severas cuando la fluencia de las varillas longitudinales puede ocurrir en tracción y en compresión. Debido al efecto de Bauschinger y al módulo de elasticidad del acero tangente reducido, una longitud efectiva mucho más pequeña se debe considerar para tales varillas en compresión flexional que para esas sometidas solamente a compresión.

Puesto que la tracción en las ramas verticales de los estribos actúa simultáneamente para restringir el pandeo de las varillas longitudinales y para

transferir las fuerzas de corte a través de las grietas diagonales, las áreas de acero calculadas para satisfacer el requerimiento para restringir el pandeo (ecuación 2.16) y para su resistencia al corte, de acuerdo con la ecuación 2.14, no necesitan ser adicionales. Estribo y espaciamiento será gobernado por el más severo de los dos requerimientos.

6. En las zonas fuera de las potenciales rótulas plásticas están exoneradas de los requerimientos antes mencionados. En estas zonas, las recomendaciones tradicionales de las normas son que los estribos no deben estar espaciados más de $d/2$. Se enfatiza que estas recomendaciones, las cuales han sido verificadas por resultados de numerosos experimentos, son aplicables solamente a vigas.

2.2.5.2 DISEÑO DE COLUMNAS

El mecanismo de colapso para pórticos dúctiles de varios pisos durante sismos severos, se jerarquiza necesitando que las rótulas plásticas aparezcan en vigas y no en las columnas para evitar un indeseado mecanismo de colapso.

Si bien los análisis no lineales proveen la información más confiable, no son los adecuados para un diseño pues estos son análisis más que técnicas de diseño y es más usado para verificar la factibilidad del diseño.

Pórticos diseñados, usando una técnica simple determinística, han sido subsecuentemente sometido a estudios inelásticos tiempo-historia por investigadores, los cuales resultaron en menores modificaciones de la técnica. Para la presente tesis también se realizará el análisis sísmico no lineal llamado "análisis estático no lineal - Pushover" para verificar los mecanismos de colapso de la estructura diseñado por capacidad.

2.2.5.2.1 APROXIMACIÓN DETERMINÍSTICA DEL DISEÑO POR CAPACIDAD:

A continuación, Burgos (2007) explica este procedimiento:

Este procedimiento consiste en magnificar los momentos de flexión, fuerzas de corte y fuerzas axiales de las columnas, resultantes del análisis elástico (estático o dinámico) representando el nivel de sismo de diseño, con el fin de reconocer los efectos esperados durante la respuesta dinámica y asegurar el desarrollo del mecanismo de rótulas plásticas escogido. Esto aseguraría que ninguna deformación inelástica de cualquier significancia ocurriría, excepto en regiones designadas de rótulas plásticas por acciones de flexión, incluso bajo excitaciones extremas de sismo con un amplio rango de características espectrales. El procedimiento es conservador y simple, estudios indican que los costos de los materiales no se incrementan comparados con estructuras diseñadas con métodos menos conservadores.

Este procedimiento es aplicable a pórticos regulares excepto a esos con vigas excesivamente flexibles, donde acciones de voladizo puede gobernar el patrón de momentos en columnas en los pisos inferiores o en pórticos inferiores donde el mecanismo en la columna se considera aceptable.

Cuando las cargas de gravedad más que las fuerzas laterales gobiernan la resistencia de vigas, la filosofía del diseño por capacidad requiere diseñar las columnas para momentos mucho más grandes que los resultantes de las fuerzas de sismo especificadas por las normas. En tales casos, la aceptación de rótulas en las columnas antes que el desarrollo total del mecanismo en la viga es más apropiada, para una fuerza lateral en exceso de la estipulada por las normas.

2.2.5.2.2 MAGNIFICACIÓN DE MOMENTOS DE COLUMNAS DEBIDO A LA SOBRERRESISTENCIA POR FLEXIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS EN VIGAS:

a) Columnas encima del nivel 2:

$$M_c = \phi_o M_E \quad (2.17)$$

Donde:

M_E : Es el momento derivado para la columna por la fuerza sísmica especificada por la norma, medido en la línea central de la viga.

ϕ_o : Es el factor de sobrerresistencia de la viga.

Se requiere eliminar la posibilidad de formación de rótulas plásticas simultáneamente en el extremo superior e inferior de las columnas en un piso encima del segundo nivel y esto se logra cuando la resistencia por flexión ideal o nominal de la sección crítica de la columna, en el nivel del extremo superior de una viga en el nivel n de un pórtico de varios pisos, es igual o mayor a:

$$M_{i,n} \geq \left(1 - \frac{M_{c,n} + M_{c,n+1}}{2M_{c,n}} \frac{h_b}{l_c} \right) \frac{M_{c,n}}{\phi_c} \quad (2.18)$$

Donde:

$M_{c,n} = \phi_{o,n} M_{E,n}$ (ec. 2.17).

n : Nivel del piso.

h_b : Promedio del peralte de las vigas enmarcando la columna en niveles n y $n+1$.

l_c : Altura del piso encima del nivel n.

ϕ_c : Factor de reducción de la resistencia de la columna.

Una ecuación similar se aplica para la sección crítica de la columna en el extremo sobre la viga en el nivel n pero incluye momentos en niveles n y n-1

Esta aproximación resulta en una relación de resistencias a la flexión requerida columna a viga en un nudo de:

$$\frac{\sum M_c}{\sum M_E} = \frac{\phi_c \sum M_{i,c}}{\phi_b \sum M_{i,b}} = \phi_o \quad (2.19)$$

Por consiguiente la relación de resistencias nominales es:

$$\frac{\sum M_{i,c}}{\sum M_{i,b}} = \phi_o \frac{\phi_b}{\phi_c} \quad (2.20)$$

Donde:

$M_{i,c}$ y $M_{i,b}$: Son las resistencias nominales de flexión de las columnas y vigas en un nudo, respectivamente.

ϕ_b y ϕ_c : Son los factores de reducción de resistencia.

Según Burgos (2007), comenta que con valores típicos de $\phi_o = 1.25$, $\phi_b = 0.9$, $\phi_c = 0.75$, la razón de las resistencias ideales es igual a 1.50, por lo cual, la razón de resistencias confiables o requeridas de las columnas con respecto a las vigas en un nudo no es menor que 6/5. Esto es suficiente para asegurar que no se desarrollará un "piso blando".

b) Columnas del primer nivel:

En la base del primer piso o nivel de cimentación, se espera la formación de rótulas plásticas, como parte del mecanismo de colapso escogido. Debido a que el momento definido en este nivel no depende de la sobrerresistencia de

los miembros adyacentes, como vigas de cimentación, no se aplica la sobrerresistencia a flexión de la viga, ϕ_o .

Para evitar que aparezca una rótula plástica en el extremo superior de una columna en el primer piso, el momento de diseño, en ese nivel, es el derivado con el uso de ϕ_o , como lo descrito en las columnas del segundo nivel.

c) Columnas en el piso superior:

Burgos (2007), menciona el comportamiento que debe tener las columnas en el piso superior:

En el nivel del techo, las cargas de gravedad generalmente gobiernan el diseño de las vigas. Por otra parte, en este nivel se aceptan rótulas plásticas porque las demandas de ductilidad de las columnas, las cuales se originan del mecanismo de colapso de una columna en el piso superior, no son excesivas. Asimismo, fuerzas axiales de compresión en estas columnas son generalmente pequeñas, y por consiguiente, la ductilidad rotacional en rótulas plásticas se puede conseguir ampliamente con cantidades de refuerzo transversal similar a esas usadas en rótulas plásticas de vigas. Así, en el nivel del techo, procedimientos de diseño por la resistencia para la flexión son apropiados. El diseñador puede escoger la formación de rótulas plásticas en las vigas o en las columnas.

La formación de rótulas plásticas en el extremo inferior de las columnas de piso superior es también aceptable. Sin embargo, en este caso el refuerzo transversal en la región del extremo inferior debe también estar provisto para asegurar adecuada ductilidad rotacional, y los empalmes traslapados de las varillas de las columnas deben estar localizados en la mitad del piso.

d) Columnas dominadas por la acción de voladizo:

Burgos (2007), menciona el comportamiento que tienen las columnas dominadas por la acción de voladizo:

Cuando una columna se considera más rígida que las vigas que la enmarcan, la acción de voladizo puede dominar su comportamiento en los pisos inferiores. En tales casos, el momento de la columna encima de un piso, derivado del análisis elástico, puede ser mayor que el total del momento de las vigas. Debido a que los momentos de las vigas no son dominantes con las demandas de momento en tales columnas, el factor de sobrerresistencia de la viga ϕ_o no es relevante.

Un patrón típico de momento para tal columna es mostrado en la figura 2.7. Por tanto, en todos los pisos debajo del punto de inflexión indicado por el análisis elástico para la fuerza lateral especificada por la norma, la magnificación del momento debido al aumento de resistencia de vigas se debe modificar. El factor de sobrerresistencia en la base de las columnas ϕ_o^* se necesita evaluar. Se tiene la siguiente ecuación:

$$\phi_o^* = \frac{M_o^*}{M_E^*} = \frac{\lambda_o}{\phi_c} \quad (2.21)$$

Donde:

M_E^* : Es el momento derivado de las fuerzas de sismo de diseño en la base de la columna.

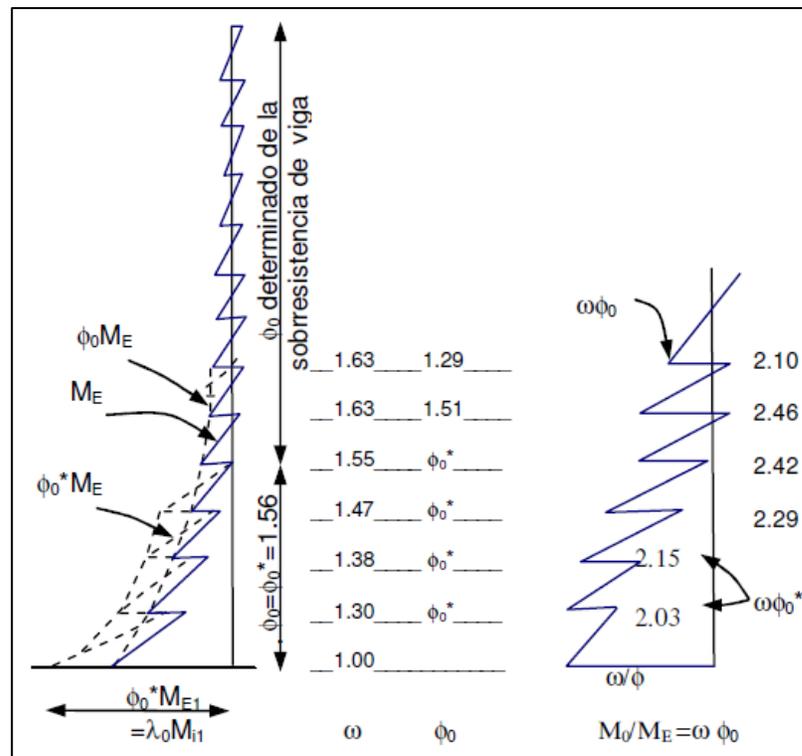
M_o^* : Es la sobrerresistencia de flexión de la base de la columna como diseñada, tomando en cuenta el efecto de la carga axial asociada con la dirección del ataque del sismo.

Se debe recordar que la base de la columna es diseñada con procedimientos estándar de diseño por resistencia.

En la evaluación de la sobrerresistencia de esta sección crítica, el valor de λ_0 también incluye el incremento de la resistencia debido al confinamiento del concreto.

Por consiguiente, para el propósito del diseño por capacidad, todos los momentos de las columnas encima del nivel 1, en la altura donde la acción de voladizo domina, se deben incrementar por el factor de sobrerresistencia ϕ_0^* . Esto se muestra por la curva envolvente discontinua del momento en la figura 2.7.

Fig. 2.7 Magnificación de momentos en los pisos inferiores de una columna dominada por la acción de voladizo



Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporticadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

2.2.5.2.3 FACTORES DE AMPLIFICACIÓN DINÁMICA DE LAS COLUMNAS,

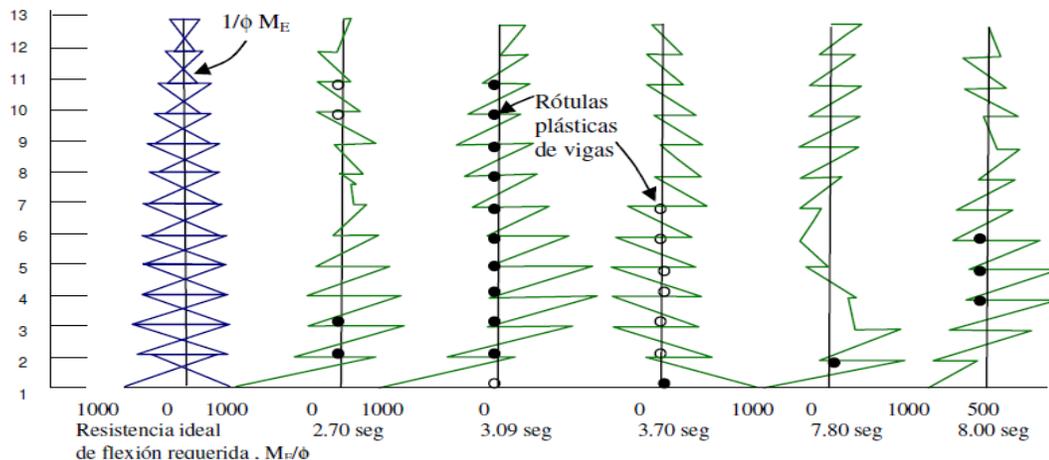
ω

Los momentos de las columnas durante la respuesta inelástica dinámica de una edificación aporticada para un sismo severo son diferentes que los producidos por un análisis sísmico lineal.

Se da un alto grado de protección a las columnas contra la fluencia prematura, por ello se debe hacer un incremento adicional a los momentos de las columnas.

En la figura 2.8 se muestra el diagrama de momentos de flexión para una columna de una edificación aporticada de 12 pisos. Se observa que el diagrama obtenido por el análisis lineal, del lado izquierdo, difiere con los diagramas, del análisis no lineal, situados a la derecha. Por ello es necesario amplificar los momentos en la columna al usar el análisis sísmico lineal para evitar la formación de rótulas plásticas indeseables.

Fig. 2.8. Comparación de momentos de columna resultantes de las fuerzas estáticas y dinámicas



Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporticadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

La mayor amplificación del momento en las columnas sucede al realizar el análisis sísmico por el método estático lineal, ya que éste solo toma en cuenta el primer modo de vibración. Efectos de los modos más altos cambian los diagramas de momentos, especialmente en los pisos superiores con grandes periodos fundamentales de vibración, es por esto que el factor de amplificación dinámica aproximaría a los diagramas de momentos obtenidos por análisis sísmicos no lineales. A pesar de eso, en la publicación "Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited, The Ninth Mallet Milne Lecture" (Nigel Priestley, 2003) se concluye que incluso el análisis dinámico lineal puede subestimar los efectos de los modos más altos en estructuras que responden inelásticamente a una excitación sísmica; por lo tanto, es importante amplificar los momentos de las columnas al usar análisis sísmicos lineales. También se comenta, en ésta publicación, acerca de un estudio usando análisis dinámico lineal en muros en voladizo, concluyendo que se debe incrementar el factor de amplificación dinámica y ser dependientes de la intensidad del sismo; y para edificaciones aporticadas, se indica que lo más apropiado sería modificar el factor de amplificación dinámica de acuerdo al nivel de ductilidad.

En la presente tesis se utilizan los factores señalados en la publicación "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings" (Paulay, T. & Priestley, M. ,1992).

Para asegurar que las rótulas plásticas de la columna no se formen encima del primer nivel, los momentos del análisis lineal M_E , deben ser amplificados como se muestra en la siguiente expresión:

$$M_u = \omega \phi_0 M_E \quad (2.22)$$

Donde:

ϕ_0 : Representa los efectos de sobrerresistencia de flexión de rótulas plásticas de las vigas.

ω : Considera la amplificación dinámica de los momentos de la columna.

Burgos (2007), comenta lo siguiente:

En la evaluación de los valores sugeridos para el factor de amplificación dinámica de momentos, ω , tres puntos, en particular, son considerados:

1. Con la excepción del piso más alto, se debe evitar la formación de un mecanismo de columna en un piso, involucrando el desarrollo de rótulas simultáneamente arriba y abajo de las columnas de un piso.
2. Con la excepción de la base de las columnas del primer piso o en el nivel de cimentación, se debe evitar la formación de rótulas plásticas en las columnas. Si esto se logra, se pueden hacer considerable disminución de los requerimientos del detallado para los extremos de la columna, con respecto al confinamiento, resistencia al corte, y empalme de las varillas, en otros niveles.
3. Bajo extremas circunstancias, la sobrecarga y por consiguiente la fluencia de la sección de la columna durante la respuesta inelástica dinámica se puede tolerar. La fluencia de la columna y el desarrollo de la rótula no son sinónimos en el contexto de diseño sísmico. El desarrollo de la rótula plástica involucra demandas de ductilidad de alguna significancia y usualmente necesita el desarrollo de la rótula plástica en un extremo de todas las columnas de un piso. Con tal de que algunas de las columnas de un piso permanezcan elásticas, todas las otras columnas deben estar protegidas contra demandas de ductilidad de cualquier significancia, salvo que rótulas plásticas de vigas adyacentes no se desarrollen.

a) Para pórticos en una dirección y para los niveles encima de 0.3H:

Cuando las fuerzas de sismo en la dirección transversal al plano del pórtico serán resistidas predominantemente por muros estructurales, las columnas serán consideradas como parte de un pórtico de una dirección.

$$\omega = 0.6T_1 + 0.85 \quad (2.23a)$$

Condición: $1.3 < \omega < 1.8 \quad (2.23b)$

Donde:

T_1 : Es el periodo fundamental de la estructura aporticada.

b) Para pórticos en dos direcciones y para los niveles encima de 0.3H

Para pórticos espaciales, es necesario considerar los efectos simultáneos de la acción sísmica actuando en las dos direcciones principales de la estructura.

$$\omega = 0.5T_1 + 1.1 \quad (2.24a)$$

Condición: $1.5 < \omega < 1.9 \quad (2.24b)$

El valor mínimo de $\omega = 1.5$ para pórticos en dos direcciones es debido a la consideración de que la sección de una columna debe ser capaz de sostener entradas simultáneas del momento de vigas en sobrerresistencia desde las dos direcciones.

Burgos (2007), comenta que los análisis muestran que una columna de sección cuadrada, sometida a un momento a lo largo de su diagonal, es

solamente cerca del 90% tan eficiente como para la acción del momento a lo largo de las direcciones principales. Para permitir esto, el valor mínimo aproximado de ω , para sólo permitir la acción sísmica concurrente es:

$$\omega = \sqrt{2}/0.9 \approx 1.5 . \quad (2.25)$$

- c) Resistencia de flexión requerida en la base de la columna y en el piso superior

La formación de rótula plástica en la base de las columnas es aceptada. Para asegurar que la resistencia a la flexión es la adecuada para resistir en cualquier ángulo un ataque de la fuerza sísmica de la norma, la demanda del momento unidireccional debe ser incrementada por aproximadamente 10%. Consideraciones similares se aplican al piso superior.

ω en la base de la columna y en el nivel del techo debe ser igual a:

Para columnas de pórticos en una dirección: $\omega = 1.0$

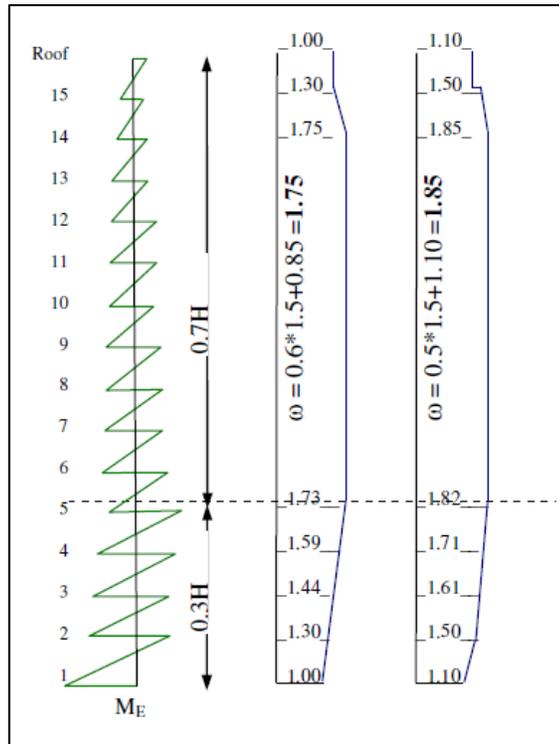
Para columnas de pórticos en dos direcciones: $\omega = 1.1$

- d) Efectos de los modos más altos de respuesta dinámica

Teniendo en cuenta que los efectos de los modos más altos son más significantes en los pisos superiores que en los primeros, las ecuaciones mostradas para el factor de amplificación dinámica se aplican para niveles en y encima de 0.3 veces la altura del aporticado. El segundo nivel, ω no se debe tomar menos que el mínimo establecido para pórticos en una o dos direcciones, sea el caso. En el piso inmediatamente inferior del techo, el valor de ω se toma 1.3 para pórticos en una dirección y 1.5 en dos direcciones.

Se muestra en la figura 2.9, una columna de una edificación de 15 pisos de una y dos direcciones, cada uno con un periodo fundamental asumido de 1.5s y un diagrama de momentos obtenido del análisis estático lineal.

Fig. 2.9 Evaluación del factor de amplificación dinámica



Fuente: Burgos, M. (2007).Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporcadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

e) Columnas con acción dominante de voladizo

Burgos (2007), explica los factores de amplificación para las columnas con acción dominante de voladizo:

Las columnas con acción dominante de voladizo requieren especial consideración. En tales columnas el valor de ω se puede tomar como el mínimo en el primer piso (es decir 1.3 o 1.5 como sea aplicable) y luego linealmente se incrementa con la altura hasta el valor obtenido en la ecuación

2.23a o 2.24a, en el nivel inmediatamente encima del primer punto de inflexión indicado por el análisis. Cuando el primer punto de inflexión aparece encima de un piso que está más allá de 0.3 veces la altura encima del nivel de la base de la columna, esta forma es menos severa que la mostrada para los pisos más bajos en la figura 2.9. Esto se hace para asegurar que rótulas plásticas de columnas dominadas por la acción de voladizo ocurran en la base y no en uno de los pisos bajos.

2.2.5.2.4 FUERZAS AXIALES DE DISEÑO DE COLUMNAS

Las fuerzas axiales de diseño en las columnas en cada piso son:

$$P_u = P_G^{(C1)} + P_{E0} \quad (2.26a)$$

$$P_u = P_G^{(C2)} + P_{E0} \quad (2.26b)$$

Donde:

P_g : Es la fuerza axial debido a las cargas de gravedad y se obtiene considerando las combinaciones de carga que toman en cuenta el sismo.

$$P_G^{(C1)} = 1.25CM + 1.25CV \quad (2.27a)$$

$$P_G^{(C2)} = 0.9CM \quad (2.27b)$$

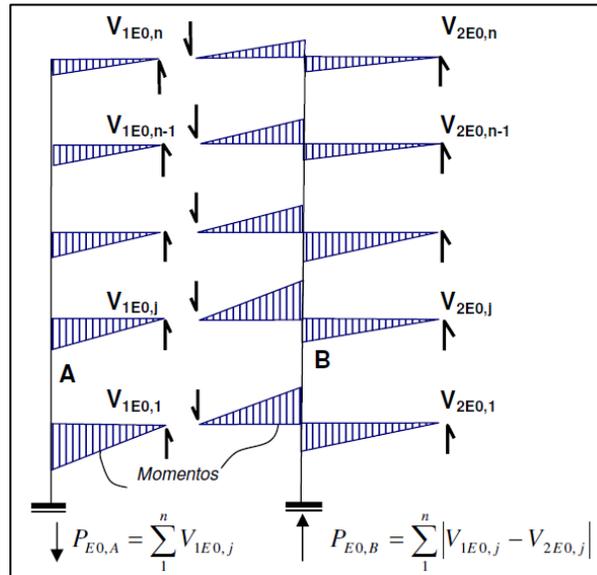
P_{E0} : Es la fuerza axial debido al sismo y proviene de la suma de las fuerzas de corte debido al sismo de las vigas adyacentes de todos los pisos encima del nivel considerado, las cuales, se calculan con los momentos sobrerresistentes de la viga en el eje de la columna en el sentido apropiado del sismo. De esta forma, las fuerzas axiales inducidas por el sismo se obtienen con la siguiente expresión:

$$P_{E_0} = R_V \sum V_{E_0} > P_E \quad (2.28)$$

$\sum V_{E_0}$: Es la suma de las fuerzas de corte, de la viga, inducidas por el sismo de todos los pisos encima del nivel considerado, desarrolladas en todos los lados de la columna, tomando en cuenta la sobrerresistencia de la viga y el sentido apropiado de las fuerzas de corte.

R_V : Es el factor de reducción de la carga axial inducida por el sismo, el cual se detalla en la tabla 2.1 en función de ω y el número de pisos encima del nivel considerado.

Fig. 2.10 Máximas posibles fuerzas axiales de columnas debido a las acciones sísmicas en sobrerresistencia de todas las vigas



Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporricadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

Para columnas exteriores y columnas esquineras, se debe tomar en cuenta un incremento significativo de la fuerza axial cuando ocurre un evento sísmico inclinado.

Para columnas interiores, se puede ignorar, cuando las luces de la viga en cualquier lado de la columna son similares. Esto se debe a que las fuerzas axiales inducidas por el sismo son probablemente muy pequeñas en estas columnas comparadas con la compresión inducida por la gravedad.

Cuando las magnificaciones dinámicas en las dos direcciones principales son diferentes, se toma el mayor de los valores de ω , correspondiente al nivel bajo consideración, para obtener R_V de la tabla 2.1.

Tabla 2.1 Factor de reducción de la carga axial, R_V .

Número de pisos encima del nivel considerado	Factor de amplificación dinámica, ω					
	1.3 o menos	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9
2	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.95
4	0.94	0.94	0.93	0.92	0.91	0.91
6	0.91	0.90	0.89	0.88	0.87	0.86
8	0.88	0.87	0.86	0.84	0.83	0.81
10	0.85	0.84	0.82	0.80	0.79	0.77
12	0.82	0.81	0.78	0.76	0.74	0.72
14	0.79	0.77	0.75	0.72	0.70	0.67
16	0.76	0.74	0.71	0.68	0.66	0.63
18	0.73	0.71	0.68	0.64	0.61	0.58
20 o más	0.70	0.68	0.64	0.61	0.57	0.54

Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporticadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

2.2.5.2.5 CORTANTE DE DISEÑO DE LAS COLUMNAS

La fuerza cortante de diseño de una columna V_u en un piso superior típico es:

- Pórtico en una dirección $V_u = 1.3\phi_0 V_E$ (2.29)

- Pórtico en dos direcciones $V_u = 1.6\phi_0 V_E$ (2.30)

Para columnas del primer piso, la cortante de diseño es igual:

- Pórtico en una dirección

$$V_u = \frac{\phi_0^* M_E^* + 1.30 \phi_0 M_{E,arriba}}{l_n + 0.5 h_b} \quad (2.31)$$

- Pórtico en dos direcciones

$$V_u = \frac{\phi_0^* M_E^* + 1.60 \phi_0 M_{E,arriba}}{l_n + 0.5 h_b} \quad (2.32)$$

Donde:

$M_{E,arriba}$: Es el momento de la columna en la línea central de la viga en el segundo nivel derivado de las fuerzas de la norma.

l_n : Es la altura libre de la columna del primer piso.

h_b : Peralte de la viga del segundo nivel.

$$\phi_0^* = \frac{M_0^*}{M_E^*} = \frac{\lambda_0}{\phi_c} \quad (2.33)$$

Para hallar la capacidad de sobrerresistencia flexional en la base de la columna, se deberá tomar en cuenta la sobrerresistencia del acero y la del concreto confinado, a continuación se presenta la ecuación (2.2) para hallar la sobrerresistencia del concreto confinado:

$$\lambda_{0c} = 2.35 \left(\frac{P_i}{f'_c A_g} - 0.1 \right)^2$$

Cortante en columnas del último piso:

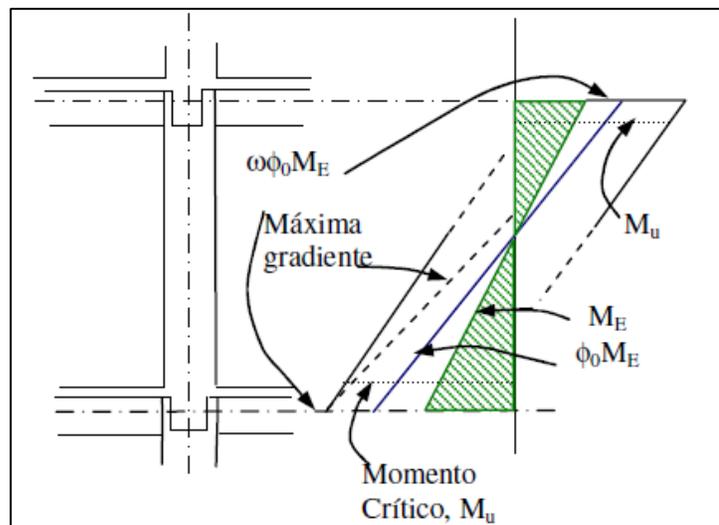
Cuando hay posibilidad de que se desarrollen rótulas plásticas en las columnas del último piso antes del comienzo de la fluencia en las vigas del último piso, la cortante de la columna puede ser evaluada usando cualquiera de las dos ecuaciones que se usan para evaluar las columnas del primer piso. Cuando columnas del último piso están diseñadas para desarrollar, en ambos extremos, rótulas plásticas simultáneamente, el diseño por cortante será el mismo que el diseño para vigas.

2.2.5.2.6 CÁLCULO DEL MOMENTO DE DISEÑO DE LAS COLUMNAS

a) Momentos de diseño de columna en los nudos

La magnificación por ϕ_0 se aplica a los momentos M_E de la columna de todos los pisos, a excepción de base y el techo. En el caso de ω , magnifica los momentos de todas las columnas de todos los pisos en pórticos espaciales.

2.11 Magnificación de momentos en una columna



Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporticadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

b) Secciones críticas de las columnas

La sección crítica de una columna para ser diseñada está ubicado en el lado superior o inferior de las vigas.

El momento de diseño crítico M_u , mostrado en la figura 2.11, el cual se usa junto con la carga axial adecuada P_u en los extremos de las columnas es igual a:

$$M_u = \phi_o \omega M_E - 0.3 h_b V_u \quad (2.34)$$

Es necesario evaluar esta ecuación separadamente para cada una de las dos direcciones principales, para pórticos en dos direcciones.

c) Reducción del momento de diseño

A continuación, Burgos (2007) explica el factor de reducción de momento:

Cuando la fluencia resulta solamente en un pequeño número de columnas de un piso, se debe aceptar una reducción de momentos de diseño. Esto es relevante para columnas que son sometidas a baja compresión axial o tensión axial neta, en tales columnas el refuerzo por flexión puede ser mayor. Tales columnas son como vigas verticales, y por tanto son muy dúctiles. Por tanto, grandes momentos en los extremos críticos, necesitando alguna demanda de ductilidad de curvatura, estarán asociados con deformaciones moderadas del concreto en la fibra extrema de compresión de la sección afectada. Cuanto más grande sea la tensión axial, mayor reducción del momento se debe aceptar.

Asimismo, cuando los momentos de diseño son grandes debido a una gran magnificación dinámica, se debe aceptar mayor reducción de resistencia local de la columna. Para lograr esto, se sugiere que cuando la compresión axial de diseño, P_u de la sección de la columna es menor o igual a $0.1f'_c A_g$, el momento diseño se puede reducir, si es deseable por razones económicas, de manera que:

$$M_{u,r} = R_m(\phi_0 \omega M_E - 0.3h_b V_u) \quad (2.35)$$

Donde:

R_m : Factor de reducción, el cual no debe ser menor que el dado en la tabla 2.2.

P_u : Carga axial que debe considerarse negativa si causa tensión.

Tabla 2.2 Factor de reducción de momento R_m

ω	$P_u/f'_c A_g$										
	-0.150	-0.125	-0.100	-0.075	-0.050	-0.025	0.000	0.025	0.050	0.075	0.100
1.0	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.1	0.85	0.86	0.88	0.89	0.91	0.92	0.94	0.95	0.97	0.98	1.00
1.2	0.72	0.75	0.78	0.81	0.83	0.86	0.89	0.92	0.94	0.97	1.00
1.3	0.62	0.65	0.69	0.73	0.77	0.81	0.85	0.88	0.92	0.96	1.00
1.4	0.52	0.57	0.62	0.67	0.71	0.76	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
1.5	0.44	0.50	0.56	0.61	0.67	0.72	0.76	0.83	0.89	0.94	1.00
1.6	0.37	0.44	0.50	0.56	0.62	0.69	0.75	0.81	0.88	0.94	1.00
1.7	0.31	0.38	0.45	0.52	0.59	0.66	0.73	0.79	0.86	0.93	1.00
1.8	0.30	0.33	0.41	0.46	0.56	0.63	0.70	0.78	0.85	0.93	1.00
1.9	0.30	0.30	0.37	0.45	0.53	0.61	0.68	0.76	0.84	0.92	1.00
	Tensión						Compresión				

Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporricadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

A continuación, Burgos (2007) menciona los criterios que se deben considerar para R_m .

1. El valor de $P_u/f'c A_g$ no se puede tomar menos que -0.15, ni menos que $-0.5\rho_t f_y/f'c$. El segundo requerimiento es propuesto para prevenir excesiva reducción del momento en columnas con pequeño contenido de acero $\rho_t = A_{st}/A_g$ donde la tensión axial excede a $0.5f_y A_{st}$.
2. El valor de R_m tomado para cualquier columna debe ser mayor que 0.3.
3. La reducción total de los momentos de las columnas contenidas en un mismo plano vertical en un piso no debe ser mayor que el 10% de la suma de los momentos no reducidos de diseño de todas las columnas contenidas en dicho plano y en dicho nivel. Esto es para asegurar que ninguna cortante excesiva de piso transportando capacidad se pierda como consecuencia de la reducción excesiva de momento en columnas.

La interpretación de esta tercera limitación se muestra en la figura 2.12. Si, por ejemplo, el momento de diseño M_{u1} de la columna en tensión se reduce, la reducción ΔM_{u1} debe ser tal que:

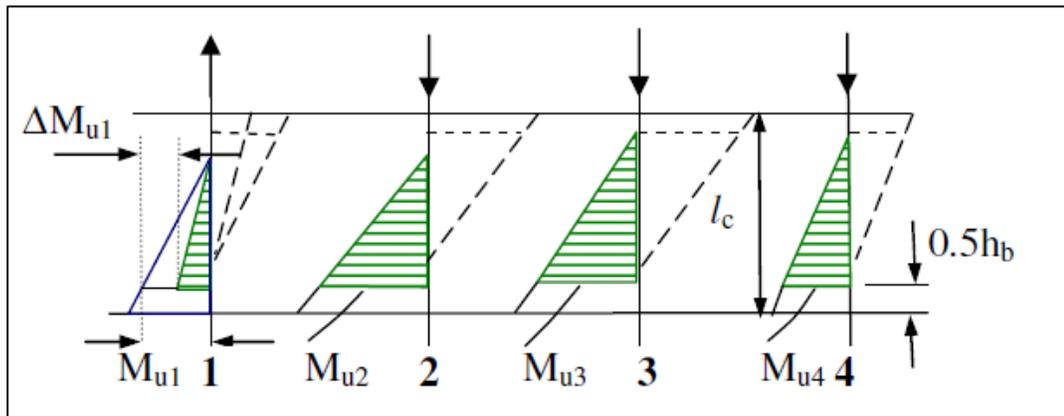
$$\Delta M_{u1} = (1 - R_m)M_{u1} \leq 0.1(M_{u1} + M_{u2} + M_{u3} + M_{u4}) \quad (2.36)$$

Donde:

M_{ui} : Momentos de las columnas calculados con la ecuación 2.34.

La reducción del momento permite que las columnas más externas en pórticos simétricos, como la figura 2.12, de tal forma que los requerimientos para el diseño del refuerzo en el caso de tensión (columna 1) no difieran considerablemente a los de compresión (columna 4).

Fig. 2.12 Reducción de momentos de diseño en columnas en tensión



Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporticadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

2.2.5.2.7 DISEÑO DEL REFUERZO LONGITUDINAL:

El refuerzo longitudinal se determina ingresando el momento de diseño y la fuerza axial de diseño (M_i , P_i) en los diagramas de interacción de cada columna.

La resistencia ideal necesaria en las columnas está basada en un factor de reducción de resistencia de $\phi = 1$. Así en estas regiones $M_i \geq M_u$ y $P_i \geq P_u$

En secciones donde se esperan rótulas plásticas (por ejemplo, en la base de una columna), la resistencia ideal necesaria debe ser evaluada con el uso de factores de reducción de resistencia $\phi < 1.0$; es decir, el factor de reducción de la resistencia a la flexión será $\phi = 0.9$.

Tener en cuenta que la cuantía mínima es de 0.01 y la cuantía máxima es de 0.06.

2.2.5.2.8 DISEÑO DEL REFUERZO TRANSVERSAL:

A continuación, Burgos (2007) menciona los procedimientos a realizar para el diseño del refuerzo transversal de los elementos estructurales:

a) Consideraciones generales

Hay cuatro requerimientos de diseño que controlan la cantidad de refuerzo transversal en las columnas:

- Resistencia de corte.
- Prevención del pandeo de las varillas en compresión.
- Confinamiento del concreto comprimido en regiones de potenciales rótulas plásticas o en la longitud total de las columnas sometidas a muy grandes esfuerzos de compresión.
- La resistencia de empalmes de varillas traslapadas.

Los requerimientos para el refuerzo transversal varían según la zona a lo largo de una columna. En particular, las zonas del extremo necesitan distinguirse de la zona de la columna entre estas zonas extremas. Esto se debe a que las zonas extremas son potenciales a las rótulas plásticas; y las otras son esperadas permanecer esencialmente elásticas en todo el tiempo. Con estas distinciones, las discusiones que siguen se concentran en regiones extremas de columnas donde acciones sísmicas son más críticas.

El más severo de los cuatro criterios de diseño controlará los requerimientos para la cantidad, espaciamiento, y configuración del refuerzo transversal.

b) Configuraciones y formas del refuerzo transversal

El refuerzo transversal requerido es tradicionalmente hecho en forma de estribos; aros de forma rectangular, cuadrado y diamante; estribos de rama simple con gancho para proveer anclaje; y espirales circulares o rectangulares.

En muchas secciones rectangulares un estribo simple periférico 2.13(a) no es suficiente para confinar el concreto apropiadamente o proveer resistencia lateral contra el pandeo a las varillas longitudinales. Por lo tanto, es necesario un arreglo de estribos traslapados rectangulares 2.13(c-f) y/o ganchos suplementarios de amarre 2.13 (b). Es más efectivo, si ganchos suplementarios de amarres son firmemente doblados alrededor de una varilla vertical de la columna que ser ajustados firmemente alrededor de los estribos periféricos, lo cual es bastante difícil en la práctica.

En un conjunto de estribos traslapados es preferible tener un estribo periférico encerrando todas las varillas longitudinales, junto con uno o más estribos cubriendo áreas más pequeñas de la sección, como en la figura 2.13 (e-f). El detalle de la figura 2.13 (d), el cual tiene dos estribos cada uno encerrando seis varillas, es igualmente efectivo, pero más difícil de construir.

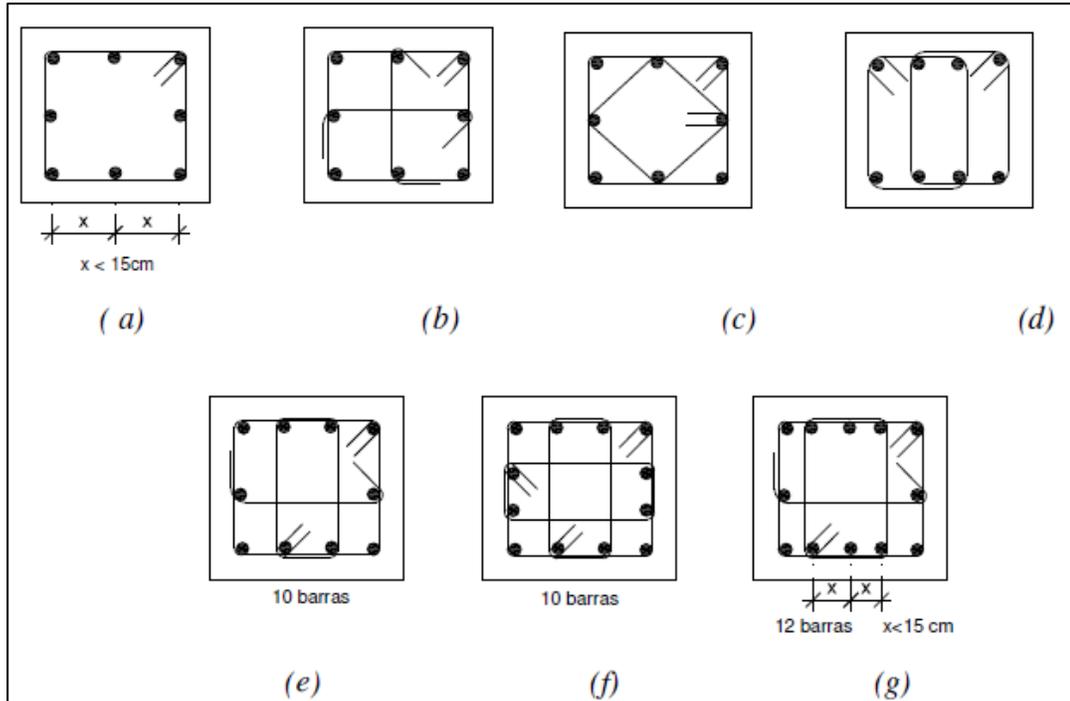
Se observa que el estribo de la forma de diamante rodeando las cuatro varillas en el centro de cada cara en la figura 2.13(c) contribuye a A_{sh} en la ecuación (2.43), determinando el área equivalente del refuerzo en la componente de las fuerzas en la dirección requerida. Por ejemplo, dos ramas del estribo inclinadas en 45° a los lados de la sección se pueden considerar haciendo una contribución de $\sqrt{2}$ veces el área de una varilla perpendicular. Esto es, en la figura 2.13(c), A_{sh} o A_v se pueden tomar como $(2 + 1.41)A_{te}$, donde A_{te} es el área de la varilla de cada estribo teniendo el mismo diámetro.

Como en el caso de vigas, no todas las varillas necesitan ser lateralmente soportadas por una rama de un estribo transversal o por ganchos suplementarios de amarre. El ACI indica que si varillas o grupos de varillas que son lateralmente soportadas por ramas en el mismo estribo transversal están separadas menor o igual a 150mm, cualquier varilla o paquete de varillas entre ellos no necesitan tener soporte efectivo lateral, como se demuestra en las figuras 2.13(a) y 2.13(g).

Estribos con ganchos de 90° claramente no puede confinar un núcleo de concreto después que el recubrimiento del concreto se deteriore. De este modo, varias varillas de la columna son privadas de soporte lateral. Esto ha sido observado frecuentemente en daños de sismos.

Ganchos suplementarios de amarre tipo J con un gancho de 135° en un extremo y 90° en el otro, como se muestra en la figuras 2.13 (b), 2.13(e) y 2.13(g), se prefieren debido a la facilidad de construcción. La posición de los ganchos debe alternarse en estribos consecutivos. De esta manera, los ganchos suplementarios pueden efectivamente estabilizar las varillas de compresión pero pueden solamente hacer una contribución limitada al confinamiento del núcleo de concreto. En presencia de altas fuerzas de compresión y demandas de ductilidad, el gancho de 90° puede abrirse. Por tanto, se recomienda que los ganchos tipo J se puedan usar solamente en miembros expuestos a demandas de ductilidad restringida.

Fig. 2.13 Arreglo de refuerzo en columnas



Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporticadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

El uso de estribos con ganchos de 135° puede asegurar desempeño óptimo para la colocación del concreto fresco. Varias soluciones son posibles, cuando debido a las dificultades de construcción, el uso de ganchos suplementarios de amarres intermedios con ganchos de 135° y 180° en cada extremo no es posible.

El refuerzo transversal de las columnas se dispone de manera diferente según sea la zona, zonas de potencial rótula plástica o zonas fuera de estas. Se observa que limitaciones de espaciamiento para el refuerzo de corte son usualmente menos críticos que para el refuerzo de confinamiento.

c) Resistencia al corte

El diseño de las secciones transversales de las columnas, al igual que las vigas, sometidas a cortante debe estar basado en la relación entre la resistencia ideal o nominal V_i y resistencia requerida V_u .

$$V_u = \phi V_i \quad (2.37)$$

De acuerdo a la filosofía del diseño por capacidad, el factor de reducción de resistencia es $\phi = 1$, debido a que V_u se deriva del desarrollo de la sobrerresistencia de los elementos.

La resistencia ideal o nominal al corte es igual a la resistencia nominal al cortante proporcionada por el concreto y a la resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de corte:

$$V_i = V_c + V_s \quad (2.38)$$

En este caso se considera la contribución del concreto tanto para las zonas donde se espera rótulas plásticas y donde no se espera; salvo en casos en donde exista tracción axial, V_c debe tomarse como cero a menos que se haga un análisis más detallado usando la ecuación 2.40.

Las expresiones de contribución del concreto al cortante se toman de lo establecido por la norma ACI (2011) y la norma peruana:

- Para elementos sometidos a compresión axial:

$$V_c = 0.543 \left(1 + 0.00728 * \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'c} b_w d \quad (2.39)$$

- Para elementos sometidos a tracción axial significativa:

$$V_c = 0.543 \left(1 + 0.02956 * \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d \geq 0 \quad (2.40)$$

La resistencia nominal al cortante proporcionada por el refuerzo de corte, como ya es conocido es igual a:

$$V_s = \frac{A_{te} * d * f_{yt}}{s} \quad (2.41)$$

Donde:

V_s : Resistencia nominal al corte del refuerzo de corte.

f_{yt} : Es la resistencia a la fluencia del estribo.

A_{te} : Área del estribo.

s : Espaciamiento vertical.

De esta forma, el espaciamento horizontal s debido al corte es igual a:

$$s = \frac{A_{te} * d * f_{yt}}{V_i - V_c} \quad (2.42)$$

El espaciamento del refuerzo transversal por corte no puede ser mayor a lo siguiente:

- Si $P_u / A_g f'_c \leq 0.12$, $s_c \leq 0.5d$
- Si $P_u / A_g f'_c \leq 0.12$, $s_c \leq 0.75h$

d) Soporte lateral para refuerzo en compresión

La inestabilidad de varillas de compresión, particularmente en la zona potencial de rótula plástica, se debe prevenir. Alguna fluencia de las varillas de la columna, en tensión y compresión, se puede esperar en las zonas del extremo de las columnas "elásticas" encima del segundo nivel, aunque no ocurra el desarrollo total de rótulas plásticas.

Por consiguiente, estribos transversales, a veces referido como refuerzo contra el pandeo, se debe proporcionar en las zonas extremas de todas las columnas del pórtico de la misma forma como para las zonas extremas de las vigas tal como se muestra en la ecuación 2.16:

$$\frac{A_{te}}{s} = \frac{\sum A_b f_y}{1600 f_{yt}} \quad (\text{mm}^2/\text{m})$$

La distancia máxima entre los soportes laterales para las varillas de compresión en las columnas se indicó en la sección b).

e) Confinamiento del concreto

El confinamiento es esencial para asegurar adecuada ductilidad rotacional en las zonas potenciales de rótulas plásticas de las columnas sometidas a fuerzas significantes de compresión axial. Por consiguiente, la norma del ACI establece la menor de las siguientes ecuaciones para el área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares A_{sh} , con el propósito que el descascaramiento del concreto de recubrimiento no resulte en una pérdida de la resistencia a la carga axial de la columna.

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right] \quad (2.43a)$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \quad (2.43b)$$

Donde:

A_{ch} : Área de la sección transversal medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal, en mm².

A_g : Área bruta de la sección del concreto, en mm².

b_c : Dimensión transversal del núcleo de la columna medido centro a centro de las ramas exteriores del refuerzo transversal, en mm.

s : Espaciamiento vertical.

La cantidad total de refuerzo de confinamiento, de acuerdo con la ecuación (2.43) se debe proporcionar en las regiones extremas donde se esperan rótulas plásticas. Sin embargo, solamente la mitad de este refuerzo de confinamiento se requiere en zonas adyacentes a potenciales rótulas plásticas y en las zonas extremas de columnas en las cuales, debido a la aplicación de diseño por capacidad, no ocurrirán rótulas plásticas.

Este confinamiento total siempre se requiere en la base de la columna y en el nivel del techo, si se esperan rótulas plásticas en estas zonas.

f) Refuerzo transversal en empalmes traslapados

Los empalmes deben estar provistos con especial refuerzo transversal de acuerdo con los requerimientos establecidos por la norma peruana o la norma del ACI.

Cuando los empalmes en pisos superiores están localizados dentro del extremo de la columna, es probable que el refuerzo transversal para satisfacer el más crítico de los requerimientos: el confinamiento del núcleo del concreto o resistencia del corte, es adecuado para controlar el rompimiento y por tanto la pérdida de resistencia de adherencia dentro de los empalmes. Por tal razón, el área del refuerzo transversal por rama es igual a:

$$\frac{A_{tr}}{s} \geq \frac{d_b f_y}{50 f_{yt}} \quad (2.44)$$

Donde:

A_{tr} : Área de la sección transversal del refuerzo por rama.

d_b : Diámetro del refuerzo longitudinal.

s : Espaciamiento vertical.

Se enfatiza una vez más que los empalmes pueden estar ubicados en los extremos de las columnas solamente si las columnas han sido proporcionadas con suficiente reserva de resistencia para eliminar la posibilidad de formación de rótula plástica. De lo contrario, los empalmes de las columnas deben estar ubicadas en el cuarto central de la altura de la columna. Por lo tanto, el espaciamiento del refuerzo transversal por empalmes traslapados en la base de las columnas del primer piso no se aplica.

g) Limitaciones de espaciamiento

Además de encontrar el espaciamiento necesario del refuerzo transversal para controlar los cuatro requerimientos de diseño antes mencionados, se debe tener en cuenta también lo que establece la norma E-060 o la norma

del ACI con respecto a la separación del refuerzo transversal, el cual no debe exceder la menor de las siguientes:

1. La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento, $b_{min}/3$
2. Seis veces el diámetro del refuerzo longitudinal, $6d_b$
3. s_0 , según lo definido en la ecuación (2.45)

$$s_0 = 1000 + \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (2.45)$$

El valor de s_0 no debe ser mayor a 150 mm ni se necesita tomarlo menor a 100mm.

Donde:

h_x : Es el máximo valor de la separación entre ramas de estribo cerrado de confinamiento y ganchos suplementarios de amarre en todas las de la columna, $h_x \leq 350 \text{ mm}$.

- El primer requisito tiene por objeto obtener un confinamiento adecuado para el concreto.
- El segundo requisito tiene por objeto restringir el pandeo del refuerzo longitudinal después del descascaramiento.

h) Requerimientos de las zonas extremas

Los requerimientos antes mencionados se aplican en las zonas extremas de las columnas en una longitud l_0 medida desde cada cara del nudo y a ambos lados de la columna. De acuerdo a lo establecido por la norma peruana y a la norma del ACI, no debe ser menor que la mayor de las siguientes:

- Altura del elemento en la cara del nudo o en la sección donde puede ocurrir fluencia por flexión.
- Un sexto de la luz libre del elemento, $l_n/6$.
- 450mm.

i) Refuerzo transversal en las zonas adyacentes a las zonas extremas

Generalmente, las limitaciones de espaciamiento requerido por la resistencia de corte o confinamiento del concreto en la mitad de la región de una columna son más severas y por tanto gobernarán el espaciamiento del estribo.

El refuerzo por confinamiento en estas zonas se puede reducir porque ninguna deformación plástica se espera y el concreto no necesita mucho confinamiento. Esta reducción se puede obtener aumentando el espaciamiento del refuerzo transversal, el cual puede ser el doble del obtenido para las zonas de rótulas plásticas, $2s_h$.

2.2.6 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL - PUSHOVER

En el análisis no-lineal "Pushover" se puede verificar el comportamiento de la edificación de acuerdo a lo establecido por la filosofía del "diseño por capacidad.

Según Burgos (2007), menciona que es necesario entender tres conceptos importantes para la descripción de estos procedimientos:

Capacidad

Es una representación de la competencia de la estructura para resistir la demanda sísmica. La capacidad general de una estructura depende de la resistencia y capacidades de deformación de los componentes individuales de la estructura.

Demanda o sollicitación

Es una representación del movimiento sísmico. Para una estructura dada y un movimiento sísmico, la demanda de desplazamiento es una estimación de la máxima respuesta esperada de la edificación durante un movimiento sísmico.

Desempeño

Una vez que la curva de capacidad y el desplazamiento de demanda son definidos, se puede hacer un control del desempeño. Un control de desempeño verifica que componentes estructurales y no estructurales son dañados más allá de los límites aceptables del objetivo de desempeño para las fuerzas y desplazamientos implicados por la demanda de desplazamiento.

2.2.6.1 DESCRIPCIÓN

El análisis no-lineal estático "pushover" evalúa el desempeño estructural usando un algoritmo no-lineal estático incremental.

El análisis no lineal dinámico incremental provee la información más confiable con respecto al comportamiento estructural pero es impráctico para usos generales. En la presente tesis se evaluarán los modelos por medio de un análisis estático no lineal "Pushover".

Burgos (2007), menciona las principales características de respuesta que pueden obtenerse con el análisis "pushover":

- a) La máxima resistencia al cortante basal de la estructura, V_{base} , y el mecanismo de colapso.
- b) Evaluación si la estructura puede alcanzar el mecanismo de colapso sin agotar la capacidad de rotación plástica de los miembros.
- c) El desplazamiento monotónico en el último nivel y capacidad global de ductilidad de la estructura.
- d) La concentración de daño, las distorsiones de entrepiso que se pueden esperar durante la respuesta sísmica no-lineal.

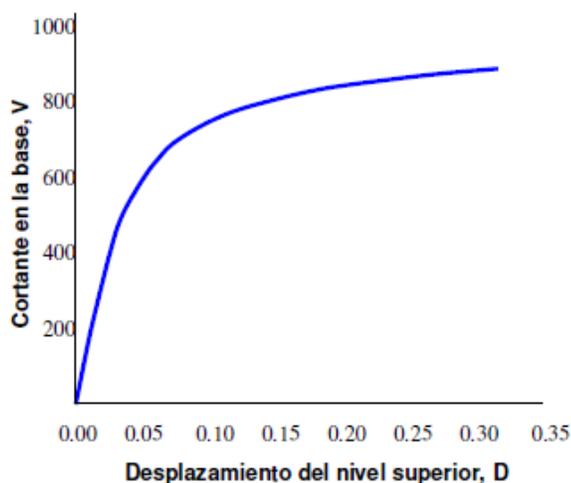
Consiste en empujar horizontalmente a la edificación con un patrón de cargas laterales seleccionadas y que son incrementadas monótonicamente hasta que el desplazamiento límite es excedido o colapse la edificación.

El análisis "pushover" puede ser totalmente inexacto para estructuras de largos periodos, si se usa un patrón de carga triangular invertida, ya que este tipo de carga no contempla los efectos de los modos superiores. Se recomienda este tipo de patrón de cargas para estructuras aporticadas de baja o mediana altura, donde el comportamiento de la estructura es dominada por el modo fundamental.

2.2.6.2 CAPACIDAD ESTRUCTURAL

La capacidad de una estructura está representada por la curva de capacidad. La curva de capacidad se construye graficando los valores de la cortante basal V , versus el desplazamiento en el nivel del techo, D_{techo} , tal como se muestra en la figura 2.14:

Fig. 2.14 Curva de Capacidad o curva Pushover



Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporticadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

En los comentarios del ATC 40, se menciona que la curva de capacidad es generalmente construida para representar la respuesta del primer modo de la estructura.

El patrón de cargas laterales mayormente usado en el análisis "pushover" es la distribución triangular invertida, la cual representa la respuesta del primer modo. El incremento de fuerza en cada paso para un piso "i" se calcula de acuerdo a la siguiente expresión. En la presente tesis se usará la distribución de fuerzas laterales, que se usa para el análisis estático, según la norma E.030 – 2016 en el artículo 4.5.3:

$$\Delta F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^N W_i h_i} \Delta V_b \quad (2.46)$$

Donde:

W_i : Peso del piso i.

h_i : Elevación del piso i.

ΔV_b : Incremento de la cortante basal del edificio.

2.2.6.3 DEMANDA DE LA ESTRUCTURA

Existen varios métodos para estimar el máximo desplazamiento probable para un determinado movimiento sísmico; en la presente tesis se utilizará el Método del Espectro de Capacidad.

Este método fue propuesto por Freeman en 1975, como un método rápido para la evaluación del riesgo sísmico.

A continuación se describe el desarrollo del Método del Espectro de Capacidad:

a) Conversión de la Curva de Capacidad al Espectro de Capacidad

Para usar este método es necesario convertir la curva de capacidad a un espectro de capacidad, que viene a ser una representación de la curva de

capacidad en un formato de Espectro de Respuesta Aceleración – Desplazamiento (ADRS), es decir (S_a vs. S_d). Las ecuaciones para lograr la transformación son:

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}) / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (2.47)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N W_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (W_i \phi_{i1}^2) / g \right]} \quad (2.48)$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (2.49)$$

$$S_d = \frac{D_{techo}}{PF_1 \phi_{techo,1}} \quad (2.50)$$

Donde:

PF_1 : Factor de participación modal para el primer modo natural

α_1 : Coeficiente de masa modal para el primer modo natural

W_i/g : Masa asignada al nivel i

$\phi_{techo,1}$: Amplitud del modo 1 en el último nivel

N : Número de niveles

V : Cortante basal

W : Carga muerta de la edificación más la probable carga viva

D_{techo} : Desplazamiento en el nivel superior

S_a : Aceleración espectral

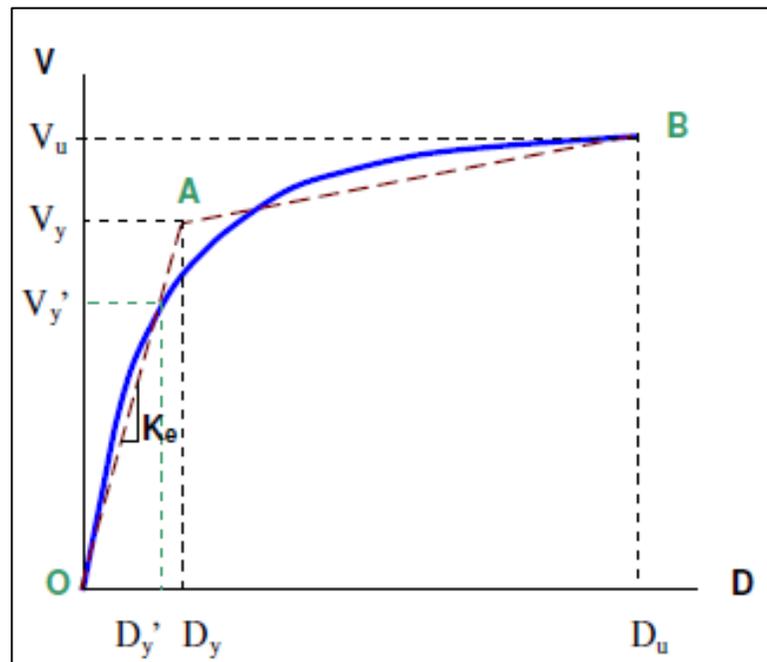
S_d : Desplazamiento espectral

Al calcular con estas ecuaciones, cada punto (V , D_{techo}) de la Curva de Capacidad será convertida al punto S_a , S_d del Espectro de Capacidad.

b) Representación bilineal de la curva de capacidad

Se utiliza para estimar el espectro de demanda reducido. Es necesario definir el punto de fluencia y el punto de agotamiento de la capacidad de la estructura.

Fig. 2.15 Representación bilineal de la curva de capacidad



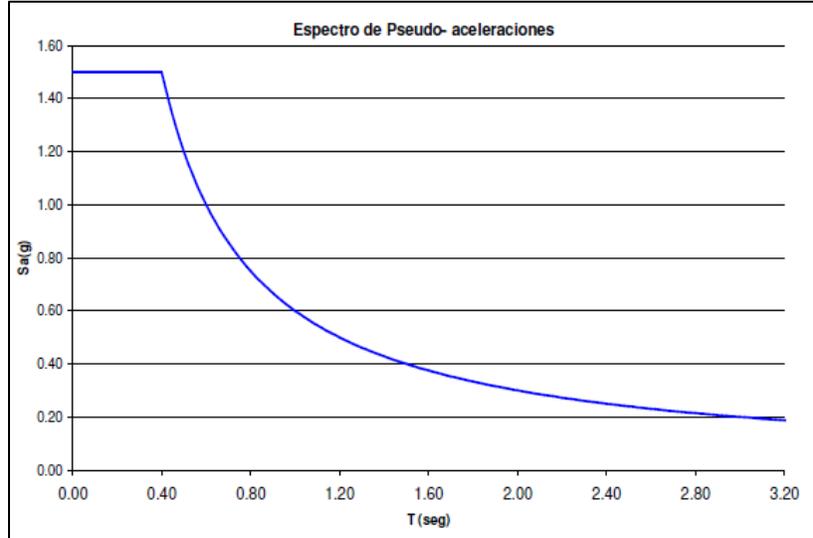
Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporticadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

c) Desarrollo del espectro de demanda

La demanda sísmica generalmente viene definido por un espectro de respuesta elástico. La norma peruana sismorresistente E-030 – 2016 genera un espectro de respuesta elástico, ésta representa la respuesta de aceleraciones S_a vs. el periodo T , con un amortiguamiento del 5%. La ecuación 2.51 genera el espectro de respuesta elástico:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} * g \quad (2.51)$$

Fig. 2.16 Espectro elástico de aceleración de la norma E-030



Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporticadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

El espectro de aceleración en el formato tradicional se tendrá que convertir en un formato ADRS, al igual que la curva de capacidad. Esto se realiza con el fin de superponer la capacidad y la demanda en un mismo diagrama, para determinar el punto de desempeño de la estructura a través de una solución gráfica.

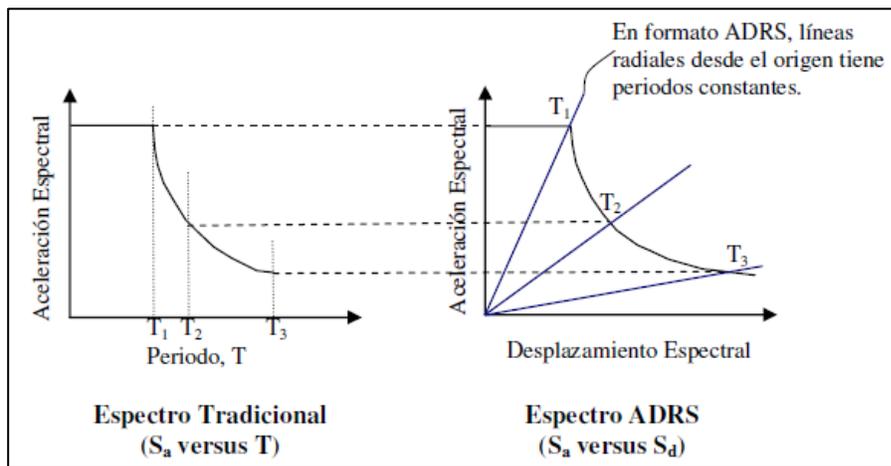
La figura 2.17 muestra el mismo espectro en cada formato. En el formato ADRS, líneas radiando desde el origen tienen periodo constante. Cualquier punto sobre el espectro ADRS, se puede calcular el periodo T usando la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{S_d}{S_a}} \quad (2.52)$$

Similarmente, para cualquier punto sobre el espectro tradicional, el desplazamiento espectral, S_d , se puede calcular usando la siguiente ecuación:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.53)$$

Fig. 2.17 Espectro de respuesta en formato tradicional y en formato ADRS



Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporcadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

El espectro de respuesta elástico debe reducirse para representar la demanda no lineal de la estructura. Según el método de espectro de capacidad hecha por el ATC 40, el espectro inelástico se obtendrá a partir de la reducción del espectro elástico, por medio de un amortiguamiento histerético equivalente β_{eq} .

Reinhorn recomienda que en el método de espectro de capacidad, en el formato ADRS, el espectro de demanda inelástico sea obtenido a partir del espectro elástico dividido por el factor de reducción de las fuerzas sísmicas R_μ , de tal forma que:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (2.54)$$

$$S_d = \frac{\mu S_{de}}{R_\mu} = \frac{\mu T^2}{R_\mu 4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (2.55)$$

Donde:

μ : Factor de ductilidad definida como la relación entre el máximo desplazamiento y el desplazamiento de fluencia.

R_μ : Factor de reducción por ductilidad, es decir debido a la disipación de energía histerética de estructuras dúctiles.

El valor de R_μ es diferente al factor R que es tomado en cuenta en las distintas normativas sísmicas, pues éste considera otros factores como el de sobrerresistencia.

A continuación, Burgos (2007) explica cómo se puede obtener el valor de R_μ :

Existe una gran cantidad de trabajos para estimar los factores de reducción R_μ , entre los que más destacan son:

Newmark y Hall

Han determinado las siguientes expresiones:

$$R_\mu = 1 \quad Si \ T < T_a \quad (2.56)$$

$$R_\mu = (2\mu - 1)^{\beta/2} \quad Si \ T_a < T < T_b \quad (2.57)$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad Si \ T_b < T < T'_c \quad (2.58)$$

$$R_\mu = \frac{T}{T'_c} \mu \quad Si \ T'_c < T < T_c \quad (2.59)$$

$$R_\mu = \mu \quad Si \ T > T_c \quad (2.60)$$

Donde:

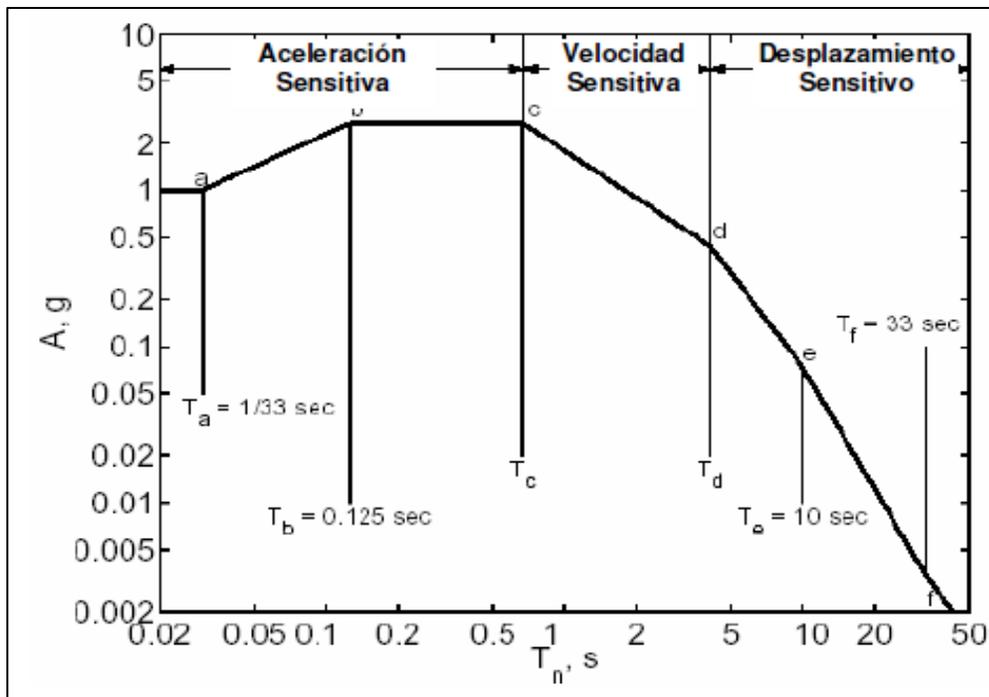
$$T_a = 1/33 \text{ seg}$$

$$T_b = 0.125 \text{ seg}$$

T_c : es el periodo al final de la rama de aceleración constante e inicio de la rama descendente (ver figura 2.18).

T'_c : es el equivalente a T_c pero para el espectro inelástico.

Fig. 2.18 Espectro de diseño elástico Newmark-Hall



Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporticadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

Krawinkler y Nassar (1992)

Proponen la siguiente ecuación producto del estudio de la respuesta dinámica de sistemas de un grado de libertad, sujetos a acelerogramas de sismos registrados en el oeste de Estados Unidos. La gran mayor parte de registros utilizados en el estudio son registros de suelo firme y aluvial.

$$R_{\mu} = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (2.61)$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1+T^a} + \frac{b}{T} \quad (2.62)$$

Donde:

c : es función del periodo del sistema T y de la relación entre la rigidez post-fluencia y la rigidez inicial elástica α . Los valores de a y b , se indican en la tabla 2.3.

Tabla 2.3 Valores a y b obtenidos por Nassar y Krawinkler en función de α

α	a	b
0.00	1.00	0.42
0.02	1.00	0.37
0.10	0.80	0.29

Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporricadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

Vidic, Fajfar y Fishinger (1994)

Al encontrar la respuesta no-lineal de un sistema de 1GDL, con comportamiento Bilineal, han determinado las siguientes ecuaciones:

$$R_{\mu} = 1.35(\mu - 1)^{0.95} \frac{T}{T_0} + 1 \quad T \leq T_0 \quad (2.63)$$

$$R_{\mu} = 1.35(\mu - 1)^{0.95} + 1 \quad T \geq T_0 \quad (2.64)$$

$$T_0 = 0.75\mu^{0.2}T_c \leq T_c \quad (2.65)$$

Donde:

T_c : es el periodo de transición entre el dominio de aceleración constante y velocidad constante. Por otra parte, μ , es la demanda de ductilidad.

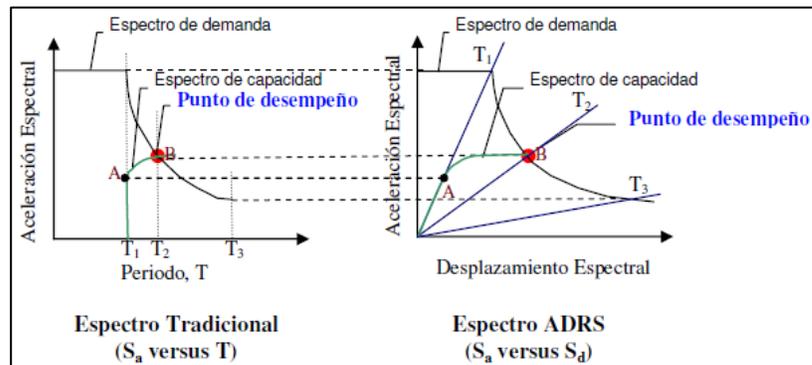
En estos trabajos más destacados se ha considerado un modelo elastoplástico perfecto o un modelo bilineal. No se ha considerado el incremento de la rigidez post-fluencia, el deterioro de resistencia, el deterioro de rigidez y el efecto de cierre de grietas.

d) Determinación del punto de desempeño o demanda

A continuación, Burgos (2007) explica la determinación del punto de desempeño:

El método de espectro de capacidad permite encontrar el punto de desempeño gráficamente en el formato ADRS, el cual sería el punto de intersección del espectro de capacidad con el espectro de demanda inelástico (ver figura 2.19).

Fig. 2.19 Espectro de capacidad y espectro de demanda en formato tradicional y formato ADRS



Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporticadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

La figura 2.19 muestra el espectro de capacidad, el espectro de demanda y el punto de desempeño en los dos tipos de formatos. En la misma figura, se observa a lo largo del espectro de capacidad que el periodo T_1 es constante hasta el punto A, que corresponde al rango elástico. Cuando el espectro de capacidad y el espectro de demanda interceptan en el punto B, el periodo es diferente T_2 . Esto indica que cuando una estructura es sometida a un desplazamiento inelástico, el periodo aumenta.

2.2.6.4 VERIFICACIÓN DEL DESEMPEÑO

A continuación, Burgos (2007) explica la verificación del desempeño:

Una vez determinado el punto de desempeño (la demanda de desplazamiento y aceleración) de una estructura para un movimiento sísmico determinado, es necesario verificar si está dentro de los límites admisibles del nivel de desempeño deseado para la estructura. En otras palabras, debe comprobarse si se han alcanzado los objetivos de desempeño esperados, los cuales están en función de los niveles de desempeño y el nivel de movimiento sísmico.

Niveles de desempeño

Se refiere a los rangos de daño que una estructura pueda sufrir ante un evento sísmico. Los niveles de desempeño están establecidos en función a tres aspectos fundamentales:

1. Los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales.
2. La amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños.
3. La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto

Se definen tres niveles de desempeño:

1. Ocupación Inmediata (IO)

Condición de daño post-sismo, en la cual la edificación puede ser habitada inmediatamente. El rango de daño se define de insignificante a ligero. Daño insignificante implica que la serviciabilidad es continua, debido a que la edificación se encuentra sin daño. Daño ligera implica que la serviciabilidad es inmediata dado que la edificación tiene daño leve. Los servicios públicos no experimentan interrupción en su servicio.

2. Seguridad de vida (LS)

Condición de daño post-sismo en que la edificación permanece estable y en pie. Pueden producirse algunos heridos, sin embargo el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. El rango de daño se define de moderado a importante; el primero, implica que se requieren algunas reparaciones de los elementos estructurales; y el segundo, implica que la serviciabilidad de la edificación es posible luego de ejecutar reparaciones.

3. Prevención del colapso (CP)

Este nivel corresponde al daño límite después de ocurrido un sismo, en el cual la edificación está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. El rango de daño se define de importante a severo. Daño importante, en el cual ha ocurrido un daño estructural significativo. Daño severo, en el cual la estructura está al borde del colapso parcial.

Niveles de movimientos sísmicos

El movimiento sísmico es combinado con un nivel de desempeño deseado para formar un objetivo de desempeño. Generalmente, el movimiento sísmico es expresado en términos del periodo de retorno T_r o probabilidad de excedencia (aproximación probabilística). El periodo de retorno T_r (intervalo de recurrencia) puede relacionarse directamente con una probabilidad de excedencia p_e para un número específico de t años, mediante la siguiente expresión:

$$T_r = -\frac{t}{\ln(1-p_e)} \quad (2.66)$$

La tabla 2.4 muestra los tres niveles de movimiento sísmico de diseño:

Tabla 2.4 Niveles de sismo de diseño

Niveles de sismo de diseño	Periodo de retorno, T_R	Probabilidad de excedencia
Sismo de servicio (Frecuente)	72 años	50% en 50 años
Sismo de diseño (Raro)	475 años	10% en 50 años
Sismo máximo (Muy raro)	975 años	5% en 50 años

Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporticadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

Según el ATC-40 considera tres niveles sísmicos:

Sismo de servicio (Frecuente):

$$S_{a(servicio)} = 0.5 * \frac{ZUCS}{R} * g \quad (2.67)$$

Sismo de diseño (Raro): La norma E-030 considera solo éste nivel sísmico.

$$S_{a(diseño)} = 1 * \frac{ZUCS}{R} * g \quad (2.68)$$

Sismo máximo (Muy raro): Este nivel considera el movimiento de la base, 1.25 a 1.5 veces el nivel de movimiento en la base para el sismo de diseño.

$$S_{a(máximo)} = 1.25 * \frac{ZUCS}{R} * g \quad (2.69)$$

Objetivos de desempeño

Un objetivo de desempeño sísmico es definido seleccionando un nivel de desempeño de la edificación para un nivel de movimiento sísmico. Conforme a la filosofía general que acogen la mayoría de códigos de diseño sismorresistente, se plantean los siguientes objetivos de desempeño:

- COMUN (edificaciones comunes)
- IMPORTANTE (edificaciones importantes)
- ESENCIAL (edificaciones esenciales)

Las definiciones corresponden a la categorización de edificaciones de la norma peruana sismorresistente E.030 - 2016. La tabla 2.5 presenta un resumen de los objetivos de desempeño de las edificaciones antes definidas.

Tabla 2.5 Objetivos de desempeño

NIVEL DE SISMO DE DISEÑO	NIVEL DE DESEMPEÑO		
	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Prevención del colapso
Sismo de servicio (Frecuente)	Importante	Común	
Sismo de diseño (Raro)	Esencial	Importante	Común
Sismo máximo (Muy raro)		Esencial	Importante

Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporticadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

Límites de los niveles de desempeño

En la actualidad no existe un consenso general que permita establecer una única relación entre un parámetro que represente la respuesta estructural, como por ejemplo la distorsión de entrepiso. A continuación se muestra algunos límites de la distorsión o desplazamiento de entrepiso que proponen algunas investigaciones:

Tabla 2.6 Límites de la distorsión de entrepiso para los diferentes niveles de desempeño

Nivel de desempeño	ATC 40	FEMA 273	Bertero	Vision 2000
Ocupación inmediata	0.01	0.01	0.002-0.005	0.002-0.005
Seguridad de vida	0.01-0.02	0.01-0.02	0.01-0.02	0.015
Prevención del colapso	$0.33V/P_i$	0.04	0.02-0.04	0.025

Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporticadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

2.3 DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

DUCTILIDAD: Es una característica importante para el correcto comportamiento sismorresistente de una estructura. Ésta se puede considerar dúctil al experimentar grandes deformaciones y aun así, no colapsar; tampoco sufre daños excesivos bajo cargas y descargas cíclicas.

DUCTILIDAD GLOBAL: Característica de una estructura para ser tolerante a las deformaciones inelásticas impuestas por un sismo, a través de la disipación de energía y mantener su capacidad resistente.

DUCTILIDAD LOCAL: Característica de la sección de un elemento estructural para ser tolerante a las deformaciones inelásticas impuestas por un sismo, a través de la disipación de energía de su histéresis.

MECANISMO DE COLAPSO: Se refiere al comportamiento que tendrá el elemento estructural al ingresar al rango no lineal, el proyectista diseñará con los criterios del Diseño por Capacidad.

SOBRERRESISTENCIA: Los valores de las propiedades de los materiales, utilizados en el diseño estructural, están por debajo de su valor real, por lo tanto se espera que su desempeño sea mayor a los calculados, a esto se denomina sobrerresistencia.

RIGIDEZ EFECTIVA: Valor que hace referencia a la disminución de la rigidez en el elemento estructural, al entrar al rango no lineal, ocasionado por el agrietamiento del elemento estructural al ser sometido al sismo.

ESPECTRO DE DEMANDA: Es la representación gráfica de la acción sísmica y se basa en el espectro de respuesta elástica de la zona en estudio.

CAPACIDAD ESTRUCTURAL: Es la capacidad de resistencia y deformación máxima de una estructura.

CURVA DE CAPACIDAD: Es la representación gráfica de cuanto una estructura resiste al sismo.

REPRESENTACIÓN BILINEAL: Es una gráfica de dos rectas tangentes a la curva de capacidad, utilizada para estimar el espectro inelástico.

DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA: La intersección de la rigidez efectiva a través de la primera fluencia con la resistencia nominal.

DESPLAZAMIENTO ÚLTIMO: Es el desplazamiento que corresponde a la resistencia pico.

PUNTO DE DESEMPEÑO: Es el máximo desplazamiento esperado en una estructura para un movimiento sísmico demandado.

CAPITULO III

APLICACIÓN DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO POR CAPACIDAD Y ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) EN DOS EDIFICACIONES APORTICADAS DE 4 Y 8 PISOS

3.1 DESCRIPCIÓN GENERAL DE LAS EDIFICACIONES

Se modelaron dos edificaciones; ambas tienen estructuraciones básicas y son similares en planta, esto se debe a que se puso más énfasis en el procedimiento de la metodología del Diseño por Capacidad y Análisis Estático No lineal.

Las dos edificaciones modeladas a partir de ahora serán denominadas, para una mejor comprensión, 1er y 2do Modelo; de cuatro y ocho pisos, respectivamente.

Ambos modelos están conformados por un sistema aporticado en las dos direcciones principales X e Y. En la figura 3.1 y 3.2 se muestran las plantas típicas del 1er y 2do Modelo, respectivamente. Para ambos modelos, en el sentido más largo, se ha denominado dirección X y consta de 6 ejes principales A, B, C, D, E y F; en el sentido más corto o dirección Y consta de cinco ejes principales 1, 2, 3, 4, y 5.

El 1er Modelo fue destinado a oficinas con una altura total de 12.2 m y el 2do Modelo fue destinado a viviendas multifamiliares con una altura total de 24.4 m. La altura de entrepiso para cada modelo se muestra, a continuación, en la tabla 3.1:

Tabla 3.1 Altura de entrepiso para el 1er Modelo y 2do Modelo.

1er Modelo

Piso	he
4°	2.80 m
3°	2.80 m
2°	2.80 m
1°	3.80 m

2do modelo

Piso	he
8°	2.80 m
7°	2.80 m
6°	2.80 m
5°	2.80 m
4°	2.80 m
3°	2.80 m
2°	2.80 m
1°	4.80 m

Los dos modelos a diseñar tendrán como ubicación el distrito del Tambo – provincia de Huancayo – departamento de Junín, se considerará por la ubicación un suelo tipo S2.

Fig. 3.1 Planta típica para el 1er Modelo

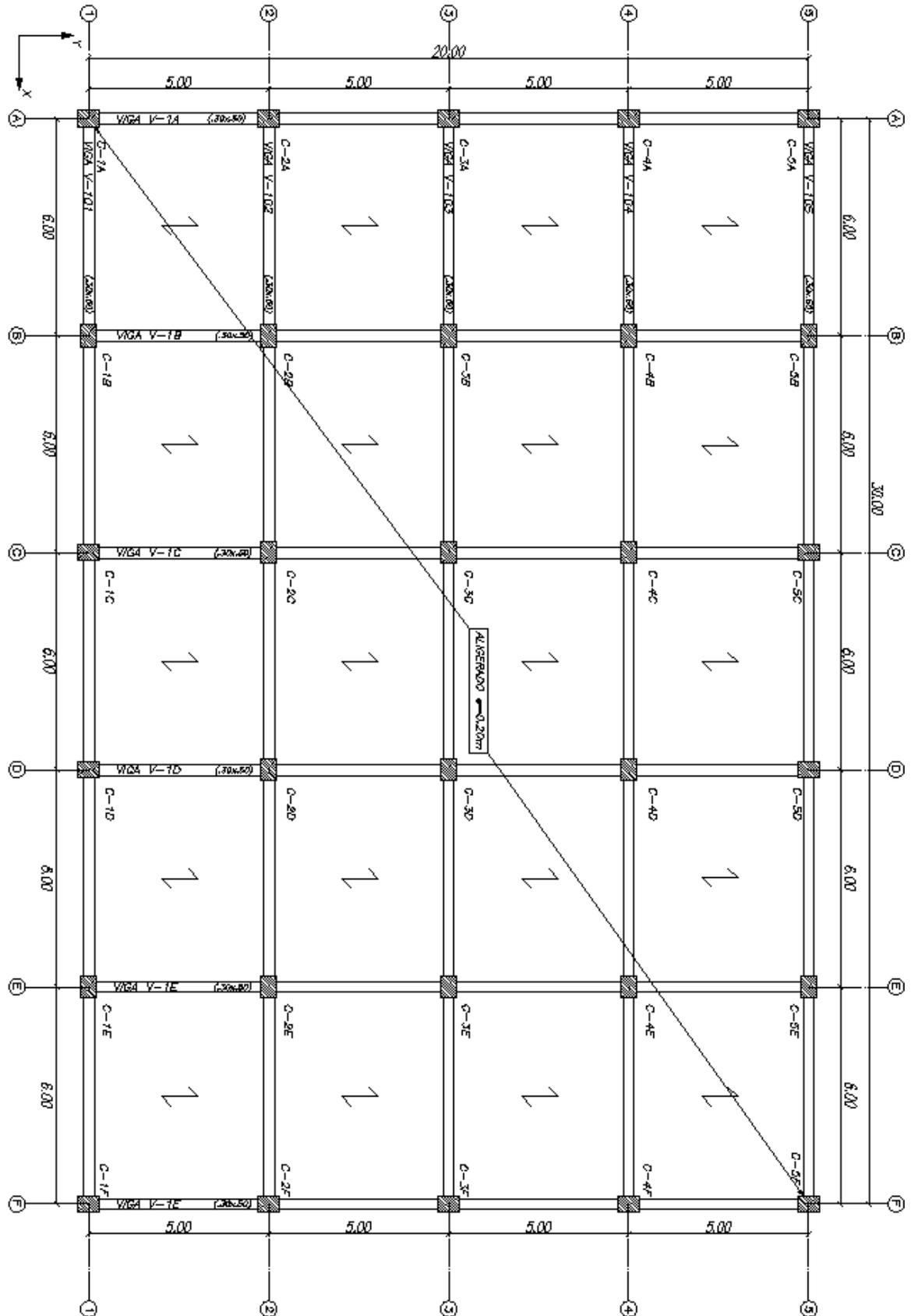
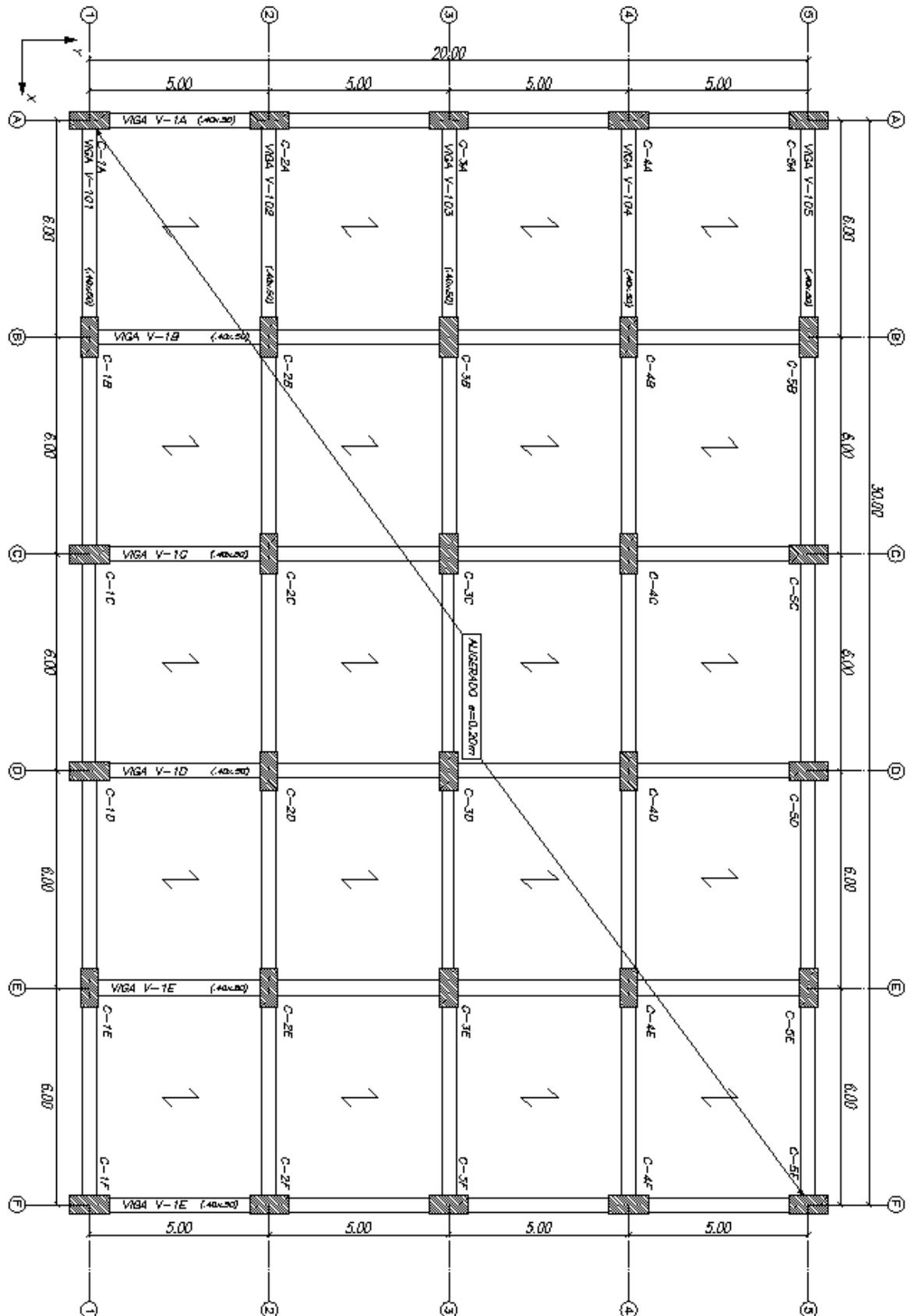


Fig. 3.2 Planta típica para el 2do Modelo.



3.2 ELEMENTOS ESTRUCTURALES

VIGAS

1er Modelo

Tabla 3.2 Dimensiones de las vigas del 1er Modelo.

Nivel	Viga	b	h												
1°	V-101	0.30 m	0.50 m	2°	V-201	0.30 m	0.50 m	3°	V-301	0.30 m	0.50 m	4°	V-401	0.30 m	0.50 m
	V-102	0.30 m	0.50 m		V-202	0.30 m	0.50 m		V-302	0.30 m	0.50 m		V-402	0.30 m	0.50 m
	V-103	0.30 m	0.50 m		V-203	0.30 m	0.50 m		V-303	0.30 m	0.50 m		V-403	0.30 m	0.50 m
	V-104	0.30 m	0.50 m		V-204	0.30 m	0.50 m		V-304	0.30 m	0.50 m		V-404	0.30 m	0.50 m
	V-105	0.30 m	0.50 m		V-205	0.30 m	0.50 m		V-305	0.30 m	0.50 m		V-405	0.30 m	0.50 m
	V-1A	0.30 m	0.50 m		V-2A	0.30 m	0.50 m		V-3A	0.30 m	0.50 m		V-4A	0.30 m	0.50 m
	V-1B	0.30 m	0.50 m		V-2B	0.30 m	0.50 m		V-3B	0.30 m	0.50 m		V-4B	0.30 m	0.50 m
	V-1C	0.30 m	0.50 m		V-2C	0.30 m	0.50 m		V-3C	0.30 m	0.50 m		V-4C	0.30 m	0.50 m
	V-1D	0.30 m	0.50 m		V-2D	0.30 m	0.50 m		V-3D	0.30 m	0.50 m		V-4D	0.30 m	0.50 m
	V-1E	0.30 m	0.50 m		V-2E	0.30 m	0.50 m		V-3E	0.30 m	0.50 m		V-4E	0.30 m	0.50 m
	V-1F	0.30 m	0.50 m		V-2F	0.30 m	0.50 m		V-3F	0.30 m	0.50 m		V-4F	0.30 m	0.50 m

2do Modelo

Tabla 3.3 Dimensiones de las vigas del 2do Modelo.

Nivel	Viga	b	h												
1°	V-101	0.40 m	0.50 m	2°	V-201	0.40 m	0.50 m	3°	V-301	0.40 m	0.50 m	4°	V-401	0.40 m	0.50 m
	V-102	0.40 m	0.50 m		V-202	0.40 m	0.50 m		V-302	0.40 m	0.50 m		V-402	0.40 m	0.50 m
	V-103	0.40 m	0.50 m		V-203	0.40 m	0.50 m		V-303	0.40 m	0.50 m		V-403	0.40 m	0.50 m
	V-104	0.40 m	0.50 m		V-204	0.40 m	0.50 m		V-304	0.40 m	0.50 m		V-404	0.40 m	0.50 m
	V-105	0.40 m	0.50 m		V-205	0.40 m	0.50 m		V-305	0.40 m	0.50 m		V-405	0.40 m	0.50 m
	V-1A	0.40 m	0.50 m		V-2A	0.40 m	0.50 m		V-3A	0.40 m	0.50 m		V-4A	0.40 m	0.50 m
	V-1B	0.40 m	0.50 m		V-2B	0.40 m	0.50 m		V-3B	0.40 m	0.50 m		V-4B	0.40 m	0.50 m
	V-1C	0.40 m	0.50 m		V-2C	0.40 m	0.50 m		V-3C	0.40 m	0.50 m		V-4C	0.40 m	0.50 m
	V-1D	0.40 m	0.50 m		V-2D	0.40 m	0.50 m		V-3D	0.40 m	0.50 m		V-4D	0.40 m	0.50 m
	V-1E	0.40 m	0.50 m		V-2E	0.40 m	0.50 m		V-3E	0.40 m	0.50 m		V-4E	0.40 m	0.50 m
	V-1F	0.40 m	0.50 m		V-2F	0.40 m	0.50 m		V-3F	0.40 m	0.50 m		V-4F	0.40 m	0.50 m
5°	V-501	0.40 m	0.50 m	6°	V-601	0.40 m	0.50 m	7°	V-701	0.40 m	0.50 m	8°	V-801	0.40 m	0.50 m
	V-502	0.40 m	0.50 m		V-602	0.40 m	0.50 m		V-702	0.40 m	0.50 m		V-802	0.40 m	0.50 m
	V-503	0.40 m	0.50 m		V-603	0.40 m	0.50 m		V-703	0.40 m	0.50 m		V-803	0.40 m	0.50 m
	V-504	0.40 m	0.50 m		V-604	0.40 m	0.50 m		V-704	0.40 m	0.50 m		V-804	0.40 m	0.50 m
	V-505	0.40 m	0.50 m		V-605	0.40 m	0.50 m		V-705	0.40 m	0.50 m		V-805	0.40 m	0.50 m
	V-5A	0.40 m	0.50 m		V-6A	0.40 m	0.50 m		V-7A	0.40 m	0.50 m		V-8A	0.40 m	0.50 m
	V-5B	0.40 m	0.50 m		V-6B	0.40 m	0.50 m		V-7B	0.40 m	0.50 m		V-8B	0.40 m	0.50 m
	V-5C	0.40 m	0.50 m		V-6C	0.40 m	0.50 m		V-7C	0.40 m	0.50 m		V-8C	0.40 m	0.50 m
	V-5D	0.40 m	0.50 m		V-6D	0.40 m	0.50 m		V-7D	0.40 m	0.50 m		V-8D	0.40 m	0.50 m
	V-5E	0.40 m	0.50 m		V-6E	0.40 m	0.50 m		V-7E	0.40 m	0.50 m		V-8E	0.40 m	0.50 m
	V-5F	0.40 m	0.50 m		V-6F	0.40 m	0.50 m		V-7F	0.40 m	0.50 m		V-8F	0.40 m	0.50 m

COLUMNA

Tabla 3.4 Dimensiones de las columnas del 1er y 2do Modelo.

Piso	b	D
4°	45 cm	60 cm
3°	45 cm	60 cm
2°	45 cm	60 cm
1°	45 cm	60 cm

Piso	b	D
8°	50 cm	110 cm
7°	50 cm	110 cm
6°	50 cm	110 cm
5°	50 cm	110 cm
4°	50 cm	110 cm
3°	50 cm	110 cm
2°	50 cm	110 cm
1°	50 cm	110 cm

LOSAS

Tabla 3.5 Espesor de losa aligerada del 1er Modelo.

Nivel	Uso	s/c	Luz _{prom}	e aligerado	P.P aligerado
1°	Exceptuando salas de archivo y computación	250 kg/m ²	5.00 m	0.20 m	300 kg/m ²
2°	Exceptuando salas de archivo y computación	250 kg/m ²	5.00 m	0.20 m	300 kg/m ²
3°	Exceptuando salas de archivo y computación	250 kg/m ²	5.00 m	0.20 m	300 kg/m ²
4°	Techo	100 kg/m ²	5.00 m	0.20 m	300 kg/m ²

Tabla 3.6 Espesor de losa aligerada del 2do Modelo.

Nivel	Uso	s/c	Luz _{prom}	e aligerado	P.P aligerado
1°	Cuartos - hotel	200 kg/m ²	5.00 m	0.20 m	300 kg/m ²
2°	Cuartos - hotel	200 kg/m ²	5.00 m	0.20 m	300 kg/m ²
3°	Cuartos - hotel	200 kg/m ²	5.00 m	0.20 m	300 kg/m ²
4°	Cuartos - hotel	200 kg/m ²	5.00 m	0.20 m	300 kg/m ²
5°	Cuartos - hotel	200 kg/m ²	5.00 m	0.20 m	300 kg/m ²
6°	Cuartos - hotel	200 kg/m ²	5.00 m	0.20 m	300 kg/m ²
7°	Cuartos - hotel	200 kg/m ²	5.00 m	0.20 m	300 kg/m ²
8°	Techo	100 kg/m ²	5.00 m	0.20 m	300 kg/m ²

3.3 CARGAS DE DISEÑO

Las cargas consideradas, en ambos modelos, para el análisis y diseño se tomaron del RNE E.020

Carga Muerta

Acabados : 100 kg/m²

Peso de tabiquería : 100 kg/m²

Peso de losa aligerada ($e=0.20m$) : 300 kg/m²

Peso propio de los elementos de concreto armado considerando el peso específico igual a 2400 kg/m³

Carga Viva

La S/C de oficina : 250 kg/m²

La S/C de vivienda : 200 kg/m²

La S/C de techo : 100 kg/m²

3.4 ANÁLISIS SÍSMICO

El análisis sísmico lineal estático y dinámico modal espectral aplicado a los dos modelos aporticados, para el control de deriva de entrepisos, se llevó a cabo en el programa ETABS v16.2.0. Las solicitaciones obtenidas en los dos modelos provienen del análisis dinámico.

Previamente al análisis, se especificaron las rigideces efectivas; ésto se hizo al momento de definir las propiedades de las secciones. La reducción se aplica sólo a los momentos de inercia; para las vigas se aplica sólo alrededor del eje 3, en cambio para las columnas se aplica alrededor del eje 2 y eje 3,. Estos ejes se refieren a los ejes locales de la sección, especificados por el programa ETABS v16.2.0.

Fig. 3.3 Modelo tridimensional de la edificación de 4 niveles (1er Modelo).

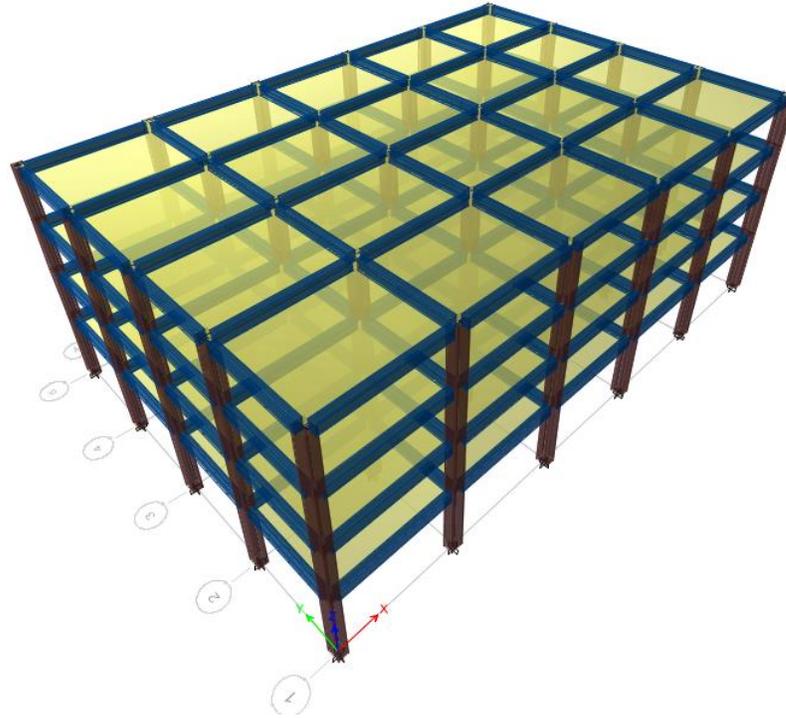
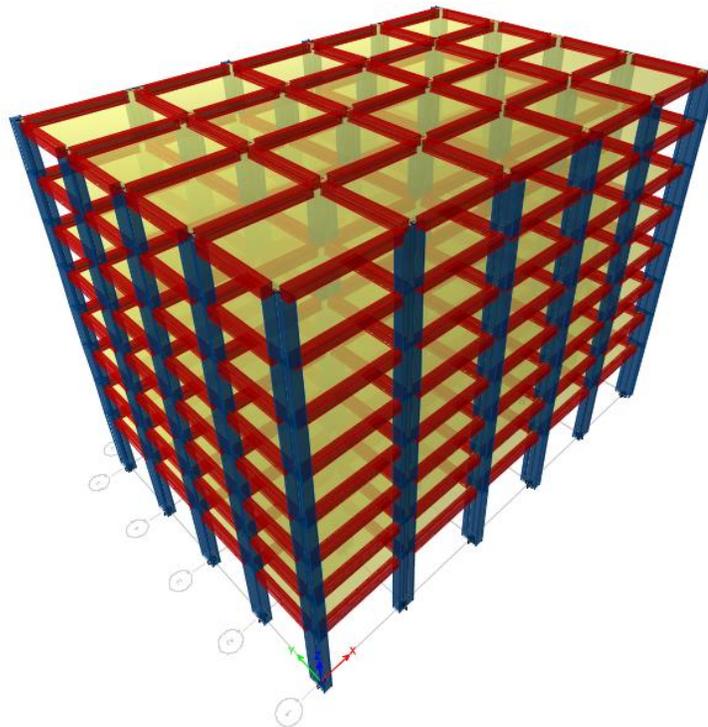


Fig. 3.4 Modelo tridimensional de la edificación de 8 niveles (2do Modelo).



3.4.1 FACTORES DE REDUCCIÓN PARA CALCULAR LA RIGIDEZ EFECTIVA

Burgos (2007), hace una comparación de la obtención de las rigideces efectivas, finalmente decidió usar los factores de reducción de rigidez propuestos por Paulay y Priestley (1992) para realizar el análisis sísmico. En esta investigación también se usará estos factores, propuestos por el diseño por capacidad.

Los factores de reducción de rigidez para los elementos del edificio son:

- Para vigas rectangulares = 0.40
- Para columnas con $P/Agf'c \leq 0.20$ = 0.40

La relación de carga axial $P/Agf'c$ es menor a 0.20 en todas las columnas, de ambos modelos. Por lo tanto, este factor se aplicó al momento de inercia de todas las columnas alrededor de los dos ejes locales 2 y 3.

3.4.2 ANÁLISIS COMPARATIVO DE IRREGULARIDAD DE RESISTENCIA, EXTREMA RESISTENCIA, TORSIONAL Y TORSIONAL EXTREMA SEGÚN NORMA E-030 Y ASCE 7

La norma E.030 – 2016, en opinión al tesista, es más estricta en los requerimientos para que sea una edificación regular respecto de la anterior norma.

En nuestros dos modelos, las edificaciones se han concebido con un sistema estructural aporticado.

Durante el desarrollo de la tesis, al realizar el control de irregularidades de resistencia y resistencia extrema, daba como resultado la formación de piso blando en los últimos pisos lo cual llamó la atención, requiriendo secciones

de columnas muy robustas para cumplir con las derivas de entrepiso. El diseñador podría verse obligado a cambiar a otro tipo de sistema estructural, pero como la metodología de diseño por capacidad, actualmente, cuenta con mayor información aplicado a edificios aporticados, en comparación a otros sistemas estructurales, se evaluó edificios aporticados buscando una solución coherente.

El ingeniero Carlos Casabonne hizo una exposición en SENCICO (2017) respecto a "Diseño Sísmico por Capacidad de Sistema de Muros Estructurales", lo cual significa un avance en la aplicación de la metodología de diseño por capacidad, pero se requiere seguir investigando.

Indagando sobre alguna solución para que las secciones de las columnas no sean tan robustas ya que esto conduce a incrementos en el costo de materiales y reducción de los espacios interiores, se encontró información respecto al control de irregularidades.

Según el Mg. Carlos Córdova, debido a que los proyectos estructurales no cumplían con los requerimientos de la norma y esto provocaba retrasos en las oficinas de cálculo estructural, expuso el tema de "Irregularidad Torsional y de Piso Blando" (2017).

Realizó tres modelos tridimensionales, el primero muy rígido, el segundo medianamente rígido y el tercero poco rígido, aplicó la norma E.030 - 2003, E.030 - 2016 y ASCE 7 para hacer un comparativo. En cada una de ellas, obtuvo resultados muy interesantes.

Aplicando la norma E.030 – 2016 el edificio que califica como regular es el poco rígido, a diferencia de los otros dos que son considerados irregulares. Comenta que la irregularidad de resistencia y extrema resistencia deben ser evaluados en términos de rigidez y no de deriva como lo establece nuestra actual norma sismorresistente. Explica que la deriva está en función al

desplazamiento entre la altura y debería ser evaluado en términos de fuerza cortante de entrepiso entre desplazamiento. Evalúa el control de irregularidad torsional y torsional extrema encontrando que la edificación que cumple como regular es el poco rígido.

El ingeniero Carlos Córdova concluye lo siguiente:

- Utilizando los criterios de la norma técnica de edificación E.030 "Diseño Sismorresistente" para la verificación de la "Irregularidad torsional" en edificios, están proporcionando valores que comparados con las normas internacionales, difieren sustancialmente.
- No necesariamente se obtiene edificaciones más rígidas con el procedimiento de la verificación de la "Irregularidad torsional" de la norma técnica E.030, por el contrario en muchas oportunidades se obtiene estructuras más flexibles.
- Utilizando los criterios de la norma técnica de edificación E.030 "Diseño Sismorresistente" para la verificación de la irregularidad de Piso Blando en edificios, está proporcionando valores erróneos, sobre todo en los pisos altos de los edificios.

Así mismo, da unas recomendaciones:

- Se debe corregir los criterios de verificación de la "Irregularidad Torsional" y de "Piso Blando" establecidos en la norma técnica de edificación E.030, ya que está ocasionando atrasos en las oficinas de proyectos y muchas veces resultados que inducen a errores en la estructuración del edificio.

- Una buena alternativa para la verificación de las irregularidades "Torsional" y de "Piso Blando" es la metodología propuesta en la norma ASCE 7, que a propósito es la norma que la mayoría de los países utilizan para realizar dichas verificaciones. No es necesario esperar a actualizar nuevamente la NTE E.030, basta con consignar un anexo en dicha norma que autorice el uso alternativo de la norma ASCE 7 para la verificación de las irregularidades "Torsional" y de "Piso Blando".

En la presente tesis se usó el control de irregularidad de resistencia, extrema resistencia, torsional y torsional extrema de la ASCE 7; también el resto de irregularidades de la E.030 – 2016; cumpliendo los controles de irregularidad para ser calificados como estructuras regulares y cumpliendo la deriva de entrepisos con secciones de columnas menores a los obtenidos inicialmente usando estrictamente todos los controles de irregularidad de la norma E.030 – 2016.

A continuación se presenta un comparativo de los resultados del control de irregularidad de resistencia, extrema resistencia, torsional y torsional extrema aplicando el RNE E.030-2016 y ASCE 7:

1er Modelo

Tabla 3.7 Irregularidad de rigidez (piso blando) - Según Norma E-030(2016)

DIRECCIÓN X					DIRECCIÓN Y				
Condición : Si $\beta_i > 1.4\beta_{i-1}$ es irregular					Condición : Si $\beta_i > 1.4\beta_{i-1}$ es irregular				
Nivel	β_i	$1.4\beta_{i-1}$	Resultado	Factor	Nivel	β_i	$1.4\beta_{i-1}$	Resultado	Factor
4°	0.00440	-	-	-	4°	0.00440	-	-	-
3°	0.00774	0.00615	irregular	0.75	3°	0.00786	0.00616	irregular	0.75
2°	0.01045	0.01083	regular	1.00	2°	0.01081	0.01101	regular	1.00
1°	0.00938	0.01463	regular	1.00	1°	0.01016	0.01514	regular	1.00
Ia=				0.75	Ia=				0.75

DIRECCIÓN X					DIRECCIÓN Y				
Condición : Si $\beta_i > 1.25(\beta_{i-1} + \beta_{i-2} + \beta_{i-3}/3)$ es irregular					Condición : Si $\beta_i > 1.25(\beta_{i-1} + \beta_{i-2} + \beta_{i-3}/3)$ es irregular				
Nivel	β_i	$1.25(\beta_{i-1} + \beta_{i-2} + \beta_{i-3}/3)$	Resultado	Factor	Nivel	β_i	$1.25(\beta_{i-1} + \beta_{i-2} + \beta_{i-3}/3)$	Resultado	Factor
4°	0.00440	-	-	-	4°	0.00440	-	-	-
3°	0.00774	-	-	-	3°	0.00786	-	-	-
2°	0.01045	-	-	-	2°	0.01081	-	-	-
1°	0.00938	0.00941	regular	1.00	1°	0.01016	0.00962	irregular	0.75
Ia=				1.00	Ia=				0.75

Tabla 3.8 Irregularidad de rigidez (piso blando) - Según Norma ASCE 7

PROPUESTA DE NORMA - ASCE 7

* K calculado como la cortante de un piso entre su desplazamiento relativo en el centro de masa

DIRECCIÓN X				
Condición : Si $k_i < 0.70k_{i-1}$ es irregular				
Nivel	k_i	$0.70 k_{i-1}$	Resultado	Factor
4°	17.18 tn/mm	-	-	-
3°	19.40 tn/mm	12.03 tn/mm	regular	1.00
2°	19.62 tn/mm	13.58 tn/mm	regular	1.00
1°	18.84 tn/mm	13.73 tn/mm	regular	1.00
			Ia=	1.00

DIRECCIÓN Y				
Condición : Si $k_i < 0.70k_{i-1}$ es irregular				
Nivel	k_i	$0.70 k_{i-1}$	Resultado	Factor
4°	18.76 tn/mm	-	-	-
3°	21.03 tn/mm	13.13 tn/mm	regular	1.00
2°	20.96 tn/mm	14.72 tn/mm	regular	1.00
1°	19.21 tn/mm	14.67 tn/mm	regular	1.00
			Ia=	1.00

DIRECCIÓN X				
Condición : Si $k_i < 0.80(k_{i-1} + k_{i-2} + k_{i-3}/3)$ es irregular				
Nivel	k_i	$0.80(k_{i-1} + k_{i-2} + k_{i-3}/3)$	Resultado	Factor
4°	17.18 tn/mm	-	-	-
3°	19.40 tn/mm	-	-	-
2°	19.62 tn/mm	-	-	-
1°	18.84 tn/mm	14.99 tn/mm	regular	1.00
			Ia=	1.00

DIRECCIÓN Y				
Condición : Si $k_i < 0.80(k_{i-1} + k_{i-2} + k_{i-3}/3)$ es irregular				
Nivel	k_i	$0.80(k_{i-1} + k_{i-2} + k_{i-3}/3)$	Resultado	Factor
4°	18.76 tn/mm	-	-	-
3°	21.03 tn/mm	-	-	-
2°	20.96 tn/mm	-	-	-
1°	19.21 tn/mm	16.20 tn/mm	regular	1.00
			Ia=	1.00

Como se puede apreciar en la tabla 3.7, aplicando según la norma E.030 el primer control, calificaría como irregular en ambas direcciones, el segundo control, calificaría como irregular solo en la dirección Y, por lo tanto sería una estructura irregular en ambas direcciones, sin embargo, en la tabla 3.8, aplicando según la norma ASCE 7 calificaría como regular en ambos controles y por lo tanto sería una estructura regular en ambas direcciones.

Tabla 3.9 Irregularidad extrema de rigidez - Según Norma E-030 (2016)

DIRECCIÓN X				
Condición : Si $\beta_i > 1.6\beta_{i-1}$ es irregular				
Nivel	β_i	$1.6 \beta_{i-1}$	Resultado	Factor
4°	0.00440	-	-	-
3°	0.00774	0.00703	irregular	0.50
2°	0.01045	0.01238	regular	1.00
1°	0.00938	0.01672	regular	1.00
			Ia=	0.50

DIRECCIÓN Y				
Condición : Si $\beta_i > 1.6\beta_{i-1}$ es irregular				
Nivel	β_i	$1.6 \beta_{i-1}$	Resultado	Factor
4°	0.00440	-	-	-
3°	0.00786	0.00704	irregular	0.50
2°	0.01081	0.01258	regular	1.00
1°	0.01016	0.01730	regular	1.00
			Ia=	0.50

DIRECCIÓN X				
Condición : Si $\beta_i > 1.40(\beta_{i-1} + \beta_{i-2} + \beta_{i-3}/3)$ es irregular				
Nivel	β_i	$1.40(\beta_{i-1} + \beta_{i-2} + \beta_{i-3}/3)$	Resultado	Factor
4°	0.00440	-	-	-
3°	0.00774	-	-	-
2°	0.01045	-	-	-
1°	0.00938	0.01054	regular	1.00
			Ia=	1.00

DIRECCIÓN Y				
Condición : Si $\beta_i > 1.40(\beta_{i-1} + \beta_{i-2} + \beta_{i-3}/3)$ es irregular				
Nivel	β_i	$1.40(\beta_{i-1} + \beta_{i-2} + \beta_{i-3}/3)$	Resultado	Factor
4°	0.00440	-	-	-
3°	0.00786	-	-	-
2°	0.01081	-	-	-
1°	0.01016	0.01077	regular	1.00
			Ia=	1.00

Tabla 3.10 Irregularidad extrema de rigidez - Según Norma ASCE 7

PROPUESTA DE NORMA - ASCE 7

* K calculado como la cortante de un piso entre su desplazamiento relativo en el centro de masa

DIRECCIÓN X				
Condición : Si $k_i < 0.60k_{i-1}$ es irregular				
Nivel	k_i	$0.60 k_{i-1}$	Resultado	Factor
4°	17.18 tn/mm	-	-	-
3°	19.40 tn/mm	10.31 tn/mm	regular	1.00
2°	19.62 tn/mm	11.64 tn/mm	regular	1.00
1°	18.84 tn/mm	11.77 tn/mm	regular	1.00
Ia=				1.00

DIRECCIÓN Y				
Condición : Si $k_i < 0.60k_{i-1}$ es irregular				
Nivel	k_i	$0.60 k_{i-1}$	Resultado	Factor
4°	18.76 tn/mm	-	-	-
3°	21.03 tn/mm	11.26 tn/mm	regular	1.00
2°	20.96 tn/mm	12.62 tn/mm	regular	1.00
1°	19.21 tn/mm	12.58 tn/mm	regular	1.00
Ia=				1.00

DIRECCIÓN X				
Condición : Si $k_i < 0.70(k_{i-1} + k_{i-2} + k_{i-3}/3)$ es irregular				
Nivel	k_i	$0.70(k_{i-1} + k_{i-2} + k_{i-3}/3)$	Resultado	Factor
4°	17.18 tn/mm	-	-	-
3°	19.40 tn/mm	-	-	-
2°	19.62 tn/mm	-	-	-
1°	18.84 tn/mm	13.11 tn/mm	regular	1.00
Ia=				1.00

DIRECCIÓN Y				
Condición : Si $k_i < 0.70(k_{i-1} + k_{i-2} + k_{i-3}/3)$ es irregular				
Nivel	k_i	$0.70(k_{i-1} + k_{i-2} + k_{i-3}/3)$	Resultado	Factor
4°	18.76 tn/mm	-	-	-
3°	21.03 tn/mm	-	-	-
2°	20.96 tn/mm	-	-	-
1°	19.21 tn/mm	14.18 tn/mm	regular	1.00
Ia=				1.00

Como se puede apreciar en la tabla 3.9, aplicando según la norma E.030 el primer control, calificaría como irregularidad extrema en ambas direcciones, el segundo control, calificaría como regular en ambas direcciones, por lo tanto sería una estructura con irregularidad extrema en ambas direcciones, sin embargo, en la tabla 3.10, aplicando según la norma ASCE 7 calificaría como regular en ambos controles y por lo tanto sería una estructura regular en ambas direcciones.

Tabla 3.11 Irregularidad torsional - Según Norma E-030 (2016)

DIRECCIÓN X					
Condición : Si $\Delta 3' > 1.5\Delta 1'$ es irregular					
Nivel	Desplazamiento en X(Δ)		1.5 $\Delta 1'$	Resultado	Factor
	$\Delta 3'=42$	$\Delta 1'=1$			
4°	2.05 mm	2.05 mm	3.077	regular	1.00
3°	3.61 mm	3.61 mm	5.415	regular	1.00
2°	4.88 mm	4.88 mm	7.316	regular	1.00
1°	5.94 mm	5.94 mm	8.913	regular	1.00
Ip=				1.00	

DIRECCIÓN Y					
Condición : Si $\Delta 3' > 1.5\Delta 1'$ es irregular					
Nivel	Desplazamiento en Y(Δ)		1.5 $\Delta 1'$	Resultado	Factor
	$\Delta 3'=42$	$\Delta 1'=1$			
4°	2.05 mm	2.05 mm	3.081	regular	1.00
3°	3.67 mm	3.67 mm	5.505	regular	1.00
2°	5.05 mm	5.05 mm	7.568	regular	1.00
1°	6.43 mm	6.43 mm	9.650	regular	1.00
Ip=				1.00	

Tabla 3.12 Irregularidad torsional - Según Norma ASCE 7

PROPUESTA DE NORMA - ASCE 7

DIRECCIÓN X					
Condición : Si $\Delta_{máx} > 1.2\Delta_{CM}$ es irregular					
Nivel	desplazamiento en X(Δ)		1.2 Δ_{CM}	Resultado	Factor
	$\Delta_{máx}$	Δ_{CM}			
4°	2.05 mm	1.94 mm	2.324	regular	1.00
3°	3.61 mm	3.41 mm	4.094	regular	1.00
2°	4.88 mm	4.61 mm	5.532	regular	1.00
1°	5.94 mm	5.61 mm	6.734	regular	1.00
Ip=				1.00	

DIRECCIÓN Y					
Condición : Si $\Delta_{máx} > 1.2\Delta_{CM}$ es irregular					
Nivel	desplazamiento en Y(Δ)		1.2 Δ_{CM}	Resultado	Factor
	$\Delta_{máx}$	Δ_{CM}			
4°	2.05 mm	1.79 mm	2.152	regular	1.00
3°	3.67 mm	3.21 mm	3.856	regular	1.00
2°	5.05 mm	4.43 mm	5.315	regular	1.00
1°	6.43 mm	5.67 mm	6.803	regular	1.00
Ip=				1.00	

En la tabla 3.11 y 3.12, los controles de irregularidad realizados con ambas normas, califican a la estructura como regular en ambas direcciones.

Tabla 3.13 Irregularidad torsional extrema - Según Norma E-030 (2016)

DIRECCIÓN X						DIRECCIÓN Y					
Condición : Si $\Delta 3' > 3\Delta 1'$ es irregular						Condición : Si $\Delta 3' > 1.5\Delta 1'$ es irregular					
Nivel	Desplazamiento en X(Δ)		$3\Delta 1'$	Resultado	Factor	Nivel	Desplazamiento en Y(Δ)		$3\Delta 1'$	Resultado	Factor
	$\Delta 3' = 42$	$\Delta 1' = 1$					$\Delta 3' = 42$	$\Delta 1' = 1$			
4°	2.05 mm	2.05 mm	6.153	regular	1.00	4°	2.05 mm	2.05 mm	6.162	regular	1.00
3°	3.61 mm	3.61 mm	10.830	regular	1.00	3°	3.67 mm	3.67 mm	11.010	regular	1.00
2°	4.88 mm	4.88 mm	14.631	regular	1.00	2°	5.05 mm	5.05 mm	15.135	regular	1.00
1°	5.94 mm	5.94 mm	17.826	regular	1.00	1°	6.43 mm	6.43 mm	19.299	regular	1.00
					I_p=						1.00

Tabla 3.14 Irregularidad torsional extrema - Según Norma ASCE 7

DIRECCIÓN X						DIRECCIÓN Y					
Condición : Si $\Delta_{m\acute{a}x} > 1.5\Delta_{prom}$ es irregular						Condición : Si $\Delta_{m\acute{a}x} > 1.5\Delta_{prom}$ es irregular					
Nivel	Desplazamiento en X(Δ)		$1.5\Delta_{CM}$	Resultado	Factor	Nivel	Desplazamiento en Y(Δ)		$1.5\Delta_{CM}$	Resultado	Factor
	$\Delta_{m\acute{a}x}$	Δ_{prom}					$\Delta_{m\acute{a}x}$	Δ_{prom}			
4°	2.05 mm	2.05 mm	3.077	regular	1.00	4°	2.05 mm	2.05 mm	3.081	regular	1.00
3°	3.61 mm	3.61 mm	5.415	regular	1.00	3°	3.67 mm	3.67 mm	5.505	regular	1.00
2°	4.88 mm	4.88 mm	7.316	regular	1.00	2°	5.05 mm	5.05 mm	7.568	regular	1.00
1°	5.94 mm	5.94 mm	8.913	regular	1.00	1°	6.43 mm	6.43 mm	9.650	regular	1.00
					I_p=						1.00

En la tabla 3.13 y 3.14, los controles de irregularidad extrema realizados con ambas normas, califican a la estructura como regular en ambas direcciones.

2do Modelo

Tabla 3.15 Irregularidad de rigidez (piso blando) -Según Norma E030 (2016)

DIRECCIÓN X					DIRECCIÓN Y				
Condición : Si $\beta_i > 1.4\beta_{i-1}$ es irregular					Condición : Si $\beta_i > 1.4\beta_{i-1}$ es irregular				
Nivel	β_i	$1.4\beta_{i-1}$	Resultado	Factor	Nivel	β_i	$1.4\beta_{i-1}$	Resultado	Factor
8°	0.00256	-	-	-	8°	0.00254	-	-	-
7°	0.00383	0.00359	irregular	0.75	7°	0.00385	0.00355	irregular	0.75
6°	0.00525	0.00536	regular	1.00	6°	0.00533	0.00540	regular	1.00
5°	0.00659	0.00735	regular	1.00	5°	0.00670	0.00746	regular	1.00
4°	0.00775	0.00923	regular	1.00	4°	0.00790	0.00938	regular	1.00
3°	0.00860	0.01085	regular	1.00	3°	0.00884	0.01106	regular	1.00
2°	0.00893	0.01205	regular	1.00	2°	0.00935	0.01238	regular	1.00
1°	0.00633	0.01250	regular	1.00	1°	0.00697	0.01308	regular	1.00
				I_a=					0.75

DIRECCIÓN X				
Condición : Si $\beta_i > 1.25(\beta_{i+1} + \beta_{i+2} + \beta_{i+3}/3)$ es irregular				
Nivel	β_i	$1.25(\beta_{i+1} + \beta_{i+2} + \beta_{i+3}/3)$	Resultado	Factor
8°	0.00256	-	-	-
7°	0.00383	-	-	-
6°	0.00525	-	-	-
5°	0.00659	0.00485	irregular	0.75
4°	0.00775	0.00653	irregular	0.75
3°	0.00860	0.00816	irregular	0.75
2°	0.00893	0.00956	regular	1.00
1°	0.00633	0.01053	regular	1.00
Ia=			0.75	

DIRECCIÓN Y				
Condición : Si $\beta_i > 1.25(\beta_{i+1} + \beta_{i+2} + \beta_{i+3}/3)$ es irregular				
Nivel	β_i	$1.25(\beta_{i+1} + \beta_{i+2} + \beta_{i+3}/3)$	Resultado	Factor
8°	0.00254	-	-	-
7°	0.00385	-	-	-
6°	0.00533	-	-	-
5°	0.00670	0.00488	irregular	0.75
4°	0.00790	0.00662	irregular	0.75
3°	0.00884	0.00830	irregular	0.75
2°	0.00935	0.00977	regular	1.00
1°	0.00697	0.01087	regular	1.00
Ia=			0.75	

Tabla 3.16 Irregularidad de rigidez (piso blando) - Según Norma ASCE 7

PROPUESTA DE NORMA - ASCE 7

* K calculado como la cortante de un piso entre su desplazamiento relativo en el centro de masa

DIRECCIÓN X				
Condición : Si $k_i < 0.70k_{i+1}$ es irregular				
Nivel	k_i	$0.70 k_{i+1}$	Resultado	Factor
8°	28.16 tn/mm	-	-	-
7°	37.63 tn/mm	19.72 tn/mm	regular	1.00
6°	38.13 tn/mm	26.34 tn/mm	regular	1.00
5°	37.18 tn/mm	26.69 tn/mm	regular	1.00
4°	36.56 tn/mm	26.03 tn/mm	regular	1.00
3°	36.82 tn/mm	25.59 tn/mm	regular	1.00
2°	38.71 tn/mm	25.77 tn/mm	regular	1.00
1°	33.91 tn/mm	27.09 tn/mm	regular	1.00
Ia=			1.00	

DIRECCIÓN Y				
Condición : Si $k_i < 0.70k_{i+1}$ es irregular				
Nivel	k_i	$0.70 k_{i+1}$	Resultado	Factor
8°	30.71 tn/mm	-	-	-
7°	40.77 tn/mm	21.49 tn/mm	regular	1.00
6°	41.31 tn/mm	28.54 tn/mm	regular	1.00
5°	40.35 tn/mm	28.92 tn/mm	regular	1.00
4°	39.61 tn/mm	28.24 tn/mm	regular	1.00
3°	39.61 tn/mm	27.73 tn/mm	regular	1.00
2°	40.79 tn/mm	27.72 tn/mm	regular	1.00
1°	33.83 tn/mm	28.55 tn/mm	regular	1.00
Ia=			1.00	

DIRECCIÓN X				
Condición : Si $k_i < 0.80(k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3}/3)$ es irregular				
Nivel	k_i	$0.80(k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3}/3)$	Resultado	Factor
8°	28.16 tn/mm	-	-	-
7°	37.63 tn/mm	-	-	-
6°	38.13 tn/mm	-	-	-
5°	37.18 tn/mm	27.71 tn/mm	regular	1.00
4°	36.56 tn/mm	30.12 tn/mm	regular	1.00
3°	36.82 tn/mm	29.83 tn/mm	regular	1.00
2°	38.71 tn/mm	29.48 tn/mm	regular	1.00
1°	33.91 tn/mm	29.89 tn/mm	regular	1.00
Ia=			1.00	

DIRECCIÓN Y				
Condición : Si $k_i < 0.80(k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3}/3)$ es irregular				
Nivel	k_i	$0.80(k_{i+1} + k_{i+2} + k_{i+3}/3)$	Resultado	Factor
8°	30.71 tn/mm	-	-	-
7°	40.77 tn/mm	-	-	-
6°	41.31 tn/mm	-	-	-
5°	40.35 tn/mm	30.08 tn/mm	regular	1.00
4°	39.61 tn/mm	32.65 tn/mm	regular	1.00
3°	39.61 tn/mm	32.34 tn/mm	regular	1.00
2°	40.79 tn/mm	31.88 tn/mm	regular	1.00
1°	33.83 tn/mm	32.00 tn/mm	regular	1.00
Ia=			1.00	

Como se puede apreciar en la tabla 3.15, aplicando según la norma E.030 el primer control, calificaría como irregular en ambas direcciones, el segundo control, calificaría como irregular en ambas direcciones, por lo tanto sería una estructura irregular en ambas direcciones, sin embargo, en la tabla 3.16, aplicando según la norma ASCE 7 calificaría como regular en ambos controles y por lo tanto sería una estructura regular en ambas direcciones.

Tabla 3.17 Irregularidad extrema de rigidez - Según Norma E-030 (2016)

DIRECCIÓN X					DIRECCIÓN Y						
Condición : Si $\beta_i > 1.6\beta_{i-1}$ es irregular					Condición : Si $\beta_i > 1.6\beta_{i-1}$ es irregular						
Nivel	β_i	$1.6\beta_{i-1}$	Resultado	Factor	Nivel	β_i	$1.6\beta_{i-1}$	Resultado	Factor		
8°	0.00256	-	-	-	8°	0.00254	-	-	-		
7°	0.00383	0.00410	regular	1.00	7°	0.00385	0.00406	regular	1.00		
6°	0.00525	0.00613	regular	1.00	6°	0.00533	0.00617	regular	1.00		
5°	0.00659	0.00840	regular	1.00	5°	0.00670	0.00852	regular	1.00		
4°	0.00775	0.01055	regular	1.00	4°	0.00790	0.01072	regular	1.00		
3°	0.00860	0.01239	regular	1.00	3°	0.00884	0.01264	regular	1.00		
2°	0.00893	0.01377	regular	1.00	2°	0.00935	0.01414	regular	1.00		
1°	0.00633	0.01428	regular	1.00	1°	0.00697	0.01495	regular	1.00		
				Ia=	1.00					Ia=	1.00

DIRECCIÓN X					DIRECCIÓN Y						
Condición : Si $\beta_i > 1.40(\beta_{i-1} + \beta_{i-2} + \beta_{i-3}/3)$ es irregular					Condición : Si $\beta_i > 1.40(\beta_{i-1} + \beta_{i-2} + \beta_{i-3}/3)$ es irregular						
Nivel	β_i	$1.40(\beta_{i-1} + \beta_{i-2} + \beta_{i-3}/3)$	Resultado	Factor	Nivel	β_i	$1.40(\beta_{i-1} + \beta_{i-2} + \beta_{i-3}/3)$	Resultado	Factor		
8°	0.00256	-	-	-	8°	0.00254	-	-	-		
7°	0.00383	-	-	-	7°	0.00385	-	-	-		
6°	0.00525	-	-	-	6°	0.00533	-	-	-		
5°	0.00659	0.00544	irregular	0.50	5°	0.00670	0.00547	irregular	0.50		
4°	0.00775	0.00732	irregular	0.50	4°	0.00790	0.00741	irregular	0.50		
3°	0.00860	0.00914	regular	1.00	3°	0.00884	0.00930	regular	1.00		
2°	0.00893	0.01071	regular	1.00	2°	0.00935	0.01094	regular	1.00		
1°	0.00633	0.01180	regular	1.00	1°	0.00697	0.01217	regular	1.00		
				Ia=	0.50					Ia=	0.50

Tabla 3.18 Irregularidad extrema de rigidez - Según Norma ASCE 7

PROPUESTA DE NORMA - ASCE 7

* K calculado como la cortante de un piso entre su desplazamiento relativo en el centro de masa

DIRECCIÓN X					DIRECCIÓN Y						
Condición : Si $k_i < 0.60k_{i-1}$ es irregular					Condición : Si $k_i < 0.60k_{i-1}$ es irregular						
Nivel	k_i	$0.60k_{i-1}$	Resultado	Factor	Nivel	k_i	$0.60k_{i-1}$	Resultado	Factor		
8°	28.16 tn/mm	-	-	-	8°	30.71 tn/mm	-	-	-		
7°	37.63 tn/mm	16.90 tn/mm	regular	1.00	7°	40.77 tn/mm	18.42 tn/mm	regular	1.00		
6°	38.13 tn/mm	22.58 tn/mm	regular	1.00	6°	41.31 tn/mm	24.46 tn/mm	regular	1.00		
5°	37.18 tn/mm	22.88 tn/mm	regular	1.00	5°	40.35 tn/mm	24.79 tn/mm	regular	1.00		
4°	36.56 tn/mm	22.31 tn/mm	regular	1.00	4°	39.61 tn/mm	24.21 tn/mm	regular	1.00		
3°	36.82 tn/mm	21.93 tn/mm	regular	1.00	3°	39.61 tn/mm	23.77 tn/mm	regular	1.00		
2°	38.71 tn/mm	22.09 tn/mm	regular	1.00	2°	40.79 tn/mm	23.76 tn/mm	regular	1.00		
1°	33.91 tn/mm	23.22 tn/mm	regular	1.00	1°	33.83 tn/mm	24.47 tn/mm	regular	1.00		
				Ia=	1.00					Ia=	1.00

DIRECCIÓN X					DIRECCIÓN Y						
Condición : Si $k_i < 0.70(k_{i-1} + k_{i-2} + k_{i-3}/3)$ es irregular					Condición : Si $k_i < 0.70(k_{i-1} + k_{i-2} + k_{i-3}/3)$ es irregular						
Nivel	k_i	$0.70(k_{i-1} + k_{i-2} + k_{i-3}/3)$	Resultado	Factor	Nivel	k_i	$0.70(k_{i-1} + k_{i-2} + k_{i-3}/3)$	Resultado	Factor		
8°	28.16 tn/mm	-	-	-	8°	30.71 tn/mm	-	-	-		
7°	37.63 tn/mm	-	-	-	7°	40.77 tn/mm	-	-	-		
6°	38.13 tn/mm	-	-	-	6°	41.31 tn/mm	-	-	-		
5°	37.18 tn/mm	24.25 tn/mm	regular	1.00	5°	40.35 tn/mm	26.32 tn/mm	regular	1.00		
4°	36.56 tn/mm	26.35 tn/mm	regular	1.00	4°	39.61 tn/mm	28.57 tn/mm	regular	1.00		
3°	36.82 tn/mm	26.10 tn/mm	regular	1.00	3°	39.61 tn/mm	28.30 tn/mm	regular	1.00		
2°	38.71 tn/mm	25.80 tn/mm	regular	1.00	2°	40.79 tn/mm	27.90 tn/mm	regular	1.00		
1°	33.91 tn/mm	26.15 tn/mm	regular	1.00	1°	33.83 tn/mm	28.00 tn/mm	regular	1.00		
				Ia=	1.00					Ia=	1.00

Como se puede apreciar en la tabla 3.17, aplicando según la norma E.030 el primer control, calificaría como regular en ambas direcciones, el segundo control, calificaría como irregularidad extrema en ambas direcciones, por lo tanto sería una estructura con irregularidad extrema en ambas direcciones,

sin embargo, en la tabla 3.18, aplicando según la norma ASCE 7 calificaría como regular en ambos controles y por lo tanto sería una estructura regular en ambas direcciones.

Tabla 3.19 Irregularidad torsional - Según Norma E-030 (2016)

DIRECCIÓN X					
Condición : Si $\Delta 3' > 1.5\Delta 1'$ es irregular					
Nivel	Desplazamiento en X(Δ)		1.5 $\Delta 1'$	Resultado	Factor
	$\Delta 3'=42$	$\Delta 1'=1$			
8°	1.20 mm	1.20 mm	1.794	regular	1.00
7°	1.79 mm	1.79 mm	2.682	regular	1.00
6°	2.45 mm	2.45 mm	3.677	regular	1.00
5°	3.08 mm	3.08 mm	4.616	regular	1.00
4°	3.62 mm	3.62 mm	5.423	regular	1.00
3°	4.02 mm	4.02 mm	6.023	regular	1.00
2°	4.17 mm	4.17 mm	6.248	regular	1.00
1°	5.06 mm	5.06 mm	7.596	regular	1.00
I_p=				1.00	

DIRECCIÓN Y					
Condición : Si $\Delta 3' > 1.5\Delta 1'$ es irregular					
Nivel	Desplazamiento en Y(Δ)		1.5 $\Delta 1'$	Resultado	Factor
	$\Delta 3'=42$	$\Delta 1'=1$			
8°	1.18 mm	1.18 mm	1.776	regular	1.00
7°	1.80 mm	1.80 mm	2.699	regular	1.00
6°	2.49 mm	2.49 mm	3.728	regular	1.00
5°	3.13 mm	3.13 mm	4.691	regular	1.00
4°	3.69 mm	3.69 mm	5.531	regular	1.00
3°	4.13 mm	4.13 mm	6.188	regular	1.00
2°	4.36 mm	4.36 mm	6.542	regular	1.00
1°	5.57 mm	5.57 mm	8.358	regular	1.00
I_p=				1.00	

Tabla 3.20 Irregularidad torsional - Según Norma ASCE 7

PROPUESTA DE NORMA - ASCE 7

DIRECCIÓN X					
Condición : Si $\Delta_{máx} > 1.2\Delta_{CM}$ es irregular					
Nivel	Desplazamiento en X(Δ)		1.2 Δ_{CM}	Resultado	Factor
	$\Delta_{máx}$	Δ_{CM}			
8°	1.20 mm	1.13 mm	1.356	regular	1.00
7°	1.79 mm	1.69 mm	2.028	regular	1.00
6°	2.45 mm	2.32 mm	2.783	regular	1.00
5°	3.08 mm	2.92 mm	3.499	regular	1.00
4°	3.62 mm	3.43 mm	4.116	regular	1.00
3°	4.02 mm	3.81 mm	4.573	regular	1.00
2°	4.17 mm	3.99 mm	4.745	regular	1.00
1°	5.06 mm	4.80 mm	5.761	regular	1.00
I_p=				1.00	

DIRECCIÓN Y					
Condición : Si $\Delta_{máx} > 1.2\Delta_{CM}$ es irregular					
Nivel	Desplazamiento en Y(Δ)		1.2 Δ_{CM}	Resultado	Factor
	$\Delta_{máx}$	Δ_{CM}			
8°	1.18 mm	1.03 mm	1.240	regular	1.00
7°	1.80 mm	1.58 mm	1.891	regular	1.00
6°	2.49 mm	2.18 mm	2.618	regular	1.00
5°	3.13 mm	2.76 mm	3.307	regular	1.00
4°	3.69 mm	3.26 mm	3.910	regular	1.00
3°	4.13 mm	3.65 mm	4.382	regular	1.00
2°	4.36 mm	3.87 mm	4.644	regular	1.00
1°	5.57 mm	4.96 mm	5.957	regular	1.00
I_p=				1.00	

En la tabla 3.19 y 3.20, los controles de irregularidad realizados con ambas normas, califican a la estructura como regular en ambas direcciones.

Tabla 3.21 Irregularidad torsional extrema - Según Norma E-030 (2016)

DIRECCIÓN X					
Condición : Si $\Delta 3' > 3\Delta 1'$ es irregular					
Nivel	Desplazamiento en X(Δ)		3 $\Delta 1'$	Resultado	Factor
	$\Delta 3'=42$	$\Delta 1'=1$			
8°	1.20 mm	1.20 mm	3.588	regular	1.00
7°	1.79 mm	1.79 mm	5.364	regular	1.00
6°	2.45 mm	2.45 mm	7.353	regular	1.00
5°	3.08 mm	3.08 mm	9.231	regular	1.00
4°	3.62 mm	3.62 mm	10.845	regular	1.00
3°	4.02 mm	4.02 mm	12.045	regular	1.00
2°	4.17 mm	4.17 mm	12.495	regular	1.00
1°	5.06 mm	5.06 mm	15.192	regular	1.00
I_p=				1.00	

DIRECCIÓN Y					
Condición : Si $\Delta 3' > 1.5\Delta 1'$ es irregular					
Nivel	Desplazamiento en Y(Δ)		3 $\Delta 1'$	Resultado	Factor
	$\Delta 3'=42$	$\Delta 1'=1$			
8°	1.18 mm	1.18 mm	3.552	regular	1.00
7°	1.80 mm	1.80 mm	5.397	regular	1.00
6°	2.49 mm	2.49 mm	7.455	regular	1.00
5°	3.13 mm	3.13 mm	9.381	regular	1.00
4°	3.69 mm	3.69 mm	11.061	regular	1.00
3°	4.13 mm	4.13 mm	12.375	regular	1.00
2°	4.36 mm	4.36 mm	13.083	regular	1.00
1°	5.57 mm	5.57 mm	16.716	regular	1.00
I_p=				1.00	

Tabla 3.22 Irregularidad torsional extrema - Según Norma ASCE 7

PROPUESTA DE NORMA - ASCE 7

DIRECCIÓN X						DIRECCIÓN Y					
Condición : Si $\Delta_{máx} > 1.5 \Delta_{prom}$ es irregular						Condición : Si $\Delta_{máx} > 1.5 \Delta_{prom}$ es irregular					
Nivel	desplazamiento en X(Δ)		1.5 Δ_{CM}	Resultado	Factor	Nivel	desplazamiento en Y(Δ)		1.5 Δ_{CM}	Resultado	Factor
	$\Delta_{máx}$	Δ_{prom}					$\Delta_{máx}$	Δ_{prom}			
8°	1.20 mm	1.20 mm	1.794	regular	1.00	8°	1.18 mm	1.18 mm	1.776	regular	1.00
7°	1.79 mm	1.79 mm	2.682	regular	1.00	7°	1.80 mm	1.80 mm	2.699	regular	1.00
6°	2.45 mm	2.45 mm	3.677	regular	1.00	6°	2.49 mm	2.49 mm	3.728	regular	1.00
5°	3.08 mm	3.08 mm	4.616	regular	1.00	5°	3.13 mm	3.13 mm	4.691	regular	1.00
4°	3.62 mm	3.62 mm	5.423	regular	1.00	4°	3.69 mm	3.69 mm	5.531	regular	1.00
3°	4.02 mm	4.02 mm	6.023	regular	1.00	3°	4.13 mm	4.13 mm	6.188	regular	1.00
2°	4.17 mm	4.17 mm	6.248	regular	1.00	2°	4.36 mm	4.36 mm	6.542	regular	1.00
1°	5.06 mm	5.06 mm	7.596	regular	1.00	1°	5.57 mm	5.57 mm	8.358	regular	1.00
				I_p=	1.00					I_p=	1.00

En la tabla 3.21 y 3.22, los controles de irregularidad extrema realizados con ambas normas, califican a la estructura como regular en ambas direcciones.

3.4.3 CONTROL DE IRREGULARIDADES

La norma E.030 - 2016 hace un cambio sustancial respecto al control de irregularidades en altura y planta respecto a la norma anterior.

A continuación se muestra, en la tabla 3.23, los controles de irregularidad en altura y planta aplicando Irregularidad de resistencia, extrema resistencia, torsional y torsional extrema de la norma ASCE 7 y el resto de la norma E.030 – 2016:

Tabla 3.23 Control de irregularidades en altura y planta

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN ALTURA	I _a Dir X	I _a Dir Y
Irregularidad de Rigidez - Piso Blando	1.00	1.00
Irregularidades de Resistencia - Piso Débil	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Rigidez	1.00	1.00
Irregularidad Extrema de Resistencia	1.00	1.00
Irregularidad de Masa o Peso	1.00	1.00
Irregularidad Geométrica Vertical	1.00	1.00
Discontinuidad en los Sistemas Resistentes	1.00	1.00
Discontinuidad extrema de los Sistemas Resistentes	1.00	1.00
	1.00	1.00

IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES EN PLANTA	I _p Dir X	I _p Dir Y
Irregularidad Torsional	1.00	1.00
Irregularidad Torsional Extrema	1.00	1.00
Esquinas Entrantes	1.00	1.00
Discontinuidad del Diafragma	1.00	1.00
Sistemas no Paralelos	1.00	1.00
	1.00	1.00

3.4.4 PARAMETROS SISMORRESISTENTES

Los parámetros sismorresistentes para elaborar el espectro de aceleraciones, para ambos modelos, son:

Tabla 3.24 Parámetros sísmicos de la edificación

Factor	Descripción	Valor
Factor de zona, Z	Edificación ubicada en el distrito del Tambo, lo cual corresponde a la zona 2.	0.25
Factor de suelo, S	El suelo de cimentación se considera como un suelo intermedio.	1.2
Periodo T_p	Periodo en que empieza a descender el espectro de aceleración.	0.6
Factor de uso, U	Edificación de categoría común.	1
Factor de amplificación sísmica, C	Según el periodo.	$T < T_p \quad C = 2.5$ $T_p < T < T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right)$ $T > T_L \quad C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p \cdot T_L}{T^2}\right)$
Factor de reducción de fuerzas, R	Estructura regular aporticada de concreto armado. (Norma E-030 - 2016)	$R = R_o \cdot I_p \cdot I_a = 8.1.1 = 8$

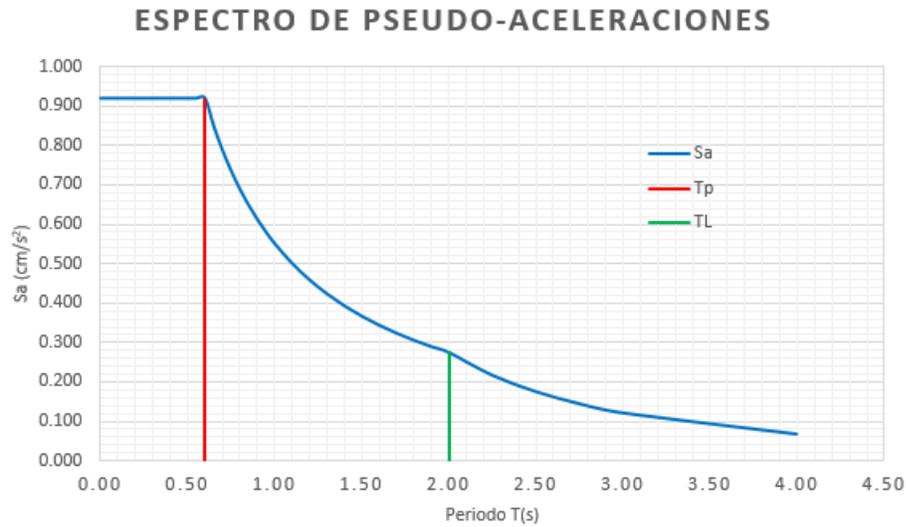
3.4.5 ACELERACIÓN ESPECTRAL

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por la norma E.030 - 2016 en el Art. 4.6.2:

$$S_a = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g \quad \frac{C}{R} \geq 0.125$$

A continuación se muestra el espectro de pseudo-aceleraciones de diseño que se debe ingresar, para ambos modelos, en el programa ETABS:

Fig. 3.5 Espectro de pseudo-aceleraciones



3.4.6 PERIODOS Y MODOS DE VIBRACION

Para encontrar las máximas respuestas elásticas se consideraron para el 1er Modelo, doce modos de vibración (tres por cada nivel) y para el 2do Modelo veinticuatro modos de vibración. A continuación se muestran los periodos en ambos modelos:

1er Modelo

Tabla 3.25 Modos de vibración con sus respectivos periodos, del 1er Modelo

Modos	Periodo (s)	UX	UY
1	0.876	0.8947	0
2	0.854	0	0.9011
3	0.745	0	0
4	0.263	0.0836	0
5	0.259	0	0.0791
6	0.226	0	0
7	0.137	0.0185	0
8	0.136	0	0.0169
9	0.118	0	0
10	0.089	0	0.003
11	0.088	0.0032	0
12	0.077	0	0

De la tabla 3.25 se puede observar, según la masa de participación, los periodos fundamentales de la estructura para cada dirección de análisis, se

tiene para la dirección X un periodo de 0.876 s y para la dirección Y un periodo de 0.854 s.

2do Modelo

Tabla 3.26 Modos de vibración con sus respectivos periodos, del 2do Modelo

Modos	Periodo	UX	UY
	s		
1	1.321	0.8529	0
2	1.285	0	0.8605
3	1.088	0	0
4	0.401	0.0975	0
5	0.394	0	0.0941
6	0.333	0	0
7	0.207	0.0312	0
8	0.206	0	0.0287
9	0.174	0	0
10	0.126	0	0.0107
11	0.125	0.0118	0
12	0.106	0	0
13	0.084	0	0.004
14	0.083	0.0044	0
15	0.071	0	0
16	0.061	0	0.0015
17	0.059	0.0016	0
18	0.051	0	0
19	0.047	0	0.0005
20	0.045	0.0005	0
21	0.04	0	0.0001
22	0.039	0	0
23	0.038	0.0001	0
24	0.033	0	0

De la tabla 3.26 se puede observar, según la masa de participación, los periodos fundamentales de la estructura para cada dirección de análisis, se tiene para la dirección X un periodo de 1.321 s y para la dirección Y un periodo de 1.285 s.

3.4.7 CRITERIOS DE COMBINACIÓN

El criterio de combinación utilizado para obtener la respuesta máxima elásticas esperada (r) (Cortante en la base, desplazamientos totales y relativos de entrepiso, etc.) es el de combinación cuadrática completa, que indica la norma E.030 – 2016 en el artículo 4.6.3:

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \rho_{ij} T_j}$$

3.4.8 CORTANTE EN LA BASE

De acuerdo a lo que establece la norma E.030 – 2016 en su artículo 4.6.4, para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la cortante en la base obtenida del análisis dinámico no puede ser menor que el 80% de la cortante en la base obtenida del análisis estático para estructuras regulares, ni menor que el 90% para estructuras irregulares.

Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberán escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

3.4.8.1 CALCULO DE LA CORTANTE BASAL- METODO ESTATICO

La cortante en la base obtenida del análisis estático es igual a:

$$V = \frac{Z.U.C.S}{R} \cdot P$$

Según la norma E.030 - 2016, en su artículo 4.3, establece que el peso del edificio se calculará considerando la carga permanente total más el 25 % de la carga viva, según lo que estipula para edificaciones de la categoría C. Por lo tanto, el peso total de cada edificación es:

Tabla 3.27 Cálculo de peso sísmico del 1er Modelo

Piso	CM	25% CV	CARGA TOTAL
4°	355.07 tn	15.00 tn	370.07 tn
3°	442.29 tn	37.50 tn	479.79 tn
2°	442.29 tn	37.50 tn	479.79 tn
1°	452.01 tn	37.50 tn	489.51 tn
TOTAL	1691.66 tn	127.50 tn	1819.16 tn

Tabla 3.28 Cálculo de peso sísmico del 2do Modelo

Piso	CM	25% CV	CARGA TOTAL
8°	405.79 tn	15.00 tn	420.79 tn
7°	521.23 tn	30.00 tn	551.23 tn
6°	521.23 tn	30.00 tn	551.23 tn
5°	521.23 tn	30.00 tn	551.23 tn
4°	521.23 tn	30.00 tn	551.23 tn
3°	521.23 tn	30.00 tn	551.23 tn
2°	521.23 tn	30.00 tn	551.23 tn
1°	560.83 tn	30.00 tn	590.83 tn
TOTAL	4094.02 tn	225.00 tn	4319.02 tn

El período fundamental para cada dirección se estimará de acuerdo al artículo 4.5.4. Los periodos fundamentales obtenidos del análisis dinámico son:

1er Modelo

$T_{xx-o} = 0.876 \text{ s}$

$T_{yy-o} = 0.854 \text{ s}$

2do Modelo

$T_{xx-o} = 1.321 \text{ s}$

$T_{yy-o} = 1.285 \text{ s}$

Por consiguiente, los periodos para el análisis estático son iguales al 0.85 de los periodos del análisis dinámico, debido a que no se ha considerado el efecto de los elementos no estructurales:

1er Modelo

$T_{xx-E} = 0.745 \text{ s}$

$T_{yy-E} = 0.726 \text{ s}$

2do Modelo

$$T_{xx-E} = 1.123 \text{ s}$$

$$T_{yy-E} = 1.092 \text{ s}$$

Por lo tanto, en cada modelo, la cortante basal obtenida del análisis estático para cada dirección es igual a:

Tabla 3.29 Calculo de cortante basal del 1er Modelo

Dirección X	Dirección Y
(ETABS) $T_{x-d} = 0.876$	(ETABS) $T_{y-d} = 0.854$
$0.85*(T_{x-d}) = T_{x-e} = 0.745$	$0.85*(T_{y-d}) = T_{y-e} = 0.726$
$T_p = 0.6$	$T_p = 0.6$
$T_l = 2$	$T_l = 2$
$C_x = 2.015$	$C_y = 2.066$
$Z = 0.25$	$Z = 0.25$
$U = 1$	$U = 1$
$S = 1.2$	$S = 1.2$
$R_o = 8$	$R_o = 8$
$I_p = 1$	$I_p = 1$
$I_s = 1$	$I_s = 1$
$R = 8$	$R = 8$
$P = 1819.16 \text{ tn}$	$P = 1819.16 \text{ tn}$
$V_x = 137.43 \text{ tn}$	$V_y = 140.97 \text{ tn}$

Tabla 3.30 Calculo de cortante basal del 2do Modelo

Dirección X	Dirección Y
(ETABS) $T_{x-d} = 1.321$	(ETABS) $T_{y-d} = 1.285$
$0.85*(T_{x-d}) = T_{x-e} = 1.123$	$0.85*(T_{y-d}) = T_{y-e} = 1.092$
$T_p = 0.6$	$T_p = 0.6$
$T_l = 2$	$T_l = 2$
$C_x = 1.336$	$C_y = 1.373$
$Z = 0.25$	$Z = 0.25$
$U = 1$	$U = 1$
$S = 1.2$	$S = 1.2$
$R_o = 8$	$R_o = 8$
$I_p = 1$	$I_p = 1$
$I_s = 1$	$I_s = 1$
$R = 8$	$R = 8$
$P = 4319.02 \text{ tn}$	$P = 4319.02 \text{ tn}$
$V_x = 216.36 \text{ tn}$	$V_y = 222.43 \text{ tn}$

3.4.8.2 CALCULO DE LA CORTANTE BASAL- MÉTODO DINAMICO

Para ambos modelos, la cortante dinámica en la base se puede obtener a partir de los resultados proporcionados por el programa ETABS v16.2.0, según el criterio de combinación antes indicado:

Tabla 3.31 Escalamiento de la Cortante Dinámica del 1er Modelo

	V _d	V _e	Estructura	Factor	80%V _e	80%V _e / V _d	Resultado
Sismo en x	105.75 tn	137.43 tn	regular	0.8	109.94176	1.03962	Incrementar cortante
Sismo en y	108.92 tn	140.97 tn	regular	0.8	112.774	1.03535	Incrementar cortante

Tabla 3.32 Escalamiento de la Cortante Dinámica del 2do Modelo

	V _d	V _e	Estructura	Factor	80%V _e	80%V _e / V _d	Resultado
Sismo en x	162.79 tn	216.36 tn	regular	0.8	173.09192	1.0633	Incrementar cortante
Sismo en y	167.95 tn	222.43 tn	regular	0.8	177.9412	1.0595	Incrementar cortante

Por lo tanto, para ambos modelos en ambas direcciones, los momentos y cortantes del análisis sísmico deberán ser corregidos por lo factores mostrados en las tablas 3.31 y 3.32.

3.4.9 CONTROL DE DERIVA DE ENTREPISOS

Las derivas de entrepisos obtenidos del ETABS v16.2.0 fueron multiplicados por 0.75R, como lo indica la norma E-030 en el artículo 5.1, para estructuras regulares. Los resultados obtenidos son los siguientes:

1er Modelo

Tabla 3.33 Control de deriva de entrepiso en X e Y con rigideces efectivas,
1er Modelo

DIRECCIÓN X				DIRECCIÓN Y			
Nivel	Deriva de entrepiso	Control para C°A°	Resultado	Nivel	Deriva de entrepiso	Control para C°A°	Resultado
4°	0.00440	0.007	Cumple !	4°	0.00440	0.007	Cumple !
3°	0.00774	0.007	No cumple !	3°	0.00786	0.007	No cumple !
2°	0.01045	0.007	No cumple !	2°	0.01081	0.007	No cumple !
1°	0.00938	0.007	No cumple !	1°	0.01016	0.007	No cumple !

Tabla 3.34 Control de deriva de entrepiso en X e Y sin rigideces efectivas,
1er Modelo

DIRECCIÓN X				DIRECCIÓN Y			
Nivel	Deriva de entrepiso	Control para C°A°	Resultado	Nivel	Deriva de entrepiso	Control para C°A°	Resultado
4°	0.00263	0.007	Cumple !	4°	0.00261	0.007	Cumple !
3°	0.00465	0.007	Cumple !	3°	0.00465	0.007	Cumple !
2°	0.00626	0.007	Cumple !	2°	0.00636	0.007	Cumple !
1°	0.00559	0.007	Cumple !	1°	0.00593	0.007	Cumple !

Se observa que la mayor distorsión para la dirección X-X es de 0.01045 y se encuentra en el segundo nivel, para la dirección Y-Y es de 0.01081 y también se encuentra en el segundo nivel. Usando rigideces efectivas no cumple con el control de deriva de entrepisos pero sin usar rigideces efectivas cumplen con lo especificado en la norma sismorresistente.

2do Modelo

Tabla 3.35 Control de deriva de entrepiso en X e Y usando rigideces efectivas, 2do Modelo

DIRECCIÓN X				DIRECCIÓN Y			
Nivel	Deriva de entrepiso	Control para C°A°	Resultado	Nivel	Deriva de entrepiso	Control para C°A°	Resultado
8°	0.00256	0.007	Cumple !	8°	0.00254	0.007	Cumple !
7°	0.00383	0.007	Cumple !	7°	0.00385	0.007	Cumple !
6°	0.00525	0.007	Cumple !	6°	0.00533	0.007	Cumple !
5°	0.00659	0.007	Cumple !	5°	0.00670	0.007	Cumple !
4°	0.00775	0.007	No cumple !	4°	0.00790	0.007	No cumple !
3°	0.00860	0.007	No cumple !	3°	0.00884	0.007	No cumple !
2°	0.00893	0.007	No cumple !	2°	0.00935	0.007	No cumple !
1°	0.00633	0.007	Cumple !	1°	0.00697	0.007	Cumple !

Tabla 3.36 Control de deriva de entrepiso en X e Y sin rigideces efectivas, 2do Modelo

DIRECCIÓN X				DIRECCIÓN Y			
Nivel	Deriva de entrepiso	Control para C°A°	Resultado	Nivel	Deriva de entrepiso	Control para C°A°	Resultado
8°	0.00171	0.007	Cumple !	8°	0.00171	0.007	Cumple !
7°	0.00236	0.007	Cumple !	7°	0.00257	0.007	Cumple !
6°	0.00343	0.007	Cumple !	6°	0.00343	0.007	Cumple !
5°	0.00429	0.007	Cumple !	5°	0.00450	0.007	Cumple !
4°	0.00493	0.007	Cumple !	4°	0.00514	0.007	Cumple !
3°	0.00557	0.007	Cumple !	3°	0.00579	0.007	Cumple !
2°	0.00579	0.007	Cumple !	2°	0.00600	0.007	Cumple !
1°	0.00400	0.007	Cumple !	1°	0.00438	0.007	Cumple !

Se observa que la mayor distorsión para la dirección X-X es de 0.00893 y se encuentra en el segundo nivel, para la dirección Y-Y es de 0.00935 y también se encuentra en el segundo nivel. Usando rigideces efectivas no cumple con el control de deriva de entrepisos pero sin usar rigideces efectivas cumplen

con lo especificado en la norma sismorresistente, por lo tanto se continua con el diseño de los dos modelos.

3.5 DISEÑO POR CAPACIDAD

En esta sección se indica paso a paso el procedimiento para diseñar por capacidad los elementos estructurales de la edificación. Del mismo modo se indica las consideraciones tomadas en cuenta, y los requerimientos mínimos de la norma de concreto armado E.060 que se deben tomar en cuenta.

Como se mencionó en la sección 2.2.3, el mecanismo de colapso seleccionado para la edificación es el de viga débil-columna fuerte, donde se espera que las rótulas plásticas aparezcan en las vigas junto a las caras de los apoyos. Además se espera rótulas plásticas en la base de las columnas del primer piso.

Con el propósito de ilustrar el procedimiento del diseño por capacidad, se diseña, del 1er Modelo, la viga correspondiente al pórtico del eje 3 en el primer nivel (103); y la columna C-3B. En el CD adjunto a la tesis se encuentra los resultados del diseño del resto de los elementos del 1er Modelo y 2do Modelo.

3.5.1 COMBINACIONES DE CARGA

Las combinaciones de carga que se tomaron en cuenta para el diseño por capacidad, las cuales corresponden a las establecidas por la norma de concreto armado E.060 en su última edición son:

1.4CM + 1.7CV

1.25CM + 1.25CV ± CS

0.9CM ± CS

Con estas combinaciones de carga se obtienen los momentos flectores para las vigas, a partir del análisis dinámico lineal. Además se debe tener en cuenta los momentos flectores obtenidos sólo por las cargas de sismo.

Para las columnas, se debe escoger los momentos flectores y los cortantes debidos sólo al sismo, y las cargas axiales debidas a la carga muerta y carga viva, sin combinar.

3.5.2 DISEÑO DE VIGAS

VIGA V-103

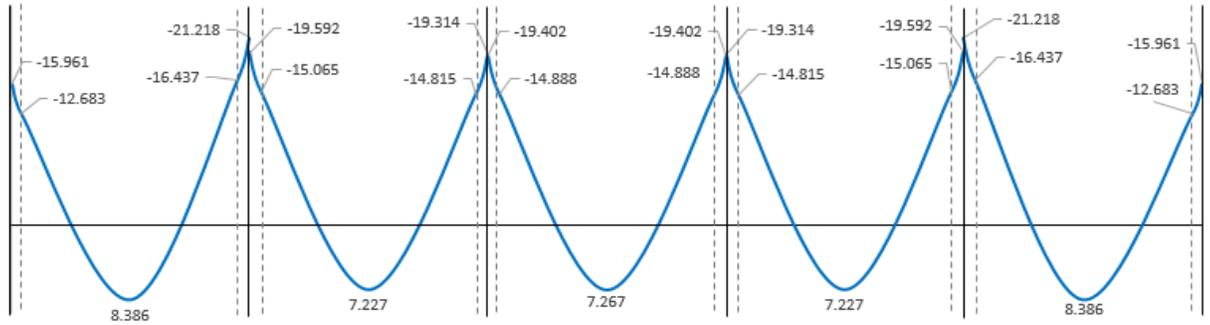
a) Redistribución de momentos según ACI318S-11

Teniendo en cuenta que nuestra norma de concreto E.060 sigue los lineamientos de la norma del ACI, se ha visto conveniente adoptar lo que establece el ACI con referente a la redistribución de momentos, en su última versión.

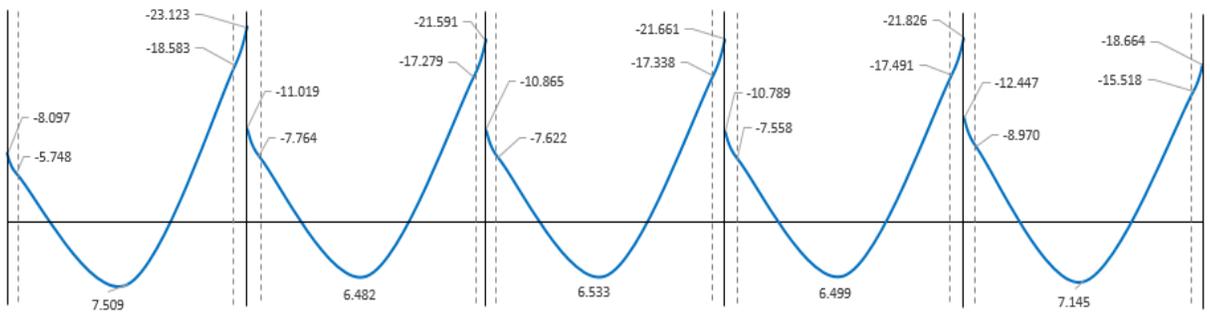
El ACI (American Concrete Institute, 2011) en su artículo 8.4 indica que el factor de redistribución para redistribuir los momentos negativos de las vigas continuas es igual a $FR = 1000et\%$. También indica que la máxima redistribución es de 20% y la mínima es de 7.5%.

Se redistribuyeron los momentos flectores de la viga V-103. Los momentos flectores obtenidos del análisis lineal para cada una de las combinaciones antes especificadas son:

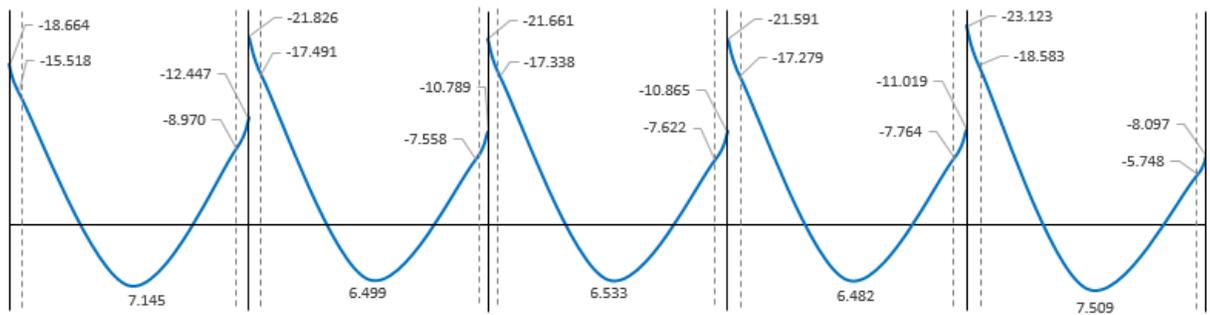
1.4CM + 1.7CV



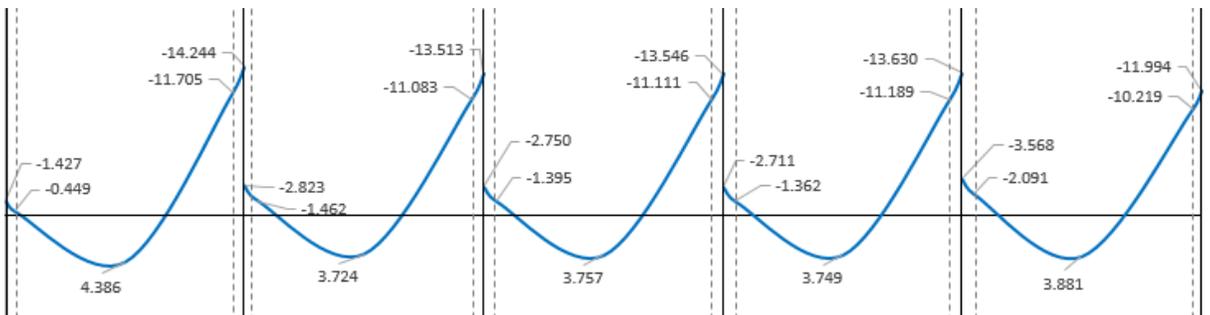
1.25CM + 1.25CV + SISMO



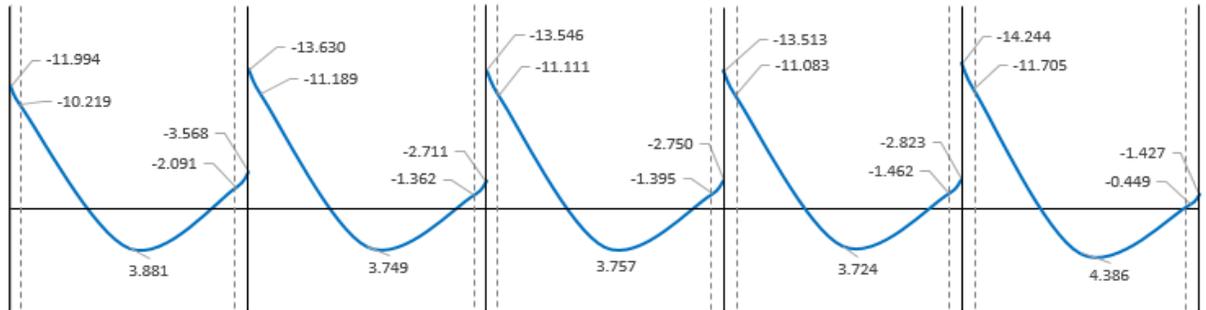
1.25CM + 1.25CV - SISMO



0.9CM + SISMO

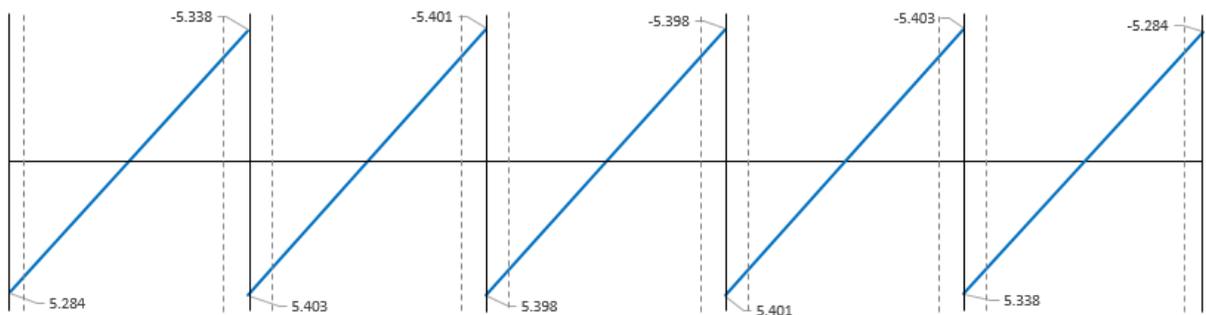


0.9CM - SISMO

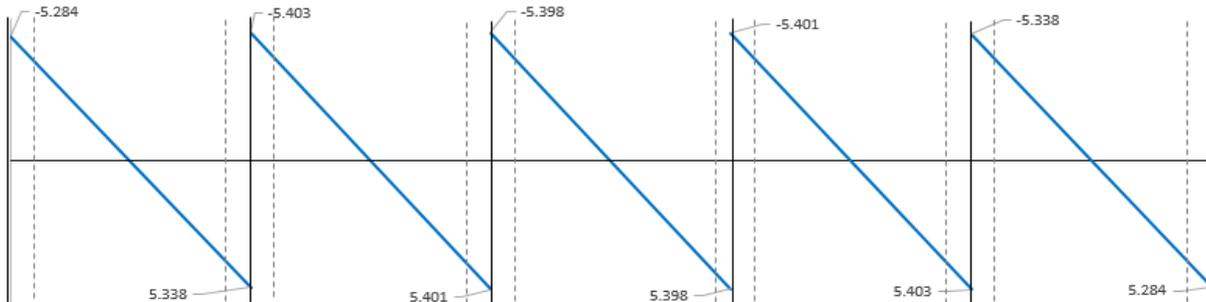


Los momentos del sismo negativo y positivo son:

SISMO +



SISMO -

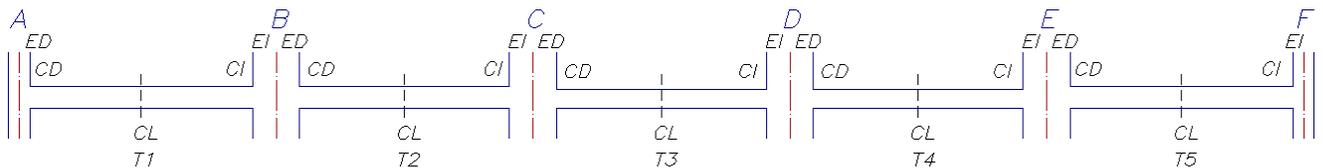


De todas las combinaciones de carga, se escoge el máximo momento negativo en las caras de los apoyos para encontrar los respectivos factores de redistribución, FR:

Tabla 3.37 Proceso Iterativo para el cálculo del FR.

V-103	DIMENSIONES	APOYOS									
		1	2	2	3	3	4	4	5	5	6
"b"	30.00 cm										
"h"	50.00 cm	CD	CI	CD	CI	CD	CI	CD	CI	CD	CI
1 ^{ra} ITERACIÓN	Mu (tn-m)	15.518	18.583	17.491	17.279	17.338	17.338	17.279	17.491	18.583	15.518
	c	9.48	11.61	10.84	10.69	10.73	10.73	10.69	10.84	11.61	9.48
	ϵ_t	0.0109	0.0084	0.0092	0.0093	0.0093	0.0093	0.0093	0.0092	0.0084	0.0109
	FR % = 1000* ϵ_t	10.93	8.37	9.18	9.35	9.30	9.30	9.30	9.35	9.18	10.93
2 ^{da} ITERACIÓN	Mu (tn-m)	13.82	17.03	15.89	15.66	15.73	15.73	15.66	15.89	17.03	13.82
	c	8.34	10.52	9.73	9.58	9.62	9.62	9.58	9.73	10.52	8.34
	ϵ_t	0.0128	0.0096	0.0106	0.0108	0.0107	0.0107	0.0108	0.0106	0.0096	0.0128
	FR % = 1000* ϵ_t	12.83	9.55	10.57	10.78	10.72	10.72	10.78	10.57	9.55	12.83
3 ^{ra} ITERACIÓN	Mu (tn-m)	13.53	16.81	15.64	15.42	15.48	15.48	15.42	15.64	16.81	13.53
	c	8.15	10.36	9.56	9.41	9.45	9.45	9.41	9.56	10.36	8.15
	ϵ_t	0.0132	0.0097	0.0108	0.0110	0.0110	0.0110	0.0110	0.0108	0.0097	0.0132
	FR % = 1000* ϵ_t	13.20	9.74	10.81	11.03	10.97	10.97	11.03	10.81	9.74	13.20
4 ^{ta} ITERACIÓN	Mu (tn-m)	13.47	16.77	15.60	15.37	15.44	15.44	15.37	15.60	16.77	13.47
	c	8.11	10.34	9.53	9.38	9.42	9.42	9.38	9.53	10.34	8.11
	ϵ_t	0.0133	0.0098	0.01085	0.01108	0.01101	0.01101	0.01108	0.01085	0.00977	0.01328
	FR % = 1000* ϵ_t	13.28	9.77	10.85	11.08	11.01	11.01	11.08	10.85	9.77	13.28
5 ^{ta} ITERACIÓN	Mu (tn-m)	13.46		15.59		15.43		15.43		15.59	13.46
	c	8.10		9.53		9.42		9.42		9.53	8.10
	ϵ_t	0.0133		0.01085		0.01102		0.01102		0.01085	0.01330
	FR % = 1000* ϵ_t	13.30		10.85		11.02		11.02		10.85	13.30
6 ^{ta} ITERACIÓN	Mu (tn-m)			15.59						15.59	
	c			9.53						9.53	
	ϵ_t			0.01086						0.01086	
	FR % = 1000* ϵ_t			10.86						10.86	

Con estos factores de redistribución se redistribuyen los momentos para cada combinación de carga. Se usará la nomenclatura del siguiente gráfico para identificar la ubicación de los momentos:



- CD : Cara derecha de columna
- ED : Eje de columna para el lado derecho de columna
- CI : Cara izquierda de columna
- EI : Eje de columna para el lado izquierdo de columna
- CL : Centro de luz
- Ti : Tramo "i" de la viga continua

A continuación se muestra la forma de redistribuir los momentos flectores para la combinación 1.25CM + 1.25CV +SISMO:

- Se redistribuye el máximo momento negativo del primer tramo de la viga, el cual está en el eje del apoyo B:

$$M_{EI-T1} = -23.123 \text{ t-m}$$

$$MR_{EI-T1} = (100-9.77)/100 * -23.123 = -20.863 \text{ t-m}$$

$$\Delta M = M_{EI-T1} - MR_{EI-T1} = 2.260 \text{ t-m}$$

- la diferencia de momentos se suma al momento del segundo tramo de la viga en el eje del apoyo B:

$$MR_{ED-T2} = -11.019 + 2.260 = -8.759 \text{ t-m}$$

-Se redistribuye el máximo momento negativo del segundo tramo de la viga, el cual está en el eje del apoyo C:

$$M_{EI-T2} = -21.591 \text{ t-m}$$

$$MR_{EI-T2} = (100-11.08)/100 * -21.591 = -19.198 \text{ t-m}$$

$$\Delta M = M_{EI-T2} - MR_{EI-T2} = 2.393 \text{ t-m}$$

- La diferencia de momentos se suma al momento del tercer tramo de la viga en el eje del apoyo C:

$$MR_{ED-T3} = -10.865 + 2.393 = -8.472 \text{ t-m}$$

- Se redistribuye el máximo momento negativo del tercer tramo de la viga, el cual está en el eje del apoyo D:

$$M_{EI-T3} = -21.661 \text{ t-m}$$

$$MR_{EI-T3} = (100-11.02)/100 * -21.661 = -19.274 \text{ t-m}$$

$$\Delta M = M_{EI-T3} - MR_{EI-T3} = 2.387 \text{ t-m}$$

- La diferencia de momentos se suma al momento del cuarto tramo de la viga en el eje del apoyo D:

$$M_{RED-T4} = -10.789 + 2.387 = -8.402 \text{ t-m}$$

- Se redistribuye el máximo momento negativo del cuarto tramo de la viga, el cual está en el eje del apoyo E:

$$M_{EI-T4} = -21.826 \text{ t-m}$$

$$M_{REI-T4} = (100-10.86)/100 * -21.826 = -19.456 \text{ t-m}$$

$$\Delta M = M_{EI-T4} - M_{REI-T4} = 2.369 \text{ t-m}$$

- La diferencia de momentos se suma al momento del quinto tramo de la viga en el eje del apoyo E:

$$M_{RED-T5} = -12.447 + 2.369 = -10.078 \text{ t-m}$$

- Se redistribuye el máximo momento negativo del quinto tramo de la viga, el cual está en el eje del apoyo F:

$$M_{EI-T5} = -18.664 \text{ t-m}$$

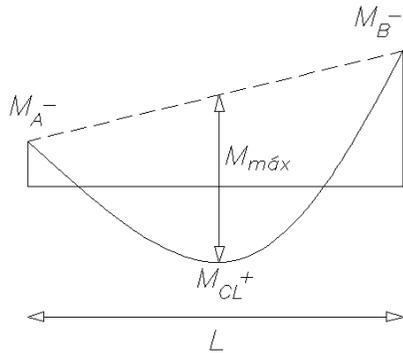
$$M_{REI-T5} = (100-13.30)/100 * -18.664 = -16.181 \text{ t-m}$$

$$\Delta M = M_{EI-T5} - M_{REI-T5} = 2.483 \text{ t-m}$$

- La diferencia de momentos se suma al momento del primer tramo de la viga en el eje del apoyo A:

$$M_{RED-T1} = -8.097 + 2.483 = -5.614 \text{ t-m}$$

- Finalmente, se encuentran los momentos redistribuidos en las caras de los apoyos y en el centro de la luz de cada tramo usando las siguientes ecuaciones:



$$M_{m\acute{a}x} = \frac{M_A + M_B}{2} + M_{CL}$$

$$\omega = \frac{8M_{m\acute{a}x}}{L^2}$$

$$M(x) = \frac{\omega Lx}{2} - \frac{\omega x^2}{2}$$

$$MR(x) = \frac{(MR_{ejeB} + MR_{ejeA})}{L}x + MR_{ejeA} + M(x)$$

Tramo 1

$$M_{max1} = (8.097 + 23.123)/2 + 7.509 = 23.12 \text{ t-m}$$

$$\omega_1 = 8 \cdot 23.12 / 6^2 = 5.14 \text{ t/m}$$

$$M_{CD1} = 5.14 \cdot 6 / 2 \cdot .225 - 5.14 \cdot .225^2 / 2 = 3.34 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD1} = (-20.863 - (-5.614)) / 6 \cdot .225 + (-5.614) + 3.34 = -2.848 \text{ t-m}$$

$$M_{CL1} = 5.14 \cdot 6 / 2 \cdot 3 - 5.14 \cdot 3^2 / 2 = 23.12 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL1} = (-20.863 - (-5.614)) / 6 \cdot 3 + (-5.614) + 23.12 = 9.880 \text{ t-m}$$

$$M_{C11} = 5.14 \cdot 6 / 2 \cdot 5.7 - 5.14 \cdot 5.7^2 / 2 = 4.39 \text{ t-m}$$

$$MR_{C11} = (-20.863 - (-5.614)) / 6 \cdot 5.7 + (-5.614) + 4.39 = -15.708 \text{ t-m}$$

Tramo 2

$$M_{max2} = (11.019 + 21.591) / 2 + 6.482 = 22.79 \text{ t-m}$$

$$\omega_2 = 8 \cdot 22.79 / 6^2 = 5.06 \text{ t/m}$$

$$M_{CD2} = 5.06 \cdot 6 / 2 \cdot .30 - 5.06 \cdot .30^2 / 2 = 4.33 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD2} = (-19.198 - (-8.759))/6 * .30 + (-8.759) + 4.33 = -4.951 \text{ t-m}$$

$$M_{CL2} = 5.06 * 6/2 * 3 - 5.06 * 3^2/2 = 22.79 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL2} = (-19.198 - (-8.759))/6 * 3 + (-8.759) + 22.79 = 8.809 \text{ t-m}$$

$$M_{CI2} = 5.06 * 6/2 * 5.7 - 5.06 * 5.7^2/2 = 4.33 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI2} = (-19.198 - (-8.759))/6 * 5.7 + (-8.759) + 4.33 = -14.346 \text{ t-m}$$

Tramo 3

$$M_{max3} = (10.865 + 21.661)/2 + 6.533 = 22.80 \text{ t-m}$$

$$\omega_3 = 8 * 22.80 / 6^2 = 5.07 \text{ t/m}$$

$$M_{CD3} = 5.07 * 6/2 * .30 - 5.07 * .30^2/2 = 4.33 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD3} = (-19.274 - (-8.472))/6 * .30 + (-8.472) + 4.33 = -4.681 \text{ t-m}$$

$$M_{CL3} = 5.07 * 6/2 * 3 - 5.07 * 3^2/2 = 22.80 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL3} = (-19.274 - (-8.472))/6 * 3 + (-8.472) + 22.80 = 8.923 \text{ t-m}$$

$$M_{CI3} = 5.07 * 6/2 * 5.7 - 5.07 * 5.7^2/2 = 4.33 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI3} = (-19.274 - (-8.472))/6 * 5.7 + (-8.472) + 4.33 = -14.403 \text{ t-m}$$

Tramo 4

$$M_{max4} = (10.789 + 21.826)/2 + 6.499 = 22.81 \text{ t-m}$$

$$\omega_4 = 8 * 22.81 / 6^2 = 5.07 \text{ t/m}$$

$$M_{CD4} = 5.07 * 6/2 * .30 - 5.07 * .30^2/2 = 4.33 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD4} = (-19.456 - (-8.402))/6 * .30 + (-8.402) + 4.33 = -4.622 \text{ t-m}$$

$$M_{CL4} = 5.07 * 6/2 * 3 - 5.07 * 3^2/2 = 22.81 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL4} = (-19.456 - (-8.402))/6 * 3 + (-8.402) + 22.81 = 8.877 \text{ t-m}$$

$$M_{CI4} = 5.07*6/2*5.7 - 5.07*5.7^2/2 = 4.33 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI4} = (-19.456 - (-8.402))/6*5.7 + (-8.402) + 4.33 = -14.571 \text{ t-m}$$

Tramo 5

$$M_{\max 5} = (12.447 + 18.664)/2 + 7.145 = 22.70 \text{ t-m}$$

$$\omega_5 = 8*22.70/6^2 = 5.04 \text{ t/m}$$

$$M_{CD5} = 5.04*6/2*.30 - 5.04*.30^2/2 = 4.31 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD5} = (-16.181 - (-10.078))/6*.30 + (-10.078) + 4.31 = -6.070 \text{ t-m}$$

$$M_{CL5} = 5.04*6/2*3 - 5.04*3^2/2 = 22.70 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL5} = (-16.181 - (-10.078))/6*3 + (-10.078) + 22.70 = 9.571 \text{ t-m}$$

$$M_{CI5} = 5.04*6/2*5.775 - 5.04*5.775^2/2 = 3.28 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI5} = (-16.181 - (-10.078))/6*5.775 + (-10.078) + 3.28 = -12.675 \text{ t-m}$$

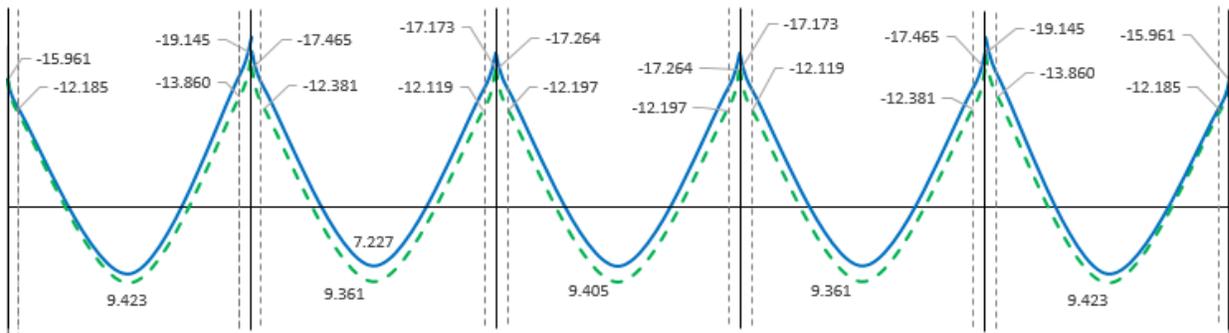
El mismo procedimiento se sigue para todas las combinaciones de carga. Para la combinación de cargas de gravedad, se ha decidido no redistribuir los momentos negativos en los ejes de los apoyos exteriores. De todas las combinaciones de carga se escoge los máximos momentos negativos redistribuidos en las caras de los apoyos, y el máximo momento positivo redistribuido en cada tramo de la viga para el diseño por flexión.

En el siguiente cuadro se muestran los momentos flectores redistribuidos para cada combinación de carga:

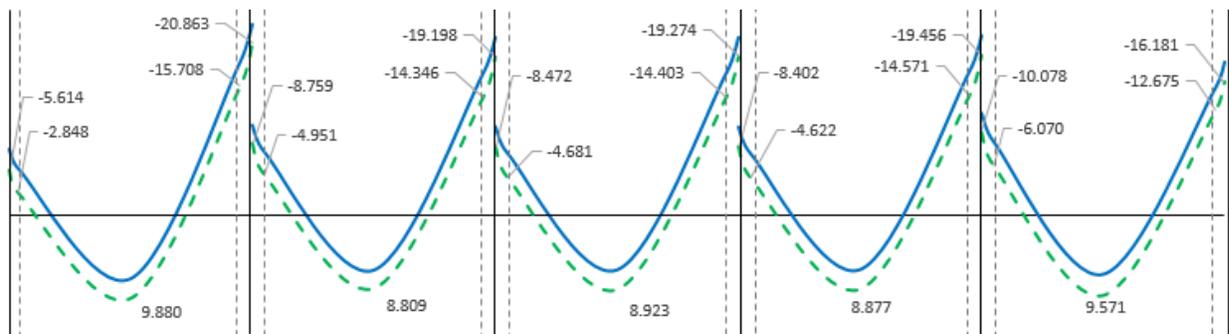
Tabla 3.38 Momentos redistribuidos para cada combinación de carga V-103

APOYO	UBICACIÓN	(X)	DISTANCIA	FR (%)	1.4CM+1.7CV		1.25(CM+CV)+CS		1.25(CM+CV)-CS		0.9CM+CS		0.9CM-CS	
					Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred
1	ED	0.000	0.000	13.30	-15.961	-15.961	-8.097	-5.614	-18.664	-16.181	-1.427	0.168	-11.994	-10.399
	CD	0.225	0.225		-12.683	-12.185	-5.748	-2.848	-15.518	-12.675	-0.449	1.444	-10.219	-8.404
	CL	3.000	3.000		8.386	9.423	7.509	9.880	7.145	9.571	4.386	5.879	3.881	5.418
	CT	5.700	5.700		-16.437	-13.860	-18.583	-15.708	-8.970	-6.070	-11.705	-9.878	-2.091	-0.288
2	ET	6.000	6.000	9.77	-21.218	-19.145	-23.123	-20.863	-12.447	-10.078	-14.244	-12.851	-3.568	-2.088
	ED	0.000	6.000	10.86	-19.592	-17.465	-11.019	-8.759	-21.826	-19.456	-2.823	-1.431	-13.630	-12.150
	CD	0.300	6.300		-15.065	-12.381	-7.764	-4.951	-17.491	-14.571	-1.462	0.299	-11.189	-9.339
	CL	3.000	9.000		7.227	9.361	6.482	8.809	6.499	8.877	3.724	5.169	3.749	5.235
3	ET	6.000	12.000	11.08	-19.314	-17.173	-21.591	-19.198	-10.789	-8.402	-13.513	-12.015	-2.711	-1.219
	ED	0.000	12.000	11.02	-19.402	-17.264	-10.865	-8.472	-21.661	-19.274	-2.750	-1.253	-13.546	-12.054
	CD	0.300	12.300		-14.888	-12.197	-7.622	-4.681	-17.338	-14.403	-1.395	0.469	-11.111	-9.252
	CL	3.000	15.000		7.267	9.405	6.533	8.923	6.533	8.923	3.757	5.252	3.757	5.252
4	ET	6.000	18.000	11.02	-19.402	-17.264	-21.661	-19.274	-10.865	-8.472	-13.546	-12.054	-2.750	-1.253
	ED	0.000	18.000	11.08	-19.314	-17.173	-10.789	-8.402	-21.591	-19.198	-2.711	-1.219	-13.513	-12.015
	CD	0.300	18.300		-14.815	-12.119	-7.558	-4.622	-17.279	-14.346	-1.362	0.500	-11.083	-9.227
	CL	3.000	21.000		7.227	9.361	6.499	8.877	6.482	8.877	3.749	5.235	3.724	5.169
5	ET	6.000	24.000	10.86	-19.592	-17.465	-21.826	-19.456	-11.019	-8.759	-13.630	-12.150	-2.823	-1.431
	ED	0.000	24.000	9.77	-21.218	-19.145	-12.447	-10.078	-23.123	-20.863	-3.568	-2.088	-14.244	-12.851
	CD	0.300	24.300		-16.437	-13.860	-8.970	-6.070	-18.583	-15.708	-2.091	-0.288	-11.705	-9.878
	CL	3.000	27.000		8.386	9.423	7.145	9.571	7.509	9.880	3.881	5.418	4.386	5.879
6	ET	6.000	30.000	13.30	-15.961	-15.961	-18.664	-16.181	-8.097	-5.614	-11.994	-10.399	-1.427	0.168

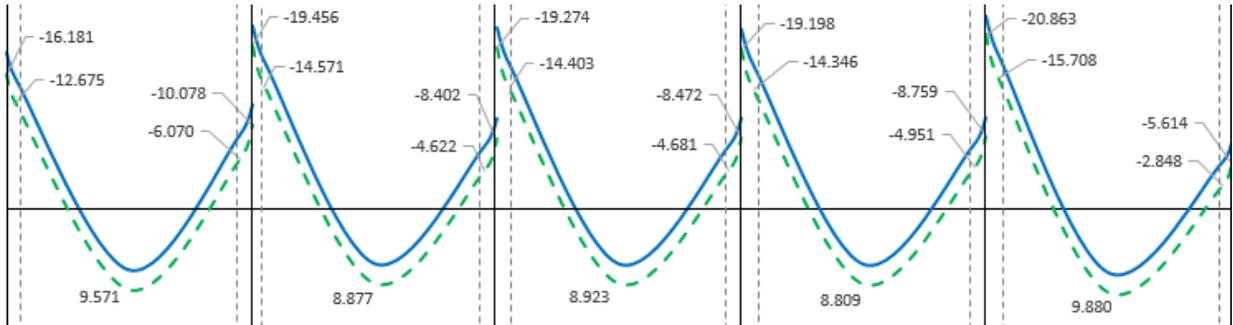
1.4CM + 1.7CV



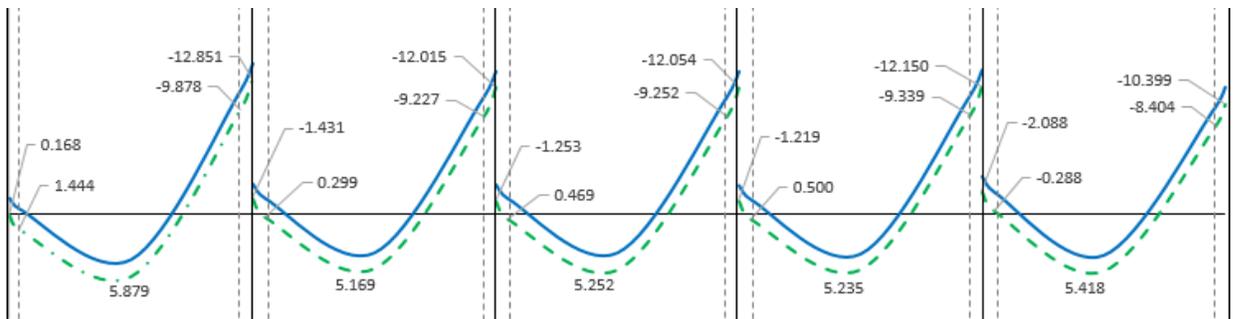
1.25CM + 1.25CV + SISMO



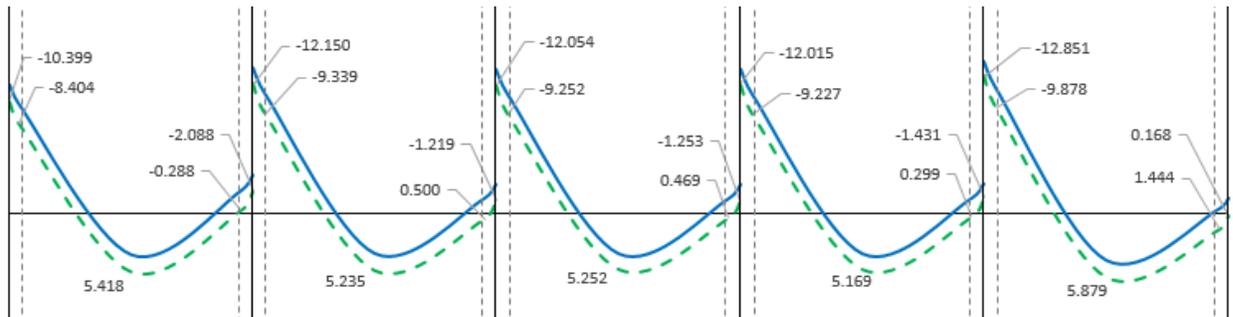
1.25CM + 1.25CV - SISMO



0.9CM + SISMO



0.9CM - SISMO



Se diseña la viga con los momentos máximos indicados de acuerdo a las ecuaciones 2.3 y 2.4:

$$As = \frac{Mu}{\phi fy \left(d - \frac{a}{2}\right)} \quad a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

Se sabe que: $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.9$$

$$b = 30 \text{ cm}$$

$$d = 50 - 6 = 44 \text{ cm}$$

Además, los requerimientos mínimos de la norma de concreto armado que se deben tener en cuenta son:

- Acero máximo: $A_{s_{\text{máx}}} = 0.50A_s$ $A_{s_{\text{máx}}} = 14.03 \text{ cm}^2$

- Acero mínimo:

$$A_{s_{\text{mín1}}} = \frac{0.80\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \quad A_{s_{\text{mín1}}} = 3.64 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\text{mín2}}} = \frac{14}{f_y} b_w d \quad A_{s_{\text{mín2}}} = 4.40 \text{ cm}^2$$

- Acero positivo debe ser mayor o igual al 50% de acero negativo

Las áreas de acero obtenidas se comparan con las mínimas y se escoge la mayor, se verifica que no sea mayor al área de acero máxima y que el acero positivo no sea menor al 50% del acero negativo.

Seleccionando el área de acero de diseño, se escogerán las varillas correspondientes. En el siguiente cuadro se muestran las varillas disponibles:

Tabla 3.39 Cuadro de varillas de acero de refuerzo.

Varillas	3/8"	1/2"	5/8"	3/4"	1"	1 1/2"
d_b	0.95	1.27	1.59	1.91	2.54	3.81
A_s	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	11.40

En el siguiente cuadro se resume el diseño por flexión de la viga indicando el refuerzo seleccionado:

Tabla 3.40 Resumen de Diseño por Flexión de la viga V-103

TRAMO	UBICACIÓN	M	Md (t-m)	As	As _{min 1}	As _{min 2}	As _{máx}	As d	As+ ≥ 50%As-	Refuerzo	As real	Mu real
1	CD	M-	-12.675	8.22 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	8.22 cm ²			3Ø3/4"	13.14 tn-m
		M+	1.444	0.88 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	9.00 tn-m
	CL	M-	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	9.00 tn-m
		M+	9.880	6.29 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	6.29 cm ²	Si cumple	2Ø3/4"+1Ø5/8"	7.68 cm ²	11.90 tn-m
	CI	M-	-15.708	10.41 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	10.41 cm ²			4Ø3/4"	17.03 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	9.00 tn-m
2	CD	M-	-14.571	9.58 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	9.58 cm ²			4Ø3/4"	17.03 tn-m
		M+	0.299	0.18 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	9.00 tn-m
	CL	M-	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	9.00 tn-m
		M+	9.361	5.94 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	5.94 cm ²	Si cumple	2Ø3/4"+1Ø5/8"	7.68 cm ²	11.90 tn-m
	CI	M-	-14.346	9.42 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	9.42 cm ²			4Ø3/4"	17.03 tn-m
		M+	0.500	0.30 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	9.00 tn-m
3	CD	M-	-14.403	9.46 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	9.46 cm ²			4Ø3/4"	17.03 tn-m
		M+	0.469	0.28 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	9.00 tn-m
	CL	M-	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	9.00 tn-m
		M+	9.405	5.97 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	5.97 cm ²	Si cumple	2Ø3/4"+1Ø5/8"	7.68 cm ²	11.90 tn-m
	CI	M-	-14.403	9.46 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	9.46 cm ²			4Ø3/4"	17.03 tn-m
		M+	0.469	0.28 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	9.00 tn-m
4	CD	M-	-14.346	9.42 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	9.42 cm ²			4Ø3/4"	17.03 tn-m
		M+	0.500	0.30 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	9.00 tn-m
	CL	M-	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	9.00 tn-m
		M+	9.361	5.94 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	5.94 cm ²	Si cumple	2Ø3/4"+1Ø5/8"	7.68 cm ²	11.90 tn-m
	CI	M-	-14.571	9.58 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	9.58 cm ²			4Ø3/4"	17.03 tn-m
		M+	0.299	0.18 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	9.00 tn-m
5	CD	M-	-15.708	10.41 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	10.41 cm ²			4Ø3/4"	17.03 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	9.00 tn-m
	CL	M-	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	9.00 tn-m
		M+	9.880	6.29 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	6.29 cm ²	Si cumple	2Ø3/4"+1Ø5/8"	7.68 cm ²	11.90 tn-m
	CI	M-	-12.675	8.22 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	8.22 cm ²			3Ø3/4"	13.14 tn-m
		M+	1.444	0.88 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	9.00 tn-m

Con las varillas seleccionadas se calcula el área de acero real de la viga y por consiguiente el momento resistente real, esto con el fin de analizar su sobrerresistencia. Asimismo se debe decidir si el refuerzo negativo de un extremo de la unión viga-columna va ser igual al refuerzo negativo del otro extremo. En este caso, se decidió que serán iguales para dar uniformidad al diseño. El corte de las varillas se hace de acuerdo a lo especificado por la norma.

3.5.2.1 CÁLCULO DE LA SOBRERRESISTENCIA DE RÓTULAS PLÁSTICAS

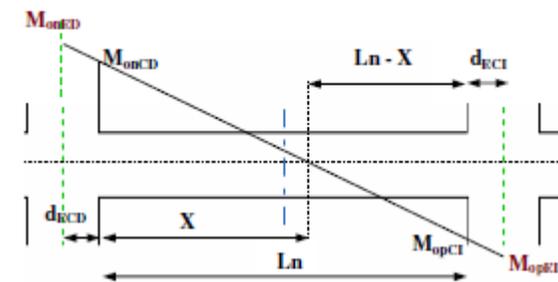
La sobrerresistencia de las rótulas plásticas se calcula de acuerdo a $M_o = \lambda_o M_i$.

La sobrerresistencia de la viga, M_o , se debe calcular en el eje de la columna.

El factor de sobrerresistencia de los materiales λ_o considera sólo la sobrerresistencia del acero debido a que la resistencia real es mayor a la resistencia de fluencia especificada y al incremento de la resistencia del acero debido al endurecimiento por deformación. De acuerdo a lo que se indica en la sección 2.2.4.5, el valor considerado de λ_o es igual a: $\lambda_o = 1.40$.

El momento nominal o ideal M_i debe ser el real, el cual se calcula a partir de los momentos resistentes reales: $M_i = M_{u \text{ real}}/\Phi$. Este momento M_i corresponde a la cara de la columna. Teniendo en cuenta que la sobrerresistencia de la viga, M_o , debe ser al eje de la columna, se calcula primero a la cara de la columna, y luego se proyecta al eje por semejanza de triángulos, como se indica en la figura 3.6. El diagrama de momentos sobrerresistentes, M_o , siguen la misma forma de los momentos de sismo, M_E , porque la sobrerresistencia de flexión de la viga se expresa en términos de los momentos de sismo, M_E .

Fig. 3.6 Diagrama de momentos sobrerresistentes



$$X = \frac{M_{omCD} * L}{M_{omCD} + M_{omCI}}$$

$$M_{omED} = \frac{M_{omCD}}{X} (X + d_{ECD}) \quad M_{omEI} = \frac{M_{omCI}}{L - X} (L - X + d_{ECI})$$

Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporticadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

Las sobrerresistencias en la cara de las columnas y en ejes de columnas son:

Tabla 3.41 Sobrerresistencias de la viga V-103

Tramo	Ubicación	M	Mu real	Mi	Mo	Ln	d _{cc}	Sismo (-)		Sismo (+)	
								x	Moe	x	Moe
1	ED	M-				5.475	0.225	3.249	1.893	-21.85	
		M+									15.66
	CD	M-	13.14 tn-m	-14.60	-20.43						
	M+	9.00 tn-m	10.00	14.00							
	CI	M-	17.03 tn-m	-18.93	-26.50						
	M+	9.00 tn-m	10.00	14.00							
2	ED	M-				5.400	0.300	3.533	1.867	15.88	
		M+									16.25
	CD	M-	17.03 tn-m	-18.93	-26.50						
	M+	9.00 tn-m	10.00	14.00							
	CI	M-	17.03 tn-m	-18.93	-26.50						
	M+	9.00 tn-m	10.00	14.00							
3	ED	M-				5.400	0.300	3.533	1.867	-28.75	
		M+									16.25
	CD	M-	17.03 tn-m	-18.93	-26.50						
	M+	9.00 tn-m	10.00	14.00							
	CI	M-	17.03 tn-m	-18.93	-26.50						
	M+	9.00 tn-m	10.00	14.00							
4	ED	M-				5.400	0.300	3.533	1.867	-28.75	
		M+									16.25
	CD	M-	17.03 tn-m	-18.93	-26.50						
	M+	9.00 tn-m	10.00	14.00							
	CI	M-	17.03 tn-m	-18.93	-26.50						
	M+	9.00 tn-m	10.00	14.00							
5	ED	M-				5.475	0.300	3.582	2.226	-28.72	
		M+									15.88
	CD	M-	17.03 tn-m	-18.93	-26.50						
	M+	9.00 tn-m	10.00	14.00							
	CI	M-	13.14 tn-m	-14.60	-20.43						
	M+	9.00 tn-m	10.00	14.00							
EI	M-										
	M+									15.66	

3.5.2.2 CÁLCULO DEL FACTOR DE SOBRRRESISTENCIA

Como se indica en la sección 2.2.5.4, la sobrerresistencia por flexión de las secciones de la viga se mide a través del factor de sobrerresistencia por flexión, el cual se obtiene con la ecuación 2.10, $\phi_o = M_o / M_E$, y se hace para cada sentido del sismo. Con los momentos sobrerresistentes en el eje antes calculados y los momentos de sismo antes indicados se obtienen los factores de sobrerresistencia:

Sismo-

$$\phi_{01} = 21.85 / 5.284 = 4.14$$

$$\phi_{02} = (15.88 + 28.75) / (5.338 + 5.403) = 4.16$$

$$\phi_{03} = (16.25 + 28.75) / (5.401+5.398) = 4.17$$

$$\phi_{04} = (16.25 + 28.75) / (5.398+5.401) = 4.17$$

$$\phi_{05} = (16.25 + 28.72) / (5.403+5.338) = 4.19$$

$$\phi_{06} = 15.66 / 5.284 = 2.96$$

Sismo+

$$\phi_{01} = 15.66 / 5.284 = 2.96$$

$$\phi_{02} = (28.72 + 16.25) / (5.338 + 5.403) = 4.19$$

$$\phi_{03} = (28.75 + 16.25) / (5.401+5.398) = 4.17$$

$$\phi_{04} = (28.75 + 16.25) / (5.398+5.401) = 4.17$$

$$\phi_{05} = (28.75 + 15.88) / (5.403+5.338) = 4.16$$

$$\phi_{06} = 21.85 / 5.284 = 5.62$$

Estos factores deben compararse con el factor obtenido en el caso que el momento de sismo sea igual al momento resistente, es decir se debe comparar con $\phi_o = \lambda_o / \phi = 1.4 / 0.9 = 1.56$. Esto se hace con el fin de evaluar el exceso o deficiencia de resistencia; es decir, si $\phi_o > 1.56$ indica que se ha suministrado en el nudo una resistencia mayor que la requerida por el sismo; y si $\phi_o < 1.56$, indica que la resistencia suministrada en el nudo es menor a la requerida por el sismo, lo cual ocurre generalmente cuando se compara el momento de diseño positivo, donde el momento de sismo se ve influenciado o disminuido por el momento de las cargas de gravedad, en este caso se recomienda aumentar el refuerzo de la viga en ese nudo.

En este caso se observa que todos los factores de sobrerresistencia son mayores a 1.56.

3.5.2.3 CÁLCULO DEL FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA DEL SISTEMA

También se calcula el factor de sobrerresistencia de la viga:

Sismo-

$$\psi_o = (21.85 + 15.88 + 28.75 + 16.25 + 28.75 + 16.25 + 28.75 + 16.25 + 28.72 + 15.66) / (5.284 + 5.338 + 5.403 + 5.401 + 5.398 + 5.398 + 5.401 + 5.403 + 5.338 + 5.284) = 4.05$$

Sismo+

$$\psi_o = (15.66 + 28.72 + 16.25 + 28.75 + 16.25 + 28.75 + 16.25 + 28.75 + 15.88 + 21.85) / (5.284 + 5.338 + 5.403 + 5.401 + 5.398 + 5.398 + 5.401 + 5.403 + 5.338 + 5.284) = 4.05$$

En la siguiente tabla se muestra los factores de sobrerresistencia de la viga V-103:

Tabla 3.42 Cálculo de los factores de sobrerresistencia de la viga V-103

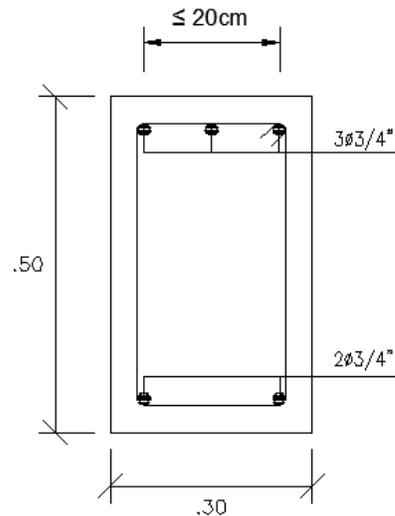
Apoyo	Ubicación	M	Mo eje sismo-	Mo eje sismo+	Mo sismo-	Mo sismo+	ϕ_o^-	ϕ_o^+	$\phi_o > 1.56$	ψ_o^-	ψ_o^+
1	ED	M-	-21.85		-5.284		4.14		Cumple	4.05	4.05
		M+		15.66		5.284		2.96	Cumple		
2	EI	M-		-28.72		-5.338					
		M+	15.88		5.338		4.16	4.19	Cumplen		
2	ED	M-	-28.75		-5.403						
		M+		16.25		5.403					
3	EI	M-		-28.75		-5.401					
		M+	16.25		5.401		4.17	4.17	Cumplen		
3	ED	M-	-28.75		-5.398						
		M+		16.25		5.398					
4	EI	M-		-28.75		-5.398					
		M+	16.25		5.398		4.17	4.17	Cumplen		
4	ED	M-	-28.75		-5.401						
		M+		16.25		5.401					
5	EI	M-		-28.75		-5.403					
		M+	16.25		5.403		4.19	4.16	Cumplen		
5	ED	M-	-28.72		-5.338						
		M+		15.88		5.338					
6	EI	M-		-21.85		-5.284		4.14	Cumple		
		M+	15.66		5.284		2.96		Cumple		

3.5.2.4 DISEÑO DEL REFUERZO TRANSVERSAL

DISEÑO POR PANDEO DEL REFUERZO LONGITUDINAL Y CONFINAMIENTO

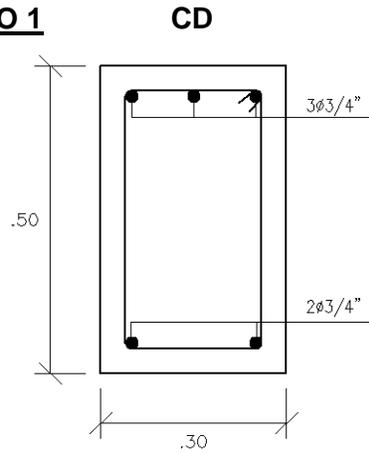
Para calcular el espaciamiento del refuerzo transversal para resistir el pandeo del refuerzo longitudinal y confinamiento, es necesario determinar la ubicación del refuerzo longitudinal previamente diseñado.

Siguiendo las recomendaciones indicadas por el "diseño por capacidad", las ramas de los estribos, que restrinjan las barras longitudinales, no deben estar distanciadas más de 200mm. En la figura se muestra que la viga no es muy ancha $b=30\text{cm}$; para este caso, se observa que con un estribo cumple la condición ya que aproximadamente la distancia entre ramas es 200mm.



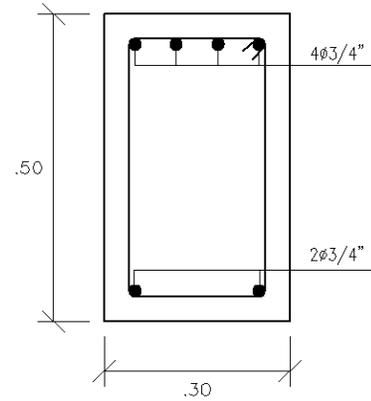
También se debe identificar el número de varillas longitudinales que cada rama de estribo va a restringir contra el pandeo del refuerzo longitudinal para calcular $\sum Ab$. Así en la viga V-103, $\sum Ab$ para cada zona de rótula plástica es igual a:

TRAMO 1



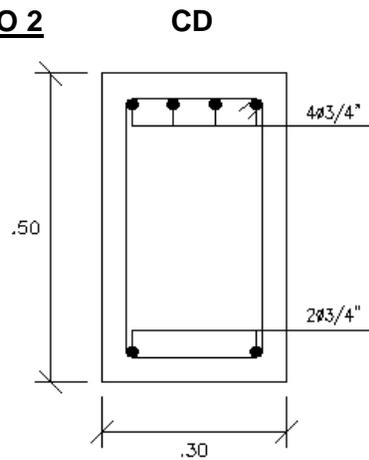
$$\Sigma A_b = 1.5A_{\phi 3/4"} = 427.5 \text{ mm}^2$$

CI



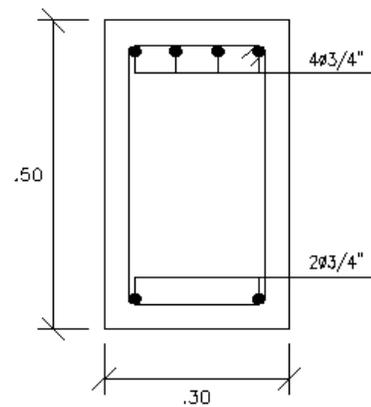
$$\Sigma A_b = 2A_{\phi 3/4"} = 570.0 \text{ mm}^2$$

TRAMO 2



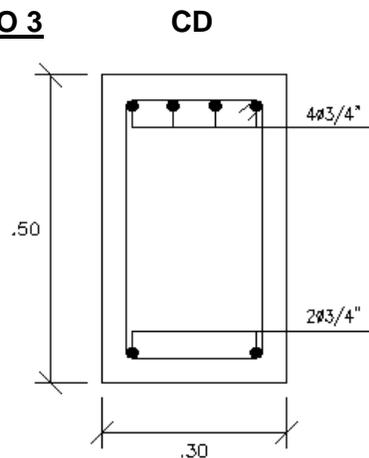
$$\Sigma A_b = 2A_{\phi 3/4"} = 570.0 \text{ mm}^2$$

CI



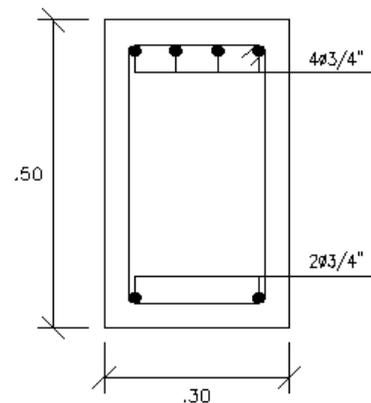
$$\Sigma A_b = 2A_{\phi 3/4"} = 570.0 \text{ mm}^2$$

TRAMO 3



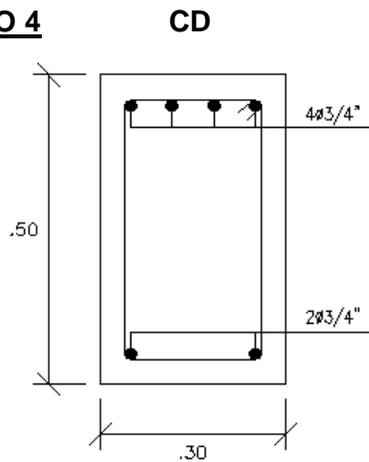
$$\Sigma A_b = 2A_{\phi 3/4"} = 570.0 \text{ mm}^2$$

CI



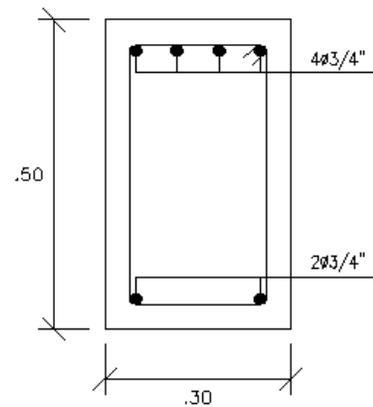
$$\Sigma A_b = 2A_{\phi 3/4"} = 570.0 \text{ mm}^2$$

TRAMO 4



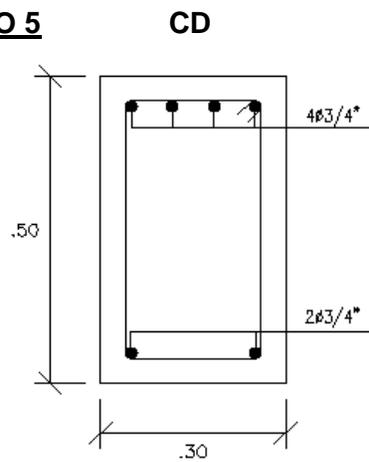
$$\Sigma A_b = 2A_{\phi 3/4"} = 570.0 \text{ mm}^2$$

CI



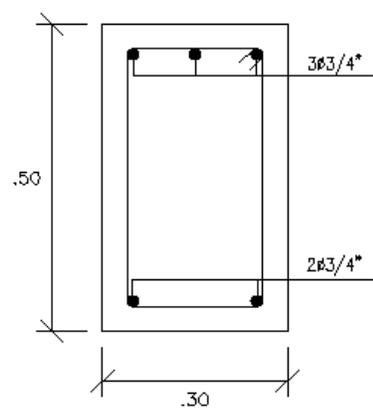
$$\Sigma A_b = 2A_{\phi 3/4"} = 570.0 \text{ mm}^2$$

TRAMO 5



$$\Sigma A_b = 2A_{\phi 3/4"} = 570.0 \text{ mm}^2$$

CI



$$\Sigma A_b = 1.5A_{\phi 3/4"} = 427.5 \text{ mm}^2$$

Finalmente, el espaciamiento del refuerzo transversal para restringir el pandeo se calcula con la ecuación:

$$\frac{A_{te}}{s} = \frac{\Sigma A_b f_y}{1600 f_{yt}} \quad (\text{mm}^2/\text{m})$$

En el siguiente cuadro se muestran los espaciamientos por pandeo.

Tabla 3.43 Espaciamiento del estribo por Pandeo V-103

Tramo	Ubicación	Ate	ΣAb	S
1	CD	71 mm ²	427.5 mm ²	26.6 cm
	CI	71 mm ²	570.0 mm ²	19.9 cm
2	CD	71 mm ²	570.0 mm ²	19.9 cm
	CI	71 mm ²	570.0 mm ²	19.9 cm
3	CD	71 mm ²	570.0 mm ²	19.9 cm
	CI	71 mm ²	570.0 mm ²	19.9 cm
4	CD	71 mm ²	570.0 mm ²	19.9 cm
	CI	71 mm ²	570.0 mm ²	19.9 cm
5	CD	71 mm ²	570.0 mm ²	19.9 cm
	CI	71 mm ²	427.5 mm ²	26.6 cm

3.5.2.5 DISEÑO POR CORTE

El refuerzo transversal se diseña con las fuerzas de corte desarrolladas con la sobrerresistencia de flexión de la viga en ambas rótulas plásticas. Se obtiene como superposición de una viga simplemente apoyada sometida a los momentos de sobrerresistencia M_o y a la acción de carga gravitatoria.

Por ejemplo, para el extremo B, la cortante de diseño es igual a la siguiente expresión:

$$V_B = V_{gB} + \frac{M_{oB} + M'_{oA}}{l_{AB}} = V_{gB} + V_{E0}$$

Fig. 3.7 Esquema del cálculo de las fuerzas de corte de la viga



Fuente: Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporricadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño.

Para el extremo A, la cortante de diseño se obtiene cuando el sismo ocurre en la otra dirección. La cortante debido a las cargas de gravedad se obtiene de la combinación que considera el sismo; es decir se obtiene de $1.25CM + 1.25CV$. Las cortantes de diseño, V_u , se calculan en la cara de las columnas:

Tramo 1

$$V_{gCD1} = 13.490 \text{ t}$$

$$V_{ECD1} = (20.43 + 14.00)/5.475 = 6.29 \text{ t}$$

$$V_{CD1} = 19.78 \text{ t}$$

$$V_{gCI1} = 14.638 \text{ t}$$

$$V_{ECI1} = (14.00 + 26.50)/5.475 = 7.40 \text{ t}$$

$$V_{CI1} = 22.03 \text{ t}$$

Tramo 2

$$V_{gCD2} = 13.910 \text{ t}$$

$$V_{ECD2} = (26.50 + 14.00)/5.40 = 7.50 \text{ t}$$

$$V_{CD2} = 21.41 \text{ t}$$

$$V_{gCI2} = 13.833 \text{ t}$$

$$V_{ECI2} = (14.00 + 26.50)/5.40 = 7.50 \text{ t}$$

$$V_{CI2} = 21.33 \text{ t}$$

Tramo 3

$$V_{gCD3} = 13.871 \text{ t}$$

$$V_{ECD3} = (26.50 + 14.00)/5.40 = 7.50 \text{ t}$$

$$V_{CD3} = 21.37 \text{ t}$$

$$V_{gCI3} = 13.871 \text{ t}$$

$$V_{ECI3} = (14.00 + 26.50)/5.40 = 7.50 \text{ t}$$

$$V_{CI3} = 21.37 \text{ t}$$

Tramo 4

$$V_{gCD4} = 13.833 \text{ t}$$

$$V_{ECD4} = (26.50 + 14.00)/5.40 = 7.50 \text{ t}$$

$$V_{CD4} = 21.33 \text{ t}$$

$$V_{gCI4} = 13.910 \text{ t}$$

$$V_{ECI4} = (14.00 + 26.50)/5.40 = 7.50 \text{ t}$$

$$V_{CI4} = 21.41 \text{ t}$$

Tramo 5

$$V_{gCD5} = 14.638 \text{ t}$$

$$V_{ECD5} = (26.50 + 14.00)/5.475 = 7.40 \text{ t}$$

$$V_{CD5} = 22.03 \text{ t}$$

$$V_{gCI5} = 13.490 \text{ t}$$

$$V_{ECI5} = (14.00 + 20.43)/5.475 = 6.29 \text{ t}$$

$$V_{CI5} = 19.78 \text{ t}$$

Se conoce que $V_u = \phi V_i$, pero de acuerdo a la filosofía del diseño por capacidad, el factor de reducción de resistencia es $\phi = 1$, debido a que V_u es derivada del desarrollo de la sobrerresistencia de los elementos. Por tanto, $V_u = V_i$.

Conocemos que $V_i = V_c + V_s$, pero en la zonas de rótulas plásticas no se considera la contribución del concreto, $V_c = 0$; por tanto, $V_i = V_s$.

Se debe comprobar que V_i o V_s no sea mayor a:

$$V_s = 2.11\sqrt{f'c} * b_w * d$$

Calculando, $V_{s\text{limite}} = 2.11\sqrt{210} * 30 * 44 = 40.36 t$

De esta forma se comprueba que todas las cortantes de diseño, V_u , son menores a $V_{s\text{limite}}$; por tanto se puede seguir con el diseño.

El espaciamiento del refuerzo transversal en la zona de rótulas plásticas debido a las cortantes de diseño se determina a partir de la ecuación:

$$V_i = \frac{A_{te} * d * f_{yt}}{s}$$

Se sabe que:

$$f_{yt} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = 44 \text{ cm}$$

$$A_{te} = A_{estribo} \times n^\circ \text{ ramas} = 0.71 * 2 = 1.42 \text{ cm}^2$$

Tramo 1

$$S_{CD1} = 13 \text{ cm}$$

$$S_{CI1} = 11 \text{ cm}$$

Tramo 2

$$S_{CD2} = 12 \text{ cm}$$

$$S_{CI2} = 12 \text{ cm}$$

Tramo 3

$$S_{CD3} = 12 \text{ cm}$$

$$S_{CI3} = 12 \text{ cm}$$

Tramo 4

$$S_{CD4} = 12 \text{ cm}$$

$$S_{CI4} = 12 \text{ cm}$$

Tramo 5

$$S_{CD5} = 11 \text{ cm}$$

$$S_{CI5} = 13 \text{ cm}$$

3.5.2.6 REQUERIMIENTOS MÍNIMOS DE LA NORMA

Los espaciamientos previamente se deben comparar con los requerimientos mínimos de la norma y escoger el menor espaciamiento. Según esto, el espaciamiento de los estribos centro a centro no debería exceder a:

$$- \mathbf{d/4} \quad S_{d/4} = 44 / 4 = 11 \text{ cm}$$

$$- \mathbf{8d_b} \quad S_{8db} = 8 * \Phi 5/8" = 12 \text{ cm}$$

$$- \mathbf{24d_{be}} \quad S_{24dbe} = 24 * \Phi 3/8" = 22 \text{ cm}$$

Al realizar el cálculo del espaciamiento, siempre se redondea al entero inferior, para estar del lado de la seguridad, pues si se redondease al entero superior estaríamos agrandando el espaciamiento y por consiguiente aumentando la posibilidad de falla por cortante.

Los estribos deben colocarse con el menor de los espaciamientos calculados en una longitud igual a $2h$; es decir en una longitud de 1.10 m en cada extremo de la viga.

3.5.2.7 ESPACIAMIENTO EN ZONA FUERA DE LAS RÓTULAS PLÁSTICAS

En estas zonas, las recomendaciones tradicionales de las normas son que los estribos no deben estar espaciados más de $d/2$; es decir el espaciamiento no debe ser mayor a $44/2 = 22$ cm.

Por consiguiente la distribución del refuerzo transversal se muestra en el siguiente cuadro.

Diseño por Corte

Tabla 3.44 Resumen del diseño por corte V-103

Ubicación	Nº rama	Ate	fyt	Vmo	Vg	Vu	s corte	s d/4	s 8db	s 24dbe	s	L rótula	# estribos	s ≤ 22 cm	Detalle		Condición :Vs límite > Vu	
CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.29 tn	13.490 tn	19.78 tn	13 cm	11 cm	15 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 9@0.11 , resto@0.22	40.36 tn	Cumple
CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	7.40 tn	14.638 tn	22.03 tn	11 cm	11 cm	15 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9		3/8"	1@0.05 , 9@0.11 , resto@0.22	40.36 tn	Cumple
CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	7.50 tn	13.910 tn	21.41 tn	12 cm	11 cm	15 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 9@0.11 , resto@0.22	40.36 tn	Cumple
CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	7.50 tn	13.833 tn	21.33 tn	12 cm	11 cm	15 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9		3/8"	1@0.05 , 9@0.11 , resto@0.22	40.36 tn	Cumple
CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	7.50 tn	13.871 tn	21.37 tn	12 cm	11 cm	15 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 9@0.11 , resto@0.22	40.36 tn	Cumple
CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	7.50 tn	13.871 tn	21.37 tn	12 cm	11 cm	15 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9		3/8"	1@0.05 , 9@0.11 , resto@0.22	40.36 tn	Cumple
CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	7.50 tn	13.833 tn	21.33 tn	12 cm	11 cm	15 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 9@0.11 , resto@0.22	40.36 tn	Cumple
CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	7.50 tn	13.910 tn	21.41 tn	12 cm	11 cm	15 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9		3/8"	1@0.05 , 9@0.11 , resto@0.22	40.36 tn	Cumple
CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	7.40 tn	14.638 tn	22.03 tn	11 cm	11 cm	15 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 9@0.11 , resto@0.22	40.36 tn	Cumple
CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.29 tn	13.490 tn	19.78 tn	13 cm	11 cm	15 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9		3/8"	1@0.05 , 9@0.11 , resto@0.22	40.36 tn	Cumple

Del mismo modo se presenta los cuadros de resumen de las demás vigas:

VIGA V-203

Redistribución de Momentos

Tabla 3.45 Momentos redistribuidos para cada combinación de carga V-203.

APOYO	UBICACIÓN	(X)	DISTANCIA	FR (%)	1.4CM+1.7CV		1.25(CM+CV)+CS		1.25(CM+CV)-CS		0.9CM+CS		0.9CM-CS	
					Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred
1	Ed	0.000	0.000	13.37	-17.015	-17.015	-9.923	-7.436	-18.597	-16.111	-2.800	-1.266	-11.474	-9.940
	Cd	0.225	0.225		-13.675	-13.182	-7.452	-4.566	-15.471	-12.623	-1.725	0.062	-9.744	-8.008
	Cl	3.000	3.000		8.074	9.213	7.154	9.594	6.938	9.419	3.955	5.443	3.650	5.171
	Ci	5.700	5.700		-15.933	-13.177	-17.320	-14.345	-9.389	-6.391	-10.655	-8.848	-2.724	-0.925
2	EI	6.000	6.000	11.04	-20.632	-18.355	-21.697	-19.302	-12.892	-10.416	-13.067	-11.624	-4.261	-2.754
	Ed	0.000	6.000	11.90	-19.466	-17.150	-11.824	-9.428	-20.812	-18.336	-3.684	-2.241	-12.672	-11.164
	Cd	0.300	6.300		-14.949	-12.078	-8.486	-5.553	-16.576	-13.565	-2.236	-0.466	-10.325	-8.492
	Cl	3.000	9.000		7.249	9.568	6.439	8.879	6.442	8.921	3.521	4.999	3.527	5.037
3	EI	6.000	12.000	11.98	-19.382	-17.059	-20.737	-18.252	-11.755	-9.272	-12.630	-11.117	-3.648	-2.136
	Ed	0.000	12.000	11.96	-19.406	-17.085	-11.779	-9.295	-20.755	-18.272	-3.662	-2.149	-12.637	-11.126
	Cd	0.300	12.300		-14.893	-12.018	-8.445	-5.427	-16.523	-13.506	-2.216	-0.379	-10.293	-8.457
	Cl	3.000	15.000		7.263	9.584	6.455	8.939	6.455	8.939	3.532	5.044	3.532	5.044
4	EI	6.000	18.000	11.96	-19.406	-17.085	-20.755	-18.272	-11.779	-9.295	-12.637	-11.126	-3.662	-2.149
	Ed	0.000	18.000	11.98	-19.382	-17.059	-11.755	-9.272	-20.737	-18.252	-3.648	-2.136	-12.630	-11.117
	Cd	0.300	18.300		-14.873	-11.996	-8.425	-5.408	-16.508	-13.495	-2.204	-0.367	-10.287	-8.454
	Cl	3.000	21.000		7.249	9.568	6.442	8.921	6.439	8.879	3.527	5.037	3.521	4.999
5	EI	6.000	24.000	11.90	-19.466	-17.150	-20.812	-18.336	-11.824	-9.428	-12.672	-11.164	-3.684	-2.241
	Ed	0.000	24.000	11.04	-20.632	-18.355	-12.892	-10.416	-21.697	-19.302	-4.261	-2.754	-13.067	-11.624
	Cd	0.300	24.300		-15.933	-13.177	-9.389	-6.391	-17.320	-14.345	-2.724	-0.925	-10.655	-8.848
	Cl	3.000	27.000		8.074	9.213	6.938	9.419	7.154	9.594	3.650	5.171	3.955	5.443
6	EI	6.000	30.000	13.37	-17.015	-17.015	-18.597	-16.111	-9.923	-7.436	-11.474	-9.940	-2.800	-1.266
	Ci	5.775	29.775		-13.675	-13.182	-15.471	-12.623	-7.452	-4.566	-9.744	-8.008	-1.725	0.062

Diseño por Flexión

Tabla 3.46 Diseño del refuerzo de la viga V-203 con los momentos redistribuidos y cálculo del Momento Ultimo Real.

TRAMO	UBICACIÓN	M	Md (t-m)	As	As _{min 1}	As _{min 2}	As _{max}	As d	As+ ≥ 50%As-	Refuerzo	As real	Mu real	
1	CD	M-	-13.182	8.58 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	8.58 cm ²		2Φ3/4" ^u +2Φ5/8" ⁿ	9.66 cm ²	14.68 tn-m	
		M+	0.062	0.04 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²		2Φ3/4" ⁿ	5.70 cm ²	9.00 tn-m	
	CL	M-	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²		2Φ3/4" ⁿ	5.70 cm ²	9.00 tn-m	
		M+	9.594	6.10 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	6.10 cm ²	Si cumple	2Φ3/4" ^u +1Φ5/8" ⁿ	7.68 cm ²	11.90 tn-m	
	CI	M-	-14.345	9.42 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	9.42 cm ²		2Φ3/4" ^u +2Φ5/8" ⁿ	9.66 cm ²	14.68 tn-m	
		M+	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²		2Φ3/4" ⁿ	5.70 cm ²	9.00 tn-m	
	2	CD	M-	-13.565	8.85 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	8.85 cm ²		2Φ3/4" ^u +2Φ5/8" ⁿ	9.66 cm ²	14.68 tn-m
			M+	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²		2Φ3/4" ⁿ	5.70 cm ²	9.00 tn-m
CL		M-	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²		2Φ3/4" ⁿ	5.70 cm ²	9.00 tn-m	
		M+	9.568	6.08 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	6.08 cm ²	Si cumple	2Φ3/4" ^u +1Φ5/8" ⁿ	7.68 cm ²	11.90 tn-m	
CI		M-	-13.495	8.80 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	8.80 cm ²		2Φ3/4" ^u +2Φ5/8" ⁿ	9.66 cm ²	14.68 tn-m	
		M+	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²		2Φ3/4" ⁿ	5.70 cm ²	9.00 tn-m	
3		CD	M-	-13.506	8.81 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	8.81 cm ²		2Φ3/4" ^u +2Φ5/8" ⁿ	9.66 cm ²	14.68 tn-m
			M+	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²		2Φ3/4" ⁿ	5.70 cm ²	9.00 tn-m
	CL	M-	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²		2Φ3/4" ⁿ	5.70 cm ²	9.00 tn-m	
		M+	9.584	6.09 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	6.09 cm ²	Si cumple	2Φ3/4" ^u +1Φ5/8" ⁿ	7.68 cm ²	11.90 tn-m	
	CI	M-	-13.506	8.81 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	8.81 cm ²		2Φ3/4" ^u +2Φ5/8" ⁿ	9.66 cm ²	14.68 tn-m	
		M+	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²		2Φ3/4" ⁿ	5.70 cm ²	9.00 tn-m	
	4	CD	M-	-13.495	8.80 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	8.80 cm ²		2Φ3/4" ^u +2Φ5/8" ⁿ	9.66 cm ²	14.68 tn-m
			M+	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²		2Φ3/4" ⁿ	5.70 cm ²	9.00 tn-m
CL		M-	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²		2Φ3/4" ⁿ	5.70 cm ²	9.00 tn-m	
		M+	9.568	6.08 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	6.08 cm ²	Si cumple	2Φ3/4" ^u +1Φ5/8" ⁿ	7.68 cm ²	11.90 tn-m	
CI		M-	-13.565	8.85 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	8.85 cm ²		2Φ3/4" ^u +2Φ5/8" ⁿ	9.66 cm ²	14.68 tn-m	
		M+	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²		2Φ3/4" ⁿ	5.70 cm ²	9.00 tn-m	
5		CD	M-	-14.345	9.42 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	9.42 cm ²		2Φ3/4" ^u +2Φ5/8" ⁿ	9.66 cm ²	14.68 tn-m
			M+	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²		2Φ3/4" ⁿ	5.70 cm ²	9.00 tn-m
	CL	M-	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²		2Φ3/4" ⁿ	5.70 cm ²	9.00 tn-m	
		M+	9.594	6.10 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	6.10 cm ²	Si cumple	2Φ3/4" ^u +1Φ5/8" ⁿ	7.68 cm ²	11.90 tn-m	
	CI	M-	-13.182	8.58 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	8.58 cm ²		2Φ3/4" ^u +2Φ5/8" ⁿ	9.66 cm ²	14.68 tn-m	
		M+	0.062	0.04 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²		2Φ3/4" ⁿ	5.70 cm ²	9.00 tn-m	

Factores de sobrerresistencia

Tabla 3.47 Cálculo de los factores de sobrerresistencia V-203.

Apoyo	Ubicación	M	Mo eje sismo-	Mo eje sismo+	Mo sismo-	Mo sismo+	ϕ_o^-	ϕ_o^+	$\phi_o > 1.56$	ψ_o^-	ψ_o^+
1	ED	M-	-24.35		-4.337		5.62		Cumple	4.58	4.58
		M+		15.51		4.337		3.58	Cumple		
2	EI	M-		-24.86		-4.403					
		M+	16.02			4.403			Cumplen		
2	ED	M-	-24.89		-4.494		4.60	4.60	Cumplen		
		M+		16.04		4.494					
3	EI	M-		-24.89		-4.491					
		M+	16.04			4.491			Cumplen		
3	ED	M-	-24.89		-4.488		4.56	4.56	Cumplen		
		M+		16.04		4.488					
4	EI	M-		-24.89		-4.488					
		M+	16.04			4.488			Cumplen		
4	ED	M-	-24.89		-4.491		4.56	4.56	Cumplen		
		M+		16.04		4.491					
5	EI	M-		-24.89		-4.494					
		M+	16.04			4.494			Cumplen		
5	ED	M-	-24.86		-4.403		4.60	4.60	Cumplen		
		M+		16.02		4.403					
6	EI	M-		-24.35		-4.337		5.62	Cumple		
		M+	15.51			4.337		3.58	Cumple		

Diseño por pandeo

Tabla 3.48 Espaciamiento del estribo por Pandeo V-203.

Tramo	Ubicación	Ate	$\sum Ab$	S
1	CD	71 mm ²	483.0 mm ²	23.5 cm
	CI	71 mm ²	483.0 mm ²	23.5 cm
2	CD	71 mm ²	483.0 mm ²	23.5 cm
	CI	71 mm ²	483.0 mm ²	23.5 cm
3	CD	71 mm ²	483.0 mm ²	23.5 cm
	CI	71 mm ²	483.0 mm ²	23.5 cm
4	CD	71 mm ²	483.0 mm ²	23.5 cm
	CI	71 mm ²	483.0 mm ²	23.5 cm
5	CD	71 mm ²	483.0 mm ²	23.5 cm
	CI	71 mm ²	483.0 mm ²	23.5 cm

Diseño por Corte

Tabla 3.49 Resumen del diseño por corte V-203

Tramo	Ubicación	Nº rama	Ate	fyt	Vmo	Vg	Vu	s corte	s d/4	s 8db	s 24dbe	s	L rótula	# estribos	s ≤ 22 cm	Detalle	Condición :Vs límite > Vu
1	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.73 tn	13.718 tn	20.45 tn	12 cm	11 cm	12 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9	22.0 cm	3/8" 1@0.05, 9@0.11, resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.73 tn	14.410 tn	21.14 tn	12 cm	11 cm	12 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9		3/8" 1@0.05, 9@0.11, resto@0.22	40.36 tn Cumple
2	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.82 tn	13.883 tn	20.71 tn	12 cm	11 cm	12 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9	22.0 cm	3/8" 1@0.05, 9@0.11, resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.82 tn	13.889 tn	20.68 tn	12 cm	11 cm	12 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9		3/8" 1@0.05, 9@0.11, resto@0.22	40.36 tn Cumple
3	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.82 tn	13.871 tn	20.69 tn	12 cm	11 cm	12 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9	22.0 cm	3/8" 1@0.05, 9@0.11, resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.82 tn	13.871 tn	20.69 tn	12 cm	11 cm	12 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9		3/8" 1@0.05, 9@0.11, resto@0.22	40.36 tn Cumple
4	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.82 tn	13.859 tn	20.68 tn	12 cm	11 cm	12 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9	22.0 cm	3/8" 1@0.05, 9@0.11, resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.82 tn	13.883 tn	20.71 tn	12 cm	11 cm	12 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9		3/8" 1@0.05, 9@0.11, resto@0.22	40.36 tn Cumple
5	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.73 tn	14.410 tn	21.14 tn	12 cm	11 cm	12 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9	22.0 cm	3/8" 1@0.05, 9@0.11, resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.73 tn	13.718 tn	20.45 tn	12 cm	11 cm	12 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9		3/8" 1@0.05, 9@0.11, resto@0.22	40.36 tn Cumple

VIGA V-303

Redistribución de Momentos

Tabla 3.50 Momentos redistribuidos para cada combinación de carga V-303.

APOYO	UBICACIÓN	(X)	DISTANCIA	FR (%)	1.4CM+1.7CV		1.25(CM+CV)+CS		1.25(CM+CV)-CS		0.9CM+CS		0.9CM-CS	
					Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred
1	ED	0.000	0.000	15.48	-17.076	-17.076	-11.464	-8.802	-17.204	-14.542	-4.386	-2.819	-10.126	-8.559
	CD	0.225	0.225		-13.732	-13.226	-8.877	-5.837	-14.183	-11.173	-3.194	-1.420	-8.500	-6.744
	CL	3.000	3.000		8.070	9.379	7.012	9.626	6.822	9.482	3.617	5.133	3.617	5.067
	CI	5.700	5.700		-15.874	-12.795	-15.921	-12.804	-10.673	-7.514	-9.254	-7.484	-4.006	-2.198
2	EI	6.000	6.000	12.74	-20.568	-17.948	-20.143	-17.577	-14.317	-11.660	-11.508	-10.042	-5.681	-4.147
	ED	0.000	6.000	13.78	-19.445	-16.766	-13.310	-10.744	-19.282	-16.626	-5.166	-3.700	-11.138	-9.603
	CD	0.300	6.300		-14.929	-11.696	-9.823	-6.743	-15.198	-12.031	-3.569	-1.820	-8.944	-7.130
	CL	3.000	9.000		7.252	9.933	6.322	8.936	6.323	8.981	3.294	4.797	3.292	4.828
3	CI	5.700	11.700		-14.882	-11.645	-15.161	-11.994	-9.791	-6.619	-8.941	-7.126	-3.571	-1.753
	EI	6.000	12.000	13.83	-19.392	-16.710	-19.241	-16.579	-13.273	-10.613	-11.135	-9.595	-5.168	-3.629
	ED	0.000	12.000	13.82	-19.408	-16.726	-13.287	-10.626	-19.250	-16.590	-5.170	-3.630	-11.133	-9.595
	CD	0.300	12.300		-14.895	-11.659	-9.802	-6.630	-15.169	-11.998	-3.573	-1.754	-8.940	-7.122
4	CL	3.000	15.000		7.261	9.943	6.330	8.991	6.330	8.991	3.292	4.832	3.292	4.832
	CI	5.700	17.700		-14.895	-11.659	-15.169	-11.998	-9.802	-6.630	-8.940	-7.122	-3.573	-1.754
	EI	6.000	18.000	13.82	-19.408	-16.726	-19.250	-16.590	-13.287	-10.626	-11.133	-9.595	-5.170	-3.630
	ED	0.000	18.000	13.83	-19.392	-16.710	-13.273	-10.613	-19.241	-16.579	-5.168	-3.629	-11.135	-9.595
5	CD	0.300	18.300		-14.882	-11.645	-9.791	-6.619	-15.161	-11.994	-3.571	-1.753	-8.941	-7.126
	CL	3.000	21.000		7.252	9.933	6.323	8.981	6.322	8.936	3.292	4.828	3.294	4.797
	CI	5.700	23.700		-14.929	-11.696	-15.198	-12.031	-9.823	-6.743	-8.944	-7.130	-3.569	-1.820
	EI	6.000	24.000	13.78	-19.445	-16.766	-19.282	-16.626	-13.310	-10.744	-11.138	-9.603	-5.166	-3.700
6	ED	0.000	24.000	12.74	-20.568	-17.948	-14.317	-11.660	-20.143	-17.577	-5.681	-4.147	-11.508	-10.042
	CD	0.300	24.300		-15.874	-12.795	-10.673	-7.514	-15.921	-12.804	-4.006	-2.198	-9.254	-7.484
	CL	3.000	27.000		8.070	9.379	6.822	9.482	7.012	9.626	3.617	5.067	3.617	5.133
	CI	5.775	29.775		-13.732	-13.226	-14.183	-11.173	-8.877	-5.837	-8.500	-6.744	-3.194	-1.420

Diseño por Flexión

Tabla 3.51 Diseño del refuerzo de la viga V-303 con los momentos redistribuidos y cálculo del Momento Ultimo Real.

TRAMO	UBICACIÓN	M	Md (t-m)	As	As _{min 1}	As _{min 2}	As _{máx}	As d	As+ ≥ 50%As-	Refuerzo	As real	Mu real	
1	CD	M-	-13.226	8.61 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	8.61 cm ²			2Ø3/4"+2Ø5/8"	9.66 cm ²	14.68 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	5.70 cm ²	9.00 tn-m
	CL	M-	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	5.70 cm ²	9.00 tn-m
		M+	9.626	6.12 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	6.12 cm ²	Si cumple		2Ø3/4"+1Ø5/8"	7.68 cm ²	11.90 tn-m
	CI	M-	-12.804	8.31 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	8.31 cm ²			2Ø3/4"+2Ø5/8"	9.66 cm ²	14.68 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	5.70 cm ²	9.00 tn-m
2	CD	M-	-12.031	7.77 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	7.77 cm ²			2Ø3/4"+2Ø5/8"	9.66 cm ²	14.68 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	5.70 cm ²	9.00 tn-m
	CL	M-	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	5.70 cm ²	9.00 tn-m
		M+	9.933	6.33 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	6.33 cm ²	Si cumple		2Ø3/4"+1Ø5/8"	7.68 cm ²	11.90 tn-m
	CI	M-	-11.994	7.75 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	7.75 cm ²			2Ø3/4"+2Ø5/8"	9.66 cm ²	14.68 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	5.70 cm ²	9.00 tn-m
3	CD	M-	-11.998	7.75 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	7.75 cm ²			2Ø3/4"+2Ø5/8"	9.66 cm ²	14.68 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	5.70 cm ²	9.00 tn-m
	CL	M-	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	5.70 cm ²	9.00 tn-m
		M+	9.943	6.34 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	6.34 cm ²	Si cumple		2Ø3/4"+1Ø5/8"	7.68 cm ²	11.90 tn-m
	CI	M-	-11.998	7.75 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	7.75 cm ²			2Ø3/4"+2Ø5/8"	9.66 cm ²	14.68 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	5.70 cm ²	9.00 tn-m
4	CD	M-	-11.994	7.75 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	7.75 cm ²			2Ø3/4"+2Ø5/8"	9.66 cm ²	14.68 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	5.70 cm ²	9.00 tn-m
	CL	M-	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	5.70 cm ²	9.00 tn-m
		M+	9.933	6.33 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	6.33 cm ²	Si cumple		2Ø3/4"+1Ø5/8"	7.68 cm ²	11.90 tn-m
	CI	M-	-12.031	7.77 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	7.77 cm ²			2Ø3/4"+2Ø5/8"	9.66 cm ²	14.68 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	5.70 cm ²	9.00 tn-m
5	CD	M-	-12.804	8.31 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	8.31 cm ²			2Ø3/4"+2Ø5/8"	9.66 cm ²	14.68 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	5.70 cm ²	9.00 tn-m
	CL	M-	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	5.70 cm ²	9.00 tn-m
		M+	9.626	6.12 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	6.12 cm ²	Si cumple		2Ø3/4"+1Ø5/8"	7.68 cm ²	11.90 tn-m
	CI	M-	-13.226	8.61 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	8.61 cm ²			2Ø3/4"+2Ø5/8"	9.66 cm ²	14.68 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø3/4"	5.70 cm ²	9.00 tn-m

Factores de sobrerresistencia

Tabla 3.52 Cálculo de los factores de sobrerresistencia V-303.

Apoyo	Ubicación	M	Mo eje sismo-	Mo eje sismo+	Mo sismo-	Mo sismo+	φ _o ⁻	φ _o ⁺	φ _o > 1.56	ψ _o ⁻	ψ _o ⁺
1	ED	M-	-24.35		-2.870		8.49		Cumple	6.91	6.91
		M+		15.51	2.870		5.40	Cumple			
2	EI	M-		-24.86	-2.913						
		M+	16.02		2.913						
2	ED	M-	-24.89		-2.986		6.93	6.93	Cumplen		
		M+		16.04	2.986						
3	EI	M-		-24.89	-2.984						
		M+	16.04		2.984						
3	ED	M-	-24.89		-2.982		6.86	6.86	Cumplen		
		M+		16.04	2.982						
4	EI	M-		-24.89	-2.982						
		M+	16.04		2.982						
4	ED	M-	-24.89		-2.984		6.86	6.86	Cumplen		
		M+		16.04	2.984						
5	EI	M-		-24.89	-2.986						
		M+	16.04		2.986						
5	ED	M-	-24.86		-2.913		6.93	6.93	Cumplen		
		M+		16.02	2.913						
6	EI	M-		-24.35	-2.870			8.49	Cumple		
		M+	15.51		2.870		5.40	Cumple			

Diseño por pandeo

Tabla 3.53 Espaciamiento del estribo por Pandeo V-303.

Tramo	Ubicación	Ate	ΣAb	S
1	CD	71 mm ²	483.0 mm ²	23.5 cm
	CI	71 mm ²	483.0 mm ²	23.5 cm
2	CD	71 mm ²	483.0 mm ²	23.5 cm
	CI	71 mm ²	483.0 mm ²	23.5 cm
3	CD	71 mm ²	483.0 mm ²	23.5 cm
	CI	71 mm ²	483.0 mm ²	23.5 cm
4	CD	71 mm ²	483.0 mm ²	23.5 cm
	CI	71 mm ²	483.0 mm ²	23.5 cm
5	CD	71 mm ²	483.0 mm ²	23.5 cm
	CI	71 mm ²	483.0 mm ²	23.5 cm

Diseño por Corte

Tabla 3.54 Resumen del diseño por corte V-303

Tramo	Ubicación	Nº rama	Ate	fyt	Vmo	Vg	Vu	s corte	s d/4	s 8db	s 24db	s	L rótula	# estribos	s ≤ 22 cm	Detalle	Condición :Vs límite > Vu	
1	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.73 tn	13.741 tn	20.47 tn	12 cm	11 cm	12 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 9@0.11 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.73 tn	14.387 tn	21.12 tn	12 cm	11 cm	12 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9		3/8"	1@0.05 , 9@0.11 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
2	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.82 tn	13.878 tn	20.70 tn	12 cm	11 cm	12 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 9@0.11 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.82 tn	13.865 tn	20.69 tn	12 cm	11 cm	12 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9		3/8"	1@0.05 , 9@0.11 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
3	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.82 tn	13.871 tn	20.69 tn	12 cm	11 cm	12 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 9@0.11 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.82 tn	13.871 tn	20.69 tn	12 cm	11 cm	12 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9		3/8"	1@0.05 , 9@0.11 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
4	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.82 tn	13.865 tn	20.69 tn	12 cm	11 cm	12 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 9@0.11 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.82 tn	13.878 tn	20.70 tn	12 cm	11 cm	12 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9		3/8"	1@0.05 , 9@0.11 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
5	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.73 tn	14.387 tn	21.12 tn	12 cm	11 cm	12 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 9@0.11 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	6.73 tn	13.741 tn	20.47 tn	12 cm	11 cm	12 cm	22 cm	11.0 cm	100.0 cm	9		3/8"	1@0.05 , 9@0.11 , resto@0.22	40.36 tn Cumple

VIGA V-403

Redistribución de Momentos

Tabla 3.55 Momentos redistribuidos para cada combinación de carga V-403.

APOYO	UBICACIÓN	(X)	DISTANCIA	FR (%)	1.4CM+1.7CV		1.25(CM+CV)+CS		1.25(CM+CV)-CS		0.9CM+CS		0.9CM-CS	
					Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred
1	Ed	0.000	0.000	20.00	-10.236	-10.236	-7.315	-5.266	-10.247	-8.198	-3.652	-2.335	-6.584	-5.267
	Cd	0.225	0.225		-8.040	-7.642	-5.537	-3.190	-8.249	-5.950	-2.646	-1.142	-5.358	-3.887
	Cl	3.000	3.000		5.959	7.406	5.272	7.692	5.000	7.326	3.215	4.768	3.025	4.519
	CI	5.700	5.700		-11.203	-8.035	-10.983	-7.844	-8.328	-5.421	-7.115	-5.108	-4.459	-2.601
2	EI	6.000	6.000	20.00	-14.477	-11.582	-13.951	-11.161	-11.001	-8.399	-8.946	-7.156	-5.996	-4.324
	Ed	0.000	6.000	20.00	-13.359	-10.687	-9.994	-7.203	-13.010	-10.408	-5.343	-3.554	-8.360	-6.688
	Cd	0.300	6.300		-10.285	-7.239	-7.499	-4.376	-10.214	-7.265	-3.920	-1.925	-6.636	-4.748
	Cl	3.000	9.000		4.877	7.519	4.299	6.969	4.319	6.902	2.599	4.311	2.612	4.271
3	EI	6.000	12.000	20.00	-10.017	-7.024	-9.975	-7.069	-7.263	-4.349	-6.469	-4.612	-3.757	-1.894
	Ed	0.000	12.000	20.00	-13.061	-10.449	-12.745	-10.196	-9.731	-7.168	-8.175	-6.540	-5.162	-3.517
	Cd	0.300	12.300		-10.085	-7.081	-7.325	-4.428	-10.033	-7.124	-3.801	-1.950	-6.510	-4.650
	Cl	3.000	15.000		4.931	7.560	4.367	6.924	4.367	6.924	2.646	4.286	2.646	4.286
4	EI	6.000	18.000	20.00	-10.085	-7.081	-10.033	-7.124	-7.325	-4.428	-6.510	-4.650	-3.801	-1.950
	Ed	0.000	18.000	20.00	-13.144	-10.515	-12.816	-10.253	-9.807	-7.258	-8.224	-6.579	-5.214	-3.579
	Cd	0.300	18.300		-10.085	-7.081	-7.325	-4.428	-10.033	-7.124	-3.801	-1.950	-6.510	-4.650
	Cl	3.000	21.000		4.877	7.519	4.319	6.902	4.299	6.969	2.612	4.271	2.599	4.311
5	EI	6.000	24.000	20.00	-10.285	-7.239	-10.214	-7.265	-7.499	-4.376	-6.636	-4.748	-3.920	-1.925
	Ed	0.000	24.000	20.00	-13.359	-10.687	-13.010	-10.408	-9.994	-7.203	-8.360	-6.688	-5.343	-3.554
	Cd	0.300	24.300		-14.477	-11.582	-11.001	-8.399	-13.951	-11.161	-5.996	-4.324	-8.946	-7.156
	Cl	3.000	27.000		-11.203	-8.035	-8.328	-5.421	-10.983	-7.844	-4.459	-2.601	-7.115	-5.108
6	EI	6.000	30.000	20.00	5.959	7.406	5.000	7.326	5.272	7.692	3.025	4.519	3.215	4.768
	Ed	0.000	30.000	20.00	-8.040	-7.642	-8.249	-5.950	-5.537	-3.190	-5.358	-3.887	-2.646	-1.142
	Cd	0.225	30.225		-10.236	-10.236	-10.247	-8.198	-10.247	-8.198	-3.652	-2.335	-6.584	-5.267
	Cl	3.000	33.000		5.959	7.406	5.000	7.326	5.272	7.692	3.025	4.519	3.215	4.768

Diseño por Flexión

Tabla 3.56 Diseño del refuerzo de la viga V-403 con los momentos redistribuidos y cálculo del Momento Ultimo Real.

TRAMO	UBICACIÓN	M	Md (t-m)	As	As _{min 1}	As _{min 2}	As _{mdr}	As d	As+ ≥ 50%As-	Refuerzo	As real	Mu real	
1	CD	M-	-7.642	4.80 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.80 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.40 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
	CL	M-	0.000	0.00 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.40 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
		M+	7.692	4.83 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.83 cm2	Si cumple		2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
	CI	M-	-8.035	5.06 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	5.06 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.40 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
2	CD	M-	-7.265	4.55 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.55 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.40 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
	CL	M-	0.000	0.00 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.40 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
		M+	7.519	4.72 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.72 cm2	Si cumple		2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
	CI	M-	-7.069	4.42 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.42 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.40 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
3	CD	M-	-7.124	4.46 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.46 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.40 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
	CL	M-	0.000	0.00 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.40 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
		M+	7.560	4.75 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.75 cm2	Si cumple		2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
	CI	M-	-7.124	4.46 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.46 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.40 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
4	CD	M-	-7.069	4.42 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.42 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.40 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
	CL	M-	0.000	0.00 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.40 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
		M+	7.519	4.72 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.72 cm2	Si cumple		2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
	CI	M-	-7.265	4.55 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.55 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.40 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
5	CD	M-	-8.035	5.06 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	5.06 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.40 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
	CL	M-	0.000	0.00 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.40 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
		M+	7.692	4.83 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.83 cm2	Si cumple		2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
	CI	M-	-7.642	4.80 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.80 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m
		M+	0.000	0.00 cm2	3.64 cm2	4.40 cm2	14.03 cm2	4.40 cm2			2Φ5/8" + 1Φ1/2"	5.23 cm2	8.29 tn-m

Factores de sobrerresistencia

Tabla 3.57 Cálculo de los factores de sobrerresistencia V-403.

Apoyo	Ubicación	M	Mo eje sismo-	Mo eje sismo+	Mo sismo-	Mo sismo+	φ _o ⁻	φ _o ⁺	φ _o > 1.56	ψ _o ⁻	ψ _o ⁺
1	ED	M-	-13.96		-1.466		9.52		Cumple	9.55	9.55
		M+		13.96	1.466			9.52	Cumple		
2	EI	M-		-14.31	-1.475						
		M+	14.31		1.475						
2	ED	M-	-14.33		-1.508		9.60	9.60	Cumplen		
		M+		14.33	1.508						
3	EI	M-		-14.33	-1.507						
		M+	14.33		1.507						
3	ED	M-	-14.33		-1.505		9.52	9.52	Cumplen		
		M+		14.33	1.505						
4	EI	M-		-14.33	-1.505						
		M+	14.33		1.505		9.52	9.52	Cumplen		
4	ED	M-	-14.33		-1.507						
		M+		14.33	1.507						
5	EI	M-		-14.33	-1.508						
		M+	14.33		1.508		9.60	9.60	Cumplen		
5	ED	M-	-14.31		-1.475						
		M+		14.31	1.475						
6	EI	M-		-13.96	-1.466				Cumple		
		M+	13.96		1.466		9.52		Cumple		

Diseño por pandeo

Tabla 3.58 Espaciamiento del estribo por Pandeo V-403.

Tramo	Ubicación	Ate	ΣAb	S
1	CD	71 mm ²	261.5 mm ²	43.4 cm
	CI	71 mm ²	261.5 mm ²	43.4 cm
2	CD	71 mm ²	261.5 mm ²	43.4 cm
	CI	71 mm ²	261.5 mm ²	43.4 cm
3	CD	71 mm ²	261.5 mm ²	43.4 cm
	CI	71 mm ²	261.5 mm ²	43.4 cm
4	CD	71 mm ²	261.5 mm ²	43.4 cm
	CI	71 mm ²	261.5 mm ²	43.4 cm
5	CD	71 mm ²	261.5 mm ²	43.4 cm
	CI	71 mm ²	261.5 mm ²	43.4 cm

Diseño por Corte

Tabla 3.59 Resumen del diseño por corte V-403

Tramo	Ubicación	N° rama	Ate	fyt	Vmo	Vg	Vu	s corte	s d/4	s 8db	s 24dbe	s	L rótula	# estribos	s ≤ 22 cm	Detalle	Condición :Vs limite > Vu	
1	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.71 tn	9.282 tn	13.99 tn	18 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.71 tn	10.291 tn	15.00 tn	17 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
2	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.78 tn	9.697 tn	14.47 tn	18 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.78 tn	9.609 tn	14.39 tn	18 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
3	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.78 tn	9.653 tn	14.43 tn	18 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.78 tn	9.653 tn	14.43 tn	18 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
4	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.78 tn	9.609 tn	14.39 tn	18 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.78 tn	9.697 tn	14.47 tn	18 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
5	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.71 tn	10.291 tn	15.00 tn	17 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.71 tn	9.282 tn	13.99 tn	18 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple

VIGA V-1B

Redistribución de Momentos (t-m)

Tabla 3.60 Momentos redistribuidos para cada combinación de carga V-1B.

APOYO	UBIGACIÓN	(X)	DISTANCIA	FR (%)	1.4CM+1.7CV		1.25(CM+CV)+CS		1.25(CM+CV)-CS		0.9CM+CS		0.9CM-CS	
					Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred	Mu	Mred
1	ED	0.000	0.000	20.00	-1.177	-1.177	5.101	6.536	-7.174	-5.739	5.440	6.807	-6.836	-5.468
	CD	0.225	0.225		-0.933	-0.893	4.788	6.245	-6.428	-4.974	5.061	6.444	-6.154	-4.776
	CL	2.500	2.500		0.488	0.580	0.683	2.048	0.189	1.514	0.560	1.873	0.067	1.332
	CI	4.775	4.775		-0.699	-0.491	-5.751	-4.421	4.477	5.731	-5.617	-4.333	4.611	5.804
2	EI	5.000	5.000	20.00	-0.919	-0.735	-6.480	-5.184	4.809	6.024	-6.295	-5.036	4.994	6.157
	ED	0.000	5.000	20.00	-1.076	-0.861	4.150	5.446	-6.077	-4.862	4.412	5.671	-5.815	-4.652
	CD	0.225	5.225		-0.846	-0.598	3.894	5.215	-5.409	-4.164	4.099	5.383	-5.204	-4.028
	CL	2.500	7.500		0.441	0.660	0.368	1.632	0.418	1.641	0.306	1.523	0.257	1.425
	CI	4.775	9.775		-0.880	-0.626	-5.486	-4.223	3.916	5.175	-5.263	-4.055	4.139	5.325
3	EI	5.000	10.000	20.00	-1.114	-0.891	-6.157	-4.926	4.169	5.401	-5.875	-4.700	4.452	5.627
	ED	0.000	10.000	20.00	-1.114	-0.891	4.169	5.401	-6.157	-4.926	4.452	5.627	-5.875	-4.700
	CD	0.225	10.225		-0.880	-0.626	3.916	5.166	-5.486	-4.214	4.139	5.334	-5.263	-4.063
	CL	2.500	12.500		0.441	0.660	0.368	1.592	0.418	1.682	0.306	1.475	0.257	1.473
	CI	4.775	14.775		-0.846	-0.598	-5.409	-4.173	3.894	5.224	-5.204	-4.020	4.099	5.374
4	EI	5.000	15.000	20.00	-1.076	-0.861	-6.077	-4.862	4.150	5.446	-5.815	-4.652	4.412	5.671
	ED	0.000	15.000	20.00	-0.919	-0.735	4.809	6.024	-6.480	-5.184	4.994	6.157	-6.295	-5.036
	CD	0.225	15.225		-0.699	-0.491	4.477	5.731	-5.751	-4.421	4.611	5.804	-5.617	-4.333
	CL	2.500	17.500		0.488	0.580	0.189	1.514	0.683	2.048	0.067	1.332	0.560	1.873
	CI	4.775	19.775		-0.933	-0.893	-6.428	-4.974	4.788	6.245	-6.154	-4.776	5.061	6.444
5	EI	5.000	20.000	20.00	-1.177	-1.177	-7.174	-5.739	5.101	6.536	-6.836	-5.468	5.440	6.807

Diseño por Flexión

Tabla 3.61 Diseño del refuerzo de la viga V-1B con los momentos redistribuidos y cálculo del Momeno Ultimo Real.

TRAMO	UBIGACIÓN	M	Md (t-m)	As	As _{min 1}	As _{min 2}	As _{mín}	As _d	As+ ≥ 50%As-	Refuerzo	As real	Mu real	
1	CD	M-	-4.974	3.07 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m
		M+	6.444	4.02 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m
	CL	M-	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m
		M+	2.048	1.25 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²	Si cumple		2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m
CI	M-	-4.421	2.72 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m	
	M+	5.804	3.61 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m	
2	CD	M-	-4.164	2.56 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m
		M+	5.383	3.34 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m
	CL	M-	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m
		M+	1.641	1.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²	Si cumple		2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m
CI	M-	-4.223	2.60 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m	
	M+	5.325	3.30 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m	
3	CD	M-	-4.214	2.59 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m
		M+	5.334	3.30 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m
	CL	M-	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m
		M+	1.682	1.02 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²	Si cumple		2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m
CI	M-	-4.173	2.57 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m	
	M+	5.374	3.33 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m	
4	CD	M-	-4.421	2.72 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m
		M+	5.804	3.61 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m
	CL	M-	0.000	0.00 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m
		M+	2.048	1.25 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²	Si cumple		2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m
CI	M-	-4.974	3.07 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m	
	M+	6.444	4.02 cm ²	3.64 cm ²	4.40 cm ²	14.03 cm ²	4.40 cm ²			2Ø1/2" ^u +1Ø5/8"	4.52 cm ²	7.21 tn-m	

Factores de sobrerresistencia

Tabla 3.62 Cálculo de los factores de sobrerresistencia V-1B.

Apoyo	Ubicación	M	Mo eje sismo-	Mo eje sismo+	Mo sismo-	Mo sismo+	ϕ_o^-	ϕ_o^+	$\phi_o > 1.56$	ψ_o^-	ψ_o^+
1	ED	M-	-12.33		-6.138		2.01		Cumple	2.24	2.24
		M+		12.33	6.138		2.01	Cumple			
2	EI	M-		-12.33	-5.644						
		M+	12.33		5.644						
2	ED	M-	-12.33		-5.114		2.29	2.29	Cumplen		
		M+		12.33	5.114						
3	EI	M-		-12.33	-5.163						
		M+	12.33		5.163		2.39	2.39	Cumplen		
3	ED	M-	-12.33		-5.163						
		M+		12.33	5.163						
4	EI	M-		-12.33	-5.114						
		M+	12.33		5.114		2.29	2.29	Cumplen		
4	ED	M-	-12.33		-5.644						
		M+		12.33	5.644						
5	EI	M-		-12.33	-6.138			2.01	Cumple		
		M+	12.33		6.138		2.01		Cumple		

Diseño por pandeo

Tabla 3.63 Espaciamiento del estribo por Pandeo V-1B.

Tramo	Ubicación	Ate	ΣAb	S
1	CD	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
	CI	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
2	CD	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
	CI	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
3	CD	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
	CI	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
4	CD	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
	CI	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm

Diseño por Corte

Tabla 3.64 Resumen del diseño por corte V-1B

Tramo	Ubicación	Nº rama	Ate	fyt	Vmo	Vg	Vu	s corte	s d/4	s 8db	s 24dbe	s	L rúta	# estribos	s ≤ 22 cm	Detalle	Condición :Vs limite > Vu
1	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.064 tn	6.00 tn	43 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	0.984 tn	5.92 tn	44 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
2	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.018 tn	5.95 tn	44 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.030 tn	5.96 tn	44 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
3	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.030 tn	5.96 tn	44 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.018 tn	5.95 tn	44 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
4	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	0.984 tn	5.92 tn	44 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.064 tn	6.00 tn	43 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple

Viga V-2B

Las vigas en la dirección Y necesitan sólo del refuerzo mínimo. Por tal razón, solo se muestra los factores de sobrerresistencia y el diseño por corte para las vigas V-2B, V-3B y V-4B.

Tabla 3.65 Cálculo de los factores de sobrerresistencia V-2B.

Apoyo	Ubicación	M	Mo eje sismo-	Mo eje sismo+	Mo sismo-	Mo sismo+	ϕ_o^-	ϕ_o^+	$\phi_o > 1.56$	ψ_o^-	ψ_o^+
1	ED	M-	-12.33		-4.962		2.49		Cumple	2.67	2.67
		M+		12.33		4.962		2.49	Cumple		
2	EI	M-		-12.33		-4.683					
		M+	12.33			4.683		2.72	2.72		
2	ED	M-	-12.33		-4.399						
		M+		12.33		4.399					
3	EI	M-		-12.33		-4.413					
		M+	12.33			4.413		2.79	2.79		
3	ED	M-	-12.33		-4.413						
		M+		12.33		4.413					
4	EI	M-		-12.33		-4.399					
		M+	12.33			4.399		2.72	2.72		
4	ED	M-	-12.33		-4.683						
		M+		12.33		4.683					
5	EI	M-		-12.33		-4.962			2.49	Cumple	
		M+	12.33			4.962		2.49		Cumple	

Diseño por pandeo

Tabla 3.66 Espaciamiento del estribo por Pandeo V-2B.

Tramo	Ubicación	Ate	ΣAb	S
1	CD	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
	CI	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
2	CD	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
	CI	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
3	CD	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
	CI	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
4	CD	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
	CI	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm

Diseño por Corte

Tabla 3.67 Resumen del diseño por corte V-2B

Tramo	Ubicación	Nº rama	Ate	f_{yt}	V_{mo}	V_g	V_u	s corte	s d/4	s 8db	s 24dbe	s	L rótula	# estribos	s ≤ 22 cm	Detalle	Condición :Vs límite > Vu
1	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.134 tn	6.07 tn	43 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05, 10@0.10, resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	0.914 tn	5.85 tn	44 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05, 10@0.10, resto@0.22	40.36 tn Cumple
2	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.011 tn	5.94 tn	44 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05, 10@0.10, resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.036 tn	5.97 tn	43 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05, 10@0.10, resto@0.22	40.36 tn Cumple
3	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.036 tn	5.97 tn	43 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05, 10@0.10, resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.011 tn	5.94 tn	44 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05, 10@0.10, resto@0.22	40.36 tn Cumple
4	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	0.914 tn	5.85 tn	44 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05, 10@0.10, resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.134 tn	6.07 tn	43 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05, 10@0.10, resto@0.22	40.36 tn Cumple

Viga V-3B

Factores de sobrerresistencia

Tabla 3.68 Cálculo de los factores de sobrerresistencia V-3B.

Apoyo	Ubicación	M	Mo eje sismo-	Mo eje sismo+	Mo sismo-	Mo sismo+	ϕ_o^-	ϕ_o^+	$\phi_o > 1.56$	ψ_o^-	ψ_o^+
1	ED	M-	-12.33		-3.226		3.82		Cumple	4.10	4.10
		M+		12.33		3.226		3.82	Cumple		
2	EI	M-	-12.33		-3.041						
		M+	12.33		3.041						
2	ED	M-	-12.33		-2.882		4.16	4.16	Cumplen		
		M+		12.33		2.882					
3	EI	M-	-12.33		-2.890						
		M+	12.33		2.890						
3	ED	M-	-12.33		-2.890		4.27	4.27	Cumplen		
		M+		12.33		2.890					
4	EI	M-	-12.33		-2.882						
		M+	12.33		2.882						
4	ED	M-	-12.33		-3.041		4.16	4.16	Cumplen		
		M+		12.33		3.041					
5	EI	M-	-12.33		-3.226			3.82	Cumple		
		M+	12.33		3.226		3.82		Cumple		

Diseño por pandeo

Tabla 3.69 Espaciamiento del estribo por Pandeo V-3B.

Tramo	Ubicación	Ate	ΣAb	S
1	CD	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
	CI	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
2	CD	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
	CI	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
3	CD	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
	CI	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
4	CD	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
	CI	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm

Diseño por Corte

Tabla 3.70 Resumen del diseño por corte V-3B

Tramo	Ubicación	Nº rama	Ate	fyt	Vmo	Vg	Vu	s corte	s d/4	s 8db	s 24dbe	s	L rótula	# estribos	s ≤ 22 cm	Detalle	Condición :Vs límite > Vu
1	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.181 tn	6.11 tn	42 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	0.867 tn	5.80 tn	45 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
2	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.008 tn	5.94 tn	44 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.040 tn	5.97 tn	43 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
3	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.040 tn	5.97 tn	43 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.008 tn	5.94 tn	44 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
4	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	0.867 tn	5.80 tn	45 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.181 tn	6.11 tn	42 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8" 1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn Cumple

Viga V-4B

Factores de sobrerresistencia

Tabla 3.71 Cálculo de los factores de sobrerresistencia V-4B.

Apoyo	Ubicación	M	Mo eje sismo-	Mo eje sismo+	Mo sismo-	Mo sismo+	ϕ_o^-	ϕ_o^+	$\phi_o > 1.56$	ψ_o^-	ψ_o^+
1	ED	M-	-12.33		-1.559		7.91		Cumple	8.87	8.87
		M+		12.33		1.559		7.91	Cumple		
2	EI	M-		-12.33		-1.404					
		M+	12.33		1.404						
2	ED	M-	-12.33		-1.292		9.15	9.15	Cumplen		
		M+		12.33		1.292					
3	EI	M-		-12.33		-1.306					
		M+	12.33		1.306		9.44	9.44	Cumplen		
3	ED	M-	-12.33		-1.306						
		M+		12.33		1.306					
4	EI	M-		-12.33		-1.292					
		M+	12.33		1.292		9.15	9.15	Cumplen		
4	ED	M-	-12.33		-1.404						
		M+		12.33		1.404					
5	EI	M-		-12.33		-1.559		7.91	Cumple		
		M+	12.33		1.559		7.91		Cumple		

Diseño por pandeo

Tabla 3.72 Espaciamiento del estribo por Pandeo V-4B.

Tramo	Ubicación	Ate	ΣAb	S
1	CD	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
	CI	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
2	CD	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
	CI	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
3	CD	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
	CI	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
4	CD	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm
	CI	71 mm ²	226.0 mm ²	50.3 cm

Diseño por Corte

Tabla 3.73 Resumen del diseño por corte V-4B

Tramo	Ubicación	N° rama	Ate	fyt	Vmo	Vg	Vu	s corte	s d/4	s 8db	s 24dbe	s	L rúcula	# estribos	s ≤ 22 cm	Detalle		Condición :Vs límite > Vu	
1	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.102 tn	6.04 tn	43 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn	Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	0.946 tn	5.88 tn	44 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10		3/8"	1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn	Cumple
2	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.003 tn	5.94 tn	44 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn	Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.045 tn	5.98 tn	43 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10		3/8"	1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn	Cumple
3	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.045 tn	5.98 tn	43 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn	Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.003 tn	5.94 tn	44 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10		3/8"	1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn	Cumple
4	CD	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	0.946 tn	5.88 tn	44 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10	22.0 cm	3/8"	1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn	Cumple
	CI	2	1.42 cm ²	4200 kg/cm ²	4.93 tn	1.102 tn	6.04 tn	43 cm	11 cm	10 cm	22 cm	10.0 cm	100.0 cm	10		3/8"	1@0.05 , 10@0.10 , resto@0.22	40.36 tn	Cumple

3.5.3 DISEÑO DE COLUMNAS

En la sección 2.2.5.7 se indica que para simplificar el proceso de diseño, se permite que cada sección de la columna se diseñe sólo con los momentos provenientes de la acción sísmica actuando en cada una de las dos direcciones principales de la estructura; es decir, se diseñan separadamente en las dos direcciones principales.

El procedimiento que se describe a continuación es tomando en cuenta todos los niveles de la columna, pero se detallan los resultados por nivel:

Columna C-3B

a) Cargas Actuantes

Las cargas no combinadas de gravedad y de sismo obtenidas del análisis lineal, se muestran a continuación:

Tabla 3.74 Cargas de gravedad y de sismo para las direcciones X-Y C-3B

PISO	Sección	CARGAS VERTICALES		Dirección X				Dirección Y			
		Pcm	Pcv	sismo (+)		Sismo (-)		sismo (+)		Sismo (-)	
				Me	Ve	Me	Ve	Me	Ve	Me	Ve
4	Sup.	-16.410 tn	-3.076 tn	-2.274 tn	1.430 tn	2.274 tn	-1.430 tn	-1.865 tn	1.498 tn	1.865 tn	-1.498 tn
	Inf.	-17.900 tn	-3.076 tn	1.094 tn	1.430 tn	-1.094 tn	-1.430 tn	1.589 tn	1.498 tn	-1.589 tn	-1.498 tn
3	Sup.	-37.091 tn	-10.734 tn	-3.582 tn	2.839 tn	3.582 tn	-2.839 tn	-2.912 tn	2.675 tn	2.912 tn	-2.675 tn
	Inf.	-38.582 tn	-10.734 tn	3.010 tn	2.839 tn	-3.010 tn	-2.839 tn	3.253 tn	2.675 tn	-3.253 tn	-2.675 tn
2	Sup.	-57.809 tn	-18.373 tn	-4.142 tn	3.890 tn	4.142 tn	-3.890 tn	-3.730 tn	3.845 tn	3.730 tn	-3.845 tn
	Inf.	-59.300 tn	-18.373 tn	4.850 tn	3.890 tn	-4.850 tn	-3.890 tn	5.122 tn	3.845 tn	-5.122 tn	-3.845 tn
1	Sup.	-78.656 tn	-26.076 tn	-3.723 tn	4.584 tn	3.723 tn	-4.584 tn	-3.536 tn	3.433 tn	3.536 tn	-3.433 tn
	Inf.	-80.795 tn	-26.076 tn	11.415 tn	4.584 tn	-11.415 tn	-4.584 tn	7.795 tn	3.433 tn	-7.795 tn	-3.433 tn

El Etabs considera negativo las cargas de gravedad. En el recuadro se considera las cargas axiales por compresión (+) y las cargas axiales por tensión (-)

b) Factores de sobrerresistencia

En esta sección se indican los factores de sobrerresistencia que magnifican los momentos y cortantes de las columnas. Los factores de sobrerresistencia en la dirección X-X corresponden a la sobrerresistencia, con respecto al sismo, de las vigas del eje 3 en el apoyo B; y los de la dirección Y-Y, corresponden a las vigas del eje B en el apoyo 3.

Dentro del mecanismo de colapso seleccionado, se permitirá rótulas plásticas en la base de las columnas del primer piso; por tanto, en estas zonas no se considera la sobrerresistencia de las vigas. Por ende, los factores de sobrerresistencia son:

Tabla 3.75 Factores de sobrerresistencia de las vigas.

PISO	Altura entrepiso h	Dirección X		Dirección Y	
		ϕ_o^+	ϕ_o^-	ϕ_o^+	ϕ_o^-
4	2.80 m	9.60	9.60	9.44	9.44
3	2.80 m	6.93	6.93	4.27	4.27
2	2.80 m	4.60	4.60	2.79	2.79
1	3.80 m	4.19	4.16	2.39	2.39
Base		1	1	1	1

c) Factores de amplificación dinámica

El factor de amplificación dinámica ω para pórticos de dos direcciones y para los niveles encima de 0.3H se determina con la ecuación 2.24a $\omega = 0.5 T_1 + 1.1$, donde $1.5 < \omega < 1.9$. Teniendo en cuenta lo descrito en la sección 2.2.5.7.3, el factor de amplificación dinámica para cada nivel y para cada dirección es igual a:

- ω para la base de las columnas del primer piso y extremo superior de las columnas del último piso es: $\omega = 1.10$
- ω mínimo para el segundo nivel y penúltimo nivel, $\omega = 1.50$

- ω para los pisos encima de 0.3H es:

$$0.3H = 0.3 * 12.20 = 3.66\text{m}$$

$$T_{1-xx} = 0.876\text{s} \quad \omega_{xx} = 0.5 * 0.876 + 1.1 = 1.538 \rightarrow \omega_{xx} = 1.538$$

$$T_{1-yy} = 0.854\text{s} \quad \omega_{yy} = 0.5 * 0.854 + 1.1 = 1.527 \rightarrow \omega_{yy} = 1.527$$

- ω para los pisos debajo de 0.3H es lineal desde de 1.10 en la base hasta $\omega_{0.3H}$.

De esta forma, la distribución del factor de amplificación dinámica ω es la siguiente:

Tabla 3.76 Factores de amplificación dinámica para cada dirección C-3B

PISO	Altura entrepiso h	H total	ω_x	ω_y
4	2.80 m	12.20 m	1.10	1.10
3	2.80 m	9.40 m	1.538	1.527
2	2.80 m	6.60 m	1.538	1.527
1	3.80 m	3.80 m	1.538	1.527
Base		0	1.10	1.10

d) Cálculo de las fuerzas axiales de diseño

Para calcular las fuerzas axiales de diseño se deben tener en cuenta las fuerzas inducidas por el sismo y por las cargas de gravedad:

- Fuerza axial inducida por el sismo

La fuerza axial inducida por el sismo, V_{E0} , en cada piso proviene de la fuerza de corte inducida por el sismo en las vigas adyacentes en el desarrollo de sus sobrerresistencias, es decir, se calculan con los momentos sobrerresistentes de la viga en el eje de la columna. De esta forma, las fuerzas axiales inducidas por el sismo se obtienen con la ecuación:

$$P_{E_0} = R_V \sum V_{E_0}$$

La columna C-3B está entre dos tramos adyacentes de las vigas en el eje 3 y eje B. A continuación se muestra las cortantes de las vigas en cada piso inducidas por el sismo:

Tabla 3.77 Momentos sobrerresistentes de las vigas adyacentes a la columna C-3B Dir. X

Piso	Dirección X							
	Sismo (+)				Sismo (-)			
	Viga 1x		Viga 2x		Viga 1x		Viga 2x	
	Meo (+)	Meo (-)	Meo (+)	Meo (-)	Meo (-)	Meo (+)	Meo (-)	Meo (+)
4	13.96	-14.31	14.33	-14.33	-13.96	14.31	-14.33	14.33
3	15.51	-24.86	16.04	-24.89	-24.35	16.02	-24.89	16.04
2	15.51	-24.86	16.04	-24.89	-24.35	16.02	-24.89	16.04
1	15.66	-28.72	16.25	-28.75	-21.85	15.88	-28.75	16.25

Sismo+

$$V_{E0X (+)} = (M_{oED1 (+)} + M_{oEI1 (-)})/L_1 - (M_{oED2 (+)} + M_{oEI2 (-)})/L_2$$

$$V_{E0X-4(+)} = (13.96+14.31)/6 - (14.33 + 14.33)/6 = -0.07 \text{ t}$$

$$V_{E0X-3(+)} = (15.51+24.86)/6 - (16.04 + 24.89)/6 = -0.09 \text{ t}$$

$$V_{E0X-2(+)} = (15.51+24.86)/6 - (16.04 + 24.89)/6 = -0.09 \text{ t}$$

$$V_{E0X-1(+)} = (15.66+28.72)/6 - (16.25 + 28.75)/6 = -0.10 \text{ t}$$

Sismo-

$$V_{E0X (+)} = - (M_{oED1 (-)} + M_{oEI1 (+)})/L_1 + (M_{oED2 (-)} + M_{oEI2 (+)})/L_2$$

$$V_{E0X-4(+)} = -(13.96+14.31)/6 + (14.33 + 14.33)/6 = 0.07 \text{ t}$$

$$V_{E0X-3(+)} = -(24.35+16.02)/6 + (24.89 + 16.04)/6 = 0.09 \text{ t}$$

$$V_{E0X-2(+)} = -(24.35+16.02)/6 + (24.89 + 16.04)/6 = 0.09 \text{ t}$$

$$V_{E0X-1(+)} = -(21.85+15.88)/6 + (28.75 + 16.25)/6 = 1.21 \text{ t}$$

Tabla 3.78 Momentos sobrerresistentes de las vigas adyacentes a la columna C-3B Dir. Y

Piso	Dirección Y							
	Sismo (+)				Sismo (-)			
	Viga 1y		Viga 2y		Viga 1y		Viga 2y	
	Meo (+)	Meo (-)	Meo (+)	Meo (-)	Meo (-)	Meo (+)	Meo (-)	Meo (+)
4	12.33	-12.33	12.33	-12.33	-12.33	12.33	-12.33	12.33
3	12.33	-12.33	12.33	-12.33	-12.33	12.33	-12.33	12.33
2	12.33	-12.33	12.33	-12.33	-12.33	12.33	-12.33	12.33
1	12.33	-12.33	12.33	-12.33	-12.33	12.33	-12.33	12.33

Sismo+

$$V_{E0Y(+)} = (M_{oED1(+)} + M_{oEI1(-)})/L_1 - (M_{oED2(+)} + M_{oEI2(-)})/L_2$$

$$V_{E0Y-4(+)} = (12.33+12.33)/5 - (12.33+12.33)/5 = 0.00 \text{ t}$$

$$V_{E0Y-3(+)} = (12.33+12.33)/5 - (12.33+12.33)/5 = 0.00 \text{ t}$$

$$V_{E0Y-2(+)} = (12.33+12.33)/5 - (12.33+12.33)/5 = 0.00 \text{ t}$$

$$V_{E0Y-1(+)} = (12.33+12.33)/5 - (12.33+12.33)/5 = 0.00 \text{ t}$$

Sismo-

$$V_{E0Y(+)} = - (M_{oED1(-)} + M_{oEI1(+)})/L_1 + (M_{oED2(-)} + M_{oEI2(+)})/L_2$$

$$V_{E0Y-4(+)} = -(12.33+12.33)/5 + (12.33+12.33)/5 = 0.00 \text{ t}$$

$$V_{E0Y-3(+)} = -(12.33+12.33)/5 + (12.33+12.33)/5 = 0.00 \text{ t}$$

$$V_{E0Y-2(+)} = -(12.33+12.33)/5 + (12.33+12.33)/5 = 0.00 \text{ t}$$

$$V_{E0Y-1(+)} = -(12.33+12.33)/5 + (12.33+12.33)/5 = 0.00 \text{ t}$$

La sumatoria de las fuerzas de corte de todos los pisos encima del nivel considerado se muestran a continuación:

Tabla 3.79 Sumatoria de fuerzas de corte de las vigas adyacentes a C-3B.

Piso	Posición	Sismo (+)					Sismo (-)				
		Direc. X		Direc. Y		ΣV_{eo}	Direc. X		Direc. Y		ΣV_{eo}
		Ve _o	ΣV_{eo}	Ve _o	ΣV_{eo}		Ve _o	ΣV_{eo}	Ve _o	ΣV_{eo}	
4	Sup.	-0.07	-0.07	0.00	0.00	-0.07	0.07	0.07	0.00	0.00	0.07
	Inf.	-0.07	-0.07	0.00	0.00	-0.07	0.07	0.07	0.00	0.00	0.07
3	Sup.	-0.09	-0.16	0.00	0.00	-0.16	0.09	0.16	0.00	0.00	0.16
	Inf.	-0.09	-0.16	0.00	0.00	-0.16	0.09	0.16	0.00	0.00	0.16
2	Sup.	-0.09	-0.25	0.00	0.00	-0.25	0.09	0.25	0.00	0.00	0.25
	Inf.	-0.09	-0.25	0.00	0.00	-0.25	0.09	0.25	0.00	0.00	0.25
1	Sup.	-0.10	-0.36	0.00	0.00	-0.36	1.21	1.46	0.00	0.00	1.46
	Inf.	-0.10	-0.36	0.00	0.00	-0.36	1.21	1.46	0.00	0.00	1.46

El factor de reducción R_v de la carga axial V_{E0} se obtiene de la tabla 3.80 en función del número de pisos encima del nivel considerado, y del factor de amplificación dinámica ω , el cual se toma el mayor entre ω_x y ω_y ; cuando es necesario se interpola:

Tabla 3.80 Factores de reducción R_v de carga axial.

Piso	Nº pisos encima	ω	R_v
4	0	1.10	1
3	1	1.538	1
2	2	1.538	0.966
1	3	1.538	0.951

Por tanto, la carga axial debido al sismo es igual a:

Tabla 3.81 Cargas axiales inducidas por sismo.

Piso	Sección	R_v	Sismo (+)		Sismo (-)	
			ΣV_{eo}	Pe _o	ΣV_{eo}	Pe _o
4	Sup.	1	-0.07	-0.07	0.07	0.07
	Inf.		-0.07	-0.07	0.07	0.07
3	Sup.	1	-0.16	-0.16	0.16	0.16
	Inf.		-0.16	-0.16	0.16	0.16
2	Sup.	0.966	-0.25	-0.24	0.25	0.24
	Inf.		-0.25	-0.24	0.25	0.24
1	Sup.	0.951	-0.36	-0.34	1.46	1.39
	Inf.		-0.36	-0.34	1.46	1.39

(+) Tensión

(-) Compresión

Fuerza axial inducida por las cargas de gravedad

Para el cálculo de las fuerzas axiales inducidas por las cargas de gravedad se consideran las siguientes combinaciones de carga:

$$P_G^{(C1)} = 1.25CM + 1.25CV$$

$$P_G^{(C2)} = 0.9CM$$

Tabla 3.82 Calculo de las combinaciones de cargas axiales de gravedad C-3B.

Piso	Sección	CARGAS VERTICALES		PG	
		Pcm	Pcv	1.25CM+1.25CV	0.9CM
4	Sup.	16.41 tn	3.08 tn	24.36 tn	14.77 tn
	Inf.	17.90 tn	3.08 tn	26.22 tn	16.11 tn
3	Sup.	37.09 tn	10.73 tn	59.78 tn	33.38 tn
	Inf.	38.58 tn	10.73 tn	61.64 tn	34.72 tn
2	Sup.	57.81 tn	18.37 tn	95.23 tn	52.03 tn
	Inf.	59.30 tn	18.37 tn	97.09 tn	53.37 tn
1	Sup.	78.66 tn	26.08 tn	130.92 tn	70.79 tn
	Inf.	80.79 tn	26.08 tn	133.59 tn	72.72 tn

(-) Tensión

(+) Compresión

Finalmente, la carga axial de diseño P_u es igual a:

Tabla 3.83 Calculo de las combinaciones de cargas axiales de gravedad y sismo C-3B.

Piso	Sección	P_u			
		SISMO (+)		SISMO (-)	
		1.25CM+1.25CV+SISMO	0.9CM+SISMO	1.25CM+1.25CV-SISMO	0.9CM-SISMO
4	Sup.	24.43 tn	14.84 tn	24.29 tn	14.70 tn
	Inf.	26.29 tn	16.18 tn	26.15 tn	16.04 tn
3	Sup.	59.94 tn	33.54 tn	59.62 tn	33.22 tn
	Inf.	61.80 tn	34.88 tn	61.48 tn	34.56 tn
2	Sup.	95.47 tn	52.27 tn	94.99 tn	51.79 tn
	Inf.	97.33 tn	53.61 tn	96.85 tn	53.13 tn
1	Sup.	131.26 tn	71.13 tn	129.53 tn	69.40 tn
	Inf.	133.93 tn	73.06 tn	132.20 tn	71.33 tn

(-) Tensión

(+) Compresión

Las respectivas fracciones de carga axial son:

Tabla 3.84 Calculo de las fracciones de carga axial C-3B

Piso	Sección	$P_u / A_g f'c$			
		SISMO (+)		SISMO (-)	
		$1.25CM+1.25CV+SISMO$	$0.9CM+SISMO$	$1.25CM+1.25CV-SISMO$	$0.9CM-SISMO$
4	Sup.	0.043	0.026	0.043	0.026
	Inf.	0.046	0.029	0.046	0.028
3	Sup.	0.106	0.059	0.105	0.059
	Inf.	0.109	0.062	0.108	0.061
2	Sup.	0.168	0.092	0.168	0.091
	Inf.	0.172	0.095	0.171	0.094
1	Sup.	0.231	0.125	0.228	0.122
	Inf.	0.236	0.129	0.233	0.126

e) Cálculo de la cortante de diseño

La cortante de diseño de la columna se calcula con la ecuación 2.30, $V_u = 1.6\Phi_0 V_E$, para los pisos encima del nivel 1; para el primer nivel, cuando se ha considerado formación de rótulas plásticas, la cortante de diseño se calcula con la ecuación:

$$V_u = \frac{\Phi_0^* M_E^* + 1.60\Phi_0 M_{E,arriba}}{l_n + 0.5h_b}$$

- Para la base de las columnas del primer piso:

$$\Phi_0^* = \frac{\lambda_0}{\Phi_c}$$

$$\lambda_0 = \lambda_{0acero} + \lambda_{0concreto}$$

Para calcular $\lambda_{0concreto}$ utilizamos la ecuación 2.2 considerando para cada sentido del sismo la menor fracción de carga axial, puesto que la cortante

crítica o la cortante de diseño es cuando la resistencia al corte proporcionado por el concreto es menor, y esto ocurre cuando la carga axial es menor.

Sismo (+)		Sismo (-)	
$\lambda_{\text{concreto}}$	= 0.0020	$\lambda_{\text{concreto}}$	= 0.0016
λ_{acero}	= 1.4	λ_{acero}	= 1.4
λ_o	= 1.402	λ_o	= 1.402
ϕ_c	= 0.9	ϕ_c	= 0.9
ϕ^*_c	= 1.558	ϕ^*_c	= 1.557
ω_x	= 1.10	ω_x	= 1.10
ω_y	= 1.10	ω_y	= 1.10

Aplicando la ecuación 2.32 para la base de las columnas del primer piso y la ecuación 2.30 para las zonas encima de la base del nivel 1, tenemos:

Tabla 3.85 Calculo de fuerzas cortantes dirección X C-3B

Piso	Sección	Dirección X					
		ϕ_{ox}		Vex		Vux	
		Sismo (+)	Sismo (-)	Sismo (+)	Sismo (-)	Sismo (+)	Sismo (-)
4	Sup.	9.603	9.603	1.43 tn	-1.43 tn	21.97	21.97
	Inf.	6.934	6.934	1.43 tn	-1.43 tn	15.87	15.87
3	Sup.	6.934	6.934	2.84 tn	-2.84 tn	31.49	31.49
	Inf.	4.598	4.598	2.84 tn	-2.84 tn	20.88	20.88
2	Sup.	4.598	4.598	3.89 tn	-3.89 tn	28.62	28.62
	Inf.	4.186	4.155	3.89 tn	-3.89 tn	26.06	25.86
1	Sup.	4.186	4.155	4.58 tn	-4.58 tn	30.70	30.48
	Inf.	1	1	4.58 tn	-4.58 tn	11.71	11.66

Tabla 3.86 Calculo de fuerzas cortantes dirección Y C-3B

Piso	Sección	Dirección Y					
		ϕ_{oy}		Vey		Vuy	
		Sismo (+)	Sismo (-)	Sismo (+)	Sismo (-)	Sismo (+)	Sismo (-)
4	Sup.	9.442	9.442	1.50 tn	-1.50 tn	22.63	22.63
	Inf.	4.267	4.267	1.50 tn	-1.50 tn	10.22	10.22
3	Sup.	4.267	4.267	2.67 tn	-2.67 tn	18.26	18.26
	Inf.	2.795	2.795	2.67 tn	-2.67 tn	11.96	11.96
2	Sup.	2.795	2.795	3.84 tn	-3.84 tn	17.19	17.19
	Inf.	2.389	2.389	3.84 tn	-3.84 tn	14.69	14.69
1	Sup.	2.389	2.389	3.43 tn	-3.43 tn	13.12	13.12
	Inf.	1	1	3.43 tn	-3.43 tn	7.07	7.07

f) Momentos de diseño de las columnas

Los momentos de diseño se determinan a partir de la ecuación 2.35, se sabe que M_E es el momento de sismo en el eje del nudo viga-columna, V_u es la cortante de diseño de la columna, h_b es el peralte de la viga, en este caso se determina de acuerdo al nivel de la columna, y R_m es el factor de reducción del momento que se obtiene de la tabla 2.2.

Los factores de reducción R_m por estar en función de ω y de la fracción de carga axial, se debe obtener para cada dirección principal (X-Y), para cada combinación de carga, y para cada sentido del sismo:

Tabla 3.87 Factores de reducción de momentos - R_m dirección X C-3B

Piso	Sección	ω_x	Dirección X							
			$P_u / A_g f'c$				R_{mx}			
			Sismo (+)		Sismo (-)		Sismo (+)		Sismo (-)	
			$1.25CM+1.25CV+SISMO$	$0.90CM+SISMO$	$1.25CM+1.25CV-SISMO$	$0.90CM+SISMO$	$1.25CM+1.25CV+SISMO$	$0.90CM+SISMO$	$1.25CM+1.25CV-SISMO$	$0.90CM-SISMO$
4	Sup.	1.10	0.043	0.026	0.043	0.026	0.964	0.951	0.964	0.951
	Inf.	1.54	0.046	0.029	0.046	0.028	0.877	0.831	0.876	0.831
3	Sup.	1.54	0.106	0.059	0.105	0.059	1.000	0.906	1.000	0.905
	Inf.	1.54	0.109	0.062	0.108	0.061	1.000	0.911	1.000	0.910
2	Sup.	1.54	0.168	0.092	0.168	0.091	1.000	0.981	1.000	0.979
	Inf.	1.54	0.172	0.095	0.171	0.094	1.000	0.987	1.000	0.985
1	Sup.	1.54	0.231	0.125	0.228	0.122	1.000	1.000	1.000	1.000
	Inf.	1.10	0.236	0.129	0.233	0.126	1.000	1.000	1.000	1.000

Tabla 3.88 Factores de reducción de momentos- R_m dirección Y C-3B

Piso	Sección	ω_y	Dirección Y							
			Pu / Ag f'c				Rmy			
			Sismo (+)		Sismo (-)		Sismo (+)		Sismo (-)	
			1.25CM+1.25CV+SISMO	0.90CM+SISMO	1.25CM+1.25CV-SISMO	0.90CM-SISMO	1.25CM+1.25CV+SISMO	0.90CM+SISMO	1.25CM+1.25CV-SISMO	0.90CM-SISMO
4	Sup.	1.10	0.043	0.026	0.043	0.026	0.964	0.951	0.964	0.951
	Inf.	1.53	0.046	0.029	0.046	0.028	0.878	0.833	0.878	0.833
3	Sup.	1.53	0.106	0.059	0.105	0.059	1.000	0.907	1.000	0.905
	Inf.	1.53	0.109	0.062	0.108	0.061	1.000	0.912	1.000	0.910
2	Sup.	1.53	0.168	0.092	0.168	0.091	1.000	0.981	1.000	0.979
	Inf.	1.53	0.172	0.095	0.171	0.094	1.000	0.987	1.000	0.985
1	Sup.	1.53	0.231	0.125	0.228	0.122	1.000	1.000	1.000	1.000
	Inf.	1.10	0.236	0.129	0.233	0.126	1.000	1.000	1.000	1.000

Finalmente, se obtienen los momentos de diseño de las columnas M_u :

Tabla 3.89 Momentos de diseño M_u , dirección X, sismo "+" C-3B

Piso	Sección	hb	Dirección X							
			Sismo (+)							
			ω_x	ϕ_{ox}	Vux +	Mex +	Rmx +		Mux +	
							1.25CM+1.25CV+SISMO	0.90CM+SISMO	1.25CM+1.25CV+SISMO	0.90CM+SISMO
4	Sup.	0.5	1.100	9.603	21.975	-2.274 tn-m	0.964	0.951	19.99	19.71
	Inf.	0.5	1.538	6.934	15.867	1.094 tn-m	0.877	0.831	8.15	7.72
3	Sup.	0.5	1.538	6.934	31.493	-3.582 tn-m	1.000	0.906	33.47	30.33
	Inf.	0.5	1.538	4.598	20.882	3.010 tn-m	1.000	0.911	18.15	16.54
2	Sup.	0.5	1.538	4.598	28.616	-4.142 tn-m	1.000	0.981	25.00	24.53
	Inf.	0.5	1.538	4.186	26.055	4.850 tn-m	1.000	0.987	27.32	26.96
1	Sup.	0.5	1.538	4.186	30.702	-3.723 tn-m	1.000	1.000	19.37	19.37
	Inf.	0	1.100	1.000	11.710	11.415 tn-m	1.000	1.000	13.95	13.95

Tabla 3.90 Momentos de diseño M_u , dirección X, sismo "-" C-3B

Piso	Sección	hb	Dirección X							
			Sismo (-)							
			ω_x	ϕ_{ox}	Vux -	Mex -	Rmx -		Mux -	
							1.25CM+1.25CV-SISMO	0.90CM-SISMO	1.25CM+1.25CV-SISMO	0.90CM-SISMO
4	Sup.	0.5	1.100	9.603	21.975	2.274 tn-m	0.964	0.951	19.99	19.71
	Inf.	0.5	1.538	6.934	15.867	-1.094 tn-m	0.876	0.831	8.14	7.72
3	Sup.	0.5	1.538	6.934	31.493	3.582 tn-m	1.000	0.905	33.47	30.28
	Inf.	0.5	1.538	4.598	20.882	-3.010 tn-m	1.000	0.910	18.15	16.51
2	Sup.	0.5	1.538	4.598	28.616	4.142 tn-m	1.000	0.979	25.00	24.48
	Inf.	0.5	1.538	4.155	25.863	-4.850 tn-m	1.000	0.985	27.12	26.71
1	Sup.	0.5	1.538	4.155	30.475	3.723 tn-m	1.000	1.000	19.22	19.22
	Inf.	0	1.100	1.000	11.660	-11.415 tn-m	1.000	1.000	13.95	13.95

Tabla 3.91 Momentos de diseño Mu, dirección Y, sismo "+" C-3B

Piso	Sección	hb	Dirección Y							
			Sismo (+)							
			ω_y	ϕ_{oy}	Vuy +	Mey +	Rmy +		IMuy +I	
1.25CM+1.25CV+SISMO	0.90CM+SISMO	1.25CM+1.25CV+SISMO					0.90CM+SISMO			
4	Sup.	0.5	1.100	9.442	22.625	-1.865	0.964	0.951	15.41	15.19
	Inf.	0.5	1.527	4.267	10.224	1.589	0.878	0.833	7.74	7.35
3	Sup.	0.5	1.527	4.267	18.261	-2.912	1.000	0.907	16.23	14.72
	Inf.	0.5	1.527	2.795	11.961	3.253	1.000	0.912	12.09	11.02
2	Sup.	0.5	1.527	2.795	17.194	-3.730	1.000	0.981	13.34	13.09
	Inf.	0.5	1.527	2.389	14.695	5.122	1.000	0.987	16.48	16.26
1	Sup.	0.5	1.527	3.190	21.390	0.090	1.000	1.000	2.77	2.77
	Inf.	0	1.100	1.000	7.071	7.795	1.000	1.000	9.53	9.53

Tabla 3.92 Momentos de diseño Mu, dirección Y, sismo "-" C-3B

Piso	Sección	hb	Dirección Y							
			Sismo (-)							
			ω_y	ϕ_{oy}	Vuy -	Mey -	Rmy -		IMuy - I	
1.25CM+1.25CV-SISMO	0.90CM-SISMO	1.25CM+1.25CV-SISMO					0.90CM-SISMO			
4	Sup.	0.5	1.100	9.442	12.970	1.865 tn-m	0.964	0.951	16.80	16.56
	Inf.	0.5	1.527	4.267	10.224	-1.589 tn-m	0.878	0.833	7.74	7.34
3	Sup.	0.5	1.527	4.267	18.261	2.912 tn-m	1.000	0.905	16.23	14.70
	Inf.	0.5	1.527	2.795	11.961	-3.253 tn-m	1.000	0.910	12.09	11.00
2	Sup.	0.5	1.527	2.795	17.194	3.730 tn-m	1.000	0.979	13.34	13.06
	Inf.	0.5	1.527	2.389	14.695	-5.122 tn-m	1.000	0.985	16.48	16.23
1	Sup.	0.5	1.527	2.389	13.120	3.536 tn-m	1.000	1.000	10.93	10.93
	Inf.	0	1.100	1.000	7.070	-7.795 tn-m	1.000	1.000	9.53	9.53

g) Resumen de las cargas de diseño

A continuación se muestra un cuadro resumen de los momentos flectores Mu y cargas axiales Pu de diseño para cada combinación de carga:

Tabla 3.93 Momentos y cargas axiales de diseño Mu, Pu C-3B

Piso	Sección	Dirección X								Dirección Y							
		Sismo (+)				Sismo (-)				Sismo (+)				Sismo (-)			
		1.25CM+1.25CV+SISMO		0.90CM+SISMO		1.25CM+1.25CV+SISMO		0.90CM+SISMO		1.25CM+1.25CV+SISMO		0.90CM+SISMO		1.25CM+1.25CV+SISMO		0.90CM+SISMO	
Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu	Mu	Pu		
4	Sup.	19.99 tn-m	24.43 tn	19.71 tn-m	14.84 tn	19.99 tn-m	24.29 tn	19.71 tn-m	14.70 tn	15.41 tn-m	24.43 tn	15.19 tn-m	14.84 tn	16.80 tn-m	24.29 tn	16.56 tn-m	14.70 tn
	Inf.	8.15 tn-m	26.29 tn	7.72 tn-m	16.18 tn	8.14 tn-m	26.15 tn	7.72 tn-m	16.04 tn	7.74 tn-m	26.29 tn	7.35 tn-m	16.18 tn	7.74 tn-m	26.15 tn	7.34 tn-m	16.04 tn
3	Sup.	33.47 tn-m	59.94 tn	30.33 tn-m	33.54 tn	33.47 tn-m	59.62 tn	30.28 tn-m	33.22 tn	16.23 tn-m	59.94 tn	14.72 tn-m	33.54 tn	16.23 tn-m	59.62 tn	14.70 tn-m	33.22 tn
	Inf.	18.15 tn-m	61.80 tn	16.54 tn-m	34.88 tn	18.15 tn-m	61.48 tn	16.51 tn-m	34.56 tn	12.09 tn-m	61.80 tn	11.02 tn-m	34.88 tn	12.09 tn-m	61.48 tn	11.00 tn-m	34.56 tn
2	Sup.	25.00 tn-m	95.47 tn	24.53 tn-m	52.27 tn	25.00 tn-m	94.99 tn	24.48 tn-m	51.79 tn	13.34 tn-m	95.47 tn	13.09 tn-m	52.27 tn	13.34 tn-m	94.99 tn	13.06 tn-m	51.79 tn
	Inf.	27.32 tn-m	97.33 tn	26.96 tn-m	53.61 tn	27.12 tn-m	96.85 tn	26.71 tn-m	53.13 tn	16.48 tn-m	97.33 tn	16.26 tn-m	53.61 tn	16.48 tn-m	96.85 tn	16.23 tn-m	53.13 tn
1	Sup.	19.37 tn-m	131.26 tn	19.37 tn-m	71.13 tn	19.22 tn-m	129.53 tn	19.22 tn-m	69.40 tn	2.77 tn-m	131.26 tn	2.77 tn-m	71.13 tn	10.93 tn-m	129.53 tn	10.93 tn-m	69.40 tn
	Inf.	13.95 tn-m	133.93 tn	13.95 tn-m	73.06 tn	13.95 tn-m	132.20 tn	13.95 tn-m	71.33 tn	9.53 tn-m	133.93 tn	9.53 tn-m	73.06 tn	9.53 tn-m	132.20 tn	9.53 tn-m	71.33 tn

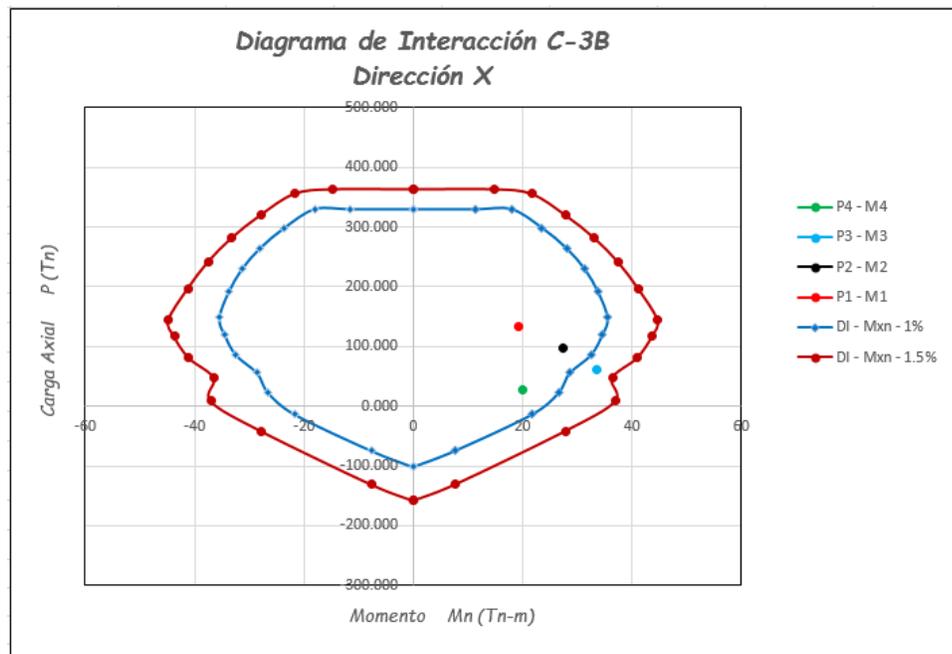
h) Diseño del refuerzo longitudinal

El refuerzo longitudinal se determina a través de los diagramas de interacción para cada dirección principal X-Y. Teniendo en cuenta que la columna C-3B es de sección rectangular, ha sido necesario elaborar diagramas de interacción para cada sentido del momento.

Teniendo en cuenta la cuantía mínima de 0.01 y la cuantía máxima de 0.06, se elaboraron diagramas de interacción para varias distribuciones de refuerzo, y luego se superpusieron sobre estos diagramas las combinaciones más críticas M_i , P_i para cada nivel de la columna C-3B.

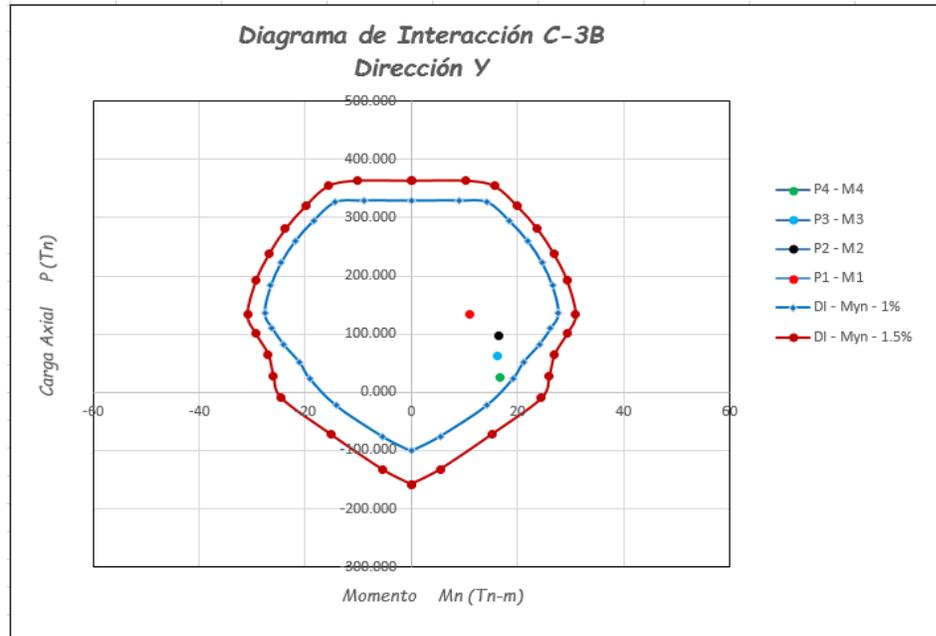
Dirección X

Fig. 3.8 Diagrama de interacción en la dirección "X" para una cuantía de 1%
 Y 1.5% C-3B



Dirección Y

Fig. 3.9 Diagrama de interacción en la dirección "Y" para una cuantía de 1% y 1.5% C-3B



Los diagramas de interacción fueron elaborados para cuantías de 1% y 1.5% el cual se observa que para una cuantía de 1% no cumple para todas las combinaciones de carga, motivo por el cual se consideró una cuantía de diseño de 1.5%.

En el siguiente cuadro se muestran el refuerzo considerado:

Fig. 3.10 Detalle de refuerzo de columna C-3B

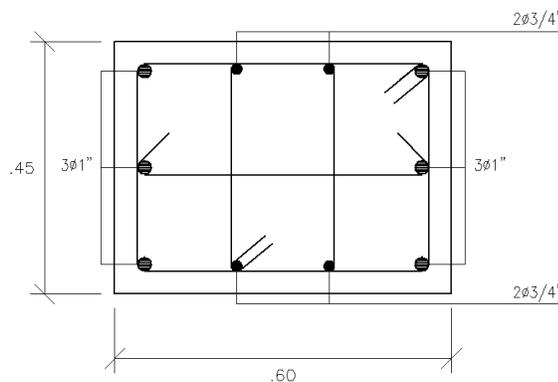


Tabla 3.94 Diseño del refuerzo de columna C-3B

Piso	P_u	M_{ux}	M_{uy}	ρ_u	A_s	Refuerzo
4	26.29 tn	19.99 tn-m	16.80 tn-m	0.015	40.5 cm ²	4 $\Phi 3/4''$ + 6 $\Phi 1''$
3	61.80 tn	33.47 tn-m	16.23 tn-m	0.015	40.5 cm ²	4 $\Phi 3/4''$ + 6 $\Phi 1''$
2	97.33 tn	27.32 tn-m	16.48 tn-m	0.015	40.5 cm ²	4 $\Phi 3/4''$ + 6 $\Phi 1''$
1	133.93 tn	19.37 tn-m	10.93 tn-m	0.015	40.5 cm ²	4 $\Phi 3/4''$ + 6 $\Phi 1''$

i) Diseño del refuerzo transversal

El refuerzo transversal se diseña para los siguientes requerimientos:

- Resistencia al corte
- Prevención del pandeo
- Confinamiento del concreto comprimido en regiones de potenciales rótulas plásticas
- Resistencia de empalmes de varillas traslapadas

• Diseño por corte

El factor de reducción de resistencia es $\phi = 1$, debido a que V_u es derivada del desarrollo de la sobrerresistencia de los elementos; por tanto $V_u = V_i$.

En este caso se considera la contribución del concreto tanto para las zonas donde se espera rótulas plásticas y donde no se espera; por tanto la resistencia ideal al corte es igual a la ecuación 2.38, $V_i = V_c + V_s$.

La contribución del concreto al cortante se calcula usando la ecuación 2.39 ó 2.40, según sea el caso,

$$V_c = 0.543 \left(1 + 0.00728 * \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'c} b_w d$$

$$V_c = 0.543 \left(1 + 0.02956 * \frac{N_u}{A_g} \right) \sqrt{f'c} b_w d \geq 0$$

Tabla 3.95 Calculo de la resistencia al corte del concreto para la dirección "X-Y" -C2B

Piso	Sección	Pu	dx	dy	Vcx	Vcy
4	Sup.	14.70 tn	54 cm	39 cm	19.88 tn	19.14 tn
	Inf.	16.04 tn	54 cm	39 cm	19.95 tn	19.21 tn
3	Sup.	33.22 tn	54 cm	39 cm	20.83 tn	20.06 tn
	Inf.	34.56 tn	54 cm	39 cm	20.90 tn	20.13 tn
2	Sup.	51.79 tn	54 cm	39 cm	21.79 tn	20.98 tn
	Inf.	53.13 tn	54 cm	39 cm	21.86 tn	21.05 tn
1	Sup.	69.40 tn	54 cm	39 cm	22.70 tn	21.86 tn
	Inf.	71.33 tn	54 cm	39 cm	22.80 tn	21.95 tn

Tabla 3.96 El espaciamiento se calcula usando la ecuación 2.42:

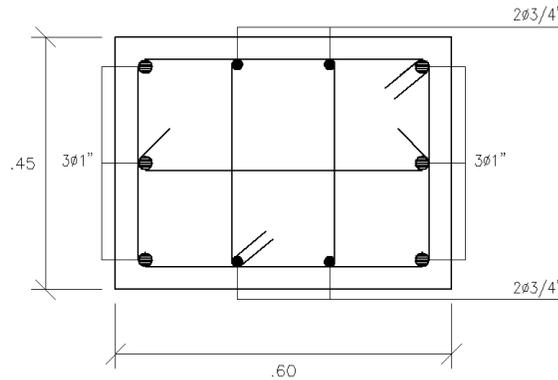
Piso	Sección	Vux	Vuy	N° ramas X	N° ramas Y	A _{tex}	A _{tey}	Pu/Ag.f'c	Condición	máx s	s x	s y
4	Sup.	21.97 tn	22.63 tn	3	4	2.13 cm ²	2.84 cm ²	0.026	≤ 0.12	Sc ≤ 0.5d	27 cm	20 cm
	Inf.	15.87 tn	10.22 tn	3	4	2.13 cm ²	2.84 cm ²	0.028	≤ 0.12	Sc ≤ 0.5d	27 cm	20 cm
3	Sup.	31.49 tn	18.26 tn	3	4	2.13 cm ²	2.84 cm ²	0.059	≤ 0.12	Sc ≤ 0.5d	27 cm	20 cm
	Inf.	20.88 tn	11.96 tn	3	4	2.13 cm ²	2.84 cm ²	0.061	≤ 0.12	Sc ≤ 0.5d	27 cm	20 cm
2	Sup.	28.62 tn	17.19 tn	3	4	2.13 cm ²	2.84 cm ²	0.091	≤ 0.12	Sc ≤ 0.5d	27 cm	20 cm
	Inf.	26.06 tn	14.69 tn	3	4	2.13 cm ²	2.84 cm ²	0.094	≤ 0.12	Sc ≤ 0.5d	27 cm	20 cm
1	Sup.	30.70 tn	13.12 tn	3	4	2.13 cm ²	2.84 cm ²	0.122	≥ 0.12	Sc ≤ 0.75h	45 cm	34 cm
	Inf.	11.71 tn	7.07 tn	3	4	2.13 cm ²	2.84 cm ²	0.126	≥ 0.12	Sc ≤ 0.75h	45 cm	34 cm

- Diseño por prevención al pandeo

Los estribos transversales contra el pandeo, al igual que las vigas se determinan con la ecuación:

$$\frac{A_{te}}{s} = \frac{\sum A_b f_y}{1600 f_{yt}} \quad (\text{mm}^2/\text{m})$$

La configuración y forma del refuerzo transversal que se ha usado en la columna C-3B está de acuerdo a lo que se describe en la sección 2.2.5.7.8.b. El valor de $\sum A_b$ se determina en función a la configuración de los estribos y siguiendo el mismo criterio que para las vigas. La varilla longitudinal que la rama de estribo va a restringir contra el pandeo es:



$$\Sigma Ab = 1A_{\Phi 1"} = 507 \text{ mm}^2$$

Entonces, el espaciamiento por pandeo es igual a:

Tabla 3.97 Calculo del espaciamiento por el criterio de pandeo-C2B.

Piso	Sección	Ate	ΣAb	S pandeo
4	Sup.	71 mm ²	507 mm ²	0.22 m
	Inf.	71 mm ²	507 mm ²	0.22 m
3	Sup.	71 mm ²	507 mm ²	0.22 m
	Inf.	71 mm ²	507 mm ²	0.22 m
2	Sup.	71 mm ²	507 mm ²	0.22 m
	Inf.	71 mm ²	507 mm ²	0.22 m
1	Sup.	71 mm ²	507 mm ²	0.22 m
	Inf.	71 mm ²	507 mm ²	0.22 m

Diseño por confinamiento del concreto comprimido

Se diseña por confinamiento para asegurar adecuada ductilidad rotacional en las regiones de rótulas plásticas en las columnas sometidas a fuerzas significantes de compresión axial. El espaciamiento del refuerzo transversal se diseña con la menor de las siguientes ecuaciones 2.43a o 2.43b:

$$A_{sh} = 0.3 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}} \left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right]$$

$$A_{sh} = 0.09 \frac{s b_c f'_c}{f_{yt}}$$

Se sabe que:

Datos	
A_g	0.27 m^2
A_{ch}	0.19 m^2
bc	52.0 cm
f'_c	210 kg/cm^2
f_{yt}	4200 kg/cm^2
A_{sh}	2.84 cm^2
S_1	9.0 cm
S_2	12.1 cm

Solamente la mitad de este refuerzo de confinamiento se requiere en regiones adyacentes a potenciales rótulas plásticas y en las regiones extremas de columnas en las cuales no ocurrirán rótulas plásticas. Es decir, el espaciamiento en estas zonas es igual a: $S_{conf} = 0.09 \cdot 2 = 0.18 \text{ m}$.

De esta forma, el espaciamiento que se requiere por confinamiento en todos los niveles de la columna es el siguiente:

Tabla 3.98 Cálculo del espaciamiento por el criterio de confinamiento del concreto C-3B.

Piso	Sección	S
4	Sup.	0.18 m
	Inf.	0.18 m
3	Sup.	0.18 m
	Inf.	0.18 m
2	Sup.	0.18 m
	Inf.	0.18 m
1	Sup.	0.18 m
	Inf.	0.09 m

Diseño por empalmes traslapados

Para controlar la pérdida de resistencia de adherencia dentro de los empalmes se diseña el refuerzo transversal con la ecuación 2.44,

$$\frac{A_{tr}}{s} \geq \frac{d_b f_y}{50 f_{yt}}$$

Se sabe que:

Datos	
Atr =	0.71 cm ²
db refuerzo long. =	2.54 cm
s =	14.00 cm

Este espaciamiento no se aplica en la base de las columnas del primer piso debido a que no se permite empalme en esta zona.

Por lo tanto, el espaciamiento que se requiere por empalmes en todos los niveles de la columna es el siguiente:

Tabla 3.99 Calculo del espaciamiento por el criterio de empalmes traslapados C-3B.

Piso	Sección	S
4	Sup.	0.14 m
	Inf.	0.14 m
3	Sup.	0.14 m
	Inf.	0.14 m
2	Sup.	0.14 m
	Inf.	0.14 m
1	Sup.	0.14 m
	Inf.	No permitido

Limitaciones de la norma

El menor de estos espaciamientos calculados se debe comparar con los mínimos establecidos por la norma peruana o la norma del ACI, los cuales tienen los mismos objetivos de garantizar un adecuado confinamiento para el concreto, y restringir el pandeo del refuerzo longitudinal después del descascaramiento:

1. $b_{min}/3$
2. $6d_b$
3. $s_0 = 1000 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right)$

El valor de S_o no debe ser mayor a 150 mm ni se necesita tomarlo menor a 100 mm.

1. $b_{\min}/3 = 0.45/3 = 0.15 \text{ m}$
2. $6d_{b3/4} = 6 \cdot 0.019 = 0.11 \text{ m}$
3. $S_o = 100 + (350 - 160)/3 = 0.16 \text{ m}$ $S_{o\max} = 0.15 \text{ m}$
Por lo tanto $S_o = 0.15 \text{ m}$

Longitud de la zona extrema

Los estribos transversales están ubicados en una longitud l_o medido desde cada cara del nudo y a ambos lados de la columna. Esta longitud está de acuerdo a lo establecido por la norma peruana y a la norma del ACI:

- $h_c = 0.60 \text{ m}$
- $L_n/6 = 3.55/6 = 0.59 \text{ m}$
- $50 \text{ cm} = 0.50 \text{ m}$

Se toma el maximo valor:

$$-l_o = 0.60 \text{ m}$$

Refuerzo transversal en la zona central

En esta zona se diseña por corte o confinamiento, la que sea menor, teniendo en cuenta que el espaciamiento por confinamiento en esta zona es el doble del obtenido con la ecuación 2.43.

Por lo tanto el espaciamiento del refuerzo transversal en estas zonas es igual a 0.18 m.

El resumen de todos los criterios de diseño del refuerzo transversal se muestra en el siguiente cuadro:

Resumen de Diseño de Refuerzo Transversal

Tabla 3.100 Resumen de todos los criterios de diseño de refuerzo transversal C-3B.

Piso	Sección	S corte	S pandeo	S conf.	S empalmes	S bmin/3	S 6db	So	S ext.	S zona central	Lo	N° estribos	Detalle	
4	Sup.	0.20 m	0.224 m	0.18 m	0.14 m	0.15 m	0.11 m	0.15 m	0.110 m	0.18 m	0.60 m	6	3/8"	1@0.05, 5@0.11, rto@0.18
	Inf.	0.20 m	0.224 m	0.18 m	0.14 m	0.15 m	0.11 m	0.15 m	0.110 m	0.18 m	0.60 m	6	3/8"	1@0.05, 5@0.11, rto@0.18
3	Sup.	0.20 m	0.224 m	0.18 m	0.14 m	0.15 m	0.11 m	0.15 m	0.110 m	0.18 m	0.60 m	6	3/8"	1@0.05, 5@0.11, rto@0.18
	Inf.	0.20 m	0.224 m	0.18 m	0.14 m	0.15 m	0.11 m	0.15 m	0.110 m	0.18 m	0.60 m	6	3/8"	1@0.05, 5@0.11, rto@0.18
2	Sup.	0.20 m	0.224 m	0.18 m	0.14 m	0.15 m	0.11 m	0.15 m	0.110 m	0.18 m	0.60 m	6	3/8"	1@0.05, 5@0.11, rto@0.18
	Inf.	0.20 m	0.224 m	0.18 m	0.14 m	0.15 m	0.11 m	0.15 m	0.110 m	0.18 m	0.60 m	6	3/8"	1@0.05, 5@0.11, rto@0.18
1	Sup.	0.34 m	0.224 m	0.18 m	0.14 m	0.15 m	0.11 m	0.15 m	0.110 m	0.18 m	0.60 m	6	3/8"	1@0.05, 5@0.11, rto@0.18
	Inf.	0.34 m	0.224 m	0.09 m	No permitido	0.15 m	0.11 m	0.15 m	0.090 m	0.18 m	0.60 m	7	3/8"	1@0.05, 6@0.09, rto@0.18

3.6 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL - PUSHOVER

Se realizó la evaluación sísmica de los dos modelos diseñados por capacidad. Se presenta el procedimiento, en ambos modelos, del análisis sísmico estático No lineal – Pushover para las dos direcciones principales. El procedimiento que se sigue es el descrito en la sección 2.2.6.

Este análisis se ha hecho usando el programa ETABS v13.1.1. Se considera que los resultados encontrados de esta manera son aproximados a la realidad. Con este programa, además de encontrar la curva de capacidad se ha podido ver el mecanismo de colapso progresivo.

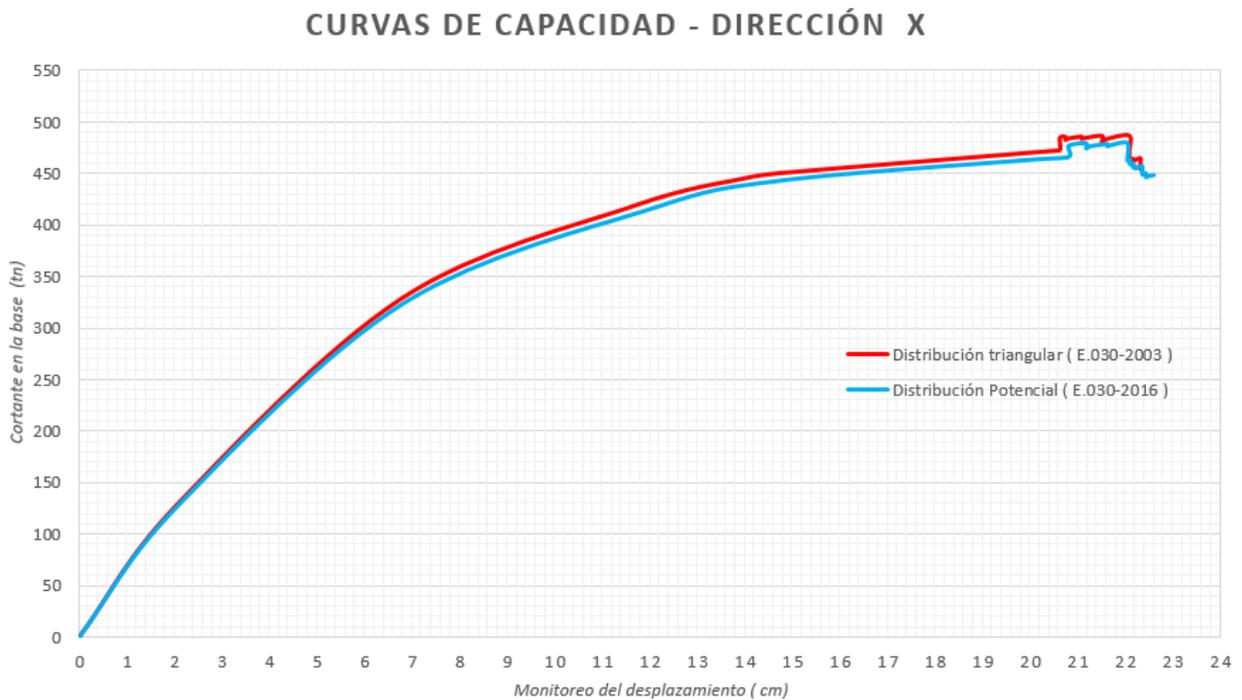
Debido a que ambos modelos, son edificaciones de categoría común; la evaluación del punto de desempeño o de la demanda sísmica sobre cada edificación se hace para satisfacer los requerimientos de Seguridad de Vida (LS) para un Sismo de Servicio, y para satisfacer los requerimientos de Prevención del Colapso (CP) para un Sismo de Diseño.

La evaluación de la demanda sísmica (desplazamientos, distorsiones, cortante basal, etc) se hace a nivel global del edificio. Se evalúa la distorsión máxima de entrepiso.

En el programa ETABS v13.1.1, se realizó a los modelos generados con rigideces efectivas, para los análisis sísmicos lineales, la inclusión del refuerzo en columnas y vigas, las propiedades inelásticas de los elementos están predeterminados por el programa, con estos datos se generan automáticamente en los elementos las rótulas plásticas, acorde a las tablas FEMA 356 que están incorporados en ETABS v13.1.1

La distribución de carga lateral, en ambos modelos, será acorde a la norma E.030 - 2016 en la sección 4.5.3, para cada dirección principal, debido a que este tipo de distribución toma en cuenta el efecto de los modos superiores a diferencia de la distribución triangular invertida que toma en cuenta solo el modo fundamental, esto se puede apreciar mejor en la siguiente figura:

Fig. 3.11 Comparación de curvas de capacidad en la dirección Y-Y usando dos tipos de distribución de carga lateral.



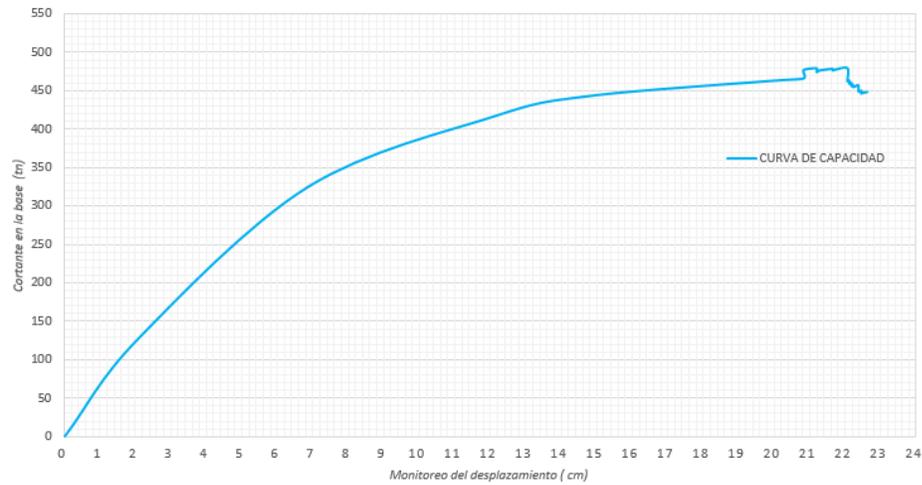
3.6.1 CURVA DE CAPACIDAD

Se muestran, para ambos modelos, la curvas de capacidad que fueron obtenidas con el programa ETABS v13.1.1 en las dos direcciones principales.

1er Modelo

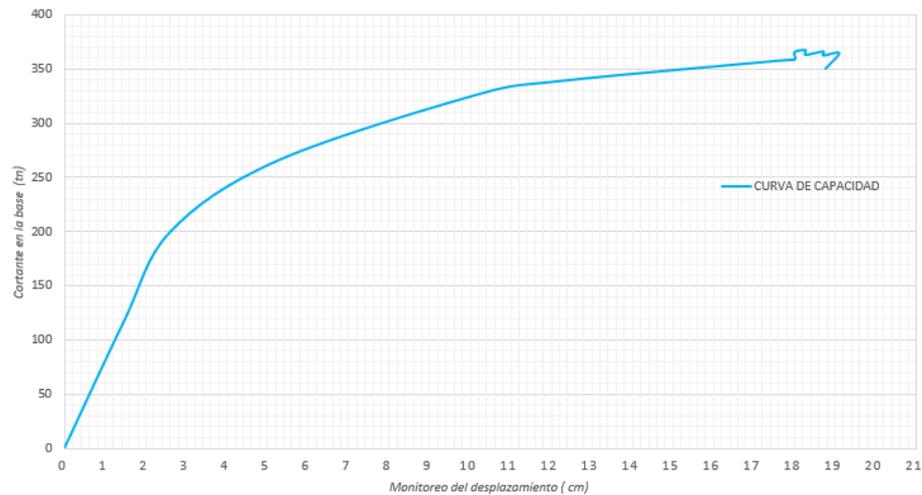
Análisis en la dirección X

Fig. 3.12 Curva de Capacidad, Dir. X



Análisis en la dirección Y

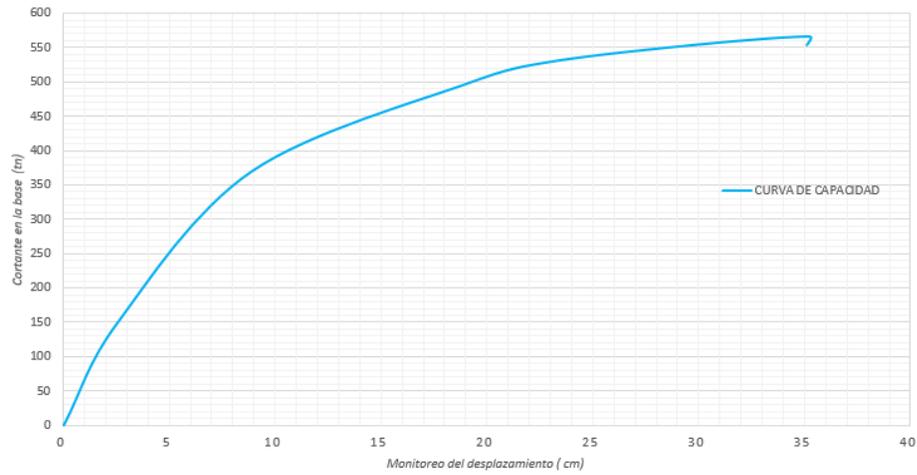
Fig. 3.13 Curva de Capacidad, Dir. Y



2do Modelo

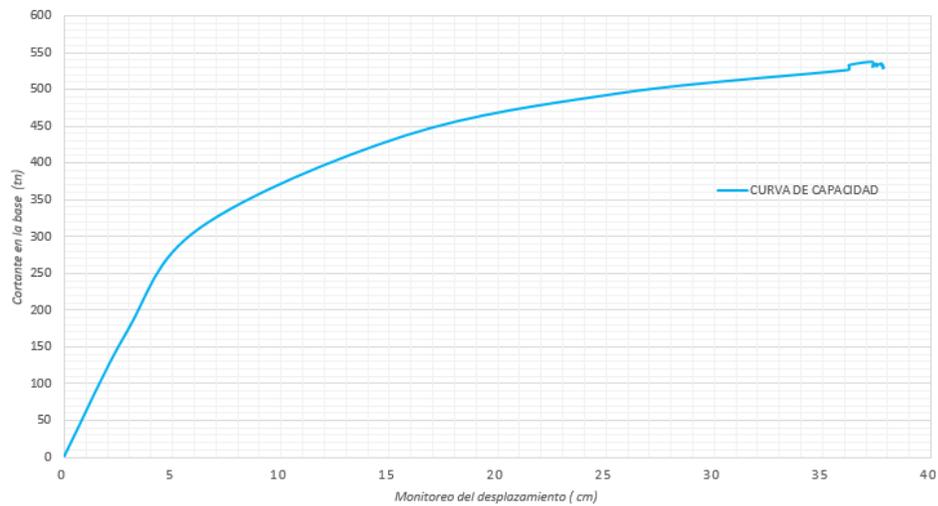
Análisis en la dirección X

Fig. 3.14 Curva de Capacidad, Dir. X



Análisis en la dirección Y

Fig. 3.15 Curva de Capacidad, Dir. Y



3.6.2 CONVERSIÓN DE LA CURVA DE CAPACIDAD A ESPECTRO DE CAPACIDAD

A continuación convertiremos, para ambos modelos, las curvas de capacidad a espectros de capacidad, para lo cual es necesario obtener el factor de participación modal y coeficiente de masa efectiva que convertirán al sistema de múltiples grados de libertad a un sistema equivalente de un grado de libertad de masa única.

3.6.2.1 FACTOR DE PARTICIPACIÓN MODAL Y COEFICIENTE DE MASA EFECTIVA:

Se presenta, en ambos modelos, el factor de participación modal para el primer modo en el techo ($PF_{techo, 1}$) y el coeficiente de masa efectiva para el primer modo (α_1), en las dos direcciones principales.

1er Modelo

Análisis en la dirección X

Tabla 3.101 Propiedades correspondientes al primer modo en el techo del 1er Modelo, Dir. X

Piso	Masa W/g	Amplitud del modo 1 ϕ	$\frac{w * \phi}{g}$	$\frac{w * \phi^2}{g}$
4	370074.00 kg	9.8640 cm	3650409.94 kg-cm	36007643.61 kg-cm ²
3	479790.00 kg	8.6430 cm	4146824.97 kg-cm	35841008.22 kg-cm ²
2	479790.00 kg	6.4710 cm	3104721.09 kg-cm	20090650.17 kg-cm ²
1	489510.00 kg	3.5390 cm	1732375.89 kg-cm	6130878.27 kg-cm ²
	1819164.00 kg		12634331.89 kg-cm	98070180.27 kg-cm²

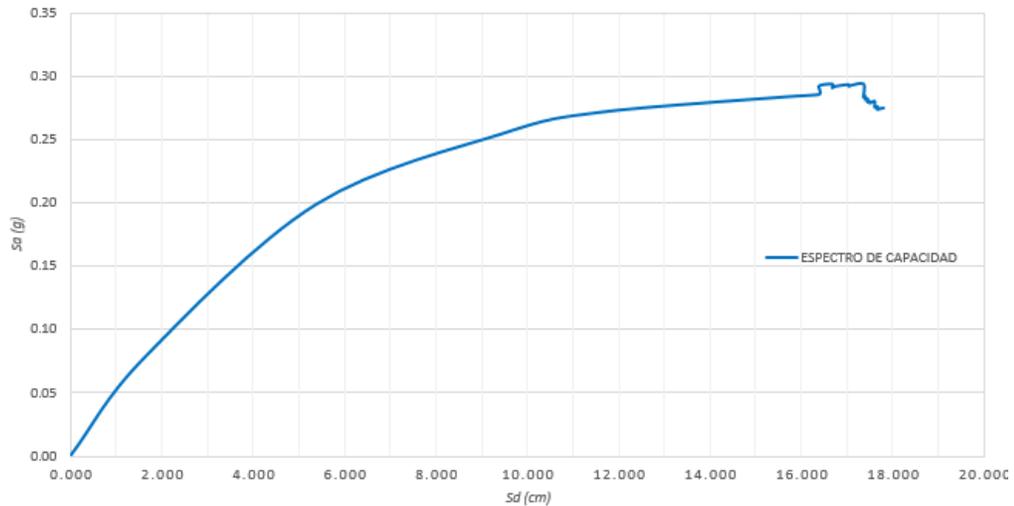
$$PF_1 = 0.129$$

$$\alpha = 0.895$$

Tabla 3.102 Valores de conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad del 1er Modelo, Dir. X

S_d (cm)	S_a (g)
17.799	0.276
17.709	0.275
17.670	0.274
17.670	0.276
17.669	0.277
17.608	0.276
17.607	0.281
17.545	0.280
17.495	0.279
17.495	0.281
17.453	0.280
17.453	0.283
17.404	0.282
17.404	0.285
17.363	0.284
17.362	0.295
17.084	0.293
17.032	0.293
17.031	0.294
16.769	0.293
16.718	0.292
16.677	0.292
16.676	0.295
16.386	0.293
16.385	0.286
15.631	0.284
11.577	0.272
9.518	0.256
5.379	0.199
1.632	0.078
0.000	0.000

Fig. 3.16 Espectro de capacidad en formato ADRS (S_a vs S_d), Dir. X



Análisis en la dirección Y

Tabla 3.103: Propiedades correspondientes al primer modo en el techo del 1er Modelo, Dir. Y

Piso	Masa W/g	Amplitud del modo 1 ϕ	$\frac{w * \phi}{g}$	$\frac{w * \phi^2}{g}$
4	370074.00 kg	9.7780 cm	3618583.57 kg-cm	35382510.17 kg-cm ²
3	479790.00 kg	8.6220 cm	4136749.38 kg-cm	35667053.15 kg-cm ²
2	479790.00 kg	6.5330 cm	3134468.07 kg-cm	20477479.90 kg-cm ²
1	489510.00 kg	3.6550 cm	1789159.05 kg-cm	6539376.33 kg-cm ²
	1819164.00 kg		12678960.07 kg-cm	98066419.55 kg-cm²

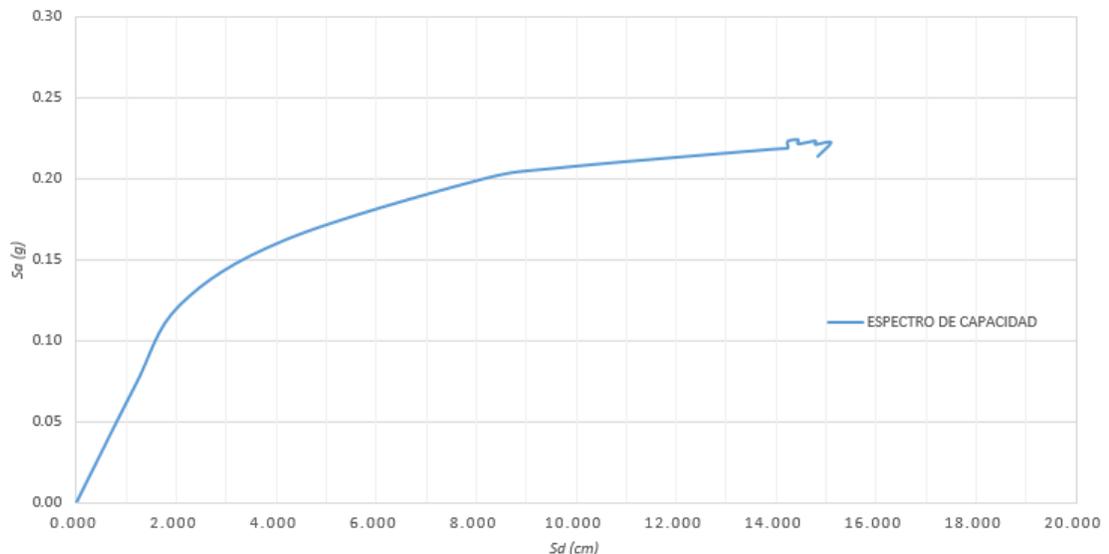
$$PF_1 = 0.129$$

$$\alpha = 0.901$$

Tabla 3.104: Valores de conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad del 1er Modelo, Dir. Y

Sd (cm)	Sa (g)
14.839	0.214
15.104	0.223
14.793	0.221
14.792	0.224
14.446	0.222
14.446	0.224
14.234	0.223
14.233	0.219
13.937	0.218
9.647	0.207
8.072	0.199
4.156	0.162
2.071	0.122
1.164	0.072
0.000	0.000

Fig. 3.17 Espectro de capacidad en formato ADRS (Sa vs Sd), Dir. Y



2do Modelo

Análisis en la dirección X

Tabla 3.105 Propiedades correspondientes al primer modo en el techo del 2do Modelo, Dir. X

Piso	Masa W/g	Amplitud del modo 1 ϕ	$\frac{w * \phi}{g}$	$\frac{w * \phi^2}{g}$
8	420792.00 kg	6.7030 cm	2820568.78 kg-cm	18906272.51 kg-cm ²
7	551232.00 kg	6.3970 cm	3526231.10 kg-cm	22557300.37 kg-cm ²
6	551232.00 kg	5.9310 cm	3269356.99 kg-cm	19390556.32 kg-cm ²
5	551232.00 kg	5.2800 cm	2910504.96 kg-cm	15367466.19 kg-cm ²
4	551232.00 kg	4.4540 cm	2455187.33 kg-cm	10935404.36 kg-cm ²
3	551232.00 kg	3.4820 cm	1919389.82 kg-cm	6683315.37 kg-cm ²
2	551232.00 kg	2.4100 cm	1328469.12 kg-cm	3201610.58 kg-cm ²
1	590832.00 kg	1.3140 cm	776353.25 kg-cm	1020128.17 kg-cm ²
	4319016.00 kg		19006061.35 kg-cm	98062053.86 kg-cm²

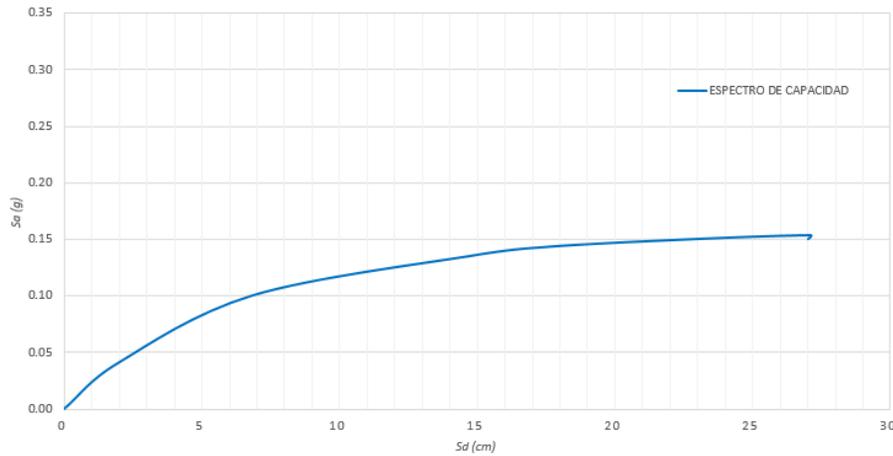
$$PF_1 = 0.194$$

$$\alpha = 0.853$$

Tabla 3.106 Valores de conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad del 2do Modelo, Dir. X

S_d (cm)	S_a (g)
27.033	0.150
27.132	0.154
23.105	0.150
17.728	0.144
14.789	0.135
6.849	0.100
1.961	0.041
0.000	0.000

Fig. 3.18 Espectro de capacidad en formato ADRS (S_a vs S_d), Dir. X



Análisis en la dirección Y

Tabla 3.107 Propiedades correspondientes al primer modo natural en el techo del 2do Modelo, Dir. Y-Y

Piso	Masa W/g	Amplitud del modo 1 ϕ	$\frac{w * \phi}{g}$	$\frac{w * \phi^2}{g}$
8	420792.00 kg	6.6420 cm	2794900.46 kg-cm	18563728.88 kg-cm ²
7	551232.00 kg	6.3560 cm	3503630.59 kg-cm	22269076.04 kg-cm ²
6	551232.00 kg	5.9110 cm	3258332.35 kg-cm	19260002.53 kg-cm ²
5	551232.00 kg	5.2850 cm	2913261.12 kg-cm	15396585.02 kg-cm ²
4	551232.00 kg	4.4870 cm	2473377.98 kg-cm	11098047.01 kg-cm ²
3	551232.00 kg	3.5420 cm	1952463.74 kg-cm	6915626.58 kg-cm ²
2	551232.00 kg	2.4910 cm	1373118.91 kg-cm	3420439.21 kg-cm ²
1	590832.00 kg	1.3920 cm	822438.14 kg-cm	1144833.90 kg-cm ²
	4319016.00 kg		19091523.31 kg-cm	98068339.18 kg-cm²

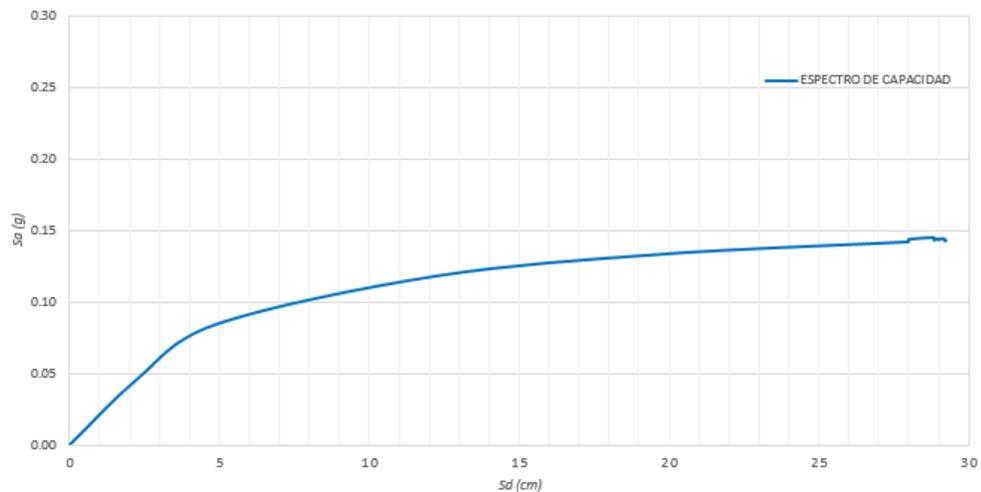
$$PF_1 = 0.195$$

$$\alpha = 0.861$$

Tabla 3.108 Valores de conversión de curva de capacidad a espectro de capacidad del 2do Modelo, Dir. Y

S_d (cm)	S_a (g)
29.266	0.143
29.227	0.142
29.226	0.143
29.182	0.143
29.182	0.144
29.121	0.144
29.047	0.143
29.005	0.143
29.004	0.144
28.945	0.144
28.854	0.143
28.853	0.145
28.004	0.143
28.003	0.142
19.853	0.133
12.167	0.118
4.850	0.084
2.238	0.046
0.000	0.000

Fig. 3.19 Espectro de capacidad en formato ADRS (S_a vs S_d), Dir. Y



3.6.3 CURVA DE CAPACIDAD Y SU REPRESENTACIÓN BILINEAL

A continuación se muestra el procedimiento, en ambos modelos, para identificar la primera fluencia y la resistencia última, datos que serán usados para calcular el punto de fluencia por medio de un proceso iterativo y así obtener la representación bilineal, en las dos direcciones principales.

1er Modelo

Análisis en la dirección X

El punto de la primera fluencia se identifica en el lado derecho del primer tramo de la viga V-105, lo cual corresponde al paso 1.

La resistencia última se identifica en el lado derecho del primer y cuarto tramo de la viga V-105 donde alcanzan su rotación límite en el nivel de prevención de colapso (PC), esto ocurre en el paso 6.

Primera Fluencia (Término Rango lineal)

PASO	D'y	V'y
0	0 cm	0 tn
1	2.074 cm	127.310 tn
ke	61.384	

Resistencia Última

PASO	Du	Vu
6	20.822 cm	466.038 tn

Cálculo de punto de Fluencia :

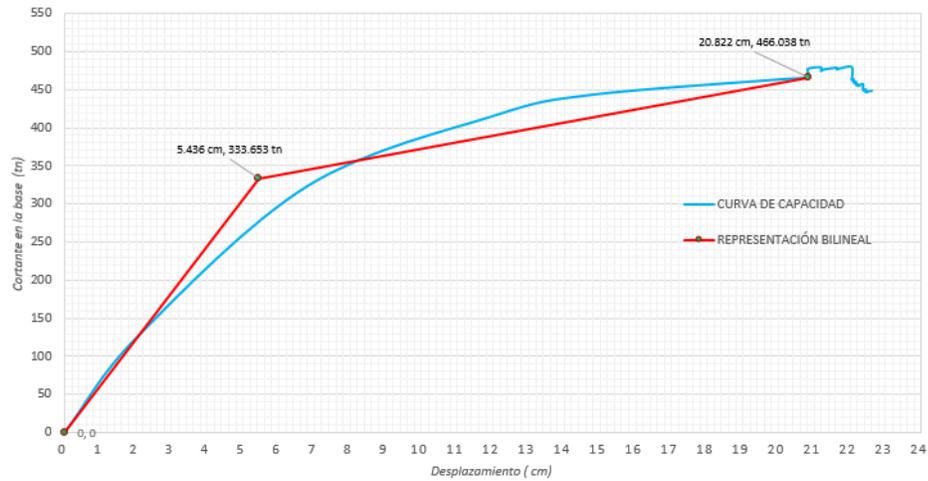
Acurva = 7058.9872

Vy	Dy	Abilineal	ε%
335.0000 tn	5.4575 cm	7067.906	-0.126
334.5773 tn	5.4506 cm	7065.113	-0.087
334.2872 tn	5.4458 cm	7063.212	-0.060
334.0872 tn	5.4426 cm	7061.875	-0.041
333.9506 tn	5.4404 cm	7060.966	-0.028
333.8570 tn	5.4388 cm	7060.364	-0.020
333.7919 tn	5.4378 cm	7059.919	-0.013
333.7479 tn	5.4371 cm	7059.624	-0.009
333.7178 tn	5.4366 cm	7059.427	-0.006
333.6970 tn	5.4362 cm	7059.304	-0.004
333.6820 tn	5.4360 cm	7059.194	-0.003
333.6722 tn	5.4358 cm	7059.139	-0.002
333.6650 tn	5.4357 cm	7059.087	-0.001
333.6603 tn	5.4356 cm	7059.062	-0.001
333.6568 tn	5.4356 cm	7059.025	-0.001
333.6550 tn	5.4355 cm	7059.030	-0.001
333.6529 tn	5.4355 cm	7059.008	0.000

Puntos de Curva Bilineal

Punto	D	V	Sd	Sa
ORIGEN	0	0	0	0
FLUENCIA	5.436 cm	333.653 tn	4.277	0.205
ÚLTIMO	20.822 cm	466.038 tn	16.385	0.286

Fig. 3.20 Curva de capacidad y su representación bilineal, Dir. X



Análisis en la dirección Y

El punto de la primera fluencia se identifica en el lado derecho del cuarto tramo de la viga V-1F, lo cual corresponde al paso 1.

La resistencia última se identifica en el lado derecho del cuarto tramo de la viga V-1F donde alcanza su rotación límite en el nivel de prevención de colapso (PC), esto ocurre en el paso 7.

Primera Fluencia (Término Rango lineal)

PASO	d'_{y}	V'_{y}
0	0 cm	0 tn
1	1.472 cm	117.401 tn
k_e	79.756	

Resistencia Última

PASO	D_u	V_u
7	17.993 cm	358.935 tn

Cálculo de punto de Fluencia :

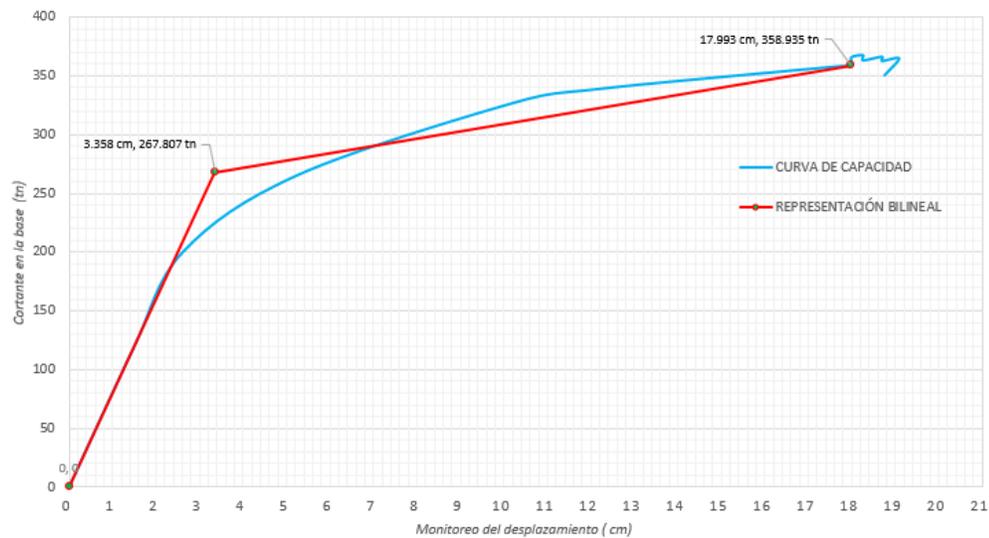
Acurva = 5035.8911

Vy	Dy	Abilineal	ε%
267.0000 tn	3.3477 tn	5030.4223	0.109
267.2903 tn	3.3513 tn	5032.3879	0.070
267.4763 tn	3.3537 tn	5033.6306	0.045
267.5965 tn	3.3552 tn	5034.4427	0.029
267.6734 tn	3.3561 tn	5034.9731	0.018
267.7222 tn	3.3568 tn	5035.2865	0.012
267.7544 tn	3.3572 tn	5035.5044	0.008
267.7750 tn	3.3574 tn	5035.6538	0.005
267.7876 tn	3.3576 tn	5035.7313	0.003
267.7961 tn	3.3577 tn	5035.7898	0.002
267.8015 tn	3.3577 tn	5035.8384	0.001
267.8043 tn	3.3578 tn	5035.8456	0.001
267.8067 tn	3.3578 tn	5035.8672	0.000

Puntos de Curva Bilineal

Punto	D	V	Sd	Sa
ORIGEN	0	0	0	0
FLUENCIA	3.358 cm	267.807 tn	2.656	0.163
ÚLTIMO	17.993 cm	358.935 tn	14.233	0.219

Fig. 3.21 Curva de capacidad y su representación bilineal, Dir. Y



2do Modelo

Análisis en la dirección X

El punto de la primera fluencia se identifica en el lado derecho del segundo, tercer y cuarto tramo de la viga V-404, lo cual corresponde al paso 1.

La resistencia última se identifica en el lado derecho del tercer y cuarto tramo de la viga V-304 donde alcanzan su rotación límite en el nivel de prevención de colapso (PC), esto ocurre en el paso 6.

Primera Fluencia (Término Ranço lineal)

PASO	D'y	V'y
0	0 cm	0 tn
1	2.547 cm	149.463 tn
ke	58.682	

Resistencia Ultima

PASO	Du	Vu
6	35.249 cm	566.044 tn

Cálculo de punto de Fluencia :

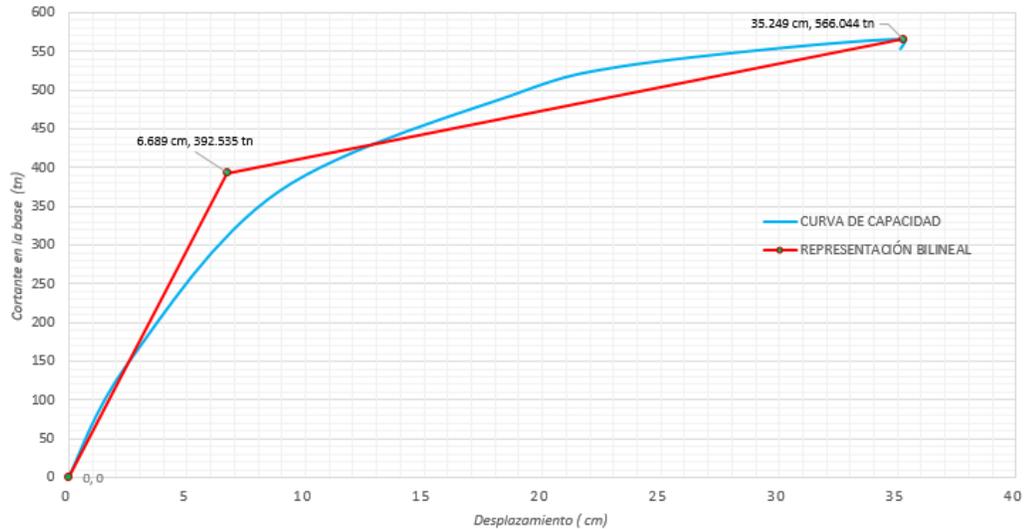
Acurva = 15001.2306

Vy	Dy	Abilineal	e%
395.0000 tn	6.7312 cm	15032.837	-0.211
394.1695 tn	6.7171 cm	15022.190	-0.140
393.6196 tn	6.7077 cm	15015.159	-0.093
393.2544 tn	6.7015 cm	15010.477	-0.062
393.0122 tn	6.6973 cm	15007.397	-0.041
392.8507 tn	6.6946 cm	15005.315	-0.027
392.7438 tn	6.6928 cm	15003.940	-0.018
392.6729 tn	6.6916 cm	15003.030	-0.012
392.6258 tn	6.6908 cm	15002.427	-0.008
392.5945 tn	6.6902 cm	15002.045	-0.005
392.5732 tn	6.6899 cm	15001.754	-0.003
392.5595 tn	6.6896 cm	15001.598	-0.002
392.5498 tn	6.6895 cm	15001.455	-0.001
392.5440 tn	6.6894 cm	15001.381	-0.001
392.5400 tn	6.6893 cm	15001.339	-0.001
392.5372 tn	6.6892 cm	15001.318	-0.001
392.5349 tn	6.6892 cm	15001.277	0.000

Puntos de Curva Bilineal

Punto	D	V	Sd	Sa
ORIGEN	0	0	0	0
FLUENCIA	6.689 cm	392.535 tn	5.149	0.107
ULTIMO	35.249 cm	566.044 tn	27.132	0.154

Fig. 3.22 Curva de capacidad y su representación bilineal, Dir. X



Análisis en la dirección Y

El punto de la primera fluencia se identifica en el lado derecho del cuarto tramo de la viga V-1F y en el lado derecho del cuarto tramo de la viga V-2F lo cual corresponde al paso 1.

La resistencia última se identifica en el lado derecho del segundo, tercer y cuarto tramo de la viga V-3F donde alcanzan su rotación límite en el nivel de prevención de colapso (PC), esto ocurre en el paso 5.

Primera Fluencia (Término Rango lineal)

PASO	D'y	V'y
0	0 cm	0 tn
1	2.894 cm	169.555 tn
ke	58.589	

Resistencia Última

PASO	Du	Vu
5	36.209 cm	526.476 tn

Cálculo de punto de Fluencia :

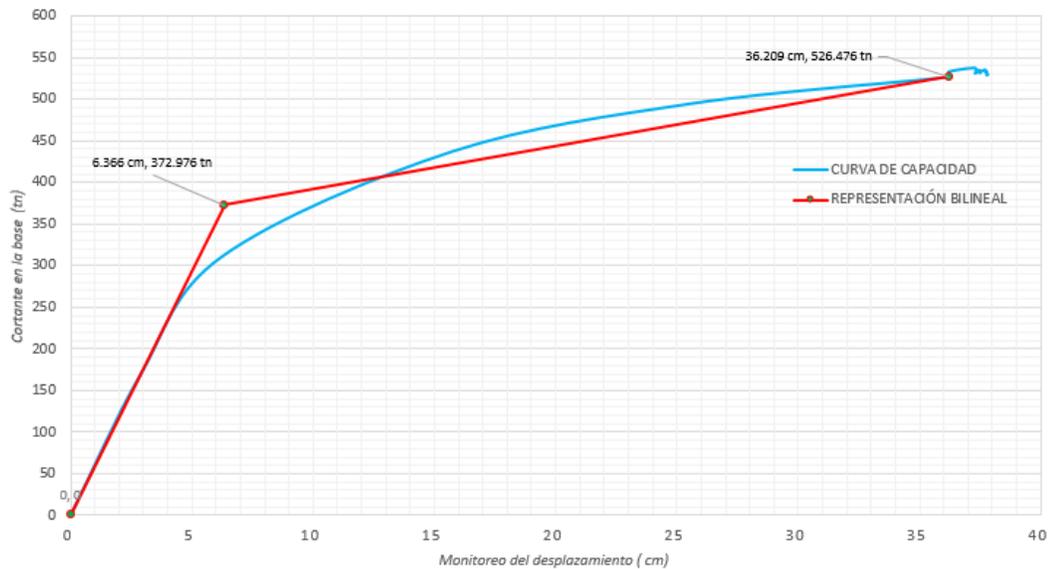
Acurva = 14608.3077

Vy	Dy	Abilineal	ε%
373.0000 tn	6.3664 tn	14608.6908	-0.003
372.9902 tn	6.3663 tn	14608.5397	-0.002
372.9843 tn	6.3662 tn	14608.4592	-0.001
372.9804 tn	6.3661 tn	14608.4149	-0.001
372.9777 tn	6.3660 tn	14608.3924	-0.001
372.9755 tn	6.3660 tn	14608.3525	0.000

Puntos de Curva Bilineal

Punto	D	V	Sd	Sa
ORIGEN	0	0	0	0
FLUENCIA	6.366 cm	372.976 tn	4.923	0.100
ÚLTIMO	36.209 cm	526.476 tn	28.003	0.142

Fig.3.23 Curva de capacidad y su representación bilineal, Dir. Y



3.6.4 ESPECTRO DE DEMANDA Y PUNTO DE DESEMPEÑO PARA EL SISMO DE SERVICIO Y DISEÑO

El punto de desempeño se obtendrá para cada nivel de demanda sísmica según los lineamientos del ATC-40, con la intersección de los espectros elásticos de respuesta sísmica de la norma peruana E-030 y el espectro de capacidad de la estructura.

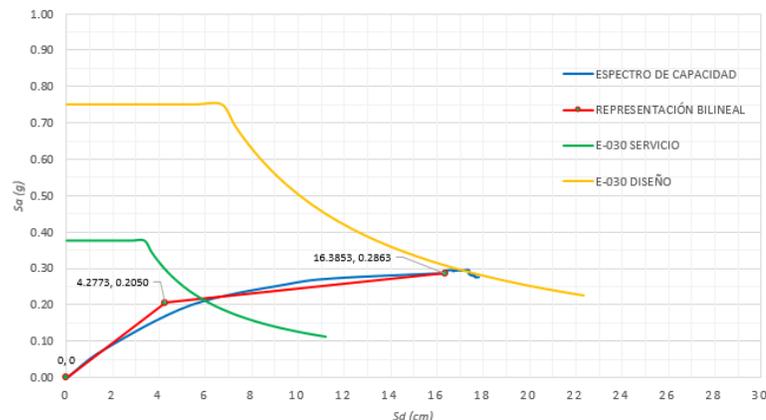
1er Modelo

Análisis en la dirección X

En la figura 3.24, se puede observar que el espectro de demanda con nivel sísmico de servicio corta al espectro de capacidad en su rango no lineal; entonces se tendrá que convertir a un espectro de demanda reducido por un factor R_{μ} para obtener un espectro inelástico de demanda sísmica, y por consiguiente obtener el punto de desempeño correctamente calculado de la nueva intersección con el espectro inelástico. Este punto de desempeño se puede interpretar como la máxima respuesta de la estructura a la demanda sísmica con un nivel de servicio.

De igual manera; se observa, en la figura 3.24, que el espectro de demanda con nivel sísmico de diseño corta al espectro de capacidad en su rango no lineal; entonces se tendrá que convertir a un espectro de demanda reducido por un factor R_{μ} para obtener un espectro inelástico de demanda sísmica, y por consiguiente obtener el punto de desempeño correctamente calculado de la nueva intersección con el espectro inelástico. Este punto de desempeño se puede interpretar como la máxima respuesta de la estructura a la demanda sísmica con un nivel de diseño.

Fig.3.24 Espectros de demanda elásticos de Servicio y de Diseño de la E-030 en formato (S_a vs S_d), Dir. X



Para obtener el punto de desempeño de los espectros de demanda para los niveles sísmicos de servicio y diseño, será necesario reducirlos por un factor R_μ , que transforme el espectro elástico a un espectro inelástico de respuesta.

Para determinar la ductilidad μ y el factor de reducción por ductilidad R_μ , se utilizaron las recomendaciones de Newmark y Hall.

Espectro Inelástico para el Sismo de Servicio (E.030)

Ductilidad estimada: $\mu = 1.22$

Factor de reducción: $R_\mu = 1.22$

$$R_\mu = \mu \quad \text{Si } T > T_c$$

$T = 0.876$ s Es el periodo fundamental, dirección de análisis X.

$T_c = 0.600$ s Es el periodo al final de la rama de aceleración constante del espectro de respuesta elástico de la E-030

Punto de desempeño:

S_a	S_d	D_u
0.193	5.230	6.646

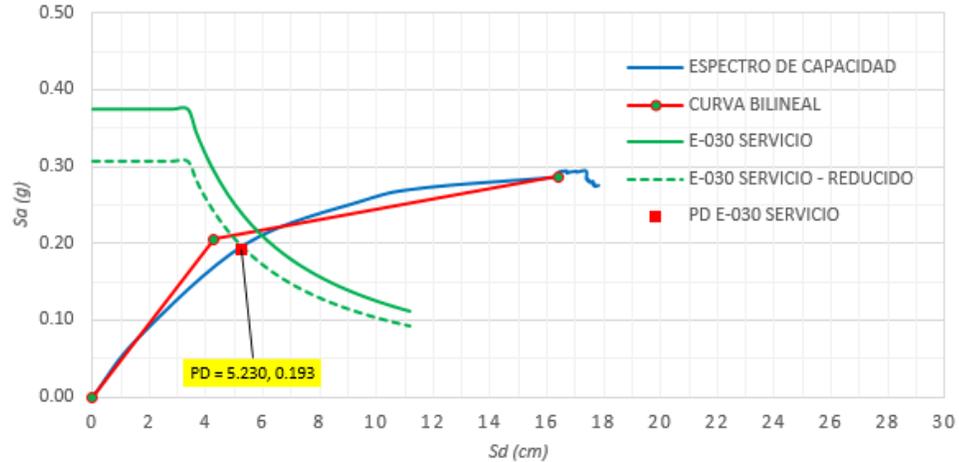
Punto de fluencia:

S_a	S_d	D_y
0.205	4.277	5.436

$\mu = D_u/D_y = 1.22$ Igual a la ductilidad del espectro de demanda (estimada).

A continuación, se muestra el punto de desempeño obtenido con el espectro reducido, para el nivel sísmico de servicio.

Fig.3.25 Punto de desempeño para un Sismo de Servicio, Dir. X



Espectro Inelástico para el Sismo de Diseño (E.030)

Ductilidad estimada: $\mu = 2.15$

Factor de reducción: $R_{\mu} = 2.15$

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{Si } T > T_c$$

$T = 0.876$ s Es el periodo fundamental, dirección de análisis X.

$T_c = 0.600$ s Es el periodo al final de la rama de aceleración constante del espectro de respuesta elástico de la E-030

Punto de desempeño:

S_a	S_d	D_u
0.250	9.200	11.691

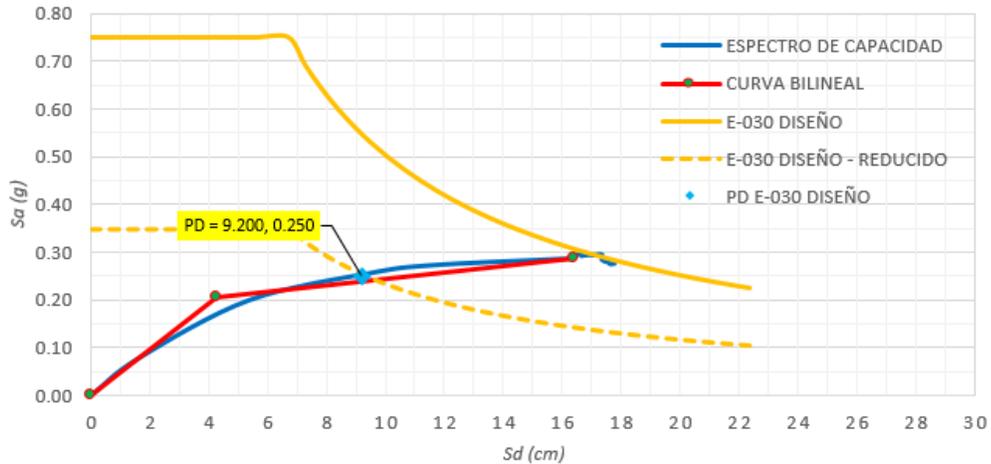
Punto de fluencia:

S_a	S_d	D_y
0.205	4.277	5.436

$$\mu = D_u/D_y = 2.15 \text{ Igual a la ductilidad del espectro de demanda (estimada).}$$

A continuación, se muestra el punto de desempeño obtenido con el espectro reducido, para el nivel sísmico de Diseño.

Fig.3.26 Punto de desempeño para un Sismo de Diseño, Dir. X



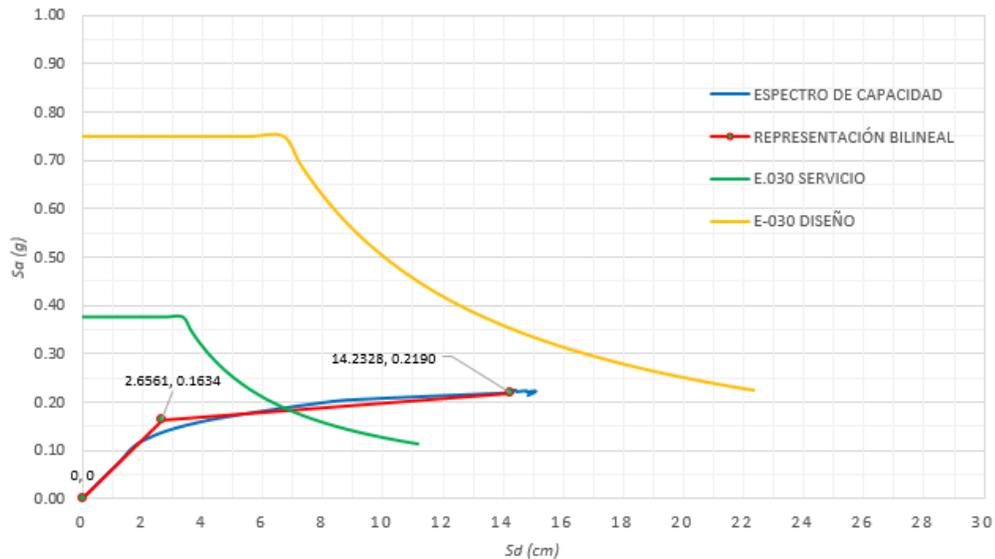
Análisis en la dirección Y-Y

En la figura 3.27, se puede observar que el espectro de demanda con nivel sísmico de servicio corta al espectro de capacidad en su rango no lineal; entonces se tendrá que convertir a un espectro de demanda reducido por un factor R_μ para obtener un espectro inelástico de demanda sísmica, y por consiguiente obtener el punto de desempeño correctamente calculado de la nueva intersección con el espectro inelástico. Este punto de desempeño se puede interpretar como la máxima respuesta de la estructura a la demanda sísmica con un nivel de servicio.

De igual manera; se observa, en la figura 3.27, que el espectro de demanda con nivel sísmico de diseño no intersecta al espectro de capacidad; entonces se tendrá que convertir a un espectro de demanda reducido por un factor R_μ para obtener un espectro inelástico de demanda sísmica, y por consiguiente obtener el punto de desempeño correctamente calculado de la nueva intersección con el espectro inelástico. Este punto de desempeño se puede

interpretar como la máxima respuesta de la estructura a la demanda sísmica con un nivel de diseño.

Fig.3.27 Espectros de demanda elásticos de Servicio y de Diseño de la E-030 en formato (Sa vs Sd), Dir. Y



Para obtener el punto de desempeño de los espectros de demanda para los niveles sísmicos de servicio y diseño, será necesario reducirlos por un factor R_μ , que transforme el espectro elástico a un espectro inelástico de respuesta.

Para determinar la ductilidad μ y el factor de reducción por ductilidad R_μ , se utilizaron las recomendaciones de Newmark y Hall.

Espectro Inelástico para el Sismo de Servicio (E.030)

Ductilidad estimada: $\mu = 1.68$

Factor de reducción: $R_\mu = 1.68$

$$R_\mu = \mu \quad \text{Si } T > T_c$$

$T = 0.854$ s Es el periodo fundamental, dirección de análisis Y.
 $T_c = 0.600$ s Es el periodo al final de la rama de aceleración constante del espectro de respuesta elástico de la E-030

Punto de desempeño:

S_a	S_d	D_u
0.167	4.471	5.653

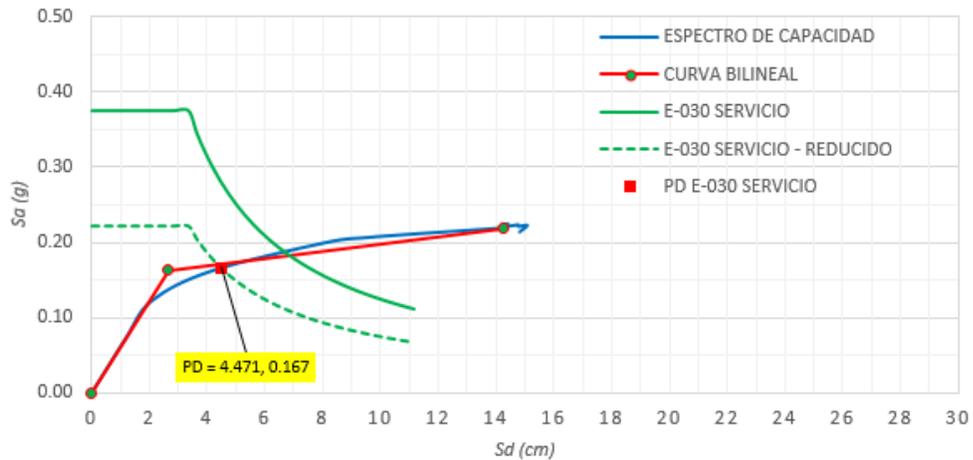
Punto de fluencia:

S_a	S_d	D_y
0.163	2.656	3.358

$\mu = D_u/D_y = 1.68$ Igual a la ductilidad del espectro de demanda (estimada).

A continuación, se muestra el punto de desempeño obtenido con el espectro reducido, para el nivel sísmico de servicio.

Fig.3.28 Punto de desempeño para un Sismo de Servicio, Dir. Y



Espectro Inelástico para el Sismo de Diseño (E.030)

Ductilidad estimada: $\mu = 3.07$

Factor de reducción: $R_\mu = 3.07$

$$R_{\mu} = \mu$$

$$Si T > T_c$$

$$T = 0.854 \text{ s}$$

Es el periodo fundamental, dirección de análisis Y.

$$T_c = 0.600 \text{ s}$$

Es el periodo al final de la rama de aceleración constante del espectro de respuesta elástico de la E-030.

Punto de desempeño:

S_a	S_d	D_u
0.200	8.160	10.316

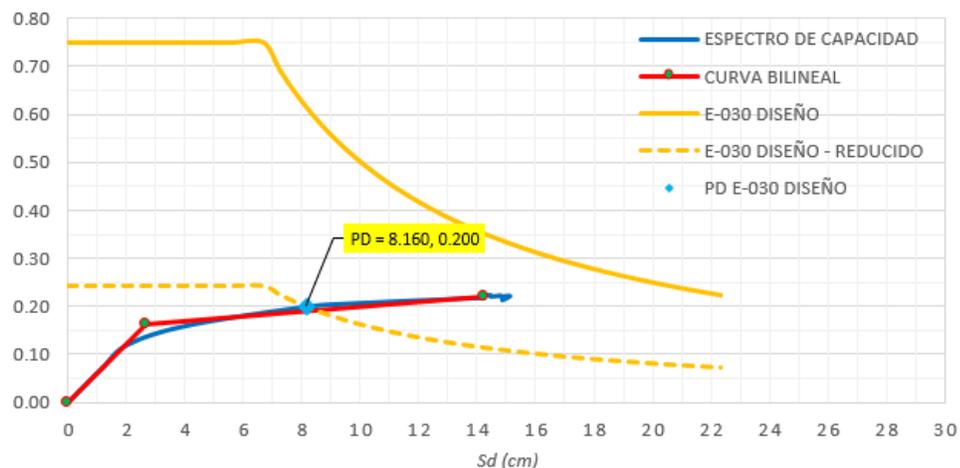
Punto de fluencia:

S_a	S_d	D_y
0.163	2.656	3.358

$$\mu = D_u/D_y = 3.07 \text{ Igual a la ductilidad del espectro de demanda (estimada).}$$

A continuación, se muestra el punto de desempeño obtenido con el espectro reducido, para el nivel sísmico de Diseño.

Fig.3.29 Punto de desempeño para un Sismo de Diseño, Dir. Y



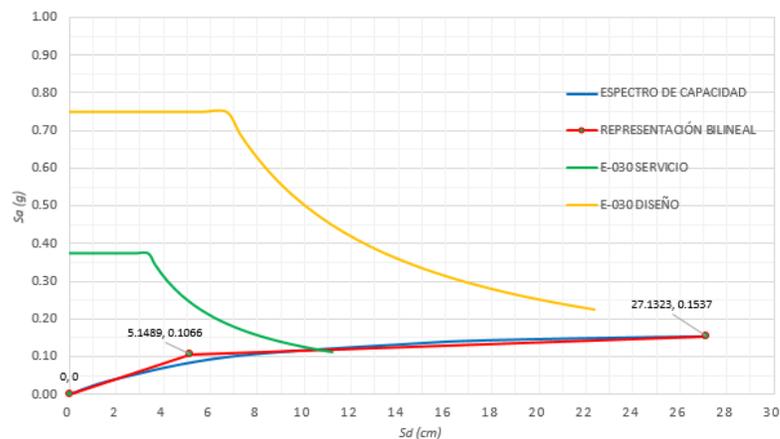
2do Modelo

Análisis en la dirección X

En la figura 3.30, se puede observar que el espectro de demanda con nivel sísmico de servicio corta al espectro de capacidad en su rango no lineal; entonces se tendrá que convertir a un espectro de demanda reducido por un factor R_{μ} para obtener un espectro inelástico de demanda sísmica, y por consiguiente obtener el punto de desempeño correctamente calculado de la nueva intersección con el espectro inelástico. Este punto de desempeño se puede interpretar como la máxima respuesta de la estructura a la demanda sísmica con un nivel de servicio.

De igual manera; se observa, en la figura 3.30, que el espectro de demanda con nivel sísmico de Diseño se tendrá que convertir a un espectro de demanda reducido por un factor R_{μ} para obtener un espectro inelástico de demanda sísmica, y por consiguiente obtener el punto de desempeño correctamente calculado de la intersección con el espectro inelástico. Este punto de desempeño se puede interpretar como la máxima respuesta de la estructura a la demanda sísmica con un nivel de diseño.

Fig.3.30 Espectros de demanda elásticos de Servicio y de Diseño de la E-030 en formato (S_a vs S_d), Dir. X



Para obtener el punto de desempeño de los espectros de demanda para los niveles sísmicos de servicio y diseño, será necesario reducirlos por un factor R_μ , que transforme el espectro elástico a un espectro inelástico de respuesta.

Para determinar la ductilidad μ y el factor de reducción por ductilidad R_μ , se utilizaron las recomendaciones de Newmark y Hall.

Espectro Inelástico para el Sismo de Servicio (E.030)

Ductilidad estimada: $\mu = 1.51$
Factor de reducción: $R_\mu = 1.51$

$$R_\mu = \mu \quad \text{Si } T > T_c$$

$T = 1.321$ s Es el periodo fundamental, dirección de análisis X.

$T_c = 0.600$ s Es el periodo al final de la rama de aceleración constante del espectro de respuesta elástico de la E.030.

Punto de desempeño:

S_a	S_d	D_u
0.105	7.800	10.133

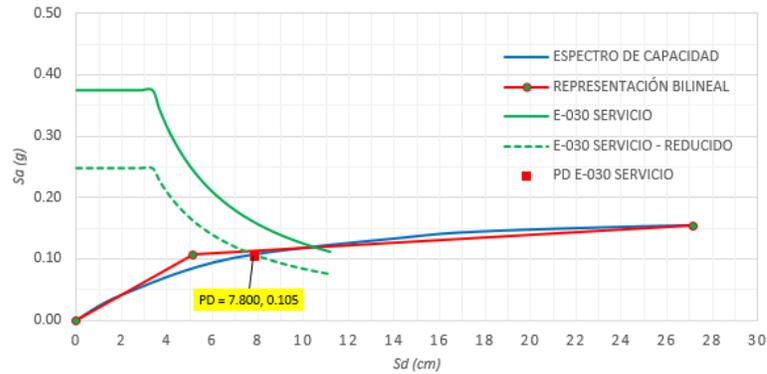
Punto de fluencia:

S_a	S_d	D_y
0.107	5.149	6.689

$\mu = D_u/D_y = 1.51$ Igual a la ductilidad del espectro de demanda (estimada).

A continuación, se muestra el punto de desempeño obtenido con el espectro reducido, para el nivel sísmico de servicio.

Fig.3.31 Punto de desempeño para un Sismo de Servicio, Dir. X



Espectro Inelástico para el Sismo de Diseño (E.030)

Ductilidad estimada: $\mu = 2.71$

Factor de reducción: $R_{\mu} = 2.71$

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{Si } T > T_c$$

$T = 1.321 \text{ s}$ Es el periodo fundamental, dirección de análisis X-X.

$T_c = 0.600 \text{ s}$ Es el periodo al final de la rama de aceleración constante del espectro de respuesta elástico de la E.030.

Punto de desempeño:

S_a	S_d	D_u
0.133	13.973	18.153

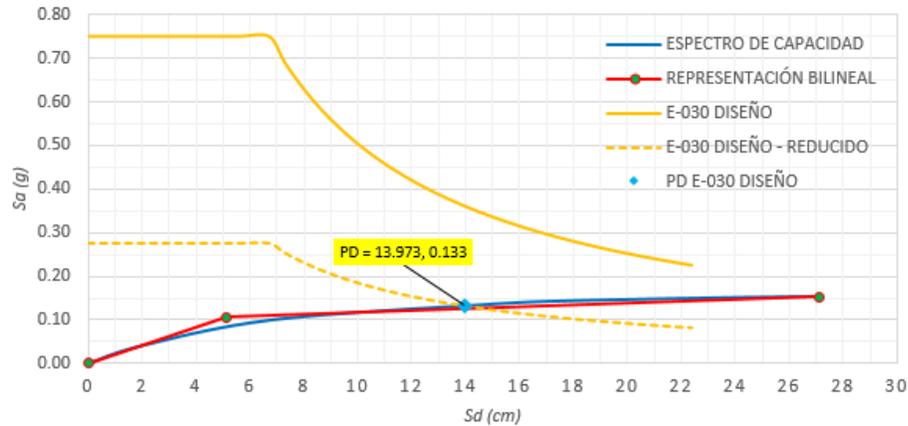
Punto de fluencia:

S_a	S_d	D_y
0.107	5.149	6.689

$\mu = D_u/D_y = 2.71$ Igual a la ductilidad del espectro de demanda (estimada).

A continuación, se muestra el punto de desempeño obtenido con el espectro reducido, para el nivel sísmico de Diseño.

Fig.3.32 Punto de desempeño para un Sismo de Diseño, Dir. X

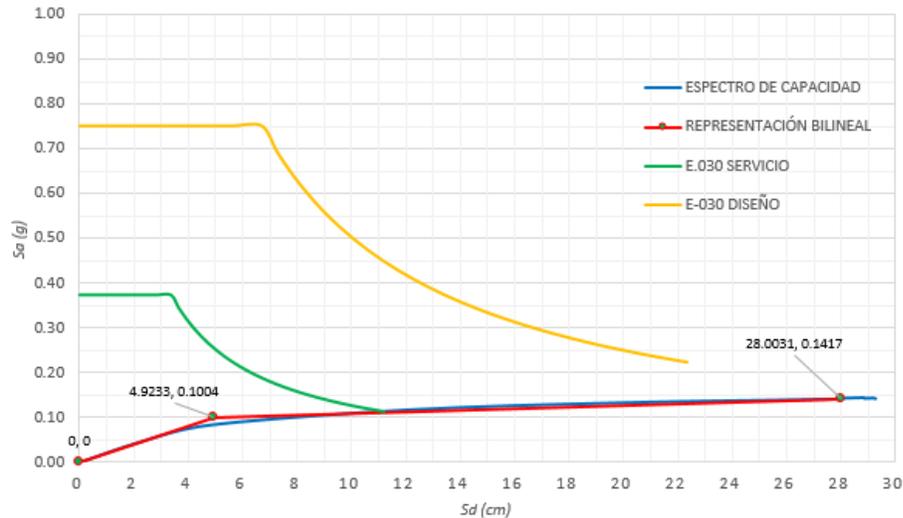


Análisis en la dirección Y

En la figura 3.33, se puede observar que el espectro de demanda con nivel sísmico de servicio corta al espectro de capacidad en su rango no lineal; entonces se tendrá que convertir a un espectro de demanda reducido por un factor R_{μ} para obtener un espectro inelástico de demanda sísmica, y por consiguiente obtener el punto de desempeño correctamente calculado de la nueva intersección con el espectro inelástico. Este punto de desempeño se puede interpretar como la máxima respuesta de la estructura a la demanda sísmica con un nivel de servicio.

De igual manera; se observa, en la figura 3.33, que el espectro de demanda con nivel sísmico de diseño se tendrá que convertir a un espectro de demanda reducido por un factor R_{μ} para obtener un espectro inelástico de demanda sísmica, y por consiguiente obtener el punto de desempeño correctamente calculado de la nueva intersección con el espectro inelástico. Este punto de desempeño se puede interpretar como la máxima respuesta de la estructura a la demanda sísmica con un nivel de diseño.

Fig.3.33 Espectros de demanda elásticos de Servicio y de Diseño de la E-030 en formato (Sa vs Sd), Dir. Y



Para obtener el punto de desempeño de los espectros de demanda para los niveles sísmicos de servicio y diseño, será necesario reducirlos por un factor R_{μ} , que transforme el espectro elástico a un espectro inelástico de respuesta.

Para determinar la ductilidad μ y el factor de reducción por ductilidad R_{μ} , se utilizaron las recomendaciones de Newmark y Hall.

Espectro Inelástico para el Sismo de Servicio (E.030)

Ductilidad estimada: $\mu = 1.59$

Factor de reducción: $R_{\mu} = 1.59$

$$R_{\mu} = \mu \quad \text{Si } T > T_c$$

$T = 1.285$ s Es el periodo fundamental, dirección de análisis Y.

$T_c = 0.600$ s Es el periodo al final de la rama de aceleración constante del espectro de respuesta elástico de la E.030.

Punto de desempeño:

S_a	S_d	D_u
0.100	7.850	10.150

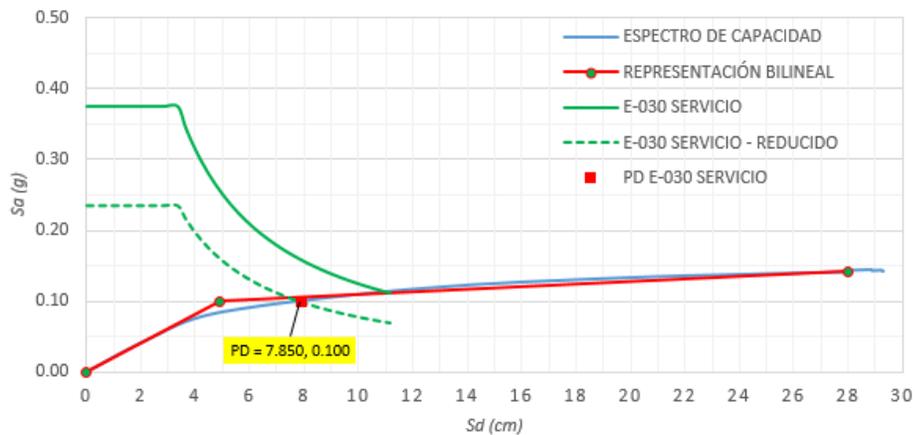
Punto de fluencia:

S_a	S_d	D_y
0.129	4.923	6.366

$\mu = D_u/D_y = 1.59$ Igual a la ductilidad del espectro de demanda (estimada).

A continuación, se muestra el punto de desempeño obtenido con el espectro reducido, para el nivel sísmico de servicio.

Fig.3.34 Punto de desempeño para un Sismo de Servicio, Dir. Y



Espectro Inelástico para el Sismo de Diseño (E.030)

Ductilidad estimada: $\mu = 2.87$

Factor de reducción: $R_\mu = 2.87$

$$R_\mu = \mu \quad \text{Si } T > T_c$$

$T = 1.285$ s Es el periodo fundamental, dirección de análisis Y.

$T_c = 0.600$ s Es el periodo al final de la rama de aceleración constante del espectro de respuesta elástico de la E.030.

Punto de desempeño:

S_a	S_d	D_u
0.120	14.120	18.258

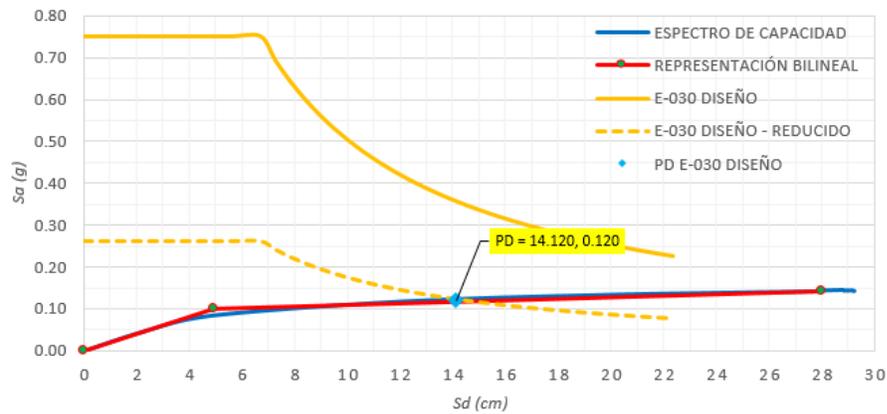
Punto de fluencia:

S_a	S_d	D_y
0.100	4.923	6.366

$\mu = Du/Dy = 2.87$ Igual a la ductilidad del espectro de demanda (estimada).

A continuación, se muestra el punto de desempeño obtenido con el espectro reducido, para el nivel sísmico de Diseño.

Fig.3.35 Punto de desempeño para un Sismo de Diseño, Dir. Y



CAPITULO IV

PRESENTACIÓN DE RESULTADOS

4.1 RESUMEN DE RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN DE LA DEMANDA GLOBAL DEL PUNTO DE DESEMPEÑO PARA CADA MODELO

1er Modelo

Dirección X:

Tabla 4.1 Punto de desempeño nivel de servicio:

Propuesta	S_a (g)	S_d (cm)	D (cm)	T (seg)	V (tn)	D techo (cm)	Distorsión Global (%)	
E-030	Inelástico	0.193	5.230	6.646	1.046	313.490	6.646	0.545

Tabla 4.2 Punto de desempeño nivel de diseño:

Propuesta	S_a (g)	S_d (cm)	D (cm)	T (seg)	V (tn)	D techo (cm)	Distorsión Global (%)	
E-030	Inelástico	0.250	9.200	11.691	1.217	406.919	11.691	0.958

Tabla 4.3 Desplazamientos y Distorsiones de entrepiso:

Nivel de Sismo	Desplazamiento (cm)				Distorsiones de entrepiso (%)				FEMA 273 Distorsión Límite (%)
	1er Piso	2do Piso	3er Piso	4to Piso	1er Piso	2do Piso	3er Piso	4to Piso	
Servicio	2.385	4.360	5.823	6.646	0.628	0.706	0.523	0.294	2
Diseño	4.195	7.670	10.244	11.691	1.104	1.241	0.919	0.517	4

Interpretación de resultados del Análisis Estático No Lineal en la dirección X

Las respuestas globales al ser sometido al sismo de servicio son:

El desplazamiento en el techo es igual a 6.646 cm; la distorsión global es igual a 0.545 % y la máxima distorsión de entrepiso es igual 0.706 % ocurriendo en el segundo piso.

Las respuestas globales del 1er modelo al ser sometido al sismo de Diseño son:

El desplazamiento en el techo es igual a 11.691 cm, la distorsión global es igual a 0.958 %, y la máxima distorsión de entrepiso es igual a 1.241 % ocurriendo en el segundo piso.

Las distorsiones máximas de entrepiso para el sismo de Servicio y para el sismo de Diseño son menores a los límites propuestos por el FEMA 273, ATC 40, Bertero y Vision 2000.

Dirección Y:

Tabla 4.4 Punto de desempeño nivel de servicio:

Propuesta		Sa (g)	Sd (cm)	D (cm)	T (seg)	V (tn)	D techo (cm)	Distorsión Global (%)
E-030	Inelástico	0.167	4.471	5.653	1.037	274.412	5.653	0.463

Tabla 4.5 Punto de desempeño nivel de diseño:

Propuesta		Sa (g)	Sd (cm)	D (cm)	T (seg)	V (tn)	D techo (cm)	Distorsión Global (%)
E-030	Inelástico	0.200	8.160	10.316	1.282	327.851	10.316	0.846

Tabla 4.6 Desplazamientos y Distorsiones de entrepiso:

Nivel de Sismo	Desplazamiento (cm)				Distorsiones de entrepiso (%)				FEMA 273 Distorsión Límite (%)
	1er Piso	2do Piso	3er Piso	4to Piso	1er Piso	2do Piso	3er Piso	4to Piso	
Servicio	2.113	3.777	4.984	5.653	0.556	0.594	0.431	0.239	2
Diseño	3.856	6.892	9.096	10.316	1.015	1.084	0.787	0.436	4

Interpretación de resultados del Análisis Estático No Lineal en la dirección Y

Las respuestas globales al ser sometido al sismo de servicio son:

El desplazamiento en el techo es igual a 5.653 cm; la distorsión global es igual a 0.463 % y la máxima distorsión de entrepiso es igual 0.594 % ocurriendo en el segundo piso.

Las respuestas globales al ser sometido al sismo de Diseño son:

El desplazamiento en el techo es igual a 10.316 cm, la distorsión global es igual a 0.846 %, y la máxima distorsión de entrepiso es igual a 1.084 % ocurriendo en el segundo piso.

- Las distorsiones máximas de entrepiso para el sismo de Servicio y para el sismo de Diseño son menores a los límites propuestos por el FEMA 273, ATC 40, Bertero y Vision 2000.

2do Modelo

Dirección X:

Tabla 4.7 Punto de desempeño nivel de servicio:

Propuesta		Sa (g)	Sd (cm)	D (cm)	T (seg)	V (tn)	D techo (cm)	Distorsión Global (%)
E-030	Inelástico	0.105	7.800	10.133	1.729	386.788	10.133	0.415

Tabla 4.8 Punto de desempeño nivel de diseño:

Propuesta		Sa (g)	Sd (cm)	D (cm)	T (seg)	V (tn)	D techo (cm)	Distorsión Global (%)
E-030	Inelástico	0.133	13.973	18.153	2.058	489.346	18.153	0.744

Tabla 4.9 Desplazamientos y Distorsiones de entrepiso:

Nivel de Sismo	Desplazamiento (cm)								Distorsiones de entrepiso (%)								FEMA 273
	1er Piso	2do Piso	3er Piso	4to Piso	5to Piso	6to Piso	7mo Piso	8vo Piso	1er Piso	2do Piso	3er Piso	4to Piso	5to Piso	6to Piso	7mo Piso	8vo Piso	Distorsión
Servicio	1.986	3.643	5.264	6.733	7.982	8.966	9.671	10.133	0.414	0.592	0.579	0.525	0.446	0.351	0.252	0.165	2
Diseño	3.559	6.527	9.430	12.062	14.299	16.062	17.324	18.153	0.741	1.060	1.037	0.940	0.799	0.630	0.451	0.296	4

Interpretación de resultados del Análisis Estático No Lineal en la dirección X

Las respuestas globales al ser sometido al sismo de servicio son:

El desplazamiento en el techo es igual a 10.133 cm; la distorsión global es igual a 0.415 % y la máxima distorsión de entrepiso es igual 0.592 % ocurriendo en el segundo piso.

Las respuestas globales al ser sometido al sismo de Diseño son:

El desplazamiento en el techo es igual a 18.153 cm, la distorsión global es igual a 0.744 %, y la máxima distorsión de entrepiso es igual a 1.06 % ocurriendo en el segundo piso.

- Las distorsiones máximas de entrepiso para el sismo de Servicio y para el sismo de Diseño son menores a los límites propuestos por el FEMA 273, ATC 40, Bertero y Vision 2000.

Dirección Y:

Tabla 4.10 Punto de desempeño nivel de servicio:

Propuesta		Sa (g)	Sd (cm)	D (cm)	T (seg)	V (tn)	D techo (cm)	Distorsión Global (%)
E-030	Inelástico	0.100	7.850	10.150	1.778	371.666	10.150	0.416

Tabla 4.11 Punto de desempeño nivel de diseño:

Propuesta		Sa (g)	Sd (cm)	D (cm)	T (seg)	V (tn)	D techo (cm)	Distorsión Global (%)
E-030	Inelástico	0.120	14.120	18.258	2.176	445.999	18.258	0.748

Tabla 4.12 Desplazamientos y Distorsiones de entrepiso:

Nivel de Sismo	Desplazamiento (cm)								Distorsiones de entrepiso (%)								FEMA 273
	1er Piso	2do Piso	3er Piso	4to Piso	5to Piso	6to Piso	7mo Piso	8vo Piso	1er Piso	2do Piso	3er Piso	4to Piso	5to Piso	6to Piso	7mo Piso	8vo Piso	Distorsión
Servicio	2.127	3.807	5.413	6.857	8.077	9.033	9.713	10.150	0.443	0.600	0.574	0.516	0.436	0.342	0.243	0.156	2
Diseño	3.826	6.847	9.736	12.334	14.528	16.248	17.472	18.258	0.797	1.079	1.032	0.928	0.783	0.615	0.437	0.281	4

Interpretación de resultados del Análisis Estático No Lineal en la dirección Y

Las respuestas globales al ser sometido al sismo de servicio son:

El desplazamiento en el techo es igual a 10.15 cm; la distorsión global es igual a 0.416 % y la máxima distorsión de entrepiso es igual 0.6 % ocurriendo en el segundo piso.

Las respuestas globales al ser sometido al sismo de Diseño son:

El desplazamiento en el techo es igual a 18.258 cm, la distorsión global es igual a 0.748 %, y la máxima distorsión de entrepiso es igual a 1.079 % ocurriendo en el segundo piso.

- Las distorsiones máximas de entrepiso para el sismo de Servicio y para el sismo de Diseño son menores a los límites propuestos por el FEMA 273, ATC 40, Bertero y Vision 2000.

4.2 CUADRO DE RESUMEN DE RESULTADOS OBTENIDOS DEL ANÁLISIS DINÁMICO LINEAL CON RÍGIDEZ COMPLETA, DINÁMICO LINEAL CON RIGIDEZ EFECTIVA Y ESTÁTICO NO LINEAL

A continuación, se hace una comparación de la cortante en la base, desplazamiento en el techo y la máxima distorsión de entrepisos calculados a partir del análisis dinámico lineal, considerando rigidez efectiva, considerando rigidez completa y el análisis estático no lineal.

1er Modelo

Dirección X:

Tabla 4.13 Cuadro de resumen de resultados obtenidos por los análisis sísmicos realizados, Dir X

Parámetro	Análisis Dinámico lineal - con rigidez completa	Análisis Dinámico lineal - con rigidez efectiva	Análisis Estático No Lineal
Cortante en la base, V (t)	136.44	109.94	406.92
Desplazamiento en el techo, D (cm)	5.92	9.89	11.69
Distorsión máxima de entrepiso (%)	0.63	1.05	1.24

La cortante en la base obtenida a partir del análisis estático no lineal es 406.92 t, la cortante obtenida a partir del análisis dinámico lineal considerando rigidez efectiva es 109.94 t y considerando rigidez completa, es 136.44 t. Esto quiere decir que los análisis lineales obtienen cortantes considerablemente menores a la obtenida por un análisis estático no lineal, que se supone estar más cerca a la realidad.

El desplazamiento en el techo obtenido a partir del análisis estático no lineal es 11.69 cm, el desplazamiento obtenido a partir del análisis dinámico lineal considerando rigidez efectiva es 9.89 cm y considerando rigidez completa, es 5.92 cm. Esto quiere decir, que el desplazamiento obtenido a partir del análisis dinámico lineal considerando rigidez efectiva es sólo 15% menor al

obtenido del análisis estático no lineal, y sin considerar rigidez efectiva, es 49% menor.

La máxima distorsión de entrepiso obtenida a partir del análisis estático no lineal es 1.24%, la obtenida a partir del análisis dinámico lineal considerando rigidez efectiva es de 1.05%, y sin considerar rigidez efectiva es 0.63%. Es decir, la máxima distorsión de entrepiso obtenida a partir del análisis dinámico lineal considerando rigidez efectiva es 15% menor a la obtenida a partir del análisis estático no lineal, y sin considerar rigidez efectiva, es 49% menor.

Dirección Y:

Tabla 4.14 Cuadro de resumen de resultados obtenidos por los análisis sísmicos realizados, Dir. Y

Parámetro	Análisis Dinámico lineal - con rigidez completa	Análisis Dinámico lineal - con rigidez efectiva	Análisis Estático No Lineal
Cortante en la base, V (t)	136.44	112.77	327.85
Desplazamiento en el techo, D (cm)	6.07	10.32	10.32
Distorsión máxima de entrepiso (%)	0.64	1.08	1.08

La cortante en la base obtenida a partir del análisis estático no lineal es 327.85 t, la cortante obtenida a partir del análisis dinámico lineal considerando rigidez efectiva es 112.77 t y considerando rigidez completa, es 136.44 t. Esto quiere decir que los análisis lineales obtienen cortantes considerablemente menores a la obtenida por un análisis estático no lineal, que se supone estar más cerca a la realidad.

El desplazamiento en el techo obtenido a partir del análisis estático no lineal es 10.32 cm, el desplazamiento obtenido a partir del análisis dinámico lineal considerando rigidez efectiva es 10.32 cm y considerando rigidez completa, es 6.07 cm. Esto quiere decir, que el desplazamiento obtenido a partir del análisis dinámico lineal considerando rigidez efectiva igual al obtenido del análisis estático no lineal, y sin considerar rigidez efectiva, es 41% menor.

La máxima distorsión de entrepiso obtenida a partir del análisis estático no lineal es 1.08%, la obtenida a partir del análisis dinámico lineal considerando rigidez efectiva es de 1.08%, y sin considerar rigidez efectiva es 0.64%. Es decir, la máxima distorsión de entrepiso obtenida a partir del análisis dinámico lineal considerando rigidez efectiva es igual a la obtenida a partir del análisis estático no lineal, y sin considerar rigidez efectiva, es 41% menor.

2do Modelo

Dirección X:

Tabla 4.15 Cuadro de resumen de resultados obtenidos por los análisis sísmicos realizados, Dir. X

Parámetro	Análisis Dinámico lineal - con rigidez completa	Análisis Dinámico lineal - con rigidez efectiva	Análisis Estático No Lineal
Cortante en la base, $V(t)$	269.32	173.09	489.35
Desplazamiento en el techo, D (cm)	9.78	15.22	18.15
Distorsión máxima de entrepiso (%)	0.58	0.89	1.06

La cortante en la base obtenida a partir del análisis estático no lineal es 489.35 t, la cortante obtenida a partir del análisis dinámico lineal considerando rigidez efectiva es 173.09 t y considerando rigidez completa, es 269.32 t. Esto quiere decir que los análisis lineales obtienen cortantes considerablemente menores a la obtenida por un análisis estático no lineal, que se supone estar más cerca a la realidad.

El desplazamiento en el techo obtenido a partir del análisis estático no lineal es 18.15 cm, el desplazamiento obtenido a partir del análisis dinámico lineal considerando rigidez efectiva es 15.22 cm y considerando rigidez completa, es 9.78 cm. Esto quiere decir, que el desplazamiento obtenido a partir del análisis dinámico lineal considerando rigidez efectiva es solo 16% menor al

obtenido del análisis estático no lineal, y sin considerar rigidez efectiva, es 46% menor.

La máxima distorsión de entrepiso obtenida a partir del análisis estático no lineal es 1.06 %, la obtenida a partir del análisis dinámico lineal considerando rigidez efectiva es de 0.89 %, y sin considerar rigidez efectiva es 0.58%. Es decir, la máxima distorsión de entrepiso obtenida a partir del análisis dinámico lineal considerando rigidez efectiva es solo 16% menor a la obtenida a partir del análisis estático no lineal, y sin considerar rigidez efectiva, es 45% menor.

Dirección Y:

Tabla 4.16 Cuadro de resumen de resultados obtenidos por los análisis sísmicos realizados, Dir. Y

Parámetro	Análisis Dinámico lineal - con rigidez completa	Análisis Dinámico lineal - con rigidez efectiva	Análisis Estático No Lineal
Cortante en la base, V (t)	274.82	177.94	446.00
Desplazamiento en el techo, D (cm)	10.26	15.80	18.26
Distorsión máxima de entrepiso (%)	0.60	0.94	1.08

La cortante en la base obtenida a partir del análisis estático no lineal es 446 t, la cortante obtenida a partir del análisis dinámico lineal considerando rigidez efectiva es 177.94 t y considerando rigidez completa, es 274.82 t. Esto quiere decir que los análisis lineales obtienen cortantes considerablemente menores a la obtenida por un análisis estático no lineal, que se supone estar más cerca a la realidad.

El desplazamiento en el techo obtenido a partir del análisis estático no lineal es 18.26 cm, el desplazamiento obtenido a partir del análisis dinámico lineal considerando rigidez efectiva es 15.80 cm y considerando rigidez completa, es 10.26 cm. Esto quiere decir, que el desplazamiento obtenido a partir del análisis dinámico lineal considerando rigidez efectiva es solo 13% menor al

obtenido del análisis estático no lineal y sin considerar rigidez efectiva, es 44% menor.

La máxima distorsión de entrepiso obtenida a partir del análisis estático no lineal es 1.08%, la obtenida a partir del análisis dinámico lineal considerando rigidez efectiva es de 0.94%, y sin considerar rigidez efectiva es 0.60%. Es decir, la máxima distorsión de entrepiso obtenida a partir del análisis dinámico lineal considerando rigidez efectiva es solo 13% menor a la obtenida a partir del análisis estático no lineal y sin considerar rigidez efectiva, es 44% menor.

4.3 RESULTADOS DE LA EVALUACIÓN DE LA EFECTIVIDAD DEL DISEÑO POR CAPACIDAD EN CADA MODELO

Se evaluó la efectividad del diseño por capacidad, esto consiste en ver los mecanismos de colapso de la estructura, usando el análisis estático no lineal, hasta llegar a su falla.

Los mecanismos de colapso formados en los modelos deben ser tal y como se determinó en la etapa de diseño. En otras palabras debería de haberse generado en primer lugar las rótulas plásticas en ambos extremos de las vigas para después generarse rótulas plásticas en la base de las columnas del 1er piso o en el mejor de los casos mantenerse en el rango elástico. Después, se describe la secuencia de formación de mecanismos de colapso y sus respectivas demandas de rotación, que provee el ETABS de la siguiente forma:

El ETABS v.13.1.1, al mostrar los mecanismos de colapso en la estructura usa tablas del FEMA 356 para la formación de rótulas plásticas, indicando en qué estado se encuentra a través de colores. Por ejemplo el color magenta indica que el elemento empieza a fluir, el color azul indica ocupación inmediata (IO), el color cian indica Seguridad de vida (LS) y el color verde indica prevención de colapso; en este caso se identifica prevención de colapso (CP) cuando aparece de color anaranjado, esto se debe a que el

Tabla 4.17 Resumen de Rótulas plásticas en pórticos, Dir. X

	N° Rótulas Formados	N° de rótulas posibles
Formación de rótulas plásticas en ambos extremos de las vigas en X	200	200
Formación de rótulas plásticas en un solo extremo de las vigas en X	0	100
Formación de rótulas plásticas en ambos extremos de las columnas	0	240
Formación de rótulas plásticas solo en la base de las columnas del 1er Piso	30	30
Formación de rótulas plásticas en un solo extremo de las columnas del 2°,3° y 4° piso	0	90

Interpretación de los resultados

En el cuadro de rótulas plásticas en pórticos, indica que se generaron 200 rótulas plásticas en todas las vigas de ese sentido, de 200 posibles, por lo tanto obtiene una efectividad del 100% y en la base de las columnas del primer piso se generaron 30 rótulas plásticas, de 30 posibles y no se formó ninguna rótula plástica más en las columnas de los pisos superiores, por lo tanto también obtiene una efectividad del 100%, por consiguiente se obtiene una efectividad global de 100% en ese sentido.

A continuación, se detalla la secuencia de formación de rótulas plásticas y sus demandas rotacionales en los elementos estructurales:

Para el sismo de servicio; algunas vigas, del cuarto piso, permanecen en su rango elástico; otras forman rótulas plásticas en un solo extremo; algunas vigas de los pisos inferiores forman rótulas plásticas en ambos extremos y todas son menores al límite; el cual corresponde al límite de seguridad de vida (LS), inclusive son menores al límite de ocupación inmediata (IO). Todas las columnas permanecen en su rango elástico.

Para el sismo de diseño; algunas vigas, de los pisos superiores, forman rótulas plásticas en un solo extremo; las vigas, de los pisos inferiores, forman rótulas plásticas en ambos extremos y todos son menores al límite; el cual corresponde al límite de prevención de colapso (CP), también son menores al límite de seguridad de vida (LS), inclusive algunos son menores al límite de ocupación inmediata (IO). Algunas columnas extremas empiezan a formar

rótulas plásticas en la base y son menores al límite; el cual corresponde al límite de prevención de colapso (CP), también son menores al límite de Seguridad de vida (LS), inclusive son menores al límite de ocupación inmediata (IO) y el resto permanece en su rango elástico.

Dirección en Y:

	Formación de rótulas deseadas
	Formación de rótulas indeseadas

Rótulas plásticas en pórticos

Tabla 4.18 Resumen de Rótulas plásticas en pórticos, Dir. Y

	N° Rótulas Formados	N° de rótulas posibles
Formación de rótulas plásticas en ambos extremos de las vigas en X	192	192
Formación de rótulas plásticas en un solo extremo de las vigas en X	0	96
Formación de rótulas plásticas en ambos extremos de las columnas	0	240
Formación de rótulas plásticas solo en la base de las columnas del 1er Piso	26	30
Formación de rótulas plásticas en un solo extremo de las columnas del 2°,3° y 4° piso	0	90

Interpretación de los resultados

En el cuadro de rótulas plásticas en pórticos, indica que se generaron 192 rótulas plásticas en todas las vigas de ese sentido, de 192 posibles , por lo tanto obtiene una efectividad del 100% y en la base de las columnas del primer piso se generaron 26 rótulas plásticas, de 30 posibles, esto quiere decir que 4 columnas permanecen en su rango elástico, lo cual se espera en el mejor de los casos y no se formó ninguna rótula plástica más en las columnas de los pisos superiores, por lo tanto también obtiene una efectividad del 100%, por consiguiente se obtiene una efectividad global de 100% en ese sentido.

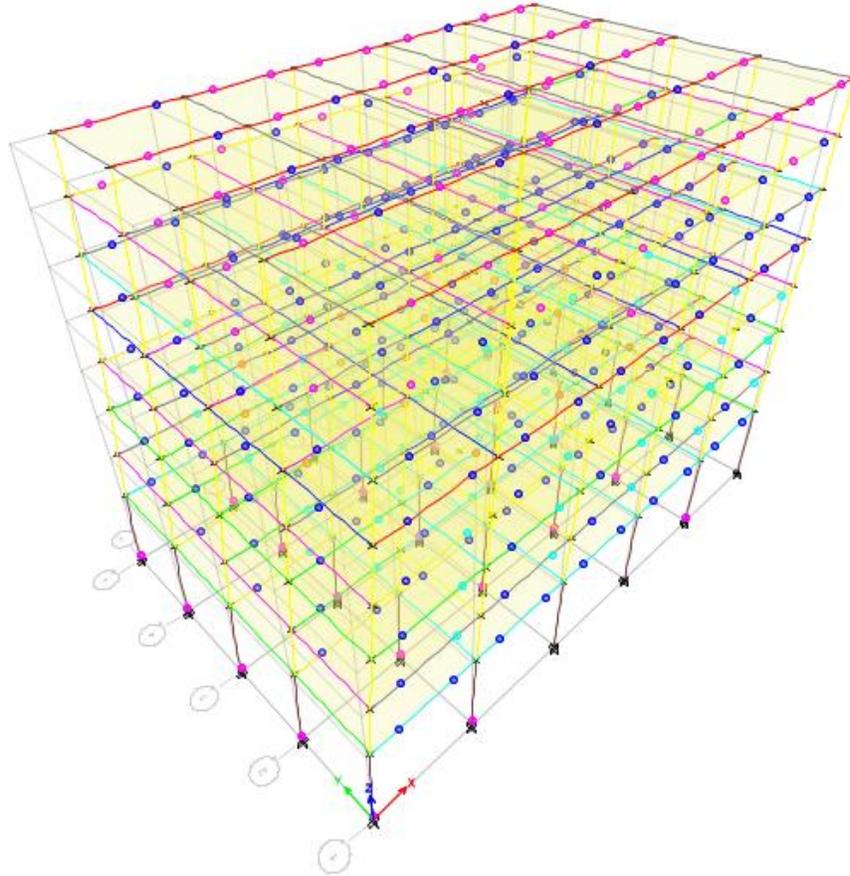
A continuación, se detalla la secuencia de formación de rótulas plásticas y sus demandas rotacionales en los elementos estructurales:

Para el sismo de servicio; algunas vigas, del cuarto piso, permanecen en su rango elástico; algunas vigas forman rótulas plásticas en ambos extremos y son menores al límite; el cual corresponde al límite de seguridad de vida (LS), también algunos son menores al límite de ocupación inmediata (IO). Algunas columnas extremas empiezan a formar rótulas plásticas en la base y son menores al límite; el cual corresponde al límite de prevención de colapso (CP), también son menores al límite de Seguridad de vida (LS), inclusive son menores al límite de ocupación inmediata (IO) y el resto permanece en su rango elástico.

Para el sismo de diseño; todas las vigas empiezan a formar rótulas plásticas en ambos extremos y son menores al límite; el cual corresponde al límite de prevención de colapso (CP), también son menores al límite de seguridad de vida (LS), inclusive algunos son menores al límite de ocupación inmediata (IO). Algunas columnas extremas empiezan a formar rótulas plásticas en la base y son menores al límite; el cual corresponde al límite de prevención de colapso (CP), también son menores al límite de Seguridad de vida (LS), inclusive son menores al límite de ocupación inmediata (IO) y el resto permanece en su rango elástico.

2do Modelo

Fig.4.2 Formación de mecanismos de colapso en segundo modelo evaluado



Dirección en X:

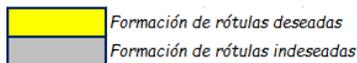


Tabla 4.19 Resumen de Rótulas plásticas en pórticos, Dir. X

	Nº Rótulas Formados	Nº de rótulas posibles
Formación de rótulas plásticas en ambos extremos de las vigas en X	400	400
Formación de rótulas plásticas en un solo extremo de las vigas en X	0	200
Formación de rótulas plásticas en ambos extremos de las columnas	0	480
Formación de rótulas plásticas solo en la base de las columnas del 1er Piso	22	30
Formación de rótulas plásticas en un solo extremo de las columnas del 2º, 3º y 4º piso	0	210

Interpretación de los resultados

En el cuadro de rótulas plásticas en pórticos, indica que se generaron 400 rótulas plásticas en todas las vigas de ese sentido, de 400 posibles, por lo tanto obtiene una efectividad del 100% y en la base de las columnas del primer piso se generaron 22 rótulas plásticas, de 30 posibles, esto quiere decir que 8 columnas permanecen en su rango elástico, lo cual se espera en el mejor de los casos y no se formó ninguna rótula plástica más en las columnas de los pisos superiores, por lo tanto también obtiene una efectividad del 100%, Por consiguiente se obtiene una efectividad global de 100% en ese sentido.

A continuación, se detalla la secuencia de formación de rótulas plásticas y sus demandas rotacionales en los elementos estructurales:

Para el sismo de servicio; algunas vigas, en los pisos superiores, permanecen en su rango elástico; otras vigas forman rótulas plásticas en un solo extremo y en los pisos inferiores, las vigas forman rótulas plásticas en ambos extremos, estos son menores al límite; el cual corresponde al límite de seguridad de vida (LS), también son menores al límite de Ocupación inmediata (IO). Todas las columnas permanecen en su rango elástico.

Para el sismo de diseño; algunas vigas superiores permanecen en su rango elástico, otras empiezan a formar rótulas plásticas en un solo extremo y la mayoría de las vigas empiezan a formar rótulas plásticas en ambos extremos, estos son menores al límite; el cual corresponde al límite de prevención de colapso (CP), también son menores al límite de seguridad de vida (LS); inclusive algunos son menores al límite de ocupación inmediata (IO). Algunas columnas extremas empiezan a formar rótulas plásticas en la base y son menores al límite; el cual corresponde a prevención de colapso (CP), también son menores al límite de Seguridad de vida (LS), inclusive son menores al

límite de ocupación inmediata (IO) y la mayoría permanece en su rango elástico.

Dirección en Y:

	Formación de rótulas deseadas
	Formación de rótulas indeseadas

Tabla 4.20 Resumen de Rótulas plásticas en pórticos, Dir. X

	Nº Rótulas Formados	Nº de rótulas posibles
Formación de rótulas plásticas en ambos extremos de las vigas en X	384	384
Formación de rótulas plásticas en un solo extremo de las vigas en X	0	192
Formación de rótulas plásticas en ambos extremos de las columnas	0	480
Formación de rótulas plásticas solo en la base de las columnas del 1er Piso	17	30
Formación de rótulas plásticas en un solo extremo de las columnas del 2°,3° y 4° piso	0	210

Interpretación de los resultados

En el cuadro de rótulas plásticas en pórticos, indica que se generaron 384 rótulas plásticas en todas las vigas de ese sentido, de 384 posibles, por lo tanto obtiene una efectividad del 100% y en la base de las columnas del primer piso se generaron 17 rótulas plásticas, de 30 posibles, esto quiere decir que 13 columnas permanecen en su rango elástico, lo cual se espera en el mejor de los casos y no se formó ninguna rótula plástica más en las columnas de los pisos superiores, por lo tanto también obtiene una efectividad del 100%, Por consiguiente se obtiene una efectividad global de 100% en ese sentido.

A continuación, se detalla la secuencia de formación de rótulas plásticas y sus demandas rotacionales en los elementos estructurales:

Para el sismo de servicio; algunas vigas, en los pisos superiores, permanecen en su rango elástico; otras vigas forman rótulas plásticas en un solo extremo y en los pisos inferiores, las vigas forman rótulas plásticas en

ambos extremos, estos son menores al límite; el cual corresponde al límite de seguridad de vida (LS), también algunos son menores al límite de Ocupación inmediata (IO). Algunas columnas extremas empiezan a formar rótulas plásticas en la base y son menores al límite; el cual corresponde al límite de seguridad de vida (LS), también son menores al límite de ocupación inmediata (IO) y el resto permanece en su rango elástico.

Para el sismo de diseño; algunas vigas, de los pisos superiores, permanecen en su rango elástico, otras vigas empiezan a formar rótulas plásticas en un solo extremo y la mayoría de las vigas empiezan a formar rótulas plásticas en ambos extremos, estos son menores al límite; el cual corresponde al límite de prevención de colapso (CP), también son menores al límite de seguridad de vida (LS), inclusive algunos son menores al límite de ocupación inmediata (IO). Algunas columnas extremas empiezan a formar rótulas plásticas en la base y son menores al límite; el cual corresponde al límite de prevención de colapso (CP), también son menores al límite de Seguridad de vida (LS), inclusive son menores al límite de ocupación inmediata (IO) y la mayoría permanece en su rango elástico.

CAPITULO V

DISCUSIÓN DE RESULTADOS

5.1 CONCLUSIONES

En la presente tesis, se han incluido muchos conceptos nuevos como las rigideces efectivas en los elementos estructurales, la propuesta de uso del control de irregularidad de rigidez, extrema rigidez, torsional y torsional extrema de la ASCE 7 debido a la problemática del control de irregularidades de la norma E.030 – 2016, el diseño por capacidad, la evaluación a través del análisis sísmico estático no lineal – Pushover, la evaluación de la efectividad del diseño por capacidad. Al ser aplicados estos conceptos en solamente dos casos de estudio, no será posible obtener conclusiones totalmente definitivas, pero se debe valorar los procedimientos y sus respectivos resultados.

Respecto al uso de rigideces efectivas en los análisis dinámicos lineales, se puede concluir lo siguiente:

Si se considera la rigidez efectiva en los elementos estructurales, el desplazamiento en el techo y las máximas distorsiones de entrepiso, obtenidos a partir de un análisis dinámico lineal, son más cercanos a los resultados obtenidos de un análisis estático no lineal.

Es necesario considerar la rigidez efectiva en los elementos estructurales, al usar el análisis sísmico estático no lineal, para determinar con mayor precisión el punto de fluencia y el punto de resistencia última de la estructura para una precisa representación bilineal de la curva de capacidad.

Respecto a la propuesta del uso del control de irregularidad de rigidez, extrema rigidez, torsional y torsional extrema de la ASCE 7 debido a la

problemática del control de irregularidades de la norma E.030 – 2016 se puede concluir lo siguiente:

El concepto de irregularidad de rigidez y extrema rigidez no es el adecuado ya que se compara derivas, desplazamiento entre altura y lo que debería compararse son rigideces, fuerza entre desplazamiento; por ello se propone usar el control de irregularidad de rigidez, extrema rigidez, torsional y torsional extrema de la ASCE 7 , ya que el uso del control de irregularidades de la norma E.030 – 2016 está ocasionando retrasos en las oficinas de proyectos por no pasar los controles, tan exigentes; además el Mg Carlos Córdova hizo una comparación entre tres modelos; rígido, semirrígido y poco rígido; los resultados fueron sorprendentes pues el modelo que más cumplía con los criterios de rigidez fue el modelo poco rígido, lo cual demuestra que no está controlando de manera adecuada y puede generar problemas en la estructura.

Con los controles de irregularidad de la norma E.030 – 2016; se exige, a ambos modelos, secciones de columnas más robustas disminuyendo espacios interiores e incrementado los costos de materiales; por ello se decidió utilizar el control de irregularidad de rigidez, extrema rigidez, torsional y torsional extrema de la ASCE 7 y el resto de los controles de la norma E.030 – 2016 , pues con estos controles las columnas cumplían sin ser tan robustas y por ende sin disminuir espacios interiores ni incrementar los costos de los materiales .

Usando el control de irregularidad de rigidez, extrema rigidez, torsional y torsional extrema de la ASCE 7 y el resto de los controles de la norma E.030 – 2016 se puede decir que las edificaciones están siendo controladas de manera adecuada.

Respecto a la metodología de diseño por capacidad se puede concluir lo siguiente:

El diseño por capacidad suministra ductilidad en determinadas zonas de la estructura lo cual mejora el comportamiento de las edificaciones aporticadas, en el distrito del Tambo, frente a un sismo.

Seleccionando un mecanismo adecuado de colapso, en este caso columna fuerte – viga débil, se diseñan las rótulas plásticas en los extremos de las vigas para que al momento de ser sometidos por el sismo las deformaciones se concentren en esos puntos hasta agotar su capacidad de rotación, esto se logra redistribuyendo el momento negativo de las vigas con el fin de proporcionar más ductilidad a estas zonas, además se reduce el espaciamiento de los estribos cerca a la cara de la columna ;luego aparecerá las rótulas plásticas en la base de las columnas del primer piso, previamente diseñados para que tengan amplia capacidad de deformación.

Los momentos y cortantes de las columnas son incrementados por la sobrerresistencia de las vigas adyacentes y el factor de amplificación dinámica que consiste en incrementar la envolvente de momentos para asemejarse a los momentos obtenidos por un análisis sísmico no lineal, con la finalidad de que las columnas encima del primer piso permanezcan elásticas en todo momento.

La metodología de Diseño por Capacidad, se debe convertir en una alternativa de diseño estructural en nuestro país, ya que vivimos en una zona altamente sísmica, necesitamos avanzar y adoptar nuevos conceptos de diseño sísmico de los países a la vanguardia como lo es Nueva Zelanda, donde nació el diseño por capacidad o un caso cercano como lo es Argentina que ya adoptó esta filosofía en su reglamento nacional.

Se hizo una comparación de los momentos de diseño por capacidad y los momentos de diseño por resistencia de las vigas, en las zonas cercanas a la cara de la columna. Para el primer modelo, presenta una reducción de los momentos de 21.90% y una variación de $\pm 5.95\%$; para el segundo modelo, presenta una reducción de los momentos de 31.25% y una variación de $\pm 7.01\%$. Esto conlleva a que las áreas de acero del diseño por capacidad sean menores a las del diseño por resistencia.

Respecto a la evaluación del análisis estático no lineal – Pushover se puede concluir lo siguiente:

El análisis sísmico estático no lineal al ser usado como método de evaluación estructural en nuestra investigación, se pudo verificar los mecanismos de colapso en las edificaciones aporticadas diseñadas por capacidad, en el distrito del Tambo.

La secuencia de formación de rótulas plásticas en ambos modelos es el adecuado; en la ubicación del punto de desempeño, para el sismo de servicio, los elementos se comportan en su rango elástico y otros se encuentran en el nivel de ocupación inmediata (IO); en la ubicación del punto de desempeño, para el sismo de diseño, aparecen rótulas plásticas en ambos extremos de las vigas y se encuentran en el nivel de ocupación inmediata (IO); también algunas en la base de las columnas extremas, inclusive la mayoría se comporta en su rango elástico, presenta buen desempeño. Al final de la curva de capacidad se puede apreciar en ambos modelos que solo se forma rótulas plásticas en ambos extremos de todas las vigas y en la mayoría de las bases de las columnas del primer piso y el resto, permaneciendo en el mejor de los casos, en su rango elástico. En líneas generales presentan, ambos modelos, un buen desempeño para cada nivel de sismo, en las dos direcciones.

Se cumplen los objetivos de desempeño propuestos, con los espectros de la norma E-030, para las dos edificaciones de categoría común.

En el 1er modelo, para el sismo de servicio, la ductilidad que posee la estructura es de $\mu=1.22$ en X-X y $\mu=1.68$ en Y-Y, para el sismo de diseño, la ductilidad que posee la estructura es de $\mu=2.15$ en X-X y $\mu=3.07$ en Y-Y. En el 2do modelo, para el sismo de servicio, la ductilidad que posee la estructura es de $\mu=1.51$ en X-X y $\mu=1.59$ en Y-Y, para el sismo de diseño, la ductilidad que posee la estructura es de $\mu=2.71$ en X-X y $\mu=2.87$ en Y-Y.

El diseño por desempeño es una metodología muy importante sobre todo para las zonas altamente sísmicas, pues vuelve a las edificaciones más seguras y a largo plazo, económicas.

Las distorsiones de entrepisos, en ambos modelos, son menores a los límites propuestos por el FEMA 273, ATC 40, Bertero y Vision 2000.

Los puntos de desempeño de cada nivel de sismo, en ambos modelos, son menores a los límites propuestos por Vision 2000.

Respecto a la evaluación de la efectividad del diseño por capacidad en los dos modelos se puede concluir lo siguiente:

Al incrementar el número de pisos de una edificación aporticada no disminuye significativamente la efectividad del diseño por capacidad, en el distrito del Tambo, debido a que la metodología del diseño por capacidad considera adecuadamente el efecto de los modos superiores y protege a las columnas con el factor de amplificación dinámica.

De ello se concluye también; que gran parte de la efectividad del diseño por capacidad se debe al factor de amplificación dinámica, que el Dr. Piqué del

Pozo recomendó evaluar para saber si éste cumplía con su función o si se tenía que incrementar.

En un comienzo se pensó realizar un tercer modelo de 12 pisos, pero usando la norma E.030 – 2016, solicitaba columnas demasiadas robustas y como se trata de aplicar el diseño por capacidad en estructuras aporticadas, se decidió modelar uno de 4 pisos y otro de 8 pisos, este último siendo considerado una edificación medianamente alta. Por lo tanto, A día de hoy, se puede decir que las edificaciones aporticadas de mediana altura, pueden ser diseñadas por capacidad, al menos hasta 8 pisos. Esto no es definitivo, solo referente a los resultados de la presente tesis.

5.2 RECOMENDACIONES

Se recomienda aplicar el diseño por capacidad, como alternativa de diseño en nuestro reglamento nacional, para estructuras de categoría importante o esencial; en un futuro quizás de aplicación a cualquier categoría.

Se recomienda usar el análisis estático no lineal – Pushover para evaluaciones estructurales, también adoptar los conceptos y la metodología de la filosofía de diseño por desempeño que es una de las tendencias de la ingeniería antisísmica.

El programa ETABS v13.1.1, es eficiente para el análisis estático y dinámico lineal; para el análisis estático no lineal, es un programa con una interfaz muy buena y el ingreso de datos es sencillo; pero, no proporciona los suficientes pasos en la secuencia de formación de rotulas plásticas para un análisis detallado, si no se requiere ser tan minucioso en la evaluación puede usarse este programa, ya que en la actualidad muchos están familiarizados con este programa por ser más comercial, a diferencia de otros programas de análisis no lineal, como por ejemplo el IDARC 2D.

En la presente tesis se evaluó el comportamiento de las dos modelos con el análisis estático no lineal - Pushover; se recomienda evaluar con el análisis dinámico incremental IDA para obtener resultados más próximos a la realidad y realizar las comparaciones con los resultados del análisis estático no lineal.

Se recomienda realizar más comparaciones de edificios variando el número de pisos para observar la tendencia y así, constatar que el factor de amplificación dinámica es efectivo en el diseño por capacidad y poder confirmar la efectividad del diseño por capacidad en edificaciones aporricadas altas.

5.3 FUENTES DE INFORMACIÓN

LIBROS:

1. Pique del Pozo, J. (1989) "Nuevos Criterios de Diseño para la Seguridad Sísmica de Edificios", Encuentro Internacional de Expertos. Lima, Perú.
2. Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992) "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings". USA: Wiley Interscience.
3. Blanco, A. (1994). Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado: Libro 2 Colección del Ingeniero Civil. Lima, Perú.
4. Priestley, M. J. N. (2003) "Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited". En M. J. Priestley, The Ninth Mallet Milne Lecture, 2003 (págs. 32-58).
5. Piqué del Pozo, J. (2004) "Diseño por capacidad: Estrategia Neozelandesa de Diseño Sismorresistente", Revista "El Ingeniero Civil".

6. Harmsen, T. (2005) "Diseño de Estructuras de Concreto Armado". (4ta ed.). Lima, Perú: Fondo Editorial PUCP 2005.

7. Morales, R. (2006). Diseño en Concreto Armado. (3a ed.).Lima: Fondo Editorial ICG.

8. Burgos, M. & Del Pozo, P. (2007) "Diseño por Capacidad en Edificaciones Aporticadas de Concreto Armado para ser Incorporada a la Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño"

INFORME DE PRÁCTICA SUPERVISADA:

9. Pautasso, O. (2013) "Diseño Sismorresistente por Capacidad de un Edificio". Practica Supervisada, Universidad Nacional de Cordoba.Cordoba, Argentina.

TESIS:

10. Burgos, M. (2007). Estudio de la Metodología "Diseño Por Capacidad" en Edificaciones Aporticadas De Concreto Armado Para Ser Incorporada a La Norma Peruana E-060 como Alternativa de Diseño. Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.

11. Figueroa, J. (2007) "Caracterización de la Sobrerresistencia en Marcos de Concreto Reforzado con $Q=2$ ". Tesis de Maestría. Universidad Nacional Autónoma de México. Ciudad de México, México.

12. Ortiz, O. (2013) "Algunas consideraciones respecto de los Efectos de los Modos Superiores en Estructuras Aporticadas". Tesis de Maestría. Escuela Politécnica Nacional. Quito, Ecuador.

13. Cisneros, R. (2014) “Análisis y Diseño Sísmico por Desempeño de la infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil” .Tesis de Pregrado. Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga. Ayacucho, Perú.
14. Luna, A. & Zevallos, M. (2014) “Análisis Sísmico por Desempeño Estático No Lineal de un edificio de 6 niveles en la ciudad de Trujillo, La Libertad.” .Tesis de Pregrado. Universidad Privada Antenor Orrego. Trujillo, Perú.
15. Carrasco, L. (2015) “Estudio y Aplicación de la Metodología de Diseño por Capacidad para Edificaciones de Concreto Armado” .Tesis de Pregrado. Universidad Nacional del Centro del Perú. Huancayo, Perú.
16. Santana, T. (2012) “Diseño Sísmico por Desempeño de Estructuras de Albañilería Confinada”. Tesis de Maestría. Universidad Nacional de Ingeniería. Lima, Perú.
17. Pérez, W. (2015) “Desempeño Sísmico de la estructura de la Tribuna Sur del Estadio Huancavelica usando un Análisis No Lineal Estático, Huancavelica-2014” .Tesis de Pregrado. Universidad Nacional del Centro del Perú. Huancayo, Perú.
18. Amoros, C. (2015) “Análisis Sísmico usando SAP2000 para evaluar la Efectividad del Comportamiento Sismorresistente de la Infraestructura de la I.E 82109, San Antonio Plan Tual – Centro Poblado – Huambocancha Alta, Prov. de Cajamarca, Región Cajamarca” .Tesis de Pregrado. Universidad Cesar Vallejo. Cajamarca, Perú.
19. Alcántara, K. & Nalvarte, 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 de Pregrado. Universidad San Martín de Porres. Lima, Perú.

20. Paredes, M. (2016) "Evaluación del Desempeño Sismorresistente de un edificio destinado a vivienda en la ciudad de Lima aplicando el Análisis Estático No Lineal Pushover" .Tesis de Pregrado. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas. Lima, Perú.

NORMAS:

21. Applied Technology Council ATC 40 (Nov 1996), "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings", California Seismic Safety Commission.

22. Federal Emergency Management Agency FEMA 356 Seismic Rehabilitation Guidelines

23. Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón (2005). Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes - Construcciones de Hormigón Armado, INPRES – CIRSOC 103 Parte II - 2005. Argentina.

24. American Concrete Institute. (2011). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI318S- 11). USA.

25. Reglamento Nacional de Edificaciones. (2016). NTE E.030 "Diseño Sismorresistente". Perú.

26. Reglamento Nacional de Edificaciones. NTE E.060 "Concreto Armado". Perú.

ANEXOS

ANEXO 1. COMPARACIÓN DE MOMENTOS DEL DISEÑO POR RESISTENCIA Y MOMENTOS REDISTRIBUIDOS DEL DISEÑO POR CAPACIDAD EN 1ER MODELO.

Nivel	Viga	Apoyo	Ubicación	Mu (-) Resistencia	Mu red (-) Capacidad	% Variación	Promedio	
I	V-101	A	CD	-10.965	-8.138	25.78	26.19	20.52
		B	CI	-12.633	-9.294	26.43		
		B	CD	-11.802	-8.553	27.53		
		C	CI	-11.501	-8.552	25.64		
		C	CD	-11.256	-8.376	25.59		
		D	CI	-11.256	-8.376	25.59		
		D	CD	-11.501	-8.552	25.64		
		E	CI	-11.802	-8.553	27.53		
		E	CD	-12.633	-9.294	26.43		
	F	CI	-10.965	-8.138	25.78			
	V-102	A	CD	-15.660	-12.833	18.05	16.66	
		B	CI	-18.724	-15.860	15.29		
		B	CD	-17.632	-14.725	16.49		
		C	CI	-17.421	-14.502	16.76		
		C	CD	-17.480	-14.558	16.72		
		D	CI	-17.480	-14.558	16.72		
		D	CD	-17.421	-14.502	16.76		
		E	CI	-17.632	-14.725	16.49		
		E	CD	-18.724	-15.860	15.29		
	F	CI	-15.660	-12.833	18.05			
	V-103	A	CD	-15.518	-12.675	18.32	16.88	
		B	CI	-18.583	-15.708	15.47		
		B	CD	-17.491	-14.571	16.70		
		C	CI	-17.279	-14.346	16.97		
		C	CD	-17.338	-14.403	16.93		
		D	CI	-17.338	-14.403	16.93		
		D	CD	-17.279	-14.346	16.97		
		E	CI	-17.491	-14.571	16.70		
		E	CD	-18.583	-15.708	15.47		
	F	CI	-15.518	-12.675	18.32			
	V-104	A	CD	-15.660	-12.833	18.05	16.66	
		B	CI	-18.724	-15.860	15.29		
		B	CD	-17.632	-14.725	16.49		
		C	CI	-17.421	-14.502	16.76		
		C	CD	-17.480	-14.558	16.72		
		D	CI	-17.480	-14.558	16.72		
		D	CD	-17.421	-14.502	16.76		
		E	CI	-17.632	-14.725	16.49		
		E	CD	-18.724	-15.860	15.29		
	F	CI	-15.660	-12.833	18.05			
	V-105	A	CD	-10.965	-8.138	25.78	26.19	
		B	CI	-12.633	-9.294	26.43		
		B	CD	-11.802	-8.553	27.53		
		C	CI	-11.501	-8.552	25.64		
		C	CD	-11.256	-8.376	25.59		
		D	CI	-11.256	-8.376	25.59		
		D	CD	-11.501	-8.552	25.64		
		E	CI	-11.802	-8.553	27.53		
E		CD	-12.633	-9.294	26.43			
F	CI	-10.965	-8.138	25.78				

2	V-201	A	CD	-10.474	-7.777	25.75	26.48	20.98
		B	CI	-11.483	-8.296	27.75		
		B	CD	-10.995	-7.960	27.60		
		C	CI	-10.854	-8.070	25.66		
		C	CD	-10.740	-7.986	25.65		
		D	CI	-10.740	-7.986	25.65		
		D	CD	-10.854	-8.070	25.66		
		E	CI	-10.995	-7.960	27.60		
		E	CD	-11.483	-8.296	27.75		
		F	CI	-10.474	-7.777	25.75		
	V-202	A	CD	-15.584	-13.181	15.42	17.30	
		B	CI	-17.435	-14.471	17.00		
		B	CD	-16.691	-13.691	17.97		
		C	CI	-16.625	-13.624	18.05		
		C	CD	-16.638	-13.633	18.06		
		D	CI	-16.638	-13.633	18.06		
		D	CD	-16.625	-13.624	18.05		
		E	CI	-16.691	-13.691	17.97		
		E	CD	-17.435	-14.471	17.00		
		F	CI	-15.584	-13.181	15.42		
	V-203	A	CD	-15.471	-13.182	14.80	17.33	
		B	CI	-17.320	-14.345	17.18		
		B	CD	-16.576	-13.565	18.17		
		C	CI	-16.508	-13.495	18.25		
C		CD	-16.523	-13.506	18.26			
D		CI	-16.523	-13.506	18.26			
D		CD	-16.508	-13.495	18.25			
E		CI	-16.576	-13.565	18.17			
E		CD	-17.320	-14.345	17.18			
F		CI	-15.471	-13.182	14.80			
V-204	A	CD	-15.584	-13.181	15.42	17.30		
	B	CI	-17.435	-14.471	17.00			
	B	CD	-16.691	-13.691	17.97			
	C	CI	-16.625	-13.624	18.05			
	C	CD	-16.638	-13.633	18.06			
	D	CI	-16.638	-13.633	18.06			
	D	CD	-16.625	-13.624	18.05			
	E	CI	-16.691	-13.691	17.97			
	E	CD	-17.435	-14.471	17.00			
	F	CI	-15.584	-13.181	15.42			
V-205	A	CD	-10.474	-7.777	25.75	26.48		
	B	CI	-11.483	-8.296	27.75			
	B	CD	-10.995	-7.960	27.60			
	C	CI	-10.854	-8.070	25.66			
	C	CD	-10.740	-7.986	25.65			
	D	CI	-10.740	-7.986	25.65			
	D	CD	-10.854	-8.070	25.66			
	E	CI	-10.995	-7.960	27.60			
	E	CD	-11.483	-8.296	27.75			
	F	CI	-10.474	-7.777	25.75			

3	V-301	A	CD	-9.089	-7.138	21.47	25.87	21.01
		B	CI	-10.020	-7.219	27.96		
		B	CD	-9.633	-6.928	28.08		
		C	CI	-9.566	-7.081	25.98		
		C	CD	-9.543	-7.077	25.84		
		D	CI	-9.543	-7.077	25.84		
		D	CD	-9.566	-7.081	25.98		
		E	CI	-9.633	-6.928	28.08		
		E	CD	-10.020	-7.219	27.96		
	F	CI	-9.089	-7.138	21.47			
	V-302	A	CD	-14.257	-13.225	7.24	17.76	
		B	CI	-15.998	-12.889	19.44		
		B	CD	-15.274	-12.116	20.68		
		C	CI	-15.239	-12.081	20.72		
		C	CD	-15.246	-12.084	20.74		
		D	CI	-15.246	-12.084	20.74		
		D	CD	-15.239	-12.081	20.72		
		E	CI	-15.274	-12.116	20.68		
		E	CD	-15.998	-12.889	19.44		
	F	CI	-14.257	-13.225	7.24			
	V-303	A	CD	-14.183	-13.226	6.75	17.79	
		B	CI	-15.921	-12.804	19.58		
		B	CD	-15.198	-12.031	20.84		
		C	CI	-15.161	-11.994	20.89		
C		CD	-15.169	-11.998	20.91			
D		CI	-15.169	-11.998	20.91			
D		CD	-15.161	-11.994	20.89			
E		CI	-15.198	-12.031	20.84			
E		CD	-15.921	-12.804	19.58			
F	CI	-14.183	-13.226	6.75				
V-304	A	CD	-14.257	-13.225	7.24	17.76		
	B	CI	-15.998	-12.889	19.44			
	B	CD	-15.274	-12.116	20.68			
	C	CI	-15.239	-12.081	20.72			
	C	CD	-15.246	-12.084	20.74			
	D	CI	-15.246	-12.084	20.74			
	D	CD	-15.239	-12.081	20.72			
	E	CI	-15.274	-12.116	20.68			
	E	CD	-15.998	-12.889	19.44			
F	CI	-14.257	-13.225	7.24				
V-305	A	CD	-9.089	-7.138	21.47	25.87		
	B	CI	-10.020	-7.219	27.96			
	B	CD	-9.633	-6.928	28.08			
	C	CI	-9.566	-7.081	25.98			
	C	CD	-9.543	-7.077	25.84			
	D	CI	-9.543	-7.077	25.84			
	D	CD	-9.566	-7.081	25.98			
	E	CI	-9.633	-6.928	28.08			
	E	CD	-10.020	-7.219	27.96			
F	CI	-9.089	-7.138	21.47				

4	V-401	A	CD	-5.296	-4.256	19.63	25.71	25.10
		B	CI	-6.878	-4.943	28.13		
		B	CD	-6.415	-4.595	28.36		
		C	CI	-6.265	-4.615	26.33		
		C	CD	-6.253	-4.621	26.10		
		D	CI	-6.253	-4.621	26.10		
		D	CD	-6.265	-4.615	26.33		
		E	CI	-6.415	-4.595	28.36		
		E	CD	-6.878	-4.943	28.13		
		F	CI	-5.296	-4.256	19.63		
	V-402	A	CD	-8.286	-7.641	7.78	24.67	
		B	CI	-11.204	-8.036	28.28		
		B	CD	-10.284	-7.294	29.08		
		C	CI	-10.018	-7.099	29.14		
		C	CD	-10.085	-7.154	29.07		
		D	CI	-10.085	-7.154	29.07		
		D	CD	-10.018	-7.099	29.14		
		E	CI	-10.284	-7.294	29.08		
		E	CD	-11.204	-8.036	28.28		
		F	CI	-8.286	-7.641	7.78		
	V-403	A	CD	-8.249	-7.642	7.35	24.75	
		B	CI	-11.203	-8.035	28.28		
		B	CD	-10.285	-7.265	29.36		
		C	CI	-10.017	-7.069	29.43		
		C	CD	-10.085	-7.124	29.36		
		D	CI	-10.085	-7.124	29.36		
		D	CD	-10.017	-7.069	29.43		
		E	CI	-10.285	-7.265	29.36		
		E	CD	-11.203	-8.035	28.28		
		F	CI	-8.249	-7.642	7.35		
	V-404	A	CD	-8.286	-7.641	7.78	24.67	
		B	CI	-11.204	-8.036	28.28		
		B	CD	-10.284	-7.294	29.08		
		C	CI	-10.018	-7.099	29.14		
		C	CD	-10.085	-7.154	29.07		
		D	CI	-10.085	-7.154	29.07		
		D	CD	-10.018	-7.099	29.14		
		E	CI	-10.284	-7.294	29.08		
		E	CD	-11.204	-8.036	28.28		
		F	CI	-8.286	-7.641	7.78		
	V-405	A	CD	-5.296	-4.256	19.63	25.71	
		B	CI	-6.878	-4.943	28.13		
B		CD	-6.415	-4.595	28.36			
C		CI	-6.265	-4.615	26.33			
C		CD	-6.253	-4.621	26.10			
D		CI	-6.253	-4.621	26.10			
D		CD	-6.265	-4.615	26.33			
E		CI	-6.415	-4.595	28.36			
E		CD	-6.878	-4.943	28.13			
F		CI	-5.296	-4.256	19.63			
Promedio total						21.90		
Desviación estándar						5.95		

Los momentos de diseño por capacidad de las vigas, en las zonas cercanas a la cara de la columna, presentan una reducción de 21.90%, respecto a los momentos de diseño por resistencia y una variación de $\pm 5.95\%$.

ANEXO 2. COMPARACIÓN DE MOMENTOS DEL DISEÑO POR RESISTENCIA Y MOMENTOS REDISTRIBUIDOS DEL DISEÑO POR CAPACIDAD EN 2DO MODELO.

Nivel	Viga	Apoyo	Ubicación	Mu (-) Resistencia	Mu red (-) Capacidad	% Variación	Promedio	
I	V-101	A	CD	-12.288	-9.053	26.33	30.00	
		B	CI	-13.302	-8.545	35.76		
		B	CD	-12.789	-8.278	35.27		
		C	CI	-12.491	-9.205	26.31		
		C	CD	-11.974	-8.824	26.31		
		D	CI	-11.974	-8.824	26.31		
		D	CD	-12.491	-9.205	26.31		
		E	CI	-12.789	-8.278	35.27		
		E	CD	-13.302	-8.545	35.76		
	V-102	A	CD	-16.557	-12.281	25.83	30.86	
		B	CI	-18.156	-12.457	31.39		
		B	CD	-17.626	-11.940	32.26		
		C	CI	-17.558	-11.870	32.39		
		C	CD	-17.557	-11.860	32.45		
		D	CI	-17.557	-11.860	32.45		
		D	CD	-17.558	-11.870	32.39		
		E	CI	-17.626	-11.940	32.26		
		E	CD	-18.156	-12.457	31.39		
	V-103	A	CD	-16.391	-12.081	26.29	31.37	
		B	CI	-17.981	-12.265	31.79		
		B	CD	-17.431	-11.715	32.79		
		C	CI	-17.352	-11.633	32.96		
		C	CD	-17.357	-11.629	33.00		
		D	CI	-17.357	-11.629	33.00		
		D	CD	-17.352	-11.633	32.96		
		E	CI	-17.431	-11.715	32.79		
		E	CD	-17.981	-12.265	31.79		
	V-104	A	CD	-16.557	-12.281	25.83	30.86	
		B	CI	-18.156	-12.457	31.39		
		B	CD	-17.626	-11.940	32.26		
		C	CI	-17.558	-11.870	32.39		
		C	CD	-17.557	-11.860	32.45		
		D	CI	-17.557	-11.860	32.45		
		D	CD	-17.558	-11.870	32.39		
		E	CI	-17.626	-11.940	32.26		
		E	CD	-18.156	-12.457	31.39		
	V-105	A	CD	-12.288	-9.053	26.33	30.00	
		B	CI	-13.302	-8.545	35.76		
		B	CD	-12.789	-8.278	35.27		
		C	CI	-12.491	-9.205	26.31		
		C	CD	-11.974	-8.824	26.31		
		D	CI	-11.974	-8.824	26.31		
		D	CD	-12.491	-9.205	26.31		
		E	CI	-12.789	-8.278	35.27		
		E	CD	-13.302	-8.545	35.76		
								30.62

2	V-201	A	CD	-12.912	-9.528	26.20	29.97	30.35
		B	CI	-13.096	-8.417	35.73		
		B	CD	-12.968	-8.374	35.43		
		C	CI	-12.819	-9.458	26.21		
		C	CD	-12.495	-9.211	26.28		
		D	CI	-12.495	-9.211	26.28		
		D	CD	-12.819	-9.458	26.21		
		E	CI	-12.968	-8.374	35.43		
		E	CD	-13.096	-8.417	35.73		
		F	CI	-12.912	-9.528	26.20		
	V-202	A	CD	-17.541	-13.421	23.48	30.44	
		B	CI	-17.770	-12.074	32.05		
		B	CD	-17.625	-11.938	32.26		
		C	CI	-17.657	-11.974	32.18		
		C	CD	-17.636	-11.951	32.24		
		D	CI	-17.636	-11.951	32.24		
		D	CD	-17.657	-11.974	32.18		
		E	CI	-17.625	-11.938	32.26		
		E	CD	-17.770	-12.074	32.05		
		F	CI	-17.541	-13.421	23.48		
	V-203	A	CD	-17.373	-13.230	23.85	30.93	
		B	CI	-17.593	-11.879	32.48		
		B	CD	-17.435	-11.719	32.78		
		C	CI	-17.449	-11.735	32.74		
C		CD	-17.437	-11.721	32.78			
D		CI	-17.437	-11.721	32.78			
D		CD	-17.449	-11.735	32.74			
E		CI	-17.435	-11.719	32.78			
E		CD	-17.593	-11.879	32.48			
F		CI	-17.373	-13.230	23.85			
V-204	A	CD	-17.541	-13.421	23.48	30.44		
	B	CI	-17.770	-12.074	32.05			
	B	CD	-17.625	-11.938	32.26			
	C	CI	-17.657	-11.974	32.18			
	C	CD	-17.636	-11.951	32.24			
	D	CI	-17.636	-11.951	32.24			
	D	CD	-17.657	-11.974	32.18			
	E	CI	-17.625	-11.938	32.26			
	E	CD	-17.770	-12.074	32.05			
	F	CI	-17.541	-13.421	23.48			
V-205	A	CD	-12.912	-9.528	26.20	29.97		
	B	CI	-13.096	-8.417	35.73			
	B	CD	-12.968	-8.374	35.43			
	C	CI	-12.819	-9.458	26.21			
	C	CD	-12.495	-9.211	26.28			
	D	CI	-12.495	-9.211	26.28			
	D	CD	-12.819	-9.458	26.21			
	E	CI	-12.968	-8.374	35.43			
	E	CD	-13.096	-8.417	35.73			
	F	CI	-12.912	-9.528	26.20			

3	V-301	A	CD	-12.449	-9.182	26.24	30.00	31.14
		B	CI	-12.580	-8.080	35.77		
		B	CD	-12.510	-8.077	35.44		
		C	CI	-12.370	-9.124	26.24		
		C	CD	-12.072	-8.899	26.28		
		D	CI	-12.072	-8.899	26.28		
		D	CD	-12.370	-9.124	26.24		
		E	CI	-12.510	-8.077	35.44		
	E	CD	-12.580	-8.080	35.77			
	F	CI	-12.449	-9.182	26.24	31.73		
	A	CD	-17.096	-12.911	24.48			
	B	CI	-17.225	-11.466	33.43			
	B	CD	-17.136	-11.374	33.63			
	C	CI	-17.176	-11.417	33.53			
	C	CD	-17.152	-11.391	33.59			
	D	CI	-17.152	-11.391	33.59			
	D	CD	-17.176	-11.417	33.53			
	E	CI	-17.136	-11.374	33.63			
	E	CD	-17.225	-11.466	33.43			
	F	CI	-17.096	-12.911	24.48	32.23		
	A	CD	-16.943	-12.732	24.85			
	B	CI	-17.059	-11.276	33.90			
	B	CD	-16.962	-11.170	34.15			
	C	CI	-16.978	-11.187	34.11			
C	CD	-16.965	-11.172	34.14				
D	CI	-16.965	-11.172	34.14				
D	CD	-16.978	-11.187	34.11				
E	CI	-16.962	-11.170	34.15				
E	CD	-17.059	-11.276	33.90	31.73			
F	CI	-16.943	-12.732	24.85				
A	CD	-17.096	-12.911	24.48				
B	CI	-17.225	-11.466	33.43				
B	CD	-17.136	-11.374	33.63				
C	CI	-17.176	-11.417	33.53				
C	CD	-17.152	-11.391	33.59				
D	CI	-17.152	-11.391	33.59				
D	CD	-17.176	-11.417	33.53				
E	CI	-17.136	-11.374	33.63				
E	CD	-17.225	-11.466	33.43				
F	CI	-17.096	-12.911	24.48	30.00			
A	CD	-12.449	-9.182	26.24				
B	CI	-12.580	-8.080	35.77				
B	CD	-12.510	-8.077	35.44				
C	CI	-12.370	-9.124	26.24				
C	CD	-12.072	-8.899	26.28				
D	CI	-12.072	-8.899	26.28				
D	CD	-12.370	-9.124	26.24				
E	CI	-12.510	-8.077	35.44				
E	CD	-12.580	-8.080	35.77				
F	CI	-12.449	-9.182	26.24				

4	V-401	A	CD	-11.822	-8.716	26.27	30.04	32.29
		B	CI	-11.759	-7.541	35.87		
		B	CD	-11.800	-7.609	35.52		
		C	CI	-11.712	-8.636	26.26		
		C	CD	-11.532	-8.501	26.28		
		D	CI	-11.532	-8.501	26.28		
		D	CD	-11.712	-8.636	26.26		
		E	CI	-11.800	-7.609	35.52		
		E	CD	-11.759	-7.541	35.87		
	F	CI	-11.822	-8.716	26.27			
	V-402	A	CD	-16.559	-12.546	24.24	33.76	
		B	CI	-16.366	-10.451	36.14		
		B	CD	-16.312	-10.400	36.24		
		C	CI	-16.379	-10.475	36.04		
		C	CD	-16.349	-10.443	36.12		
		D	CI	-16.349	-10.443	36.12		
		D	CD	-16.379	-10.475	36.04		
		E	CI	-16.312	-10.400	36.24		
		E	CD	-16.366	-10.451	36.14		
	F	CI	-16.559	-12.546	24.24			
	V-403	A	CD	-16.425	-12.551	23.58	33.84	
		B	CI	-16.217	-10.302	36.47		
		B	CD	-16.161	-10.280	36.39		
		C	CI	-16.199	-10.303	36.40		
C		CD	-16.183	-10.295	36.39			
D		CI	-16.183	-10.295	36.39			
D		CD	-16.199	-10.303	36.40			
E		CI	-16.161	-10.280	36.39			
E		CD	-16.217	-10.302	36.47			
F	CI	-16.425	-12.551	23.58				
V-404	A	CD	-16.559	-12.546	24.24	33.76		
	B	CI	-16.366	-10.451	36.14			
	B	CD	-16.312	-10.400	36.24			
	C	CI	-16.379	-10.475	36.04			
	C	CD	-16.349	-10.443	36.12			
	D	CI	-16.349	-10.443	36.12			
	D	CD	-16.379	-10.475	36.04			
	E	CI	-16.312	-10.400	36.24			
	E	CD	-16.366	-10.451	36.14			
F	CI	-16.559	-12.546	24.24				
V-405	A	CD	-11.822	-8.716	26.27	30.04		
	B	CI	-11.759	-7.541	35.87			
	B	CD	-11.800	-7.609	35.52			
	C	CI	-11.712	-8.636	26.26			
	C	CD	-11.532	-8.501	26.28			
	D	CI	-11.532	-8.501	26.28			
	D	CD	-11.712	-8.636	26.26			
	E	CI	-11.800	-7.609	35.52			
	E	CD	-11.759	-7.541	35.87			
F	CI	-11.822	-8.716	26.27				

5	V-501	A	CD	-10.986	-8.094	26.33	30.10	32.04
		B	CI	-10.783	-6.904	35.98		
		B	CD	-10.915	-7.027	35.62		
		C	CI	-10.877	-8.016	26.30		
		C	CD	-10.831	-7.985	26.28		
		D	CI	-10.831	-7.985	26.28		
		D	CD	-10.877	-8.016	26.30		
		E	CI	-10.915	-7.027	35.62		
	E	CD	-10.783	-6.904	35.98			
	F	CI	-10.986	-8.094	26.33	33.35		
	A	CD	-15.793	-12.668	19.79			
	B	CI	-15.373	-9.692	36.95			
	B	CD	-15.296	-9.684	36.69			
	C	CI	-15.381	-9.740	36.67			
	C	CD	-15.347	-9.719	36.67			
	D	CI	-15.347	-9.719	36.67			
	D	CD	-15.381	-9.740	36.67			
	E	CI	-15.296	-9.684	36.69			
	E	CD	-15.373	-9.692	36.95			
	F	CI	-15.793	-12.668	19.79	33.27		
	A	CD	-15.681	-12.676	19.16			
	B	CI	-15.246	-9.602	37.02			
	B	CD	-15.172	-9.599	36.73			
	C	CI	-15.225	-9.633	36.73			
C	CD	-15.207	-9.622	36.72				
D	CI	-15.207	-9.622	36.72				
D	CD	-15.225	-9.633	36.73				
E	CI	-15.172	-9.599	36.73				
E	CD	-15.246	-9.602	37.02				
F	CI	-15.681	-12.676	19.16	33.35			
A	CD	-15.793	-12.668	19.79				
B	CI	-15.373	-9.692	36.95				
B	CD	-15.296	-9.684	36.69				
C	CI	-15.381	-9.740	36.67				
C	CD	-15.347	-9.719	36.67				
D	CI	-15.347	-9.719	36.67				
D	CD	-15.381	-9.740	36.67				
E	CI	-15.296	-9.684	36.69				
E	CD	-15.373	-9.692	36.95				
F	CI	-15.793	-12.668	19.79	30.10			
A	CD	-10.986	-8.094	26.33				
B	CI	-10.783	-6.904	35.98				
B	CD	-10.915	-7.027	35.62				
C	CI	-10.877	-8.016	26.30				
C	CD	-10.831	-7.985	26.28				
D	CI	-10.831	-7.985	26.28				
D	CD	-10.877	-8.016	26.30				
E	CI	-10.915	-7.027	35.62				
E	CD	-10.783	-6.904	35.98				
F	CI	-10.986	-8.094	26.33				

6	V-601	A	CD	-9.968	-7.335	26.42	30.23	31.67
		B	CI	-9.701	-6.197	36.12		
		B	CD	-9.893	-6.356	35.75		
		C	CI	-9.906	-7.295	26.36		
		C	CD	-10.008	-7.355	26.51		
		D	CI	-10.008	-7.355	26.51		
		D	CD	-9.906	-7.295	26.36		
		E	CI	-9.893	-6.356	35.75		
		E	CD	-9.701	-6.197	36.12		
		F	CI	-9.968	-7.335	26.42		
	V-602	A	CD	-14.818	-12.708	14.24	32.64	
		B	CI	-14.296	-8.923	37.58		
		B	CD	-14.131	-8.882	37.15		
		C	CI	-14.224	-8.942	37.13		
		C	CD	-14.189	-8.921	37.12		
		D	CI	-14.189	-8.921	37.12		
		D	CD	-14.224	-8.942	37.13		
		E	CI	-14.131	-8.882	37.15		
E		CD	-14.296	-8.923	37.58			
F		CI	-14.818	-12.708	14.24			
V-603	A	CD	-14.733	-12.717	13.68	32.57		
	B	CI	-14.195	-8.851	37.64			
	B	CD	-14.039	-8.819	37.18			
	C	CI	-14.098	-8.854	37.19			
	C	CD	-14.079	-8.846	37.17			
	D	CI	-14.079	-8.846	37.17			
	D	CD	-14.098	-8.854	37.19			
	E	CI	-14.039	-8.819	37.18			
	E	CD	-14.195	-8.851	37.64			
	F	CI	-14.733	-12.717	13.68			
V-604	A	CD	-14.818	-12.708	14.24	32.64		
	B	CI	-14.296	-8.923	37.58			
	B	CD	-14.131	-8.882	37.15			
	C	CI	-14.224	-8.942	37.13			
	C	CD	-14.189	-8.921	37.12			
	D	CI	-14.189	-8.921	37.12			
	D	CD	-14.224	-8.942	37.13			
	E	CI	-14.131	-8.882	37.15			
	E	CD	-14.296	-8.923	37.58			
	F	CI	-14.818	-12.708	14.24			
V-605	A	CD	-9.968	-7.335	26.42	30.23		
	B	CI	-9.701	-6.197	36.12			
	B	CD	-9.893	-6.356	35.75			
	C	CI	-9.906	-7.295	26.36			
	C	CD	-10.008	-7.355	26.51			
	D	CI	-10.008	-7.355	26.51			
	D	CD	-9.906	-7.295	26.36			
	E	CI	-9.893	-6.356	35.75			
	E	CD	-9.701	-6.197	36.12			
	F	CI	-9.968	-7.335	26.42			

7	V-701	A	CD	-9.044	-7.261	19.72	29.37	30.82
		B	CI	-8.505	-5.349	37.10		
		B	CD	-8.827	-5.595	36.62		
		C	CI	-8.912	-6.536	26.66		
		C	CD	-9.210	-6.745	26.77		
		D	CI	-9.210	-6.745	26.77		
		D	CD	-8.912	-6.536	26.66		
		E	CI	-8.827	-5.595	36.62		
		E	CD	-8.505	-5.349	37.10		
		F	CI	-9.044	-7.261	19.72		
		F	CD	-9.044	-7.261	19.72		
		V-702	A	CD	-14.019	-12.984		
	B	CI	-13.082	-8.056	38.42			
	B	CD	-12.879	-8.014	37.77			
	C	CI	-13.005	-8.102	37.70			
	C	CD	-12.963	-8.078	37.69			
	D	CI	-12.963	-8.078	37.69			
	D	CD	-13.005	-8.102	37.70			
	E	CI	-12.879	-8.013	37.78			
	E	CD	-13.082	-8.056	38.42			
	F	CI	-14.019	-12.984	7.38			
	F	CD	-14.019	-12.984	7.38			
	V-703	A	CD	-13.963	-12.994	6.94	31.75	
	B	CI	-13.009	-8.004	38.48			
	B	CD	-12.821	-7.971	37.83			
	C	CI	-12.909	-8.034	37.77			
	C	CD	-12.885	-8.020	37.75			
	D	CI	-12.885	-8.020	37.75			
	D	CD	-12.909	-8.035	37.76			
	E	CI	-12.821	-7.970	37.84			
	E	CD	-13.009	-8.004	38.48			
	F	CI	-13.963	-12.994	6.94			
	F	CD	-13.963	-12.994	6.94			
	V-704	A	CD	-14.019	-12.984	7.38		
	B	CI	-13.082	-8.056	38.42			
	B	CD	-12.879	-8.014	37.77			
	C	CI	-13.005	-8.102	37.70			
	C	CD	-12.963	-8.078	37.69			
	D	CI	-12.963	-8.078	37.69			
	D	CD	-13.005	-8.102	37.70			
	E	CI	-12.879	-8.013	37.78			
	E	CD	-13.082	-8.056	38.42			
	F	CI	-14.019	-12.984	7.38			
	F	CD	-14.019	-12.984	7.38			
	V-705	A	CD	-9.044	-7.261	19.72	29.37	
	B	CI	-8.505	-5.349	37.10			
	B	CD	-8.827	-5.595	36.62			
	C	CI	-8.912	-6.536	26.66			
C	CD	-9.210	-6.745	26.77				
D	CI	-9.210	-6.745	26.77				
D	CD	-8.912	-6.536	26.66				
E	CI	-8.827	-5.595	36.62				
E	CD	-8.505	-5.349	37.10				
F	CI	-9.044	-7.261	19.72				
F	CD	-9.044	-7.261	19.72				

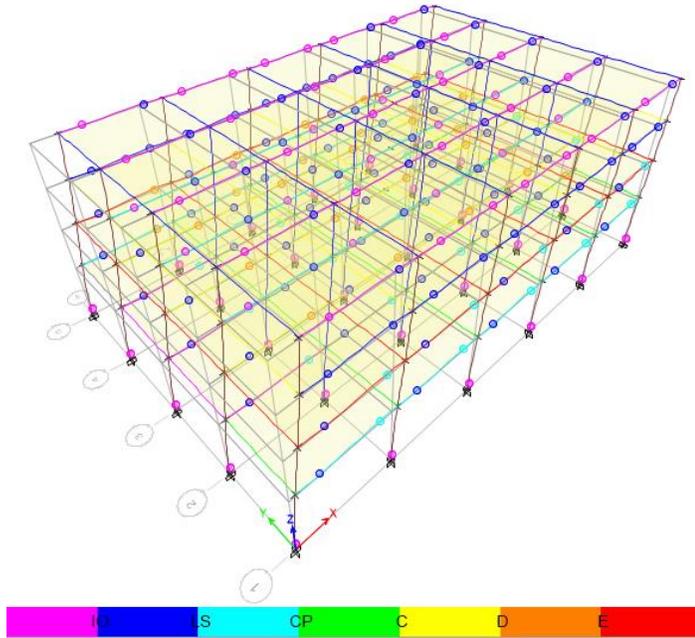
8	V-801	A	CD	-6.204	-4.998	19.44	29.50	31.05
		B	CI	-6.493	-4.078	37.20		
		B	CD	-6.519	-4.114	36.88		
		C	CI	-6.573	-4.803	26.93		
		C	CD	-6.679	-4.873	27.04		
		D	CI	-6.679	-4.873	27.04		
		D	CD	-6.573	-4.803	26.93		
		E	CI	-6.519	-4.114	36.88		
		E	CD	-6.493	-4.078	37.20		
		F	CI	-6.204	-4.998	19.44		
	V-802	A	CD	-9.475	-8.699	8.19	32.10	
		B	CI	-9.811	-6.042	38.42		
		B	CD	-9.490	-5.887	37.97		
		C	CI	-9.546	-5.920	37.99		
		C	CD	-9.519	-5.908	37.94		
		D	CI	-9.519	-5.908	37.94		
		D	CD	-9.546	-5.923	37.95		
		E	CI	-9.490	-5.884	38.00		
E	CD	-9.811	-6.042	38.42				
F	CI	-9.475	-8.699	8.19				
V-803	A	CD	-9.440	-8.708	7.76	32.07		
	B	CI	-9.761	-6.006	38.47			
	B	CD	-9.456	-5.861	38.02			
	C	CI	-9.475	-5.866	38.09			
	C	CD	-9.466	-5.868	38.01			
	D	CI	-9.466	-5.868	38.01			
	D	CD	-9.475	-5.869	38.06			
	E	CI	-9.456	-5.858	38.05			
	E	CD	-9.761	-6.006	38.47			
	F	CI	-9.440	-8.708	7.76			
V-804	A	CD	-9.475	-8.699	8.19	32.10		
	B	CI	-9.811	-6.042	38.42			
	B	CD	-9.490	-5.887	37.97			
	C	CI	-9.546	-5.920	37.99			
	C	CD	-9.519	-5.908	37.94			
	D	CI	-9.519	-5.908	37.94			
	D	CD	-9.546	-5.923	37.95			
	E	CI	-9.490	-5.884	38.00			
	E	CD	-9.811	-6.042	38.42			
	F	CI	-9.475	-8.699	8.19			
V-805	A	CD	-6.204	-4.998	19.44	29.50		
	B	CI	-6.493	-4.078	37.20			
	B	CD	-6.519	-4.114	36.88			
	C	CI	-6.573	-4.803	26.93			
	C	CD	-6.679	-4.873	27.04			
	D	CI	-6.679	-4.873	27.04			
	D	CD	-6.573	-4.803	26.93			
	E	CI	-6.519	-4.114	36.88			
	E	CD	-6.493	-4.078	37.20			
	F	CI	-6.204	-4.998	19.44			
Promedio total						31.25		
Desviación estándar						7.01		

Los momentos de diseño por capacidad de las vigas, en las zonas cercanas a la cara de la columna, presentan una reducción de 31.25%, respecto a los momentos de diseño por resistencia y una variación de $\pm 7.01\%$.

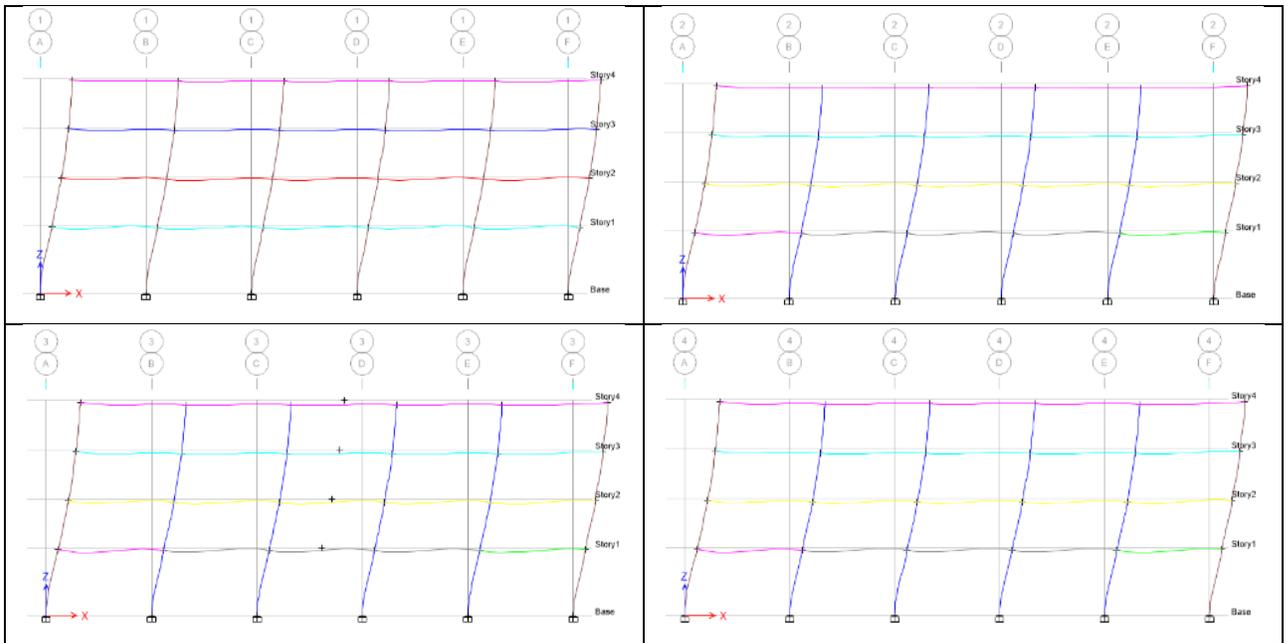
ANEXO 3 . MECANISMOS DE COLAPSO EN 1ER MODELO

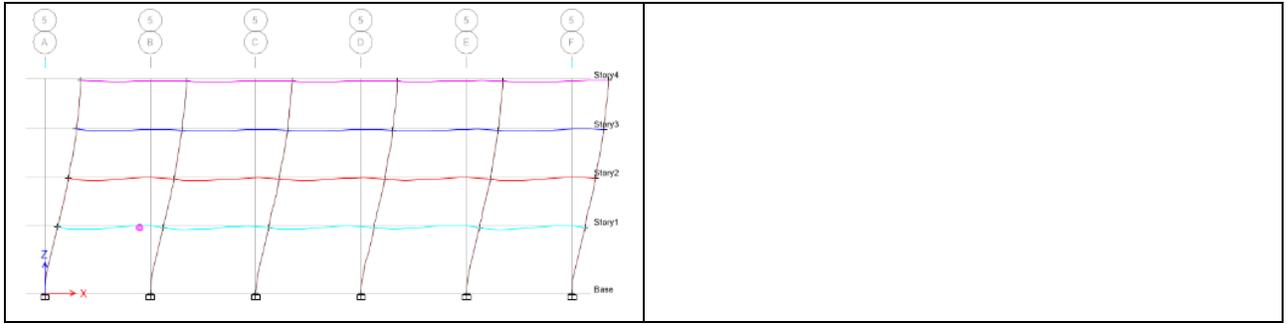
1er Modelo

Dirección X



Paso 1 (Eje 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 y 5-5)

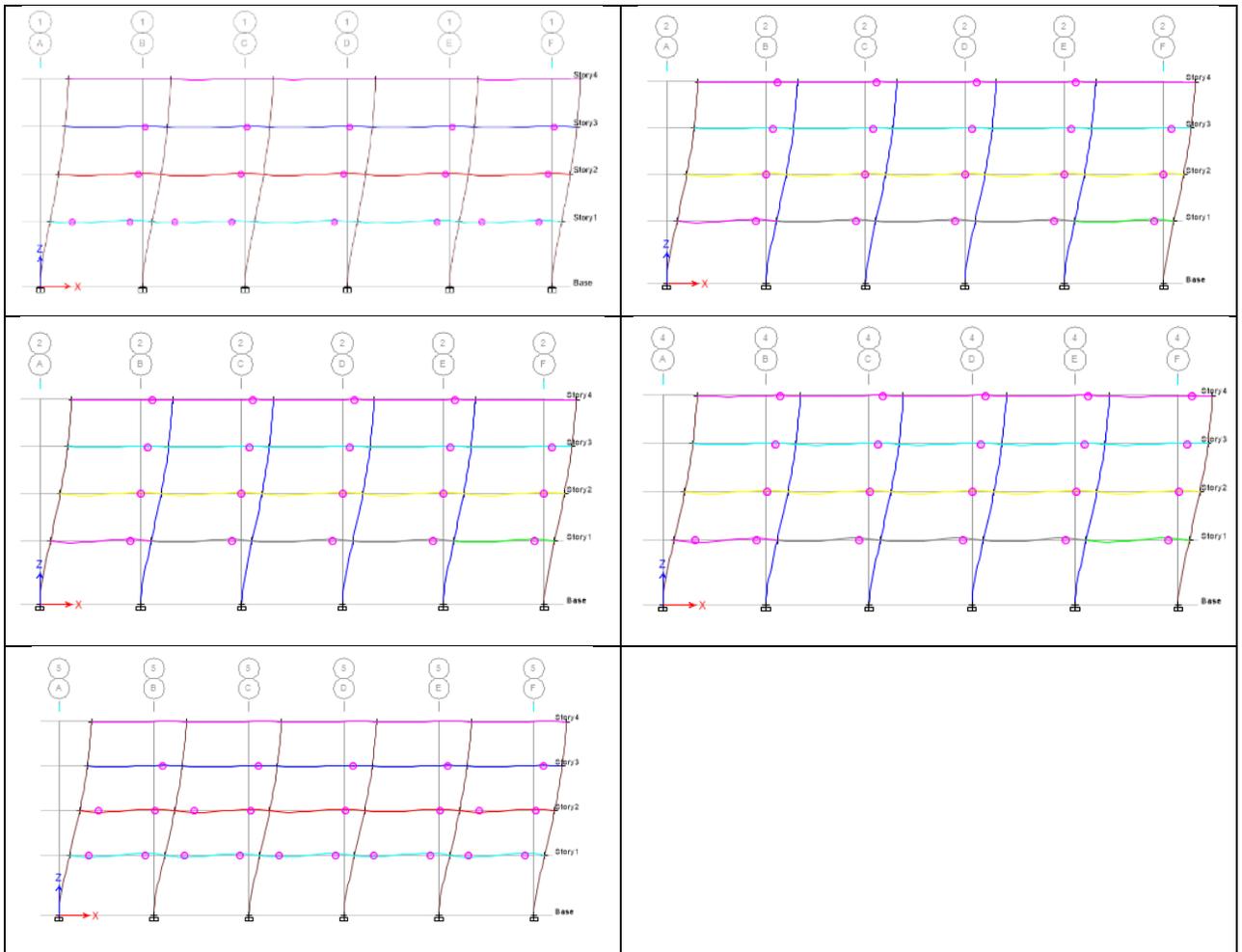




Comportamiento del edificio para el sismo de Servicio:

Debido a que el ETABS v13.1.1 suministra pocos pasos para la secuencia de formación de rótulas plásticas, se ubicó el desplazamiento y la cortante máxima para un sismo de Servicio entre el paso 1 y 2.

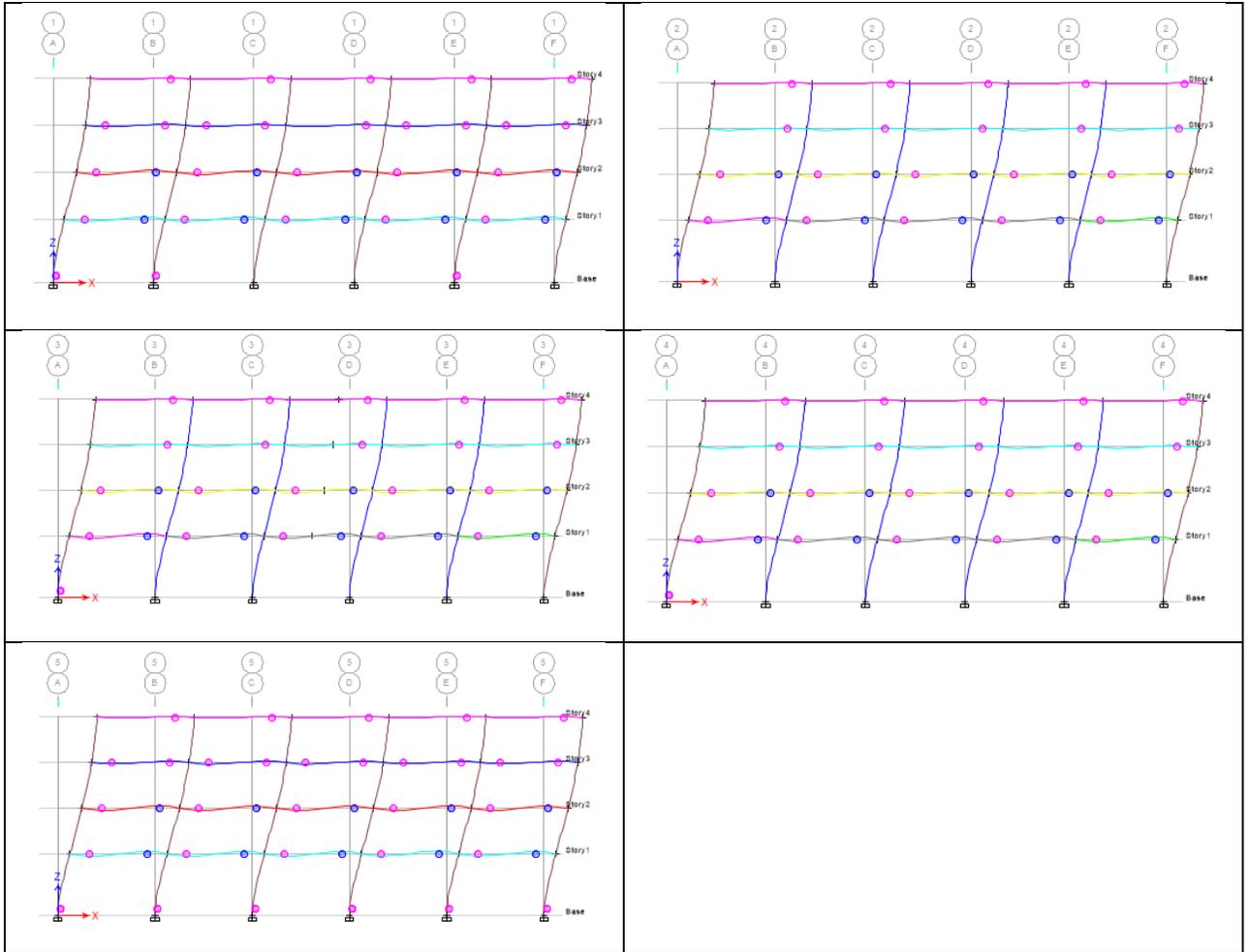
Paso 2 (Eje 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 y 5-5)



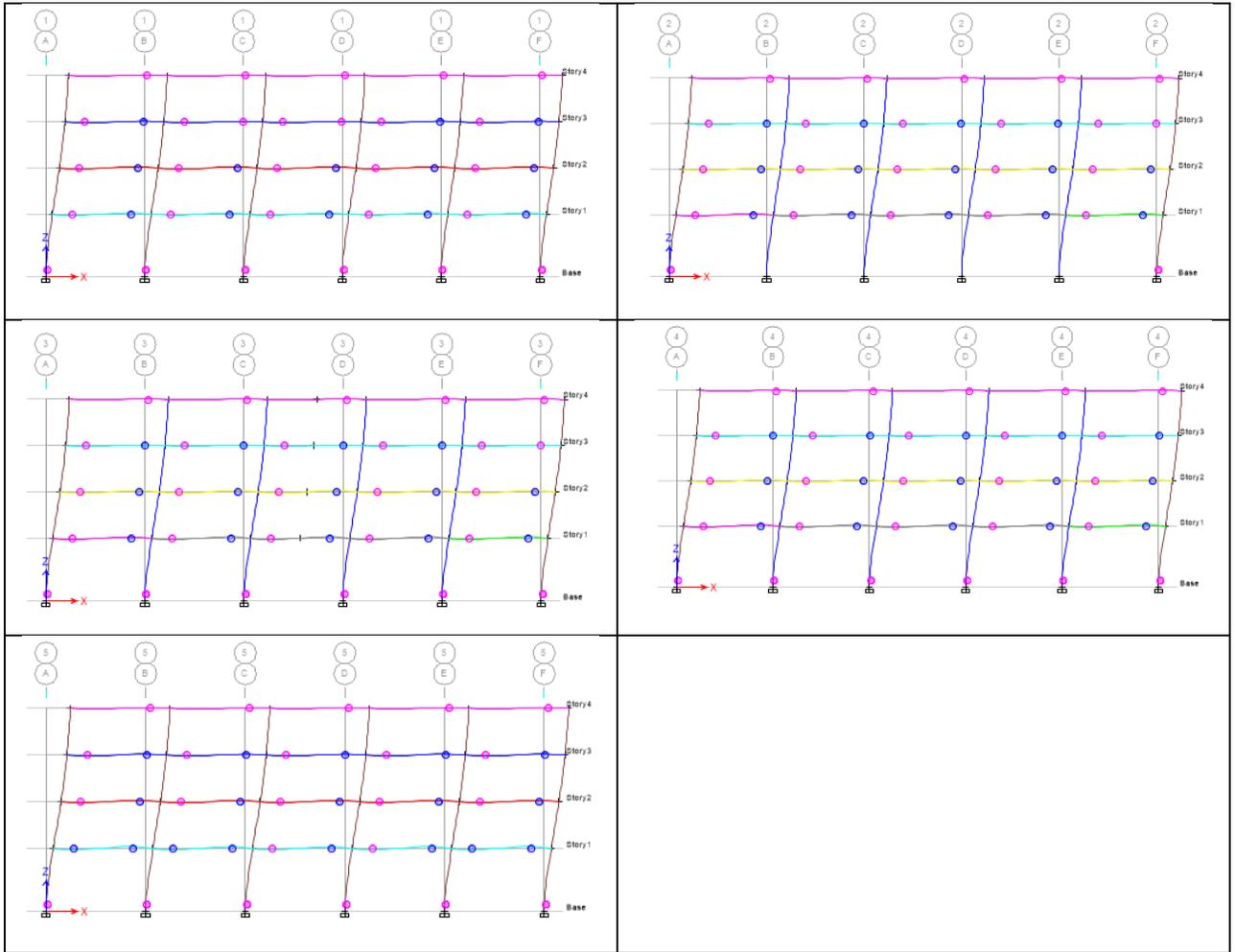
Comportamiento del edificio para el sismo de Diseño:

Debido a que el ETABS v13.1.1 suministra pocos pasos para la secuencia de formación de rótulas plásticas, se ubicó el desplazamiento y la cortante máxima para un sismo de Diseño entre el paso 2 y 3.

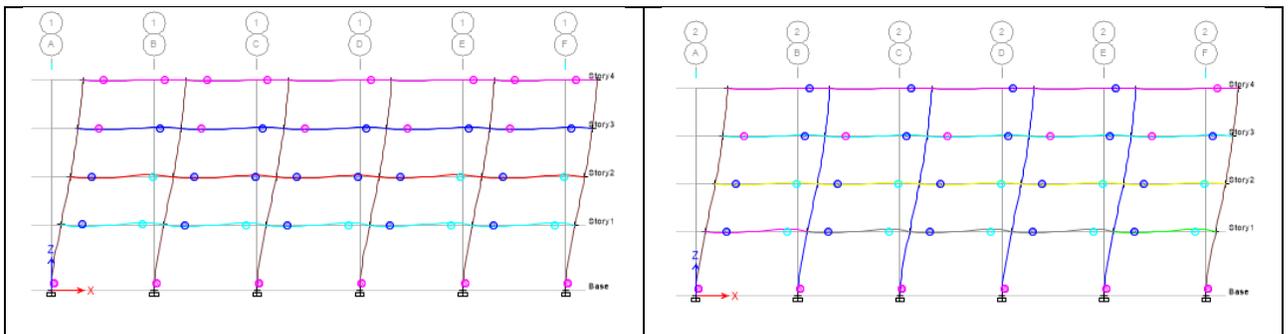
Paso 3 (Eje 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 y 5-5)

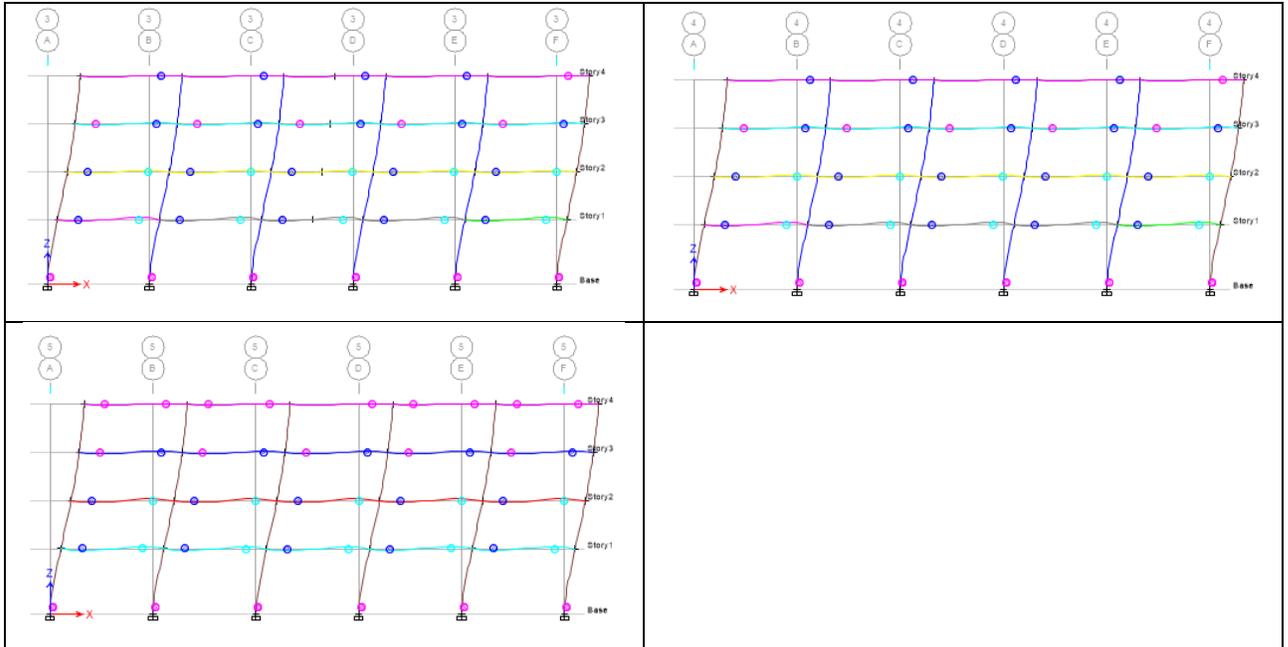


Paso 4 (Eje 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 y 5-5)

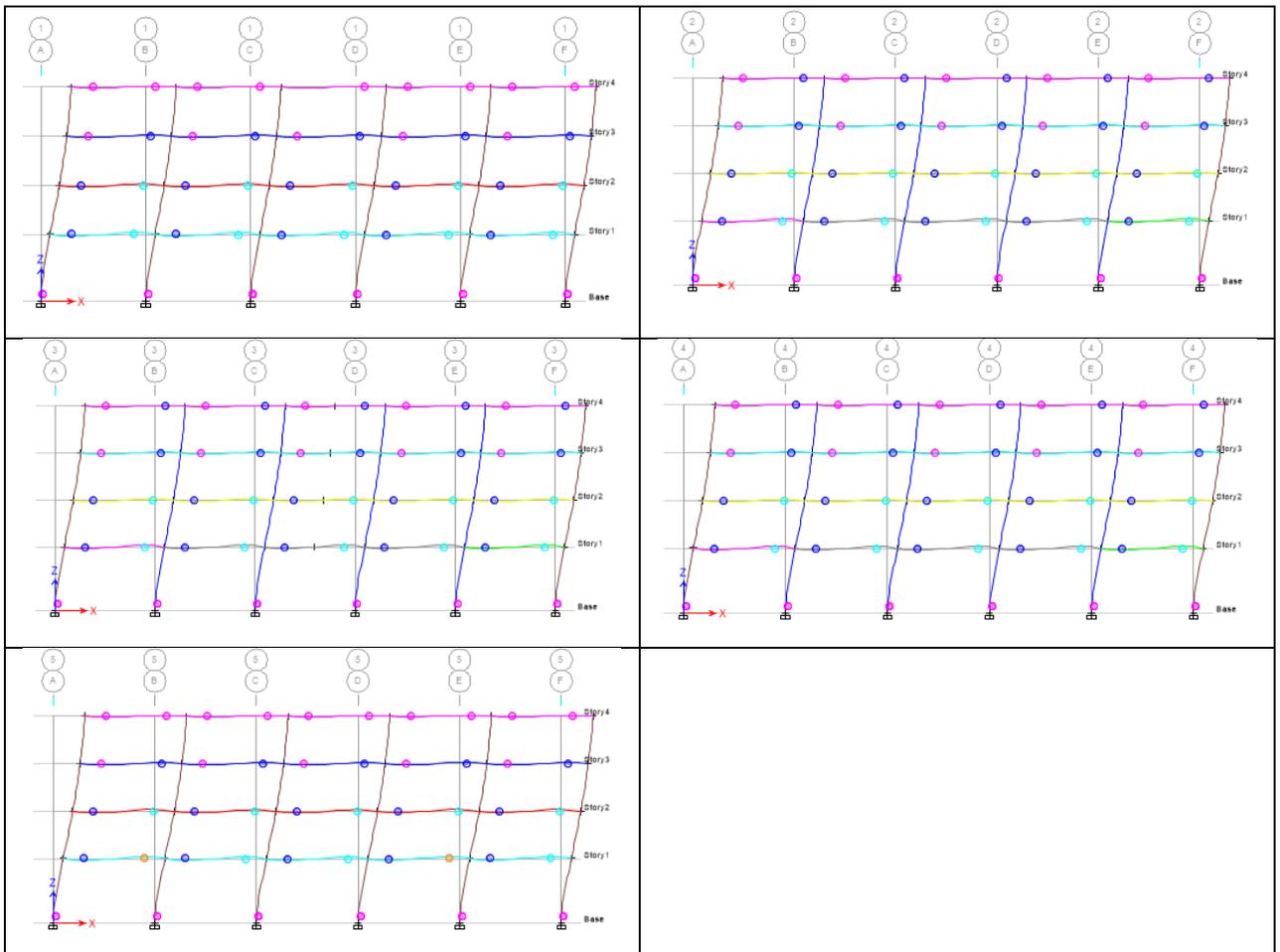


Paso 5 (Eje 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 y 5-5)



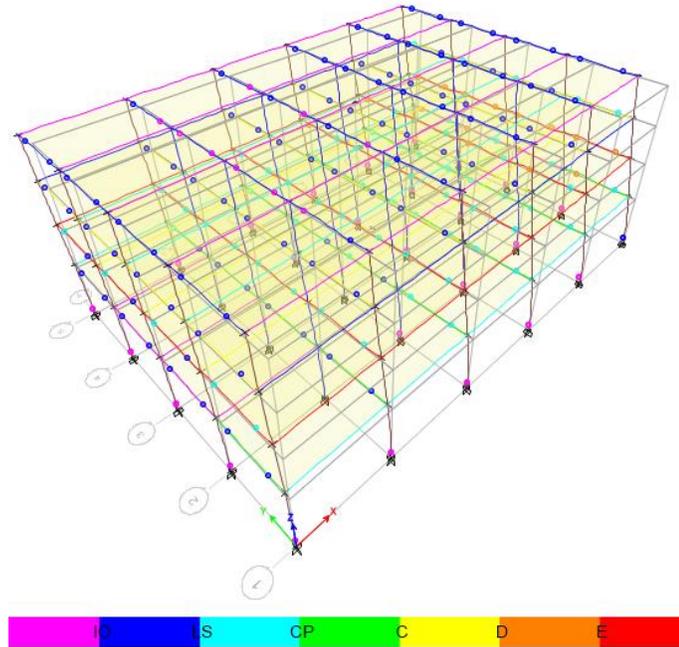


Paso 6 (Eje 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 y 5-5)

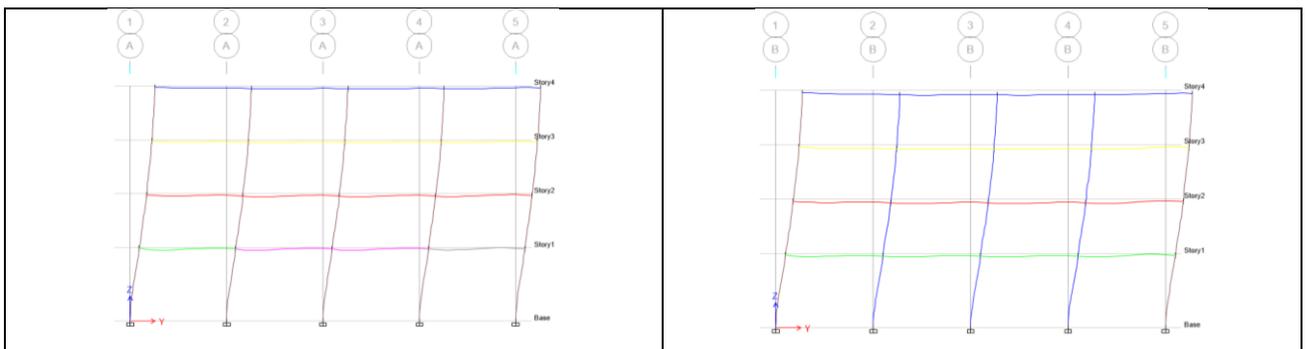


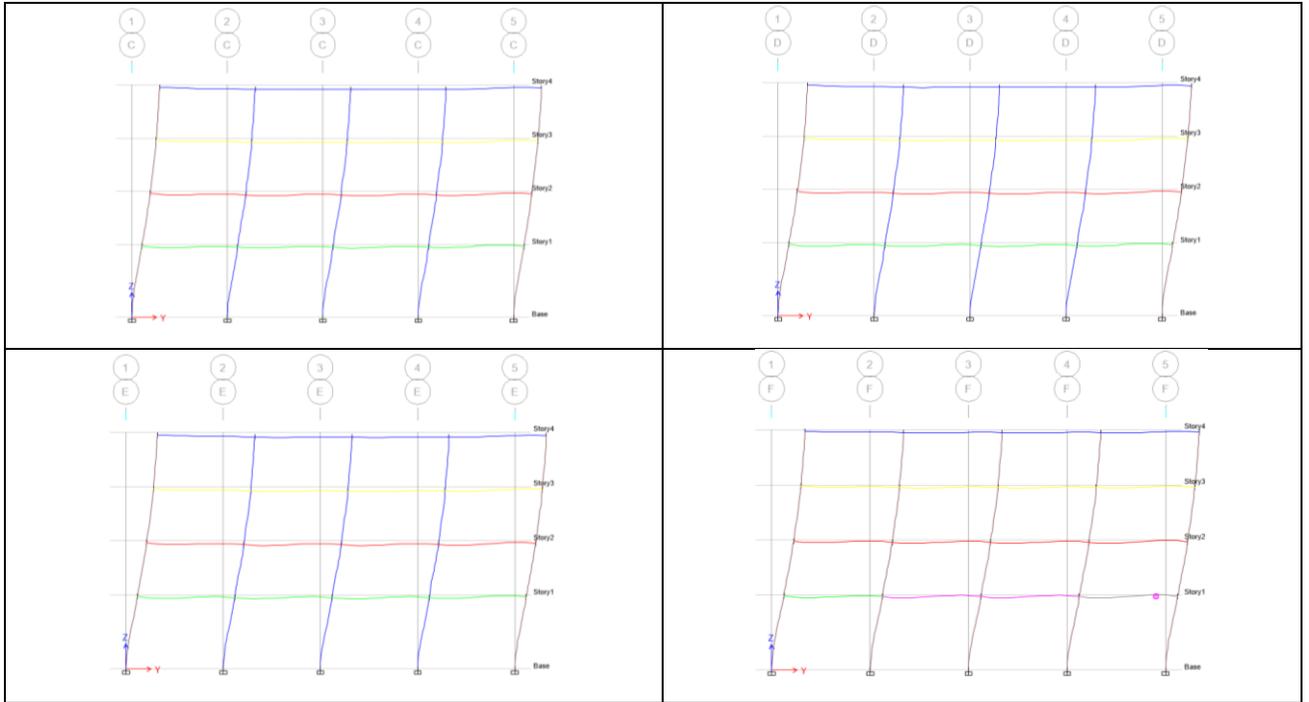
En el paso 6, se observa la resistencia última de la estructura; para llegar al colapso de la estructura, ver el último paso en el archivo del programa ETABS, contenido en el CD adjunto.

Dirección Y

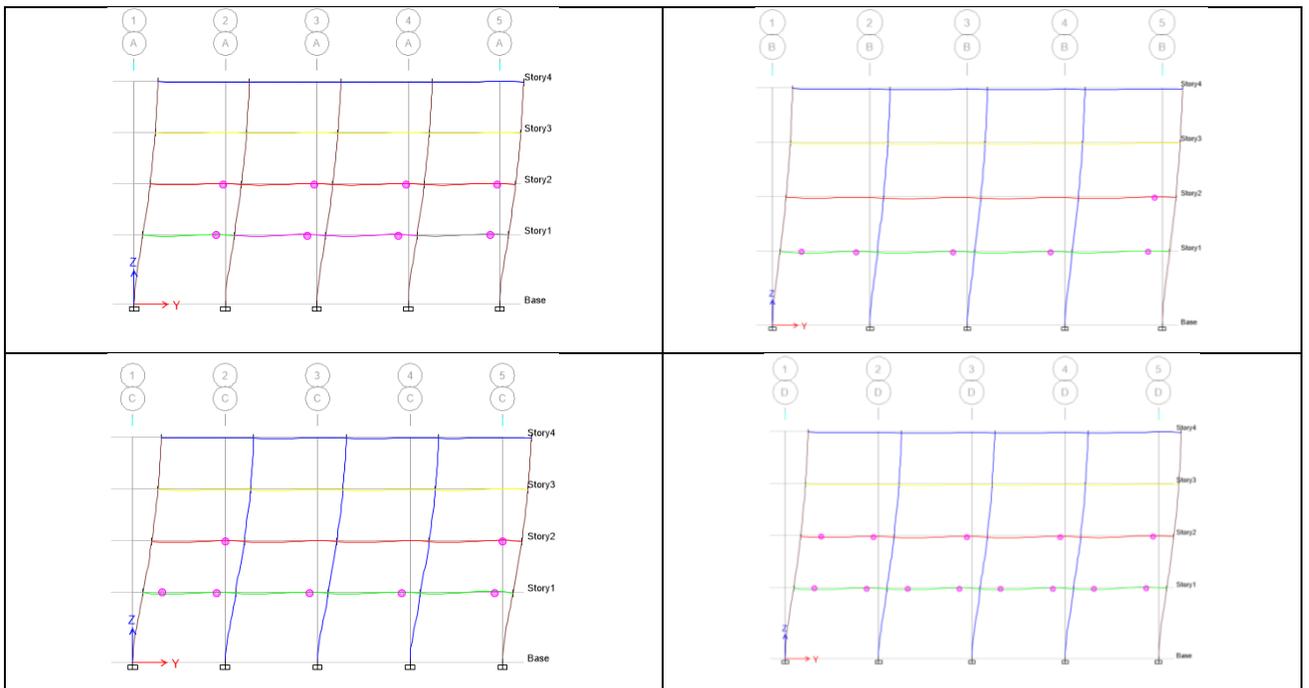


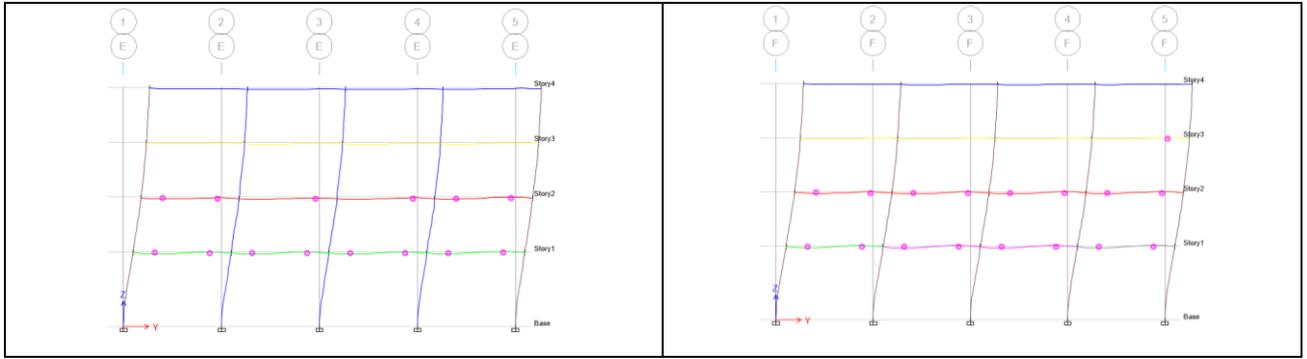
Paso 1 (Eje A-A, B-B, C-C, D-D, E-E y F-F)



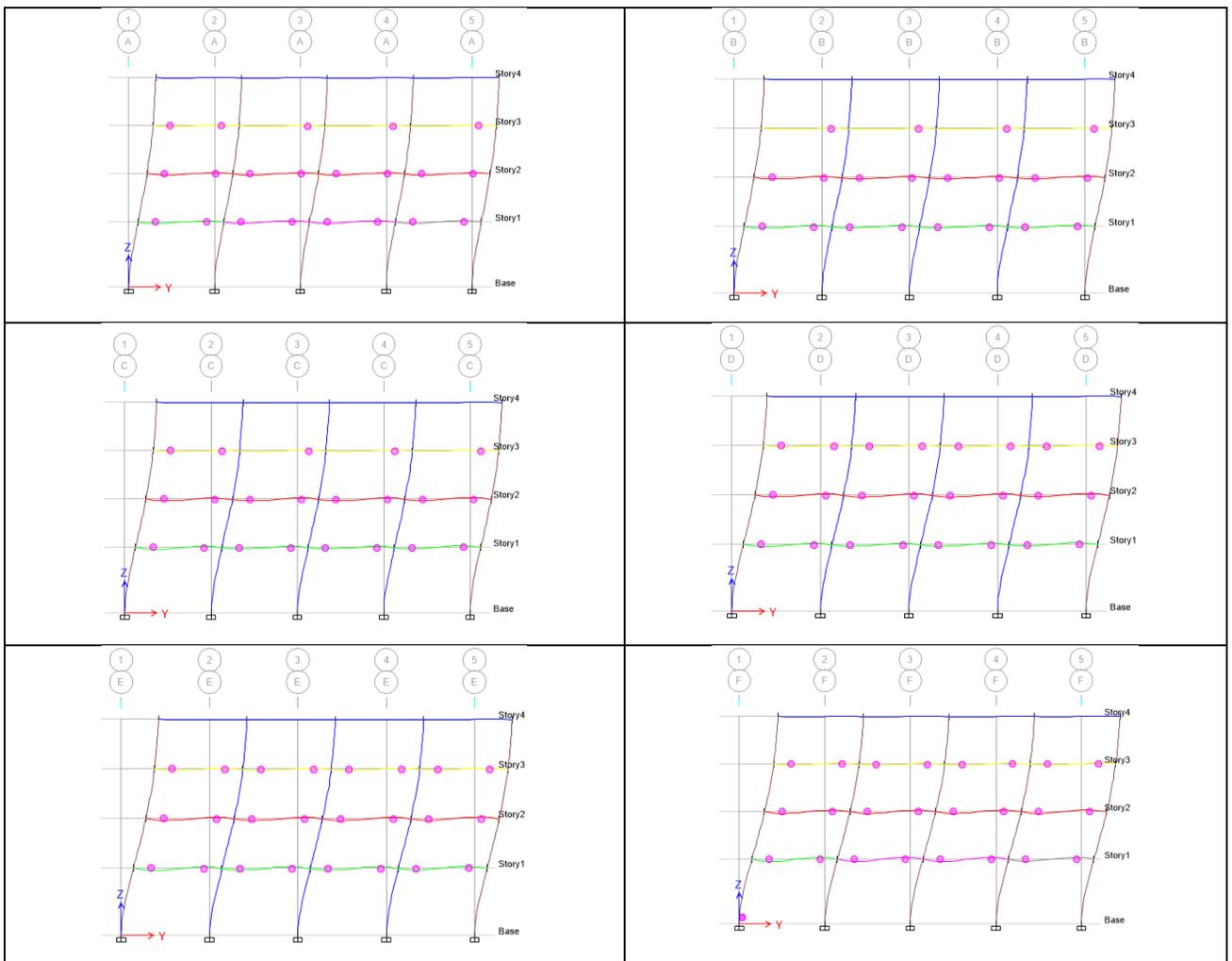


Paso 2 (Eje A-A, B-B, C-C, D-D, E-E y F-F)





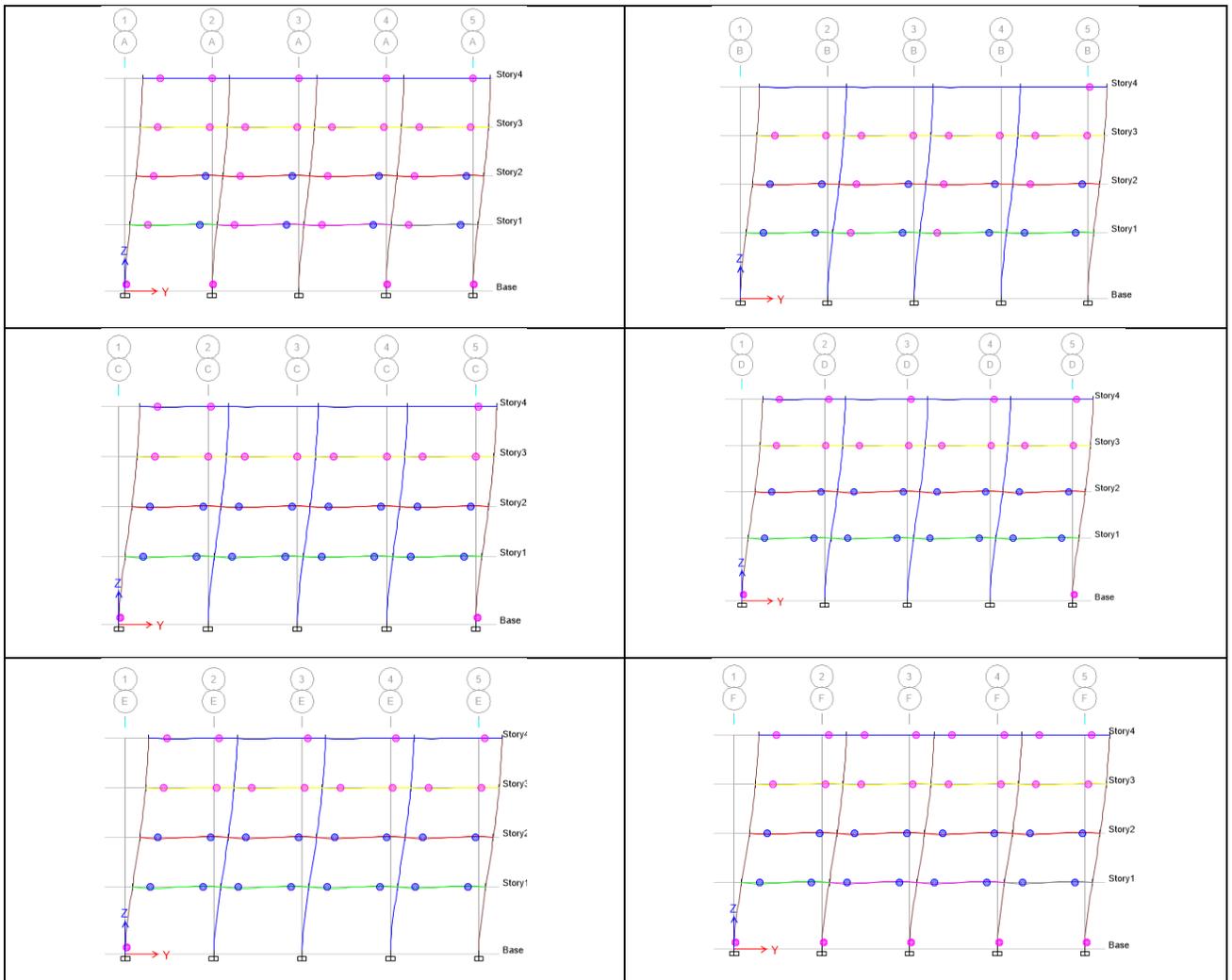
Paso 3 (Eje A-A, B-B, C-C, D-D, E-E y F-F)



Comportamiento del edificio para el sismo de Servicio:

Debido a que el ETABS v13.1.1 suministra pocos pasos para la secuencia de formación de rótulas plásticas, se ubicó el desplazamiento y la cortante máxima para un sismo de Servicio entre el paso 3 y 4.

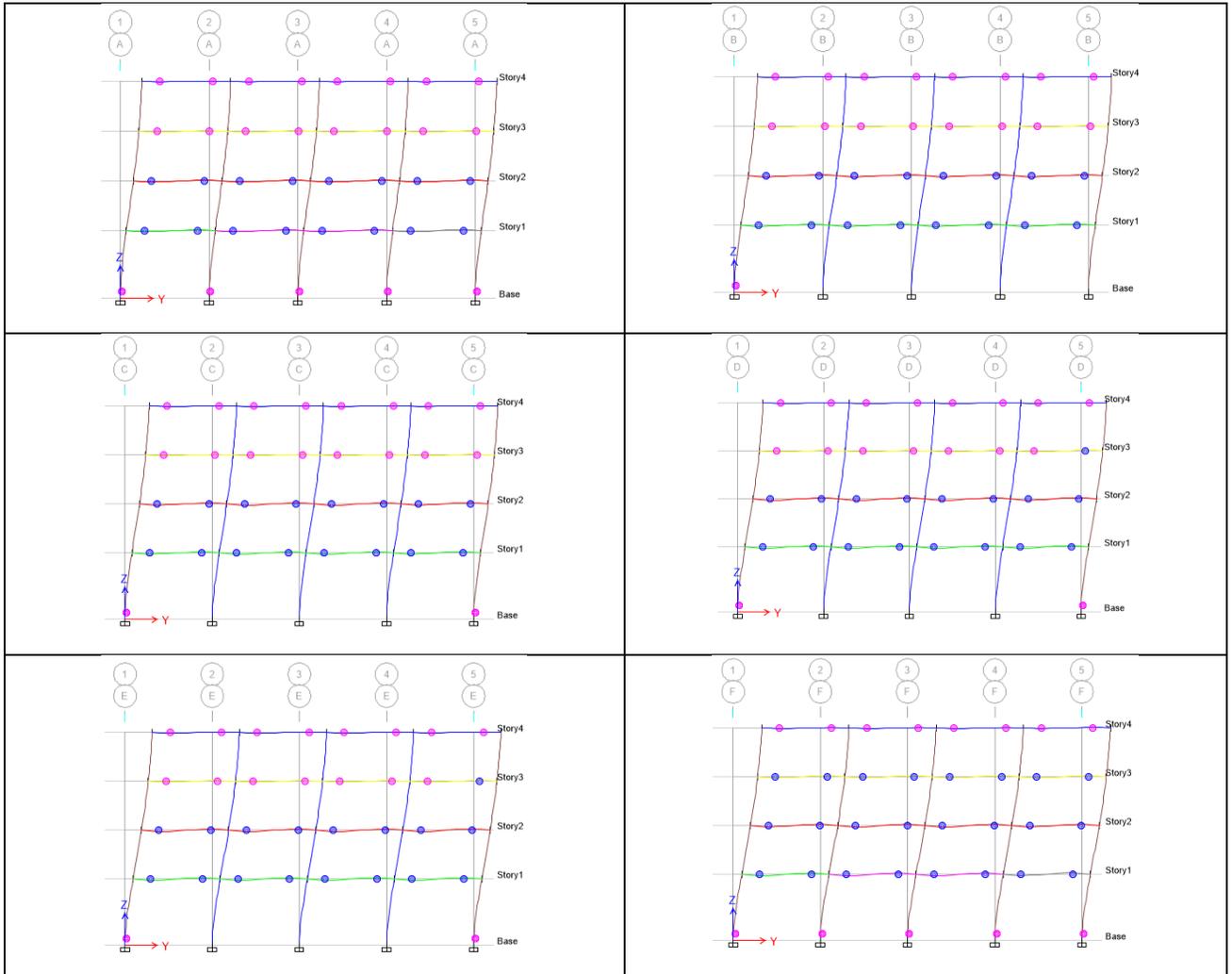
Paso 4 (Eje A-A, B-B, C-C, D-D, E-E y F-F)



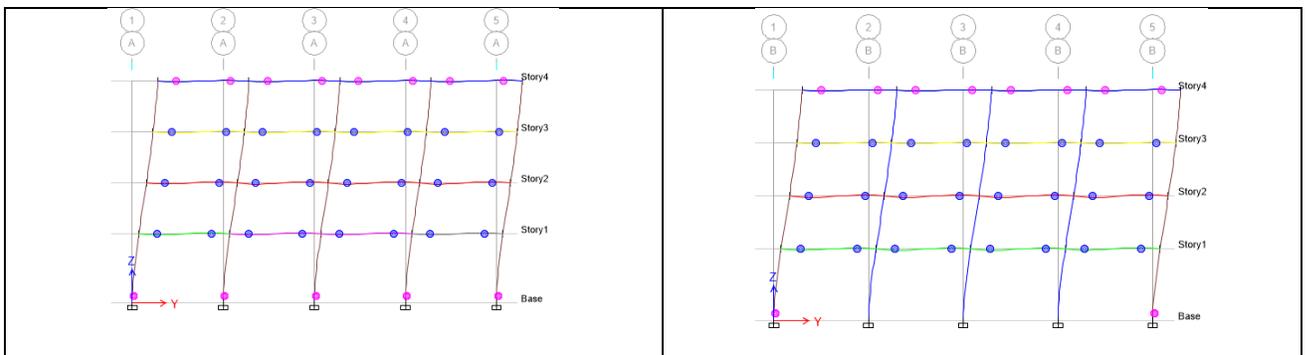
Comportamiento del edificio para el sismo de Diseño:

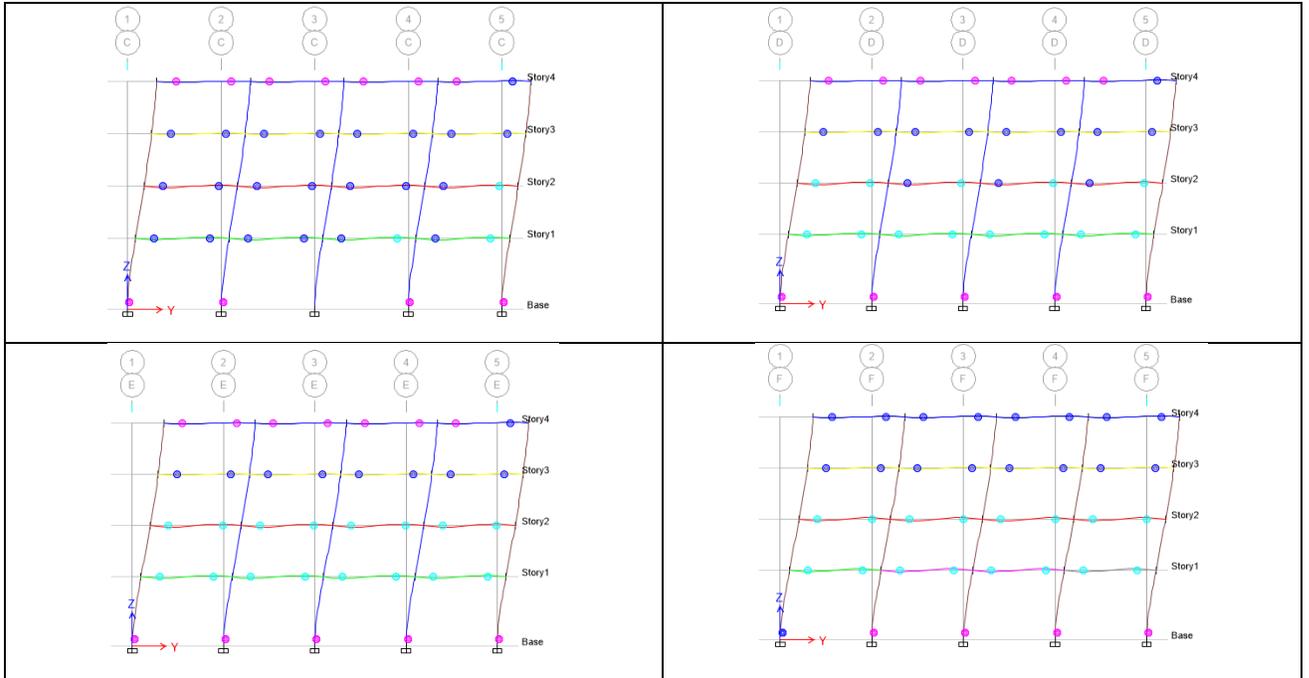
Debido a que el ETABS v13.1.1 suministra pocos pasos para la secuencia de formación de rótulas plásticas, se ubicó el desplazamiento y la cortante máxima para un sismo de Diseño entre el paso 4 y 5.

Paso 5 (Eje A-A, B-B, C-C, D-D, E-E y F-F)

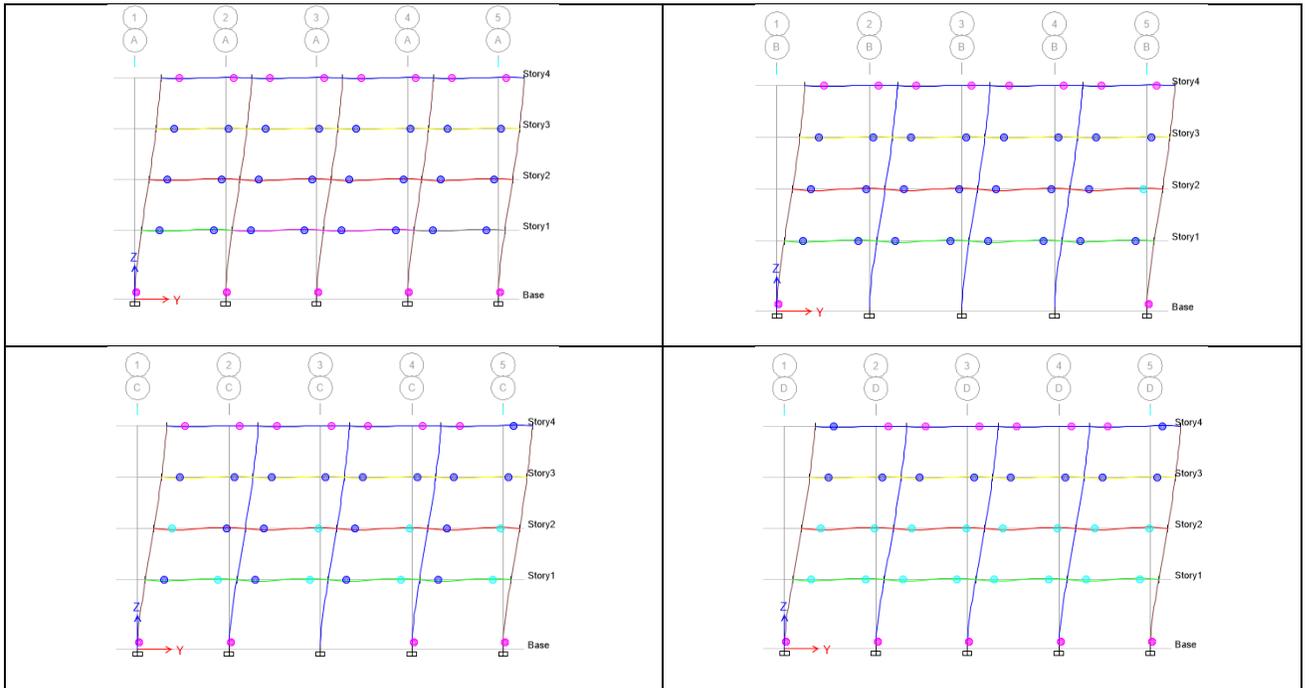


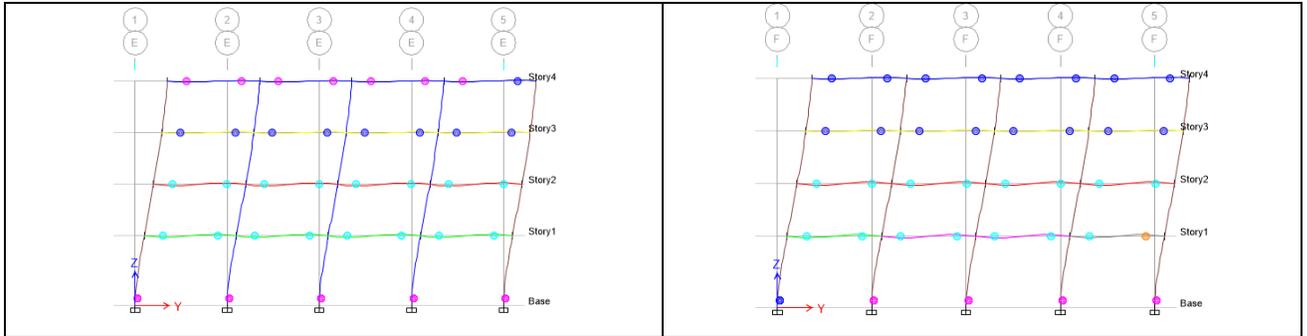
Paso 6 (Eje A-A, B-B, C-C, D-D, E-E y F-F)





Paso 7 (Eje A-A, B-B, C-C, D-D, E-E y F-F)



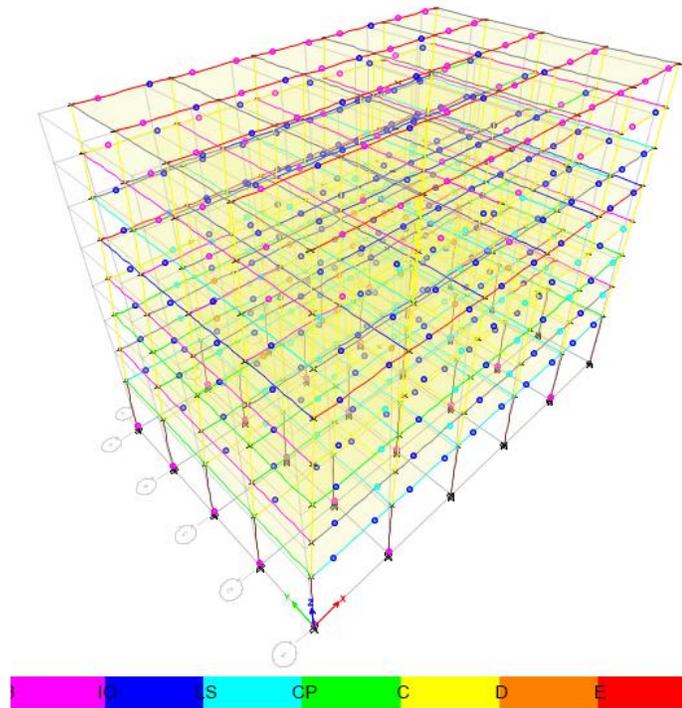


En el paso 7, se observa la resistencia última de la estructura; para llegar al colapso de la estructura, ver el último paso en el archivo del programa ETABS, contenido en el CD adjunto.

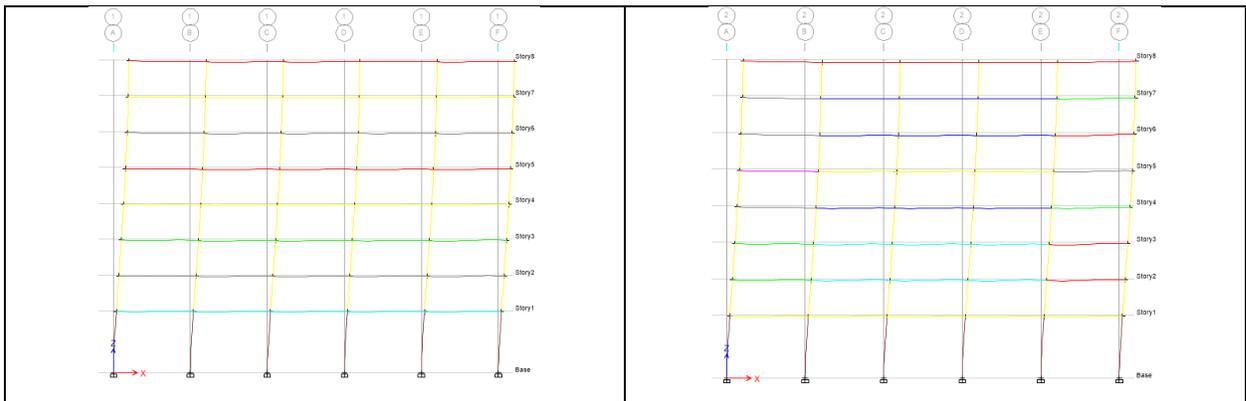
ANEXO 4. MECANISMOS DE COLAPSO EN 2DO MODELO

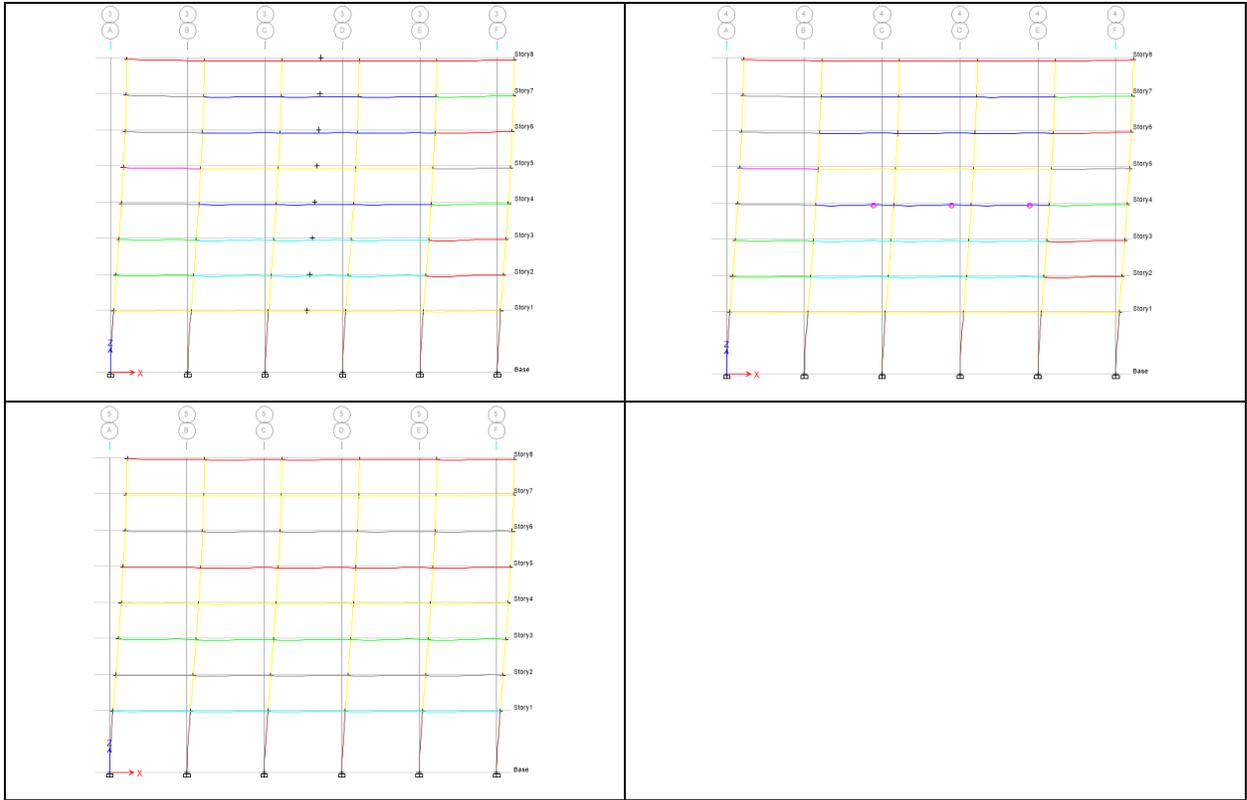
2do Modelo

Dirección X

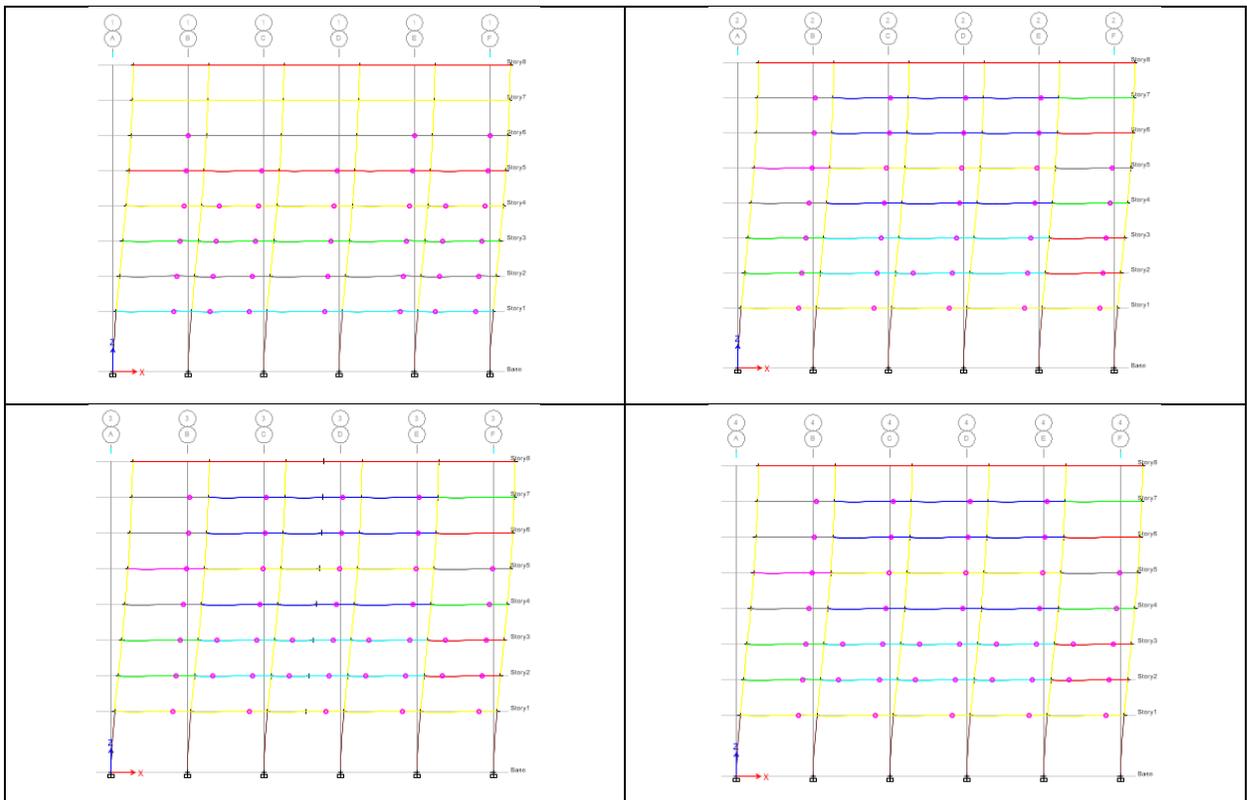


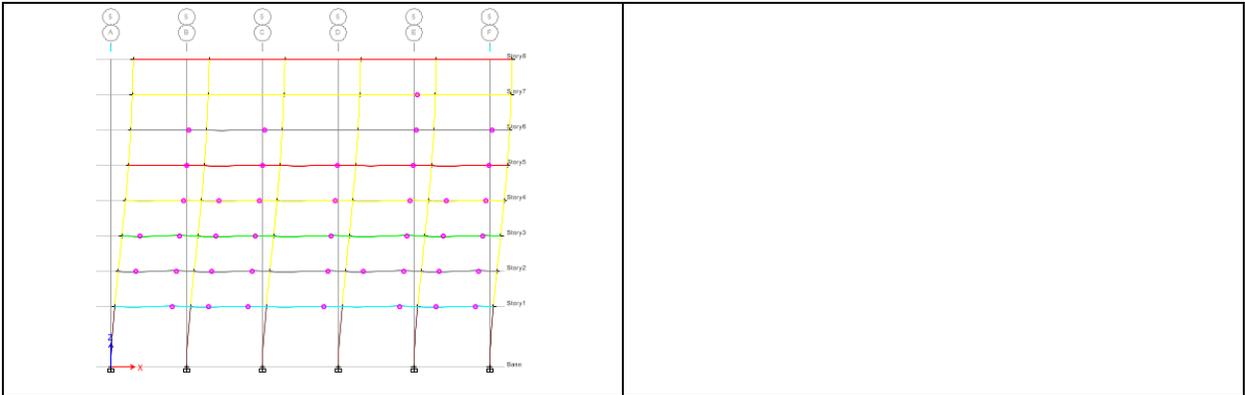
Paso 1 (Eje 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 y 5-5)





Paso 2 (Eje 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 y 5-5)





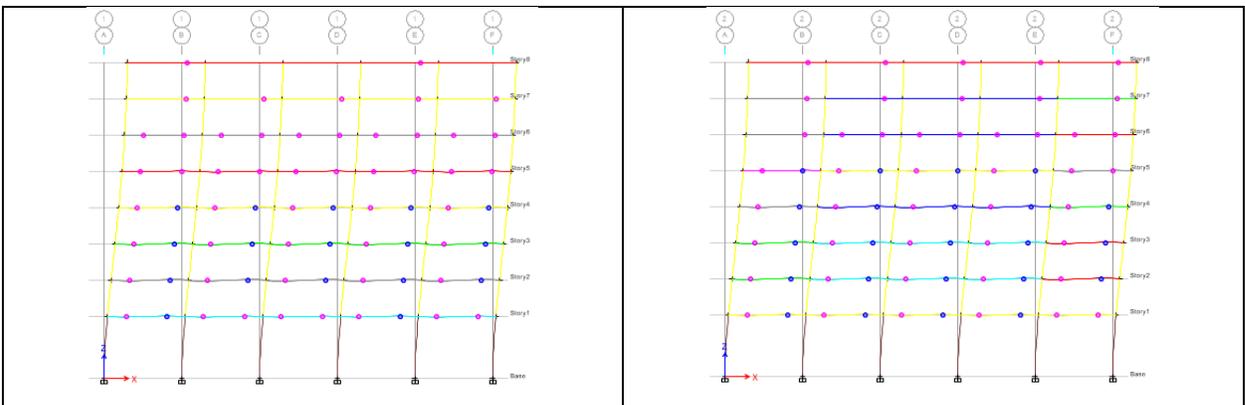
Comportamiento del edificio para el sismo de Servicio:

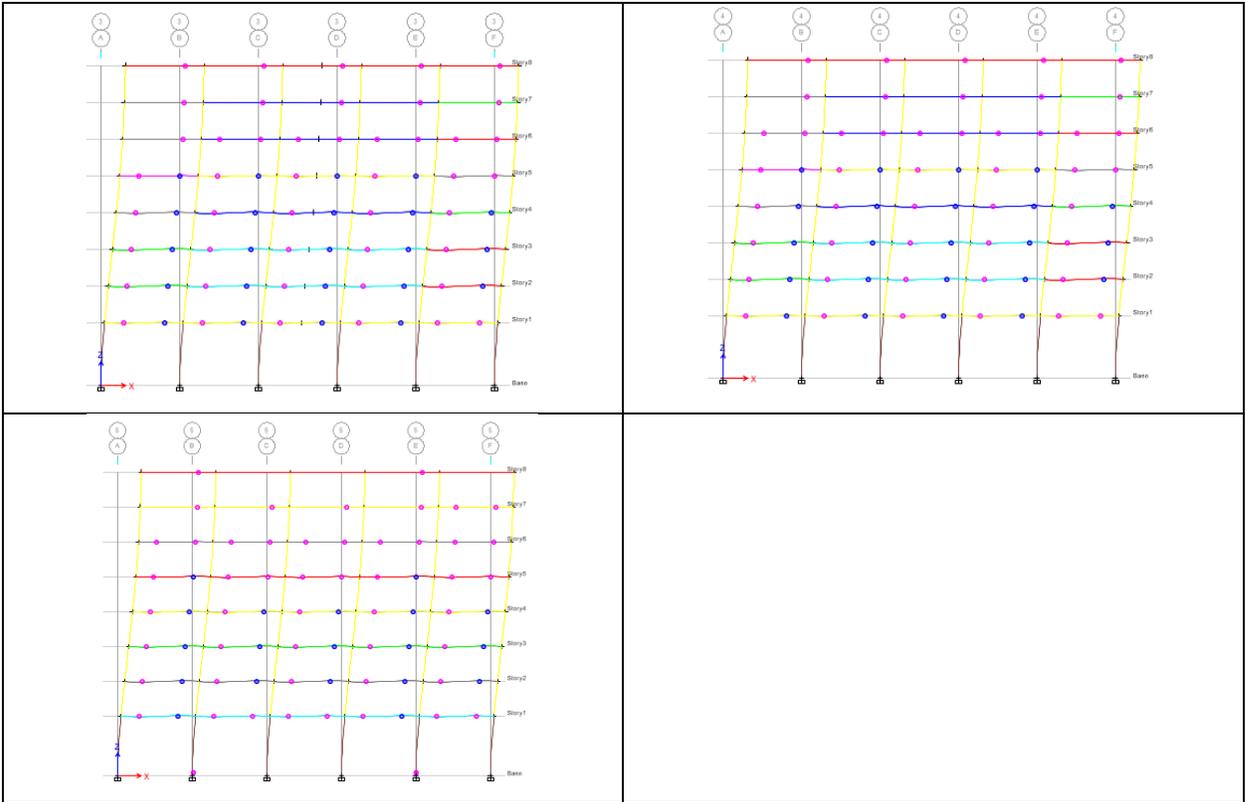
Debido a que el ETABS v13.1.1 suministra pocos pasos para la secuencia de formación de rótulas plásticas, se ubicó el desplazamiento y la cortante máxima para un sismo de Servicio entre el paso 2 y 3.

Comportamiento del edificio para el sismo de Diseño:

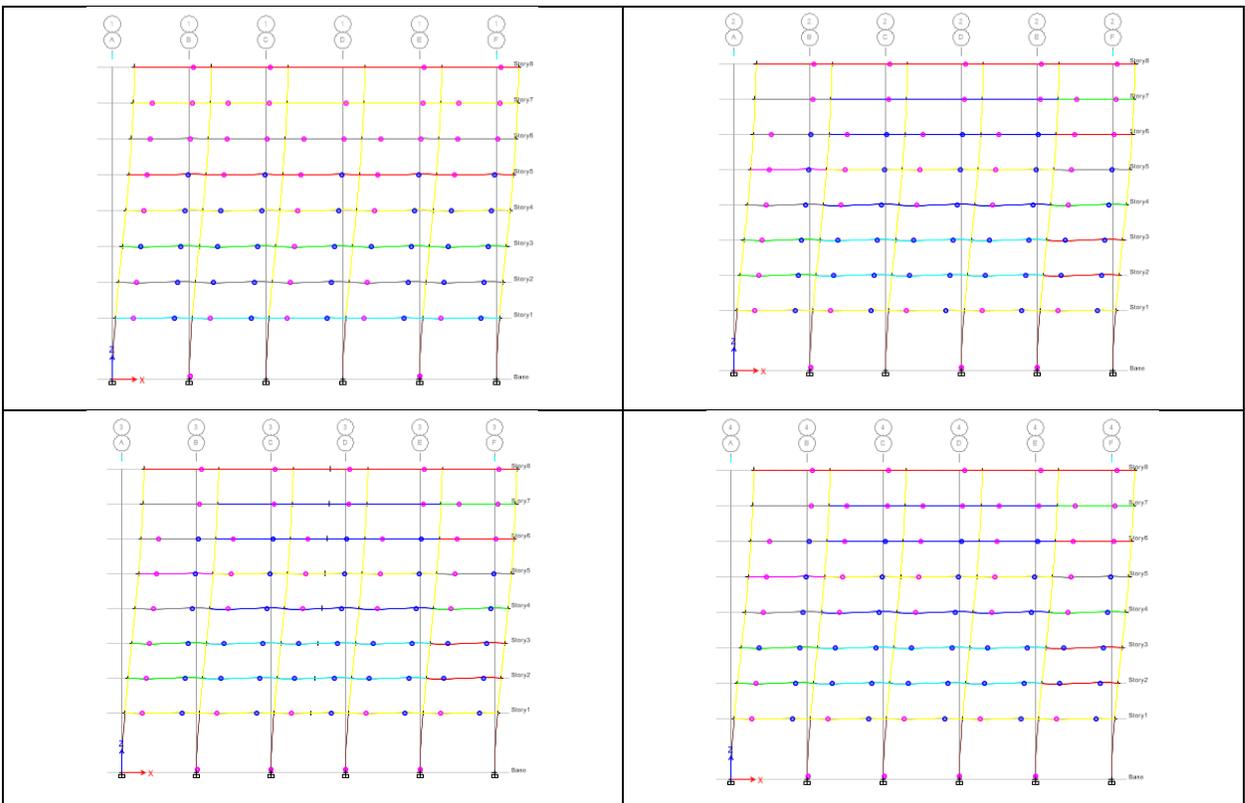
Debido a que el ETABS v13.1.1 suministra pocos pasos para la secuencia de formación de rótulas plásticas, se ubicó el desplazamiento y la cortante máxima para un sismo de Diseño entre el paso 2 y 3.

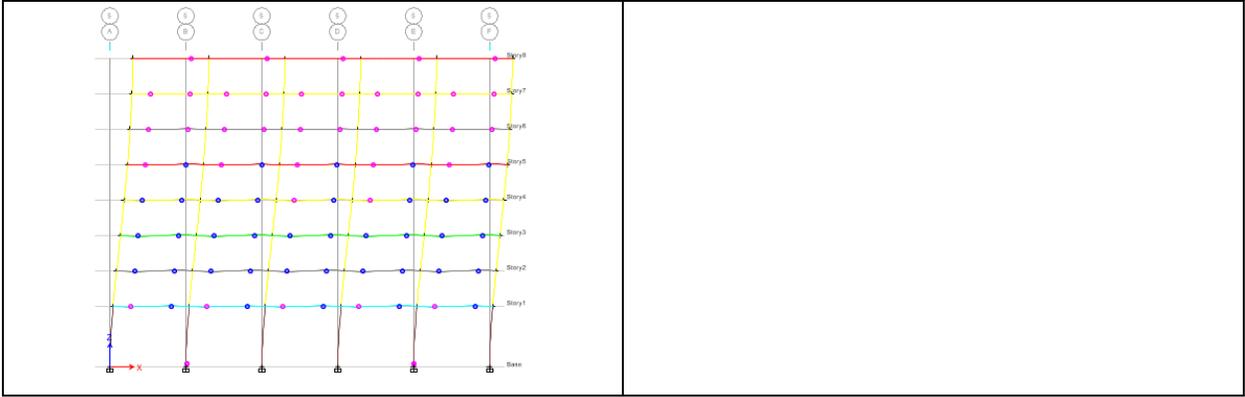
Paso 3 (Eje 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 y 5-5)



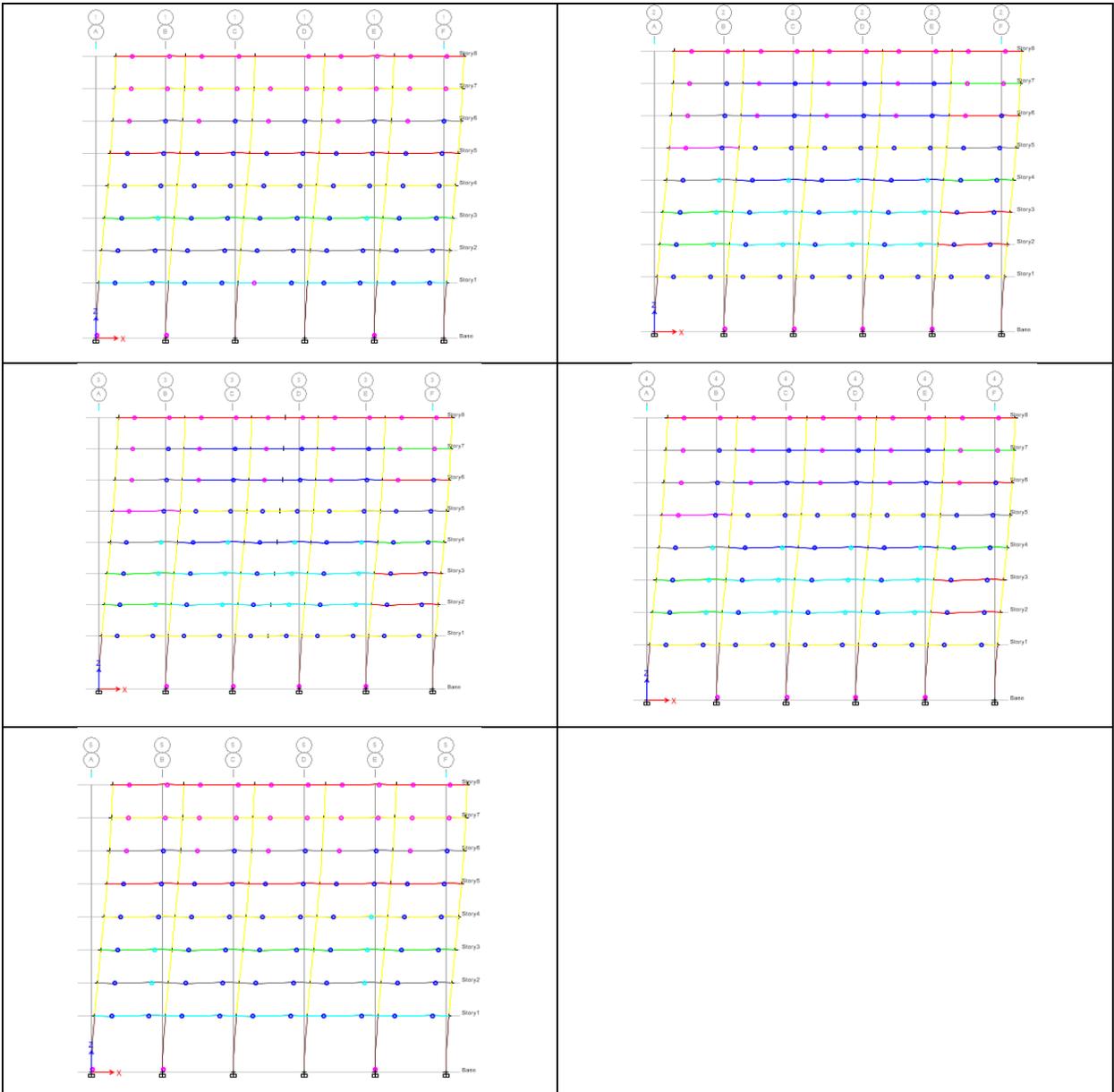


Paso 4 (Eje 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 y 5-5)

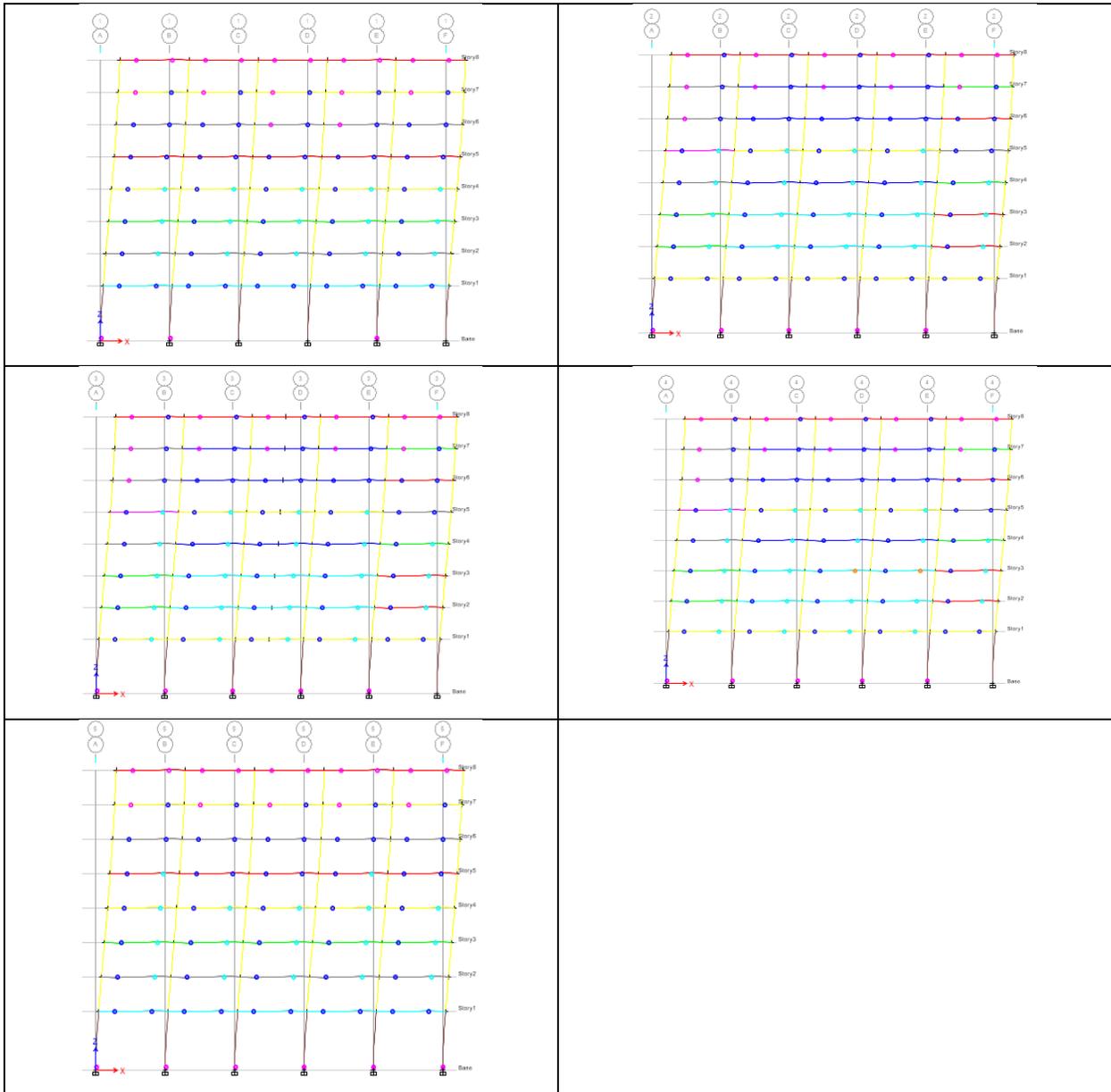




Paso 5 (Eje 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 y 5-5)

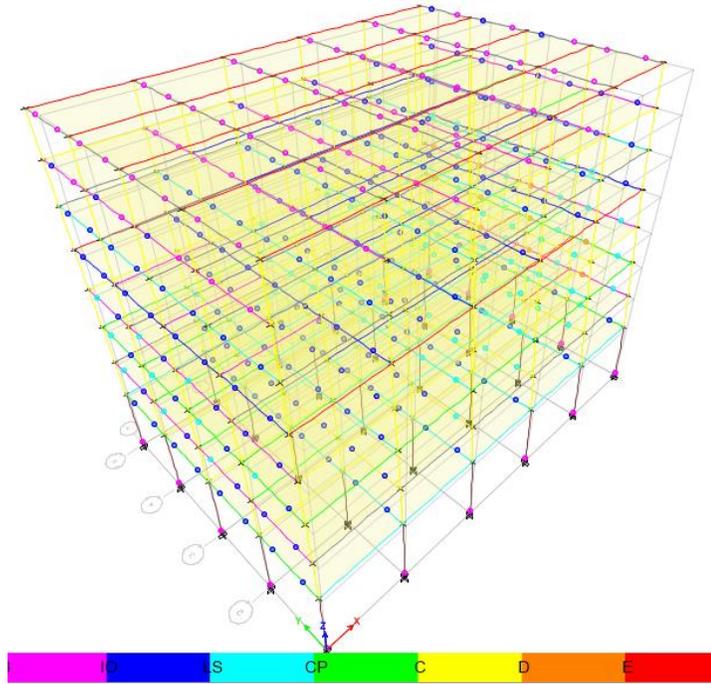


Paso 6 (Eje 1-1, 2-2, 3-3, 4-4 y 5-5)

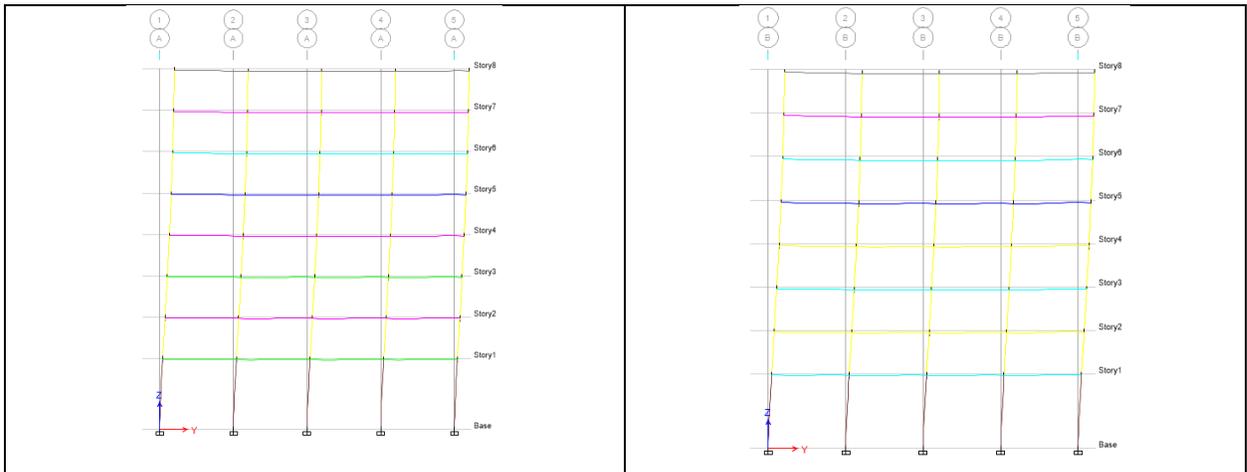


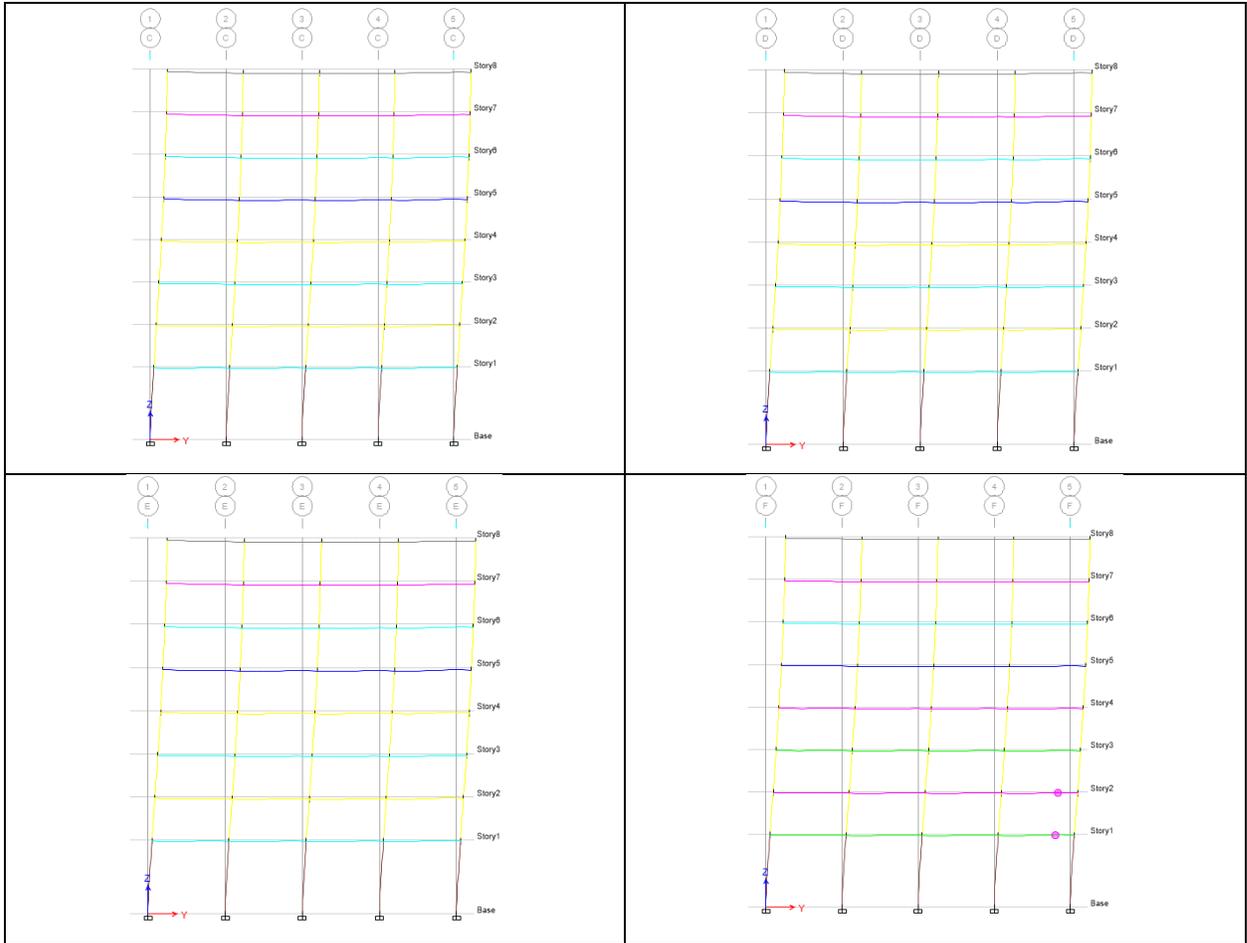
En el paso 6, se observa la resistencia última de la estructura; para llegar al colapso de la estructura, ver el último paso en el archivo del programa ETABS, contenido en el CD adjunto.

Dirección Y

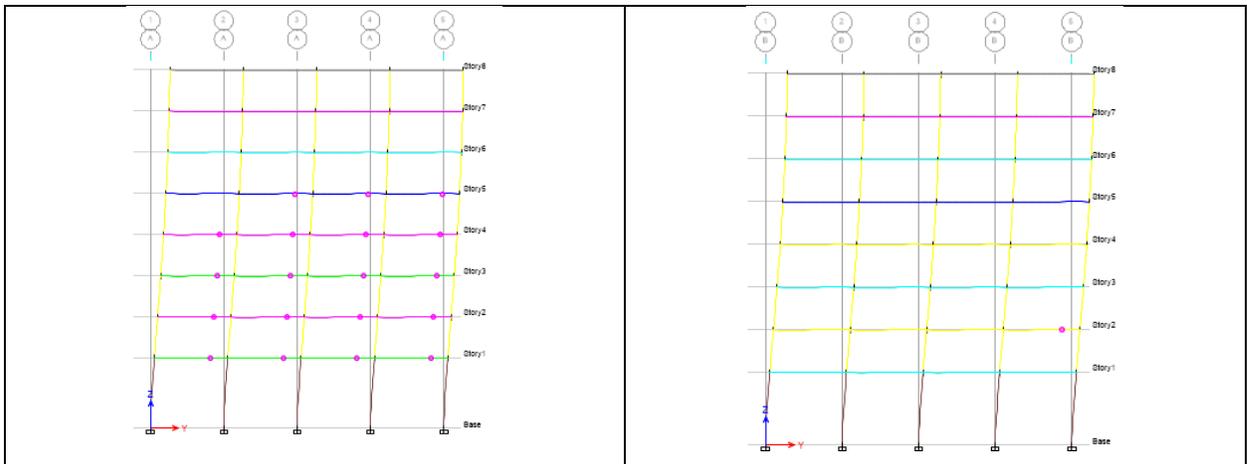


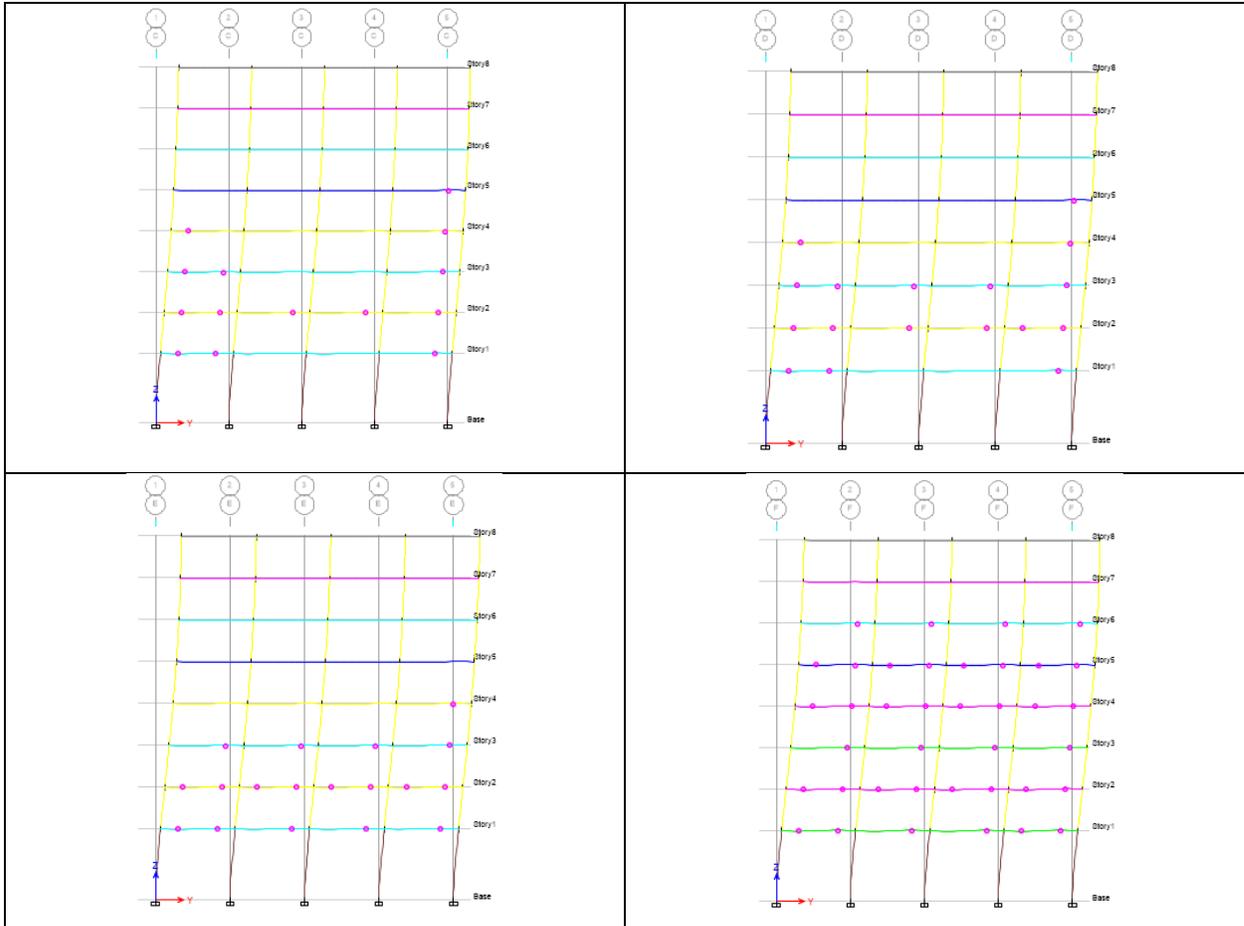
Paso 1 (Eje A-A, B-B, C-C, D-D, E-E y F-F)





Paso 2 (Eje A-A, B-B, C-C, D-D, E-E y F-F)

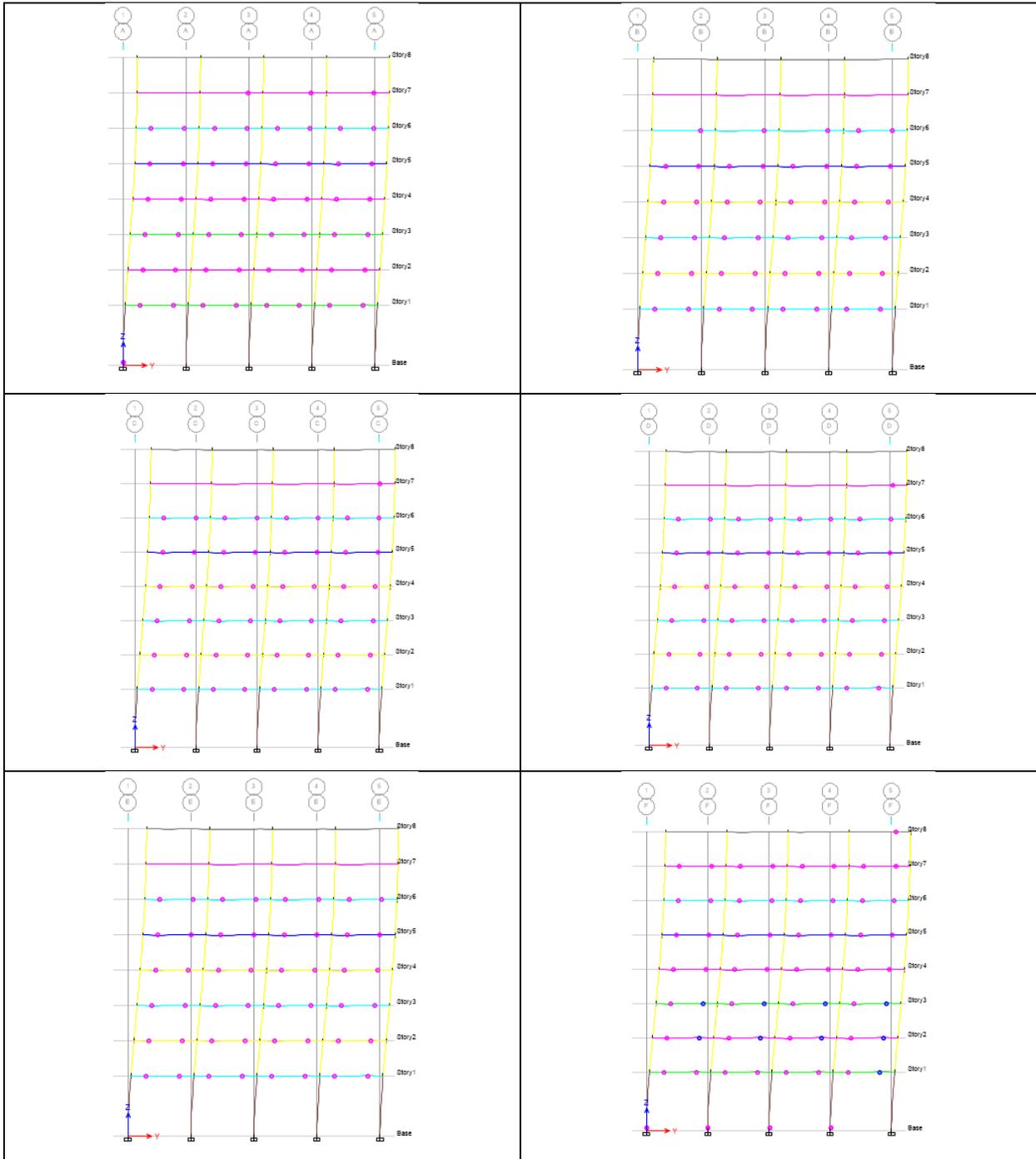




Comportamiento del edificio para el sismo de Servicio:

Debido a que el ETABS v13.1.1 suministra pocos pasos para la secuencia de formación de rótulas plásticas, se ubicó el desplazamiento y la cortante máxima para un sismo de Servicio entre el paso 2 y 3.

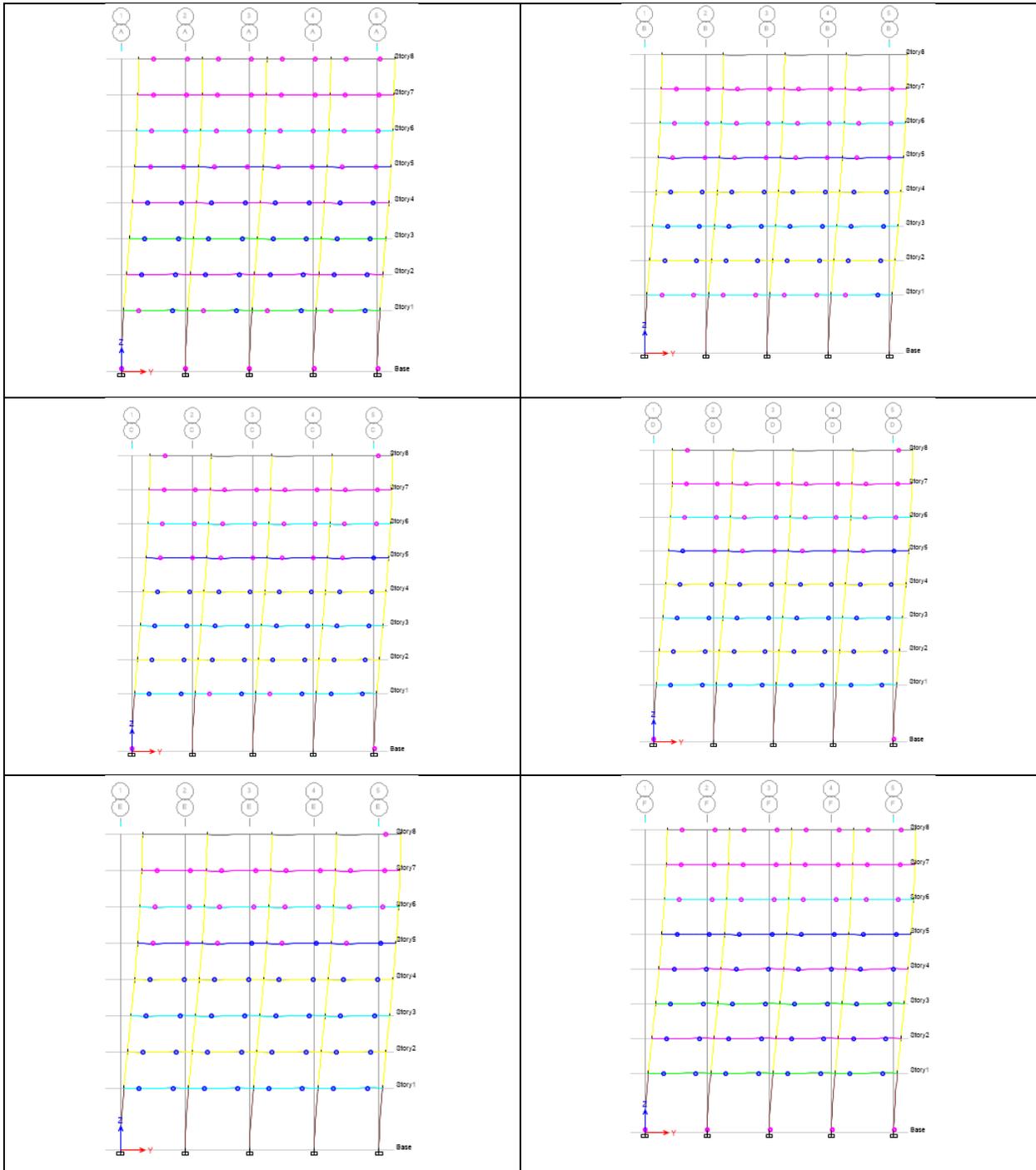
Paso 3 (Eje A-A, B-B, C-C, D-D, E-E y F-F)



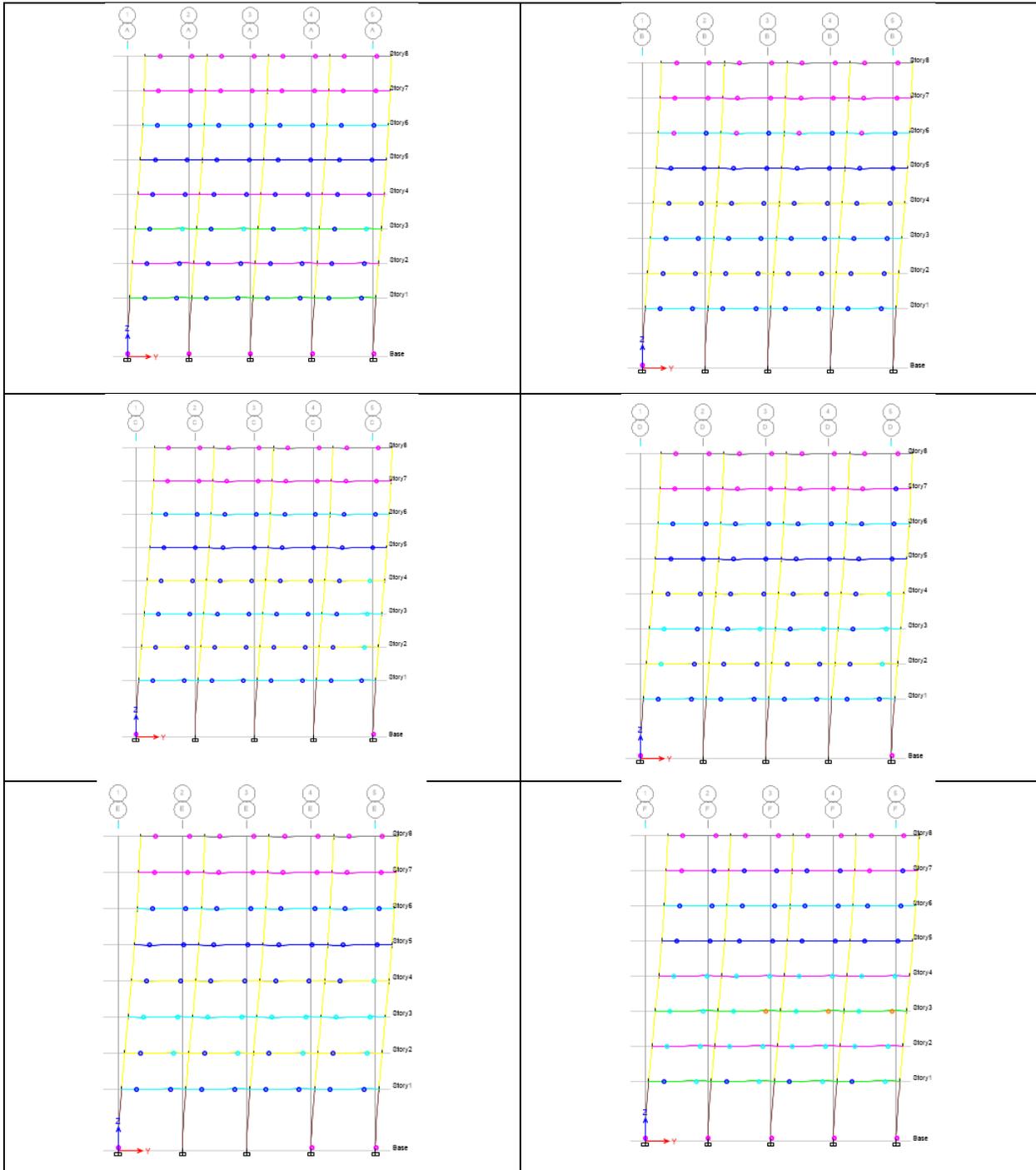
Comportamiento del edificio para el sismo de Diseño:

Debido a que el ETABS v13.1.1 suministra pocos pasos para la secuencia de formación de rótulas plásticas, se ubicó el desplazamiento y la cortante máxima para un sismo de Diseño entre el paso 3 y 4.

Paso 4 (Eje A-A, B-B, C-C, D-D, E-E y F-F)



Paso 5 (Eje A-A, B-B, C-C, D-D, E-E y F-F)



En el paso 5, se observa la resistencia última de la estructura; para llegar al colapso de la estructura, ver el último paso en el archivo del programa ETABS, contenido en el CD adjunto.