

**UNIVERSIDAD NACIONAL JOSÉ FAUSTINO SÁNCHEZ CARRIÓN**

**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**



**TESIS**

**Título:**

**“EVALUACIÓN Y DISEÑO POR CAPACIDAD EN LA ESTRUCTURA DE LA OFICINA CENTRAL DE ADMISIÓN DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL JOSÉ FAUSTINO SÁNCHEZ CARRIÓN, MEDIANTE EL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL - PUSHOVER”**

**Presentado por: Bach. CABANILLAS CRISTOBAL, Benedicto Esaú  
Bach. RONDÁN MAGUIÑA, Luther Gandhi**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE  
INGENIERO CIVIL**

**HUACHO - PERÚ**

**2018**

**ASESOR DE TESIS**

---

**ING. DIAZ VALLADARES, CESAR ARMANDO**  
**ASESOR DE TESIS**

**JURADO EVALUADOR**

PRESIDENTE:

**ING. BARRETO MEZA, JESUS GUSTAVO**

SECRETARIO:

**ING. SERRANO RODAS, HUGO**

VOCAL:

**ING. VALVERDE FIGUEROA, JEAN JESUS**

## **DEDICATORIA.**

**A DIOS TODO PODEROSO:** Por darme la vida y oportunidad de luchar por alcanzar mis metas, iluminando mi camino en cada instante.

**A MI MADRE:** Zulema Cristóbal Clerque, por darme su apoyo incondicional en todo momento difícil de mi vida, por darme su amor, que ha sido el mejor alimento para alcanzar mis metas, por ser mi amiga y darme ánimos de seguir adelante. Gracias por ser el mejor ejemplo de madre.

**A MIS HERMANOS:** Deysi Cabanillas Cristobal, Jesica Cabanillas Cristobal, Eider Cabanillas Cristobal, Jair Cabanillas Cristobal y Sayuri Cabanillas Cristobal, por apoyarme emocionalmente, por impulsarme a seguir el camino que un día decidí recorrer, por enseñarme que soy capaz de lograr lo que anhelo en esta vida.

**A MI FAMILIA:** Por el apoyo que me han dado en más de algún momento, mil gracias por su ayuda y colaboración.

**BENEDICTO ESAÚ CABANILLAS CRISTOBAL.**



## **DEDICATORIA.**

**A DIOS:** Por su ayuda divina y por nunca permitir que me rindiera ante los problemas, y darme fuerzas para poder culminar mis metas.

**A MI MADRE:** Epifania Maguiña Melgarejo, por ser mi motor de vida, por estar ahí siempre para ser mi apoyo y resistencia, por enseñarme ejemplarmente a luchar por lo que uno quiere sin importar los obstáculos que se nos presente en la vida.

**A MIS TIOS:** Nahún Maguiña Melgarejo y Leonarda Rondán Arnao, que a pesar de la fuerza y bendición que me da mi padre desde el día que se encamino a la eternidad celestial, supieron apaciguar esa tristeza y ausencia que sentía y me enseñaron que el amor y la unión de una familia vence toda adversidad en la vida.

**A MIS HERMANOS:** Guarner Rondan Maguiña y Marvin Rondan Maguiña, por todo el momento compartido y por compartir, por mostrarme esas ganas de luchar y llevar éxitos y felicidad a nuestra familia.

**A MIS AMIGOS:** A los que de una u otra forma me brindaron enseñanzas positivas y formaron parte de la culminación de mi carrera y que además me brindaron su apoyo y consejos en los momentos adecuados.

**LUTHER GANDHI RONDÁN MAGUIÑA.**

## ÍNDICE GENERAL

<b>Capítulo I. Planteamiento del Problema</b> .....	<b>1</b>
1.1 Descripción de la Realidad Problemática.....	1
1.2 Formulación del Problema .....	2
1.2.1 Problema general. ....	2
1.2.2 Problema específico.....	2
1.3 Objetivos de la Investigación .....	2
1.3.1 Objetivo general.....	2
1.3.2 Objetivos específicos.....	2
<b>Capítulo II. Marco Teórico</b> .....	<b>3</b>
2.1 Antecedentes de la Investigación .....	3
2.1.1 A nivel internacional.....	3
2.1.2 A nivel nacional.....	5
2.2 Bases Teóricas.....	7
2.2.1 Conceptos básicos para el diseño por capacidad. ....	9
2.2.2 Consideraciones generales de la norma técnica de edificaciones (E.030) de diseño sismorresistente 2016. ....	24
2.2.3 Criterios de cálculo de la rigidez efectiva de los elementos de concreto armado...	47
2.2.4 Redistribución de momentos flectores en vigas.....	50
2.2.5 Análisis estático no lineal “Pushover”.....	58
2.3 Definiciones Conceptuales.....	68
2.4 Formulación de la Hipótesis.....	73
2.4.1 Hipótesis general.....	73
2.4.2 Hipótesis específicas.....	73
<b>Capítulo III. Metodología</b> .....	<b>75</b>
3.1 Diseño Metodológico .....	75
3.1.1 Tipo.....	75
3.1.2 Enfoque.....	75
3.1.3 Nivel.....	75
3.2 Población y Muestra.....	75
3.3 Operacionalización de variables e indicadores .....	76

3.4	Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos .....	77
3.4.1	Técnicas a emplear.....	78
3.4.2	Descripción de los instrumentos.....	78
3.5	Técnicas Para el Procesamiento de la Información.....	78
<b>Capítulo IV. Descripción de la Edificación en Estudio .....</b>		<b>80</b>
4.1	Descripción General de la Edificación.....	80
4.2	Descripción Arquitectónica de la Edificación.....	81
4.3	Estructuración de la Edificación .....	86
4.3.1	Generalidades.....	86
4.3.2	Materiales.....	87
4.3.3	Cargas de diseño. ....	87
4.3.4	Cimentación. ....	88
4.3.5	Elementos estructurales. ....	89
<b>Capítulo V. Análisis Sísmico y Diseño de la Edificación Aplicando el Diseño por Capacidad y Diseño por Resistencia con Pautas Estipuladas en la Norma Peruana de Edificación. ....</b>		<b>92</b>
5.1	Análisis Sísmico.....	92
5.1.1	Factores de reducción para el cálculo de la rigidez efectiva de los elementos estructurales.....	93
5.1.2	Parámetros para el análisis sísmico.....	93
5.1.3	Cálculo de la aceleración espectral. ....	94
5.1.4	Cálculo de los periodos y modos de vibración. ....	96
5.1.5	Cálculo del cortante basal. ....	99
5.1.6	Desplazamientos y distorsiones. ....	100
5.2	Diseño por Capacidad .....	102
5.2.1	Combinaciones de carga. ....	103
5.2.2	Diseño de vigas. ....	103
5.3	Diseño por Resistencia (Norma E-0.60) .....	175
5.3.1	Combinaciones de carga. ....	175
5.3.2	Factor de reducción de resistencia. ....	176
5.3.3	Diseño de vigas. ....	176
<b>Capítulo VI. Análisis no Lineal.....</b>		<b>181</b>

6.1	Descripción y Procedimientos del Análisis no-Lineal .....	181
6.2	Análisis no-Lineal Incremental “Pushover” .....	181
6.2.1	Patrón de cargas laterales.....	181
6.2.2	Nodo de control.....	182
6.2.3	Obtención de la curva de capacidad o Pushover.....	182
6.2.4	Conversión de la curva de capacidad a un espectro de capacidad.....	185
6.2.5	Conversión del espectro sísmico de la norma peruana E-0.30 a un espectro de demanda según cada nivel de daño. ....	189
6.2.6	Reducción del espectro de demanda.....	194
6.2.7	Seccionamiento del espectro de capacidad según VISION 2000. ....	199
6.2.8	Respuesta del edificio ante los sismos de diseño.....	202
6.2.9	Mecanismo de falla de la estructura.....	204
<b>Capítulo VII. Resultados y Discusión.....</b>		<b>212</b>
7.1	Comparación del Área de Acero en las Vigas Diseñadas .....	212
7.2	Evaluación de la Matriz de Desempeño.....	214
7.3	Desplazamientos y Distorsiones Horizontales.....	217
7.4	Cortante Basal.....	218
7.5	Comparación del Mecanismo de Falla.....	219
7.6	Demanda de Rotación Plástica.....	221
7.7	Degradación de Rigidez.....	223
<b>Capítulo VIII. Conclusiones y Recomendaciones.....</b>		<b>225</b>
8.1	Conclusiones: .....	225
8.2	Recomendaciones:.....	226
<b>Capítulo IX. Fuentes de Información.....</b>		<b>228</b>
9.1	Fuentes Bibliográficas.....	228
<b>Anexos .....</b>		<b>229</b>
01	matriz de Consistencia .....	229
02	Ficha de toma de datos en campo.....	231
03	Reporte completo del mecanismo de falla en el programa sap2000 del Análisis no-lineal incremental “Pushover” en el diseño por resistencia .....	232

04	Reporte completo del mecanismo de falla en el programa sap2000 del Análisis no-lineal incremental “Pushover” del diseño por capacidad.....	242
05	Reporte de tablas del programa sap2000 del análisis no-lineal incremental “Pushover”.	252
06	Planos representativos de la planta arquitectónica en sus tres niveles .....	254
07	Vista en perspectiva 3D de la fachada de la edificación. ....	257

## INDICE DE TABLAS

Tabla 1: Factores segun zona sísmica.....	26
Tabla 2: Clasificación de los perfiles de suelo.....	30
Tabla 3: Factores de suelo "S" .....	32
Tabla 4: Periodos "Tp" y "TL" .....	32
Tabla 5: Categoría de las edificaciones y factor uso "U" .....	33
Tabla 6: Categoría y sistema estructural de las edificaciones.....	36
Tabla 7: Sistemas estructurales.....	37
Tabla 8: Categoría y regularidad de las edificaciones .....	38
Tabla 9: Límites para la distorsión del entrepiso .....	47
Tabla 10: Rigidez efectiva de los elementos estructurales según FEMA 356 .....	49
Tabla 11: Momentos de inercia efectivo de elementos estructurales (paulay y priesley, 1992) ..	50
Tabla 12: Tabla de operacionalización de variables. ....	76
Tabla 13: Cargas vivas repartidas en la edificación según uso.....	88
Tabla 14: Cuadro de clasificación de columnas en la edificación .....	89
Tabla 15: Cuadro de clasificación de vigas en la edificación.....	90
Tabla 16: Parámetros sísmicos de edificación .....	93
Tabla 17: Periodo vs aceleración espectral.....	95
Tabla 18: Periodos de los nueve modos de vibración y sus respectivas masas de participación:	96
Tabla 19: Desplazamientos y distorsiones sin realizar la reduccion de la inercia .....	101
Tabla 20: Desplazamientos y distorsiones usando la reduccion de la inercia .....	101
Tabla 21: Cálculo de los factores de redistribución del viga V-101 _3X.....	111
Tabla 22: Cálculo de los factores de redistribución del viga V-201 _3X.....	129

Tabla 23: Cálculo de los factores de redistribución del viga V-301_3X.....	146
Tabla 24: Momentos flectores elásticos y momentos flectores redistribuidos para cada combinación de carga en el primer nivel. ....	163
Tabla 25: Momentos flectores elásticos y momentos flectores redistribuidos para cada combinación de carga en el segundo nivel. ....	164
Tabla 26: Momentos flectores elásticos y momentos flectores redistribuidos para cada combinación de carga en el tercer nivel.....	165
Tabla 27: Área de acero necesario para resistir los momentos de diseño de la viga en el primer piso del eje 3X, del diseño por capacidad. ....	172
Tabla 28: Área de acero necesario para resistir los momentos de diseño de la viga en el segundo piso del eje 3X, del diseño por capacidad.....	173
Tabla 29: Área de acero necesario para resistir los momentos de diseño de la viga en el tercer piso del eje 3X, del diseño por capacidad. ....	174
Tabla 30: Área de acero necesario para resistir los momentos de diseño de la viga en el primer piso del eje 3X, del diseño por resistencia.....	178
Tabla 31: Área de acero necesario para resistir los momentos de diseño de la viga en el segundo piso del eje 3X, del diseño por resistencia.....	179
Tabla 32: Área de acero necesario para resistir los momentos de diseño de la viga en el tercer piso del eje 3X, del diseño por resistencia.....	180
Tabla 33: Parámetros de conversión para el espectro de capacidad obtenidos del SAP 2000 ...	185
Tabla 34: Valores del espectro de respuesta ( $S_a$ vs $S_d$ ) para el diseño por resistencia.. ....	186
Tabla 35: Parámetros de conversión para el espectro de capacidad obtenidos del SAP 2000 ...	187
Tabla 36: Valores del espectro de respuesta ( $S_a$ vs $S_d$ ) para el diseño por capacidad. ....	188

Tabla 37: Parámetros para definir los niveles sísmicos .....	190
Tabla 38: Espectro sísmico de aceleraciones según niveles sísmicos .....	191
Tabla 39: Espectro de desplazamiento según niveles de sismo .....	192
Tabla 40: Aceleración espectral de demanda reducidos según metodología FEMA 440-Diseño por resistencia.....	195
Tabla 41: Aceleración espectral de demanda reducidos según metodología FEMA 440 – Diseño por capacidad. ....	198
Tabla 42: Parámetros de seccionamiento del espectro de capacidad.....	200
Tabla 43: Seccionamiento del espectro de capacidad para el diseño por resistencia. ....	200
Tabla 44: Seccionamiento del espectro de capacidad para el diseño por capacidad.. ....	201
Tabla 45: Comparación de las áreas de acero en el diseño por capacidad y el diseño por resistencia. ....	212
Tabla 46: Cálculo de ahorro de cuantía de acero en secciones de vigas, para el diseño por capacidad y por resistencia. ....	213
Tabla 47: Matriz de desempeño según FEMA. ....	216
Tabla 48: Desplazamientos y distorsiones por niveles para el diseño por resistencia y diseño por capacidad.....	217
Tabla 49: Cortantes basales obtenidos para el diseño por resistencia y por capacidad. ....	219
Tabla 50: Pérdida de rigidez en el diseño por resistencia y diseño por capacidad.....	224
Tabla 51: Curva de capacidad del diseño por resistencia. ....	252
Tabla 52: Curva de capacidad del diseño por capacidad. ....	253



## INDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1:</i> Deformacion de un elemento del mimbro, derecha distribucion de deformacion unitaria. .....	15
<i>Figura 2:</i> Relación momento curvatura para secciones de viga simplemente reforzada (a) sección que falla a tensión, $p < p_b$ ; (b) sección que falla a compresión, $p > p_b$ , ( Park y Paulay 1997)..	16
<i>Figura 3:</i> Curvas idealizadas momento – curvatura para una sección simplemente reforzada que falla a tracción.....	18
<i>Figura 4:</i> Rotación y deflexión debida a deformación por flexión de un elemento. ....	19
<i>Figura 5:</i> Ilustración del principio de la limitación de resistencia a través de una cadena dúctil.	21
<i>Figura 6:</i> Mecanismos de colapso en edificios aporticados de varios pisos. ....	23
<i>Figura 7:</i> Zonas sísmicas.....	27
<i>Figura 8:</i> Redistribución de los momentos flectores en una viga doblemente empotrada.....	51
<i>Figura 9:</i> Redistribución de los momentos flectores en una viga doblemente empotrada.....	62
<i>Figura 10:</i> Diagrama de curva de capacidad.....	64
<i>Figura 11:</i> Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad. ....	67
<i>Figura 12:</i> Esquema del espectro de demanda sísmica. ....	68
<i>Figura 13:</i> (a) Macro ubicación de la Oficina Central de Admisión en la Universidad. (b) Ubicación delimitada de la edificación con respecto a construcciones existentes. (c) Mapa de zonificación sísmica de la edificación. ....	80
<i>Figura 14:</i> Planta de la edificacion del primer piso .....	83
<i>Figura 15:</i> Planta de la edificacion del segundo piso. ....	84
<i>Figura 16:</i> Planta de la edificacion del tercer piso. ....	85

<i>Figura 17:</i> (a) Planta de la Oficina Central de Admisión. (b) Pórtico estructural longitudinal típico en el sentido Y-Y. (c) Pórtico estructural transversal típico en el sentido X-X.....	86
<i>Figura 18:</i> Distribución de las columnas en planta. ....	89
<i>Figura 19:</i> Detalle de losa aligerada de doble sentido. ....	91
<i>Figura 20:</i> (a) Modelo tridimensional de edificación de tres niveles. (b) Orientación de los ejes locales en los elementos estructurales.....	92
<i>Figura 21:</i> Espectro inelástico de pseudo-aceleracion. ....	95
<i>Figura 22:</i> Primer modo de vibración de la estructura, $T= 0.3065$ seg.....	97
<i>Figura 23:</i> Segundo modo de vibración de la estructura, $T=0.2953$ seg.....	98
<i>Figura 24:</i> Tercer modo de vibración de la estructura, $T= 0.2482$ seg. ....	98
<i>Figura 25:</i> Prototipo estructural .....	102
<i>Figura 26:</i> Portico plano 3X.....	102
<i>Figura 27:</i> Momentos elásticos del pórtico 3X, para la combinacion de carga 1.2 CM + 1.6 CV. .....	104
<i>Figura 28:</i> Momentos elásticos del pórtico 3X, para la combinacion de carga 1.2 CM + VC + SISMO. ....	105
<i>Figura 29:</i> Momentos elásticos del pórtico 3X, para la combinacion de 1.2 CM + VC – SISMO. .....	106
<i>Figura 30:</i> Momentos elásticos del pórtico 3X, para la combinacion de 0.9 CM + SISMO. ....	107
<i>Figura 31:</i> Momentos elásticos del pórtico 3X, para la combinacion de 0.9 CM – SISMO. ....	108
<i>Figura 32:</i> Momentos elásticos del pórtico 3X, para la combinacion de SISMO – .....	109
<i>Figura 33:</i> Momentos elásticos del pórtico 3X, para la combinacion de SISMO + . ....	110

<i>Figura 34:</i> Momentos redistribuidos del pórtico 3X, para la combinación de carga 1.2 CM + 1.6 CV.....	166
<i>Figura 35:</i> Momentos redistribuidos del pórtico 3X, para la combinación de carga 1.2 CM + VC + SISMO. ....	167
<i>Figura 36:</i> Momentos redistribuidos del pórtico 3X, para la combinación de carga 1.2 CM + VC – SISMO. ....	168
<i>Figura 37:</i> Momentos redistribuidos del pórtico 3X, para la combinación de carga 0.9 CM + SISMO. ....	169
<i>Figura 38:</i> Momentos redistribuidos del pórtico 3X, para la combinación de carga 0.9 CM – SISMO. ....	170
<i>Figura 39:</i> Curva de capacidad para el diseño por resistencia .....	183
<i>Figura 40:</i> Curva de Capacidad para el diseño por capacidad. ....	184
<i>Figura 41:</i> Espectro de capacidad - Diseño por resistencia.....	187
<i>Figura 42:</i> Espectro de capacidad - Diseño por capacidad.....	189
<i>Figura 43:</i> Espectro de Pseudo-Aceleración elástico según Norma E-0.30.....	190
<i>Figura 44:</i> Espectro de demanda según los niveles de sismo. ....	193
<i>Figura 45:</i> Representación bilineal del espectro de capacidad para un diseño por resistencia. .	194
<i>Figura 46:</i> Espectro de demanda reducidos según nivel de daño para el diseño por resistencia. ....	196
<i>Figura 47:</i> Representación bilineal del espectro de capacidad para un diseño por capacidad...	197
<i>Figura 48:</i> Espectro de demanda reducidos según nivel de daño para el diseño por capacidad.	199
<i>Figura 49:</i> Niveles de desempeño en el espectro de capacidad para diseño por resistencia. ....	201
<i>Figura 50:</i> Niveles de desempeño en el espectro de capacidad para diseño por capacidad. ....	202

<i>Figura 51:</i> Punto y niveles de desempeño para el diseño por resistencia. ....	203
<i>Figura 52:</i> Punto y niveles de desempeño para el diseño por capacidad. ....	203
<i>Figura 53:</i> Mecanismos de falla que presenta el pórtico analizado, de la edificación mediante el programa SAP2000 en el diseño por resistencia.....	206
<i>Figura 54:</i> Mecanismos de falla que presenta el pórtico analizado, de la edificación mediante el programa SAP2000 en el diseño por capacidad. ....	209
<i>Figura 55:</i> Nivel de daño y punto de desempeño - Diseño por resistencia.....	215
<i>Figura 56:</i> Nivel de daño y punto de desempeño - Diseño por capacidad.....	215
<i>Figura 57:</i> Paso 6 - (a) Diseño por resistencia, (b) diseño por capacidad.....	220
<i>Figura 58:</i> Paso 11 - (a) Diseño por resistencia, (b) diseño por capacidad.....	221
<i>Figura 59:</i> Rotación plástica en el punto de desempeño para cada tipo de diseño evaluado. ....	222
<i>Figura 60:</i> Paso 0 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.....	232
<i>Figura 61:</i> Paso 1 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.....	232
<i>Figura 62:</i> Paso 2 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.....	233
<i>Figura 63:</i> Paso 3 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.....	233
<i>Figura 64:</i> Paso 4 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.....	234
<i>Figura 65:</i> Paso 5 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.....	234
<i>Figura 66:</i> Paso 6 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.....	235
<i>Figura 67:</i> Paso 7 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.....	235
<i>Figura 68:</i> Paso 8 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.....	236
<i>Figura 69:</i> Paso 9 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.....	236
<i>Figura 70:</i> Paso 10 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.....	237
<i>Figura 71:</i> Paso 11 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.....	237

<i>Figura 72:</i> Paso 12 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.....	238
<i>Figura 73:</i> Paso 13 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.....	238
<i>Figura 74:</i> Paso 14 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.....	239
<i>Figura 75:</i> Paso 15 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.....	239
<i>Figura 76:</i> Paso 16 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.....	240
<i>Figura 77:</i> Paso 17 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.....	240
<i>Figura 78:</i> Paso 18 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.....	241
<i>Figura 79:</i> Paso 0 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.....	242
<i>Figura 80:</i> Paso 1 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.....	242
<i>Figura 81:</i> Paso 2 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.....	243
<i>Figura 82:</i> Paso 3 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.....	243
<i>Figura 83:</i> Paso 4 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.....	244
<i>Figura 84:</i> Paso 5 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.....	244
<i>Figura 85:</i> Paso 6 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.....	245
<i>Figura 86:</i> Paso 7 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.....	245
<i>Figura 87:</i> Paso 8 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.....	246
<i>Figura 88:</i> Paso 9 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.....	246
<i>Figura 89:</i> Paso 10 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.....	247
<i>Figura 90:</i> Paso 11 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.....	247
<i>Figura 91:</i> Paso 12 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.....	248
<i>Figura 92:</i> Paso 13 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.....	248
<i>Figura 93:</i> Paso 14 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.....	249
<i>Figura 94:</i> Paso 15 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.....	249

<i>Figura 95:</i> Paso 16 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.....	250
<i>Figura 96:</i> Paso 17 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.....	250
<i>Figura 97:</i> Paso 18 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.....	251

## RESUMEN

El presente trabajo de investigación nace con el propósito de contribuir académicamente a la carrera profesional de ingeniería civil de nuestra universidad, específicamente en el área de estructuras, mediante la evaluación estructural de la oficina central de admisión ubicado en la Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión, esta evaluación se desarrollara mediante el análisis estático no lineal “Pushover”, comparando dos tipos de diseño estructural, el diseño por resistencia que propone el reglamento peruano de edificaciones y el diseño por capacidad, propuesto por reglamentos internacionales.

La filosofía de diseño por capacidad es una aproximación racional y relativamente simple, cuyo objetivo principal es conseguir una estructura tolerante a deformaciones ocasionado por un sismo severo lo que va orientar a evitar su colapso aun así después de haber excedido su máxima resistencia, logrando así dotar a cada elemento estructural la capacidad de disipar energía. Pero para lograr esa filosofía de diseño se necesita verificar el comportamiento de los materiales de la estructura, en un rango no lineal, donde es ahí que se hace un poco laborioso el análisis, puesto que se realizaran iteraciones y aumentos progresivos de las fuerzas sísmicas hasta que la estructura alcance su estado cerca al colapso y a partir de ahí identificar los comportamientos plásticos “rotulas plásticas” de los elementos para formar un mecanismo de colapso, simulando un comportamiento dúctil.

**Palabras clave:** análisis no lineal de estructuras, evaluación de desempeño estructural, curva de capacidad, punto de desempeño sísmico.

## INTRODUCCIÓN

En la actualidad la mayoría de países, incluido nuestro país, los códigos de diseño presentan los estudios de peligrosidad sísmica para el sismo severo y por lo tanto el diseño estructural de las edificaciones para respectiva demanda sísmica, siendo el objetivo de diseño sismorresistente evitar el colapso de las estructuras durante sismos de gran intensidad que se presenta en la vida útil de la estructura y también no presentar daños de consideración después de un sismo moderado, es decir para sismos frecuentes. Sin embargo, los daños estructurales después de la ocurrencia de un evento sísmico de distintas características en diversas zonas sísmicas explican que los objetivos de la norma E030 no se está cumpliendo de manera satisfactoria, por lo anterior se propone utilizar otros criterios de diseño, entre ellos tenemos el diseño sísmico denominado diseño por capacidad, mediante el análisis estático no lineal - Pushover.

Por lo tanto, como tema central del trabajo de investigación es la “Evaluación y diseño por capacidad en la estructura de la Oficina Central de Admisión de la Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión, mediante el análisis estático no lineal - Pushover”. Por ello el presente trabajo se ha dividido en ocho capítulos.

- **El primer capítulo:** abarca el planteamiento del problema, la descripción del problema, formulación del problema y objetivos de la investigación.
- **El segundo capítulo:** trata acerca del marco teórico, antecedentes de la investigación, bases teóricas, definiciones conceptuales y formulación de la hipótesis.
- **El tercer capítulo:** trata acerca de la metodología, diseño metodológico, población y muestra, operacionalización de variables, técnicas e instrumentos de recolección de datos y técnicas para el procesamiento de la información.



- **El cuarto capítulo:** trata de la descripción de la edificación en estudio, descripción general de edificación, descripción arquitectónica y la estructuración de la edificación.
- **El quinto capítulo:** realizamos el análisis sísmico y diseño de la edificación aplicando el diseño por capacidad y diseño por resistencia con pautas estipuladas en la norma peruana de edificación, tomando como prototipo uno de los pórticos principales de la edificación por temas didácticos y la facilidad en la obtención de resultados.
- **El sexto capítulo:** En este capítulo se desarrolla el análisis no lineal de la estructura, obteniendo así las curvas de capacidad para ambos diseños, el espectro de demanda y el punto de desempeño para cada tipo de sismo.
- **El séptimo capítulo:** Presenta los resultados obtenidos, y las discusiones respecto a temas como la comparación de los aceros, evaluación de la matriz de desempeño y comparación del mecanismo de colapso para cada diseño evaluado.
- **El octavo capítulo:** Se expresa las conclusiones de los resultados a partir de una apreciación global de todos los capítulos desarrollado, así como las recomendaciones a tener en cuenta en el diseño y evaluación de una edificación para los tipos de principios aplicados en la investigación.

## Capítulo I. Planteamiento del Problema

### 1.1 Descripción de la Realidad Problemática

En el Perú y en muchos países de Latinoamérica, los códigos de diseño estructural en edificaciones presentan estudios basados a la peligrosidad de la ocurrencia de un sismo severo, donde teóricamente no deberían presentarse problemas estructurales durante eventos sísmicos en la vida útil de la edificación. Sin embargo, no se han alcanzado óptimamente estos objetivos, por lo cual se necesita emplear criterios alternativos más específicos donde se considere no solo su peligrosidad y la degradación de la rigidez en la estructura sino el nivel de daño sísmico y predecir la forma de cómo fallara la estructura.

En el caso de la Oficina de Admisión, el resto de pabellones construidos dentro de la Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión, edificaciones en el distrito de Huacho, y en todo el Perú, los cálculos y criterios estructurales pre constructivos son realizados de forma tradicional como indica la nuestra norma técnica de edificaciones, donde no nos permite predecir la forma de falla de la estructura.

La gran cantidad de pérdidas sociales tanto en vidas humanas como económicas después de un evento sísmico en los últimos años, es la preocupación de muchos países, sobre todo aquellos que se encuentran en zona sísmica como es el caso del Perú. Por tal razón se están desarrollando trabajos de investigación en países como Japón y EE.UU, basados en el desempeño sismorresistente de manera que el comportamiento de las estructuras sean más predecibles y controlables. Uno de estos criterios de diseño sísmico es el denominado análisis estático no lineal “Pushover”, la cual mide la capacidad de una estructura mediante la resistencia y deformación máxima de cada uno de sus elementos, y para determinar sus capacidades más allá del límite elástico.

## 1.2 **Formulación del Problema**

### 1.2.1 **Problema general.**

- ¿De qué manera se comportará estructuralmente la edificación de la Oficina Central de Admisión al ser evaluado para un diseño por capacidad en el rango estático no lineal?

### 1.2.2 **Problema específico.**

- ¿En qué medida se producirán daños estructurales en la edificación de la Oficina Central de Admisión, utilizando el diseño por capacidad?
- ¿De qué manera la aplicación de un diseño por capacidad influye en los refuerzos estructurales (acero) de la edificación en la Oficina Central de Admisión?

## 1.3 **Objetivos de la Investigación**

### 1.3.1 **Objetivo general.**

El presente trabajo tiene por objetivo principal, evaluar el comportamiento estructural en la edificación de la Oficina Central de Admisión, considerando el diseño por capacidad mediante el análisis estático no lineal.

### 1.3.2 **Objetivos específicos.**

- Estimar los daños estructurales que se puedan presentar en la edificación de la Oficina Central de Admisión, al ser analizado mediante el diseño por capacidad.
- Evaluar los refuerzos estructurales (acero) presentes en la edificación de la Oficina Central de Admisión, al ser analizado mediante el diseño por capacidad.

## Capítulo II. Marco Teórico

### 2.1 Antecedentes de la Investigación

A continuación, se detallarán los trabajos de investigación que preceden a nuestra tesis “Evaluación y diseño por capacidad en la estructura de la Oficina Central de Admisión de la Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión, mediante el análisis estático no lineal - Pushover”.

#### 2.1.1 A nivel internacional.

Guevara, Osorio, & Vargas. (2006) realizaron la tesis denominada: Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover), El Salvador, Centro América – 2006, en la universidad de el Salvador.

Esta tesis tenía como objetivo principal encontrar el nivel de desempeño de la estructura para diferentes estados límites.

La investigación llegó a las siguientes principales conclusiones:

1. El comportamiento del edificio varia basándose en la dirección de las cargas laterales aplicadas. Presenta alta capacidad de resistencia lateral para cargas paralelas a sus ejes de columnas, pero es vulnerable ante cargas dirigidas de forma diagonal, ya que presenta menor resistencia es esta dirección.
2. El edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura posee un aceptable comportamiento para el estado límite de colapso por la siguiente razón: para el desplazamiento lateral resultante de la intersección del espectro de capacidad con el espectro de respuesta elástico definido por la NTDS, considerado en este estudio, que corresponde a la resistencia máxima lateral del edificio, para el cual la estructura no

experimenta mecanismos de colapsos significativos, sino que continuara desplazándose lateralmente con una aceptable capacidad estructural.

3. La estructura muestra un comportamiento aceptable, ya que posee la capacidad suficiente para absorber la demanda de acciones internas que se generan en ella cuando se aplica carga lateral.
4. La estructura se comporta de forma elástica para el estado límite de daño limitado, cumpliendo con el objetivo esencial del mantenimiento de la funcionalidad para este nivel de desempeño.
5. El edificio posee la capacidad necesaria para soportar grandes desplazamientos laterales provocados por fuertes aceleraciones sísmicas sin que ocurra el colapso, comportarse en óptimas condiciones para sismos de magnitud moderada, y comportarse elásticamente para condiciones de servicio, para las demandas que se han considerado que serán impuestas sobre la estructura.

La investigación llegó a las siguientes principales recomendaciones:

1. Se recomiendan que se realicen el análisis estático no lineal - Pushover, utilizando niveles de desempeño, para estructuras con diferentes características, y de esta manera tener un conocimiento amplio del comportamiento no lineal de los edificios diseñados con todos los criterios que actualmente se definen en nuestros reglamentos.
2. La implementación de la nueva filosofía de evaluación del comportamiento sísmico, requiere una clara definición de los parámetros de respuesta utilizados. Se sabe además que los espectros de respuesta en formato aceleración – desplazamiento son los que más se

utilizan, por lo tanto, para definirlos se hace necesario que se emplee una metodología de criterios de desempeño para definir las posibles acciones que se impondrán a la estructura.

### **2.1.2 A nivel nacional.**

Burgos Namuche. (2007), realizo la tesis magistral denominado: 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, Lima – Peru – 2007, en la Universidad Nacional de Ingenieria.

Este trabajo de investigación tiene como objetivo principal demostrar que, con el diseño por capacidad, metodología de Nueva Zelanda, se puede conseguir una estructura dúctil o extremadamente tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo, evitando el colapso, a pesar de haber excedido su resistencia, garantizando de esta manera que la estructura llegue a formar el mecanismo de colapso escogido durante la etapa de diseño.

La investigación llevo a las siguientes conclusiones:

1. Debido a que la edificación es considerada como una estructura importante, la evaluación del punto de desempeño o la demanda sísmica sobre la edificación se hace para satisfacer los requerimientos de seguridad de vida (LS) para un sismo de diseño raro y para satisfacer los requerimientos de ocupación inmediata para un sismo de servicio.
2. La evaluación de la demanda sísmica (desplazamientos, distorsiones, cortante basal, rotación de rotulas plásticas, etc.) se hace a nivel global del edificio y a nivel local de los componentes del edificio.

Cisneros Ayala O. ,(2014) elaboró la tesis denominado: Análisis y diseño sísmico por desempeño de la infraestructura de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, Ayacucho – Perú – 2014, en la Universidad Nacional San Cristobal de Huamanga.

Este trabajo tiene como objetivo determinar el comportamiento (performance) de la infraestructura de escuela profesional, para las demandas sísmicas consideradas en la nueva filosofía de diseño sismorresistente y comprobar la optimización del performance de la infraestructura, realizando el análisis sísmico con la neva filosofía de diseño sismorresistente para cada uno de las demandas sismicas: Frecuente, Ocasional, Raro y Muy raro.

La investigacion llegó a las siguientes conclusiones:

1. El mecanismo de viga debil y columna fuerte se cumple, debido a la primera incursión inelástica de los elementos viga luego de los elementos columna, esto se logra apreciar a traves del proceso de plastificación de los elementos resistentes.
2. La rigidez lateral supuesta igual en ambas direcciones de análisis no cumple en la practica debido a la irregularidad estructural en planta de la estructura.
3. Se comprueba en las secciones de columnas del edificio analizado que a mayor cuantía de acero de refuerzo es menor la capacidad de comportamiento inelástico. Pero en ningún momento las secciones requieren cuantías mas de lo permitido por la Norma E-060, trabajando adecuadamente con una cuantía de 3%.

La investigación llegó a las siguientes principales recomendaciones:

1. Se recomienda utilizar las secciones de columnas tipo: Croos, L, T debido al aporte a la rigidez lateral en ambas direcciones de la estructura.

2. Las cuantías máximas recomendadas para el performance óptimo de la estructura en las columnas oscilan de 3%.
3. El parámetro de respuesta para definir el criterio de aceptación fue el desplazamiento de entrepiso, se recomienda utilizar los límites de desempeño del concreto y del acero (los cuales están basados en numerosas pruebas experimentales) dentro de los criterios de aceptación, ya que con estos se puede tener un monitoreo del comportamiento de cada elemento de la estructura.

Otazzi Pasino, (2004), realizó la tesis magistral denominado: Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento del concreto armado, Lima – Perú, en la Pontificia Universidad Católica del Perú.

Este trabajo de investigación tiene como objetivo contribuir a la mejora de la enseñanza de los cursos de Concreto Armado, que se dicta en la Facultad de Ciencia e Ingeniería en la especialidad de ingeniería civil, y del curso comportamiento del Concreto Armado, que ofrece la escuela de graduados como electivo en el programa de Maestría en Ingeniería Civil.

## 2.2 Bases Teóricas

La filosofía de diseño por capacidad es una aproximación racional y relativamente simple, cuyo objetivo principal es conseguir una estructura tolerante a deformaciones ocasionado por un sismo severo lo que va orientar a evitar su colapso aun así después de haber excedido su máxima resistencia, logrando así dotar a cada elemento estructural la capacidad de disipar energía. Pero para lograr esa filosofía de diseño se necesita verificar el comportamiento de los materiales de la estructura, en un rango no lineal, donde es ahí que se hace un poco laborioso el análisis, puesto



que se realizaran iteraciones y aumentos progresivos de las fuerzas sísmicas hasta que la estructura alcance su estado cerca al colapso y a partir de ahí identificar los comportamientos plásticos (rótulas plásticas) de los elementos para formar un mecanismo de colapso, simulando un comportamiento dúctil (Burgos Namuche, 2007).

Esta filosofía de diseño actualmente está siendo adoptado por muchas normas sismorresistente en todo el mundo, gracias al buen desempeño de las edificaciones diseñadas con esta metodología, y como toda filosofía de estudio nace a partir de una necesidad de solución, mejoramiento y entendimiento de las cosas que nos rodean, este principio también tiene su origen frente a una necesidad producto de los sismos naturales que se originan en el mundo, para ello citaremos la evolución de esta filosofía en dos esferas que detallaremos a continuación:

El concepto de “diseño por capacidad” fue generalmente introducido en los años 70 en Nueva Zelanda, pero iniciada en los años 60 por J. P. Holings para asegurar que la fluencia ocurra solo en zonas dúctiles escogidas. Se incorpora a la norma de Nueva Zelanda NZS 3101:1982, basada en los aportes de Paulay, en 1975, 1977, 1980. Es a partir de esos años que se comenzó a estudiar el comportamiento no lineal de las estructuras, de estos estudios se obtuvo que se podían realizar análisis dinámicos no lineales, que para efectos prácticos resulto demasiado complejo y por lo tanto frecuentemente impracticable, es así como surgen los métodos de análisis estáticos no lineales; que utilizan directamente las propiedades inelásticas de los materiales. El análisis estático no lineal Pushover (Análisis de colapso) nace como una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad resistencia – deformación de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales. (Burgos Namuche, 2007).

## **2.2.1 Conceptos básicos para el diseño por capacidad.**

### ***2.2.1.1 Filosofía del diseño por capacidad.***

El diseño por capacidad es un método de diseño por flexión de los elementos estructurales de una edificación, la cual se basa en la formulación de una jerarquía en la resistencia de los componentes que conforman el sistema estructural para permitir la formación de un adecuado mecanismo de deformación plástica (mecanismo de falla), evitando la ocurrencia de fallas frágiles. Para ello se determinan ciertas zonas de la estructura sismo resistente que se diseñan y detallan para disipar energía en forma dúctil y estable y que se denominan comúnmente rotulas plásticas. (Salas, S.f, p.1)

El objetivo principal del diseño por capacidad es conseguir una estructura muy tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo severo, que permita evitar el colapso, a pesar de haber excedido su resistencia. Por lo tanto, es necesario escoger y diseñar detalladamente ciertos elementos estructurales resistentes a las fuerzas sísmicas para disipar energía bajo severos desplazamientos impuestos por el sismo.

“La filosofía del diseño por capacidad es una aproximación racional, determinística y relativamente simple” (Burgos Namuche, 2007, p.9). Los siguientes puntos resumen y delimitan las características más resaltantes de esta filosofía:

- a. “Se escoge un mecanismo plástico cinemáticamente admisible con el fin de identificar los lugares potenciales de rótulas plásticas donde tendrá lugar la disipación de energía” (Burgos Namuche, 2007, p.10)
- b. Se considera que un edificio se comportara inelásticamente ante un sismo severo (sismo de diseño); caso contrario, las fuerzas horizontales deberán ser varias veces las que estipulan

los códigos, para obtener un diseño elástico, el cual resultaría totalmente antieconómico. (Salas, S.f, p.1)

- c. El mecanismo escogido debe ser tal que la ductilidad de desplazamiento global necesaria se pueda desarrollar con la más pequeña demanda de rotación inelástica en las rótulas plásticas. Es decir, se necesita hacer un estimado con respecto a las demandas de ductilidad de estas regiones plásticas intentando minimizar las demandas locales de ductilidad. (Burgos Namuche, 2007, p.10)
- d. Se puede hacer una redistribución inelástica estáticamente admisible de las acciones para las que se diseña por lo que puede conseguirse una solución óptima. Una solución óptima significa que se puede lograr una mínima resistencia que satisfaga sólo los requerimientos mínimos lo que permite lograr mayor economía. (Burgos Namuche, 2007, p.10)
- e. Las potenciales rótulas plásticas deben ser diseñadas para tener una resistencia a la flexión mayor o igual a la resistencia requerida (Su). Seguidamente, estas regiones son debidamente detalladas para asegurar que demandas de ductilidad en estas regiones sean las esperadas. Dicho objetivo logramos principalmente con menores espaciamentos del refuerzo transversal (estribos, sunchos). (Burgos Namuche, 2007, p.10)
- f. La magnitud de las máximas acciones posibles, tales como momentos flectores en cada articulación plástica, se debe evaluar y estas acciones deben estar basadas en aquellas propiedades que han sido realmente suministradas durante la construcción, y no en las propiedades que hayan sido supuestas o especificadas. Estas son las acciones que se desarrollarían durante un gran terremoto. A esto se le ha denominado la sobre resistencia de dicho elemento estructural. (Burgos Namuche, 2007, p.10)

- g. “Aquellas partes de la estructura que entran al rango inelástico deberán localizarse en las vigas y no en las columnas; es decir, el criterio de columna fuerte – viga débil debe prevalecer” (Salas, S.f, p.1)
- h. Los modos indeseables de deformación inelástica tales como los originados por corte o fallas de anclaje e inestabilidad, dentro de los elementos conteniendo rótulas plásticas, deben evitarse, asegurándose que la resistencia de estos modos exceda la capacidad de las rótulas plásticas a causa de la sobrerresistencia. (Burgos Namuche, 2007, p.10)
- i. El concepto de capacidad primaria en cada paso de un diseño sismo resistente, es decir en este caso, que las fuerzas en el nudo (o en rotulas) dependen de las armaduras presentes en dichas zonas, es decir las armaduras a ser colocadas realmente y no de las fuerzas encontradas al analizar la estructura. (Salas, S.f, p.1)
- j. Regiones potencialmente frágiles o elementos que no estarán aptos para disipar energía, son diseñadas de tal forma que su resistencia exceda las demandas originadas de la sobrerresistencia de las rótulas plásticas. Por lo tanto, estas regiones son diseñadas para permanecer elásticas independientemente de la intensidad del sismo o la magnitud de las deformaciones inelásticas que puedan ocurrir. (Burgos Namuche, 2007, p.11)
- k. “La etapa final del proceso de diseño, el punto más importante, es el detallado para la construcción de estas regiones plásticas” (Burgos Namuche, 2007, p.11)

### ***2.2.1.2 Consideraciones de las resistencias de los elementos.***

Es importante conocer la variación posible de las resistencias probables de los elementos estructurales. Las estructuras reales contienen variaciones en las resistencias del concreto y acero respecto de los valores especificados, y hay desviaciones en las medidas especificadas debido al proceso constructivo. Por otra parte, se han hecho ciertas suposiciones en la deducción de las

ecuaciones de la resistencia, por lo que es difícil calcular con exactitud la resistencia real de una estructura; sin embargo, es posible definir niveles de resistencia probable de los elementos estructurales, las que se pueden utilizar en distintos tipos de diseño. En las secciones siguientes se definen los niveles de resistencia y sus relaciones. (Burgos Namuche, 2007)

- *Resistencia ideal  $S_i$* : La definición de resistencia ideal del material difiere de país en país. En algunos casos es una resistencia mínima especificada y en otros es una característica adoptada.

“La resistencia ideal o nominal de una sección de un elemento estructural  $S_i$ , se obtiene teóricamente prediciendo el comportamiento de falla de la sección de la geometría supuesta de esta y de las resistencias especificadas de los materiales” (Paulay & Priestley, 1980).

- *Resistencia ultima  $S_u$* : Esta resistencia surge de la aplicación de las cargas factoradas y combinadas, conforme establece la norma. El principal objetivo del diseño es proporcionar resistencia, también denominada resistencia de diseño también llamado resistencia requerida o resistencia confiable.

La resistencia ultima  $S_u$  guarda la siguiente relación con la resistencia ideal  $S_i$  (Paulay & Priestley, 1980).

$$\phi S_i \geq S_u$$

Dónde:

$\phi$  : es el factor de reducción de la resistencia proporcionado por la norma E060.

Dado que la filosofía del diseño por capacidad se basa en la jerarquía de capacidades, es muy importante como regla general que la resistencia nominal no es la resistencia

óptima deseada, pero es la resistencia que será provista en la construcción, siempre buscamos que la resistencia ideal debe estar en exceso de la resistencia última.

$$S_i > S_u/\phi$$

- *Resistencia probable  $S_p$*  : La resistencia probable  $S_p$  o resistencia principal toma en consideración que las resistencias de los materiales generalmente son mayores que las resistencias especificadas por los códigos de diseño. Por ejemplo, la resistencia a la compresión del concreto puede ser hasta el 30% o incluso superior a una edad mayor y la resistencia de fluencia del acero puede ser hasta 20% mayor que la especificada o si el material se comprime triaxialmente. La resistencia probable de materiales se puede establecer desde los ensayos de rutina, hechos normalmente durante la construcción.

La resistencia probable se puede relacionar a la resistencia ideal por la siguiente expresión (Paulay & Priestley, 1980)

$$S_p = \phi_p S_i$$

Dónde:

$\phi_p$  : es el factor de resistencia probable que toma en consideración el hecho de que los materiales que se emplearon en el proceso constructivo fueron más resistentes que los especificados, por lo tanto, debe ser mayor a 1

- *Sobrerresistencia  $S_o$*  : La sobrerresistencia  $S_o$  toma en cuenta todos los efectos posibles que pueden provocar aumentos de la resistencia; estas incluyen una resistencia del acero más elevada que la cedencia especificada más la resistencia adicional del acero debida al endurecimiento por deformación bajo grandes deformaciones, una resistencia del concreto más elevada que la especificada, tamaños de secciones más grandes que los supuestos, compresión axial en los miembros a flexión debida a restricciones lateral, y

refuerzo adicional al impuesto para fines constructivos y que no se toma en cuenta en los cálculos. Se puede relacionar la sobrerresistencia con la resistencia ideal o nominal mediante la siguiente expresión (Paulay & Priestley, 1980)

$$S_o = \phi_o S_i$$

Dónde:

$\phi_o$  : es el factor de sobrerresistencia que toma en consideración todas las fuentes de aumento de resistencia y es mayor que 1

Esto es una propiedad muy importante que se debe ser tomada en cuenta en el diseño cuando grandes demandas de ductilidad son impuestas sobre una estructura, puesto que los elementos frágiles deben poseer resistencias excedentes a la resistencia máxima admisible de los elementos dúctiles.

- *Relaciones entre distintas resistencias:* Las resistencias antes mencionadas son mejor expresadas en términos de la resistencia ideal  $S_i$  de la sección. A continuación, se muestran las siguientes relaciones:

$$S_i \geq S_u/\phi$$

$$S_p \geq \phi_p S_i \geq \phi_p S_u/\phi$$

$$S_o = \phi_o S_i \geq \phi_o S_u/\phi$$

### 2.2.1.3 Relaciones momento - curvatura.

- Curvatura de un miembro

En la siguiente figura se muestra un elemento inicialmente recto de un miembro de concreto armado con momentos flectores  $\mathbf{M}$  de extremos y fuerzas axiales iguales  $\mathbf{P}$ . El radio de curvatura  $\mathbf{R}$  se mide hasta el eje neutro  $\mathbf{kd}$ , la deformación del concreto en la fibra extrema a compresión  $\mathbf{\epsilon}_c$ , y la deformación del acero a tracción  $\mathbf{\epsilon}_s$ , varían a lo largo del miembro debido a que entre las grietas

el concreto toma cierta tracción. Considerando solamente un pequeño elemento de longitud  $dx$  del miembro se proporcionan las siguientes relaciones:

$$\frac{dx}{R} = \frac{\epsilon_c dx}{kd} = \frac{\epsilon_s dx}{d(1-k)}$$

$$\frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)} = \phi$$

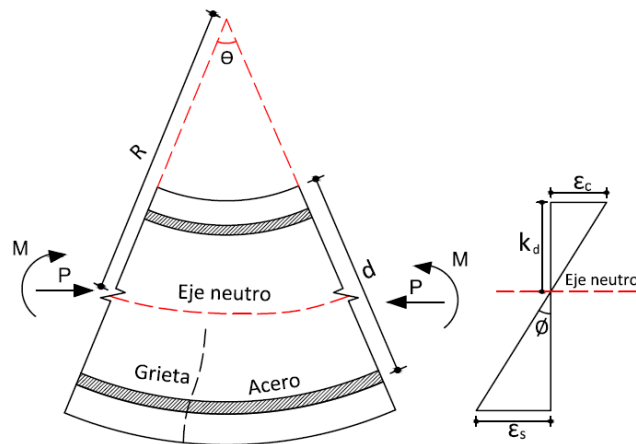


Figura 1: Deformación de un elemento del miembro, derecha distribución de deformación unitaria.

Entonces  $1/R$  es la curvatura en el elemento, la rotación por longitud unitaria del elemento está dado por el símbolo  $\phi$ , entonces se tiene.

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{kd} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\epsilon_c + \epsilon_s}{d}$$

Es evidente que la curva es el gradiente del perfil de deformaciones en el elemento. La curvatura varía físicamente a lo largo del miembro debido a la fluctuación de la profundidad del eje neutro y las deformaciones entre las grietas. Si la longitud del elemento es pequeña y abarca esta grieta, la curvatura estará dada por la ecuación anterior, con  $\epsilon_c$  y  $\epsilon_s$  como las deformaciones en las secciones agrietadas. Si se miden las deformaciones en la sección crítica de una viga de concreto armado en una corta longitud calibrada conforme se aumenta el momento flexionante hasta la falla,



se puede calcular la curvatura, lo que permite obtener la relación momento – curvatura para la sección (Otazzi Pasino, 2004).

A continuación, se muestran dos de esas curvas obtenidas de mediciones en vigas simplemente reforzadas que fallan a tracción y a compresión. Ambas curvas son lineales en las etapas iniciales y la ecuación clásica de la elástica está dado por:

$$EI = MR = M/\phi$$

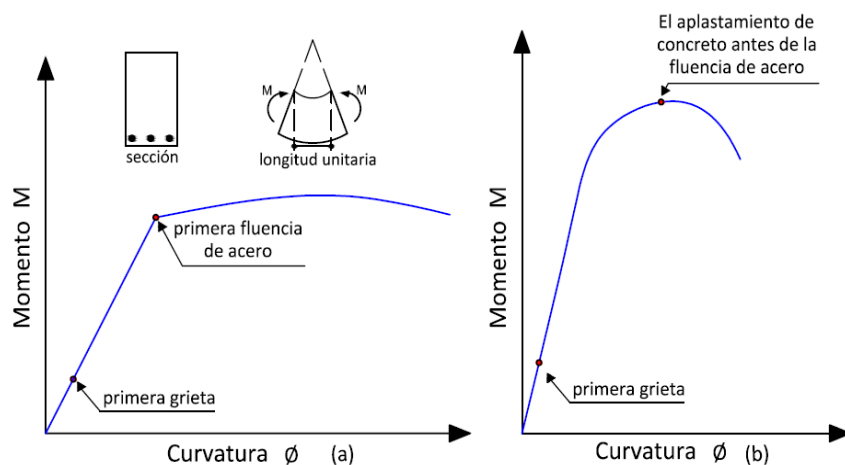


Figura 2: Relación momento curvatura para secciones de viga simplemente reforzada (a) sección que falla a tensión,  $p < p_b$ ; (b) sección que falla a compresión,  $p > p_b$ , ( Park y Paulay 1997).

$EI = M/\phi$ , proporciona la relación entre el momento  $M$  y la curvatura  $\phi$  en que  $EI$  es la rigidez a flexión de la sección. Al aumentar el momento, el agrietamiento del concreto hace que reduzca la rigidez a flexión de las secciones, si comparamos la reducción de rigidez en una sección ligeramente reforzada con una sección reforzada fuertemente se llega a conclusión de la sección ligeramente reforzada la reducción de rigidez es mayor que la sección reforzada fuertemente. El comportamiento de la sección después del agrietamiento depende principalmente de la cuantía de

acero. Las secciones reforzadas ligeramente producen una curva prácticamente lineal de  $M - \phi$  hasta el punto de fluencia de acero, cuando este fluye, ocurre un aumento grande en la curvatura a momento flexionante casi constante, y el momento se eleva lentamente hasta un máximo debido a un aumento en el brazo de palanca interno, y luego decrece. Por otra parte, en las secciones fuertemente reforzadas, la curva  $M - \phi$  deja de ser lineal cuando el concreto entra a la parte inelástica de la relación esfuerzo – deformación, y la falla puede ser bastante frágil, a menos de que se confine el concreto mediante estribos cerrados con separación pequeña entre ellos. Si no se confina el concreto, este se aplasta a una curvatura relativamente pequeña antes de que fluya el acero, ocasionando una disminución inmediata en la capacidad de tomar momentos. Para asegurar el comportamiento dúctil en la práctica, siempre se utiliza en las vigas cuantías de acero inferiores al valor de la cuantía balanceada (Paulay & Priestley, 1980).

La relación momento curvatura para una viga, en que fluye el acero a tracción se puede idealizar por la relación trilineal presentada en la fig. 3a. La primera etapa es el agrietamiento, la segunda es la fluencia del acero a tracción y la tercera el límite de la deformación útil en el concreto. En muchos casos es suficientemente exacto idealizar la curva todavía más hasta cualquiera de las dos relaciones bilineales mostradas en la fig. 3b y 3c, que proporcionan grados sucesivos de aproximación. La fig. 3° es una curva virgen idealizada que representa el comportamiento a la primera carga. Una vez que se desarrollan las grietas, como sucede en la mayoría de las vigas bajo cargas de servicio, la relación  $M - \phi$  es casi lineal desde la carga cero hasta el inicio o arranque de la fluencia. En consecuencia, las curvas bilineales de las fig. 3b y 3c son buenas aproximaciones para vigas inicialmente agrietadas.

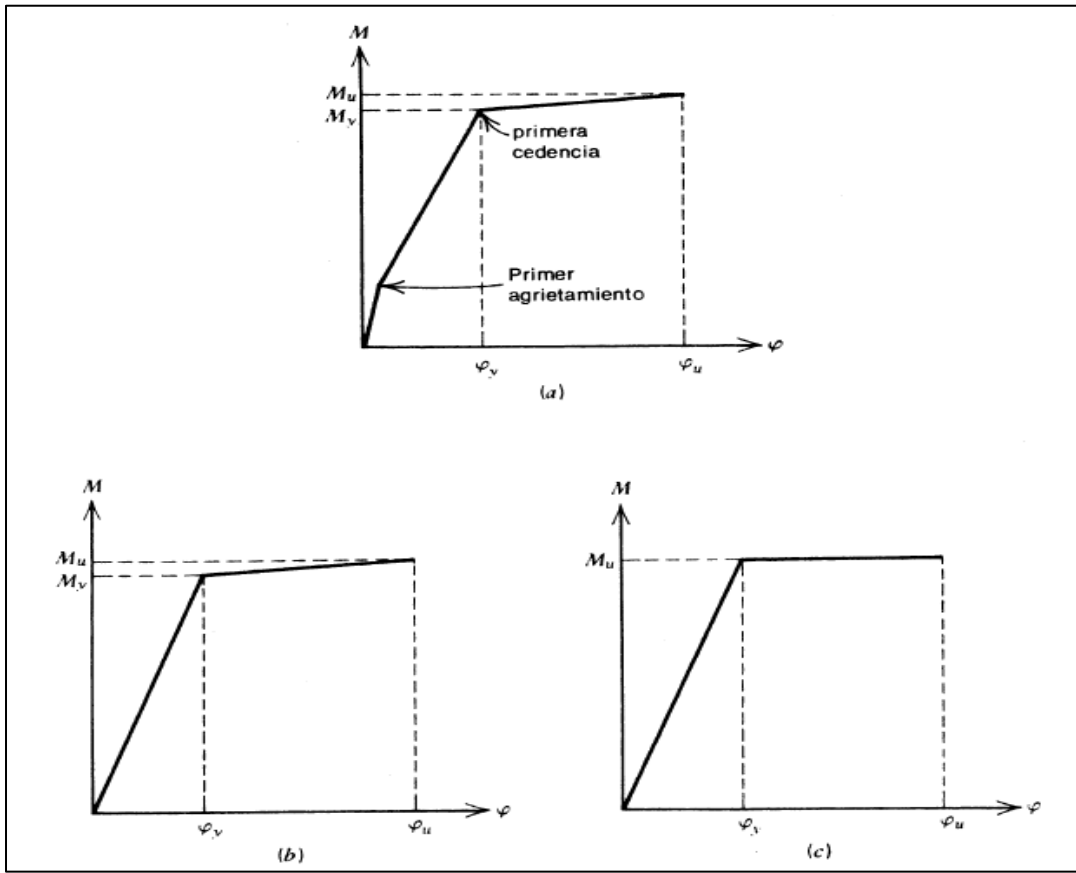


Figura 3: Curvas idealizadas momento – curvatura para una sección simplemente reforzada que falla a tracción.

Se puede calcular la rotación y deflexión de un elemento integrando las curvaturas a lo largo de las mismas, ya que la curvatura se define como la rotación por longitud unitaria del miembro, la siguiente expresión proporciona la rotación entre dos puntos cualquiera A y B del elemento, en que  $dx$  es una longitud del elemento (Burgos Namuche, 2007).

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

En la siguiente figura se observa un voladizo con deformación debida a la rotación  $d\theta$  en el elemento de longitud  $dx$ . La rotación  $d\theta = \phi dx$

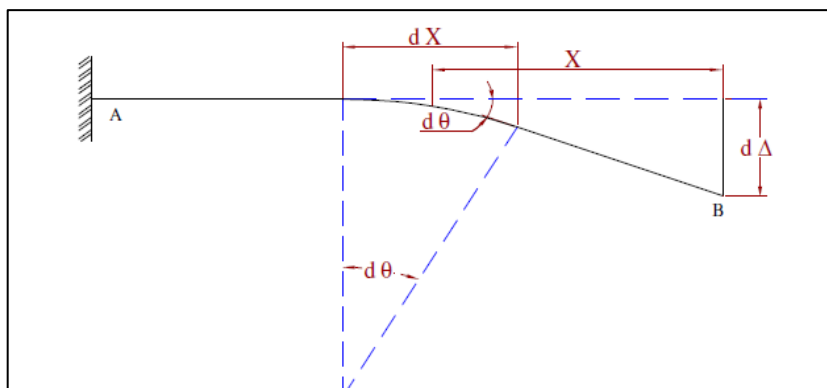


Figura 4: Rotación y deflexión debida a deformación por flexión de un elemento.

La deflexión transversal  $d\Delta$  en el punto B desde la tangente al eje del elemento en el extremo empotrado A, debido a la rotación  $d\theta$  entre los extremos del elemento, es  $x d\theta$  o  $x\phi dx$ . En consecuencia, la deflexión transversal del punto B desde la tangente al eje del elemento en el punto A debida a la curvatura a lo largo de toda la longitud del elemento entre esos puntos está dado por:

$$\Delta_{AB} = \int_A^B x\phi dx$$

Dónde:

X : es la distancia del elemento  $dx$  desde B.

Estas ecuaciones son generalizaciones de los teoremas del área de momento y se aplican si están involucradas curvaturas elásticas o plásticas. Se puede utilizar estas dos ecuaciones para calcular las rotaciones y deflexiones de los elementos cuando se conocen las relaciones momento – curvatura y la distribución del momento flexionante.

Estas ecuaciones ignoran el efecto del aumento de rigidez de los miembros, debido a la tensión que transmite el concreto entre las grietas, al igual que las deformaciones adicionales provocadas por las grietas a tensión diagonal debidas al cortante y por el deslizamiento de adherencia del refuerzo.

#### **2.2.1.4 Ductilidad.**

La ductilidad es una característica esencial en el buen comportamiento sismorresistente de cualquier estructura. La necesidad de contar con ella parte de metodología de diseño (diseño por capacidad), que confía en la disipación de energía por acción inelástica para resistir adecuadamente un sismo severo. Un sistema se puede considerar dúctil cuando es capaz de experimentar deformaciones substanciales bajo carga constante, sin sufrir daños excesivos o pérdida de resistencia bajo ciclos repetidos de carga y descarga. Esta característica es indispensable en edificios de resistencia moderada si es que se quiere asegurar su supervivencia, por esta razón es la propiedad singular más importante buscada por el diseñador de edificaciones ubicadas en zonas de significativa actividad sísmica (Pique del Pozo, S.f)

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 comportara como dúctil (Pique del Pozo, S.f)

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 eslabones 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). Por consiguiente, sería deseable que la resistencia al corte sea mayor que la resistencia a la flexión. En la cadena, los eslabones frágiles estarían representando a la resistencia al corte en los distintos elementos de la estructura, mientras que el eslabón dúctil representa la resistencia a la flexión (Pique del Pozo, S.f)

La fuerza que se le 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 (sobrerresistencia) que pueda tener el eslabón frágil, habremos conseguido una cadena dúctil que resiste la fuerza aplicada.

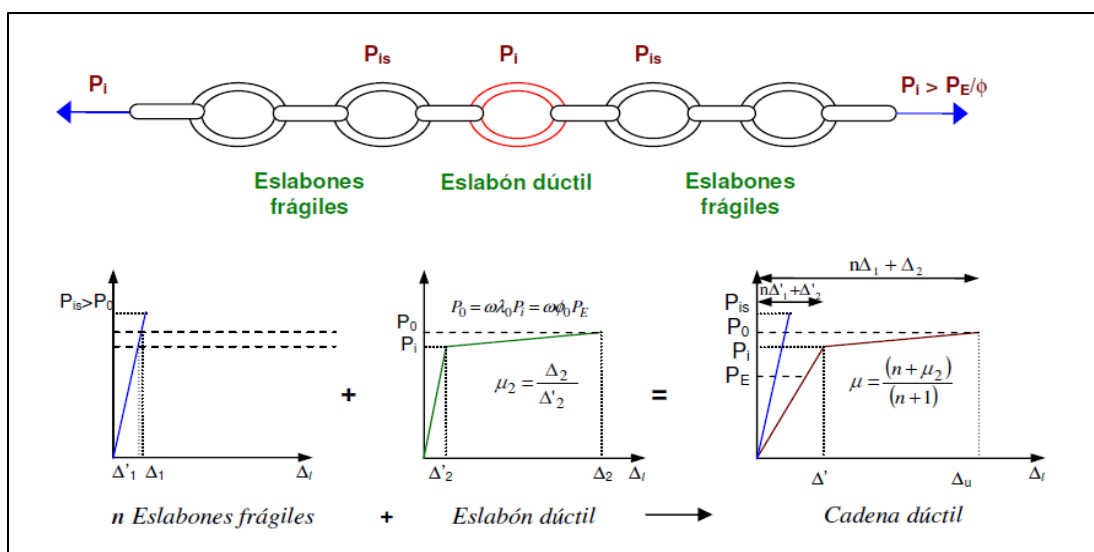


Figura 5: Ilustración del principio de la limitación de resistencia a través de una cadena dúctil.

### 2.2.1.5 Mecanismo de Falla.

El mecanismo de falla 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 (Burgos Namuche, 2007, p.21)

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 (Burgos Namuche, 2007, p.21)

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, 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 (Burgos Namuche, 2007, p.22)

Este tipo de mecanismo es preferido por las siguientes razones:

- La falla de las columnas representa el colapso total de todo el edificio.
- 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.
- 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 porque no actúa la carga axial; por otro lado, la formación de una rotula 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 rotulas plásticas en esta zona (Burgos Namuche, 2007, p.22)

Cuando elegimos el mecanismo viga débil – columna fuerte, se debe evitar la formación de rotulas plásticas en las columnas de todos los pisos ubicados por encima del segundo piso, para lo cual se provee a estas columnas suficiente resistencia.

El mecanismo aceptable, 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, este mecanismo 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.

El mecanismo de colapso adoptado para nuestra edificación es el de viga débil-columna fuerte, como se muestra en la figura, debido a las razones antes expuestas. Sin embargo, si se observa excesiva resistencia de las columnas en el último piso, se permitirá la formación de rótulas plásticas en el extremo superior de las columnas.

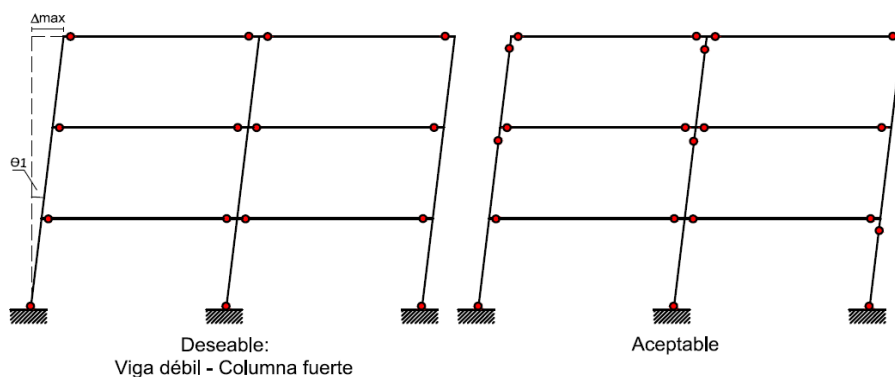


Figura 6: Mecanismos de colapso en edificios aporticados de varios pisos.



## 2.2.2 Consideraciones generales de la norma técnica de edificaciones (E.030) de diseño sismorresistente 2016.

### 2.2.2.1 Generalidades.

#### A) Alcances.

Esta norma establece las condiciones mínimas para que las edificaciones diseñadas según su requerimiento tengan un comportamiento sísmico adecuado. Se aplica al diseño de todas las edificaciones nuevas, a la evaluación y reforzamiento de las existentes y a la reparación de las que resultaron dañadas por la acción de los sismos, para el caso de estructuras especiales, y todas aquellas cuyo comportamiento difiera del de las edificaciones, se requieren consideraciones adicionales que complementen las exigencias aplicables de la presente norma. (Norma E- 030, 2016)

#### B) Filosofía y principios del diseño sismorresistente.

La filosofía del diseño sismorresistente consiste en:

- Evitar pérdida de vidas humanas
- Asegurar la continuidad de los servicios básicos
- Minimizar los daños a la propiedad

Se reconoce que dar protección completa frente a todos los sismos no es técnica ni económica factible para mayoría de las estructuras. En concordancia con tal filosofía se establece en la presente norma los siguientes principios.

- “La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto” (Norma E- 030, 2016)

- “La estructura debería soportar movimientos del suelo calificados como moderados para el lugar del proyecto, pudiendo experimentar daños reparables dentro de límites aceptables” (Norma E- 030, 2016)
- “Para las edificaciones esenciales se tendrán consideraciones especiales orientadas a lograr que permanezcan en condiciones operativas luego de un sismo severo” (Norma E- 030, 2016)

C) Concepción estructural sismorresistente.

Debe tomarse en cuenta la importancia de los siguientes aspectos:

- Simetría tanto en la distribución de masas como de rigideces.
- Peso mínimo, especialmente en los pisos altos.
- Selección y uso adecuado de los materiales de construcción.
- Resistencia adecuada frente a las cargas laterales.
- Continuidad estructural tanto en planta como en elevación.
- Ductilidad, entendida como la capacidad de deformación de la estructura más allá del rango elástico.
- Inclusión de líneas sucesivas de resistencia (redundancia estructural)
- Consideración de las condiciones locales.
- Buena práctica constructiva y supervisión estructural rigurosa.

D) Consideraciones generales.

Toda edificación y cada una de sus partes serán diseñadas y construidas para resistir las sollicitaciones sísmicas prescritas en esta norma, siguiendo las especificaciones de las normas pertinentes a los materiales empleados. No es necesario considerar simultáneamente los efectos de sismo y viento.

Deberá considerarse el posible efecto de los tabiques, parapetos y otros elementos adosados en el comportamiento sísmico de la estructura. El análisis, el detallado del refuerzo y anclaje deberá hacerse acorde con esta consideración.

En concordancia con los principios de diseño sismorresistente, se acepta que las edificaciones tengan incursiones inelásticas frente a solicitaciones sísmicas severas. Por tanto, las fuerzas sísmicas de diseño son una fracción de la solicitación sísmica máxima elástica.

### 2.2.2.2 Peligro sísmico.

#### A) Zonificación.

El territorio nacional se considera dividido en cuatro zonas sísmicas. La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como la información geotécnica (Norma E- 030, 2016).

A cada zona se asigna un factor “Z” según se indica en la tabla N° 1. Este factor se interpreta como la aceleración máxima horizontal en suelo rígido con una probabilidad de 10 % de ser excedida en 50 años. El factor Z se expresa como una fracción de la aceleración de la gravedad.

Tabla 1: *Factores segun zona sísmica*

<b>FACTORES DE ZONA “Z”</b>	
<b>ZONA</b>	<b>Z</b>
<b>4</b>	0.45
<b>3</b>	0.35
<b>2</b>	0.25
<b>1</b>	0.10

*Fuente:* Norma Técnica de Edificaciones E- 030 (2016).

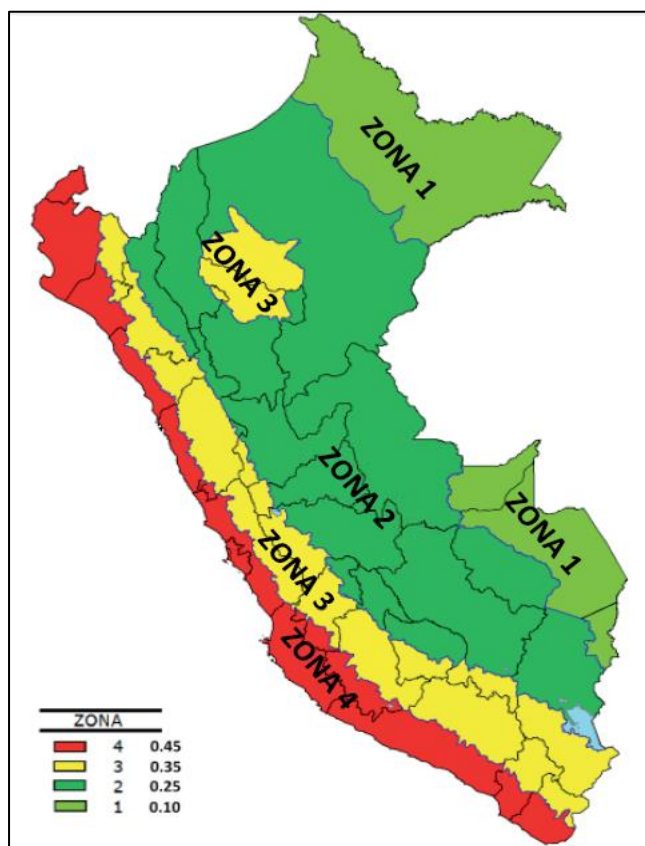


Figura 7: Zonas sísmicas

*B) Microzonificación sísmica y estudio de sitio.*

La microzonificación sísmica son estudios multidisciplinarios que investigan los efectos de sismos y fenómenos asociados como licuación de suelos, deslizamientos, tsunamis y otros, sobre el área de interés. Los estudios suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas por causa de las condiciones locales y otros fenómenos naturales, así como las limitaciones y exigencias que como consecuencia de los estudios se considere para el diseño, construcción de edificaciones y otras obras (Norma E- 030, 2016).

El estudio de sitio Son estudios similares a los de microzonificación, aunque no necesariamente en toda su extensión. Estos estudios están limitados al lugar del proyecto y suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales

por las condiciones locales. Su objetivo principal es determinar los parámetros de diseño (Norma E- 030, 2016).

*B.1) Condiciones geotécnicas.*

*b.1.1) Perfiles de suelo*

Para los efectos de esta Norma, los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta la velocidad promedio de propagación de las ondas de corte ( $\bar{V}_s$ ), o alternativamente, para suelos granulares, el promedio ponderado de los  $\bar{N}_{60}$  obtenidos mediante un ensayo de penetración estándar (SPT), o el promedio ponderado de la resistencia al corte en condición no drenada ( $\bar{S}_u$ ) para suelos cohesivos. Estas propiedades deben determinarse para los 30 m superiores del perfil de suelo medidos desde el nivel del fondo de cimentación, como se indica en Definición de los Perfiles de Suelo (Norma E- 030, 2016).

Para los suelos predominantemente granulares, se calcula  $\bar{N}_{60}$  considerando solamente los espesores de cada uno de los estratos granulares. Para los suelos predominantemente cohesivos, la resistencia al corte en condición no drenada  $\bar{S}_u$  se calcula como el promedio ponderado de los valores correspondientes a cada estrato cohesivo.

Este método también es aplicable si se encuentran suelos heterogéneos (cohesivos y granulares). En tal caso, si a partir de  $\bar{N}_{60}$  para los estratos con suelos granulares y de  $\bar{S}_u$  para los estratos con suelos cohesivos se obtienen clasificaciones de sitio distintas, se toma la que corresponde al tipo de perfil más flexible.

Los tipos de perfiles de suelos son cinco:

- *Perfil Tipo S0 (Roca Dura):* A este tipo corresponden las rocas sanas con velocidad de propagación de ondas de corte  $\bar{V}_s$  mayor que 1500 m/s.

Las mediciones deberán corresponder al sitio del proyecto o a perfiles de la misma roca en la misma formación con igual o mayor intemperismo o fracturas. Cuando se conoce que la roca dura es continua hasta una profundidad de 30 m, las mediciones de la velocidad de las ondas de corte superficiales pueden ser usadas para estimar el valor de  $\bar{V}_s$ . (Norma E- 030, 2016).

- *Perfil Tipo S1 (Roca o Suelos Muy Rígidos):* A este tipo corresponden las rocas con diferentes grados de fracturación, de macizos homogéneos y los suelos muy rígidos con velocidades de propagación de onda de corte  $\bar{V}_s$ , entre 500 m/s y 1500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:
  - Roca fracturada, con una resistencia a la compresión no confinada mayor o igual que 500 kPa (5 kg/cm<sup>2</sup>).
  - Arena muy densa o grava arenosa densa, con  $\bar{N}_{60}$  mayor que 50.
  - Arcilla muy compacta (de espesor menor que 20 m), con una resistencia al corte en condición no drenada  $\bar{s}_u$  mayor que 100 kPa (1 kg/cm<sup>2</sup>) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.
- *Perfil Tipo S2 (Suelos Intermedios):* A este tipo corresponden los suelos medianamente rígidos, con velocidades de propagación de onda de corte  $\bar{V}_s$ , entre 180 m/s y 500 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:
  - Arena densa, gruesa a media, o grava arenosa medianamente densa, con valores del SPT  $\bar{N}_{60}$ , entre 15 y 50.
  - Suelo cohesivo compacto, con una resistencia al corte en condiciones no drenada  $\bar{s}_u$  entre 50 kPa (0,5 kg/cm<sup>2</sup>) y 100 kPa (1 kg/cm<sup>2</sup>) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.

- *Perfil Tipo S3 (Suelos Blandos):* Corresponden a este tipo los suelos flexibles con velocidades de propagación de onda de corte  $\bar{V}_s$ , menor o igual a 180 m/s, incluyéndose los casos en los que se cimienta sobre:
  - Arena media a fina, o grava arenosa, con valores del SPT  $\bar{N}_{60}$  menor que 15.
  - Suelo cohesivo blando, con una resistencia al corte en condición no drenada  $\bar{S}_u$ , entre 25 kPa (0,25 kg/cm<sup>2</sup>) y 50 kPa (0,5 kg/cm<sup>2</sup>) y con un incremento gradual de las propiedades mecánicas con la profundidad.
  - Cualquier perfil que no correspondan al tipo S4 y que tenga más de 3 m de suelo con las siguientes características: índice de plasticidad PI mayor que 20, contenido de humedad  $\omega$  mayor que 40%, resistencia al corte en condición no drenada  $\bar{S}_u$  menor que 25 kPa.
- *Perfil Tipo S4 (Condiciones Excepcionales):* A este tipo corresponden los suelos excepcionalmente flexibles y los sitios donde las condiciones geológicas y/o topográficas son particularmente desfavorables, en los cuales se requiere efectuar un estudio específicos para el sitio. Sólo será necesario considerar un perfil tipo S4 cuando el Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) así lo determine.

La tabla N°2 resume valores típicos para los distintos tipos de perfiles de suelo:

Tabla 2: *Clasificación de los perfiles de suelo*

<i>Perfil</i>	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{S}_u$
<i>S0</i>	> 1500 m/s	-	-
<i>S1</i>	500 a 1500 m/s	> 50	> 100 kPa
<i>S2</i>	180 a 500 m/s	15 a 50	50 a 100 kPa
<i>S3</i>	< 180 m/s	< 50	25 a 50 kPa
<i>S4</i>	Clasificadas Basadas en el EMS		

Fuente: Norma Técnica de Edificaciones E- 030 (2016).

*b.1.2) Definiciones de los perfiles de suelo.*

Las expresiones de este numeral se aplicarán a los 30m superiores del perfil de suelo, medidos desde el nivel del fondo de cimentación. El subíndice  $i$  se refiere a uno cualquiera de los  $n$  estratos con distintas características se refiere al número de estratos con suelos granulares y  $k$  al número de estratos con suelos cohesivos (Norma E- 030, 2016).

- *Velocidad promedio de las ondas de corte,  $\bar{V}_s$* : La velocidad promedio de propagación de las ondas de corte se determinará con la siguiente formula.

$$\bar{V}_s = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n \left( \frac{di}{V_{si}} \right)}$$

Donde  $di$  es el espesor de cada uno de los  $n$  estratos y  $V_{si}$  es la correspondiente velocidad de ondas de corte (m/s).

- *Promedio Ponderado del Ensayo Estándar de Penetración,  $\bar{N}60$* : El valor  $\bar{N}60$  se calculará considerando solamente los estratos con suelos granulares en los 30 m superiores del perfil:

$$\bar{N}60 = \frac{\sum_{i=1}^m di}{\sum_{i=1}^m \left( \frac{di}{\bar{N}60i} \right)}$$

Donde  $di$  es el espesor de cada uno de los  $m$  estratos con suelo granular y  $\bar{N}60$  es el correspondiente valor corregido del SPT.

- *Promedio Ponderado de la Resistencia al Corte en Condición no Drenada,  $\bar{S}_u$* : El valor  $\bar{S}_u$  se calculará considerando solamente los estratos con suelos cohesivos en los 30 m superiores del perfil:



$$\bar{s}_u = \frac{\sum_{i=1}^k di}{\sum_{i=1}^k \left( \frac{di}{\bar{s}_{ui}} \right)}$$

Donde  $di$  es el espesor de cada uno de los  $k$  estratos con suelo cohesivo y  $\bar{s}_u$  es la correspondiente resistencia al corte en condición no drenada (kPa).

*B.2) Parámetros de sitio (S,  $T_p$  y  $T_L$ ).*

Deberá considerarse el tipo de perfil que mejor describa las condiciones locales, utilizándose los correspondientes valores del factor de amplificación del suelo  $S$  y de los períodos  $TP$  y  $TL$  dados en las Tablas.

Tabla 3: *Factores de suelo "S"*

<b>ZONA</b>	<b>SUELO</b>			
	S0	S1	S2	S3
<b>Z4</b>	0.80	1.00	1.05	1.10
<b>Z3</b>	0.80	1.00	1.15	1.20
<b>Z2</b>	0.80	1.00	1.20	1.40
<b>Z1</b>	0.80	1.00	1.60	2.00

*Fuente:* Norma Técnica de Edificaciones E- 030 (2016).

Tabla 4: *Periodos "Tp" y "TL"*

	<b>PERFILES DE SUELO</b>			
	S0	S1	S2	S3
<b><math>TP(s)</math></b>	0.3	0.4	0.6	1.0
<b><math>TL(s)</math></b>	3.0	2.5	2.0	1.6

*Fuente:* Norma Técnica de Edificaciones E- 030 (2016).

### B.3) Factor de amplificación sísmica (C).

De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por las siguientes expresiones:

$$T < T_p \quad C=2.5$$

$$T_p < T < T_L \quad C=2.5 \left( \frac{T_p}{T} \right)$$

$$T > T_L \quad C=2.5 \left( \frac{T_p \cdot T_L}{T^2} \right)$$

Donde T es el periodo. Este coeficiente se interpreta como el factor de amplificación de la aceleración estructural respecto de la aceleración en el suelo.

#### 2.2.2.3 Categoría, sistema estructural y regularidad de las edificaciones.

##### A) Categoría de las edificaciones y factor de uso (U)

Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo con las categorías indicadas en la Tabla N°5. El factor de uso o importancia (U), definido en la Tabla N°5 se usará según la clasificación que se haga. Para edificios con aislamiento sísmico en la base se podrá considerar  $U = 1$ .

Tabla 5: *Categoría de las edificaciones y factor uso "U"*

<b>CATEGORIA</b>	<b>DESCRIPCIÓN</b>	<b>FACTOR "U"</b>
<b>A</b> <b>EDIFICACIONES</b> <b>ESCENCIALES</b>	A1: Establecimientos de salud del Sector Salud (públicos y privados) del segundo y tercer nivel, según lo normado por el Ministerio de Salud.	Ver nota 1
	A2: Edificaciones esenciales cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo severo tales como: - Establecimientos de salud no comprendidos en la categoría A1.	1.5

<i>CATEGORIA</i>	<i>DESCRIPCIÓN</i>	<i>FACTOR "U"</i>
	<p>- Puertos, aeropuertos, locales municipales, centrales de comunicaciones. Estaciones de bomberos, cuarteles de las fuerzas armadas y policía.</p> <p>- Instalaciones de generación y transformación de electricidad, reservorios y plantas de tratamiento de agua.</p> <p>Todas aquellas edificaciones que puedan servir de refugio después de un desastre, tales como instituciones educativas, institutos superiores tecnológicos y universidades.</p> <p>Se incluyen edificaciones cuyo colapso puede representar un riesgo adicional, tales como grandes hornos, fábricas y depósitos de materiales inflamables o tóxicos.</p>	
<p><b><i>B</i></b> <b><i>EDIFICACIONES</i></b> <b><i>IMPORTANTES</i></b></p>	<p>Edificaciones donde se reúnen gran cantidad de personas tales como cines, teatros, estadios, coliseos, centros comerciales, terminales de pasajeros, establecimientos penitenciarios, o que guardan patrimonios valiosos como museos y bibliotecas.</p> <p>También se considerarán depósitos de granos y otros almacenes importantes para el abastecimiento.</p>	1.3
<p><b><i>C</i></b> <b><i>EDIFICACIONES</i></b> <b><i>COMUNES</i></b></p>	<p>Edificaciones comunes tales como: Viviendas, oficinas, hoteles, restaurantes, depósitos e instalaciones industriales cuya falla no acarree peligros adicionales de incendios o fugas de contaminantes.</p>	1.0

<i>CATEGORIA</i>	<i>DESCRIPCIÓN</i>	<i>FACTOR “U”</i>
<i>D EDIFICACIONES TEMPORALES</i>	Construcciones provisionales para depósitos, casetas y otras similares.	Ver nota 2

*Fuente:* Norma Técnica de Edificaciones E- 030 (2016).

*B) Sistemas estructurales.*

*B.1) Estructuras de concreto armado.*

Todos los elementos estructurales de concreto armado que conforman el sistema estructural sismorresistente deberán cumplir con lo previsto en el capítulo 21 “disposiciones especiales para el diseño sísmico” de la norma técnica E.060 concreto armado del RNE.

- *Pórticos:* Por lo menos el 80 % de la fuerza cortante en la base actúa sobre las columnas de los pórticos. En caso se tengan muros estructurales, éstos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.
- *Muros Estructurales:* Sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 70 % de la fuerza cortante en la base.
- *Dual:* Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. La fuerza cortante que toman los muros está entre 20 % y 70 % del cortante en la base del edificio. Los pórticos deberán ser diseñados para resistir por lo menos 30 % de la fuerza cortante en la base.
- *Edificaciones de Muros de Ductilidad Limitada (EMDL):* Edificaciones que se caracterizan por tener un sistema estructural donde la resistencia sísmica y de N cargas de gravedad está dada por muros de concreto armado de espesores reducidos, en los que

se prescinde de extremos confinados y el refuerzo vertical se dispone en una sola capa,

Con este sistema se puede construir como máximo ocho pisos.

*C) Categoría y sistema estructural.*

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, esta deberá proyectarse empleando el sistema estructural que se indica en la siguiente tabla.

Tabla 6: *Categoría y sistema estructural de las edificaciones*

<b>CATEGORIA DE LA EDIFICACION</b>	<b>ZONA</b>	<b>SISTEMA ESTRUCTURAL</b>
<b>A1</b>	4 y 3	Aislamiento Sísmico con cualquier sistema estructural.
	2 y 1	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
<b>A2 (*)</b>	4,3 y 2	Estructuras de acero tipo SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada.
	1	Cualquier sistema
<b>B</b>	4,3 y 2	Estructuras de acero tipo SMF, IMF, SCBF, OCBF y EBF. Estructuras de concreto: Pórticos, Sistema Dual, Muros de Concreto Armado. Albañilería Armada o Confinada. Estructuras de madera
	1	Cualquier sistema
<b>C</b>	4,3,2 y 1	Cualquier sistema

*Fuente:* Norma Técnica de Edificaciones E- 030 (2016).

D) Sistemas estructurales y coeficiente básico de reducción de la fuerza sísmica ( $R_o$ ).

Los sistemas estructurales se clasificarán según los materiales usados y el sistema de estructuración sismorresistente en cada dirección de análisis, tal como se indica en la siguiente tabla.

Tabla 7: *Sistemas estructurales*

<i>SISTEMA ESTRUCTURAL</i>	<b>COEFICIENTE BASICO DE REDUCCION <math>R_0</math></b>
<i>Acero:</i>	
- <i>Pórticos Especiales Resistentes a Momentos (SMF)</i>	8
- <i>Pórticos Intermedios Resistentes a Momentos (IMF)</i>	7
- <i>Pórticos Ordinarios Resistentes a Momentos (OMF)</i>	6
- <i>Pórticos Especiales Concéntricamente Arriostrados (SCBF)</i>	8
- <i>Pórticos Ordinarios Concéntricamente Arriostrados (OCBF)</i>	6
- <i>Pórticos Excéntricamente Arriostrados (EBF)</i>	8
<i>Concreto Armado:</i>	
- <i>Pórticos</i>	8
- <i>Dual</i>	7
- <i>De muros estructurales</i>	6
- <i>Muros de ductilidad limitada</i>	4
<i>Albañilería Armada o Confinada.</i>	3
<i>Madera (Por esfuerzos admisibles)</i>	7

Fuente: Norma Técnica de Edificaciones E- 030 (2016).

E) Regularidad estructural.

Las estructuras deben ser clasificadas como regulares o irregulares para los siguientes fines:

- Establecer los procedimientos de análisis.
- Determinar el coeficiente de R de reducción de fuerzas sísmicas.

F) Restricciones de irregularidad.

*F.1) Categoría de la edificación e irregularidad.*

De acuerdo a la categoría de una edificación y la zona donde se ubique, ésta deberá proyectarse respetando las restricciones a la irregularidad.

Tabla 8: *Categoría y regularidad de las edificaciones*

<b>CATEGORIA DE LA EDIFICACION</b>	<b>ZONA</b>	<b>RESTRICCIONES</b>
<b>A Y A2</b>	4,3 y 2	No se permiten irregularidades
	1	No se permiten irregularidades extremas
<b>B</b>	4,3 y 2	No se permiten irregularidades extremas
	1	Sin restricciones
<b>C</b>	4 y 3	No se permiten irregularidades extremas
	2	No se permiten irregularidades extremas, excepto en edificaciones hasta 2 pisos u 8 m de altura total
	1	Sin restricciones

*Fuente:* Norma Técnica de Edificaciones E- 030 (2016).

*F.2) Sistema de transferencia.*

Los sistemas de transferencia son estructuras de losas y vigas que transmiten las fuerzas y momentos desde elementos verticales discontinuos hacia otros del piso inferior.

En las zonas sísmicas 4, 3 y 2 no se permiten estructuras con sistema de transferencia en los que más del 25 % de las cargas de gravedad o de las cargas sísmicas en cualquier nivel sean soportadas por elementos verticales que no son continuos hasta la cimentación. Esta disposición no se aplica para el último entrepiso de las edificaciones (Norma E- 030, 2016).

*G) Coeficiente de reducción de las fuerzas.*

“El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se determinará como el producto del coeficiente  $R_0$  determinado a partir de la Tabla que se encuentra en la” (Norma E- 030, 2016)

$$R = R_0 \cdot I_a \cdot I_p$$

#### **2.2.2.4 *Análisis estructural.***

##### **A) Consideraciones generales**

Para estructuras regulares, el análisis podrá hacerse considerando que el total de la fuerza sísmica actúa independientemente en dos direcciones ortogonales predominantes. Para estructuras irregulares deberá suponerse que la acción sísmica ocurre en la dirección que resulte más desfavorable para el diseño.

Las solicitaciones sísmicas verticales se considerarán en el diseño de los elementos verticales, en elementos horizontales de gran luz, en elementos post o pre tensados y en los voladizos o salientes de un edificio. Se considera que la fuerza sísmica vertical actúa en los elementos simultáneamente con la fuerza sísmica horizontal y en el sentido más desfavorable para el análisis (Norma E- 030, 2016).

##### **B) Modelos para el análisis.**

“El modelo para el análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigideces que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura” (Norma E- 030, 2016) .

Para propósito de esta Norma las estructuras de concreto armado y albañilería podrán ser analizadas considerando las inercias de las secciones brutas, ignorando la fisuración y el refuerzo.

Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragmas rígidos, se podrá usar un modelo con masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación horizontal y una rotación. En tal caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición



de diafragma rígido y la distribución en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes (Norma E- 030, 2016).

Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia, suficientes para asegurar la distribución antes mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas.

El modelo estructural deberá incluir la tabiquería que no esté debidamente aislada.

Para los pisos que no constituyan diafragmas rígidos, los elementos resistentes serán diseñados para las fuerzas horizontales que directamente les corresponde. En los edificios cuyos elementos estructurales predominantes sean muros, se deberá considerar un modelo que tome en cuenta la interacción entre muros en direcciones perpendiculares (muros en H, muros en T y muros en L (Norma E- 030, 2016).

#### *C) Estimación del peso (P)*

El peso (P), se calculará adicionando a la carga permanente y total de la edificación un porcentaje de la carga viva o sobrecarga que se determinará de la siguiente manera:

- En edificaciones de las categorías A y B, se tomará el 50 % de la carga viva.
- En edificaciones de la categoría C, se tomará el 25 % de la carga viva.
- En depósitos, el 80 % del peso total que es posible almacenar.
- En azoteas y techos en general se tomará el 25 % de la carga viva.
- En estructuras de tanques, silos y estructuras similares se considerará el 100 % de la carga que puede contener.

#### *D) Procedimiento de análisis sísmico.*

Se realizará uno de los procedimientos siguientes.

- Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes

- Análisis dinámico modal espectral

El análisis se hará considerando un modelo de comportamiento lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas

*E) Análisis estático o de fuerzas estáticas equivalentes.*

*E.1) Generalidades*

Este método representa las sollicitaciones sísmicas mediante un conjunto de fuerzas actuando en el centro de masas de cada nivel de la edificación.

Podrán analizarse mediante este procedimiento todas las estructuras regulares o irregulares ubicadas en la zona sísmica 1, las estructuras clasificadas como regulares según la regularidad estructural de no más de 30 m de altura y las estructuras de muros portantes de concreto armado y albañilería armada o confinada de no más de 15 m de altura, aun cuando sean irregulares (Norma E- 030, 2016).

*E.2) Fuerza cortante en la base.*

La fuerza cortante total en la base de la estructura, correspondiente a la dirección considerada, se determinará por la siguiente expresión:

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

El valor de C/R no deberá considerarse menor que:

$$\frac{C}{R} \geq 0.125$$

*E.3) Distribución de la fuerza sísmica en altura.*

Las fuerzas sísmicas horizontales en cualquier nivel i, correspondientes a la dirección considerada, se calcularán mediante:

$$F_i = \alpha_i \cdot V$$

$$\alpha_i = \frac{P_i(h_i)^k}{\sum_{j=1}^n P_j(h_j)^j}$$

Donde n es el número de pisos del edificio, k es un exponente relacionado con el período fundamental de vibración de la estructura (T), en la dirección considerada, que se calcula de acuerdo a:

- Para T menor o igual a 0,5 segundos:  $k = 1,0$ .
- Para T mayor que 0,5 segundos:  $k = (0,75 + 0,5 T) \leq 2,0$ .

#### E.4) Período fundamental de vibración.

El período fundamental de vibración para cada dirección se estimará con la siguiente expresión:

$$T = \frac{hn}{Ct}$$

Dónde:

CT = 35 Para edificios cuyos elementos resistentes en las direcciones consideradas sean únicamente:

- a) Pórticos de concreto armado sin muro de corte.
- b) Pórticos dúctiles de acero con uniones resistentes a momentos, sien arriostrar

CT = 45 para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean

- c) Pórticos de concreto armado con muros en las cajas de ascensores y escaleras.
- d) Pórticos de acero arriostrados

CT = 60 para edificios de albañilería y para todos los edificios de concreto armado duales, de muros estructurales y muros de ductilidad limitada.

Alternativamente podrá usarse la siguiente expresión:

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{(\sum_{i=1}^n P_i \cdot d_i^2)}{(g \cdot \sum_{i=1}^n f_i \cdot d_i)}}$$

Dónde:

- $f_i$  es la fuerza lateral en el nivel  $i$  correspondiente a una distribución en altura semejante a la del primer modo en la dirección de análisis.
- $d_i$  es el desplazamiento lateral del centro de masa del nivel  $i$  en traslación pura (restringiendo los giros en planta) debido a las fuerzas  $f_i$ . Los desplazamientos se calcularán suponiendo comportamiento lineal elástico de la estructura y, para el caso de estructuras de concreto armado y de albañilería, considerando las secciones sin fisurar.

Cuando el análisis no considere la rigidez de los elementos no estructurales, el período fundamental  $T$  deberá tomarse como 0,85 del valor obtenido con la fórmula precedente.

#### *E.5) Excentricidad accidental.*

Para estructuras con diafragmas rígidos, se supondrá que la fuerza en cada nivel ( $F_i$ ) actúa en el centro de masas del nivel respectivo y debe considerarse, además de la excentricidad propia de la estructura el efecto de excentricidades accidentales (en cada dirección de análisis) como se indica a continuación:

- En el centro de masas de cada nivel, además de la fuerza lateral estática actuante, se aplicará un momento torsor accidental ( $M_{ti}$ ) que se calcula como:

$$M_{ti} = \pm F_i \cdot e_i$$

Para cada dirección de análisis, la excentricidad accidental en cada nivel ( $e_i$ ), se considerará como 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis.

- Se puede suponer que las condiciones más desfavorables se obtienen considerando las excentricidades accidentales con el mismo signo en todos los niveles. Se considerarán únicamente los incrementos de las fuerzas horizontales no así las disminuciones.

*E.6) Fuerzas sísmicas verticales.*

La fuerza sísmica vertical se considerará como una fracción del peso igual a:

$$\frac{2}{3} Z \cdot U \cdot S$$

En elementos horizontales de grandes luces, incluyendo volados, se requerirá un análisis dinámico con los espectros definidos en la aceleración espectral.

*F) Análisis dinámico modal espectral.*

Cualquier estructura puede ser diseñada usando los resultados de los análisis dinámicos por combinación modal espectral según lo especificado en este numeral.

*F.1) Modos de vibración.*

“Los modos de vibración podrán determinarse por un procedimiento de análisis que considere apropiadamente las características de rigidez y la distribución de las masas” (Norma E- 030, 2016)

En cada dirección se considerarán aquellos modos de vibración cuya suma de masas efectivas sea por lo menos el 90 % de la masa total, pero deberá tomarse en cuenta por lo menos los tres primeros modos predominantes en la dirección de análisis (Norma E- 030, 2016).

*F.2) Aceleración espectral.*

Para cada una de las direcciones horizontales analizadas se utilizará un espectro inelástico de pseudo-aceleraciones definido por:

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

Para el análisis en la dirección vertical podrá usarse un espectro con valores iguales a los 2/3 del espectro empleado para las direcciones horizontales.

*F.3) Criterio de combinación.*

Mediante los criterios de combinación que se indican, se podrá obtener la respuesta máxima elástica esperada ( $\mathbf{r}$ ) tanto para las fuerzas internas en los elementos componentes de la estructura,

como para los parámetros globales del edificio como fuerza cortante en la base, cortantes de entrepiso, momentos de volteo, desplazamientos totales y relativos de entrepiso (Norma E- 030, 2016).

La respuesta máxima elástica esperada ( $r$ ) correspondiente al efecto conjunto de los diferentes modos de vibración empleados ( $r_i$ ) podrá determinarse usando la combinación cuadrática completa de los valores calculados para cada modo.

$$r = \sqrt{\sum \sum r_i \cdot \rho_{ij} \cdot r_j}$$

Donde  $r$  representa las respuestas modales desplazamientos o fuerzas. Los coeficientes de correlación están dados por:

$$\rho_{ij} = \frac{8 \beta^2 (1 + \lambda) \lambda^{3/2}}{(1 - \lambda^2)^2 + 4 \beta^2 \lambda (1 + \lambda)^2} \quad \lambda = \frac{\omega_j}{\omega_i}$$

$\beta$ , fracción del amortiguamiento crítico, que se puede suponer constante para todos los modos igual a 0,05  $\omega_i$ ,  $\omega_j$  son las frecuencias angulares de los modos  $i$ ,  $j$ . Alternativamente, la respuesta máxima podrá estimarse mediante la siguiente expresión.

$$r = 0,25 \cdot \sum_{i=1}^m |r_i| + 0,75 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^m r_i^2}$$

#### F.4) Fuerza cortante mínima.

Para cada una de las direcciones consideradas en el análisis, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado, para estructuras regulares, ni menor que el 90 % para estructuras irregulares (Norma E- 030, 2016).

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

*F.5) Excentricidad accidental (efectos de torsión).*

La incertidumbre en la localización de los centros de masa en cada nivel, se considerará mediante una excentricidad accidental perpendicular a la dirección del sismo igual a 0,05 veces la dimensión del edificio en la dirección perpendicular a la dirección de análisis. En cada caso deberá considerarse el signo más desfavorable (Norma E- 030, 2016).

**2.2.2.5 Requisitos de rigidez, resistencia y ductilidad.**

*A) Determinación de desplazamientos laterales.*

Para estructuras regulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por 0,75R los resultados obtenidos del análisis lineal y elástico con las sollicitaciones sísmicas reducidas. Para estructuras irregulares, los desplazamientos laterales se calcularán multiplicando por R los resultados obtenidos del análisis lineal elástico (Norma E- 030, 2016).

Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en las fuerzas cortantes en la base, ni el cortante mínimo en la base especificada en fuerza cortante mínima.

*B) Desplazamientos laterales relativos admisibles.*

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado no debería exceder la fracción de la altura de entrepiso (distorsión) que indica la siguiente tabla.

Tabla 9: Límites para la distorsión del entrepiso

<b>MATERIAL PREDOMINANTE</b>	<b>(<math>\Delta_i</math> / <math>h_{ei}</math>)</b>
<i>Concreto armado</i>	0.007
<i>Acero</i>	0.010
<i>Albañilería</i>	0.005
<i>Madera</i>	0.010
<i>Edificios de concreto armado con muros de ductilidad limitada</i>	0.005

Fuente: Norma Técnica de Edificaciones E- 030 (2016).

### C) Redundancia.

Cuando sobre un solo elemento de la estructura, muro o pórtico, actúa una fuerza de 30 % o más del total de la fuerza cortante horizontal en cualquier entrepiso, dicho elemento deberá diseñarse para el 125 % de dicha fuerza (Norma E- 030, 2016).

## 2.2.3 Criterios de cálculo de la rigidez efectiva de los elementos de concreto armado.

### 2.2.3.1 Introducción.

Debido a que muchos códigos de diseño no precisan la rigidez efectiva que se debe considerar en los elementos de concreto armado para el análisis sísmico, se considera muchas veces la sección no agrietada de los elementos para el cálculo de la rigidez de la estructura; siendo esto inapropiado debido a que el agrietamiento puede ocurrir solo bajo cargas de gravedad en los elementos críticos como las vigas, incluso si ningún agrietamiento previo ha ocurrido antes del nivel de diseño de excitación sísmica (considerando improbable, puesto que con toda probabilidad este nivel de diseño de excitación sísmica ha sido precedido por un número de eventos de menor intensidad), el agrietamiento ocurrirá tempranamente, y la rigidez llegará a reducirse rápidamente. La rigidez no



agrietada nunca será totalmente recuperada durante, o después de la respuesta sísmica, y esto no es una estimación útil de la rigidez efectiva (Burgos Namuche, 2007, p.36)

### 2.2.3.2 *Factores de reducción de rigidez propuesta por varios códigos.*

El procedimiento adecuado para tomar en cuenta lo antes nombrado sobre la rigidez es reducir el momento de inercia de la sección no agrietada  $I_g$  para obtener un momento equivalente de inercia  $I_e$ . Entre los códigos de diseño que indican estos factores de reducción de la rigidez de los elementos estructurales son:

#### A) Código de diseño de concreto armado de Nueva Zelanda.

Los factores de reducción indicados por el código de concreto armado de Nueva Zelanda se ajustan para diferentes tipos de elementos estructurales:

- Vigas                     $0.35 I_g$
- Columnas             $0.40 - 0.70 I_g$

#### B) Reglamento para concreto estructural ACI 318S-14.

Los factores de reducción del momento de inercia de la sección no agrietada son tomados como valores permitidos para ser usados cuando se está haciendo un análisis de segundo orden (momentos magnificados), pero también son generalmente usados como una aproximación razonable (dependiendo del nivel de carga) cuando se está haciendo un análisis general elástico de primer orden de los pórticos para evaluar los desplazamientos laterales relativos de entrepiso (ACI -318S, 2014)

Así los factores especificados son:

- Vigas                     $0.35 I_g$
- Columnas             $0.70 I_g$

- Muros – no agrietados 0.70  $I_g$
- Muros agrietados 0.35  $I_g$

C) Federal Emergency Management Agency FEMA 365.

Fema 365 establece que las componentes estructurales de una edificación deben ser modeladas con rigidez elástica lineal, correspondiente al valor secante para el nivel de fluencia. La siguiente tabla ha sido tomada para las especificaciones y da los factores de reducción de rigidez de FEMA 365.

Tabla 10: *Rigidez efectiva de los elementos estructurales según FEMA 356*

<b>Componente</b>	<b>Rigidez de flexión</b>	<b>Rigidez de corte</b>	<b>Rigidez axial</b>
<i>Vigas no pre-esforzadas</i>	0.50 $E_c I_g$	0.40 $E_c A_w$	-
<i>Vigas pre-esforzadas</i>	$E_c I_g$	0.40 $E_c A_w$	-
<i>Columnas con compresión debidas a las cargas de diseño de gravedad <math>\geq 0.5f'c</math> Ag</i>	0.70 $E_c I_g$	0.40 $E_c A_w$	$E_c A_g$
<i>Columnas con compresión debidas a las cargas de diseño de gravedad <math>\leq 0.3f'c</math> Ag o con tensión</i>	0.50 $E_c I_g$	0.40 $E_c A_w$	$E_c A_g$
<i>Muros no agrietados</i>	0.80 $E_c I_g$	0.40 $E_c A_w$	$E_c A_g$
<i>Muros agrietados</i>	0.50 $E_c I_g$	0.40 $E_c A_w$	$E_c A_g$

Fuente: Agencia Federal para el Manejo de Emergencia -FEMA 365

D) Factores de reducción Paulay y Priestley (1992).

Los factores de reducción de la rigidez de los elementos estructurales propuestos por Paulay y Priestley (1992) da rangos de valores para vigas rectangulares, formas T y L y para columnas dependiendo de la carga axial en compresión y/o tensión (Paulay & Priestley, 1992).

Tabla 11: *Momentos de inercia efectivo de elementos estructurales (paulay y priesley, 1992)*

<i>Elemento</i>	<b>Rango de <math>I_e</math></b>	<b><math>I_e</math> recomendado</b>
<i>Vigas rectangulares</i>	0.30 - 0,50 $I_g$	0.40 $I_g$
<i>Vigas T y L</i>	0.25 - 0,45 $I_g$	0.35 $I_g$
<i>Columnas</i>		
<i><math>P &gt; 0.5f'c A_g</math></i>	0.70 - 0,90 $I_g$	0.80 $I_g$
<i><math>P = 0.2f'c A_g</math></i>	0.50 - 0,70 $I_g$	0.60 $I_g$
<i><math>P = - 0.05f'c A_g</math></i>	0.30 - 0,50 $I_g$	0.40 $I_g$

*Fuente:* Paulay & Priestley, Disposición de diseño sísmico en Japón (1992)

## 2.2.4 Redistribución de momentos flectores en vigas.

### 2.2.4.1 Introducción.

Al estudiar los diagramas de momento – curvatura  $M - \Phi$ , se enfatiza sobre la importancia de lograr un comportamiento dúctil de la estructura y elementos estructurales, esta importancia está asociada a la necesidad de evitar las fallas frágiles en la estructura y elementos estructurales, la cual esta metodología de diseño por capacidad confía en las propiedades de absorción y disipación de energía y a la posibilidad de modificar la distribución elástica de los momentos flectores (Otazzi Pasino, 2004)

En elementos de concreto armado la redistribución de momentos resulta del agrietamiento del concreto y la fluencia del acero es secciones específicas, ocasionando una significativa

disminución de la rigidez y por ende la formación de rotulas plásticas. La redistribución de momento permite en muchos casos una importante reducción de la armadura (acero) requerida sin una reducción de la seguridad y reducirá la congestión de la armadura (acero) en la zona de momento negativo (Otazzi Pasino, 2004)

En el diseño de elementos de concreto armado es muy importante lograr un comportamiento dúctil bajo cargas de gravedad y frente a sollicitaciones sísmicas severas, especialmente cuando el diseño por capacidad se basa sobre un comportamiento hipotético de la estructura en respuesta a las acciones sísmicas severas, que consiste en hacer que la estructura alcance un mecanismo de colapso que corresponda un comportamiento dúctil (Otazzi Pasino, 2004)

Si las secciones de un elemento estructural hiperestático que tiene suficiente ductilidad, es posible modificar su diagrama de momento flector obtenido del análisis elástico, y así aliviando los momentos negativos ( $M^-$ ) y transfiriendo la reducción hacia la zona del momento positivo ( $M^+$ ), a este proceso se le denomina redistribución de momentos (Otazzi Pasino, 2004).

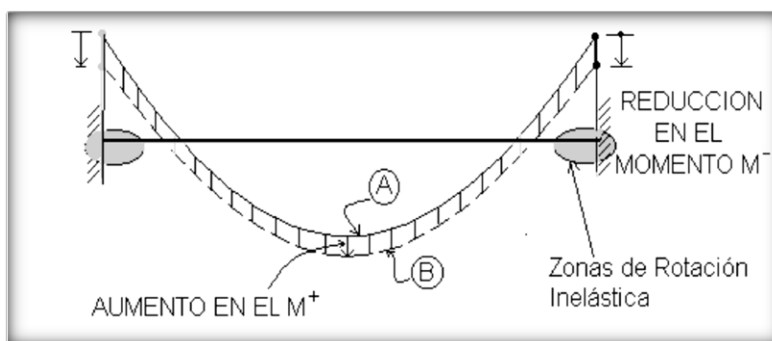


Figura 8: Redistribución de los momentos flectores en una viga doblemente empotrada.

El diagrama "A" corresponde a la distribución elástica de los elementos flectores y el diagrama "B" al de momentos ajustados o redistribuidos, distinto al elástico en el cual se han reducido los momentos negativos ( $M^-$ ), este nuevo diagrama será posible si las secciones en las zonas de momento negativo ( $M^-$ ) una vez alcanzada la fluencia de  $A_s$ , tienen suficiente capacidad de

rotación inelástica manteniendo su resistencia (capacidad de momento) de tal modo que transfieran la diferencia hacia la zona de momento positivo ( $M^+$ ).

En este caso la rotación inelástica se concentra en las zonas aledañas a los empotramientos en una cierta longitud, difícil de estimar con precisión, que se denomina zona plastificada.

Normalmente la redistribución se utiliza para reducir los ( $M^-$ ) en las zonas de rotulas plásticas o zonas plastificadas, con respecto a los obtenidos del análisis elástico, lo que implica que para mantener el equilibrio se realizara un aumento de los ( $M^+$ ). Como resultado es posible reducir la congestión del As en la zona de ( $M^-$ ) sin reducir la seguridad de la estructura o elemento estructural. La redistribución también puede suceder en la eventualidad de una S/C o acción imprevista sobre la estructura o elemento estructural, en esta eventualidad si la estructura es redundante y con suficiente ductilidad, las secciones que alcancen momentos flectores cercanos al de fluencia podrán transferir el exceso de demanda hacia las zonas que aún tienen reserva de resistencia hasta formar un mecanismo plástico y agotar la capacidad de la estructura.

Ensayos han demostrado que una estructura hiperestática puede seguir admitiendo incrementos de carga aun cuando una o varias secciones hayan entrado en fluencia, si las secciones que ya alcanzaron su capacidad (resistencia) pueden soportar rotaciones inelásticas, es decir, si se puede formar rotulas plásticas. Esto permite el incremento de los momentos en otras secciones (redistribución) que tienen reserva hasta que se forme el mecanismo de colapso (Otazzi Pasino, 2004)

#### **2.2.4.2 Diagramas momento - rotación.**

Existe diferencia entre un diagrama momento - curvatura ( $M - \Phi$ ) y un diagrama de momento rotación ( $M - \theta$ ) para la zona plastificada de una viga de concreto armado. El primero corresponde

a una sección fisurada de concreto armado (en teoría, de longitud nula); y el segundo a una zona del elemento normalmente la zona donde se forma la articulación plástica.

La capacidad de la estructura de concreto armado para soportar rotaciones inelásticas en las zonas de formación de las rotulas plásticas, no es ilimitada. Por lo tanto, cuando se realiza un análisis límite en una estructura de concreto armado o cuando se reduce los momentos mediante la redistribución de estos, es necesario conocer (o por lo menos estimar) la demanda de rotación inelástica en las zonas donde se forman las rotulas. La demanda se compara con la disponibilidad de rotación inelástica que tiene la estructura en esta zona (Otazzi Pasino, 2004, p.116).

“Si la demanda > disponibilidad, no será posible una redistribución total, ni será posible alcanzar el mecanismo plástico de colapso ya que las secciones donde se forman las rotulas plásticas no tendrán suficiente capacidad de rotación inelástica” (Otazzi Pasino, 2004).

A partir de un diagrama momento curvatura ( $M - \Phi$ ), en teoría se podría calcular la rotación entre dos puntos cualesquiera a lo largo del eje del elemento y por lo tanto calcular la rotación inelástica (plástica) disponible en la zona de la rótula plástica. Recordamos que la curvatura se define como la rotación por unidad de longitud del elemento, en consecuencia, la rotación entre dos puntos A y B, estará dado por.

$$\Theta_{AB} = \int_A^B \Phi \, dx$$

Sin embargo, los diagramas de momento - curvatura se construyen para una sección agrietada mientras que la zona donde se presenta plastificación tiene una cierta longitud que se denota mediante el símbolo  $l_p$  (longitud plastificada equivalente). Esta zona incluye normalmente una cierta cantidad de grietas discretas. Entre estas grietas el concreto no fisurado reduce la deformación unitaria del As que conduce a lo que se conoce como efecto de Rigidizarían por

Tensión. Existe la posibilidad de calcular las deflexiones de elementos de concreto armado a partir de los diagramas momento – curvatura de las secciones que lo componen.

Adicionalmente los diagramas momento – curvatura construido a partir de la teoría estudiada, no incluyen las deformaciones causadas por el agrietamiento inclinado por cortante ni por el deslizamiento del acero en las vecindades de las grietas. Como resultado del efecto de rigidización, la rotación total en la zona de rotula plástica es menor que la que resultaría la curvatura por unidad de longitud en la sección fisurada, por la longitud observada o supuesta en la zona de rotula plástica. Lo anterior hace difícil el cálculo de la rotación inelástica disponible en la zona de las rotulas plásticas, por lo tanto, se suele acudir a expresiones empíricas producto del ajuste resultados experimentales o a simplicidades del problema real (Otazzi Pasino, 2004).

#### ***2.2.4.3 Requisitos generales para la redistribución.***

- a) Las secciones donde se forman las rotulas plásticas deben tener ductilidad suficiente para aceptar rotaciones inelásticas, permitiendo que otras secciones alcancen su momento de fluencia. Esto significa que se debería comparar la capacidad de rotación inelástica en las zonas donde se prevé que se formaran las rotulas plásticas, con la demanda de rotación impuesta por las cargas externas, sin embargo, veremos que si se utilizan los límites de redistribución que permite la norma, esta verificación no es un requisito de la norma.
- b) En el capítulo anterior se estudiaron los diagramas momento – curvatura, lo cual se estudiaron las principales variables que afectan a la ductilidad de curvatura de una sección de concreto armado y en consecuencia la capacidad de rotación inelástica de la misma.

- c) Las rotulas plásticas no deben formarse al nivel de cargas de servicio ya que en estas secciones las grietas pueden tener anchos y profundidades importantes. Adicionalmente, la estructura bajo cargas de servicio podría experimentar deflexiones apreciables, incompatibles con los estados límites de servicio.
- d) Ya que normalmente los momentos máximos positivos y negativos provienen de patrones de carga distintos, las secciones tienen una reserva de resistencia la cual no es totalmente empleada por ninguna de las condiciones de carga establecidos. La redistribución de momentos permite utilizar la capacidad total de un mayor número de secciones a medida que se alcanza la carga última (límite), de esta manera logrando obtener un diseño más eficiente.
- e) Los elementos continuos se deben diseñar para resistir más de una configuración de combinación de carga, se realiza un análisis elástico para cada una de las configuraciones y se obtiene un momento envolvente para diseñar cada sección. De este modo, para cualquiera de las condiciones de carga consideradas, ciertas secciones en un tramo dado alcanzarán el momento último mientras otras aun tendrán capacidad de reserva. Ensayos realizados han demostrado que una estructura puede continuar soportando cargas adicionales si las secciones que han alcanzado sus capacidades de momento continúan rotando como rotulas plásticas y redistribuyen los momentos a las demás secciones hasta que se forma un mecanismo de colapso.
- f) Se debe mantener el equilibrio estático, entre la carga externa y las fuerzas internas de la sección, en todos los nudos y tramos antes y después de la redistribución de momentos.



- g) Solo se permite redistribuir los momentos cuando la deformación específica neta de tracción no es menor que 0.0075
- h) El máximo porcentaje de disminución o aumento admisible para el momento negativo es igual a  $1000\epsilon_t$ , pero nunca puede ser mayor a 20 por ciento.
- i) La redistribución de los momentos negativos se realiza para cada configuración de carga considerada en el análisis, luego los elementos estructurales se diseñarán para los máximos momentos redistribuidos obtenidos de todas las condiciones de carga.

#### **2.2.4.4 Redistribución de momentos según el ACI 318S-14.**

La redistribución de momentos depende de una adecuada ductilidad en las zonas de articulación plástica. Estas zonas de articulación plástica se desarrollan en secciones de momento máximo positivo o negativo y causan un cambio en el diagrama de momentos elásticos. El resultado habitual es una reducción en los valores de los momentos máximos negativos en las zonas de los apoyos y un incremento en los valores de los momentos positivos entre apoyos con respecto a los calculados por medio del análisis elástico. Sin embargo, como los momentos negativos se determinan usualmente para una distribución de carga y los momentos positivos para otra.

El porcentaje de redistribución permitido es definido como una función de la deformación de tracción  $\epsilon_t$ , el límite máximo permitido para la redistribución no puede ser mayor a  $1000\epsilon_t$ , con un máximo de 20 por ciento. La deformación  $\epsilon_t$  es la deformación en tracción del refuerzo extremo de tracción en resistencia nominal y es determinado mediante el diagrama de deformación lineal. La resistencia nominal de flexión se alcanza cuando la zona de compresión llega a la deformación límite 0.003, también establece que la redistribución de momento se debe realizar cuando  $\epsilon_t$  es igual o mayor que 0.0075 (ACI -318S, 2014).

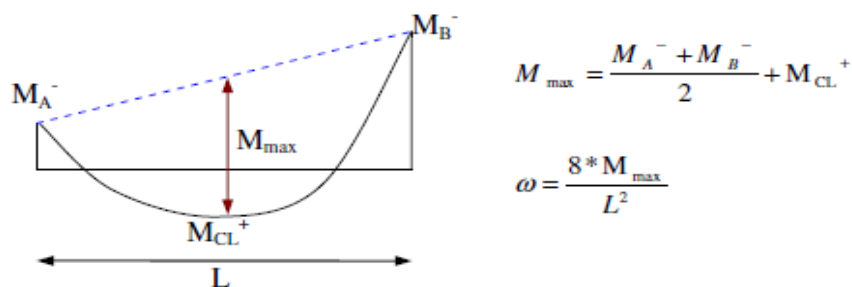
Las siguientes formulas conocidas en el diseño por flexión nos ayudaran a calcular la deformación en tracción  $\epsilon_t$ .

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 f_y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f' c * b}$$

$$c = \frac{a}{0.85} \quad \epsilon_t = \frac{0.003}{c} (d - c)$$

#### 2.2.4.5 Pasos a seguir para realizar la redistribución de momento.

- 1) Se determina los diagramas de momentos flectores de la viga continua para todas las combinaciones de carga, seleccionando los máximos momentos negativos en cada tramo en el eje central de la columna y en las caras de la columna.
- 2) De todas la combinaciones de carga se elige el mayor momento negativo en las caras de todas las columnas, con estos valores de momento se obtiene el factor de redistribución FR(%) luego de un proceso iterativo con el objetivo de obtener una máxima redistribución de momento.
- 3) Una vez obtenido los factores de redistribución de momento se redistribuyen los momentos negativos en el eje de la columna para todas las combinaciones de carga, teniendo en cuenta que la diferencia de momentos negativos, cuando no son iguales en ambos lados de la columna interior debe considerarse en el apoyo.
- 4) Para el diseño se tomará el máximo momento negativo redistribuido en la cara de apoyo.
- 5) El equilibrio estático debe permanecer en todos los apoyos, y lo obtenemos con las siguientes ecuaciones.



- 6) Por lo tanto, el momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Donde:

MR(x): momento redistribuido a una distancia x

- 7) Por último, con las ecuaciones mencionadas de equilibrio se puede encontrar los momentos redistribuidos en las caras de las columnas y en el centro de luz de cada viga para cada combinación de carga y para el diseño del acero se tomará los máximos momentos redistribuidos en la cara de las columnas.

## 2.2.5 Análisis estático no lineal “Pushover”.

### 2.2.5.1 Introducción.

Es muy importante conocer el comportamiento de una estructura frente a demandas sísmicas, sobre todo en aquellas que se encuentran construidas o que se piensan construir en zonas de mucha alta actividad sísmica, zona 3 o zona 4 en el caso de nuestro país. La fluencia de los elementos

estructurales y las fallas que se producen cuando la demanda sísmica es mayor que la capacidad estructural, es entonces cuando se hace la necesidad de evaluar las estructuras utilizando nuevos métodos de evaluación o rediseño, en los cuales se toma en cuenta el desempeño de las edificaciones frente a demandas sísmicas, considerando el comportamiento no lineal de los materiales empleados en los cálculos estructurales. En este apartado se presenta una breve descripción de los procedimientos analíticos no lineales para llegar a evaluar el comportamiento estructural de la oficina central de admisión” de la universidad José Faustino Sánchez Carrión frente a las demandas sísmicas, diseñado por los dos métodos: el método del diseño por resistencia de la norma peruana E-060 y el “método del diseño por capacidad”

Estos procedimientos no lineales son de mucha importancia porque nos ayudan a descubrir cómo se comportan las edificaciones en realidad cuando estas son sometidas a movimientos sísmicos, y así identificar las formas de falla y el colapso de la estructura. Los análisis lineales tanto estático como dinámico dan una buena indicación de la capacidad elástica de las edificaciones y también nos brindan la información de la ocurrencia de la primera fluencia, no pueden predecir el mecanismo de falla y por ende explicar la redistribución de fuerzas durante la fluencia progresiva de la estructura.

Las características no lineales de los materiales se incorporan directamente en un análisis no lineal “Pushover”, que inicialmente solo se utilizaba para modelos bidimensionales, pero conforme iban pasando los años la técnica fue evolucionando trascendiendo en su aplicación a los modelos tridimensionales o espaciales. Las dificultades, limitaciones y desventajas que inicialmente tenía la aplicación del método, se fueron reduciendo con los cambios que sufrió la técnica Pushover, el uso del patrón de cargas laterales y el patrón de desplazamientos en lugar de fuerzas han logrado que el método adquiera ventajas en su aplicación.

### **2.2.5.2 Definición del análisis estático no lineal “Pushover”.**

El análisis estático no lineal “Pushover” es una alternativa muy práctica para encontrar la respuesta sísmica de una estructura, en lugar de un análisis no lineal dinámico que sería lo más recomendable, pero el procedimiento es muy complejo. El análisis no lineal estático, en un gran paso en comparación con la forma de análisis actual que utiliza la teoría de linealidad. Existiendo muchas incongruencias en la teoría actual que espera se produzcan daños en los elementos de la estructura en un rango elástico. De este modo el análisis no lineal estático es un paso intermedio entre el análisis elástico lineal y el análisis no lineal dinámico, dentro del análisis no lineal estático lo que más se usa es la técnica de Pushover para lograr obtener la curva de capacidad de las cargas de la estructura bajo demandas sísmicas. (Guevara, Osorio, & Vargas, 2006).

Este análisis, como su propio nombre lo dice, se trata de cargar horizontalmente o empujar la edificación con un patrón de cargas laterales seleccionadas, las cuales son incrementadas monótonicamente hasta que el desplazamiento límite es excedido o la edificación colapsa, la secuencia de agrietamiento, aparición de rotulas plásticas y la falla de los elementos estructurales se va notando a través del procesamiento. El desplazamiento límite es escogido para representar el máximo desplazamiento probable a ser experimentado durante el movimiento sísmico (Guevara, Osorio, & Vargas, 2006).

El uso de la técnica Pushover data alrededor del año 1970, inicialmente no tuvo mucha aceptación, pero en estos últimos 20 años es que adquirió importancia en base a su fácil aplicación y muy buenas aproximaciones en los resultados adquiridos. Todas las publicaciones que inicialmente se elaboraron sobre este método estuvieron basados en discutir las ventajas y desventajas que tiene la aplicación de la técnica de Pushover, a comparación con los métodos de

análisis elásticos lineales y los procedimientos dinámicos no lineales (Guevara, Osorio, & Vargas, 2006).

A) Técnica del pushover tradicional.

La técnica del Pushover consiste en llevar al colapso la estructura ya diseñada, de la cual se conoce la forma de su armado, esto se logra mediante la aplicación de un patrón de cargas laterales incrementales y bajo cargas gravitacionales constantes, que se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse o hasta cierto valor de carga. Con esta técnica es posible evaluar el desempeño esperado de la estructura por medio de la estimación de fuerzas y demandas de deformaciones en el diseño sísmico, además se puede aplicar:

- Para estimar los mecanismos de plasticidad esperado
- Para estimar la distribución de los daños ocasionados
- Como alternativa de rediseño
- Para verificar la proporción de sobrerresistencia
- Verificar que las conexiones críticas permanezcan con capacidad de transmitir cargas entre los elementos.

En el análisis estático no lineal se asume que los múltiples grados de libertad de la estructura están directamente relacionados a la respuesta sísmica de un sistema equivalente de un grado de libertad con características de histéresis apropiadas. El modelo que se genera para realizar el análisis, incorpora directamente la no linealidad de los materiales, de manera que es empujado hasta un desplazamiento esperado, y las deformaciones y fuerzas internas resultantes pueden ser determinadas (Guevara, Osorio, & Vargas, 2006).

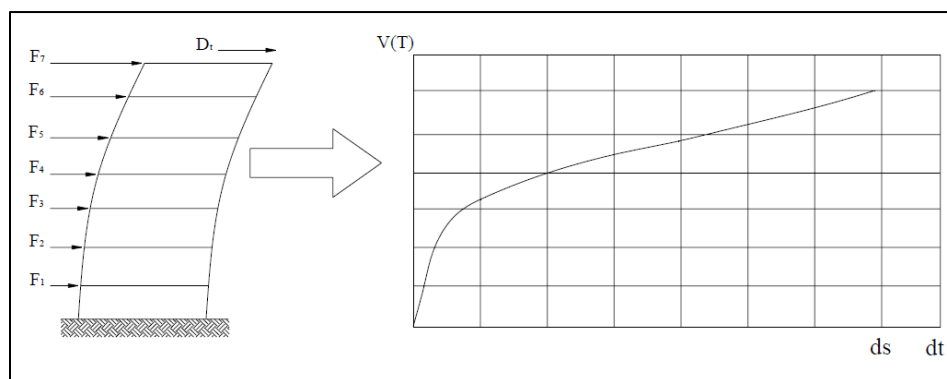


Figura 9: Redistribución de los momentos flectores en una viga doblemente empotrada.

En la figura 2.2 se indica las fuerzas  $F_i$  aplicadas en el piso  $i$ , la sumatoria de las mismas generan el cortante basal “ $V$ ”, debido a la aplicación de las fuerzas laterales, el marco tiene un desplazamiento lateral máximo  $d_i$ , que se puede calcular utilizando los criterios de cálculos estructurales. Dicho proceso se repite varias veces, pero incrementando las cargas iniciales, hasta llevar a la estructura al colapso, que está asociado a un desplazamiento final  $d_i$ . Debido a la constante aplicación e incremento de cargas laterales, la estructura se va dañando de manera que existirá un cambio en la rigidez del elemento dañado. El cambio de rigidez se determina en función del diagrama de momento – curvatura, el cual se calcula para cada incremento de carga horizontal, y la rigidez se evalúa de acuerdo al modelo de plasticidad adoptado. La técnica del Pushover generalmente se realiza con pequeños incrementos de cargas alrededor de 0.10 toneladas para cuando se usan programas asistido por computadoras.

Con el uso de esta técnica es posible observar la secuencia del agrietamiento, la aparición de rotulas plásticas y las fallas en los elementos estructurales, hasta que se excede el desplazamiento esperado o hasta que la estructura colapse.

La relación que existe entre la carga incremental aplicada a la estructura y el desplazamiento que se genera en el nivel superior del entrepiso se representa mediante la curva de capacidad. Para

determinar el desplazamiento de la estructura existen varios métodos, entre lo que tenemos es el método del espectro capacidad – demanda sísmica, en el que la curva de capacidad es transformada a un espectro de capacidad por medio del factor de participación de masa; utilizando un espectro de respuesta elástico adecuado de acuerdo al tipo de suelo donde se encuentra la edificación, ambos diagramas se superponen generando un punto de intercepción que indica el punto de desempeño sísmico de la edificación (Guevara, Osorio, & Vargas, 2006).

*B) Patrón de cargas laterales.*

Para realizar la técnica Pushover debemos obtener una carga horizontal distribuido para cada entrepiso que se obtiene de la norma peruana de edificaciones E.030 diseño sismorresistente 2016, capítulo 4.5.3 (distribución de la fuerza sísmica en altura) para que después sea incrementada monotónicamente. El patrón de cargas utilizado debe aproximarse a las fuerzas inerciales esperadas en la edificación durante el sismo. Es necesario mencionar que, aunque la distribución de fuerzas inerciales variara con la intensidad de un sismo y con el periodo de exposición de la estructura, usualmente se usa un patrón de cargas que no varía. Dicha aproximación probablemente sea la más adecuada para el análisis de deformaciones pequeñas o medianas, de los elementos para estructuras de marcos, donde su comportamiento lo determina el primer modo de vibración o modo fundamental de vibración de la estructura (Guevara, Osorio, & Vargas, 2006).

Los dos tipos de distribución de carga lateral que más se utilizan en el análisis no lineal “Pushover”, propuesto por la Agencia Federal para el Manejo de Emergencia (FEMA) y por el Concejo de Tecnología Aplicada (ATC), son:

- Un patrón de carga uniforme, basado en la fuerza lateral, proporcional a la masa de cada nivel, sin tomar en cuenta la elevación.



- Una distribución de fuerza proporcional al producto de la masa y la deformación modal relacionada con el primer modo de vibración del edificio, que es un patrón modal que se determina utilizando un número suficiente de modos de vibración.

### C) Curva de capacidad.

La capacidad de la estructura es representada por la curva de capacidad. Y la mejor forma de elaborar la curva de capacidad es graficando los valores obtenidos de cortante basal  $V$ , con el desplazamiento en el nivel superior de la edificación obtenidos en cada incremento de carga lateral. Esta curva generalmente se construye para representar la respuesta del primer modo de vibración de la estructura basado en la suposición que el modo fundamental de vibración que es el que predomina en la respuesta estructural. Esta suposición generalmente es válida para estructuras con periodo fundamental de vibración alrededor de un segundo y para edificios más flexibles con un periodo fundamental de vibración mayor a un segundo el análisis debe considerar los efectos de los modos más altos de vibración (Guevara, Osorio, & Vargas, 2006).

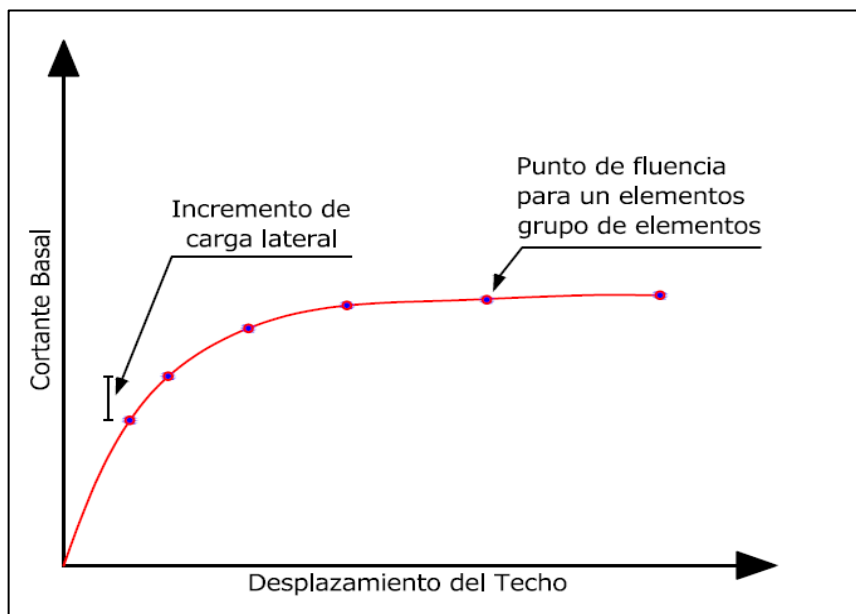


Figura 10: Diagrama de curva de capacidad.

El patrón de cargas laterales mayormente usado en el análisis “Pushover” es la distribución triangular invertida, esto representa la respuesta del primer modo y es frecuentemente sugerida por normas sismorresistente cuando las masas de los pisos son iguales.

“Para determinar la curva de capacidad, se necesita conocer la geometría de la estructura, el detallado de acero para cada elemento estructural, la calidad de los materiales constructivos y las curvas constructivas del concreto y del acero” (Guevara, Osorio, & Vargas, 2006).

#### *D) Demanda de la estructura.*

El desplazamiento que se espera experimente la estructura cuando es sometido a demandas sísmicas, el cual se obtiene utilizando un espectro de respuesta elástico que se adapte a las características de la zona sísmica donde ubica la edificación, junto con la representación bilineal de la curva de capacidad.

La obtención del desplazamiento esperado para la estructura está relacionada con el nivel de desempeño para el cual se diseñe. Estos niveles de desempeño se utilizan para brindar mayor protección a las personas y a la estructura. El desplazamiento esperado se obtiene haciendo uso del modelo equivalente de un grado de libertad, para el cual se obtiene la curva de capacidad resistente que posteriormente se representa de forma bilineal, y conociendo la demanda sísmica representada por medio de espectros de respuesta elásticos, se puede conocer el desplazamiento esperado para un sistema de un grado de libertad, y conocer el desplazamiento esperado para el sistema de múltiples grados de libertad por medio del factor de participación de masas (Cisneros Ayala, 2014).

Para lograr la aceptabilidad del objetivo de desempeño dado, el máximo desplazamiento probable para el movimiento sísmico especificado deber ser estimado a lo largo de la curva de

capacidad. El método que se utilizó el método de espectro de capacidad para estimar desplazamiento.

*E) Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad.*

Para usar el método del espectro de capacidad es necesario convertir la curva de capacidad, que está dado en términos del cortante en la base  $V$  y el desplazamiento en la parte superior  $\Delta_{\text{techo}}$ , a otras coordenadas en función de aceleración y desplazamiento espectral (coordenadas ADRS)  $S_a$  vs  $S_d$ , y las ecuaciones necesarias para la transformación son las siguientes:

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N \frac{W_i(\Phi_{i,1})}{g}}{\sum_{i=1}^N \frac{W_i(\Phi_{i,1}^2)}{g}}$$

$$\alpha_1 = \frac{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{W_i \Phi_{i,1}}{g} \right]^2}{\left[ \sum_{i=1}^N \frac{W_i}{g} \right] \left[ \sum_{i=1}^N \frac{W_i (\Phi_{i,1}^2)}{g} \right]}$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$

$$S_d = \frac{\Delta_{\text{techo}}}{PF_1 \cdot \Phi_{1,\text{techo}}}$$

Dónde:

$S_d$ : es el desplazamiento espectral, representa el desplazamiento generalizado del primer modo de vibración cuando el desplazamiento en el techo es  $\Delta$ .

$S_a$ : es la aceleración espectral

$\Delta_{\text{techo}}$ : es el desplazamiento en el último piso

$PF_1$ : es el factor de participación modal del primer modo o modo natural de vibración

$\Phi_{i,1}$ : amplitud del modo 1 en el nivel i.

$\alpha_1$ : coeficiente de masa modal para el primer modo natural de vibración

$W_i/g$ : masa asignada al nivel i.

N: niveles

V: cortante en la base

W: peso muerto más carga viva probable.

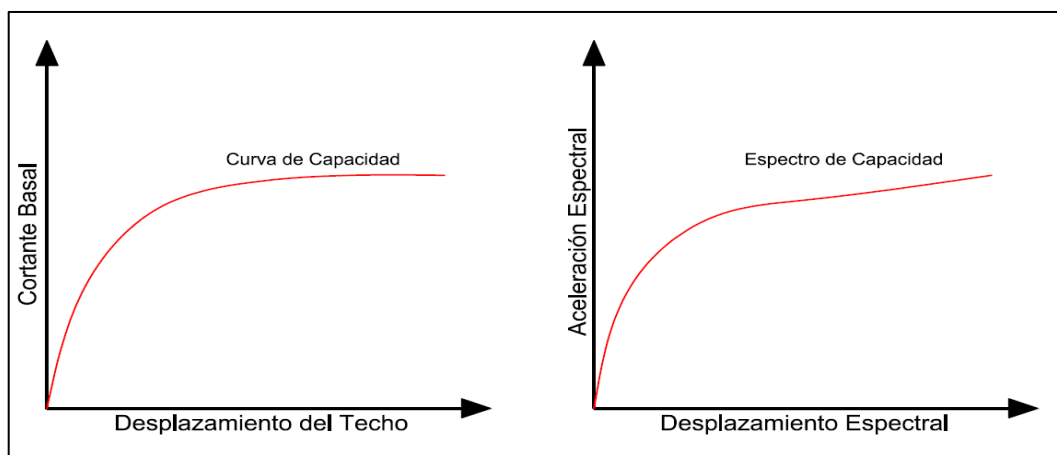


Figura 11: Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad.

#### F) Espectro de demanda.

La demanda sísmica generalmente se representa por medio de un espectro de respuesta, en el cual se presenta la respuesta máxima de sistemas de un grado de libertad como una función de sus frecuencias, que tienen el mismo amortiguamiento (5% de amortiguamiento inherente de la estructura). Para fines prácticos en la ingeniería tradicional en la mayoría de los códigos sísmicos se ha utilizado el espectro de respuesta de aceleraciones para procedimientos de análisis y diseño de estructuras basados en fuerzas. Sin embargo, en los últimos años se ha identificado que los parámetros más importantes en el diseño son los desplazamientos y deformaciones. En tal sentido

se ha promovido el uso de espectros de respuesta de formato ADRS ( $S_a$  vs  $S_d$ ) para propósitos de diseño basado en el desempeño sísmico (Guevara, Osorio, & Vargas, 2006)

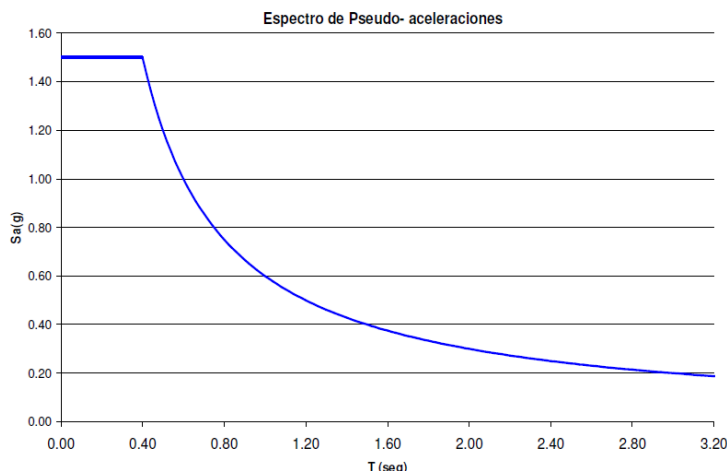


Figura 12: Esquema del espectro de demanda sísmica.

### 2.3 Definiciones Conceptuales

Consiste en definir los términos de referencia utilizados en el desarrollo de la tesis que nos permita clasificar y precisar su aplicación en el contenido de la tesis.

Se pueden definir los siguientes términos más usuales en el Proyecto de estudio.

❖ **Capacidad Estructural:** La capacidad estructural es la habilidad que posee una edificación de soportar demandas sísmicas y depende de la resistencia y deformación máxima de cada uno de sus elementos. Para determinar esta capacidad se utilizan procedimientos lineales y procedimientos no lineales, los cuales se pueden aplicar considerando a un modelo estático o dinámico.

❖ **Demanda o solicitación:** 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.

❖ **Curva de capacidad:** La curva de capacidad representa la relación entre la fuerza cortante en la base de la estructura y el desplazamiento máximo asociado en el tope de la misma. Para determinar esta curva se usa un patrón de distribución de la fuerza lateral, a lo largo del eje vertical de la edificación.

❖ **Desempeño:** Una vez que la curva de capacidad y el desplazamiento de demanda son definidos, se puede hacer un control de desempeño, este control de desempeño verifica que elementos estructurales y no estructurales son dañados cuando se ha sobrepasado los límites aceptables del objetivo de desempeño para las fuerzas y desplazamientos implicados por la demanda de desplazamiento.

❖ **Espectro de capacidad:** La estructura es el otro agente involucrado en el análisis de riesgo. En esta aplicación, la estructura se caracteriza por su espectro de capacidad, que se define en su forma bilineal simplificada. Así pues, esta curva se define por dos puntos característicos que son el punto de fluencia ( $D_y, A_y$ ) y el punto de resistencia última ( $D_u, A_u$ ). El método del espectro de capacidad requiere de tres elementos primarios: capacidad, demanda (desplazamiento) y desempeño.

❖ **Análisis estático lineal:** El análisis estático lineal se utiliza para calcular los desplazamientos, fuerzas para el diseño sísmico, la distribución de fuerzas sobre la altura del edificio y fuerzas internas. En este procedimiento se definen estados de fuerzas laterales estáticas y procedimientos elásticos para determinar la relación demanda capacidad de los elementos, proporcionando buena aproximación de la capacidad elástica y de la primera cedencia, pero no pueden predecir mecanismos de falla, ni tomar en cuenta la redistribución de fuerzas en el progreso de la fluencia. La magnitud de la carga lateral se selecciona con la intensión que, cuando se aplique

el modelo elástico del edificio, se obtengan desplazamientos de diseño aproximados a los desplazamientos máximos esperados durante el sismo de diseño.

❖ **Análisis dinámico lineal:** La estructura se modela como un sistema de múltiples grados de libertad con una matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento viscoso equivalente. La acción sísmica se modela utilizando un análisis espectral modal o un análisis temporal. El análisis espectral modal supone que la respuesta dinámica de una estructura se puede determinar considerando de forma independiente la respuesta de cada modo natural de vibración utilizando un espectro de respuesta elástico.

❖ **Análisis estático no lineal “Pushover”:** La técnica del Pushover consiste en llevar al colapso la estructura ya diseñada, de la cual se conoce su armado; esto se logra mediante la aplicación de un patrón de cargas laterales incrementales y bajo cargas gravitacionales constantes, que se aplican en la misma dirección hasta que la estructura colapse o hasta cierto valor de carga. Con esta técnica es posible evaluar el desempeño esperado de la estructura por medio de la estimación de fuerzas y demanda de deformaciones en el diseño sísmico.

❖ **Curvas de fragilidad:** La vulnerabilidad sísmica se puede entender como una propiedad de la estructura, correspondiente a su predisposición a sufrir daño, expresado como la factibilidad de que el sistema expuesto sea afectado por la acción sísmica. La vulnerabilidad sísmica, está relacionada con diferentes estados de daños para un movimiento sísmico de determinada magnitud, expresada en una escala de cero a uno, donde cero representa daño nulo y uno es colapso. Una forma alternativa de definir las probabilidades de daño, son las curvas de fragilidad.

❖ **Ductilidad de una estructura:** Hoy se entiende por ductilidad a la capacidad que tiene una estructura (o un miembro estructural) de experimentar grandes deformaciones inelásticas y aun en rango plástico, sin que se presente una reducción significativa de su resistencia. En la

práctica común del diseño sismorresistente de las estructuras, se acepta tal ductilidad como una medida de la capacidad de disipar energía sísmica mediante la aparición de ese tipo de deformaciones. Pero también, se reconoce con el término de ductilidad, la capacidad que tiene una estructura de sufrir deformaciones después de la iniciación de la fluencia, sin que haya una pérdida significativa de la resistencia.

❖ **Sobrerresistencia:** La sobrerresistencia toma en cuenta todos los factores posibles que pueden provocar aumentos de resistencia; estas incluyendo una resistencia del acero más elevada que la de fluencia especificada más la resistencia adicional del acero debida al endurecimiento por deformación bajo grandes deformaciones, una resistencia del concreto más elevada que la especificada, tamaños de sección más grandes que los supuestos, compresión axial en los miembros a flexión debida a restricción lateral, y refuerzo adicional impuesto para fines constructivos y que no se toma en cuenta en los cálculos.

❖ **Rótulas plásticas:** Una rótula plástica se define como aquel punto en que la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar. Este punto se genera a una longitud que varía de acuerdo al tipo de conexión entre elementos, así como de las características propias de la sección. El mayor efecto significativo del comportamiento no lineal de los materiales se representa por medio de rótulas plásticas, las cuales se generan en zonas específicas a lo largo de la longitud de un elemento. Las rótulas plásticas pueden ser modeladas de diferentes formas, dependiendo de la calidad de resultados que se necesitan para la evaluación.

❖ **Falla a tensión “dúctil”:** Si el contenido de acero de la sección es bajo, el acero alcanza la resistencia  $f_y$  y de fluencia antes que el concreto alcance su capacidad máxima, la fuerza del acero. As  $f_y$  permanece entonces constante a mayores cargas. Una ligera carga adicional ocasiona una elongación plástica grande del acero a través de las grietas de flexión, lo que produce un



agrietamiento ancho y un aumento grande de deformación en la fibra extrema a compresión del concreto. Debido a un aumento en la deformación, la distribución de esfuerzos de compresión en el concreto deja de ser lineal, lo que produce un aumento en el esfuerzo medio del bloque de esfuerzos de compresión, y una reducción en la profundidad del eje neutro puesto que se debe mantener el equilibrio de las fuerzas internas. La reducción de la profundidad del eje neutro provoca un ligero aumento del brazo de palanca, y por tanto en el momento resistencia.

❖ **Falla a compresión “frágil”:** Si el contenido de acero de la sección es grande, el concreto puede alcanzar su capacidad máxima antes de que fluya el acero. En tal caso aumenta considerablemente la profundidad del eje neutro, lo que provoca un aumento en la fuerza de compresión. Esto se compensa ligeramente por una reducción en el brazo de palanca. Nuevamente se alcanza la resistencia a flexión de la sección cuando la deformación en la fibra a compresión extrema del concreto es aproximadamente 0.003. entonces la sección falla repentinamente en forma frágil. Puede haber poca advertencia visible de la falla, debido a que los anchos de las grietas de flexión en la zona a tensión del concreto en la sección de la falla son pequeñas, debido al bajo esfuerzo del acero.

❖ **Falla balanceada:** Para una cuantía específica de acero, este alcanza la resistencia de fluencia  $f_y$  y simultáneamente el concreto alcanza la deformación a compresión de la fibra extrema de 0.003.

❖ **Redistribución de momentos:** La redistribución de momento de un tramo de viga continua consiste en aceptar que, a nivel de resistencia los momentos negativos en los extremos de la viga ya hayan superado los momentos resistentes y hayan formado rotulas plásticas. La sección central bajo momento positivo se encarga por lo tanto de equilibrar el sistema recibiendo los momentos que las secciones extremas ya no pueden soportar. El cálculo exacto de la redistribución de

momentos y de la capacidad de rotación de las secciones puede ser algo engorroso, es por eso que el código ACI nos ofrece un proceso sencillo para poder aplicarlos en nuestro diseño.

❖ **Combinaciones de cargas:** Las combinaciones de carga tiene como propósito dar seguridad adecuada contra un aumento en las cargas de servicio más allá de las especificadas en el diseño para que sea sumamente improbable la falla, las combinaciones de carga también ayudan a asegurar que las deformaciones bajo carga de servicio no sean excesivas.

❖ **Factores de reducción de capacidad:** Los factores de reducción de capacidad " $\Phi$ " se proporcionan para tomar en cuenta inexactitudes en los cálculos y fluctuaciones en las resistencias de los materiales empleados, en la mano de obra y en las dimensiones de los elementos estructurales. Cada uno de estos factores bien pueden estar dentro de límites tolerables, pero combinados pueden producir menor capacidad en los elementos diseñados.

❖ **Momento - curvatura:** La rigidez de una sección de un elemento estructural se puede evaluar a partir de la relación momento – curvatura, la cual revela la hipótesis común de diseño donde la rigidez del elemento es independiente de la resistencia, lo que implica que la curva de fluencia " $\Phi$ " sea directamente proporcional a la resistencia de flexión.

## 2.4 Formulación de la Hipótesis

### 2.4.1 Hipótesis general.

- El diseño por capacidad analizado en el rango estático no lineal mejorará el comportamiento estructural en la edificación de la Oficina Central de Admisión.

### 2.4.2 Hipótesis específicas.

- Al aplicar un diseño por Capacidad en una edificación, nos dan una aproximación más real para estimar los daños estructurales, que diseñarlo tradicionalmente con las Normas de Edificaciones en el Perú.
- El diseño por capacidad está orientado a dotar con una capacidad de disipación de energía a sus refuerzos estructurales (acero) de una edificación, llegando así a evitar su colapso aun después de haber excedido su máxima resistencia.

## Capítulo III. Metodología

### 3.1 Diseño Metodológico

#### 3.1.1 Tipo.

El tipo de investigación que se realiza es aplicada o práctica, se pretende obtener respuestas satisfactorias y mejoras respecto al método de diseño estructural tradicional “diseño por resistencia ultima”, realizando la evaluación mediante el método de diseño estructural más completo y exacto “diseño por capacidad”, con este método se evalúa las máximas demandas en el rango no-lineal a través del análisis no lineal estático “Pushover”.

#### 3.1.2 Enfoque.

La investigación tiene un enfoque cuantitativo, ya que se caracteriza por la recolección de datos para probar la hipótesis, en base a mediciones y análisis numéricos, para poder establecer patrones de comportamiento en la edificación de estudio.

#### 3.1.3 Nivel.

La investigación propuesta es de nivel descriptiva porque describimos y especificamos características, propiedades, parámetros, dimensiones, capacidades y comportamiento de los diferentes elementos estructurales al realizar la evaluación de la capacidad estructural de la edificación planteada.

### 3.2 Población y Muestra.

La investigación tiene en este caso una sola población y muestra, como es la edificación de la Oficina Central de Admisión de la universidad nacional José Faustino Sánchez Carrión, se consideró la elección por las siguientes características:

- Facilidad de obtención de planos constructivos.
- Edificación que hace pocos años se diseñó y construyó.

- Edificación de tres niveles (será fácil la visibilidad de la aparición de rotulas plásticas).
- Obtención de Planos constructivos bien detallados.
- Semejanza estructural con otras edificaciones de la universidad (sistema aporricado).

### 3.3 Operacionalización de variables e indicadores

Las variables son todo aquello que vamos a medir, controlar, y estudiar de una investigación o estudio. En las hipótesis causales, es decir, aquellas que plantean relación entre efectos y causas, se identifican dos tipos de variables: independientes y dependientes. Estos mismos tipos de variables pueden estar presentes en las hipótesis correlacionales cuando se explica la correlación.

❖ **Variable Independiente:** Las implicancias de un diseño por capacidad analizado en el rango estático no lineal en una edificación.

❖ **Variable Dependiente:** El comportamiento estructural de una edificación.

A continuación, se muestra la tabla de operacionalización de variables e indicadores de la investigación:

Tabla 12: *Tabla de operacionalización de variables.*

<i>Variables</i>	<i>Conceptualización</i>	<i>Dimensiones</i>	<i>Indicadores</i>
<b><i><u>Variable Independiente:</u></i></b> <b><i>Diseño por capacidad en el rango estático no lineal.</i></b>	Método de diseño para estructuras sometidas a acciones sísmicas, cuya filosofía consiste en desarrollar una mejor distribución de resistencia en sus	-Rigidez efectiva. <hr/> -Parámetros sismoresistentes.	-Factores de reducción según códigos de diseño. <hr/> -Espectro de aceleración. -Periodo y modo de vibración.

<i>Variables</i>	<b>Conceptualización</b>	<b>Dimensiones</b>	<b>Indicadores</b>
	elementos estructurales para ser capaces de disipar energía en zonas preestablecidas.	-Magnificación de momentos en elementos estructurales.	-Redistribución de momentos.
		-Sobrerresistencia de rótulas plásticas.	-Momento nominal y factores de Sobrerresistencia.
		-Capacidad estructural.	-Curva de capacidad.
<b><i>Variable Dependiente: Comportamiento estructural de una edificación</i></b>	Describe el comportamiento de los materiales estructurales de una edificación frente a cargas estáticas o dinámicas, mediante deformaciones y desplazamientos que ésta pueda sufrir.	-Comportamiento de los elementos estructurales.	-Esfuerzos. -Deformaciones. -Elasticidad. -Plasticidad. -Ductilidad.
		-Comportamiento global de la estructura.	-Desplazamientos de entrepisos. -Traslación y torsión. -Resistencia y rigidez.

*Fuente:* Elaboración propia de Investigación.

### 3.4 Técnicas e Instrumentos de Recolección de Datos

La recolección de datos es traer la información de la unidad de estudio es este caso de la edificación “oficina central de admisión” de la universidad José Faustino Sánchez Carrión.

### **3.4.1 Técnicas a emplear.**

Las técnicas a emplear en la recolección de datos corresponden también a la estrategia de estudio de casos y se realizara a través de observación estructurada o sistemática y la documentación todo esto mediante:

- Revisión de fuentes bibliográficas.
- Revisión de documentos históricos.
- Toma de datos de campo.
- Registro de datos numéricos.
- Análisis de parámetros empleados.

### **3.4.2 Descripción de los instrumentos.**

Los instrumentos que se emplea para el desarrollo de la investigación son los siguientes:

- Internet.
- Hojas de cálculo.
- Espectros.
- Normas.
- Software (Sap 2000, Excel).
- Planos.
- Parámetros de sitio.

## **3.5 Técnicas Para el Procesamiento de la Información**

La información obtenida mediante la tomada de datos de campo, revisión de fuentes bibliográficas, revisión de documentos históricos, se verá por conveniente procesarlo para obtener

los resultados. Dando así confiabilidad y poder dar una conclusión certera a lo analizado. Para dar esta apreciación se realiza el diseño por capacidad de la edificación “oficina central de admisión” de la universidad José Faustino Sánchez Carrión, mediante el análisis no lineal-Pushover, con el apoyo de los siguientes softwares como son:

- ❖ Sap 2000: Este software nos servirá para la modelación, diseño y evaluación de toda la estructura de la edificación planteada.

- ❖ Microsoft Word: Es software nos servirá para la realización de informe final y los informes previos a la presentación final de la investigación.

- ❖ Microsoft Excel: Este software nos servirá para el procesamiento, cálculo de cuantía de acero para el diseño de los elementos estructurales, conversión de parámetros no lineales, etc.

- ❖ AutoCAD: Este software nos será útil visualizar los planos existentes.



## Capítulo IV. Descripción de la Edificación en Estudio

### 4.1 Descripción General de la Edificación

La edificación “oficina central de admisión”, la cual se analiza para propósito del presente trabajo de investigación se encuentra ubicado dentro de las instalaciones del campus de la Universidad José Faustino Sánchez Carrión en el distrito de Huacho, provincia de Huaura en la región de Lima. De acuerdo a la norma técnica E 030 la edificación se encuentra ubicada en la zona sísmica 4, considerada zona de alto riesgo sísmico.

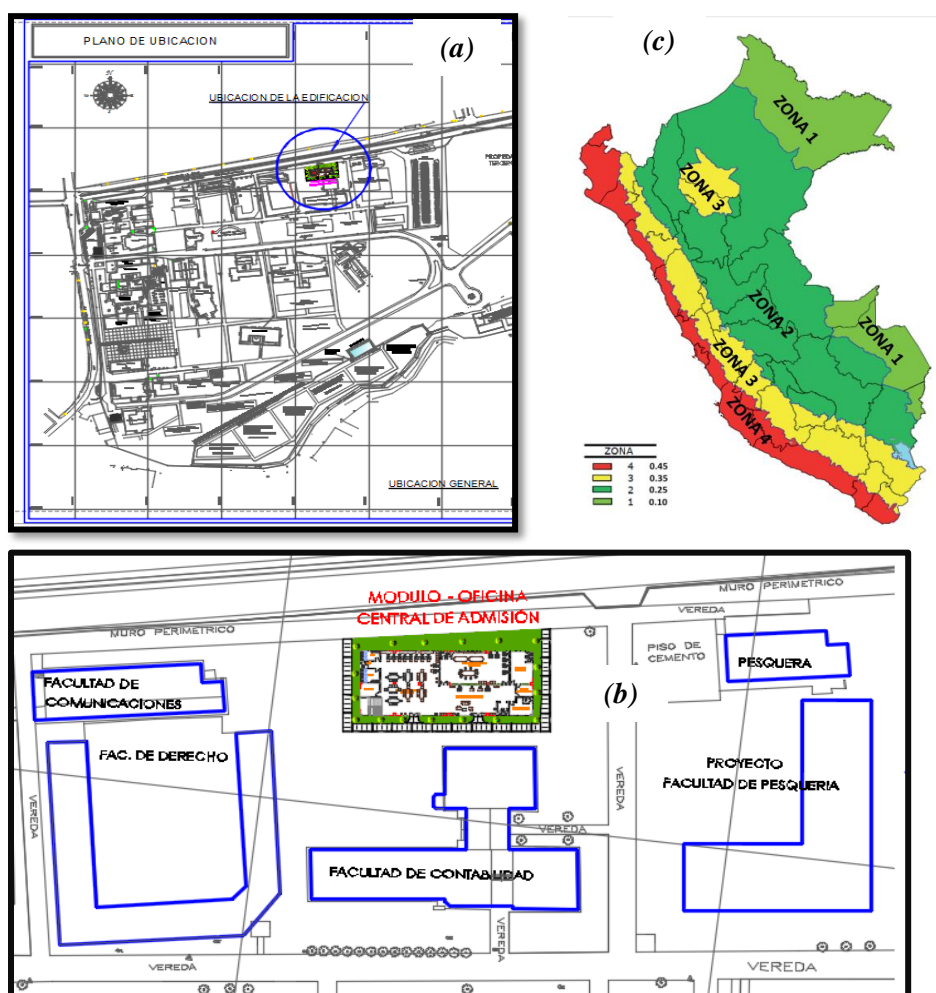


Figura 13: (a) Macro ubicación de la Oficina Central de Admisión en la Universidad. (b) Ubicación delimitada de la edificación con respecto a construcciones existentes. (c) Mapa de zonificación sísmica de la edificación.

## 4.2 Descripción Arquitectónica de la Edificación

Dentro del planteamiento arquitectónico realizado, se encuentran ambientes indispensables para una edificación destinada para áreas administrativas universitarias, en las que contemplan oficinas administrativas, biblioteca, servicios higiénicos, auditorio, área de elaboración de exámenes, cocina y otros. La edificación existente está comprendida por un frente de 37.05m, y un fondo de 15m, haciendo un área total de 555m<sup>2</sup>.

La edificación consta de tres niveles y está distribuido de la siguiente manera:

### ❖ Primer piso:

- 01 Sala de Recepción e Información con SS HH
- 01 Sala de Inscripción de Postulantes
- 01 SS HH Damas
- 01 SS HH Varones
- 01 SS HH Discapacitado
- 01 Oficina de la Comisión de Admisión con SS HH
- 01 Oficina Secretaria con SS HH
- 01 Oficina Apoyo Administrativo
- 01 Oficina Asistente Administrativo con SS HH
- 01 Almacén.
- 01 Escalera Interior

**❖ Segundo Piso:**

- 01 Sala para Elaboración de Pruebas con SS HH
- 01 Área de Descanso
- 01 Sala de Calificación de Fichas Ópticas de los Procesos de Admisión con SS HH
- 01 Oficina Comisión de Admisión de Post Grado con SS HH
- 01 Oficina Comisión de Admisión de Pre Grado con SS HH
- 01 Cocina con SS HH
- 01 Área De Comensales con SS HH.
- 01 Pasadizo

**❖ Tercer Piso:**

- 01 Biblioteca Especializada con SS HH
- 01 Auditorio
- 01 SS HH Damas
- 01 SS HH Varones
- 01 Archivo Periférico con SS HH
- 01 Pasadizo

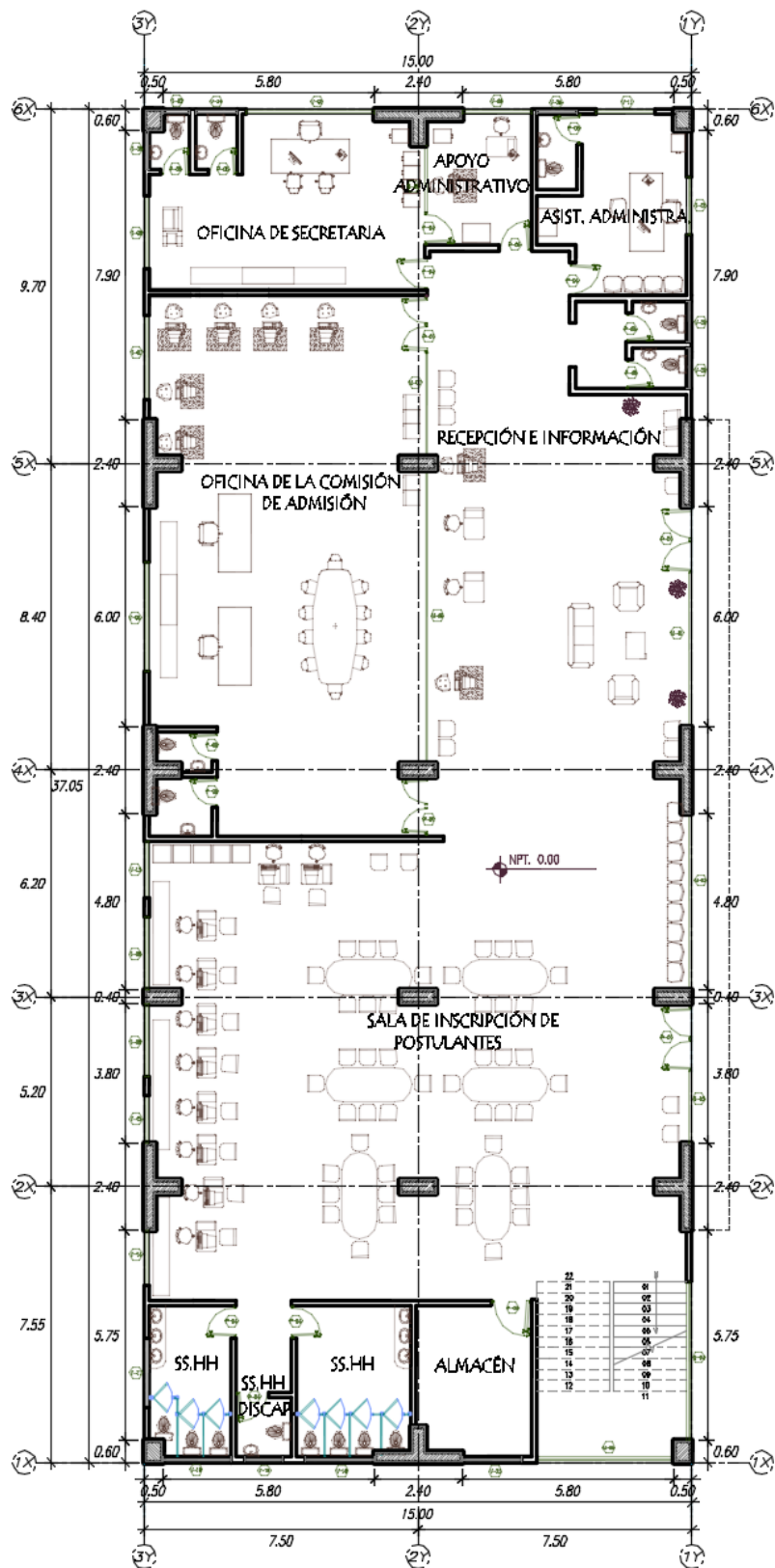


Figura 14: Planta de la edificación del primer piso

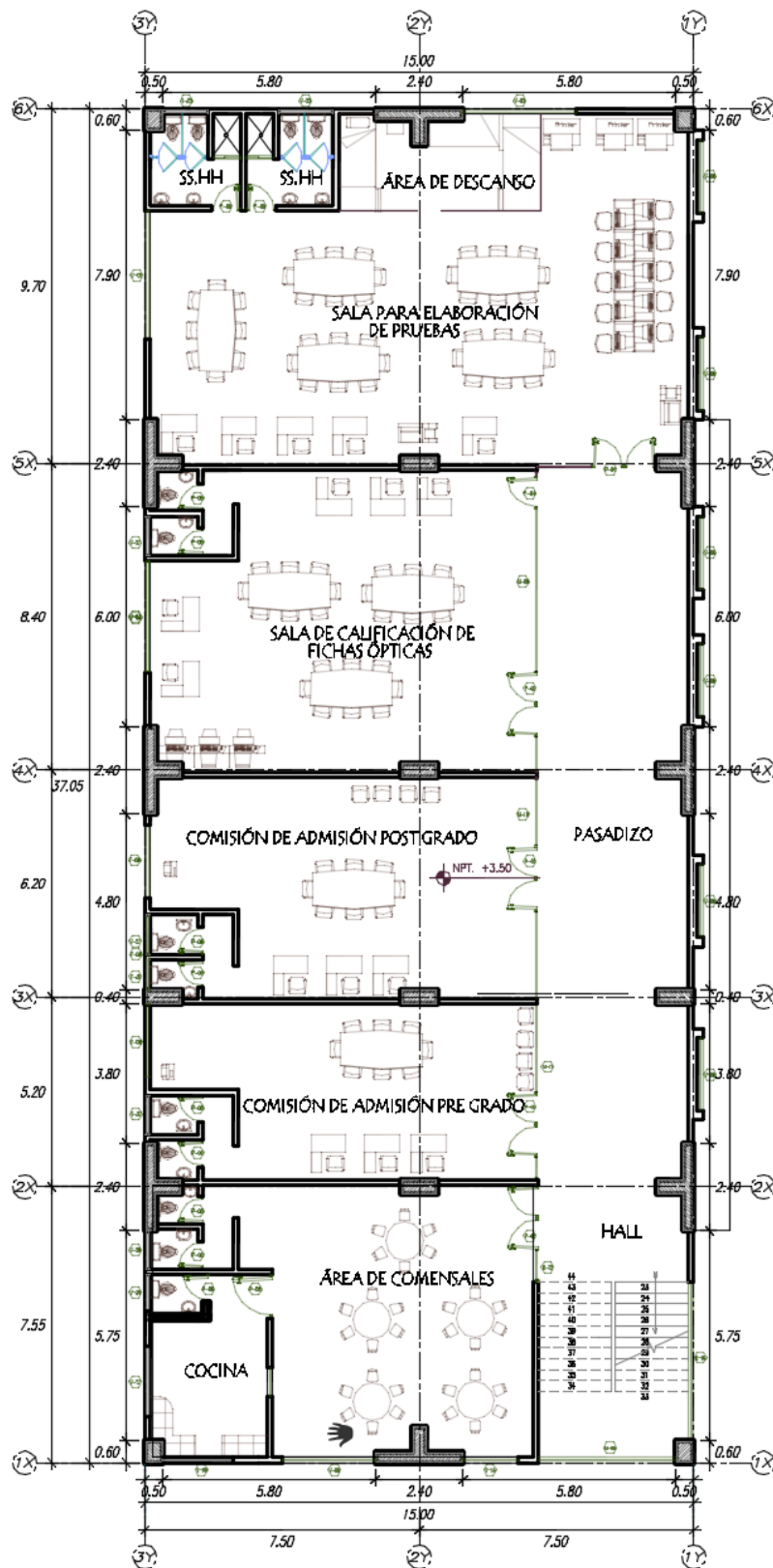


Figura 15: Planta de la edificación del segundo piso.

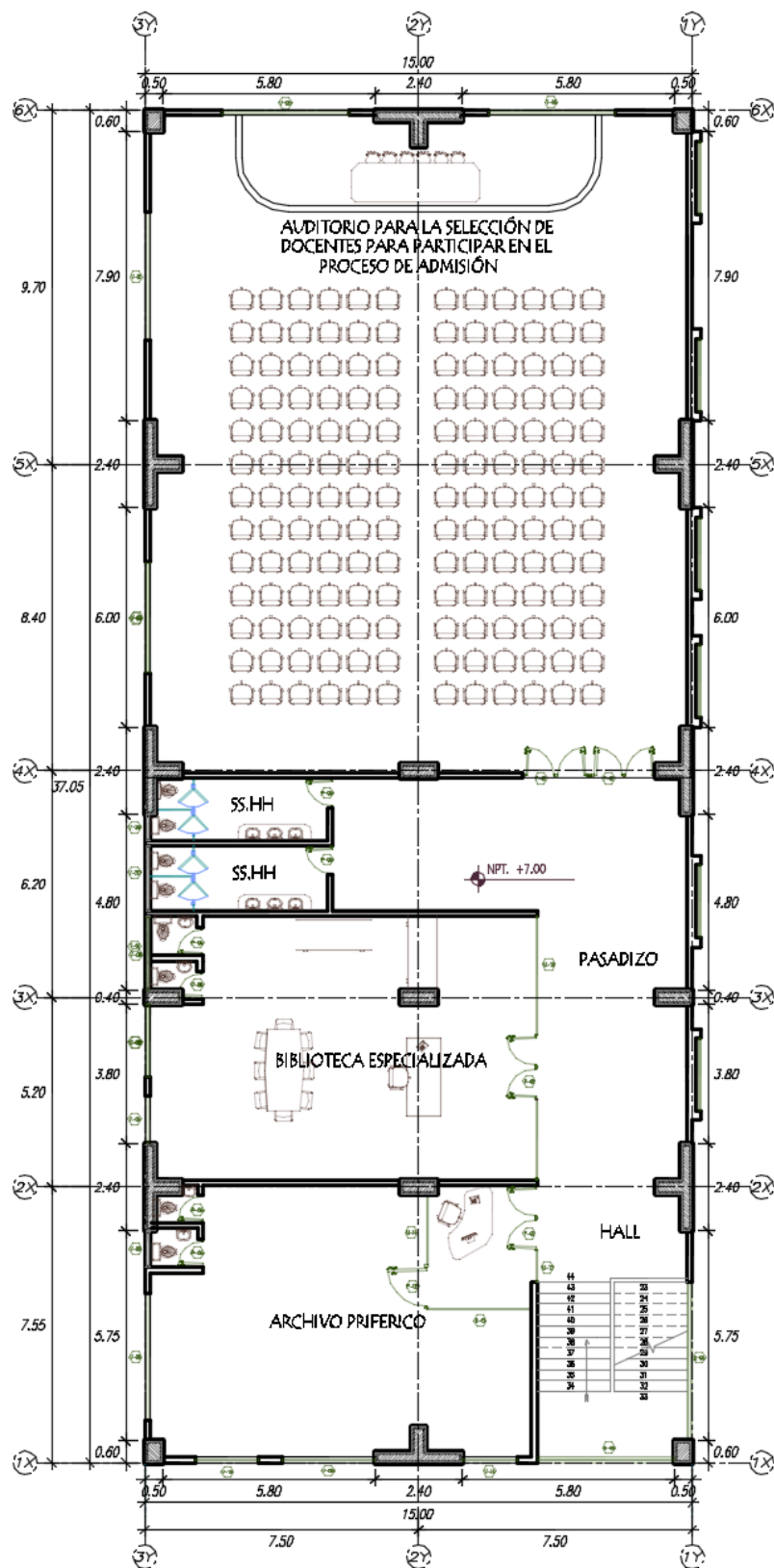


Figura 16: Planta de la edificación del tercer piso.

### 4.3 Estructuración de la Edificación

#### 4.3.1 Generalidades.

La edificación está conformada por un sistema aporricado de concreto armado en las dos direcciones, tanto longitudinal como transversal, para la dirección más corta lo hemos denominado dirección X-X y consta de seis pórticos sismoresistentes, la dirección más larga o dirección Y-Y consta de tres pórticos sismoresistentes. La configuración geométrica en planta es como se presenta en la figura 4.5 (a) y la de elevación longitudinal y transversal se define en la figura 4.5 (b) y 4.5 (c) respectivamente, en donde las alturas son: en el entrepiso inferior de 4.40m y en el entrepiso intermedio y superior de 3.50m.

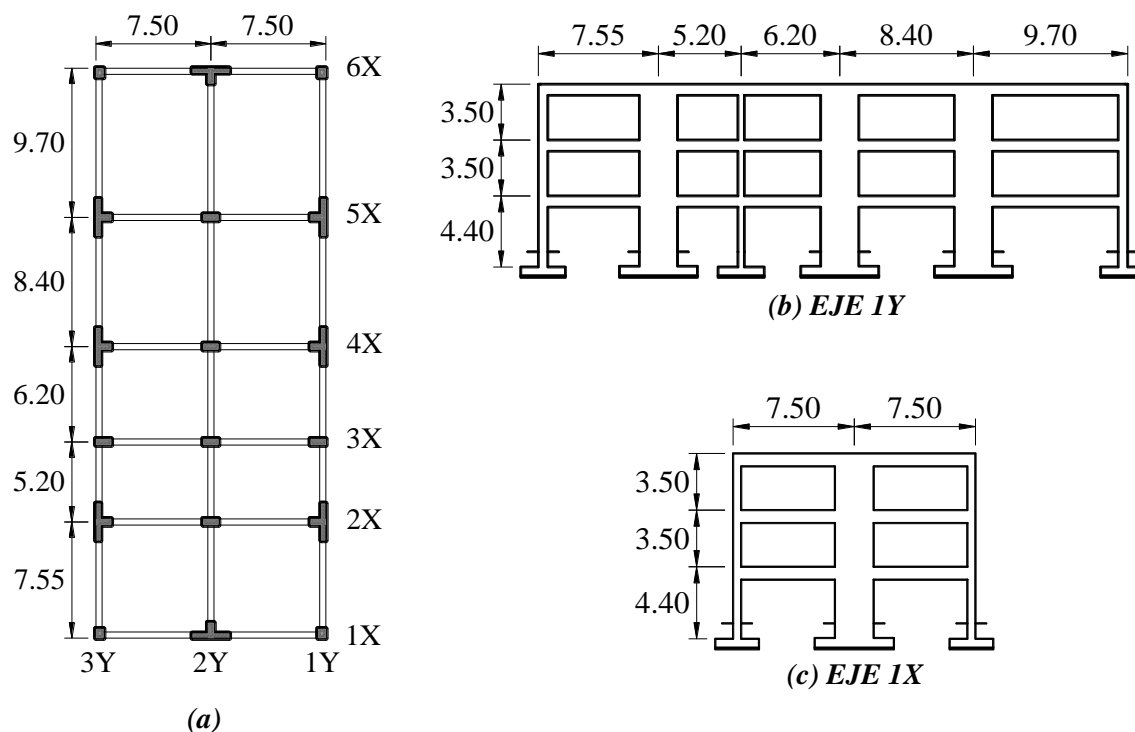


Figura 17: (a) Planta de la Oficina Central de Admisión. (b) Pórtico estructural longitudinal típico en el sentido Y-Y. (c) Pórtico estructural transversal típico en el sentido X-X.

La edificación no cuenta con muros de corte, todos sus muros perimétricos son tabiques de albañilería soportados por sus respectivas columnetas y viguetas de confinamiento.

#### 4.3.2 Materiales.

Las propiedades mecánicas de los materiales empleados son:

- Concreto

Resistencia a la compresión: .....  $f^c=210 \text{ kg/cm}^2$

Deformación unitaria máxima: .....  $\epsilon_{cu} = 0.003$

Módulo de elasticidad: .....  $E_c=15000*\sqrt{f^c} = 217370 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de poisson: .....  $\mu = 0.15$

- Acero de refuerzo

Esfuerzo de fluencia: .....  $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

Módulo de elasticidad: .....  $E_s = 2\,000,000 \text{ kg/cm}^2$

Deformación máxima antes de la fluencia: .....  $\epsilon_s = 0.0021$

#### 4.3.3 Cargas de diseño.

Se cuantifican e identifican las cargas solicitantes y determinan las cargas que viajan de las losas a las vigas, de las vigas a las columnas, y de las columnas a las fundaciones.

Los estados de carga para el caso analizado son:

##### 4.3.3.1 Carga muerta.

- Losa aligerada bidireccional =  $420 \text{ kg/m}^2$
- Peso de tabiquería =  $210 \text{ kg/m}^2$



- Peso propio de los elementos estructurales de concreto armado, considerando con un peso específico de 2400 kg/m<sup>2</sup>

#### 4.3.3.2 Cargas vivas o sobrecargas.

Las sobrecargas en las losas aligeradas se considerarán según el uso de sus ambientes que tenga la edificación.

Tabla 13: *Cargas vivas repartidas en la edificación según uso.*

<i>OCUPACIÓN O USO</i>	<b>CARGA REPARTIDA (kg/m<sup>2</sup>)</b>
<b><i>Segundo Nivel:</i></b>	
- Sala para elaboración de pruebas, para calificación de fichas ópticas de los procesos de admisión.	350
- Oficina comisión de admisión de post grado, de Pre Grado, cocina y área de comensales.	350
- Pasadizo.	400
<b><i>Tercer Nivel:</i></b>	
- Biblioteca especializada, archivo periférico y servicios higiénicos.	350
- Pasadizo.	400
- Auditorio.	500
<b><i>Coberturas::</i></b>	
- Techo aligerado	100

*Nota:* Los ambientes estan detallados en los planos de arquitectura mostrados anteriormente en el presente capitulo.

#### 4.3.4 Cimentación.

Posee una cimentación compuesta por zapatas aisladas, unidas con elementos de conexión que en este caso son vigas de cimentación. La cimentación de las tabiquerías altas está echo de cimientos corridos con concreto ciclópeo.

El análisis de la estructura se está considerando desde de la parte superior de la viga de cimentación, puesto que es el inicio de empotramiento de las columnas y no se tomará en cuenta su comportamiento ni diseño para este trabajo de investigación.

#### 4.3.5 Elementos estructurales.

##### 4.3.5.1 Columnas.

En la edificación se encuentran tres tipos de secciones transversales de columnas, a continuación, se detallan las principales características de cada columna.

Tabla 14: Cuadro de clasificación de columnas en la edificación

Tipo	Forma	Sección (cm)	Ubicación	Disposición de acero de refuerzo	
				Long.	Trans.
C-1	Rectangular	60 x 50	Esquina	4#3/4" + 10#5/8"	1#3/8"; 1@0.05, 6@0.10, rto@0.20
C-2	Tee	240 x 30 70 x 40	Perímetro	13#1" + 26#3/4"+20#1/2"	3#3/8"; 1@0.05, 10@0.10, rto@0.20 + 2#1/2" @0.30
C-3	Rectangular	100 x 40	Perímetro y central	6#3/4" + 12#5/8"	1#3/8"; 1@0.05, 10@0.10, rto@0.20

Nota: Los refuerzos de acero se mantiene igual en los tres niveles de la edificación

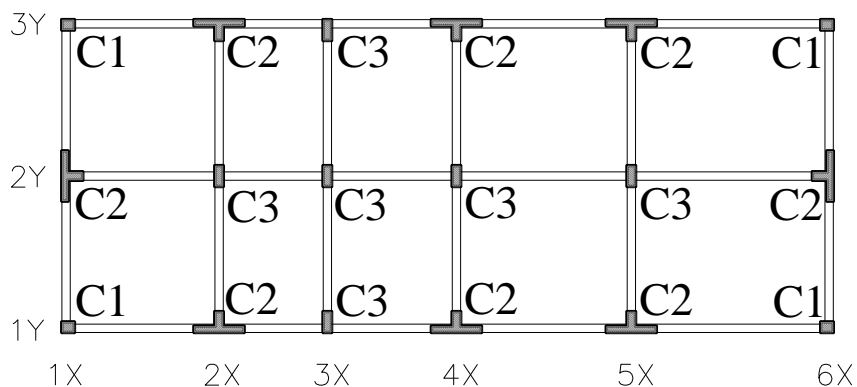


Figura 18: Distribución de las columnas en planta.

#### 4.3.5.2 Vigas.

Las secciones de las vigas principales en las direcciones de los ejes X, está dado por una base 40 cm y una altura de 80 cm y de las vigas principales en las direcciones de los ejes Y, por una base de 40 cm y una altura de 70 cm.

Las secciones transversales de las vigas y su disposición de refuerzo típico tanto longitudinal y transversal se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 15: *Cuadro de clasificación de vigas en la edificación*

Tipo	Sección (cm)	Disposición de acero de refuerzo para vigas.		
		Longitudinal		Transversal
		Superior	Inferior	
V-01	40 x 80	2#1" + 4#3/4"	2#3/4" + 3#5/8"	1#3/8"; 1@0.05, 13@0.10, 4@0.15 rto@0.20
V-02	40 x 70	3#3/8" + 2#5/8"	3#3/4"	1#3/8"; 1@0.05, 13@0.10, 5@0.15 rto@0.25

*Nota:* Los refuerzos de acero longitudinales son los refuerzos extremos más cargados de las vigas.

La identificación de las vigas será según el nivel, tipo y el eje en donde se encuentre, por ejemplo la viga V-101\_3X, se refiere a la viga del primer nivel (1) y del tipo (01) en el eje (3X), algo similar con la viga V-302\_2Y, que hace mención a la viga del tercer nivel (3) y del tipo (02) en el eje 2Y.

#### 4.3.5.3 Losas de entrepiso

El sistema de losas de entrepisos está compuesto por una losa aligerada de doble sentido, que serán capaz de soportar las cargas por gravedad que actúan directamente sobre ellas. La cual está conformado por viguetas con un ancho inferior de 10cm. y un ancho superior de 40cm, con una altura total de 25 cm y una altura de ala de 5cm.

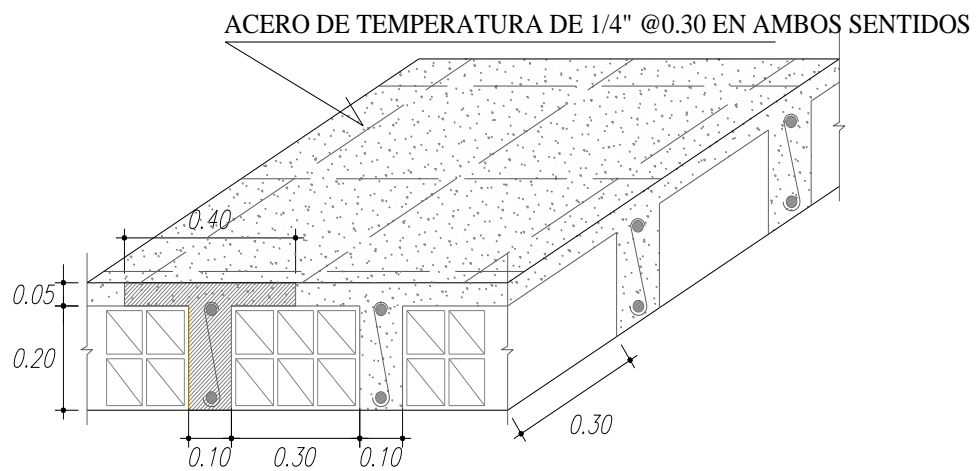


Figura 19: Detalle de losa aligerada de doble sentido.

## Capítulo V. Análisis Sísmico y Diseño de la Edificación Aplicando el Diseño por Capacidad y Diseño por Resistencia con Pautas Estipuladas en la Norma Peruana de Edificación.

### 5.1 Análisis Sísmico

Todo el análisis sísmico de la Oficina Central de Admisión de la universidad nacional José Faustino Sánchez Carrión se desarrolló en el programa SAP 2000, utilizando el análisis dinámico modal espectral. Antes de iniciar con el modelo se tomaron en cuenta los factores de reducción de la rigidez de los elementos estructurales, estos factores se incorporan al momento de definir las propiedades de la sección de los elementos estructurales del sistema aperticado. Dicha reducción de rigidez se realiza solo a los momentos de inercia para los siguientes ejes locales de los elementos estructurales:

- En las columnas aplicara alrededor de los ejes locales 2 y 3 del elemento.
- En las vigas aplicara solo alrededor del eje local 3 del elemento.

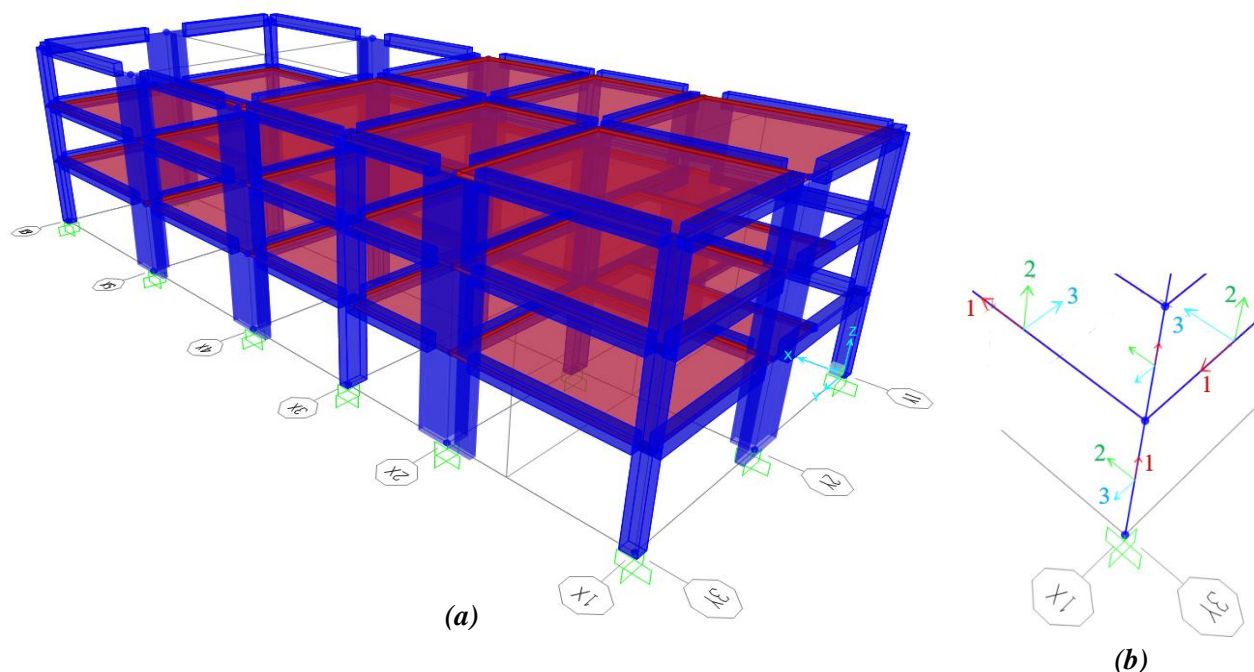


Figura 20: (a) Modelo tridimensional de edificación de tres niveles. (b) Orientación de los ejes locales en los elementos estructurales.

### 5.1.1 Factores de reducción para el cálculo de la rigidez efectiva de los elementos estructurales.

Los factores de reducción de rigidez que usamos será los factores propuestos por Paulay y Priestley, para realizar el análisis sísmico, estos factores tienen mucha relación con los propuestos en la norma de Nueva Zelanda, la cual proponen el diseño por capacidad, a continuación, se indican los factores que se utilizarán los factores descritos en el capítulo: “Criterios de cálculo de la rigidez efectiva de los elementos de concreto armado” mencionado en el marco teórico de la investigación.

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

Visto que la relación de carga axial  $P/Ag f'c$  es menor a 0.20 el factor de 0.40 se aplicó a todas las columnas de la edificación.

### 5.1.2 Parámetros para el análisis sísmico.

Los parámetros sísmicos para la elaboración del espectro de aceleración son obtenidos de la norma peruana de edificación, estudiado en el capítulo “Consideraciones generales de la Norma técnica de edificaciones (E.030) de diseño sismorresistente 2016”. Y estos parámetros son los siguientes:

Tabla 16: *Parámetros sísmicos de edificación*

<i>Factor</i>	<i>Descripción</i>	<i>Valor</i>
<i>Factor de zona “Z”</i>	Edificación en el Distrito de Huacho-Huaura-Lima, Zona “4”	0.45
<i>Factor de uso “U”</i>	La categoría de la edificación es de esencial, destinada para uso universitario, categoría “A2”	1.5
<i>Factor de suelo “S”</i>	El estudio de suelos con fines de cimentación corresponde a un suelo tipo “S2”	1.05

<b>Factor</b>	<b>Descripción</b>	<b>Valor</b>
<b><i>Factor de suelo “Tp”</i></b>	Periodo en el que comienza a descender el espectro de aceleración.	0.6
<b><i>Factor de periodo “TL”</i></b>	Periodo que define el inicio de la zona espectral con desplazamiento constante.	2.0
<b><i>Factor de amplificación sísmica “C”</i></b>	Está en función del periodo.	2.5
<b><i>Factor de reducción de fuerzas “R”</i></b>	Es una estructura regular, aporticada de concreto armado, según norma E0.30	8
<b><i>Factor de Irregularidad en altura (Ia)</i></b>	Irregularidades estructurales existentes en altura en las dos direcciones de análisis, de una edificación.	1
<b><i>Factor de Irregularidad en planta (Ia)</i></b>	Irregularidades estructurales existentes en planta en las dos direcciones de análisis, de una edificación.	1

*Fuente:* Elaboración propia según parámetros establecidos en la NTE E0.30

### 5.1.3 Cálculo de la aceleración espectral.

El cálculo se realiza para cada una de las direcciones principales analizadas, para el cual se utiliza un espectro inelástico de pseudo - aceleración definido por la norma peruana de edificaciones.

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

El valor de C/R, no deberá considerarse menor que:  $\frac{C}{R} \geq 0.125$

$$2.5/8 = 0.3125 > 0.125 \dots \text{OK}$$

Para realizar el análisis en el programa SAP 2000 ingresamos el siguiente espectro de pseudo-aceleraciones.

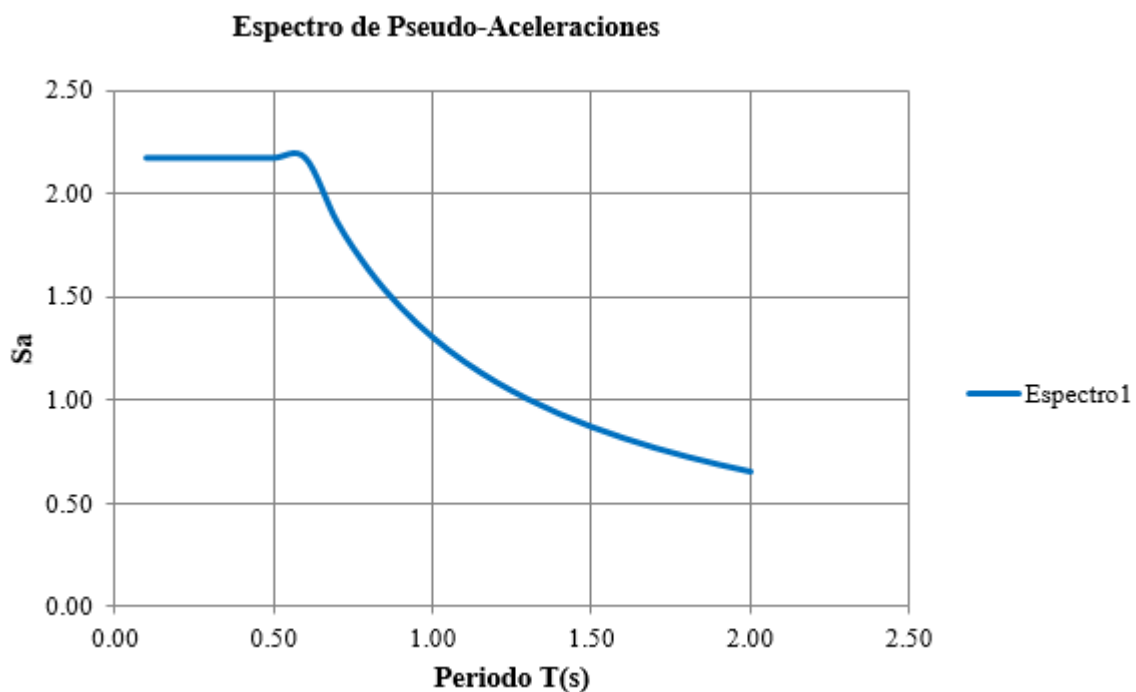


Figura 21: Espectro inelástico de pseudo-aceleracion.

Tabla 17: Periodo vs aceleración espectral

<i>Periodo</i> <i>T(s)</i>	<i>Aceleración</i> <i>Espectral</i> <i>(Sa)</i>
0.10	2.17
0.20	2.17
0.30	2.17
0.40	2.17
0.50	2.17
0.60	2.17
0.70	1.86
0.80	1.63
0.90	1.45
1.00	1.30
1.10	1.19
1.20	1.09
1.30	1.00
1.40	0.93
1.50	0.87
1.60	0.81



<i>Periodo</i> <i>T(s)</i>	<i>Aceleración</i> <i>Espectral</i> <i>(Sa)</i>
1.70	0.77
1.80	0.72
1.90	0.69
2.00	0.65
2.10	0.59
2.20	0.54
2.30	0.49
2.40	0.45
2.50	0.42

*Fuente:* Elaboración propia

#### 5.1.4 Cálculo de los periodos y modos de vibración.

Para poder encontrar las máximas respuestas elásticas de la estructura consideramos los nueve primeros modos de vibración cada uno con su respectiva masa participativa.

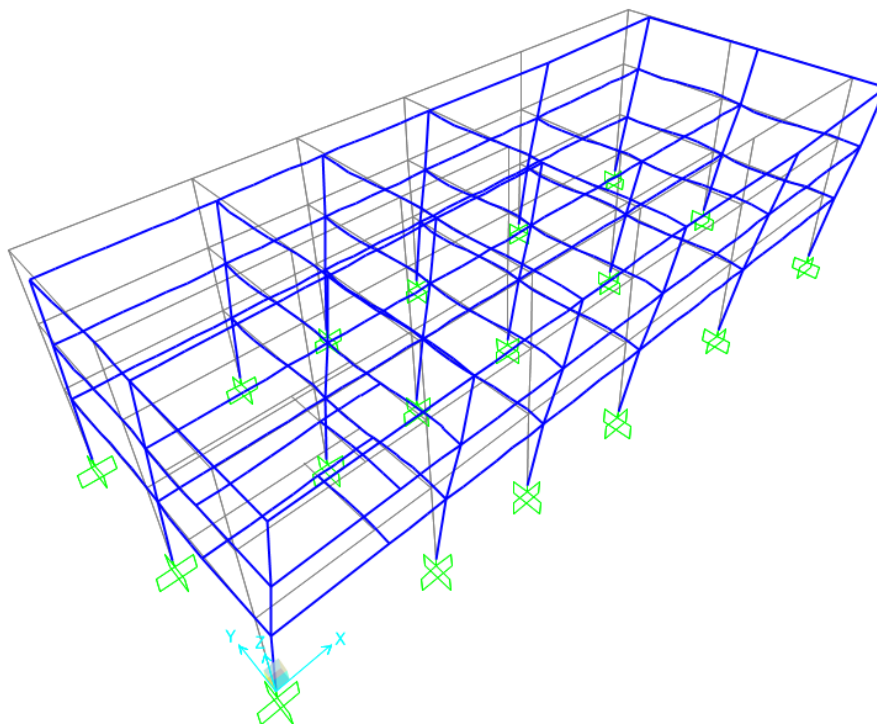
Tabla 18: *Periodos de los nueve modos de vibración y sus respectivas masas de participación:*

<i>Modo</i>	<i>Periodo</i> <i>(seg)</i>	<i>Masa</i> <i>X-X</i> <i>(ts<sup>2</sup>/m)</i>	<i>Masa</i> <i>Y-Y</i> <i>(ts<sup>2</sup>/m)</i>	<i>Masa</i> <i>Z-Z</i> <i>(ts<sup>2</sup>/m)</i>	<i>Masa</i> <i>Acumul.</i> <i>X-X</i>	<i>Masa</i> <i>Acumul.</i> <i>Y-Y</i>	<i>Masa</i> <i>Acumul.</i> <i>Z-Z</i>
<i>1</i>	0.306485	0.0000	0.8388	0.0000	0.0000	0.8388	0.0000
<i>2</i>	0.295309	0.8255	0.0000	0.0000	0.8255	0.8389	0.0000
<i>3</i>	0.248199	0.0001	0.0220	0.0000	0.8255	0.8609	0.0000
<i>4</i>	0.155191	0.0006	0.0000	0.0165	0.8261	0.8609	0.0165
<i>5</i>	0.143497	0.0001	0.0000	0.0366	0.8262	0.8609	0.0532
<i>6</i>	0.129314	0.0000	0.0004	0.0001	0.8262	0.8613	0.0532
<i>7</i>	0.092775	0.0000	0.0560	0.0002	0.8263	0.9172	0.0534
<i>8</i>	0.084530	0.0022	0.0497	0.0003	0.8284	0.9670	0.0537
<i>9</i>	0.082836	0.0294	0.0053	0.0001	0.8578	0.9723	0.0537

*Fuente:* Elaboración propia

Podemos concluir de los resultados obtenidos, que los modos más importantes en cuanto a la respuesta del edificio ante un sismo, se dieron en los tres primeros modos de vibración. Tanto el primer y segundo modo son de vibración traslacional en la dirección global “Y” y “X” respectivamente, mientras que el tercer modo de vibración corresponde a la vibración rotacional en planta. Los modos posteriores son modos verticales de vigas que no son tan importantes como los tres primeros modos para el análisis de la estructura.

A continuación, se muestra los tres primeros modos de vibración de la estructura, descritos anteriormente el tipo de modo que estas presentan:



*Figura 22:* Primer modo de vibración de la estructura,  $T= 0.3065$  seg.

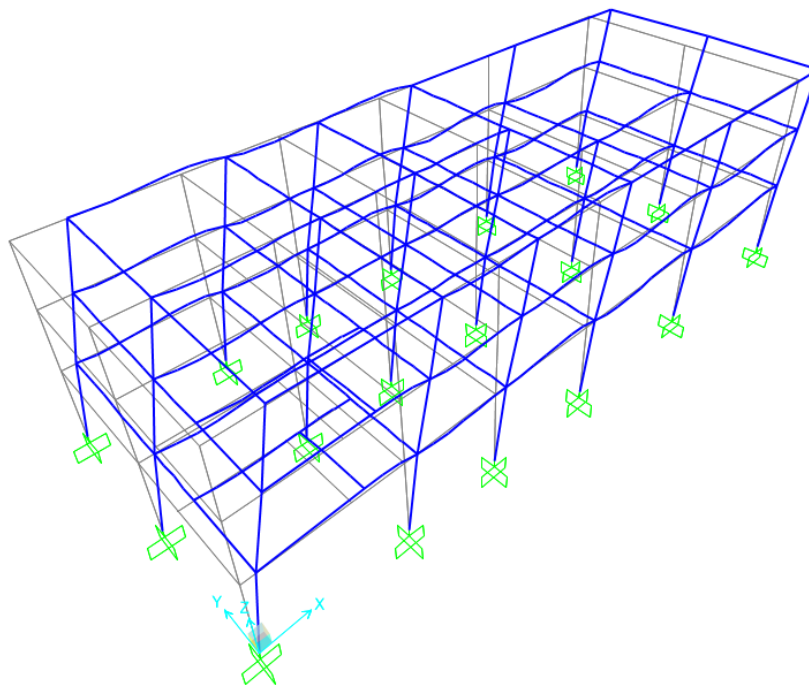


Figura 23: Segundo modo de vibración de la estructura,  $T=0.2953$  seg.

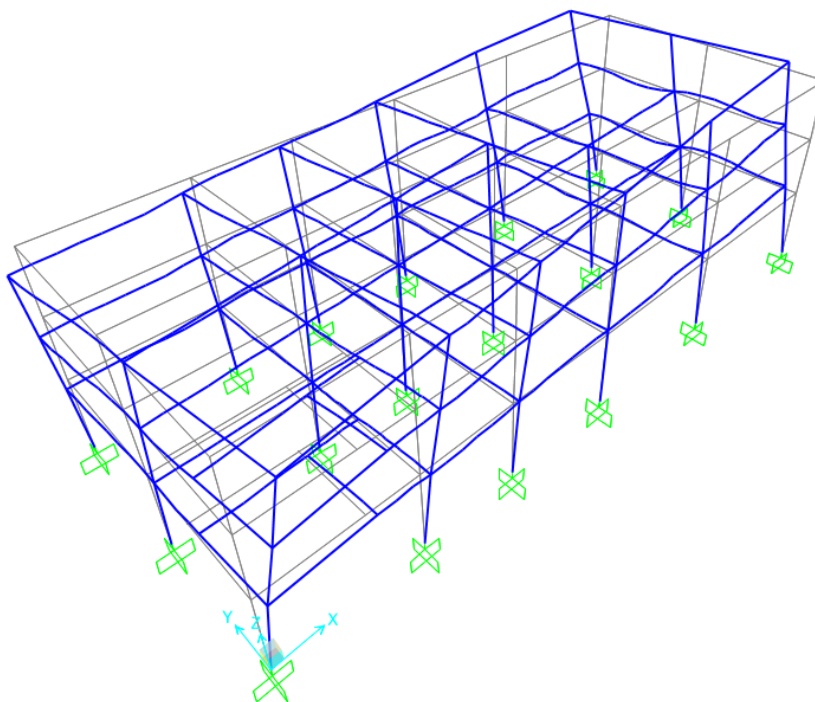


Figura 24: Tercer modo de vibración de la estructura,  $T=0.2482$  seg.

### 5.1.5 Cálculo del cortante basal.

Según el criterio que establece la norma E-030 establece que, en el análisis dinámico, para cada una de las direcciones consideradas, la fuerza cortante en el primer entrepiso del edificio no podrá ser menor que el 80 % del valor calculado en el análisis estático, esto para estructuras regulares. Si fuera necesario incrementar el cortante para cumplir los mínimos señalados, se deberá escalar proporcionalmente todos los otros resultados obtenidos, excepto los desplazamientos.

#### 5.1.5.1 Cálculo de la cortante basal mediante el análisis estático.

La cortante basal mediante el análisis estático se obtiene con la siguiente formula:

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

El cálculo del peso para el análisis se considerará el 100% de la carga permanente más el 50% de la carga viva por ser una edificación esencial “A2”, por lo tanto, el peso total de la edificación es:

Peso de vigas, columnas, acabados, losas y tabiquerías = 1501.88 t

50% de la carga viva = 220.96 t

**Peso total = 1722.84 t**

El valor total de los parámetros sísmicos según los valores mencionados en el capítulo 5.1.2 nos da como resultado:

$$(ZUCS) / R = (0.45 \times 1.5 \times 2.5 \times 1.05) / 8 = 0.2215$$

Por lo tanto, la cortante basal mediante el análisis estático será lo siguiente:

$$V (\text{estático}) = 0.2215 \times 1722.84 = 381.61 \text{ t}$$

Donde para la comparación con la cortante basal dinámica, calcularemos el 80% de la cortante basal estática por tratarse de una edificación no irregular, cuyo valor es igual a:

$$0.80 \times 381.61 = \mathbf{309.10 \text{ t}}$$

#### ***5.1.5.2 Cálculo de la cortante basal mediante el análisis dinámico.***

Para el cálculo de esta cortante, se procesó los resultados emitidos por el programa SAP 2000, usando las combinaciones anteriormente indicadas para un análisis dinámico, obteniéndose para cada dirección los siguientes cortantes:

$$V(x-x) = 319.85 \text{ t} > 309.10 \text{ t}$$

$$V(y-y) = 324.40 \text{ t} > 309.10 \text{ t}$$

Comprobando así, que los cortantes basales dinámicos son mayores que el 80% de los cortantes basales estáticos, concluyendo que no se necesitara mayorarlos por un factor.

#### **5.1.6 Desplazamientos y distorsiones.**

Para la obtención de los desplazamientos y distorsiones, se analizaron mediante dos tipos de análisis, en una se usaron las inercias sin reducción por agrietamiento y en la otra se efectuó la reducción, para así poder comprobar que la edificación cumple con los parámetros estipulados en las norma. Cabe mencionar que ambos resultados fueron multiplicados por 0.75R por tratarse de una edificación regular.

A continuación, se muestran los valores obtenidos sin realizar la reducción de la inercia:

Tabla 19: *Desplazamientos y distorsiones sin realizar la reduccion de la inercia*

Nivel	Altura hi (m)	Dirección X		Dirección Y	
		Desplazamiento (cm)	Distorsión (%)	Desplazamiento (cm)	Distorsión (%)
3	3.50	4.2072	0.3962	4.8666	0.4075
2	3.50	2.8206	<b>0.4497</b>	3.4404	<b>0.5153</b>
1	4.40	1.2468	0.2834	1.6368	0.3720

Fuente: Elaboración propia, reportes del programa sap2000

Según el cuadro anterior se observa que la mayor distorsión tanto para la dirección X-X y la dirección Y-Y, se encuentra en el segundo nivel, cumpliendo con la distorsión límite de entrepiso para edificaciones de concreto armado, cuyo valor es de 0.7%, según la norma.

A continuación, tenemos los desplazamientos y distorsiones usando la reducción de la inercia por agrietamiento:

Tabla 20: *Desplazamientos y distorsiones usando la reduccion de la inercia*

Nivel	Altura hi (m)	Dirección X		Dirección Y	
		Desplazamiento (cm)	Distorsión (%)	Desplazamiento (cm)	Distorsión (%)
3	3.50	9.7410	0.9010	10.9188	0.8741
2	3.50	6.5874	<b>1.0371</b>	7.8594	<b>1.1522</b>
1	4.40	2.9574	0.6721	3.8268	0.8697

Fuente: Elaboración propia, reportes del programa sap2000

Como podemos apreciar la mayor distorsión se sigue presentando en el segundo nivel, pero todos supera la distorsión máxima permitida de 0.7% a excepción del primer nivel en el sentido “X” que tiene una distorsión de 0.67%. Entonces podemos concluir que al realizar este tipo de análisis, los resultados que obtendremos serán menos conservadores y no cumplirán los parámetros de la norma, puesto que el objetivo es analizar la edificación en un estado de colapso.

## 5.2 Diseño por Capacidad

En este capítulo se indica el procedimiento para diseñar por capacidad los elementos estructurales de la edificación en estudio. El mecanismo de colapso escogido para la edificación es el de viga débil – columna fuerte, se enfatiza que las rotulas plásticas aparezcan en las vigas junto a las caras de los apoyos.

Para el estudio realizado se ha desarrollado un prototipo estructural, tomando como pórtico de análisis el pórtico 3X.

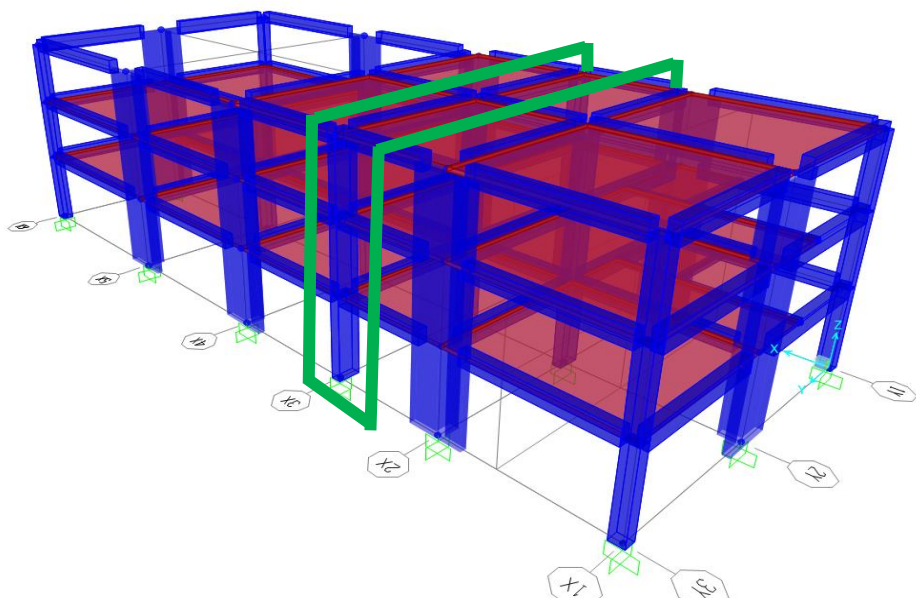


Figura 25: Prototipo estructural

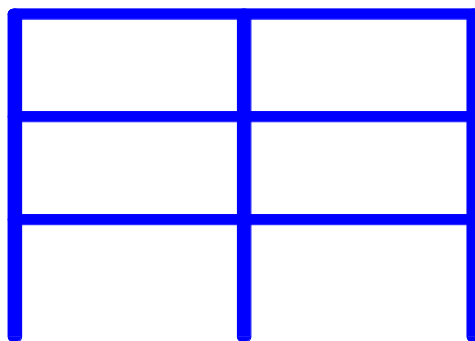


Figura 26: Portico plano 3X

### 5.2.1 Combinaciones de carga.

Las combinaciones tomadas en cuenta para el diseño por capacidad son las establecidas por la norma del ACI.

$$1.2 \text{ CM} + 1.6 \text{ CV}$$

$$1.2 \text{ CM} + \text{VC} \pm \text{SISMO}$$

$$0.9 \text{ CM} \pm \text{SISMO}$$

Con las combinaciones de cargas mencionadas obtenemos los momentos flectores para las vigas, a partir del análisis dinámico lineal.

### 5.2.2 Diseño de vigas.

#### ❖ Viga (V-101\_3X)

##### A) Redistribución de momentos según ACI 318 - 05.

Para realizar la redistribución de momentos adoptamos lo que establece el ACI e indica que el factor de redistribución para redistribuir los momentos negativos de las vigas es igual a  $FR = 1000\epsilon_t\%$ , también considera que la máxima redistribución es de 20% y la mínima de 7.5%.

A continuación, mostramos los momentos elásticos del pórtico 3X.



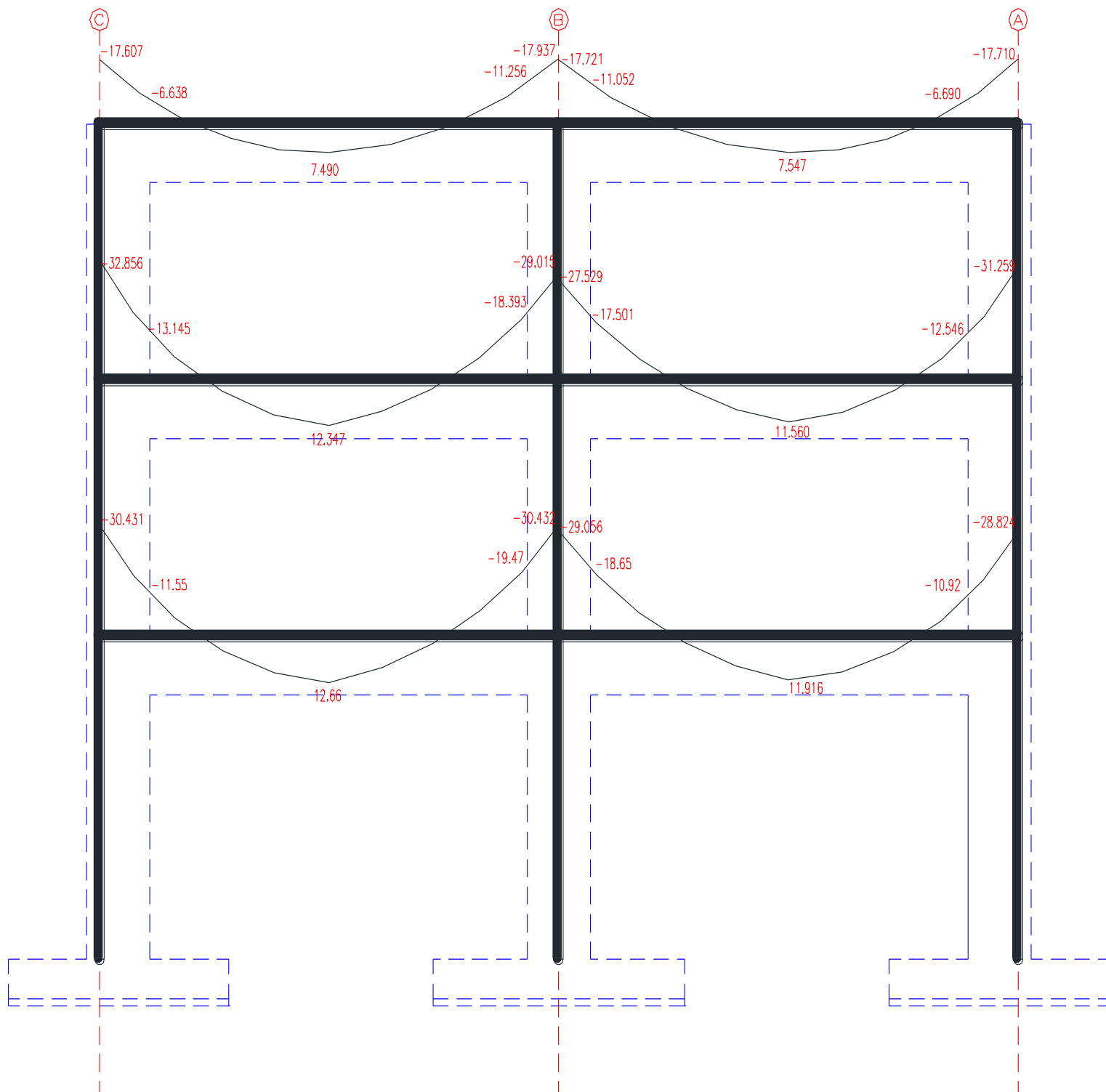


Figura 27: Momentos elásticos del pórtico 3X, para la combinación de carga 1.2 CM + 1.6 CV.

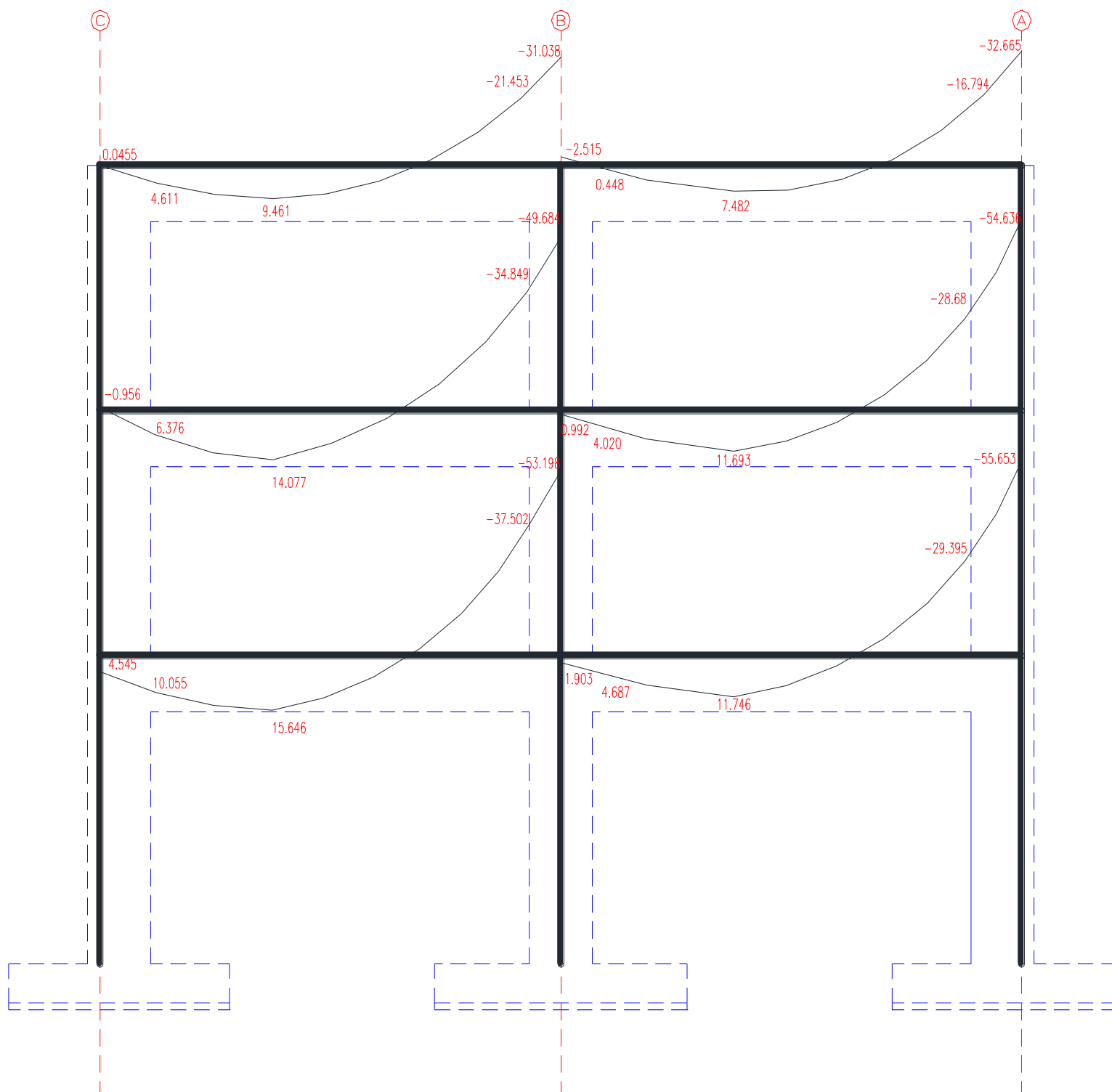


Figura 28: Momentos elásticos del pórtico 3X, para la combinación de carga 1.2 CM + VC + SISMO.

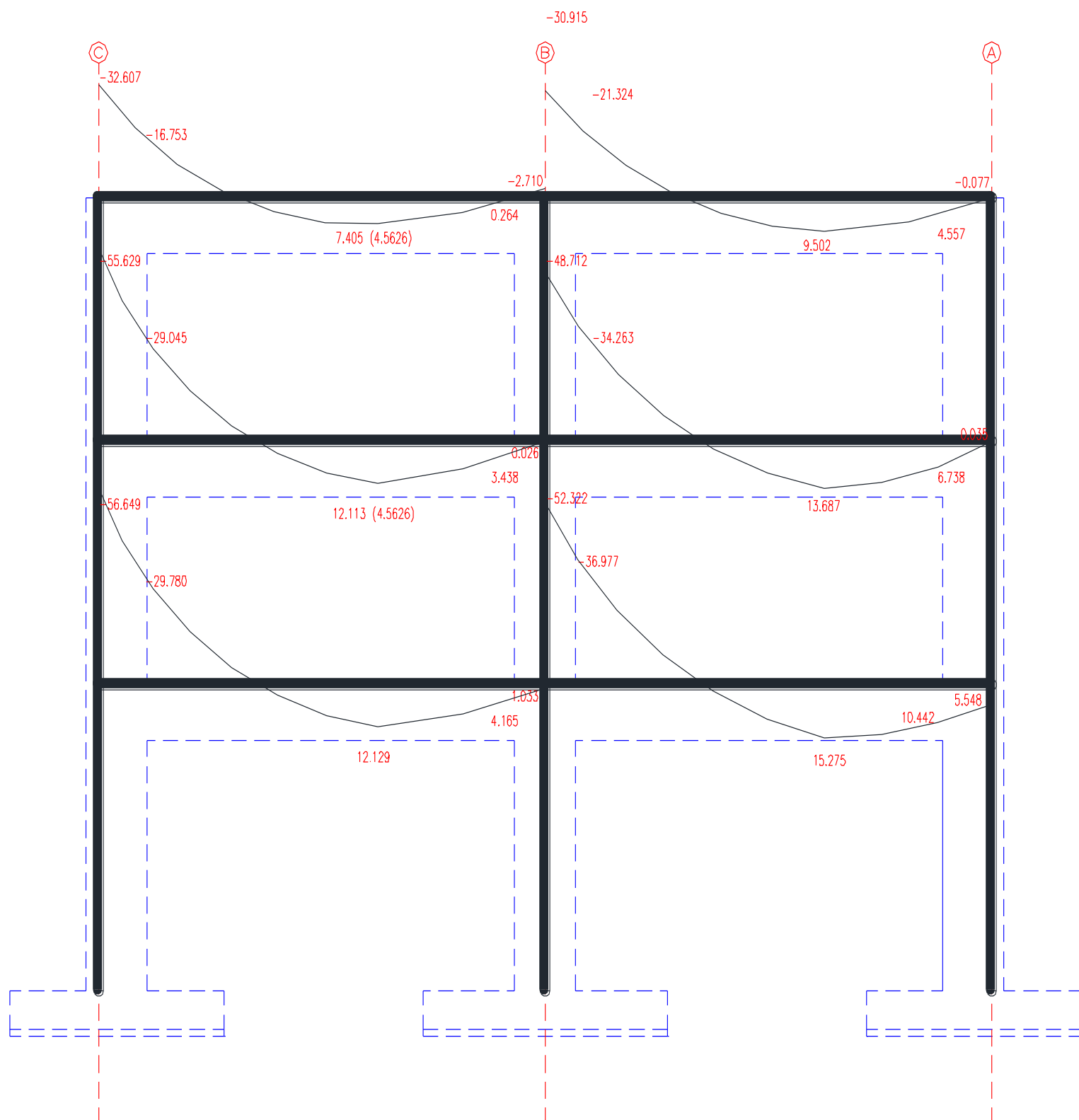


Figura 29: Momentos elásticos del pórtico 3X, para la combinación de 1.2 CM + VC - SISMO.

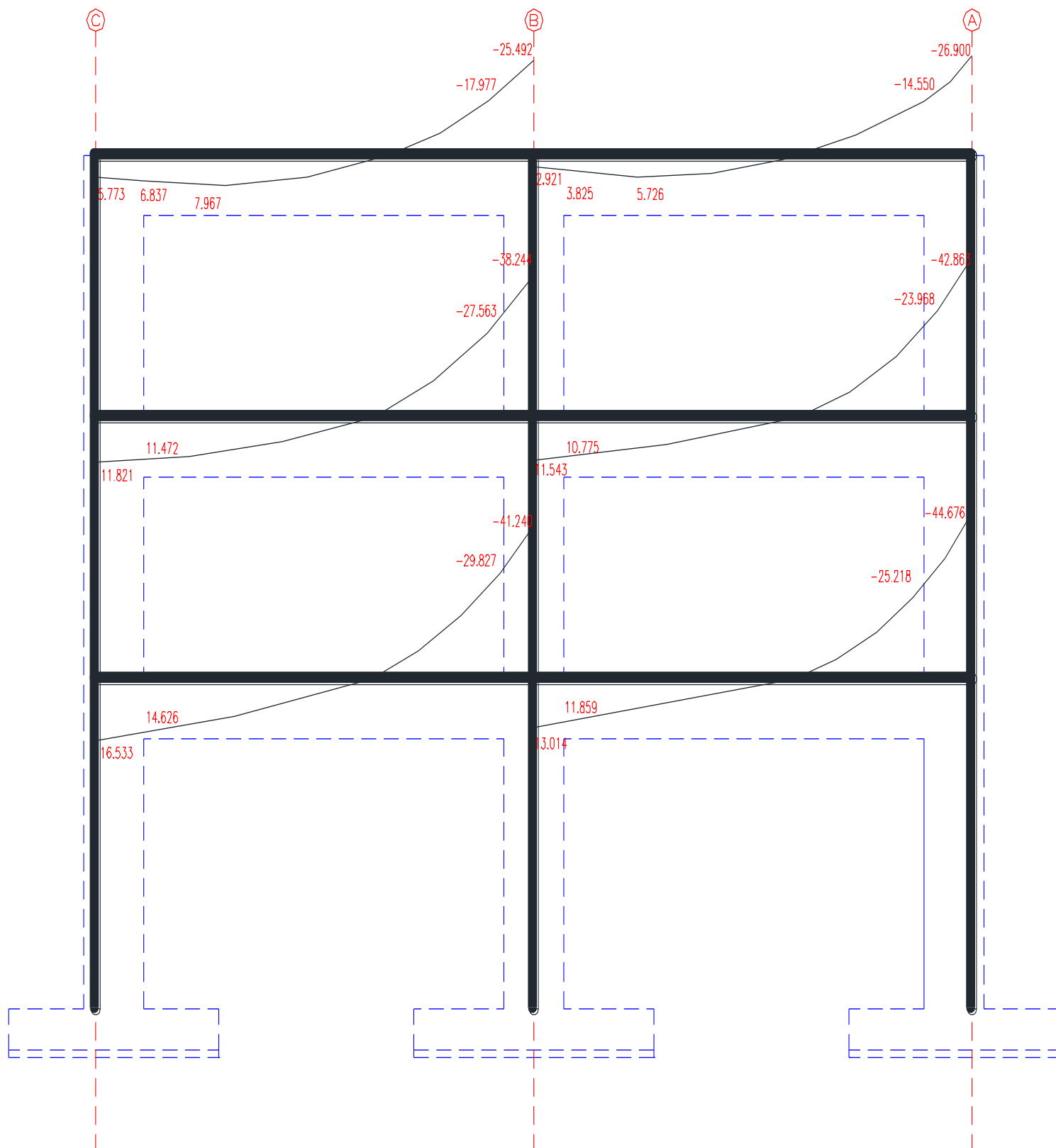


Figura 30: Momentos elásticos del pórtico 3X, para la combinación de 0.9 CM + SISMO.

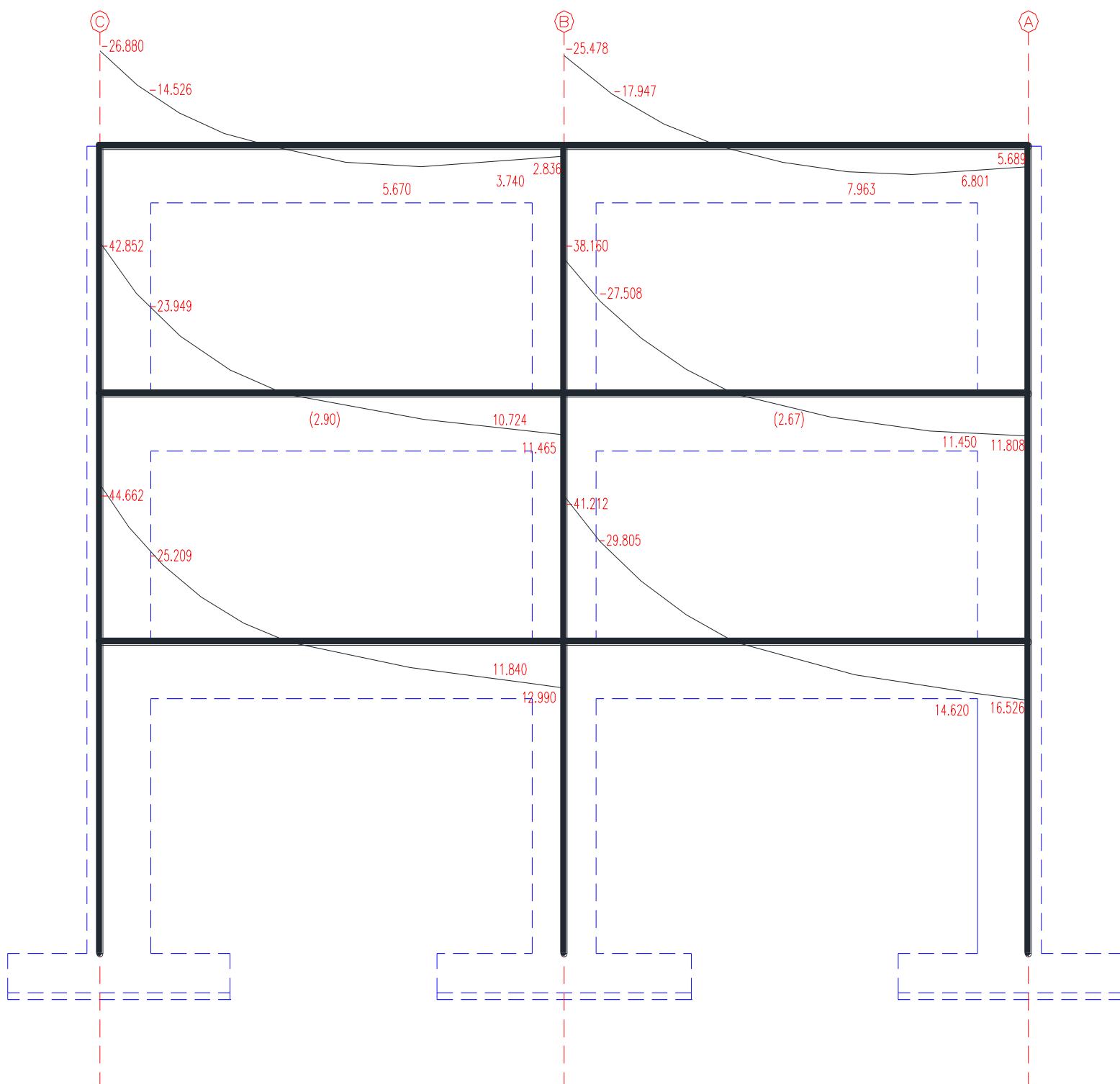


Figura 31: Momentos elásticos del pórtico 3X, para la combinación de 0.9 CM – SISMO.

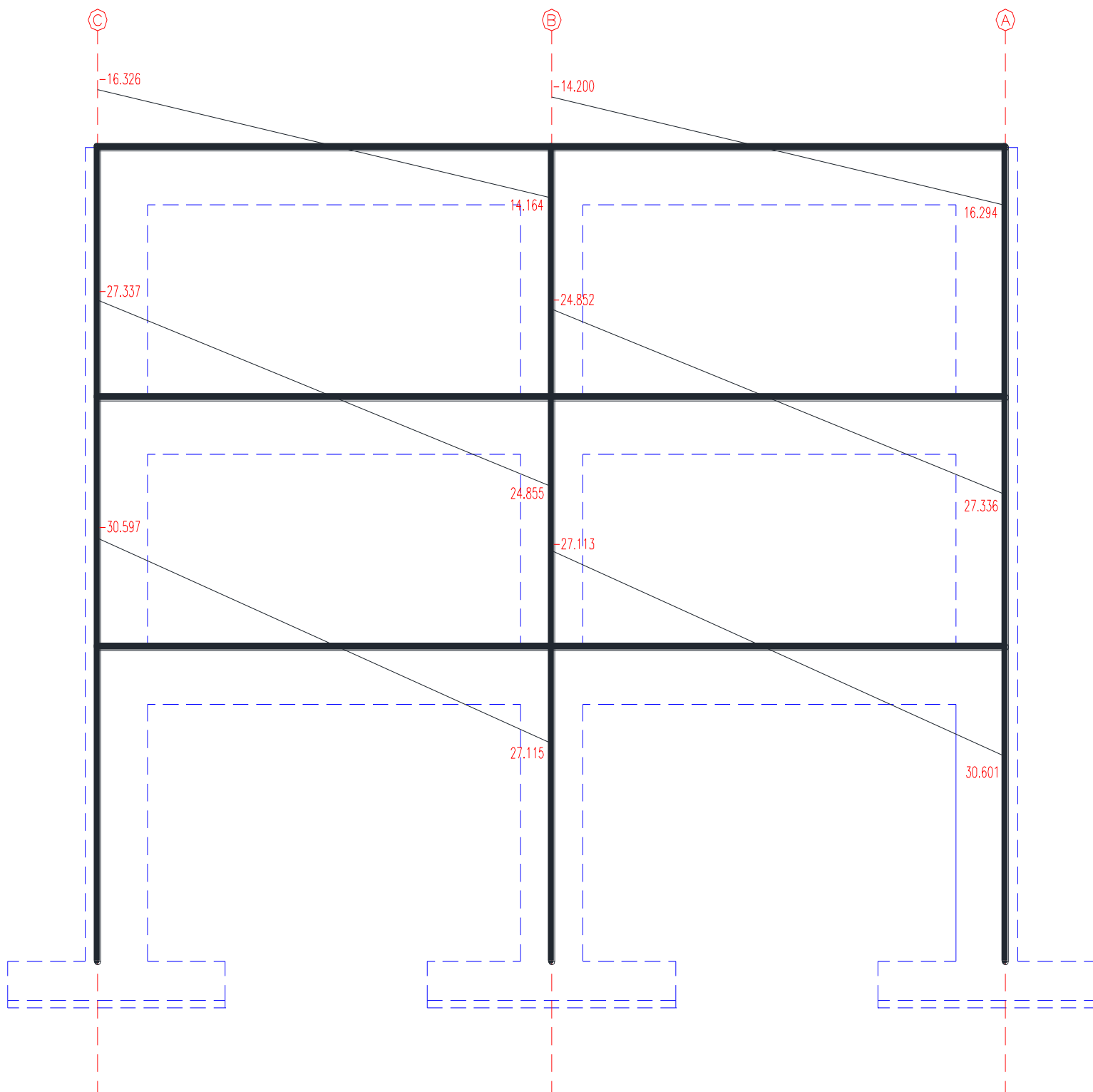


Figura 32: Momentos elásticos del pórtico 3X, para la combinación de SISMO - .

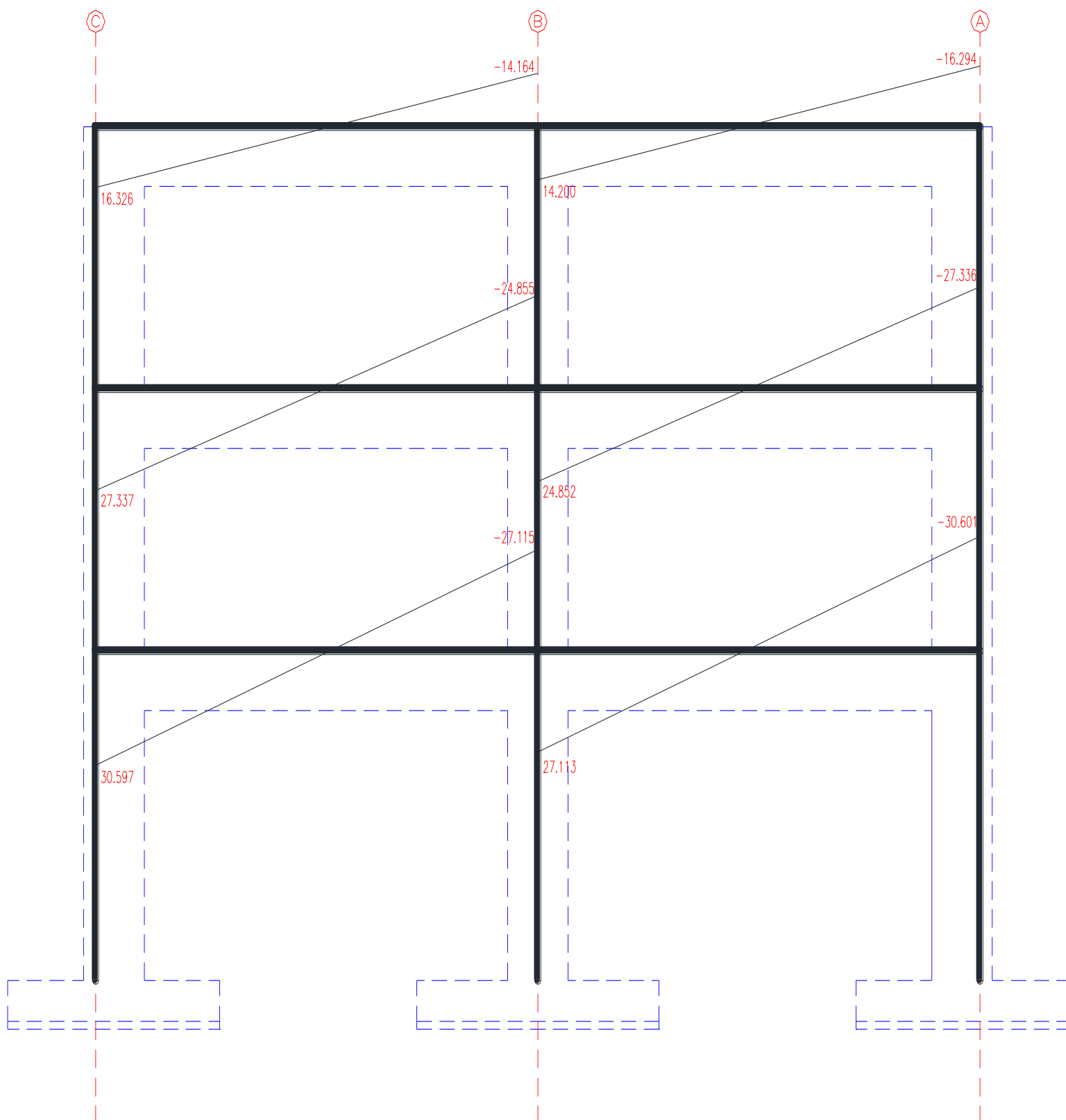


Figura 33: Momentos elásticos del pórtico 3X, para la combinación de SISMO + .

A continuación, realizamos la redistribución de momentos flectores de la viga V-101\_3X.

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

DATOS ESTABLECIDOS:	
<b>d</b> (cm)	74.10
<b>b</b> (cm)	40
<b>fy</b> (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
<b>f'c</b> (kg/cm <sup>2</sup> )	210

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 f_y (d - a/2)}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'c * b}$$

$$c = \frac{a}{0.85}$$

$$\epsilon_t = \frac{0.003}{c} (d - c)$$

DATOS ESTABLECIDOS:	
<b>d</b> (cm)	69.10
<b>b</b> (cm)	40
<b>fy</b> (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
<b>f'c</b> (kg/cm <sup>2</sup> )	210

Tabla 21: Cálculo de los factores de redistribución del viga V-101\_3X

Iteraciones	VALORES POR CALCULAR	APOYOS			
		1	2	3	
		Cara Der.	Cara Izq.	Cara Der.	Cara Izq.
<b>Iteracion 1</b>	<b>Mu</b> (t-m)	29.780	37.502	36.977	29.395
	<b>c</b> (cm)	7.70	9.82	9.67	7.59
	<b>εt</b>	0.02587	0.01964	0.01998	0.02627
	<b>FR (%) = 1000εt</b>	<b>20.00</b>	<b>19.64</b>	<b>19.98</b>	<b>20.00</b>
<b>Iteracion 2</b>	<b>Mu</b> (t-m)	23.824	30.138	29.589	23.516
	<b>c</b> (cm)	6.10	7.80	7.65	6.02
	<b>εt</b>	0.03344	0.02552	0.02607	0.03394
	<b>FR (%) = 1000εt</b>	<b>20.00</b>	<b>20.00</b>	<b>20.00</b>	<b>20.00</b>
<b>Iteracion 3</b>	<b>Mu</b> (t-m)		30.00	29.58	
	<b>c</b> (cm)		7.76	7.64	
	<b>εt</b>		0.02565	0.02608	
	<b>FR (%) = 1000εt</b>		<b>20.00</b>	<b>20.00</b>	

Fuente: Elaboración propia, Cálculo en Microsoft Excel.



## Calculo de las iteraciones

1 Cara derecha	
<b>Mu (T-m)</b>	31.31
<b>a (cm)</b>	7.45
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	12.67
<b>a (cm)</b>	7.45
<b>c (cm)</b>	8.77
<b>ξt</b>	0.02064

2 Cara Izquierda	
<b>Mu (T-m)</b>	17.44
<b>a (cm)</b>	4.05
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	6.88
<b>a (cm)</b>	4.05
<b>c (cm)</b>	4.76
<b>ξt</b>	0.04054

2 Cara derecha	
<b>Mu (T-m)</b>	46.15
<b>a (cm)</b>	11.32
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	19.25
<b>a (cm)</b>	11.32
<b>c (cm)</b>	13.32
<b>ξt</b>	0.01256

3 Cara Izquierda	
<b>Mu (T-m)</b>	45.46
<b>a (cm)</b>	11.14
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	18.93
<b>a (cm)</b>	11.14
<b>c (cm)</b>	13.10
<b>ξt</b>	0.01282

1 Cara derecha	
<b>Mu (T-m)</b>	25.05
<b>a (cm)</b>	5.89
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	10.02
<b>a (cm)</b>	5.89
<b>c (cm)</b>	6.93
<b>ξt</b>	0.02690

2 Cara Izquierda	
<b>Mu (T-m)</b>	13.95
<b>a (cm)</b>	3.22
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	5.47
<b>a (cm)</b>	3.22
<b>c (cm)</b>	3.78
<b>ξt</b>	0.05177

2 Cara derecha	
<b>Mu (T-m)</b>	40.35
<b>a (cm)</b>	9.78
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	16.63
<b>a (cm)</b>	9.78
<b>c (cm)</b>	11.51
<b>ξt</b>	0.01501

3 Cara Izquierda	
<b>Mu (T-m)</b>	39.63
<b>a (cm)</b>	9.59
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	16.31
<b>a (cm)</b>	9.59
<b>c (cm)</b>	11.28
<b>ξt</b>	0.01537

2 Cara derecha	
<b>Mu (T-m)</b>	39.22
<b>a (cm)</b>	9.48
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	16.12
<b>a (cm)</b>	9.48
<b>c (cm)</b>	11.16
<b>ξt</b>	0.01558

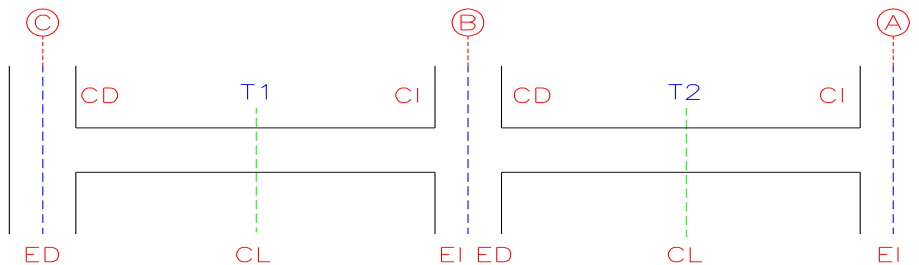
3 Cara Izquierda	
<b>Mu (T-m)</b>	38.47
<b>a (cm)</b>	9.29
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	15.79
<b>a (cm)</b>	9.29
<b>c (cm)</b>	10.93
<b>ξt</b>	0.01597

2 Cara derecha	
<b>Mu (T-m)</b>	38.96
<b>a (cm)</b>	9.42
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	16.01
<b>a (cm)</b>	9.42
<b>c (cm)</b>	11.08
<b>ξt</b>	0.01571

3 Cara Izquierda	
<b>Mu (T-m)</b>	38.20
<b>a (cm)</b>	9.22
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	15.67
<b>a (cm)</b>	9.22
<b>c (cm)</b>	10.85
<b>ξt</b>	0.01611

2 Cara derecha		3 Cara Izquierda	
<b>Mu (T-m)</b>	38.90	<b>Mu (T-m)</b>	38.14
<b>a (cm)</b>	9.40	<b>a (cm)</b>	9.20
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	15.98	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	15.64
<b>a (cm)</b>	9.40	<b>a (cm)</b>	9.20
<b>c (cm)</b>	11.06	<b>c (cm)</b>	10.83
<b><math>\xi_t</math></b>	0.01574	<b><math>\xi_t</math></b>	0.01615

Con los factores de redistribución obtenidos, se redistribuyen los momentos flectores para cada combinación de carga. Se usará los términos del siguiente gráfico para identificar la ubicación de los momentos.



Donde:

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

T1: tramo 1 de la viga continua

T2: tramo 2 de la viga continua

A continuación, se muestra la forma de redistribuir los momentos flectores para cada combinación de carga:

❖ Para la combinación 1.2CM + 1.6 CV:

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

$$M_{EI-T1} = -30.432 \text{ t-m}$$

$$MR_{EI-T1} = (100-20) / 100 * -30.432 = \mathbf{-24.346 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T1} - MR_{EI-T1} = 6.086 \text{ t-m}$$

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

$$MR_{ED-T2} = -29.056 + 6.086 = \mathbf{-22.970 \text{ t-m}}$$

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

$$M_{EI-T2} = -28.824 \text{ t-m}$$

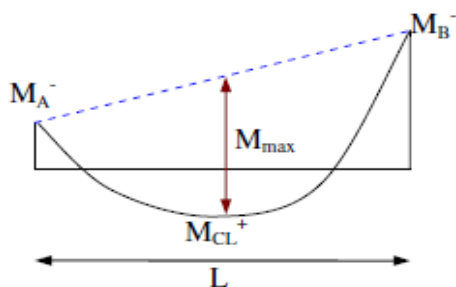
$$MR_{EI-T2} = (100-20) / 100 * -28.824 = \mathbf{-23.059 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T2} - MR_{EI-T2} = 5.765 \text{ t-m}$$

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

$$MR_{ED-T1} = -30.431 + 5.765 = \mathbf{-24.756 \text{ t-m}}$$

- Por último, 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.



$$M_{\max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2}$$

En el tramo 1:

$$M_{\max 1} = (30.431 + 30.432) / 2 + 12.66 = 43.09 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 43.09) / (7.3 * 7.3) = 6.469 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.80 (cara derecha de la columna en el eje C)

$$M_{CD1} = (6.469 * 7.30 * 0.80) / 2 - (6.469 * 0.80 * 0.80) / 2 = 16.819 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD1} = (-24.346 + 24.756) * 0.80 / 7.30 - 24.756 + 16.819 = \mathbf{-7.892 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del máximo positivo en el centro de luz del primer tramo)

$$M_{CL1} = (6.469 * 7.3 * 3.65) / 2 - (6.469 * 3.65 * 3.65) / 2 = 43.092 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL1} = (-24.346 + 24.756) * 3.65 / 7.3 - 24.756 + 43.092 = \mathbf{18.546 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.80 (cara izquierda de la columna en el eje B)

$$M_{CI1} = (6.469 * 7.3 * 6.80) / 2 - (6.469 * 6.80 * 6.80) / 2 = 10.997 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI1} = (-24.346 + 24.756) * 6.80 / 7.3 - 24.756 + 10.997 = \mathbf{-13.377 \text{ t-m}}$$

En el tramo 2:

$$M_{\max 2} = (29.056 + 28.824) / 2 + 11.916 = 40.856 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 40.856) / (7.3 * 7.3) = 6.133 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.50 (cara derecha de la columna del eje B)

$$M_{CD2} = (6.133 * 7.30 * 0.50) / 2 - (6.133 * 0.50 * 0.50) / 2 = 10.426 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD2} = (-23.059 + 22.97) * 0.50 / 7.30 - 22.97 + 10.426 = \mathbf{-12.55 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del segundo tramo)

$$M_{CL2} = (6.133 * 7.3 * 3.65) / 2 - (6.133 * 3.65 * 3.65) / 2 = 40.853 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL2} = (-23.059 + 22.97) * 3.65 / 7.30 - 22.97 + 40.853 = \mathbf{17.839 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.50 (cara izquierda de la columna en el eje A)

$$M_{CI2} = (6.133 * 7.30 * 6.50) / 2 - (6.133 * 6.50 * 6.50) / 2 = 15.946 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI2} = (-23.059 + 22.97) * 6.50 / 7.30 - 22.97 + 15.946 = \mathbf{-7.103 \text{ t-m}}$$

❖ **Para la combinación 1.2CM + CV + SISMO:**

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

$$M_{EI-T1} = -53.198 \text{ t-m}$$

$$MR_{EI-T1} = (100-20) / 100 * -53.198 = \mathbf{-42.558 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T1} - MR_{EI-T1} = 10.640 \text{ t-m}$$

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

$$M_{RED-T2} = 1.903 + 10.640 = \mathbf{12.543 \text{ t-m}}$$

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

$$M_{EI-T2} = -55.653 \text{ t-m}$$

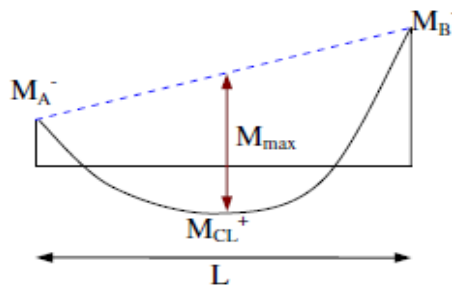
$$M_{REI-T2} = (100-20) / 100 * -55.653 = \mathbf{-44.522 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T2} - M_{REI-T2} = 11.131 \text{ t-m}$$

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

$$M_{RED-T1} = 4.545 + 11.131 = \mathbf{15.676 \text{ t-m}}$$

- Por último, 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.



$$M_{\max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2}$$

Para el tramo 1:

$$M_{\max 1} = (-4.545 + 53.198) / 2 + 15.646 = 39.973 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 39.973) / (7.3 * 7.3) = 6.00 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.80 (cara derecha de la columna en el eje C)

$$M_{CD1} = (6.00 * 7.30 * 0.80) / 2 - (6.00 * 0.80 * 0.80) / 2 = 15.6 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD1} = (-42.558 - 15.676) * 0.80 / 7.30 + 15.676 + 15.6 = \mathbf{24.894 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del primer tramo)

$$M_{CL1} = (6.00 * 7.3 * 3.65) / 2 - (6.00 * 3.65 * 3.65) / 2 = 39.968 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL1} = (-42.558 - 15.676) * 3.65 / 7.30 + 15.676 + 39.968 = \mathbf{26.527 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.80 (cara izquierda de la columna en el eje B)

$$M_{CI1} = (6.00 * 7.30 * 6.80) / 2 - (6.00 * 6.80 * 6.80) / 2 = 10.20 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI1} = (-42.558 - 15.676) * 6.8 / 7.3 + 15.676 + 10.20 = \mathbf{-28.369 \text{ t-m}}$$

Para el tramo 2

$$M_{\text{max}2} = (-1.903 + 55.653) / 2 + 11.746 = 38.621 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 38.621) / (7.3 * 7.3) = 5.798 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.50 (cara derecha de la columna del eje B)

$$M_{CD2} = (5.798 * 7.30 * 0.50) / 2 - (5.798 * 0.50 * 0.50) / 2 = 9.857 \text{ t-m}$$

$$M_{RCD2} = (-44.522 - 12.543) * 0.50 / 7.30 + 12.543 + 9.857 = \mathbf{18.491 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del segundo tramo)

$$M_{CL2} = (5.798 * 7.3 * 3.65) / 2 - (5.798 * 3.65 * 3.65) / 2 = 38.622 \text{ t-m}$$

$$M_{RCL2} = (-44.522 - 12.543) * 3.65 / 7.30 + 12.543 + 38.622 = \mathbf{22.631 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.50 (cara izquierda de la columna en el eje A)

$$M_{CI2} = (5.798 * 7.3 * 6.50) / 2 - (5.798 * 6.50 * 6.50) / 2 = 15.075 \text{ t-m}$$

$$M_{RCI2} = (-44.522 - 12.543) * 6.50 / 7.30 + 12.543 + 15.075 = \mathbf{- 23.193 \text{ t-m}}$$

#### ❖ Para la combinación 1.2CM + CV – SISMO:

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

$$M_{ED-T2} = -52.322 \text{ t-m}$$

$$M_{RED-T2} = (100-20) / 100 * -52.322 = \mathbf{-41.858 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{ED-T2} - M_{RED-T2} = 10.464 \text{ t-m}$$

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

$$M_{REI-T1} = 1.033 + 10.464 = \mathbf{11.497 \text{ t-m}}$$



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

$$M_{ED-T1} = -56.649 \text{ t-m}$$

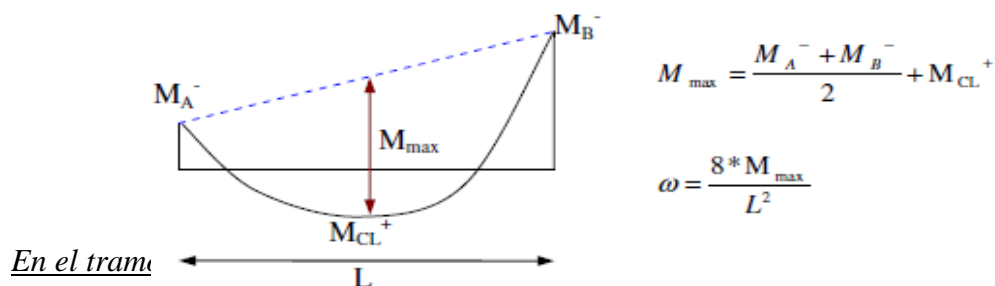
$$MR_{EI-T2} = (100-20) / 100 * -56.649 = \mathbf{-45.319 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T2} - MR_{EI-T2} = 11.330 \text{ t-m}$$

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

$$MR_{EI-T2} = 5.548 + 11.330 = \mathbf{16.878 \text{ t-m}}$$

- Por último, 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.



$$M_{\max 1} = (50.049 - 1.055) / 2 + 12.129 = 39.951 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 39.937) / (7.3 * 7.3) = 5.995 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.80 (cara derecha de la columna en el eje C)

$$M_{CD1} = (5.995*7.30*0.80) / 2 - (5.995*0.80*0.80) / 2 = 15.587 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD1} = (11.497 + 45.319) * 0.80 / 7.30 - 45.319 + 15.587 = \mathbf{-23.506 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del primer tramo)

$$M_{CL1} = (5.995*7.3*3.65) / 2 - (5.995*3.65*3.65) / 2 = 39.934 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL1} = (11.497 + 45.319) * 4.57 / 7.30 - 45.319 + 39.934 = \mathbf{30.183 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.80 (cara izquierda de la columna en el eje B)

$$M_{CI1} = (5.995*7.3*6.80) / 2 - (5.995*6.80*6.80) / 2 = 10.191 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI1} = (11.497 + 45.319) * 6.80 / 7.3 - 45.319 + 10.191 = \mathbf{17.796 \text{ t-m}}$$

Para el tramo 2:

$$M_{\max 2} = (52.322 - 5.548) / 2 + 15.275 = 38.662 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8*38.662) / (7.30*7.30) = 5.804 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.50 (cara derecha de la columna del eje B)

$$M_{CD2} = (5.804 * 7.30 * 0.50) / 2 - (5.804 * 0.50 * 0.50) / 2 = 9.867 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD2} = (16.878 + 41.858) * 0.50 / 7.30 - 41.858 + 9.867 = \mathbf{-27.968 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del segundo tramo)

$$M_{CL2} = (5.804 * 7.3 * 3.65) / 2 - (5.804 * 3.65 * 3.65) / 2 = 38.662 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL2} = (16.878 + 41.858) * 3.65 / 7.30 - 41.858 + 38.662 = \mathbf{26.172 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.50 (cara izquierda de la columna en el eje A)

$$M_{CI2} = (5.804 * 7.3 * 6.50) / 2 - (5.804 * 6.50 * 6.50) / 2 = 15.09 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI2} = (16.878 + 41.858) * 6.50 / 7.30 - 41.858 + 15.09 = \mathbf{25.531 \text{ t-m}}$$

❖ **Para la combinación 0.9CM + SISMO:**

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

$$M_{EI-T1} = -41.240 \text{ t-m}$$

$$MR_{EI-T1} = (100-20) / 100 * -41.240 = \mathbf{-32.992 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T1} - MR_{EI-T1} = 8.248 \text{ t-m}$$

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

$$MR_{ED-T2} = 13.014 + 8.248 = \mathbf{21.262 \text{ t-m}}$$

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

$$M_{EI-T2} = -44.676 \text{ t-m}$$

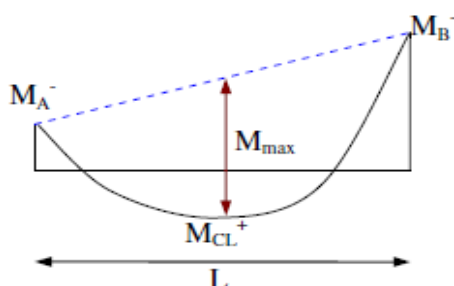
$$MR_{EI-T2} = (100-20) / 100 * -44.676 = \mathbf{-35.741 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T2} - MR_{EI-T2} = 8.935 \text{ t-m}$$

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

$$MR_{ED-T1} = 16.533 + 8.935 = \mathbf{25.468 \text{ t-m}}$$

- Por último, 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.



$$M_{\max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2}$$

Para el tramo

$$M_{\max 1} = (-16.533 + 41.240) / 2 = 12.354 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 12.354) / (7.3 * 7.3) = 1.855 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.80 (cara derecha de la columna en el eje C)

$$M_{CD1} = (1.855 * 7.30 * 0.80) / 2 - (1.855 * 0.80 * 0.80) / 2 = 4.823 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD1} = (-32.992 - 25.468) * 0.80 / 7.30 + 25.468 + 4.823 = \mathbf{23.884 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del primer tramo)

$$M_{CL1} = (1.855 * 7.3 * 3.65) / 2 - (1.855 * 3.65 * 3.65) / 2 = 12.357 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL1} = (-32.992 - 25.468) * 3.65 / 7.3 + 25.468 + 12.357 = \mathbf{8.595 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.80 (cara izquierda de la columna en el eje B)

$$M_{CI1} = (1.855 * 7.3 * 6.80) / 2 - (1.855 * 6.80 * 6.80) / 2 = 3.154 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI1} = (-32.992 - 25.468) * 6.80 / 7.30 + 25.468 + 3.154 = \mathbf{-25.834 \text{ t-m}}$$

Para el tramo 2:

$$M_{\max 2} = (-13.014 + 44.676) / 2 = 15.831 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 15.831) / (7.3 * 7.3) = 2.377 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.50 (cara derecha de la columna del eje B)

$$M_{CD2} = (2.377 * 7.30 * 0.50) / 2 - (2.377 * 0.50 * 0.50) / 2 = 4.041 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD2} = (-35.741 - 21.262) * 0.50 / 7.30 + 21.262 + 4.041 = \mathbf{21.399 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del segundo tramo)

$$M_{CL2} = (2.377 * 7.3 * 3.65) / 2 - (2.377 * 3.65 * 3.65) / 2 = 15.834 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL2} = (-35.741 - 21.262) * 3.65 / 7.3 + 21.262 + 15.834 = \mathbf{8.595 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.50 (cara izquierda de la columna en el eje A)

$$M_{CI2} = (2.377 * 7.3 * 6.50) / 2 - (2.377 * 6.50 * 6.50) / 2 = 6.180 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI2} = (-35.741 - 21.262) * 6.50 / 7.3 + 21.262 + 6.180 = \mathbf{-23.314 \text{ t-m}}$$

❖ **Para la combinación 0.9CM – SISMO:**

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

$$M_{EI-T1} = -41.212 \text{ t-m}$$

$$MR_{EI-T1} = (100-20) / 100 * -30.432 = \mathbf{-32.970 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T1} - MR_{EI-T1} = 8.242 \text{ t-m}$$

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

$$MR_{ED-T2} = 12.990 + 8.242 = \mathbf{21.323 \text{ t-m}}$$

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

$$M_{EI-T2} = -44.662 \text{ t-m}$$

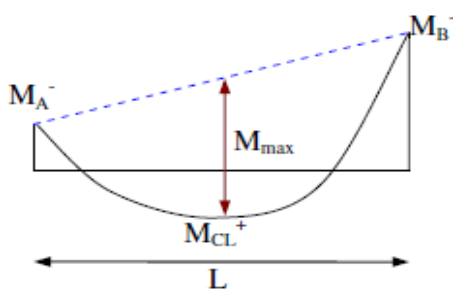
$$MR_{EI-T2} = (100-20) / 100 * -44.662 = \mathbf{-35.730 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T2} - MR_{EI-T2} = 8.932 \text{ t-m}$$

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

$$MR_{ED-T1} = 16.526 + 8.932 = \mathbf{25.458 \text{ t-m}}$$

- Por último, 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.



$$M_{\max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2}$$

Para el tramo 1:

$$M_{\max 1} = (44.662 - 12.990) / 2 = 15.836 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 15.836) / (7.3 * 7.3) = 2.377 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.80 (cara derecha de la columna en el eje C)

$$M_{CD1} = (2.377 * 7.30 * 0.80) / 2 - (2.377 * 0.80 * 0.80) / 2 = 6.180 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD1} = (21.323 + 35.730) * 0.80 / 7.30 - 35.730 + 6.180 = \mathbf{-23.298 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del primer tramo)

$$M_{CL1} = (2.377*7.30*3.65) / 2 - (2.377*3.65*3.65) / 2 = 15.834 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL1} = (21.323 + 35.730) * 3.65 / 7.30 - 35.730 + 15.834 = \mathbf{8.631 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.80 (cara izquierda de la columna en el eje B)

$$M_{CI1} = (2.377*7.3*6.80) / 2 - (2.377*6.80*6.80) / 2 = 4.041 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI1} = (21.323 + 35.730) * 6.80 / 7.3 - 35.730 + 4.041 = \mathbf{21.456 \text{ t-m}}$$

Para el tramo 2:

$$M_{\max 2} = (41.212 - 16.526) / 2 = 12.343 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8*12.343) / (7.3*7.3) = 1.853 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.50 (cara derecha de la columna del eje B)

$$M_{CD2} = (1.853*7.3*0.50) / 2 - (1.853*0.50*0.50) / 2 = 3.150 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD2} = (25.458 + 32.970) * 0.50 / 7.30 - 32.970 + 3.150 = \mathbf{-25.818 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del segundo tramo)

$$M_{CL2} = (1.853*7.30*3.65) / 2 - (1.853*3.65*3.65) / 2 = 12.343 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL2} = (25.458 + 32.970) * 3.65 / 7.30 - 32.970 + 12.343 = \mathbf{8.587 \text{ t-m}}$$



Cuando X toma el valor de 6.50 (cara izquierda de la columna en el eje A)

$$M_{C12} = (1.853 * 7.30 * 6.50) / 2 - (1.853 * 6.50 * 6.50) / 2 = 4.818 \text{ t-m}$$

$$M_{RC12} = (25.458 + 32.970) * 6.50 / 7.30 - 32.970 + 4.818 = \mathbf{23.873 \text{ t-m}}$$

A continuación, realizamos la redistribución de momentos flectores de la viga V-201\_3X.

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

DATOS ESTABLECIDOS:	
<b>d</b> (cm)	74.10
<b>b</b> (cm)	40
<b>fy</b> (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
<b>f'c</b> (kg/cm <sup>2</sup> )	210

DATOS ESTABLECIDOS:

$$A_s = \frac{M_u}{0.9 f_y (d - a / 2)}$$

$$a = \frac{A_s * f_y}{0.85 f'c * b}$$

$$c = \frac{a}{0.85}$$

$$\epsilon_t = \frac{0.003}{c} (d - c)$$

<b>d</b> (cm)	69.10
<b>b</b> (cm)	40
<b>f<sub>y</sub></b> (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
<b>f'<sub>c</sub></b> (kg/cm <sup>2</sup> )	210

Tabla 22: Cálculo de los factores de redistribución del viga V-201\_3X

<i>Iteraciones</i>	VALORES POR CALCULAR	APOYOS			
		1	2	3	
		Cara Der.	Cara Izq.	Cara Der.	Cara Izq.
<i>Iteracion 1</i>	<b>Mu</b> (t-m)	29.045	34.849	34.263	28.68
	<b>c</b> (cm)	7.50	9.08	8.92	7.40
	<b>εt</b>	0.02664	0.02147	0.02191	0.02704
	<b>FR (%) = 1000εt</b>	<b>20.00</b>	<b>20.00</b>	<b>20.00</b>	<b>20.00</b>
<i>Iteracion 2</i>	<b>Mu</b> (t-m)	23.236	27.879	27.410	22.944
	<b>c</b> (cm)	5.94	7.18	7.06	5.87
	<b>εt</b>	0.03440	0.02794	0.02849	0.03489
	<b>FR (%) = 1000εt</b>	<b>20.00</b>	<b>20.00</b>	<b>20.00</b>	<b>20.00</b>

Fuente: Elaboración propia, Cálculo en Microsoft Excel.

Cálculo de las iteraciones

1 Cara derecha	
<b>Mu</b> (T-m)	31.31
<b>a</b> (cm)	7.45
<b>As</b> (cm <sup>2</sup> )	12.67

2 Cara Izquierda	
<b>Mu</b> (T-m)	17.44
<b>a</b> (cm)	4.05
<b>As</b> (cm <sup>2</sup> )	6.88

2 Cara derecha	
<b>Mu</b> (T-m)	46.15
<b>a</b> (cm)	11.32
<b>As</b> (cm <sup>2</sup> )	19.25

3 Cara Izquierda	
<b>Mu</b> (T-m)	45.46
<b>a</b> (cm)	11.14
<b>As</b> (cm <sup>2</sup> )	18.93

<b>a (cm)</b>	7.45
<b>c (cm)</b>	8.77
<b>ξt</b>	0.02064

<b>a (cm)</b>	4.05
<b>c (cm)</b>	4.76
<b>ξt</b>	0.04054

<b>a (cm)</b>	11.32
<b>c (cm)</b>	13.32
<b>ξt</b>	0.01256

<b>a (cm)</b>	11.14
<b>c (cm)</b>	13.10
<b>ξt</b>	0.01282

<b>1 Cara derecha</b>	
<b>Mu (T-m)</b>	25.05
<b>a (cm)</b>	5.89
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	10.02
<b>a (cm)</b>	5.89
<b>c (cm)</b>	6.93
<b>ξt</b>	0.02690

<b>2 Cara Izquierda</b>	
<b>Mu (T-m)</b>	13.95
<b>a (cm)</b>	3.22
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	5.47
<b>a (cm)</b>	3.22
<b>c (cm)</b>	3.78
<b>ξt</b>	0.05177

<b>2 Cara derecha</b>	
<b>Mu (T-m)</b>	40.35
<b>a (cm)</b>	9.78
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	16.63
<b>a (cm)</b>	9.78
<b>c (cm)</b>	11.51
<b>ξt</b>	0.01501

<b>3 Cara Izquierda</b>	
<b>Mu (T-m)</b>	39.63
<b>a (cm)</b>	9.59
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	16.31
<b>a (cm)</b>	9.59
<b>c (cm)</b>	11.28
<b>ξt</b>	0.01537

<b>2 Cara derecha</b>	
<b>Mu (T-m)</b>	39.22
<b>a (cm)</b>	9.48
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	16.12
<b>a (cm)</b>	9.48
<b>c (cm)</b>	11.16
<b>ξt</b>	0.01558

<b>3 Cara Izquierda</b>	
<b>Mu (T-m)</b>	38.47
<b>a (cm)</b>	9.29
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	15.79
<b>a (cm)</b>	9.29
<b>c (cm)</b>	10.93
<b>ξt</b>	0.01597

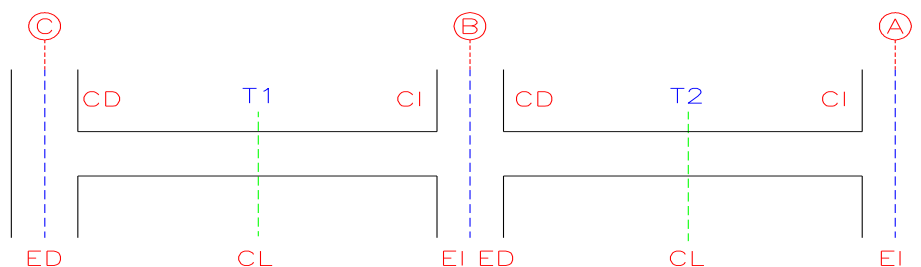
<b>2 Cara derecha</b>	
<b>Mu (T-m)</b>	38.96
<b>a (cm)</b>	9.42
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	16.01
<b>a (cm)</b>	9.42
<b>c (cm)</b>	11.08
<b>ξt</b>	0.01571

<b>3 Cara Izquierda</b>	
<b>Mu (T-m)</b>	38.20
<b>a (cm)</b>	9.22
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	15.67
<b>a (cm)</b>	9.22
<b>c (cm)</b>	10.85
<b>ξt</b>	0.01611

<b>2 Cara derecha</b>	
<b>Mu (T-m)</b>	38.90
<b>a (cm)</b>	9.40
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	15.98
<b>a (cm)</b>	9.40
<b>c (cm)</b>	11.06
<b>ξt</b>	0.01574

<b>3 Cara Izquierda</b>	
<b>Mu (T-m)</b>	38.14
<b>a (cm)</b>	9.20
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	15.64
<b>a (cm)</b>	9.20
<b>c (cm)</b>	10.83
<b>ξt</b>	0.01615

Con los factores de redistribución obtenidos, se redistribuyen los momentos flectores para cada combinación de carga. Se usará los términos del siguiente gráfico para identificar la ubicación de los momentos.



Donde:

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

T1: tramo 1 de la viga continua

T2: tramo 2 de la viga continua

A continuación, se muestra la forma de redistribuir los momentos flectores para las diferentes combinaciones de carga:

❖ **Para la combinación 1.2CM + 1.6 CV:**

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

$$M_{EI-T1} = -32.856 \text{ t-m}$$

$$MR_{EI-T1} = (100-20) / 100 * -32.856 = \mathbf{-26.285 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T1} - MR_{EI-T1} = 6.571 \text{ t-m}$$

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

$$MR_{ED-T2} = -31.259 + 6.571 = \mathbf{-24.688 \text{ t-m}}$$

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

$$M_{EI-T2} = -27.529 \text{ t-m}$$

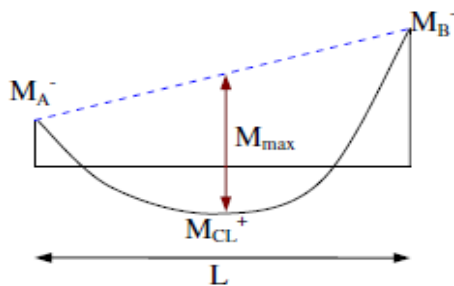
$$MR_{EI-T2} = (100-20) / 100 * -27.529 = \mathbf{-22.023 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T2} - MR_{EI-T2} = 5.506 \text{ t-m}$$

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

$$MR_{ED-T1} = -29.015 + 5.506 = \mathbf{-23.509 \text{ t-m}}$$

- Por último, 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.



$$M_{\max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2}$$

Para el tramo 1:

$$M_{\max 1} = (32.856 + 29.015) / 2 + 12.347 = 43.283 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 43.283) / (7.3 * 7.3) = 6.498 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.80 (cara derecha de la columna en el eje C)

$$M_{CD1} = (6.498 * 7.30 * 0.80) / 2 - (6.498 * 0.80 * 0.80) / 2 = 16.895 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD1} = (-23.509 + 26.285) * 0.80 / 7.30 - 26.285 + 16.895 = \mathbf{-9.086 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del primer tramo)

$$M_{CL1} = (6.498 * 7.30 * 3.65) / 2 - (6.498 * 3.65 * 3.65) / 2 = 43.285 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL1} = (-23.509 + 26.285) * 3.65 / 7.30 - 26.285 + 43.285 = \mathbf{18.388 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.80 (cara izquierda de la columna en el eje B)

$$M_{CI1} = (6.498 * 7.30 * 6.80) / 2 - (6.498 * 6.80 * 6.80) / 2 = 11.047 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI1} = (-23.509 + 26.285) * 6.80 / 7.30 - 26.285 + 11.047 = \mathbf{-12.652 \text{ t-m}}$$

Para el tramo 2:

$$M_{\text{max}2} = (27.529 + 31.259) / 2 + 11.560 = 40.954 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 40.954) / (7.3 * 7.3) = 6.148 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.50 (cara derecha de la columna del eje B)

$$M_{CD2} = (6.148 * 7.30 * 0.50) / 2 - (6.148 * 0.50 * 0.50) / 2 = 10.452 \text{ t-m}$$

$$M_{RCD2} = (-24.688 + 22.023) * 0.50 / 7.30 - 22.023 + 10.452 = \mathbf{-11.754 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del segundo tramo)

$$M_{CL2} = (6.148 * 7.3 * 3.65) / 2 - (6.148 * 3.65 * 3.65) / 2 = 40.953 \text{ t-m}$$

$$M_{RCL2} = (-24.688 + 22.023) * 3.65 / 7.30 - 22.023 + 40.953 = \mathbf{17.598 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.50 (cara izquierda de la columna en el eje A)

$$M_{CI2} = (6.148 * 7.3 * 6.50) / 2 - (6.148 * 6.50 * 6.50) / 2 = 15.985 \text{ t-m}$$

$$M_{RCI2} = (-24.688 + 22.023) * 6.50 / 7.30 - 22.023 + 15.985 = \mathbf{-8.411 \text{ t-m}}$$

❖ **Para la combinación 1.2CM + CV + SISMO:**

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

$$M_{EI-T1} = -49.684 \text{ t-m}$$

$$M_{REI-T1} = (100-20) / 100 * -49.684 = \mathbf{-39.747 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T1} - M_{REI-T1} = 9.937 \text{ t-m}$$

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

$$M_{RED-T2} = 0.992 + 9.37 = \mathbf{10.362 \text{ t-m}}$$

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

$$M_{EI-T2} = -54.636 \text{ t-m}$$

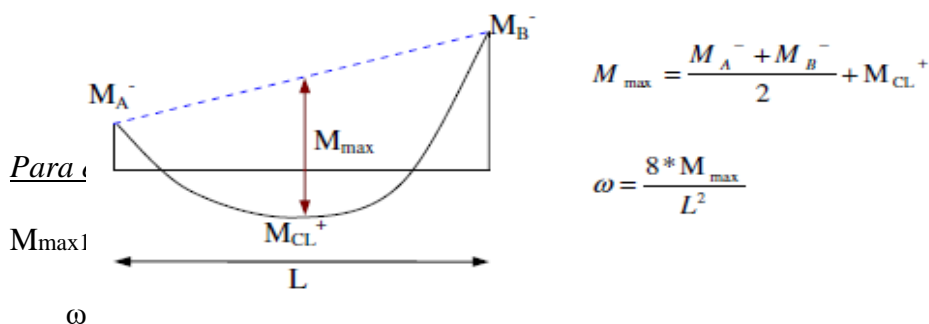
$$MR_{EI-T2} = (100-20) / 100 * -54.636 = \mathbf{-43.709 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T2} - MR_{EI-T2} = 10.927 \text{ t-m}$$

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

$$MR_{ED-T1} = -0.956 + 10.927 = \mathbf{9.971 \text{ t-m}}$$

- Por último, 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.



El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.80 (cara derecha de la columna en el eje C)

$$M_{CD1} = (5.914 * 7.30 * 0.80) / 2 - (5.914 * 0.80 * 0.80) / 2 = 15.376 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD1} = (-39.747 - 9.971) * 0.80 / 7.30 + 9.971 + 15.376 = \mathbf{19.898 \text{ t-m}}$$



Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del primer tramo)

$$M_{CL1} = (5.914 * 7.3 * 3.65) / 2 - (5.914 * 3.65 * 3.65) / 2 = 39.395 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL1} = (-39.747 - 9.971) * 3.65 / 7.30 + 9.971 + 39.395 = \mathbf{24.507 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.80 (cara izquierda de la columna en el eje B)

$$M_{CI1} = (5.914 * 7.3 * 6.80) / 2 - (5.914 * 6.80 * 6.80) / 2 = 10.054 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI1} = (-39.747 - 9.971) * 6.80 / 7.30 + 9.971 + 10.054 = \mathbf{-26.288 \text{ t-m}}$$

Par el tramo 2:

$$M_{max2} = (0.992 + 54.636) / 2 + 11.693 = 39.507 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 39.507) / (7.30 * 7.30) = 5.931 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.50 (cara derecha de la columna del eje B)

$$M_{CD2} = (5.931 * 7.30 * 0.50) / 2 - (5.931 * 0.50 * 0.50) / 2 = 10.083 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD2} = (-43.709 - 10.362) * 0.50 / 7.30 + 10.362 + 10.083 = \mathbf{16.742 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del segundo tramo)

$$M_{CL2} = (5.931 * 7.30 * 3.65) / 2 - (5.931 * 3.65 * 3.65) / 2 = 39.508 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL2} = (-43.709 - 10.362) * 3.65 / 7.30 + 10.362 + 39.508 = \mathbf{22.835 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.50 (cara izquierda de la columna en el eje A)

$$M_{CI2} = (5.931 * 7.3 * 6.50) / 2 - (5.931 * 6.50 * 6.50) / 2 = 15.421 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI2} = (-43.709 - 10.362) * 6.50 / 7.30 + 10.362 + 15.421 = - \mathbf{22.362 \text{ t-m}}$$

❖ **Para la combinación 1.2CM + CV – SISMO:**

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

$$M_{ED-T2} = -48.712 \text{ t-m}$$

$$MR_{ED-T2} = (100-20) / 100 * -48.712 = \mathbf{-38.970 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{ED-T2} - MR_{ED-T2} = 9.742 \text{ t-m}$$

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

$$MR_{EI-T1} = 0.026 + 9.742 = \mathbf{9.768 \text{ t-m}}$$

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

$$M_{ED-T1} = -55.629 \text{ t-m}$$

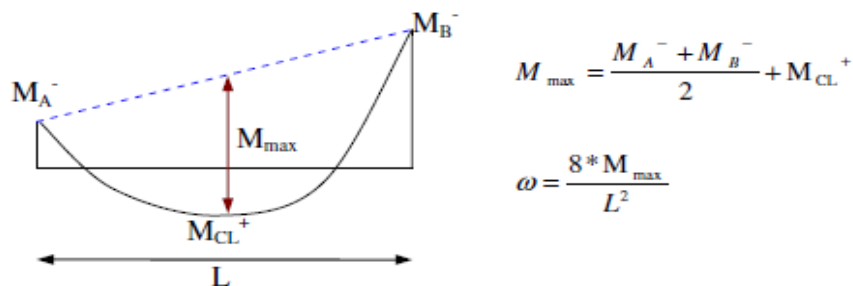
$$MR_{EI-T2} = (100-20) / 100 * -55.629 = \mathbf{-44.503 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T2} - MR_{EI-T2} = 11.126 \text{ t-m}$$

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

$$MR_{EI-T2} = 0.035 + 11.126 = \mathbf{11.161 \text{ t-m}}$$

- Por último, 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.



Para el tramo 1:

$$M_{\max 1} = (55.629 - 0.026) / 2 + 12.113 = 39.915 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 39.915) / (7.3 * 7.3) = 5.992 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.80 (cara derecha de la columna en el eje C)

$$M_{CD1} = (5.992 * 7.30 * 0.80) / 2 - (5.992 * 0.80 * 0.80) / 2 = 15.579 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD1} = (9.768 + 39.915) * 0.80 / 7.30 - 39.915 + 15.579 = \mathbf{-18.891 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del primer tramo)

$$M_{CL1} = (5.992 * 7.3 * 3.65) / 2 - (5.992 * 3.65 * 3.65) / 2 = 39.914 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL1} = (9.768 + 39.915) * 3.65 / 7.3 - 39.915 + 39.914 = \mathbf{24.841 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.80 (cara izquierda de la columna en el eje B)

$$M_{CI1} = (5.992 * 7.3 * 6.80) / 2 - (5.992 * 6.80 * 6.80) / 2 = 10.186 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI1} = (9.768 + 39.915) * 6.80 / 7.3 - 39.915 + 10.186 = \mathbf{16.551 \text{ t-m}}$$

Para el tramo 2:

$$M_{\max 2} = (48.712 - 0.035) / 2 + 13.687 = 38.026 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 38.026) / (7.3 * 7.3) = 5.709 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.50 (cara derecha de la columna del eje B)

$$M_{CD2} = (5.709 * 7.30 * 0.50) / 2 - (5.709 * 0.50 * 0.50) / 2 = 9.705 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD2} = (11.161 + 38.97) * 0.50 / 7.30 - 38.97 + 9.705 = \mathbf{-25.831 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del segundo tramo)

$$M_{CL2} = (5.709 * 7.30 * 3.65) / 2 - (5.709 * 3.65 * 3.65) / 2 = 38.029 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL2} = (11.161 + 38.97) * 3.65 / 7.30 - 38.97 + 38.029 = \mathbf{24.125 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.50 (cara izquierda de la columna en el eje A)

$$M_{CI2} = (5.709 * 7.30 * 6.50) / 2 - (5.709 * 6.50 * 6.50) / 2 = 14.843 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI2} = (11.161 + 38.97) * 6.50 / 7.30 - 38.97 + 14.843 = \mathbf{20.510 \text{ t-m}}$$

❖ **Para la combinación 0.9CM + SISMO:**

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

$$M_{EI-T1} = -38.244 \text{ t-m}$$

$$MR_{EI-T1} = (100-20) / 100 * -38.244 = \mathbf{-30.595 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T1} - MR_{EI-T1} = 7.649 \text{ t-m}$$

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

$$MR_{ED-T2} = 11.543 + 7.649 = \mathbf{19.192 \text{ t-m}}$$

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

$$M_{EI-T2} = -42.863 \text{ t-m}$$

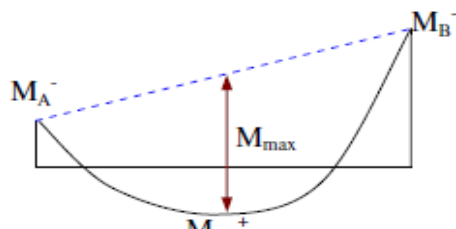
$$MR_{EI-T2} = (100-20) / 100 * -42.863 = \mathbf{-34.290 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T2} - MR_{EI-T2} = 8.573 \text{ t-m}$$

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

$$MR_{ED-T1} = 11.821 + 8.573 = \mathbf{20.394 \text{ t-m}}$$

- Por último, 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.



$$M_{max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{max}}{L^2}$$

Para el tramo 1:

$$M_{\max 1} = (-11.821 + 38.244) / 2 = 13.211 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 13.211) / (7.3 * 7.3) = 1.983 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.80 (cara derecha de la columna en el eje C)

$$M_{CD1} = (1.983 * 7.30 * 0.80) / 2 - (1.983 * 0.80 * 0.80) / 2 = 5.156 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD1} = (-30.595 - 20.394) * 0.80 / 7.30 + 20.394 + 5.156 = \mathbf{19.962 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del primer tramo)

$$M_{CL1} = (1.983 * 7.30 * 3.65) / 2 - (1.983 * 3.65 * 3.65) / 2 = 13.209 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL1} = (-30.595 - 20.394) * 3.65 / 7.30 + 20.394 + 13.209 = \mathbf{8.109 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.80 (cara izquierda de la columna en el eje B)

$$M_{CI1} = (1.983 * 7.30 * 6.80) / 2 - (1.983 * 6.80 * 6.80) / 2 = 3.371 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI1} = (-30.595 - 20.394) * 6.80 / 7.30 + 20.394 + 3.371 = \mathbf{-23.732 \text{ t-m}}$$

Para el tramo 2:

$$M_{\max 2} = (-11.543 + 42.863) / 2 = 15.66 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 15.66) / (7.30 * 7.30) = 2.351 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.50 (cara derecha de la columna del eje B)

$$M_{CD2} = (2.351 * 7.30 * 0.50) / 2 - (2.351 * 0.50 * 0.50) / 2 = 3.997 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD2} = (-34.29 - 19.192) * 0.50 / 7.30 + 19.192 + 3.997 = \mathbf{19.526 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del segundo tramo)

$$M_{CL2} = (2.351 * 7.3 * 3.65) / 2 - (2.351 * 3.65 * 3.65) / 2 = 15.661 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL2} = (-34.29 - 19.192) * 3.65 / 7.30 + 19.192 + 15.661 = \mathbf{8.112 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.50 (cara izquierda de la columna en el eje A)

$$M_{CI2} = (2.351 * 7.30 * 6.50) / 2 - (2.351 * 6.50 * 6.50) / 2 = 6.113 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI2} = (-34.29 - 19.192) * 6.50 / 7.30 + 19.192 + 6.113 = \mathbf{-22.316 \text{ t-m}}$$

❖ **Para la combinación 0.9CM – SISMO:**

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

$$M_{EI-T1} = -38.16 \text{ t-m}$$

$$MR_{EI-T1} = (100-20) / 100 * -38.16 = \mathbf{-30.528 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T1} - MR_{EI-T1} = 7.632 \text{ t-m}$$

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

$$MR_{ED-T2} = 11.465 + 7.632 = \mathbf{19.097 \text{ t-m}}$$

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

$$M_{EI-T2} = -42.852 \text{ t-m}$$

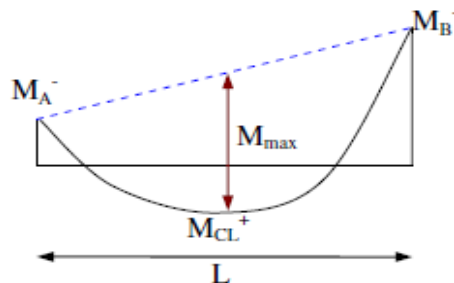
$$MR_{EI-T2} = (100-20) / 100 * -42.852 = \mathbf{-34.282 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T2} - MR_{EI-T2} = 8.57 \text{ t-m}$$

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

$$MR_{ED-T1} = 11.808 + 8.57 = \mathbf{20.378 \text{ t-m}}$$

- Por último, 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.



$$M_{\max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2}$$



Para el tramo 1:

$$M_{\max 1} = (42.852 - 11.465) / 2 = 15.694 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 15.694) / (7.3 * 7.3) = 2.356 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.80 (cara derecha de la columna en el eje C)

$$M_{CD1} = (2.356 * 7.30 * 0.80) / 2 - (2.356 * 0.80 * 0.80) / 2 = 6.126 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD1} = (19.097 + 34.282) * 0.80 / 7.30 - 34.282 + 6.126 = \mathbf{-22.306 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del primer tramo)

$$M_{CL1} = (2.356 * 7.30 * 3.65) / 2 - (2.356 * 3.65 * 3.65) / 2 = 15.694 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL1} = (19.097 + 34.282) * 3.65 / 7.30 - 34.282 + 15.694 = \mathbf{8.102 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.80 (cara izquierda de la columna en el eje B)

$$M_{CI1} = (2.356 * 7.3 * 6.80) / 2 - (2.356 * 6.80 * 6.80) / 2 = 4.005 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI1} = (19.097 + 34.282) * 6.80 / 7.30 - 34.282 + 4.005 = \mathbf{19.446 \text{ t-m}}$$

Para el Tramo 2:

$$M_{\max 2} = (38.160 - 11.808) / 2 = 13.176 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 13.176) / (7.3 * 7.3) = 1.978 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.50 (cara derecha de la columna del eje B)

$$M_{CD2} = (1.978 * 7.30 * 0.50) / 2 - (1.978 * 0.50 * 0.50) / 2 = 3.363 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD2} = (20.378 + 30.528) * 0.50 / 7.30 - 30.528 + 3.363 = \mathbf{-23.678 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del segundo tramo)

$$M_{CL2} = (1.978 * 7.3 * 3.65) / 2 - (1.978 * 3.65 * 3.65) / 2 = 13.176 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL2} = (20.378 + 30.528) * 3.65 / 7.30 - 30.528 + 13.176 = \mathbf{8.101 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.50 (cara izquierda de la columna en el eje A)

$$M_{CI2} = (1.978 * 7.3 * 6.50) / 2 - (1.978 * 6.50 * 6.50) / 2 = 5.143 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI2} = (20.378 + 30.528) * 6.50 / 7.30 - 30.528 + 5.143 = \mathbf{19.942 \text{ t-m}}$$

A continuación, realizamos la redistribución de momentos flectores de la viga V-301\_3X.

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

DATOS ESTABLECIDOS:	
<b>d</b> (cm)	74.10
<b>b</b> (cm)	40
<b>fy</b> (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
<b>f'c</b> (kg/cm <sup>2</sup> )	210

$$As = \frac{M_u}{0.9 f_y (d - a/2)}$$

$$a = \frac{As * f_y}{0.85 f'c * b}$$

$$c = \frac{a}{0.85}$$

$$\epsilon_r = \frac{0.003}{c} (d - c)$$

DATOS ESTABLECIDOS:	
<b>d</b> (cm)	69.10
<b>b</b> (cm)	40
<b>fy</b> (kg/cm <sup>2</sup> )	4200
<b>f'c</b> (kg/cm <sup>2</sup> )	210

Tabla 23: Cálculo de los factores de redistribución del viga V-301\_3X

Iteraciones	VALORES POR CALCULAR	APOYOS			
		1	2	3	
		Cara Der.	Cara Izq.	Cara Der.	Cara Izq.
<b>Iteracion 1</b>	<b>Mu</b> (t-m)	16.753	21.453	21.324	16.794
	<b>c</b> (cm)	4.24	5.47	5.44	4.25
	<b>ξt</b>	0.04939	0.03762	0.03787	0.04926
	<b>FR (%) = 1000ξt</b>	<b>20.00</b>	<b>20.00</b>	<b>20.00</b>	<b>20.00</b>
<b>Iteracion 2</b>	<b>Mu</b> (t-m)	13.402	17.162	17.059	13.435
	<b>c</b> (cm)	3.38	4.35	4.32	3.39
	<b>ξt</b>	0.06282	0.04811	0.04843	0.06266
	<b>FR (%) = 1000ξt</b>	<b>20.00</b>	<b>20.00</b>	<b>20.00</b>	<b>20.00</b>

Fuente: Elaboración propia, Cálculo en Microsoft Excel.

#### Cálculo de las iteraciones

1 Cara derecha	
<b>Mu</b> (T-m)	31.31
<b>a</b> (cm)	7.45
<b>As</b> (cm <sup>2</sup> )	12.67
<b>a</b> (cm)	7.45
<b>c</b> (cm)	8.77
<b>ξt</b>	0.02064

2 Cara Izquierda	
<b>Mu</b> (T-m)	17.44
<b>a</b> (cm)	4.05
<b>As</b> (cm <sup>2</sup> )	6.88
<b>a</b> (cm)	4.05
<b>c</b> (cm)	4.76
<b>ξt</b>	0.04054

2 Cara derecha	
<b>Mu</b> (T-m)	46.15
<b>a</b> (cm)	11.32
<b>As</b> (cm <sup>2</sup> )	19.25
<b>a</b> (cm)	11.32
<b>c</b> (cm)	13.32
<b>ξt</b>	0.01256

3 Cara Izquierda	
<b>Mu</b> (T-m)	45.46
<b>a</b> (cm)	11.14
<b>As</b> (cm <sup>2</sup> )	18.93
<b>a</b> (cm)	11.14
<b>c</b> (cm)	13.10
<b>ξt</b>	0.01282

1 Cara derecha	
<b>Mu</b> (T-m)	25.05

2 Cara Izquierda	
<b>Mu</b> (T-m)	13.95

2 Cara derecha	
<b>Mu</b> (T-m)	40.35

3 Cara Izquierda	
<b>Mu</b> (T-m)	39.63

<b>a (cm)</b>	5.89
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	10.02
<b>a (cm)</b>	5.89
<b>c (cm)</b>	6.93
<b>ξt</b>	0.02690

<b>a (cm)</b>	3.22
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	5.47
<b>a (cm)</b>	3.22
<b>c (cm)</b>	3.78
<b>ξt</b>	0.05177

<b>a (cm)</b>	9.78
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	16.63
<b>a (cm)</b>	9.78
<b>c (cm)</b>	11.51
<b>ξt</b>	0.01501

<b>a (cm)</b>	9.59
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	16.31
<b>a (cm)</b>	9.59
<b>c (cm)</b>	11.28
<b>ξt</b>	0.01537

2 Cara derecha	
<b>Mu (T-m)</b>	39.22
<b>a (cm)</b>	9.48
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	16.12
<b>a (cm)</b>	9.48
<b>c (cm)</b>	11.16
<b>ξt</b>	0.01558

3 Cara Izquierda	
<b>Mu (T-m)</b>	38.47
<b>a (cm)</b>	9.29
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	15.79
<b>a (cm)</b>	9.29
<b>c (cm)</b>	10.93
<b>ξt</b>	0.01597

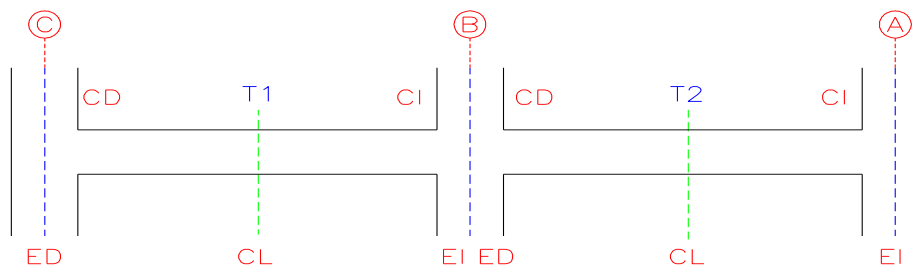
2 Cara derecha	
<b>Mu (T-m)</b>	38.96
<b>a (cm)</b>	9.42
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	16.01
<b>a (cm)</b>	9.42
<b>c (cm)</b>	11.08
<b>ξt</b>	0.01571

3 Cara Izquierda	
<b>Mu (T-m)</b>	38.20
<b>a (cm)</b>	9.22
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	15.67
<b>a (cm)</b>	9.22
<b>c (cm)</b>	10.85
<b>ξt</b>	0.01611

2 Cara derecha	
<b>Mu (T-m)</b>	38.90
<b>a (cm)</b>	9.40
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	15.98
<b>a (cm)</b>	9.40
<b>c (cm)</b>	11.06
<b>ξt</b>	0.01574

3 Cara Izquierda	
<b>Mu (T-m)</b>	38.14
<b>a (cm)</b>	9.20
<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	15.64
<b>a (cm)</b>	9.20
<b>c (cm)</b>	10.83
<b>ξt</b>	0.01615

Con los factores de redistribución obtenidos, se redistribuyen los momentos flectores para cada combinación de carga. Se usará los términos del siguiente gráfico para identificar la ubicación de los momentos.



Donde:

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

T1: tramo 1 de la viga continua

T2: tramo 2 de la viga continua

A continuación, se muestra la forma de redistribuir los momentos flectores para las diferentes combinaciones de cargas.

❖ **Para la combinación 1.2CM + 1.6 CV:**

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

$$M_{EI-T1} = -17.937 \text{ t-m}$$

$$M_{REI-T1} = (100-20) / 100 * -17.937 = \mathbf{-14.350 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T1} - M_{REI-T1} = 3.587 \text{ t-m}$$

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

$$M_{RED-T2} = -17.721 + 3.587 = \mathbf{-14.134 \text{ t-m}}$$

- Se redistribuye el momento negativo del segundo tramo de la viga, en el eje del apoyo

A:

$$M_{EI-T2} = -17.710 \text{ t-m}$$

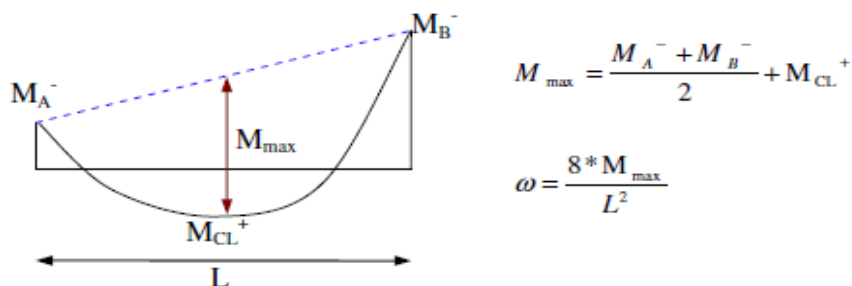
$$M_{REI-T2} = (100-20)/100 * -17.710 = \mathbf{-14.168 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T2} - M_{REI-T2} = 3.542 \text{ t-m}$$

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

$$M_{RED-T1} = -17.607 + 3.542 = \mathbf{-14.065 \text{ t-m}}$$

- Por último, 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.



Para el tramo 1:

$$M_{\max 1} = (17.607 + 17.937) / 2 + 9.49 = 27.262 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 27.262) / (7.3 * 7.3) = 4.093 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.8 (cara derecha de la columna en el eje C)

$$M_{CD1} = (4.093*7.30*0.80) / 2 - (4.093*0.80*0.80) / 2 = 10.642 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD1} = (-14.350 + 14.065) * 0.80 / 7.30 - 14.065 + 10.642 = \mathbf{-3.454 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del primer tramo)

$$M_{CL1} = (4.093*7.30*3.65) / 2 - (4.093*3.65*3.65) / 2 = 27.265 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL1} = (-14.350 + 14.065) * 3.65 / 7.30 - 14.065 + 27.265 = \mathbf{13.058 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.80 (cara izquierda de la columna en el eje B)

$$M_{CI1} = (4.093*7.30*6.80) / 2 - (4.093*6.80*6.80) / 2 = 6.958 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI1} = (-14.350 + 14.065) * 6.80 / 7.30 - 14.065 + 6.958 = \mathbf{-7.373 \text{ t-m}}$$

Para el tramo 2:

$$M_{\max 2} = (17.721 + 17.710) / 2 + 7.547 = 25.263 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8*25.263) / (7.3*7.3) = 3.793 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.50 (cara derecha de la columna del eje B)

$$M_{CD2} = (3.793 * 7.3 * 0.5) / 2 - (3.793 * 0.5 * 0.5) / 2 = 6.448 \text{ t-m}$$

$$M_{RCD2} = (-14.168 + 14.134) * 0.5 / 7.3 - 14.134 + 6.448 = \mathbf{-7.688 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del segundo tramo)

$$M_{CL2} = (3.793 * 7.3 * 3.65) / 2 - (3.793 * 3.65 * 3.65) / 2 = 25.266 \text{ t-m}$$

$$M_{RCL2} = (-14.168 + 14.134) * 3.65 / 7.3 - 14.134 + 25.266 = \mathbf{11.115 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.50 (cara izquierda de la columna en el eje A)

$$M_{CI2} = (3.793 * 7.3 * 6.50) / 2 - (3.793 * 6.50 * 6.50) / 2 = 9.862 \text{ t-m}$$

$$M_{RCI2} = (-14.168 + 14.134) * 6.50 / 7.3 - 14.134 + 9.862 = \mathbf{-4.302 \text{ t-m}}$$

❖ **Para la combinación 1.2CM + CV + SISMO:**

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

$$M_{EI-T1} = -31.038 \text{ t-m}$$

$$M_{RED-T1} = (100-20) / 100 * -31.038 = \mathbf{-24.831 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T1} - M_{RED-T1} = 6.208 \text{ t-m}$$

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

$$M_{RED-T2} = -2.515 + 6.208 = \mathbf{3.693 \text{ t-m}}$$

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

$$M_{EI-T2} = -32.665 \text{ t-m}$$

$$M_{RED-T2} = (100-20) / 100 * -32.665 = \mathbf{-26.132 \text{ t-m}}$$

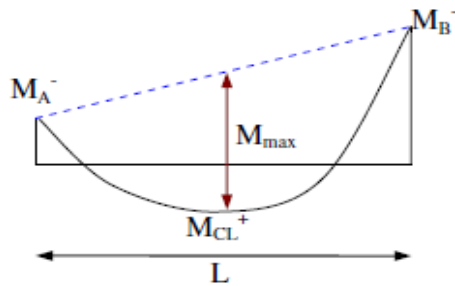


$$\Delta M = M_{EI-T2} - MR_{EI-T2} = 6.533 \text{ t-m}$$

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

$$MR_{ED-T1} = 0.046 + 6.533 = \mathbf{6.579 \text{ t-m}}$$

- Por último, 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.



$$M_{\max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2}$$

Para el tramo 1:

$$M_{\max 1} = (0.046 + 31.038) / 2 + 9.461 = 25.003 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 25.003) / (7.30 * 7.30) = 3.754 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.80 (cara derecha de la columna en el eje C)

$$M_{CD1} = (3.754 * 7.30 * 0.80) / 2 - (3.754 * 0.80 * 0.80) / 2 = 9.760 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD1} = (-24.831 - 6.579) * 0.80 / 7.30 + 6.579 + 9.760 = \mathbf{12.897 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del primer tramo)

$$M_{CL1} = (3.754 * 7.30 * 3.65) / 2 - (3.754 * 3.65 * 3.65) / 2 = 25.006 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL1} = (-24.831 - 6.579) * 3.65 / 7.30 + 6.579 + 25.006 = \mathbf{15.880 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.80 (cara izquierda de la columna en el eje B)

$$M_{CI1} = (3.754 * 7.3 * 6.80) / 2 - (3.754 * 6.80 * 6.80) / 2 = 6.382 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI1} = (-24.831 - 6.579) * 6.80 / 7.30 + 6.579 + 6.382 = \mathbf{-16.298 \text{ t-m}}$$

Para el tramo 2:

$$M_{\max 2} = (2.515 + 32.665) / 2 + 7.482 = 25.072 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 25.072) / (7.30 * 7.30) = 3.764 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.50 (cara derecha de la columna del eje B)

$$M_{CD2} = (3.764 * 7.30 * 0.50) / 2 - (3.764 * 0.50 * 0.50) / 2 = 6.399 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD2} = (-26.132 - 3.693) * 0.50 / 7.30 + 3.693 + 6.399 = \mathbf{8.049 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del segundo tramo)

$$M_{CL2} = (3.764 * 7.30 * 3.65) / 2 - (3.764 * 3.65 * 3.65) / 2 = 25.073 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL2} = (-26.132 - 3.693) * 3.65 / 7.30 + 3.693 + 25.073 = \mathbf{13.854 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.50 (cara izquierda de la columna en el eje A)

$$M_{CI2} = (3.764 * 7.30 * 6.50) / 2 - (3.764 * 6.50 * 6.50) / 2 = 9.786 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI2} = (-26.132 - 3.693) * 6.50 / 7.3 + 3.693 + 9.786 = \mathbf{-13.078 \text{ t-m}}$$

❖ **Para la combinación 1.2CM + CV – SISMO:**

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

$$M_{ED-T2} = -30.915 \text{ t-m}$$

$$MR_{ED-T2} = (100-20) / 100 * -30.915 = \mathbf{-24.732 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{ED-T2} - MR_{ED-T2} = 6.183 \text{ t-m}$$

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

$$MR_{EI-T1} = -2.710 + 6.183 = \mathbf{3.473 \text{ t-m}}$$

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

$$M_{ED-T1} = -32.607 \text{ t-m}$$

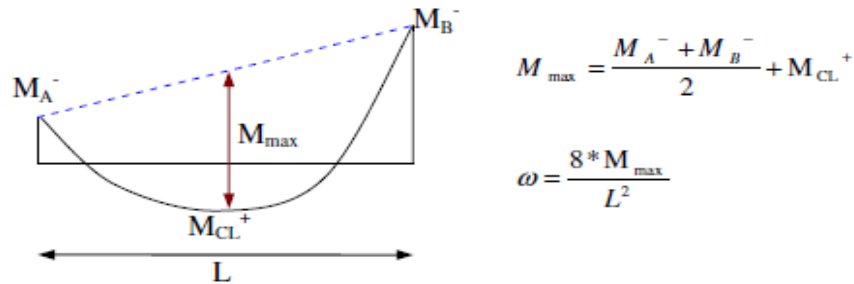
$$MR_{EI-T2} = (100-20) / 100 * -32.607 = \mathbf{-26.086 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T2} - MR_{EI-T2} = 6.521 \text{ t-m}$$

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

$$MR_{EI-T2} = -0.077 + 6.521 = \mathbf{6.444 \text{ t-m}}$$

- Por último, 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.



Para el tramo 1:

$$M_{\max 1} = (32.6079 + 2.710) / 2 + 7.405 = 25.064 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 25.064) / (7.30 * 7.30) = 3.763 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.80 (cara derecha de la columna en el eje C)

$$M_{CD1} = (3.763 * 7.30 * 0.80) / 2 - (3.763 * 0.80 * 0.80) / 2 = 9.784 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD1} = (3.473 + 26.086) * 0.80 / 7.30 - 26.086 + 9.784 = \mathbf{-13.063 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del primer tramo)

$$M_{CL1} = (3.763 * 7.30 * 3.65) / 2 - (3.763 * 3.65 * 3.65) / 2 = 25.066 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL1} = (3.473 + 26.086) * 3.65 / 7.30 - 26.086 + 25.066 = \mathbf{13.760 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.80 (cara izquierda de la columna en el eje B)

$$M_{CI1} = (3.763 * 7.30 * 6.80) / 2 - (3.763 * 6.80 * 6.80) / 2 = 6.397 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI1} = (3.473 + 26.086) * 6.80 / 7.30 - 26.086 + 6.397 = \mathbf{7.845 \text{ t-m}}$$

Para el tramo 2:

$$M_{\max 2} = (21.324 + 0.077) / 2 + 9.502 = 20.203 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 20.203) / (7.3 * 7.3) = 3.033 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.5 (cara derecha de la columna del eje B)

$$M_{CD2} = (3.033 * 7.30 * 0.50) / 2 - (3.033 * 0.50 * 0.50) / 2 = 5.156 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD2} = (6.444 + 24.732) * 0.50 / 7.30 - 24.732 + 5.156 = \mathbf{-17.441 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del segundo tramo)

$$M_{CL2} = (3.033 * 7.30 * 3.65) / 2 - (3.033 * 3.65 * 3.65) / 2 = 20.204 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL2} = (6.444 + 24.732) * 3.65 / 7.30 - 24.732 + 20.204 = \mathbf{11.06 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.50 (cara izquierda de la columna en el eje A)

$$M_{CI2} = (3.033 * 7.30 * 6.50) / 2 - (3.033 * 6.50 * 6.50) / 2 = 7.886 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI2} = (6.444 + 24.732) * 6.50 / 7.30 - 24.732 + 7.886 = \mathbf{10.913 \text{ t-m}}$$

❖ **Para la combinación 0.9CM + SISMO:**

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

$$M_{EI-T1} = -25.492 \text{ t-m}$$

$$M_{RED-T1} = (100-20) / 100 * -25.492 = \mathbf{-20.394 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T1} - M_{RED-T1} = 5.098 \text{ t-m}$$

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

$$M_{RED-T2} = 2.921 + 5.098 = \mathbf{8.019 \text{ t-m}}$$

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

$$M_{EI-T2} = -26.900 \text{ t-m}$$

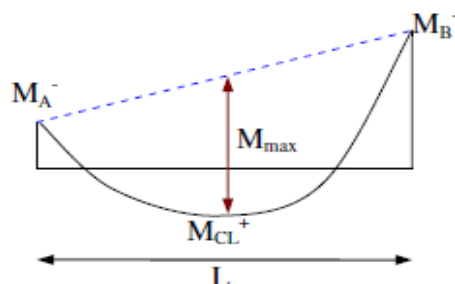
$$M_{RED-T2} = (100-20) / 100 * -26.900 = \mathbf{-21.520 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T2} - M_{RED-T2} = 5.380 \text{ t-m}$$

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

$$M_{RED-T1} = 5.773 + 5.380 = \mathbf{11.153 \text{ t-m}}$$

- Por último, 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.



$$M_{\max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2}$$

Para el tramo I:

$$M_{\max I} = (-5.773 + 25.492) / 2 + 7.967 = 17.827 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 17.827) / (7.30 * 7.30) = 2.676 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.80 (cara derecha de la columna en el eje C)

$$M_{CD1} = (2.676 * 7.30 * 0.80) / 2 - (2.676 * 0.80 * 0.80) / 2 = 6.958 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD1} = (-20.394 - 11.153) * 0.80 / 7.30 + 11.153 + 6.958 = \mathbf{14.654 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del primer tramo)

$$M_{CL1} = (2.676 * 7.30 * 3.65) / 2 - (2.676 * 3.65 * 3.65) / 2 = 17.826 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL1} = (-20.394 - 11.153) * 3.65 / 7.30 + 11.153 + 17.826 = \mathbf{13.206 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.80 (cara izquierda de la columna en el eje B)

$$M_{CI1} = (2.676 * 7.30 * 6.80) / 2 - (2.676 * 6.80 * 6.80) / 2 = 4.549 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI1} = (-20.394 - 11.153) * 6.80 / 7.30 + 11.153 + 4.549 = \mathbf{-13.684 \text{ t-m}}$$

Para el tramo 2:

$$M_{\max 2} = (-2.921 + 26.900) / 2 + 5.726 = 17.716 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 * 17.716) / (7.30 * 7.30) = 2.660 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.50 (cara derecha de la columna del eje B)

$$M_{CD2} = (2.660 * 7.30 * 0.50) / 2 - (2.660 * 0.50 * 0.50) / 2 = 4.522 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD2} = (-21.520 - 8.019) * 0.50 / 7.30 + 8.019 + 4.522 = \mathbf{10.518 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del segundo tramo)

$$M_{CL2} = (2.660 * 7.30 * 3.65) / 2 - (2.660 * 3.65 * 3.65) / 2 = 17.719 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL2} = (-21.520 - 8.019) * 3.65 / 7.30 + 8.019 + 17.719 = \mathbf{10.969 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.50 (cara izquierda de la columna en el eje A)

$$M_{CI2} = (2.660 * 7.30 * 6.50) / 2 - (2.660 * 6.50 * 6.50) / 2 = 6.916 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI2} = (-21.520 - 8.019) * 6.50 / 7.30 + 8.019 + 6.916 = \mathbf{-11.367 \text{ t-m}}$$

❖ **Para la combinación 0.9CM – SISMO:**

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



$$M_{EI-T1} = -25.478 \text{ t-m}$$

$$MR_{EI-T1} = (100-20) / 100 * -25.478 = \mathbf{-20.382 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T1} - MR_{EI-T1} = 5.096 \text{ t-m}$$

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

$$MR_{ED-T2} = 2.836 + 5.096 = \mathbf{7.932 \text{ t-m}}$$

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

$$M_{EI-T2} = -26.880 \text{ t-m}$$

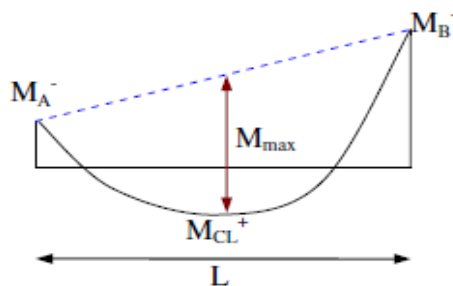
$$MR_{EI-T2} = (100-20) / 100 * -26.880 = \mathbf{-21.504 \text{ t-m}}$$

$$\Delta M = M_{EI-T2} - MR_{EI-T2} = 5.376 \text{ t-m}$$

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

$$MR_{ED-T1} = 5.689 + 5.376 = \mathbf{11.065 \text{ t-m}}$$

- Por último, 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.



$$M_{\max} = \frac{M_A^- + M_B^-}{2} + M_{CL}^+$$

$$\omega = \frac{8 * M_{\max}}{L^2}$$

Para el tramo I:

$$M_{\max 1} = (26.880 - 2.836) / 2 + 5.670 = 17.692 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 \cdot 17.692) / (7.30 \cdot 7.30) = 2.656 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.80 (cara derecha de la columna en el eje C)

$$M_{CD1} = (2.656 \cdot 7.30 \cdot 0.80) / 2 - (2.656 \cdot 0.80 \cdot 0.80) / 2 = 6.906 \text{ t-m}$$

$$MR_{CD1} = (7.932 + 21.504) \cdot 0.80 / 7.30 - 21.504 + 6.906 = \mathbf{-11.372 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del primer tramo)

$$M_{CL1} = (2.656 \cdot 7.30 \cdot 3.65) / 2 - (2.656 \cdot 3.65 \cdot 3.65) / 2 = 17.692 \text{ t-m}$$

$$MR_{CL1} = (7.932 + 21.504) \cdot 3.65 / 7.30 - 21.504 + 17.692 = \mathbf{10.906 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.80 (cara izquierda de la columna en el eje B)

$$M_{CI1} = (2.656 \cdot 7.3 \cdot 6.80) / 2 - (2.656 \cdot 6.80 \cdot 6.80) / 2 = 4.515 \text{ t-m}$$

$$MR_{CI1} = (7.932 + 21.504) \cdot 6.80 / 7.30 - 21.504 + 4.515 = \mathbf{10.431 \text{ t-m}}$$

Para el tramo 2:

$$M_{\text{max}2} = (25.478 - 5.689) / 2 + 7.963 = 17.858 \text{ t-m}$$

$$\omega = (8 \cdot 17.858) / (7.30 \cdot 7.30) = 2.681 \text{ t/m}$$

El momento en cualquier punto del tramo calculamos con las siguientes ecuaciones

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

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

Cuando X toma el valor de 0.50 (cara derecha de la columna del eje B)

$$M_{CD2} = (2.681 * 7.30 * 0.50) / 2 - (2.681 * 0.50 * 0.50) / 2 = 4.558 \text{ t-m}$$

$$M_{RCD2} = (11.065 + 20.382) * 0.50 / 7.30 - 20.382 + 4.558 = \mathbf{-13.670 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 3.65 (ubicación del momento positivo en el centro de luz del segundo tramo)

$$M_{CL2} = (2.681 * 7.3 * 3.65) / 2 - (2.681 * 3.65 * 3.65) / 2 = 17.859 \text{ t-m}$$

$$M_{RCL2} = (11.065 + 20.382) * 3.65 / 7.30 - 20.382 + 17.859 = \mathbf{13.201 \text{ t-m}}$$

Cuando X toma el valor de 6.50 (cara izquierda de la columna en el eje A)

$$M_{CI2} = (2.681 * 7.30 * 6.50) / 2 - (2.681 * 6.50 * 6.50) / 2 = 6.971 \text{ t-m}$$

$$\blacklozenge M_{RCI2} = (11.065 + \mathbf{20.382}) * 6.50 / 7.30 - 20.382 + 6.971 = \mathbf{14.590 \text{ t-m}}$$

En los siguientes cuadros se muestran los momentos flectores redistribuidos de todo el pórtico para cada combinación de carga:

Tabla 24: *Momentos flectores elásticos y momentos flectores redistribuidos para cada combinación de carga en el primer nivel.*

<b>MOMENTOS FLECTORES EN EL PRIMER NIVEL DEL PORTICO 3X, REDISTRIBUIDOS (t-m) PARA CADA COMBINACION DE CARGA</b>													
<b>APOYO</b>	<b>Ubicación</b>	<b>X(m)</b>	<b>FR%</b>	<b>1.2CM + 1.6CV</b>		<b>1.2 CM + CV + SISMO</b>		<b>1.2 CM + CV - SISMO</b>		<b>0.9CM + SISMO</b>		<b>0.9CM - SISMO</b>	
				<b>Mu</b>	<b>Mred</b>	<b>Mu</b>	<b>Mred</b>	<b>Mu</b>	<b>Mred</b>	<b>Mu</b>	<b>Mred</b>	<b>Mu</b>	<b>Mred</b>
<b>C</b>	ED	0.00	20	-30.431	-24.756	4.545	15.676	-56.649	-45.319	16.533	25.468	-44.662	-35.730
	CD	0.80		-11.550	-7.892	10.055	24.894	-29.78	-23.506	14.626	23.884	-25.209	-23.298
	CL	3.65		12.663	18.546	12.302	26.527	9.28	30.183	7.264	8.595	4.242	8.631
	CI	6.80		-19.470	-13.377	-37.502	-28.369	4.165	17.796	-29.827	-25.834	11.840	21.456
<b>B</b>	EI	7.30	20	-30.432	-24.346	-53.198	-42.558	1.033	11.497	-41.240	-32.992	12.990	21.323
	ED	0.00	20	-29.056	-22.97	1.903	12.543	-52.322	-41.858	13.014	21.262	-41.212	-32.970
	CD	0.50		-18.65	-12.550	4.687	18.491	-36.977	-27.968	11.859	21.399	-29.805	-25.818
	CL	3.65		11.916	17.839	8.813	22.631	11.834	26.172	4.241	8.595	7.262	8.587
	CI	6.50		-10.920	-7.103	-29.395	-23.193	10.442	25.531	-25.218	-23.314	14.620	23.873
<b>A</b>	EI	7.30	20	-28.824	-23.059	-55.653	-44.522	5.548	16.878	-44.676	-35.741	16.526	25.458

*Fuente:* Elaboración propia.

Tabla 25: Momentos flectores elásticos y momentos flectores redistribuidos para cada combinación de carga en el segundo nivel.

<b>MOMENTOS FLECTORES EN EL SEGUNDO NIVEL DEL PORTICO 3X, REDISTRIBUIDOS (t-m) PARA CADA COMBINACION DE CARGA</b>													
<b>APOYO</b>	<b>Ubicación</b>	<b>X(m)</b>	<b>FR%</b>	<b>1.2CM + 1.6CV</b>		<b>1.2 CM + CV + SISMO</b>		<b>1.2 CM + CV - SISMO</b>		<b>0.9CM + SISMO</b>		<b>0.9CM - SISMO</b>	
				<b>Mu</b>	<b>Mred</b>	<b>Mu</b>	<b>Mred</b>	<b>Mu</b>	<b>Mred</b>	<b>Mu</b>	<b>Mred</b>	<b>Mu</b>	<b>Mred</b>
<b>C</b>	ED	0.00	20	-32.856	-26.285	-0.956	9.971	-55.629	-44.503	11.821	20.394	-42.852	-34.282
	CD	0.80		-13.145	-9.086	6.376	19.898	-29.045	-18.891	11.472	19.962	-23.949	-22.306
	CL	3.65		12.347	18.388	11.572	24.507	9.454	24.841	6.651	8.109	4.533	8.102
	CI	6.80		-18.393	-12.652	-34.849	-26.288	3.438	16.551	-27.563	-23.732	10.724	19.446
<b>B</b>	EI	7.30	20	-29.015	-23.509	-49.684	-39.747	0.026	9.768	-38.244	-30.595	11.465	19.097
<b>B</b>	ED	0.00	20	-27.529	-22.023	0.992	10.362	-48.712	-38.970	11.543	19.192	-38.16	-30.528
	CD	0.50		-17.501	-11.754	4.020	16.742	-34.263	-25.831	10.775	19.526	-27.508	-23.678
	CL	3.65		11.560	17.598	8.948	22.835	11.063	24.125	4.504	8.112	6.619	8.101
	CI	6.50		-12.546	-8.411	-28.680	-22.362	6.738	20.510	-23.968	-22.316	11.450	19.942
<b>A</b>	EI	7.30	20	-31.259	-24.688	-54.636	-43.709	0.035	11.161	-42.863	-34.290	11.808	20.378

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 26: Momentos flectores elásticos y momentos flectores redistribuidos para cada combinación de carga en el tercer nivel.

<b>MOMENTOS FLECTORES EN EL TERCER NIVEL DEL PORTICO 3X, REDISTRIBUIDOS (t-m) PARA CADA COMBINACION DE CARGA</b>													
<b>APOYO</b>	<b>Ubicación</b>	<b>X(m)</b>	<b>FR%</b>	<b>1.2CM + 1.6CV</b>		<b>1.2 CM + CV + SISMO</b>		<b>1.2 CM + CV - SISMO</b>		<b>0.9CM + SISMO</b>		<b>0.9CM - SISMO</b>	
				<b>Mu</b>	<b>Mred</b>	<b>Mu</b>	<b>Mred</b>	<b>Mu</b>	<b>Mred</b>	<b>Mu</b>	<b>Mred</b>	<b>Mu</b>	<b>Mred</b>
<b>C</b>	ED	0.00	20	-17.607	-14.065	0.046	6.579	-32.607	-26.086	5.773	11.153	-26.880	-21.504
	CD	0.80		-6.638	-3.454	4.611	12.897	-16.753	-13.063	6.837	14.654	-14.526	-11.372
	CL	3.65		7.490	13.058	7.967	15.880	6.051	13.760	5.614	13.206	3.697	10.906
	CI	6.80		-11.256	-7.373	-21.453	-16.298	0.264	7.845	-17.977	-13.684	3.740	10.431
<b>B</b>	EI	7.30	20	-17.937	-14.35	-31.038	-24.831	-2.710	3.473	-25.492	-20.394	2.836	7.932
<b>B</b>	ED	0.00	20	-17.721	-14.134	-2.515	3.693	-30.915	-24.732	2.921	8.019	-25.478	-20.382
	CD	0.50		-11.052	-7.688	0.448	8.049	-21.324	-17.441	3.825	10.518	-17.947	-13.670
	CL	3.65		7.547	11.115	6.071	13.854	8.028	11.060	3.688	10.969	5.645	13.201
	CI	6.50		-6.690	-4.302	-16.794	-13.078	4.557	10.913	-14.550	-11.367	6.801	14.590
<b>A</b>	EI	7.30	20	-17.710	-14.168	-32.665	-26.132	-0.077	6.444	-26.900	-21.520	5.689	11.065

Fuente: Elaboración propia.

A continuación, mostramos los momentos redistribuidos del pórtico 3X.

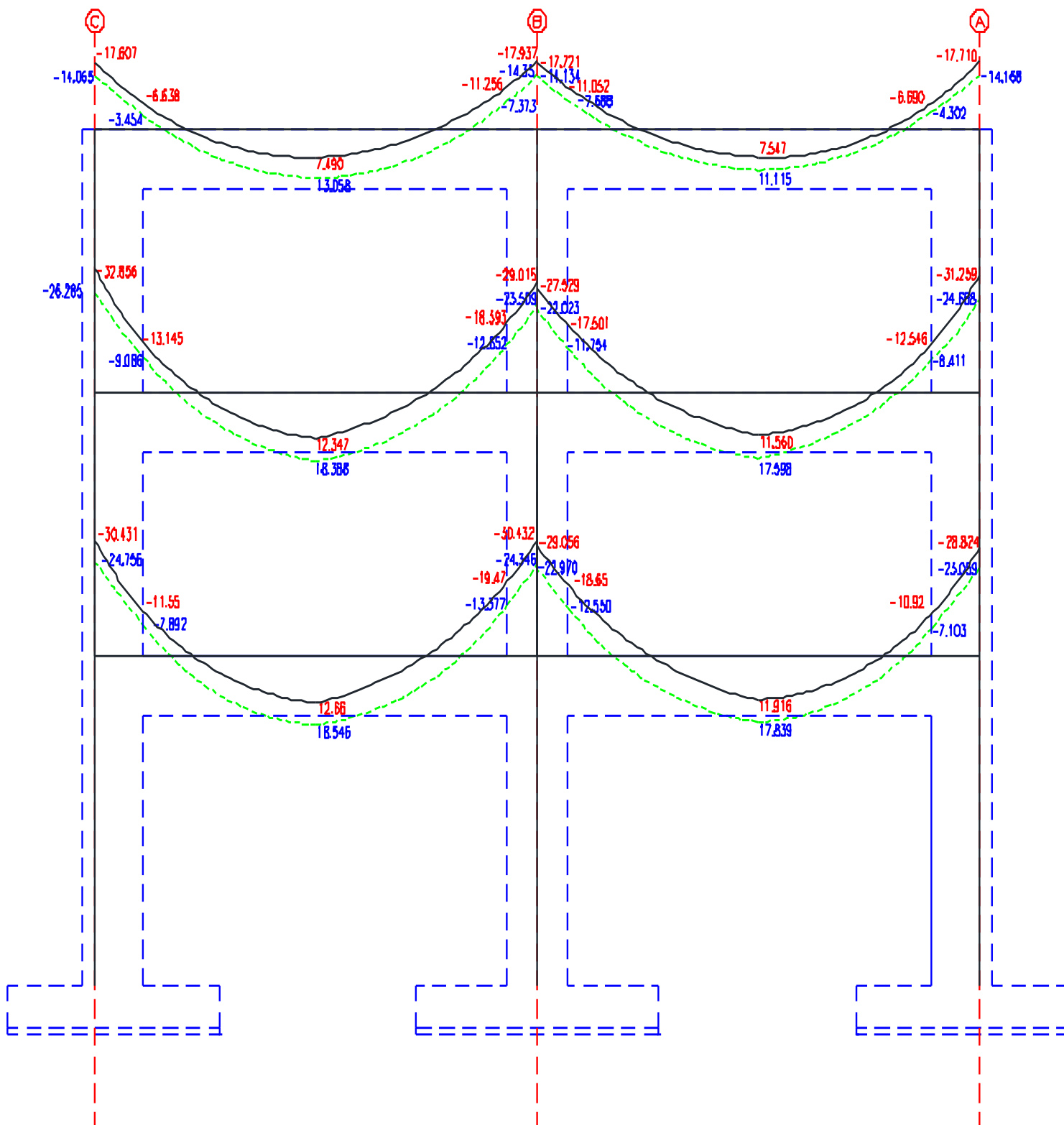


Figura 34: Momentos redistribuidos del pórtico 3X, para la combinación de carga 1.2 CM + 1.6 CV.

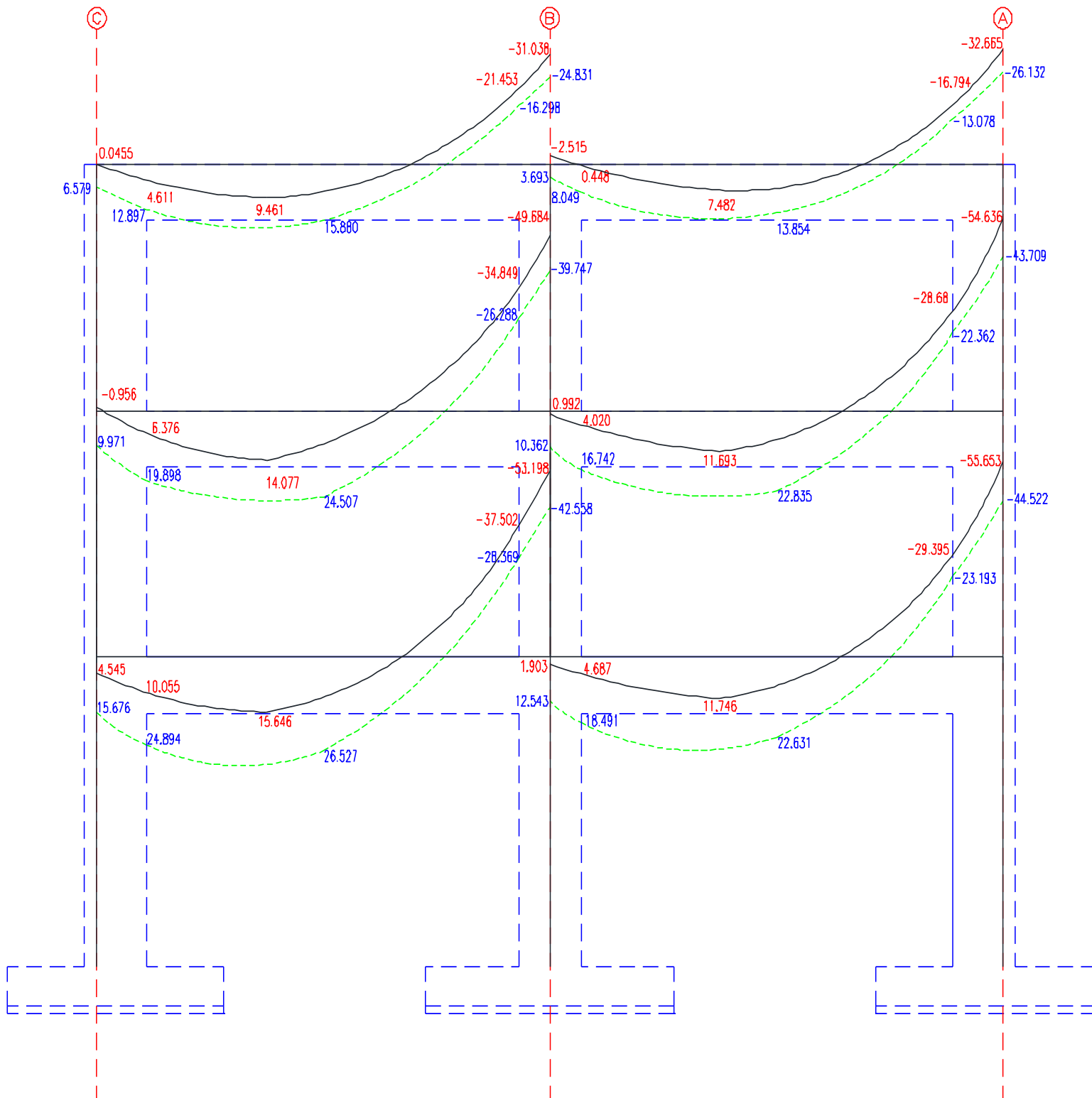


Figura 35: Momentos redistribuidos del pórtico 3X, para la combinación de carga 1.2 CM + VC + SISMO.



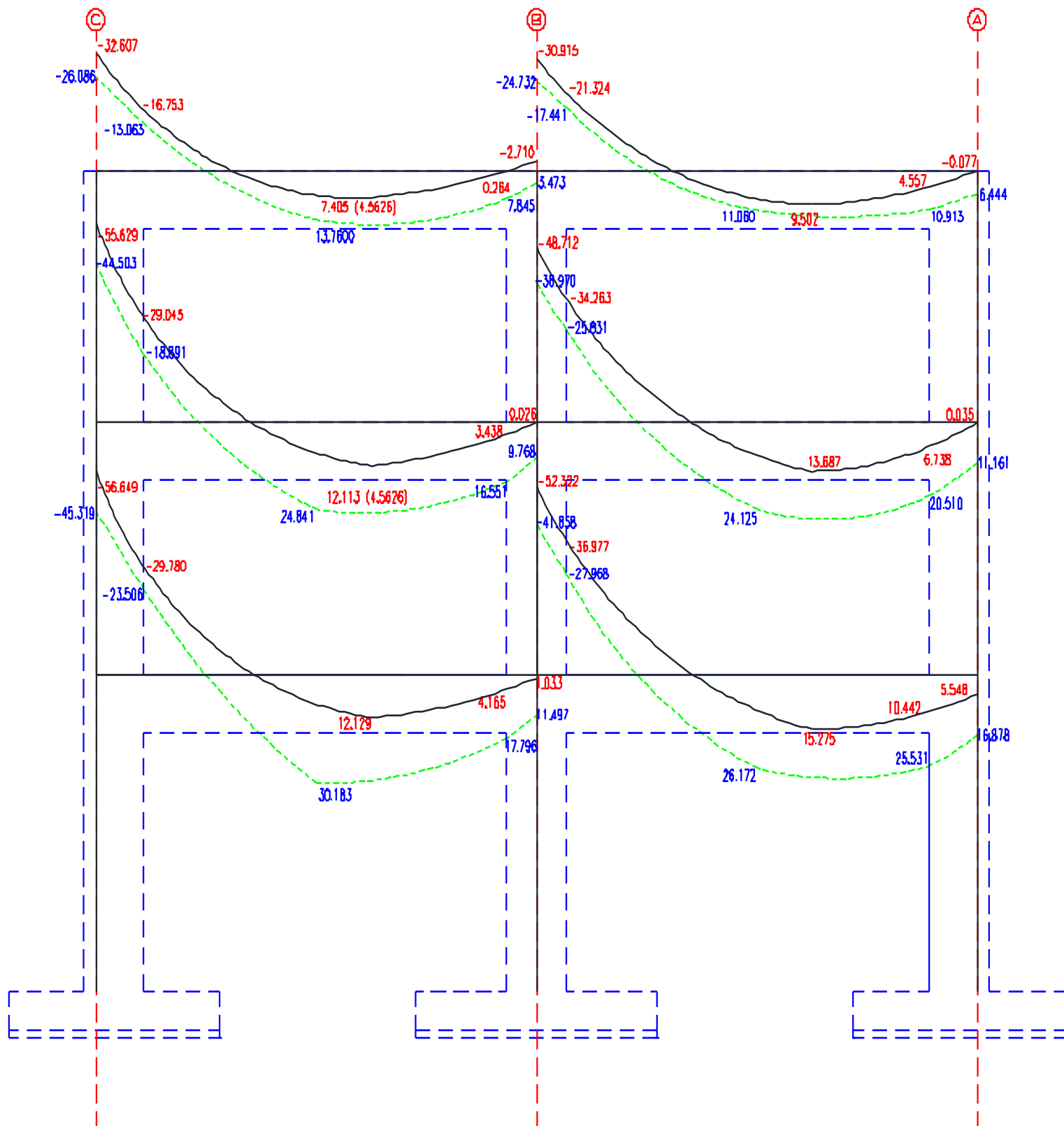


Figura 36: Momentos redistribuidos del pórtico 3X, para la combinación de carga 1.2 CM + VC - SISMO.

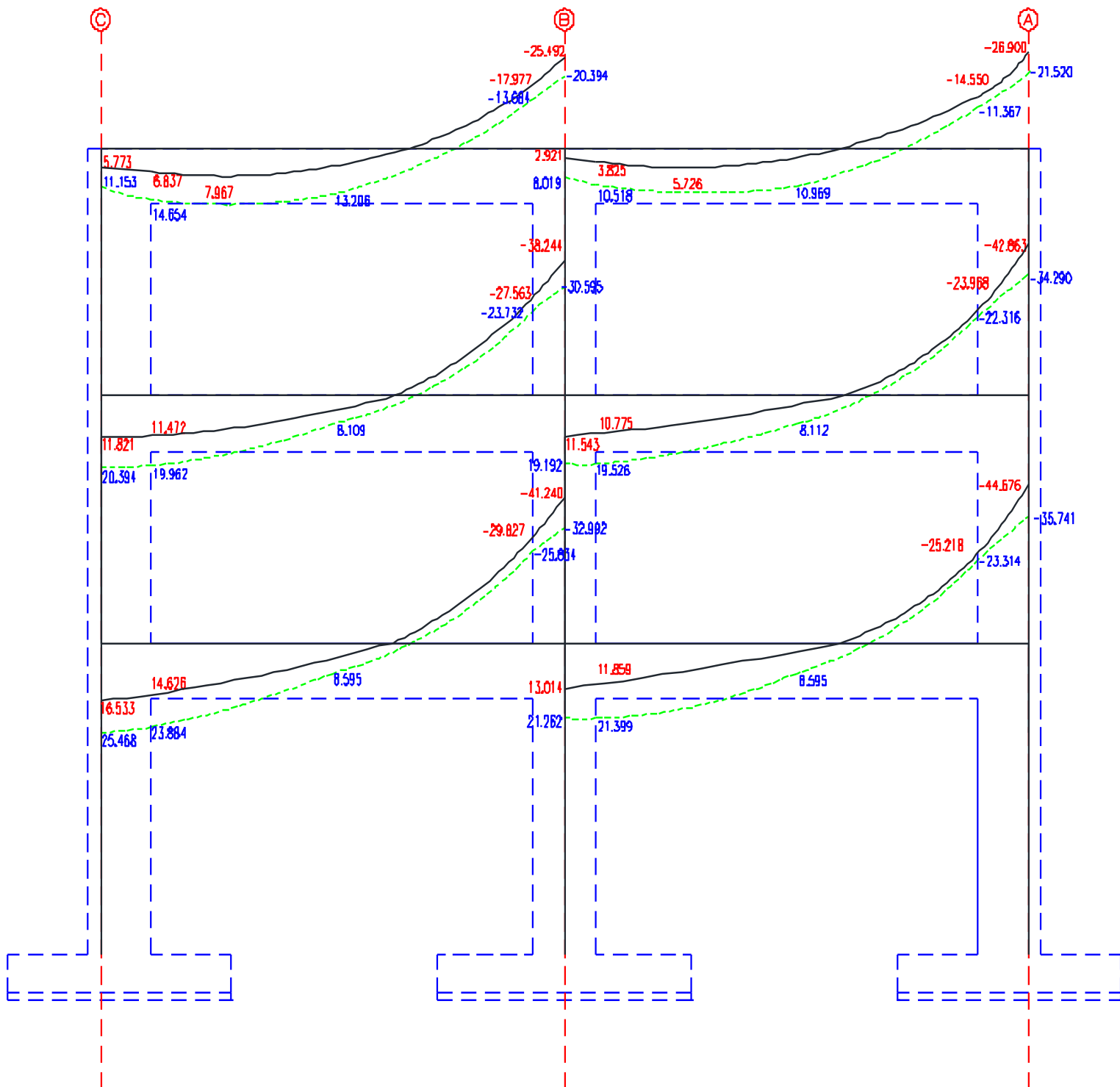


Figura 37: Momentos redistribuidos del pórtico 3X, para la combinación de carga 0.9 CM + SISMO.

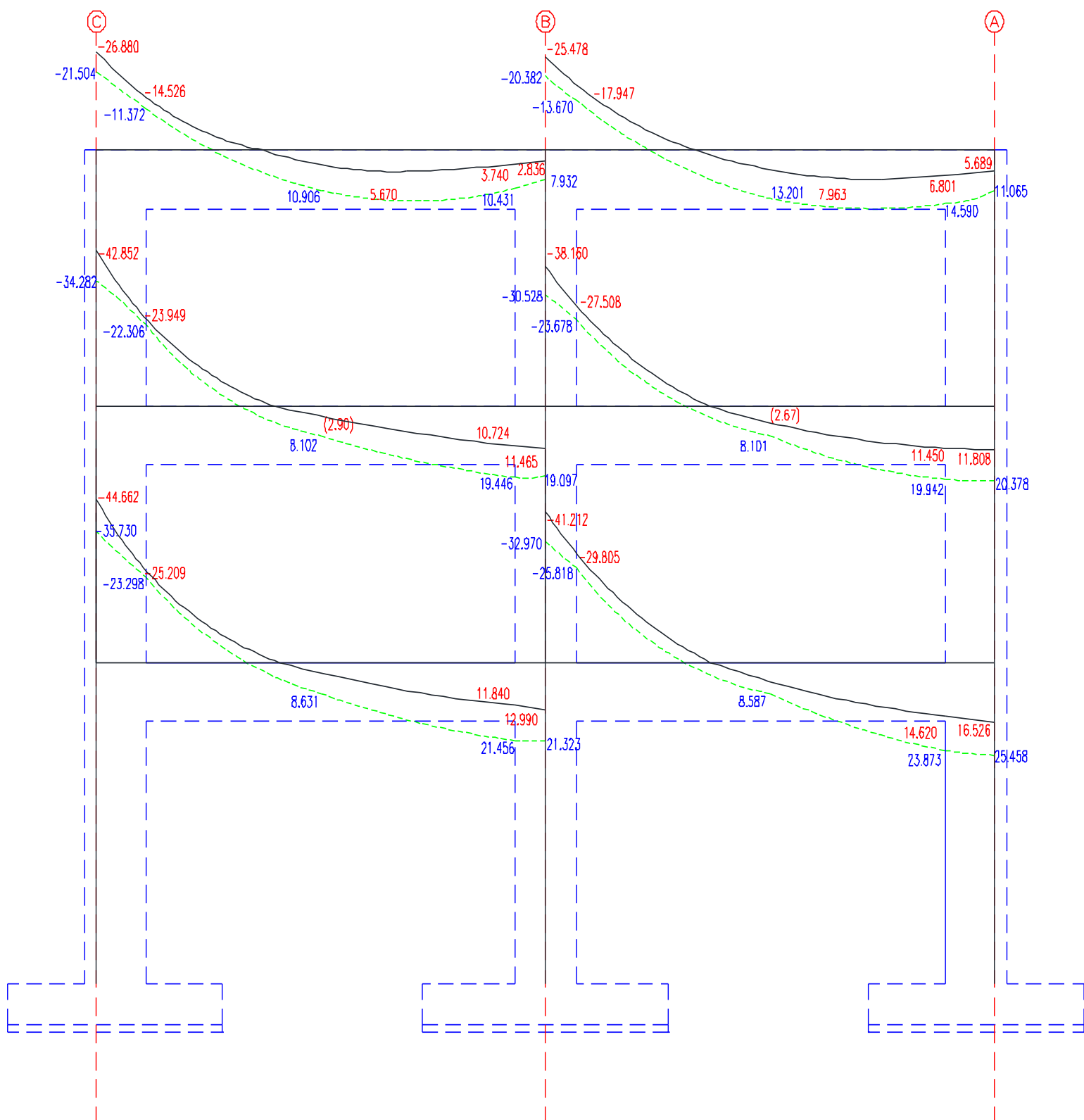


Figura 38: Momentos redistribuidos del pórtico 3X, para la combinacion de carga 0.9 CM – SISMO.

B) Diseño por flexión.

Diseñamos la viga con los momentos máximos usando las ecuaciones siguientes:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

Además, sabemos que:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.90$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$d = \text{peralte} - \text{recubrimiento} - \phi \text{ estribo} - \phi \text{ varilla} / 2 = 80 - 4 - 0.95 - 1.9/2 = 74.10 \text{ cm}$$

los parámetros mínimos que establece nuestra norma E060, se debe tener en cuenta.

- Área de acero máximo:  $A_{s_{\max}} = A_{sb} \quad A_{s_{\max}} = 31.49$

- Acero mínimo:  $A_{s_{\min 1}} = 0.80 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \quad A_{s_{\min 2}} = \frac{14}{f_y} b_w d$

$$A_{s_{\min 1}} = 9.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min 2}} = 8.18 \text{ cm}^2$$

- El acero positivo debe ser mayor o igual al 50% de acero negativo

el área de acero necesario para resistir los momentos de diseño es:

Tabla 27: Área de acero necesario para resistir los momentos de diseño de la viga en el primer piso del eje 3X, del diseño por capacidad.

<b>VIGA DEL PRIMER NIVEL EN EL EJE 3X</b>																		
<b>TRAMO</b>	<b>APOYO</b>	<b>M</b>	<b>Mu (t-m)</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>Requerimientos de la norma</b>			<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Cuantía de Acero</b>					<b>AS<sub>real</sub></b>	<b>Mn<sub>real</sub></b>		
						<b>AS<sub>min 1</sub></b>	<b>AS<sub>min 2</sub></b>	<b>AS<sub>máx</sub></b>		<b>5</b>	<b>∅</b>	<b>5/8</b>	<b>+</b>	<b>0</b>			<b>∅</b>	<b>1/2</b>
<b>1er Tramo</b>	Izquierdo	M-	23.51	8.69	5.11	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M+	24.89	9.23	5.43	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
	Derecho	M+	30.18	11.28	6.64	9.88	8.18	31.49	11.28	2	∅	3/4	+	3	∅	5/8	11.64	34.55
		M-	28.37	10.57	6.22	9.88	8.18	31.49	10.57	2	∅	3/4	+	3	∅	5/8	11.64	34.55
<b>2do Tramo</b>	Izquierdo	M+	21.46	7.91	4.65	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M-	27.97	10.42	6.13	9.88	8.18	31.49	10.42	2	∅	3/4	+	3	∅	5/8	11.64	34.55
	Centro	M+	21.40	7.89	4.64	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M-	26.17	9.72	5.72	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
	Derecho	M-	23.31	8.62	5.07	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M+	25.53	9.47	5.57	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 28: Área de acero necesario para resistir los momentos de diseño de la viga en el segundo piso del eje 3X, del diseño por capacidad.

<b>VIGA DEL SEGUNDO NIVEL EN EL EJE 3X</b>																		
<b>TRAMO</b>	<b>APOYO</b>	<b>M</b>	<b>Mu (t-m)</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>Requerimientos de la norma</b>			<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Cuantía de Acero</b>					<b>AS<sub>real</sub></b>	<b>Mn<sub>real</sub></b>		
						<b>AS<sub>min 1</sub></b>	<b>AS<sub>min 2</sub></b>	<b>AS<sub>máx</sub></b>		<b>5</b>	<b>∅</b>	<b>5/8</b>	<b>+</b>	<b>0</b>			<b>∅</b>	<b>1/2</b>
<b>1er Tramo</b>	Izquierdo	M-	22.31	8.23	4.84	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M+	19.96	7.34	4.32	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
	Centro	M+	24.84	9.20	5.41	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M-	26.29	9.76	5.74	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
	Derecho	M+	19.45	7.15	4.20	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M-	25.83	9.59	5.64	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
<b>2do Tramo</b>	Izquierdo	M+	19.53	7.18	4.22	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M-	22.36	8.25	4.86	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
	Centro	M+	24.13	8.93	5.25	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M-	22.36	8.25	4.86	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
	Derecho	M+	20.51	7.55	4.44	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M-	25.83	9.59	5.64	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 29: Área de acero necesario para resistir los momentos de diseño de la viga en el tercer piso del eje 3X, del diseño por capacidad.

<b>VIGA DEL TERCER NIVEL EN EL EJE 3X</b>																		
<b>TRAMO</b>	<b>APOYO</b>	<b>M</b>	<b>Mu (t-m)</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>Requerimientos de la norma</b>			<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Cuantía de Acero</b>						<b>AS<sub>real</sub></b>	<b>Mn<sub>real</sub></b>	
						<b>AS<sub>min 1</sub></b>	<b>AS<sub>min 2</sub></b>	<b>AS<sub>máx</sub></b>		<b>5</b>	<b>∅</b>	<b>5/8</b>	<b>+</b>	<b>0</b>	<b>∅</b>			<b>1/2</b>
<b>1er Tramo</b>	Izquierdo	M-	13.06	4.75	2.80	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M+	14.65	5.35	3.14	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
	Derecho	M+	15.88	5.80	3.41	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M-	16.30	5.96	3.51	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M+	10.43	3.78	2.22	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
<b>2do Tramo</b>	Izquierdo	M-	17.44	6.39	3.76	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M+	10.52	3.81	2.24	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
	Derecho	M+	13.85	5.05	2.97	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M-	13.08	4.76	2.80	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M+	14.59	5.32	3.13	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60

Fuente: Elaboración propia

### 5.3 Diseño por Resistencia (Norma E-0.60)

Luego que se realizó el diseño por capacidad se procederá a diseñar por resistencia los mismos elementos estructurales evaluados, tal como nos indica nuestra norma peruana de concreto armado E.060.

El principio básico del diseño por resistencia nos dice que tanto las estructuras y los elementos estructurales deberán ser diseñados de tal forma que en todas sus secciones la resistencia de diseño ( $\phi R_n$ ) sea por lo menos iguales a las resistencias requeridas ( $R_u$ ), considerando factores de seguridad como son la amplificación de cargas de servicio y la reducción de la resistencia nominal, cumpliéndose así lo siguiente:

$$\phi R_n \geq R_u$$

#### 5.3.1 Combinaciones de carga.

Las combinaciones de carga que se considerarán para el diseño por resistencia serán las mismas que se consideraron para el diseño por capacidad con la finalidad de comparar los resultados obtenidos, estas combinaciones utilizadas corresponden a lo estipulado por la norma del ACI 318S-05 y son las siguientes:

$$Q1: 1.2CM + 1.6CV$$

$$Q2: 1.2CV + CV \pm SISMO$$

$$Q3: 0.9CM \pm SISMO$$



### 5.3.2 Factor de reducción de resistencia.

Como se dijo anteriormente, en el diseño por resistencia se consideran factores de seguridad al diseño estructural de una edificación, siendo una de esta los factores de reducción a la resistencia nominal que se determinara en base a las solicitaciones y condiciones de deformación en una sección transversal a la resistencia nominal de un elemento estructural:

-Flexión sin carga axial 0.90

-Carga axial y carga axial con flexión:

(a) Carga axial de tracción con o sin flexión 0.90

(b) Carga axial de compresión con o sin flexión:

Elementos con refuerzo en espiral 0.75

Otros elementos 0.70

-Cortante y torsión 0.85

En nuestro caso por tratarse del análisis de los elementos horizontales como son las vigas de concreto armado y entendiendo que las solicitaciones de deformación serán por flexión sin carga axial, entonces utilizaremos el factor de reducción por resistencia:

$$\phi = 0.90$$

### 5.3.3 Diseño de vigas.

#### 5.3.3.1 Diseño por flexión.

El diseño de las vigas se realizará con los momentos máximos obtenidos en las caras de las columnas y en el centro de luz de todas las combinaciones utilizadas. Se utilizarán como ecuaciones bases los siguientes enunciados para después calcularlos de forma iterativa:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * f'_c * b}$$

Se sabe que:

$$F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\phi = 0.90$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$d = \text{peralte} - \text{recubrimiento} - \phi_{\text{estribo}} - \phi_{\text{varilla}} / 2 = 80 - 4 - 0.95 - 1.9/2 = 74.10 \text{ cm}$$

los parámetros mínimos que establece nuestra norma E060, se debe tener en cuenta.

- Área de acero máximo:  $A_{S_{\max}} = A_{sb} \quad A_{S_{\max}} = 31.49$

- Acero mínimo:  $A_{S_{\min 1}} = 0.80 \frac{\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d \quad A_{S_{\min 2}} = \frac{14}{f_y} b_w d$

$$A_{S_{\min 1}} = 9.88 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min 2}} = 8.18 \text{ cm}^2$$

- El acero positivo debe ser mayor o igual al 50% de acero negativo

el área de acero necesario para resistir los momentos de diseño es:

Tabla 30: Área de acero necesario para resistir los momentos de diseño de la viga en el primer piso del eje 3X, del diseño por resistencia.

<b>VIGA DEL PRIMER NIVEL EN EL EJE 3X</b>																		
TRAMO	APOYO	M	Mu (t-m)	As (cm <sup>2</sup> )	a (cm)	Requerimientos de la norma			As (cm <sup>2</sup> )	Cuantía de Acero						AS <sub>real</sub>	Mn <sub>real</sub>	
						AS <sub>min 1</sub>	AS <sub>min 2</sub>	AS <sub>máx</sub>										
<b>1er Tramo</b>	Izquierdo	M-	29.78	11.12	6.54	9.88	8.18	31.49	11.12	2	∅	3/4	+	3	∅	5/8	11.64	34.55
		M+	14.63	5.33	3.14	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
	Derecho	M+	15.65	5.72	3.36	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M-	37.50	14.19	8.35	9.88	8.18	31.49	14.19	3	∅	3/4	+	3	∅	5/8	14.49	42.50
		M+	11.84	4.30	2.53	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
<b>2do Tramo</b>	Izquierdo	M-	36.98	13.98	8.22	9.88	8.18	31.49	13.98	3	∅	3/4	+	3	∅	5/8	14.49	42.50
		M+	11.86	4.31	2.53	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
	Derecho	M+	15.28	5.58	3.28	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M-	29.40	10.97	6.45	9.88	8.18	31.49	10.97	2	∅	3/4	+	3	∅	5/8	11.64	34.55
		M+	14.62	5.33	3.14	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60

Fuente: Elaboración propia

Tabla 31: Área de acero necesario para resistir los momentos de diseño de la viga en el segundo piso del eje 3X, del diseño por resistencia.

<b>VIGA DEL SEGUNDO NIVEL EN EL EJE 3X</b>																		
<b>TRAMO</b>	<b>APOYO</b>	<b>M</b>	<b>Mu (t-m)</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>Requerimientos de la norma</b>			<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Cuantía de Acero</b>						<b>As<sub>real</sub></b>	<b>Mn<sub>real</sub></b>	
						<b>As<sub>min 1</sub></b>	<b>As<sub>min 2</sub></b>	<b>As<sub>máx</sub></b>		<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>+</b>	<b>3</b>	<b>5</b>			<b>8</b>
<b>1er Tramo</b>	Izquierdo	M-	29.05	10.84	6.37	9.88	8.18	31.49	10.84	2	∅	3/4	+	3	∅	5/8	11.64	34.55
		M+	11.47	4.16	2.45	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
	Derecho	M+	14.08	5.13	3.02	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M-	34.85	13.13	7.72	9.88	8.18	31.49	13.13	3	∅	3/4	+	3	∅	5/8	14.49	42.50
		M+	10.72	3.89	2.29	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
<b>2do Tramo</b>	Izquierdo	M-	34.26	12.89	7.58	9.88	8.18	31.49	12.89	3	∅	3/4	+	3	∅	5/8	14.49	42.50
		M+	10.78	3.91	2.30	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
	Derecho	M+	13.69	4.99	2.93	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M-	28.68	10.69	6.29	9.88	8.18	31.49	10.69	2	∅	3/4	+	3	∅	5/8	11.64	34.55
		M+	11.45	4.16	2.44	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60

Fuente: Elaboración propia

Tabla 32: Área de acero necesario para resistir los momentos de diseño de la viga en el tercer piso del eje 3X, del diseño por resistencia.

<b>VIGA DEL TERCER NIVEL EN EL EJE 3X</b>																		
<b>TRAMO</b>	<b>APOYO</b>	<b>M</b>	<b>Mu (t-m)</b>	<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>a (cm)</b>	<b>Requerimientos de la norma</b>			<b>As (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Cuantía de Acero</b>					<b>AS<sub>real</sub></b>	<b>Mn<sub>real</sub></b>		
						<b>AS<sub>min 1</sub></b>	<b>AS<sub>min 2</sub></b>	<b>AS<sub>máx</sub></b>		<b>5</b>	<b>∅</b>	<b>5/8</b>	<b>+</b>	<b>0</b>			<b>∅</b>	<b>1/2</b>
<b>1er Tramo</b>	Izquierdo	M-	16.75	6.13	3.61	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M+	6.84	2.47	1.45	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
	Derecho	M+	9.46	3.42	2.01	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M-	21.45	7.91	4.65	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M+	3.74	1.34	0.79	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
<b>2do Tramo</b>	Izquierdo	M-	21.32	7.86	4.62	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M+	3.83	1.37	0.81	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
	Derecho	M+	9.50	3.44	2.02	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M-	16.79	6.15	3.62	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60
		M+	6.80	2.45	1.44	9.88	8.18	31.49	9.88	5	∅	5/8	+	0	∅	1/2	9.90	29.60

Fuente: Elaboración propia

## Capítulo VI. Análisis no Lineal

### 6.1 Descripción y Procedimientos del Análisis no-Lineal

El análisis no lineal de una edificación o un elemento estructural nos permite estimar y comprender de una manera más real su comportamiento cuando es sometido a demandas sísmicas. Logrando así identificar su mecanismo de falla a partir de la formación de rotulas plásticas y el colapso progresivo a partir de fuerzas incrementales, para así determinar el desempeño que tendrá la estructura.

Es necesario precisar que este análisis se desarrolla a partir de una edificación ya diseñada por los diferentes métodos estructurales que existen, en caso nuestro se diseñó la edificación por el método de resistencia última como propone la norma peruana y el método del diseño para capacidad. De esta manera nos permitirá evaluar y comparar sus comportamientos y deformaciones estructurales. El método de análisis no lineal que se utilizará para la evaluación de la edificación será mediante el análisis estático incremental “Pushover”.

### 6.2 Análisis no-Lineal Incremental “Pushover”

#### 6.2.1 Patrón de cargas laterales.

Para realizar el análisis no lineal en edificaciones que poseen múltiples grados de libertad, según las recomendaciones del FEMA, se requieren desarrollar dos tipos de análisis por separado, usando vectores de carga diferentes; el primer grupo de vectores pueden ser: Distribución por código, de primer modo, SRSS de carga de piso modales; el segundo grupo puede elegirse de los vectores de carga por: Distribución uniforme, distribución de carga adaptativa. De todos los valores, los que resulten mayores son los que se comparara con los criterios de aceptabilidad.

Sabiendo que el objetivo del presente estudio es comparar el comportamiento estructural mediante el empleo de dos tipos de diseños como son la de resistencia última y por capacidad, entonces analizaremos la edificación solo con un tipo de vector de carga equivalente a las fuerzas obtenidas del primer modo de vibración del periodo fundamental, asumiendo una distribución de forma triangular inversa. Estas cargas serán incrementadas monótonicamente por el programa hasta que el desplazamiento máximo sea excedido o presente mecanismo de falla no elásticos en la totalidad de sus elementos.

### **6.2.2 Nodo de control.**

El nodo de control es aquel que será monitoreado en cuanto a sus desplazamientos que presente, mediante el incremento de cargas laterales, por lo general se ubicará en el centro de masas del diafragma del piso superior de la edificación o en su defecto, cualquiera que pertenezca al diafragma rígido de ese piso. Por consideraciones específicas del estudio, en el cual solo analizaremos un pórtico de la edificación perteneciente al eje 3X, se escogerá como nodo de control al nodo superior derecho del pórtico con un desplazamiento de control igual a 50 cm.

### **6.2.3 Obtención de la curva de capacidad o Pushover.**

Una curva de capacidad se define como la relación entre la resistencia a la carga lateral de una estructura y su desplazamiento lateral, cuyo objetivo principal es de cuantificar la capacidad de la estructura para absorber una acción lateral como es el caso de un sismo que será incrementada progresivamente.

Uno de los parámetros tomados en cuenta para la obtención de la curva de capacidad fue la consideración de las rigideces efectivas, las mismas que se usaron para el diseño de la estructura

en forma global, también se consideró las limitaciones propuestas por el FEMA para las propiedades de las rotulas plásticas dependiendo del elemento estructural.

Todas estas solicitaciones se asignaron en el modelado del programa SAP 2000, para obtener mediante “pasos” las formaciones de las rotulas plásticas y así mostrarnos la curva de capacidad de la estructura, en caso nuestro del prototipo de evaluación que es el pórtico del eje 3X. Esta curva de capacidad será calculada para los dos tipos de diseños anteriormente desarrollados como son el diseño por capacidad y el diseño por resistencia última, las cuales serán evaluadas según el refuerzo de aceros obtenidos, mostrados en el capítulo anterior.

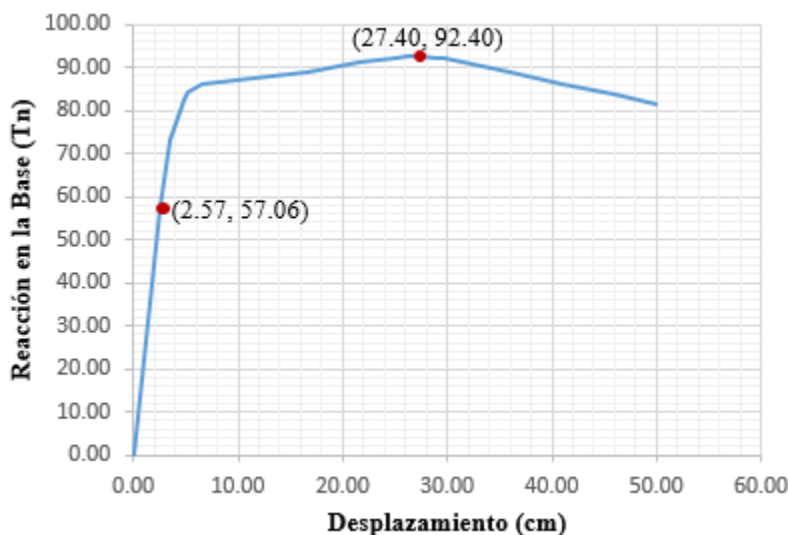


Figura 39: Curva de capacidad para el diseño por resistencia

De acuerdo con el análisis Pushover se encuentra que la curva de capacidad para el diseño por resistencia presenta una linealidad en el comportamiento, hasta que se obtiene un cortante en la base de aproximadamente 57.06 Ton y un desplazamiento de 2.57 cm en el último nivel. A partir de este punto hacia adelante se da una pérdida de rigidez e incursión en la zona plástica de los elementos, es por ello que se aprecia un aumento de los desplazamientos a partir de un poco



incremento en el cortante de la base. La estructura alcanza su capacidad última cuando alcanza un desplazamiento de 27.40 cm y un cortante de 92.40 Ton, es decir la estructura entra al colapso tal como se visualizará más adelante en los mecanismos de falla de la estructura.

A continuación, se muestra la curva de capacidad para el diseño por capacidad:

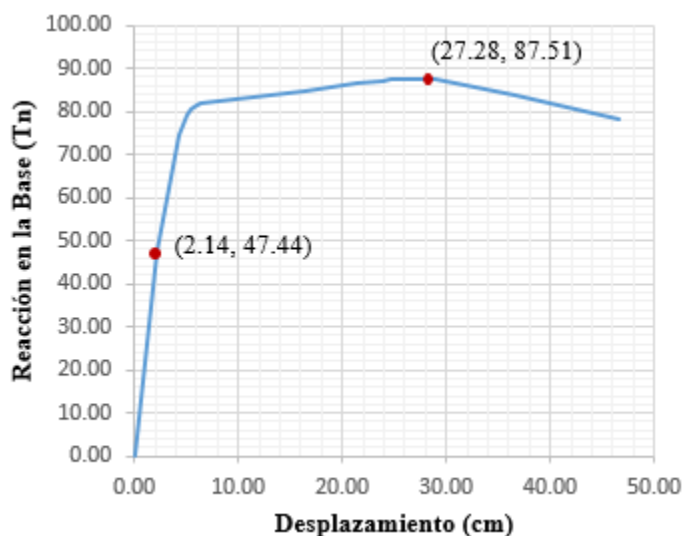


Figura 40: Curva de Capacidad para el diseño por capacidad.

Análogamente la curva de capacidad para el diseño por capacidad presenta una linealidad en el comportamiento, hasta que se obtiene un cortante en la base de aproximadamente 47.44 Ton y un desplazamiento de 2.14 cm en el último nivel. A partir de este punto hacia adelante se da una pérdida de rigidez e incursión en la zona plástica de los elementos. La estructura alcanza su capacidad última cuando alcanza un desplazamiento de 27.28 cm y un cortante de 87.51 Ton, es decir la estructura entra al colapso tal como se visualizara más adelante en los mecanismos de falla de la estructura.

#### 6.2.4 Conversión de la curva de capacidad a un espectro de capacidad.

Para poder hallar el punto de desempeño de una estructura es necesario saber el punto de intersección entre el espectro de capacidad y el espectro de demanda, donde ambos deberán estar representados en un mismo formato, como es el de aceleración espectral versus desplazamiento espectral.

Por eso es necesario convertir la curva de capacidad que se encuentra en función del cortante en la base y desplazamiento en el último nivel, a un espectro de capacidad utilizando recomendaciones propuestos en los códigos.

Para la conversión de la curva se utilizó el programa SAP 2000 aprovechando que todos los datos que nos proporcionan.

##### 6.2.4.1 Espectro de capacidad para el diseño por resistencia.

Para la conversión de la curva se utilizó el programa SAP 2000, aprovechando que todos los datos que definirán al espectro de capacidad, nos lo pueden proporcionar mediante el modelamiento estructural y análisis modal que realiza. A continuación, se muestran los parámetros requeridos:

Tabla 33: *Parámetros de conversión para el espectro de capacidad obtenidos del SAP 2000*

<i>Parámetro</i>	<i>Valor</i>
<i>Factor de participación modal (<math>PF_R</math>)</i>	1.399
<i>Coefficiente de masa modal efectiva (<math>\alpha_R</math>)</i>	0.837
<i>Peso total de la estructura (<math>W</math>)</i>	129028.89 Kg-f

*Fuente:* Elaboración propia

Para poder determinar el espectro de capacidad mediante los factores proporcionados anteriormente, haremos el uso de las siguientes expresiones:

$$Sa_i = \frac{V_i}{\alpha_R W}$$

$$Sd_i = \frac{D_i}{PF_R}$$

Donde  $V_i$  y  $D_i$  son los cortantes y desplazamientos respectivamente, mostrados en la curva de capacidad de la estructura.

A continuación, se muestra los valores de conversión para el espectro de capacidad del diseño por resistencia:

Tabla 34: *Valores del espectro de respuesta (Sa vs Sd) para el diseño por resistencia..*

<i>Desplazamiento Sd (cm)</i>	<i>Aceleración Sa (g)</i>
0.00	0.0000
1.84	0.5284
2.55	0.6774
3.40	0.7627
3.67	0.7797
4.71	0.7963
8.28	0.8110
11.86	0.8249
15.43	0.8427
17.94	0.8543
18.71	0.8557
19.13	0.8556
19.59	0.8556
20.73	0.8540
21.20	0.8530
25.73	0.8236
29.30	0.7992
32.88	0.7747
35.74	0.7551

*Fuente:* Elaboración propia

Graficando los datos de la tabla anterior se tiene lo siguiente:

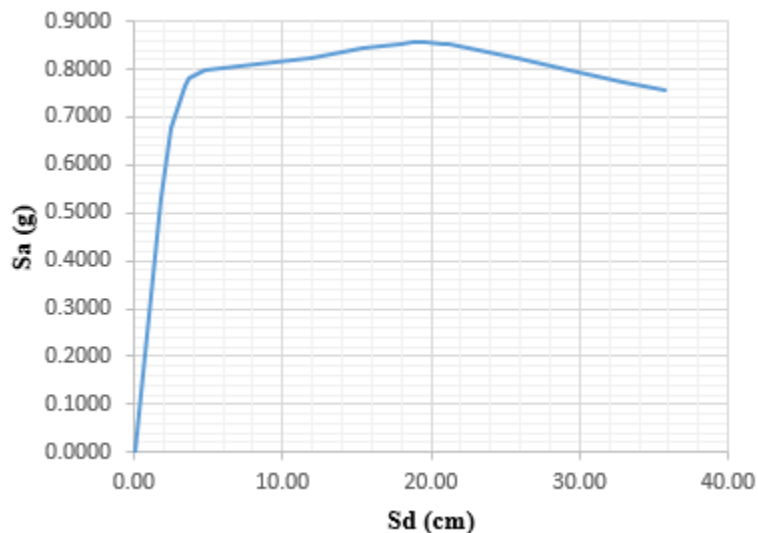


Figura 41: Espectro de capacidad - Diseño por resistencia.

Como se puede apreciar los desplazamientos se redujeron por motivo a la amplitud de modo que presenta la estructura.

#### 6.2.4.2 Espectro de capacidad para el diseño por capacidad.

De la misma manera que la forma anterior se procederá a realizar la conversión para el diseño por capacidad. A continuación, se muestra los parámetros de cálculo proporcionado por el programa SAP 2000:

Tabla 35: Parámetros de conversión para el espectro de capacidad obtenidos del SAP 2000

<i>Parámetro</i>	<i>Valor</i>
<i>Factor de participación modal (<math>PF_R</math>)</i>	1.399
<i>Coefficiente de masa modal efectiva (<math>\alpha_R</math>)</i>	0.837
<i>Peso total de la estructura (<math>W</math>)</i>	129028.89 Kg-f

Fuente: Elaboración propia

Efectuando las fórmulas de conversión descritas en la sección anterior, obtenemos los siguientes valores para el diseño por capacidad:

Tabla 36: *Valores del espectro de respuesta ( $S_a$  vs  $S_d$ ) para el diseño por capacidad.*

<i>Desplazamiento <math>S_d</math> (cm)</i>	<i>Aceleración <math>S_a</math> (g)</i>
0.00	0.0000
1.53	0.4393
3.07	0.6875
3.63	0.7338
3.92	0.7463
4.26	0.7525
4.62	0.7569
8.20	0.7700
11.77	0.7828
15.35	0.7993
17.07	0.8077
17.64	0.8091
18.78	0.8104
19.50	0.8103
20.62	0.8086
22.10	0.8031
26.09	0.7746
29.67	0.7488
33.24	0.7231
35.74	0.7051

*Fuente:* Elaboración propia.

Graficando los datos de la tabla anterior se tiene lo siguiente:

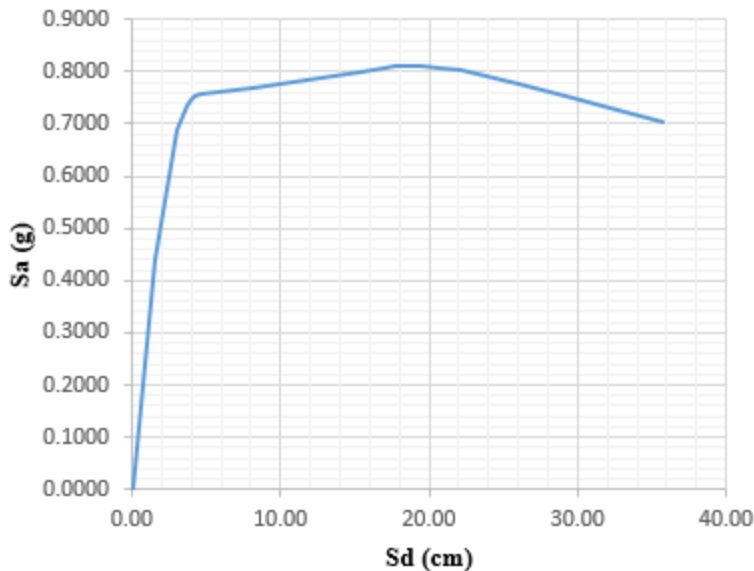


Figura 42: Espectro de capacidad - Diseño por capacidad

### 6.2.5 Conversión del espectro sísmico de la norma peruana E-0.30 a un espectro de demanda según cada nivel de daño.

En la norma peruana sismorresistente E-030, nos establece usar el espectro de aceleración inelástico considerando un factor de reducción  $R$  que depende del tipo de estructuración de la edificación, sin embargo según los códigos de diseño basado en el desempeño sísmico, nos recomiendan utilizar un espectro inelástico a partir de una reducción del espectro elástico, pero mediante un amortiguamiento hysterético efectivo  $\beta_{eff}$ , que reemplaza los efectos de la disipación de energía hysterética del sistema inelástico.

Por lo tanto, al espectro de diseño elástico que adoptaremos de nuestra norma peruana E-0.30, no se le aplicará el factor de reducción  $R$ , y la conversión a un espectro inelástico será mediante el método de linealización equivalente propuesto por el FEMA 440.

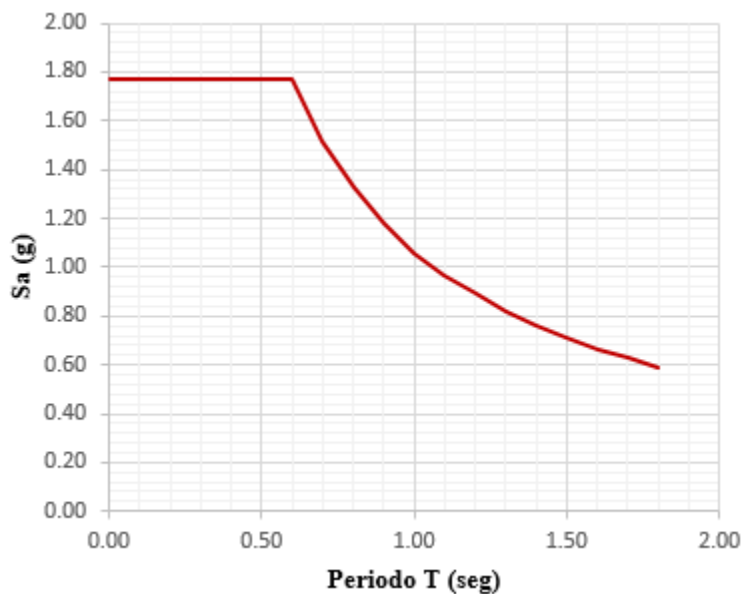


Figura 43: Espectro de Pseudo-Aceleración elástico según Norma E-0.30

Para la evaluación de la estructura, el FEMA recomienda evaluarlos mediante varios niveles de daño y para ello propone cuatro niveles sísmicos (frecuente, ocasional, raro y muy raro), las cuales se han adoptado factores basados en investigaciones sísmicas desarrollados en nuestro país, para definir cada nivel de sismo. Se ha considerado al sismo de la norma peruana como un sismo de nivel raro, puesto que la probabilidad de excedencia sísmica que se considera se adapta para ese periodo de retorno.

Tabla 37: *Parámetros para definir los niveles sísmicos*

<i>Sismo</i>	Nivel de Demanda
<b><i>Frecuente</i></b>	$S_{a1} = S_{ae} / 3$
<b><i>Ocasional</i></b>	$S_{a2} = 1.4S_{a1}$

<b>Raro</b>	$S_{a3} = S_{ae}$
<b>Muy Raro</b>	$S_{a4} = 1.3S_{ae}$

Fuente: Elaboración propia a partir de investigaciones peruanas.

A continuación, se muestra las diferentes aceleraciones espectrales para cada nivel de sismo, a partir de los parámetros de nuestra norma peruana:

Tabla 38: *Espectro sísmico de aceleraciones según niveles sísmicos*

<i>Espectro Sísmico de Aceleración elástica según Norma E-0.30</i>			<b>Aceleración Espectral según Niveles de Sismo</b>			
<i>T (s)</i>	<b>C</b>	<b>S<sub>ae</sub></b>	<b>Frecuente S<sub>a1</sub></b>	<b>Ocasional S<sub>a2</sub></b>	<b>Raro S<sub>a3</sub></b>	<b>Muy Raro S<sub>a4</sub></b>
<b>0.00</b>	2.50	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
<b>0.10</b>	2.50	1.7700	0.5900	0.8260	1.7700	2.3010
<b>0.20</b>	2.50	1.7700	0.5900	0.8260	1.7700	2.3010
<b>0.30</b>	2.50	1.7700	0.5900	0.8260	1.7700	2.3010
<b>0.40</b>	2.50	1.7700	0.5900	0.8260	1.7700	2.3010
<b>0.50</b>	2.50	1.7700	0.5900	0.8260	1.7700	2.3010
<b>0.60</b>	2.50	1.7700	0.5900	0.8260	1.7700	2.3010
<b>0.70</b>	2.14	1.5200	0.5067	0.7093	1.5200	1.9760
<b>0.80</b>	1.88	1.3300	0.4433	0.6207	1.3300	1.7290
<b>0.90</b>	1.67	1.1800	0.3933	0.5507	1.1800	1.5340
<b>1.00</b>	1.50	1.0600	0.3533	0.4947	1.0600	1.3780
<b>1.10</b>	1.36	0.9700	0.3233	0.4527	0.9700	1.2610
<b>1.20</b>	1.25	0.8900	0.2967	0.4153	0.8900	1.1570
<b>1.30</b>	1.15	0.8200	0.2733	0.3827	0.8200	1.0660
<b>1.40</b>	1.07	0.7600	0.2533	0.3547	0.7600	0.9880
<b>1.50</b>	1.00	0.7100	0.2367	0.3313	0.7100	0.9230
<b>1.60</b>	0.94	0.6600	0.2200	0.3080	0.6600	0.8580
<b>1.70</b>	0.88	0.6300	0.2100	0.2940	0.6300	0.8190
<b>1.80</b>	0.83	0.5900	0.1967	0.2753	0.5900	0.7670
<b>1.90</b>	0.79	0.5600	0.1867	0.2613	0.5600	0.7280
<b>2.00</b>	0.75	0.5300	0.1767	0.2473	0.5300	0.6890
<b>2.10</b>	0.68	0.4800	0.1600	0.2240	0.4800	0.6240
<b>2.20</b>	0.62	0.4400	0.1467	0.2053	0.4400	0.5720
<b>2.30</b>	0.57	0.4000	0.1333	0.1867	0.4000	0.5200
<b>2.40</b>	0.52	0.3700	0.1233	0.1727	0.3700	0.4810



<i>Espectro Sísmico de Aceleración elástico según Norma E-0.30</i>			<b>Aceleración Espectral según Niveles de Sismo</b>			
<i>T (s)</i>	<b>C</b>	<b>Sae</b>	<b>Frecuente Sa1</b>	<b>Ocasional Sa2</b>	<b>Raro Sa3</b>	<b>Muy Raro Sa4</b>
<b>2.50</b>	0.48	0.3400	0.1133	0.1587	0.3400	0.4420

*Fuente:* Elaboración propia.

Así como se convirtió la curva de capacidad en un espectro de capacidad, también se deberá hacer lo mismo con el espectro sísmico y así obtener el espectro de demanda, representándolo en un formato ADRS ( $S_a$  vs  $S_d$ ). La ventaja de este formato es que la capacidad y demanda puedan superponerse en el mismo diagrama, permitiendo una solución gráfica del nivel de desempeño de la estructura.

Como ya se tiene las aceleraciones espectrales para cada nivel de sismo, solo queda convertir el periodo ( $T$ ) en espectro de desplazamiento ( $S_d$ ) usando la siguiente expresión:

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a$$

A continuación, se muestra los espectros de desplazamientos calculados:

Tabla 39: *Espectro de desplazamiento según niveles de sismo*

<b><i>T (s)</i></b>	<b>Frecuente Sd1</b>	<b>Ocasional Sd2</b>	<b>Raro Sd3</b>	<b>Muy Raro Sd4</b>
<b>0.00</b>	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
<b>0.10</b>	0.0149	0.0209	0.0448	0.0583
<b>0.20</b>	0.0598	0.0837	0.1793	0.2331
<b>0.30</b>	0.1345	0.1883	0.4035	0.5246
<b>0.40</b>	0.2391	0.3348	0.7174	0.9326
<b>0.50</b>	0.3736	0.5231	1.1209	1.4571
<b>0.60</b>	0.5380	0.7532	1.6140	2.0983
<b>0.70</b>	0.6289	0.8804	1.8866	2.4526
<b>0.80</b>	0.7187	1.0062	2.1561	2.8029
<b>0.90</b>	0.8070	1.1298	2.4211	3.1474

$T$ (s)	Frecuente	Ocasional	Raro	Muy Raro
	Sd1	Sd2	Sd3	Sd4
<b>1.00</b>	0.8950	1.2530	2.6850	3.4905
<b>1.10</b>	0.9910	1.3874	2.9730	3.8649
<b>1.20</b>	1.0821	1.5150	3.2463	4.2202
<b>1.30</b>	1.1701	1.6381	3.5103	4.5634
<b>1.40</b>	1.2577	1.7608	3.7732	4.9052
<b>1.50</b>	1.3488	1.8884	4.0465	5.2605
<b>1.60</b>	1.4266	1.9972	4.2798	5.5637
<b>1.70</b>	1.5373	2.1522	4.6119	5.9955
<b>1.80</b>	1.6140	2.2597	4.8421	6.2948
<b>1.90</b>	1.7069	2.3897	5.1208	6.6570
<b>2.00</b>	1.7900	2.5060	5.3700	6.9810
<b>2.10</b>	1.7873	2.5022	5.3619	6.9705
<b>2.20</b>	1.7981	2.5174	5.3943	7.0126
<b>2.30</b>	1.7866	2.5013	5.3599	6.9679
<b>2.40</b>	1.7995	2.5192	5.3984	7.0179
<b>2.50</b>	1.7942	2.5119	5.3827	6.9975

Fuente: Elaboración propia.

Graficando los datos de los espectros de las aceleraciones y desplazamiento, se obtiene lo siguiente:

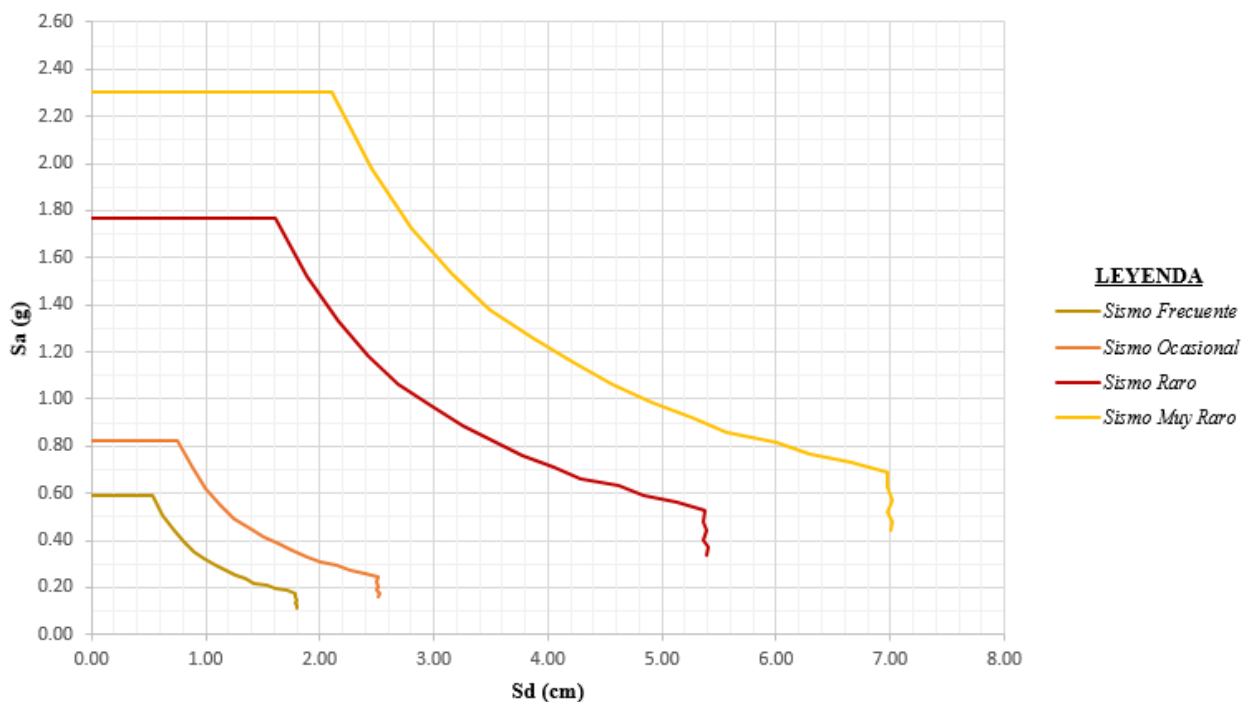


Figura 44: Espectro de demanda según los niveles de sismo.

### 6.2.6 Reducción del espectro de demanda.

Así como se mencionó en la sección anterior, el espectro elástico se deberá reducir a un inelástico mediante un factor que en este caso es el amortiguamiento efectivo. Para esto la metodología propuesta por el FEMA 440, es la linealización equivalente, en la cual busca que la deformación inelástica máxima de un sistema no lineal, pueda ser aproximada desde la deformación de un sistema elástico lineal, ambos equivalentes de un grado de libertad.

El primer paso que se debe hacer es encontrar los puntos de fluencia y punto último, a partir de una representación bilineal de la curva de capacidad, para posteriormente aplicar las fórmulas de conversión.

#### 6.2.6.1 Factor de reducción para el diseño por resistencia.

La representación bilineal de la curva capacidad, nos revelan dos puntos muy importantes: el primer punto es el desplazamiento ultimo ( $D_u$ ) y su correspondiente cortante basal ( $V_u$ ) en el momento que el primer elemento de la edificación haya alcanzado su resistencia máxima; el segundo punto es el desplazamiento de fluencia ( $D_y$ ) en el momento que se haya alcanzado la primera fluencia de un elemento estructural.

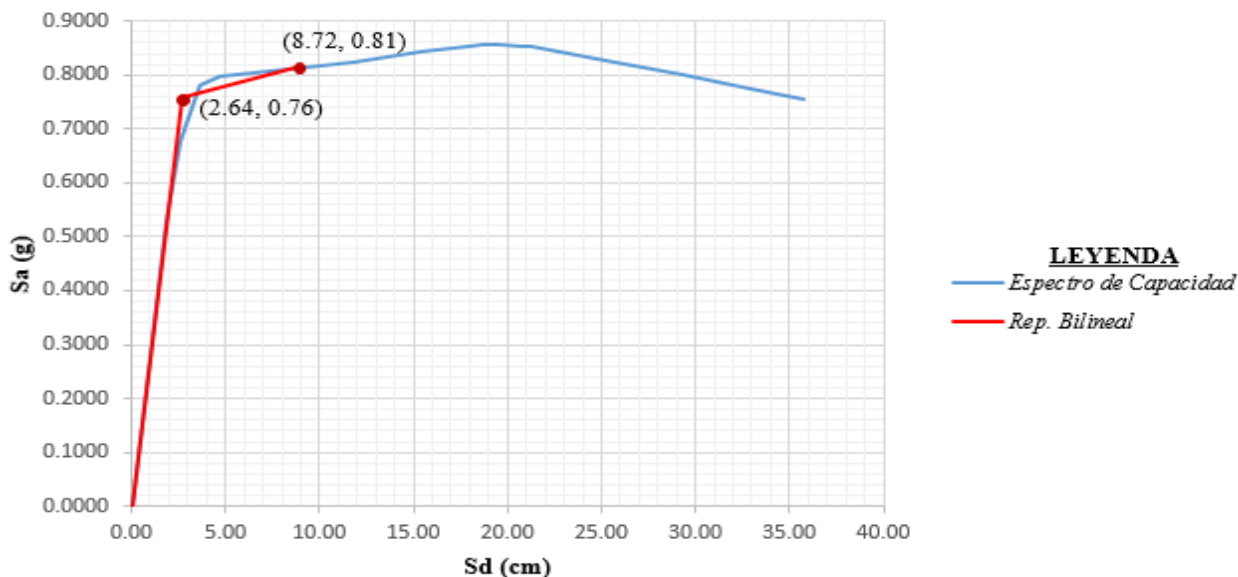


Figura 45: Representación bilineal del espectro de capacidad para un diseño por resistencia.

Del gráfico anterior se puede apreciar que de la representación bilineal se obtuvieron el punto de fluencia ( $D_y=2.64$  cm,  $A_y=0.76$  g) y punto de desempeño tentativo ( $D_u=8.72$  cm,  $A_u=0.81$  g).

Para hallar el amortiguamiento efectivo, se aplicó la fórmula de ductilidad:

$$\mu = \frac{D_u}{D_y}$$

Por lo tanto  $\mu=3.297$

El código FEMA 440, propone la siguiente ecuación para el amortiguamiento efectivo según la ductilidad hallada:

$$\text{Para } 1 < \mu < 4: \beta_{\text{eff}} = 4.9 (\mu - 1)^2 - 1.1 (\mu - 1)^3 + \beta_0$$

Entonces,  $\beta_{\text{eff}}=17.52\%$  con esto se halla el coeficiente de amortiguamiento B, aplicando:

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{\text{eff}}\%)}$$

Obteniendo  $B=1.46$ , posteriormente se pasará a reducir las aceleraciones espectrales elásticas dividiéndolas por este coeficiente calculado, teniendo la siguiente tabla de datos:

Tabla 40: *Aceleración espectral de demanda reducidos según metodología FEMA 440-Diseño por resistencia.*

<i>Frecuente</i> <b>Sa1</b>	<b>Ocasional</b> <b>Sa2</b>	<b>Raro</b> <b>Sa3</b>	<b>Muy Raro</b> <b>Sa4</b>
<b>0.4036</b>	0.5651	1.2109	1.5741
<b>0.4036</b>	0.5651	1.2109	1.5741
<b>0.4036</b>	0.5651	1.2109	1.5741
<b>0.4036</b>	0.5651	1.2109	1.5741
<b>0.4036</b>	0.5651	1.2109	1.5741
<b>0.4036</b>	0.5651	1.2109	1.5741
<b>0.4036</b>	0.5651	1.2109	1.5741
<b>0.3466</b>	0.4853	1.0399	1.3518
<b>0.3033</b>	0.4246	0.9099	1.1828
<b>0.2691</b>	0.3767	0.8073	1.0494
<b>0.2417</b>	0.3384	0.7252	0.9427
<b>0.2212</b>	0.3097	0.6636	0.8627
<b>0.2030</b>	0.2841	0.6089	0.7915

<i>Frecuente</i> <i>Sa1</i>	<i>Ocasional</i> <i>Sa2</i>	<i>Raro</i> <i>Sa3</i>	<i>Muy Raro</i> <i>Sa4</i>
<b>0.1870</b>	0.2618	0.5610	0.7293
<b>0.1733</b>	0.2426	0.5199	0.6759
<b>0.1619</b>	0.2267	0.4857	0.6314
<b>0.1505</b>	0.2107	0.4515	0.5870
<b>0.1437</b>	0.2011	0.4310	0.5603
<b>0.1345</b>	0.1884	0.4036	0.5247
<b>0.1277</b>	0.1788	0.3831	0.4980
<b>0.1209</b>	0.1692	0.3626	0.4714
<b>0.1095</b>	0.1532	0.3284	0.4269
<b>0.1003</b>	0.1405	0.3010	0.3913
<b>0.0912</b>	0.1277	0.2736	0.3557
<b>0.0844</b>	0.1181	0.2531	0.3291
<b>0.0775</b>	0.1085	0.2326	0.3024

Fuente: Elaboración propia.

De los valores obtenidos se obtiene el siguiente grafico por cada nivel de daño:

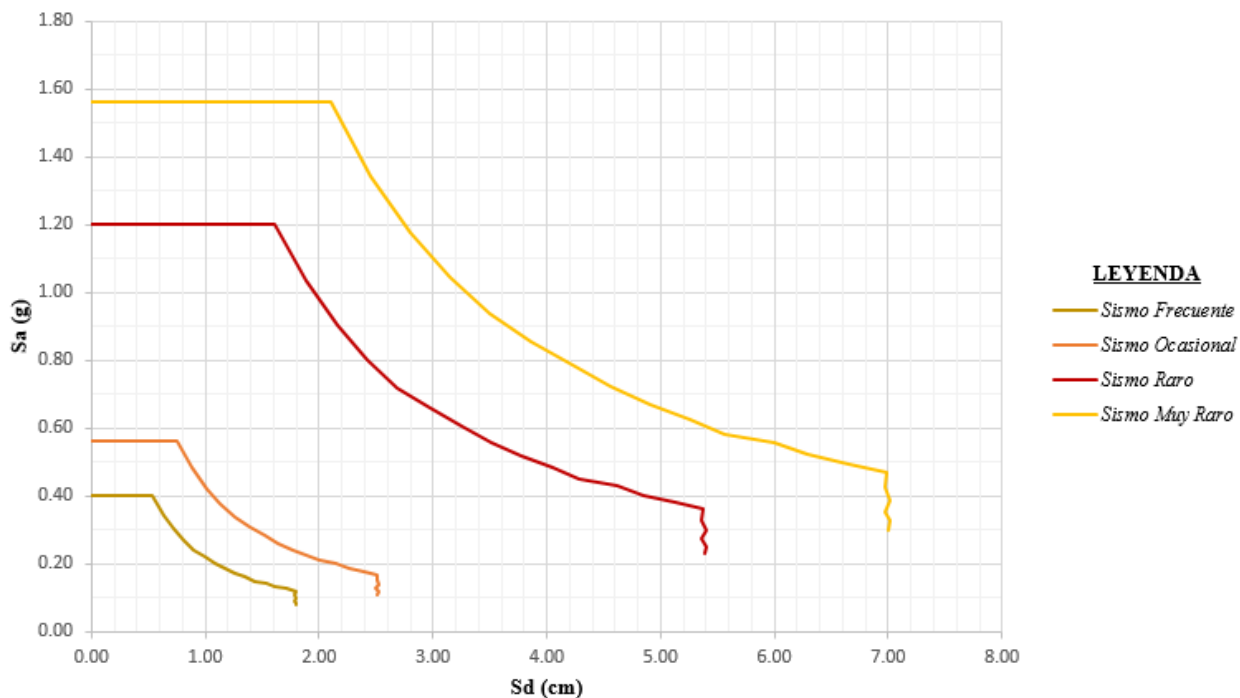


Figura 46: Espectro de demanda reducidos según nivel de daño para el diseño por resistencia.

### 6.2.6.2 Factor de reducción para el diseño por capacidad.

Realizando la iteración de los puntos límites del espectro de capacidad para el diseño por capacidad tenemos su representación bilineal que se muestra a continuación:

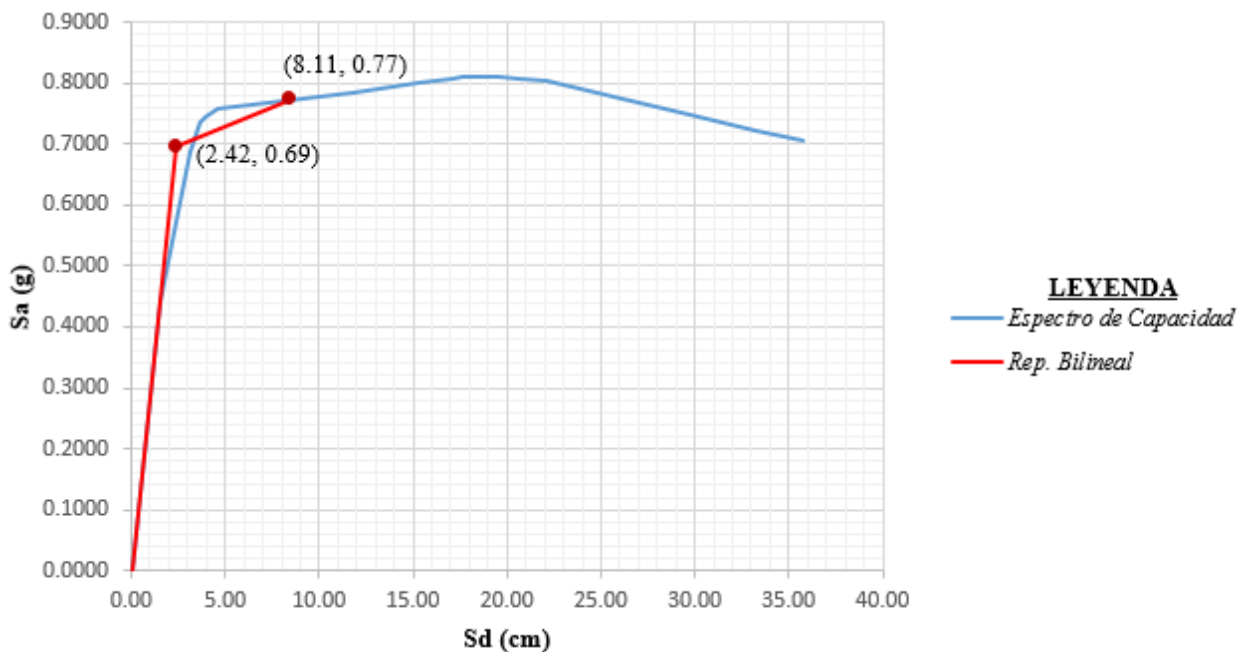


Figura 47: Representación bilineal del espectro de capacidad para un diseño por capacidad.

Del gráfico anterior se puede apreciar que de la representación bilineal se obtuvieron el punto de fluencia (\$D\_y=2.42\$ cm, \$A\_y=0.69\$ g) y punto de desempeño tentativo (\$D\_u=8.11\$ cm, \$A\_u=0.77\$ g).

Para hallar el amortiguamiento efectivo, se aplicó la fórmula de ductilidad:

$$\mu = \frac{D_u}{D_y}$$

Por lo tanto  $\mu=3.355$

El código FEMA 440, propone la siguiente ecuación para el amortiguamiento efectivo según la ductilidad hallada:

$$\text{Para } 1 < \mu < 4: \beta_{\text{eff}} = 4.9 (\mu - 1)^2 - 1.1 (\mu - 1)^3 + \beta_0$$

Entonces,  $\beta_{\text{eff}}=17.81\%$  con esto se halla el coeficiente de amortiguamiento B, aplicando:

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{\text{eff}}\%)}$$

Obteniendo  $B= 1.47$ , posteriormente se pasará a reducir las aceleraciones espectrales elásticas dividiéndolas por este coeficiente calculado, teniendo la siguiente tabla de datos:

Tabla 41: *Aceleración espectral de demanda reducidos según metodología FEMA 440 – Diseño por capacidad.*

<i>Frecuente</i>	<i>Ocasional</i>	<i>Raro</i>	<i>Muy Raro</i>
<i>Sa1</i>	<i>Sa2</i>	<i>Sa3</i>	<i>Sa4</i>
0.4012	0.5617	1.2037	1.5649
0.4012	0.5617	1.2037	1.5649
0.4012	0.5617	1.2037	1.5649
0.4012	0.5617	1.2037	1.5649
0.4012	0.5617	1.2037	1.5649
0.4012	0.5617	1.2037	1.5649
0.4012	0.5617	1.2037	1.5649
0.3446	0.4824	1.0337	1.3438
0.3015	0.4221	0.9045	1.1759
0.2675	0.3745	0.8025	1.0432
0.2403	0.3364	0.7209	0.9371
0.2199	0.3078	0.6597	0.8576
0.2018	0.2825	0.6053	0.7869
0.1859	0.2602	0.5577	0.7250
0.1723	0.2412	0.5169	0.6719
0.1610	0.2253	0.4829	0.6277
0.1496	0.2095	0.4489	0.5835
0.1428	0.1999	0.4284	0.5570
0.1337	0.1872	0.4012	0.5216
0.1269	0.1777	0.3808	0.4951
0.1201	0.1682	0.3604	0.4686
0.1088	0.1523	0.3264	0.4244
0.0997	0.1396	0.2992	0.3890
0.0907	0.1269	0.2720	0.3536
0.0839	0.1174	0.2516	0.3271
0.0771	0.1079	0.2312	0.3006

*Fuente:* Elaboración propia.

De los valores obtenidos se obtiene el siguiente grafico por cada nivel de daño:

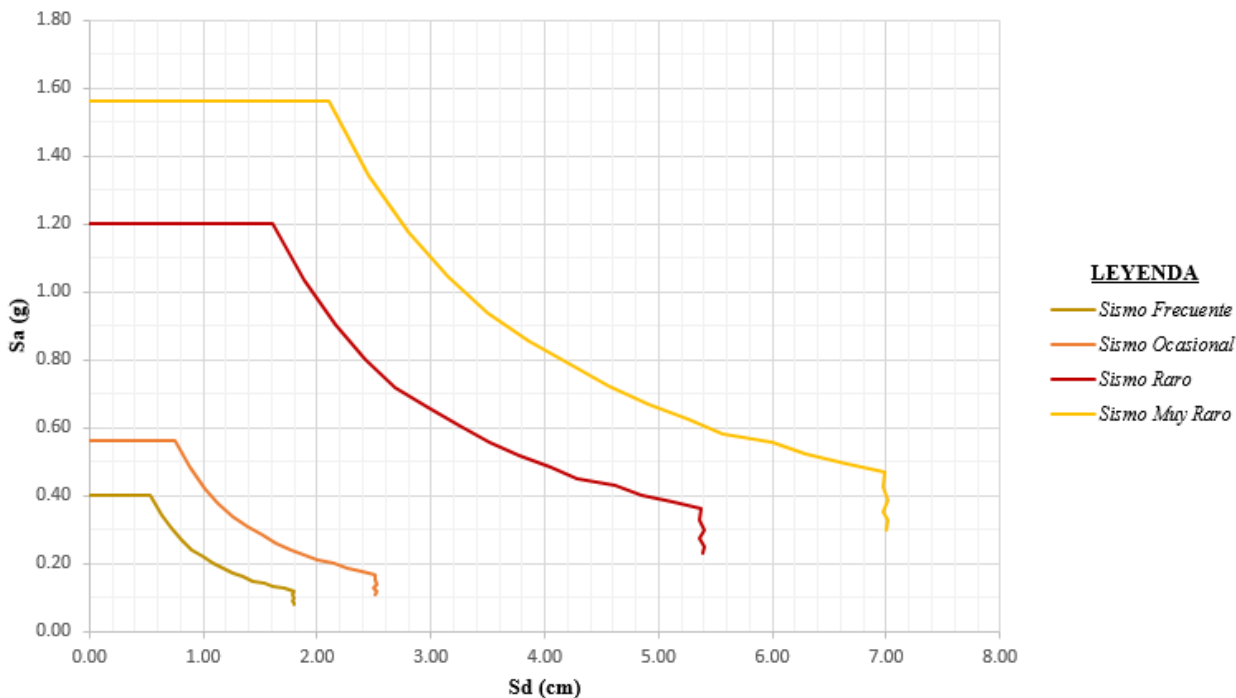


Figura 48: Espectro de demanda reducidos según nivel de daño para el diseño por capacidad.

Como se observa el factor de reducción entre los dos diseños evaluados difieren en 0.01, es decir es casi inconsiderable la variación del espectro de demanda entre los dos diseños por lo que podría considerarse la misma para ambos diseños.

### 6.2.7 Seccionamiento del espectro de capacidad según VISION 2000.

Una forma de evaluar el comportamiento de una estructura es a partir del seccionamiento de la curva de espectro de capacidad, la cual el comité VISION 2000, definió parámetros para seccionar la curva de espectro de capacidad en niveles de desempeño, esto a función de los desplazamientos de fluencia y desplazamiento último que nos describe la representación bilineal del espectro anteriormente visto.

A continuación, se muestran los parámetros de seccionamiento recomendados por el comité:



Tabla 42: *Parámetros de seccionamiento del espectro de capacidad.*

<b>Grado de daño</b>	<b>Definición</b>	<b>Desplazamiento espectral límite</b>
<b>0</b>	Sin Daño	$D < 0.7Dy$
<b>1</b>	Operación	$0.7Dy < D < 1.0Dy$
<b>2</b>	Ocupación Inmediata	$1.0Dy < D < 1.25Dy + 0.25Du$
<b>3</b>	Seguridad de Vida	$1.25Dy + 0.25Du < D < Du$
<b>4</b>	Prevención al Colapso	$Du < D$

Fuente: Adaptación de VISION 200.

### 6.2.7.1 *Seccionamiento del espectro de capacidad para el diseño por resistencia.*

De la representación bilineal del espectro de capacidad para el diseño por resistencia, habíamos obtenidos los desplazamientos límites, entre ellos teníamos al desplazamiento de fluencia ( $Dy=2.64$  cm) y al desplazamiento último ( $Du=8.72$  cm), con estos desplazamientos obtuvimos el rango de daño que se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 43: *Seccionamiento del espectro de capacidad para el diseño por resistencia.*

<b>Grado de daño</b>	<b>Definición</b>	<b>Desplazamiento espectral límite</b>
<b>0</b>	Sin Daño	$D < 1.85$
<b>1</b>	Operación	$1.85 < D < 2.64$
<b>2</b>	Ocupación Inmediata	$2.64 < D < 5.49$
<b>3</b>	Seguridad de Vida	$5.49 < D < 8.72$
<b>4</b>	Prevención al Colapso	$8.72 < D$

Fuente: Elaboración propia.

De los rangos mostrados en la tabla anterior, se realizará el gráfico con el seccionamiento en la curva de espectro de capacidad:

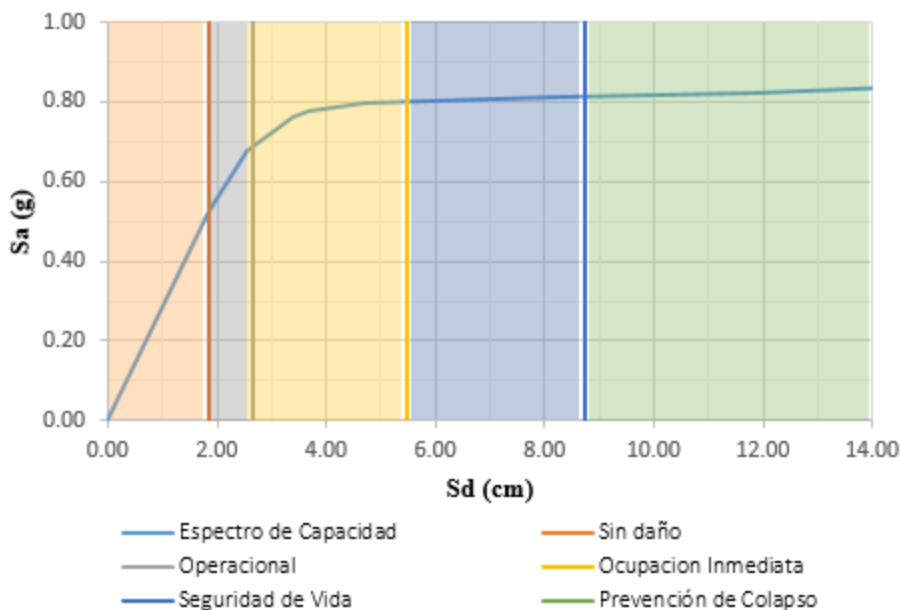


Figura 49: Niveles de desempeño en el espectro de capacidad para diseño por resistencia.

### 6.2.7.2 Seccionamiento del espectro de capacidad para el diseño por capacidad.

De la representación bilineal del espectro de capacidad para el diseño por capacidad, habíamos obtenidos los desplazamientos límites, entre ellos teníamos al desplazamiento de fluencia ( $D_y=2.42$  cm) y al desplazamiento último ( $D_u=8.11$  cm), con estos desplazamientos obtuvimos el rango de daño que se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 44: Seccionamiento del espectro de capacidad para el diseño por capacidad..

<b>Grado de daño</b>	<b>Definición</b>	<b>Desplazamiento espectral límite</b>
<b>0</b>	Sin Daño	$D < 1.69$
<b>1</b>	Operación	$1.69 < D < 2.42$
<b>2</b>	Ocupación Inmediata	$2.42 < D < 5.05$
<b>3</b>	Seguridad de Vida	$5.05 < D < 8.11$
<b>4</b>	Prevención al Colapso	$8.11 < D$

Fuente: Elaboración propia.

De los rangos mostrados en la tabla anterior, se realizará el gráfico con el seccionamiento en la curva de espectro de capacidad:

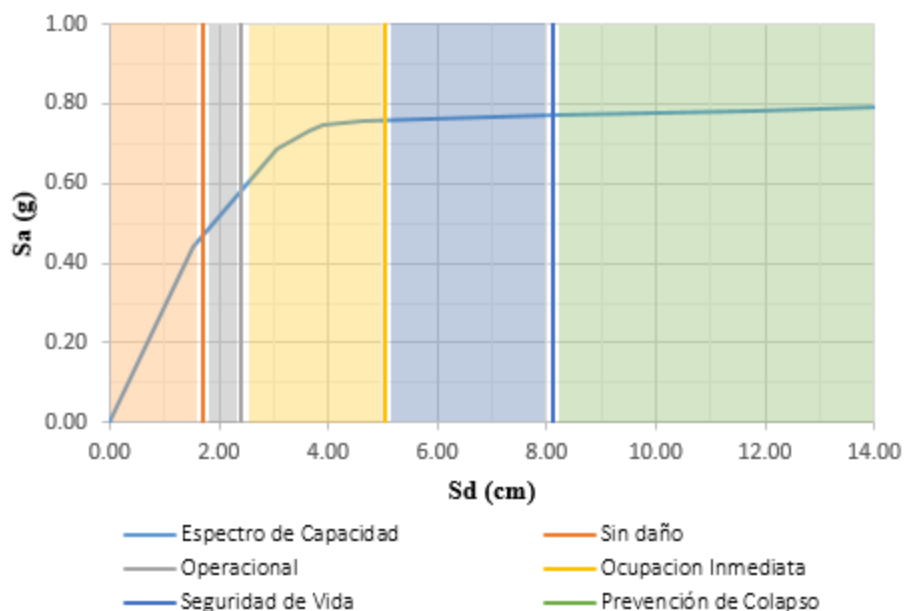


Figura 50: Niveles de desempeño en el espectro de capacidad para diseño por capacidad.

### 6.2.8 Respuesta del edificio ante los sismos de diseño

Después de haber realizado el seccionamiento de la curva de capacidad y la reducción del espectro de demanda, el siguiente paso es superponer los dos espectros y evaluar el punto y nivel de desempeño para cada nivel de sismo.

A continuación, mostraremos gráficamente el desempeño de la estructura tanto para el diseño por resistencia última como estipula nuestra norma peruana y el diseño por capacidad que consideran otros códigos internacionales de diseño.

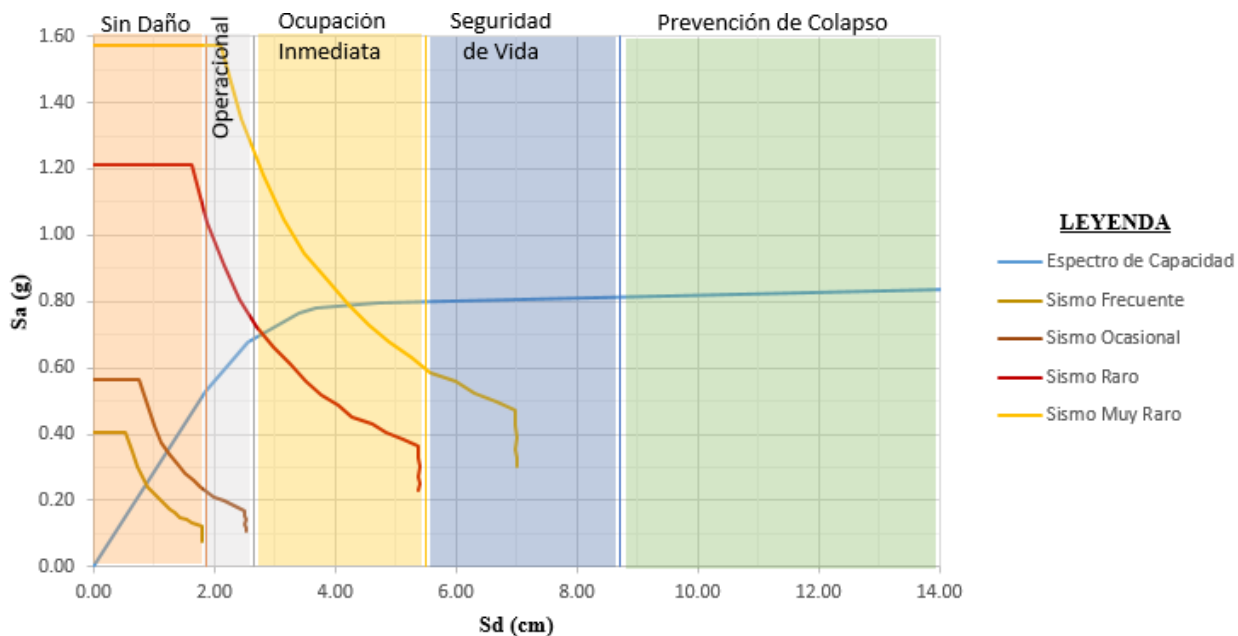


Figura 51: Punto y niveles de desempeño para el diseño por resistencia.

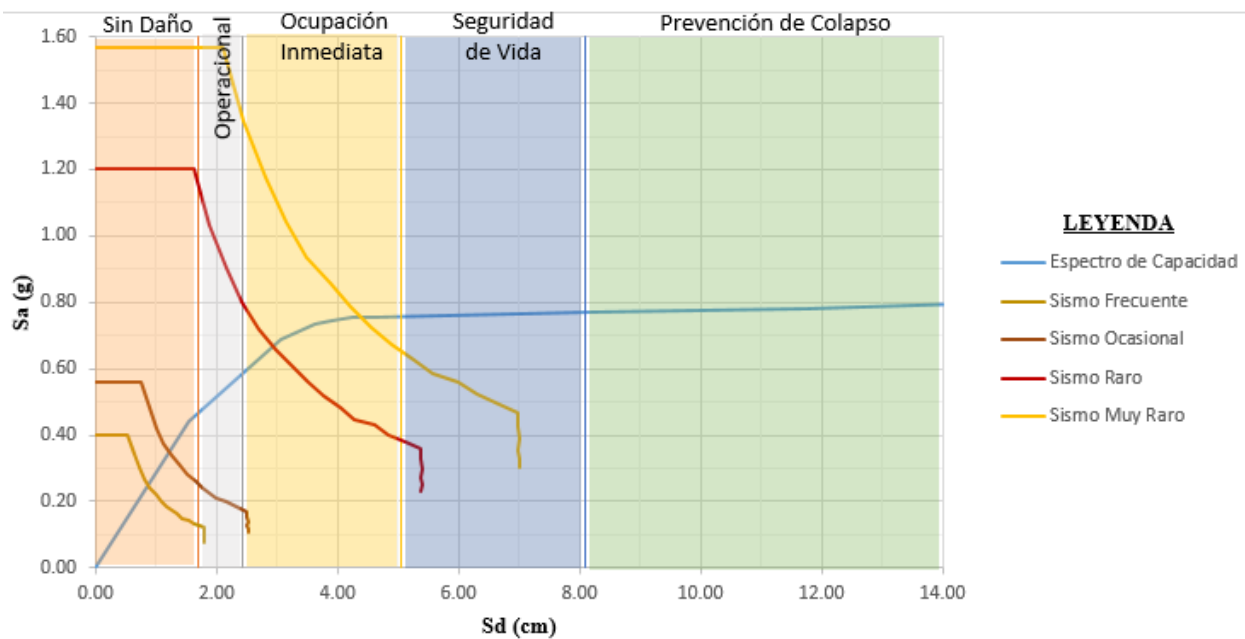


Figura 52: Punto y niveles de desempeño para el diseño por capacidad.

Tal como se muestra en la figura anterior, el nivel de desempeño para un sismo frecuente y ocasional, es de sin daño mientras que para un sismo raro y muy raro el desempeño es de ocupación inmediata.

Lo que se puede observar también es que, para los dos tipos de diseño evaluados, el desempeño es la misma por lo que más adelante se evaluara su nivel de aceptabilidad mediante la matriz de desempeño.

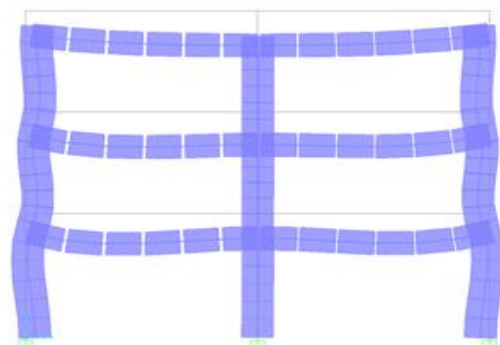
### **6.2.9 Mecanismo de falla de la estructura.**

Definimos al mecanismo de falla como aquel en que la estructura analizada posee, un número, posición y estado adecuado de rotulas plásticas en sus elementos estructurales y así pueda llevar al colapso total de la estructura.

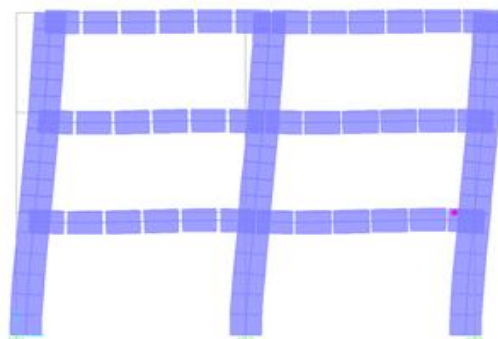
En el presente estudio se utilizó el programa SAP 2000 para poder visualizar el mecanismo de falla que se da en el pórtico evaluado para cada tipo de diseño. Cabe mencionar que las rotulas plásticas fueron asignadas a cada elemento estructural (vigas y columnas) a una distancia considerable de cada extremo, definiendo en el programa, el estado limite a sus propiedades plásticas a partir de valores que proponen los códigos de análisis no lineal. Para posteriormente ver en qué estado se van presentando, para cada estado de carga que se le va incursionando a la estructura hasta llevarlo al colapso.

#### ***6.2.9.1 Mecanismo de falla para el diseño por resistencia.***

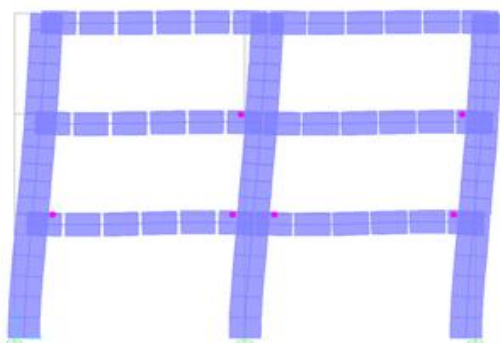
A continuación, se muestran cada secuencia de aparición de las rotulas definidas como “Pasos” en el programa, para el diseño por resistencia.



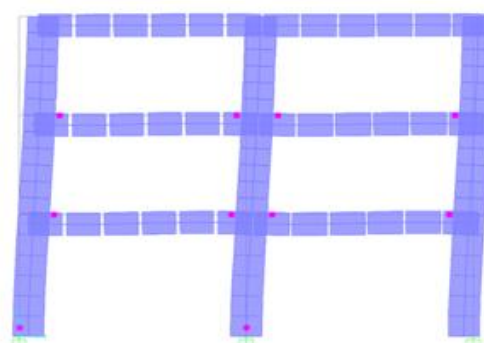
**Paso 0, V=0ton, D=0cm**



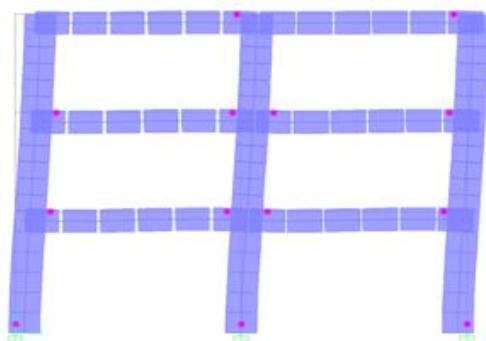
**Paso 1, V=57.06ton, D=2.57cm**



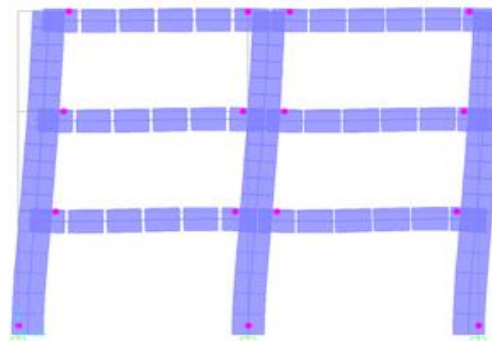
**Paso 2, V=73.15ton, D=3.57cm**



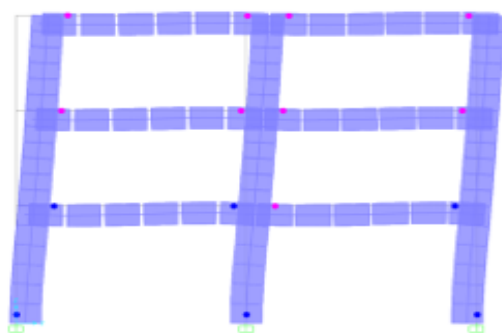
**Paso 3, V=82.37ton, D=4.75cm**



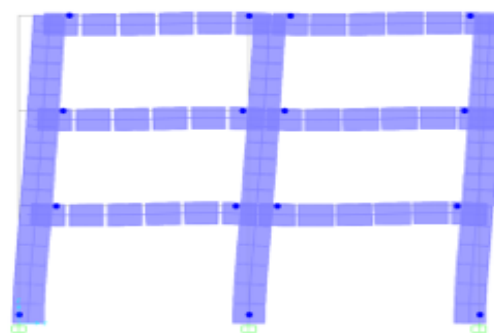
**Paso 4, V=84.20ton, D=5.14cm**



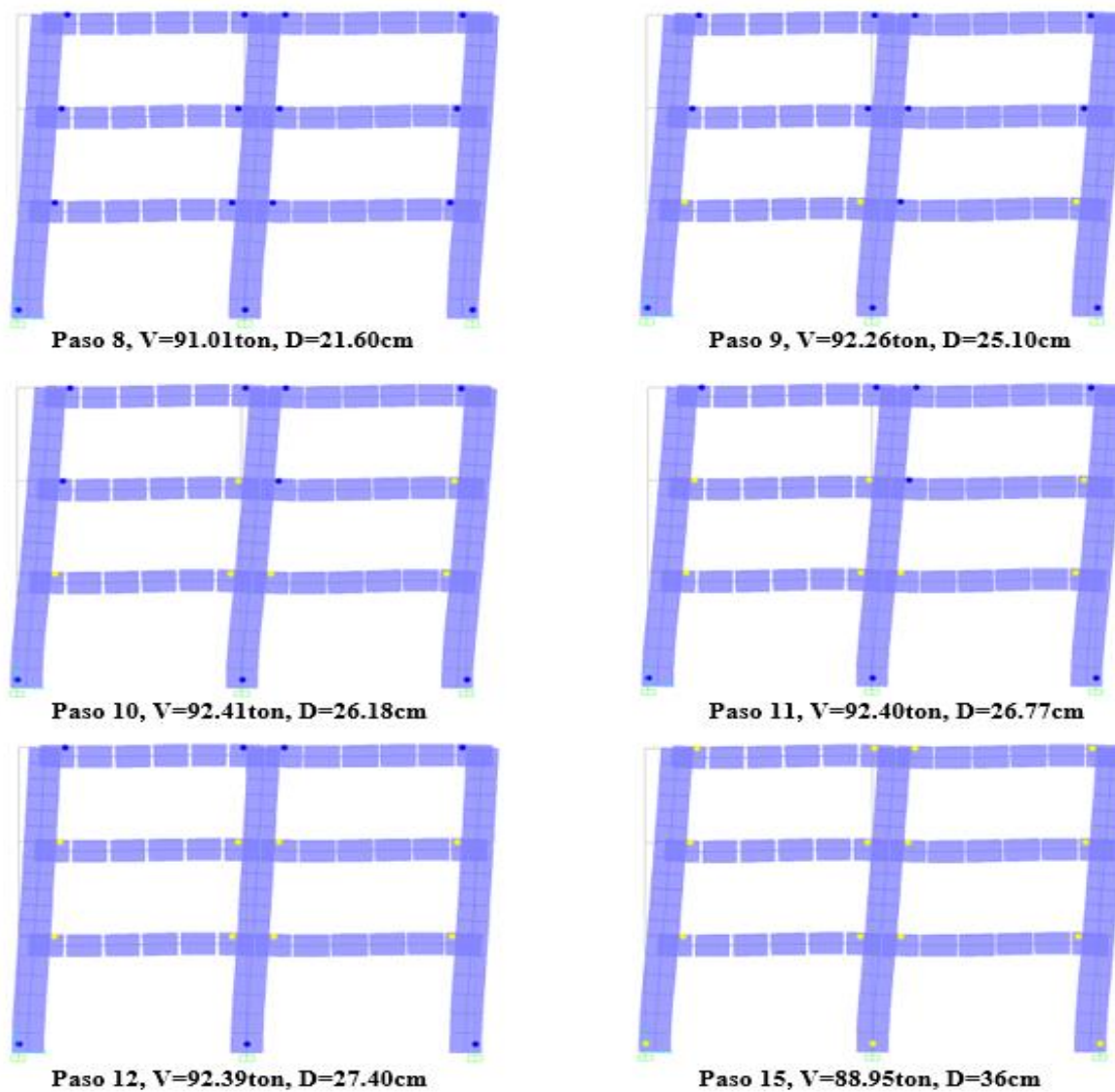
**Paso 5, V=86ton, D=6.60cm**



**Paso 6, V=87.58ton, D=11.60cm**



**Paso 7, V=89.08ton, D=16.60cm**



*Figura 53:* Mecanismos de falla que presenta el pórtico analizado, de la edificación mediante el programa SAP2000 en el diseño por resistencia.

De los mecanismos de falla mostrados podemos describir lo siguiente:

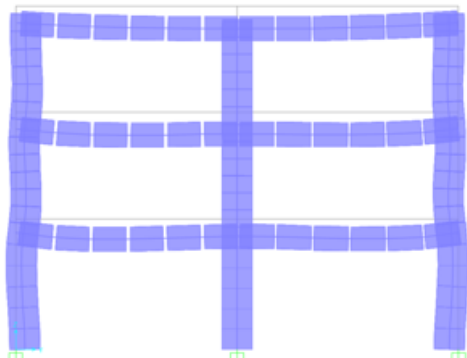
- Paso 0, no existe desplazamiento ni rotulas plásticas puesto que solo actúan cargas por gravedad sin considerar las cargas laterales incrementales.

- Paso 1 al 2, se producen las primeras formaciones de las rótulas plásticas en las vigas del primer y segundo piso, en un nivel del tipo “Ocupación Inmediata”, es decir que la edificación presenta daños leves y puede ser habitada inmediatamente.
- Paso 3 al 5, aparecen las rótulas en las bases de las columnas de empotramiento, las cuales actúan como disipadores de energías y no amenaza con daños estructurales considerables.
- Paso 6, se presentan las primeras rótulas plásticas en un nivel de aceptación del tipo “Seguridad de vida”, es decir que la edificación permanece estable y en pie, donde el riesgo de vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo.
- Paso 7 al 8, se presentaron el mecanismo de falla inelástica en toda la estructura del mismo nivel de aceptación que la anterior.
- Paso 9, aparece la primera rótula plástica con su máxima capacidad de resistencia a momento y límite rotacional en las vigas del primer piso, estas rotulas son del tipo “Prevención al colapso”, en las cuales nos dice que la edificación está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total.
- Paso 10 al 14, se siguen presentando las rotulas plásticas al límite rotacional, del mismo nivel que el anterior, en un sentido que va desde abajo hacia arriba de forma gradual.
- Paso 15, se podría decir que la estructura supero los niveles de aceptación de colapso donde todas las rótulas se encuentran exigidas a disipar los máximos momentos que pueden soportar para conservar sus propiedades, se podría decir que es inminente el colapso de la estructura.

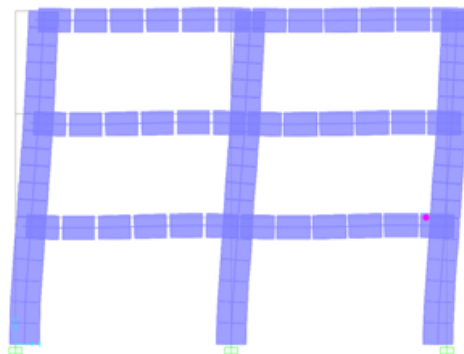


### 6.2.9.2 Mecanismo de falla para el diseño por capacidad.

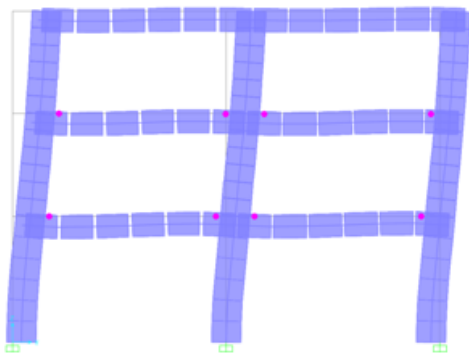
A continuación, se mostrarán los primeros mecanismos de falla que presenta el pórtico analizado de la edificación, mediante el programa SAP2000.



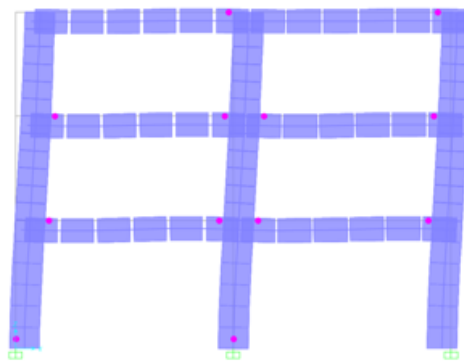
Paso 0, V=0ton, D=0cm



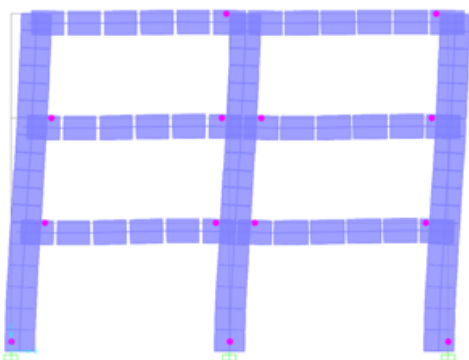
Paso 1, V=47.44ton, D=2.14cm



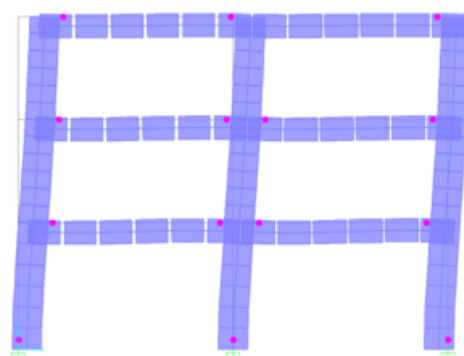
Paso 2, V=74.24ton, D=4.30cm



Paso 3, V=79.25ton, D=5.08cm



Paso 4, V=84.20ton, D=5.14cm



Paso 5, V=86ton, D=6.60cm

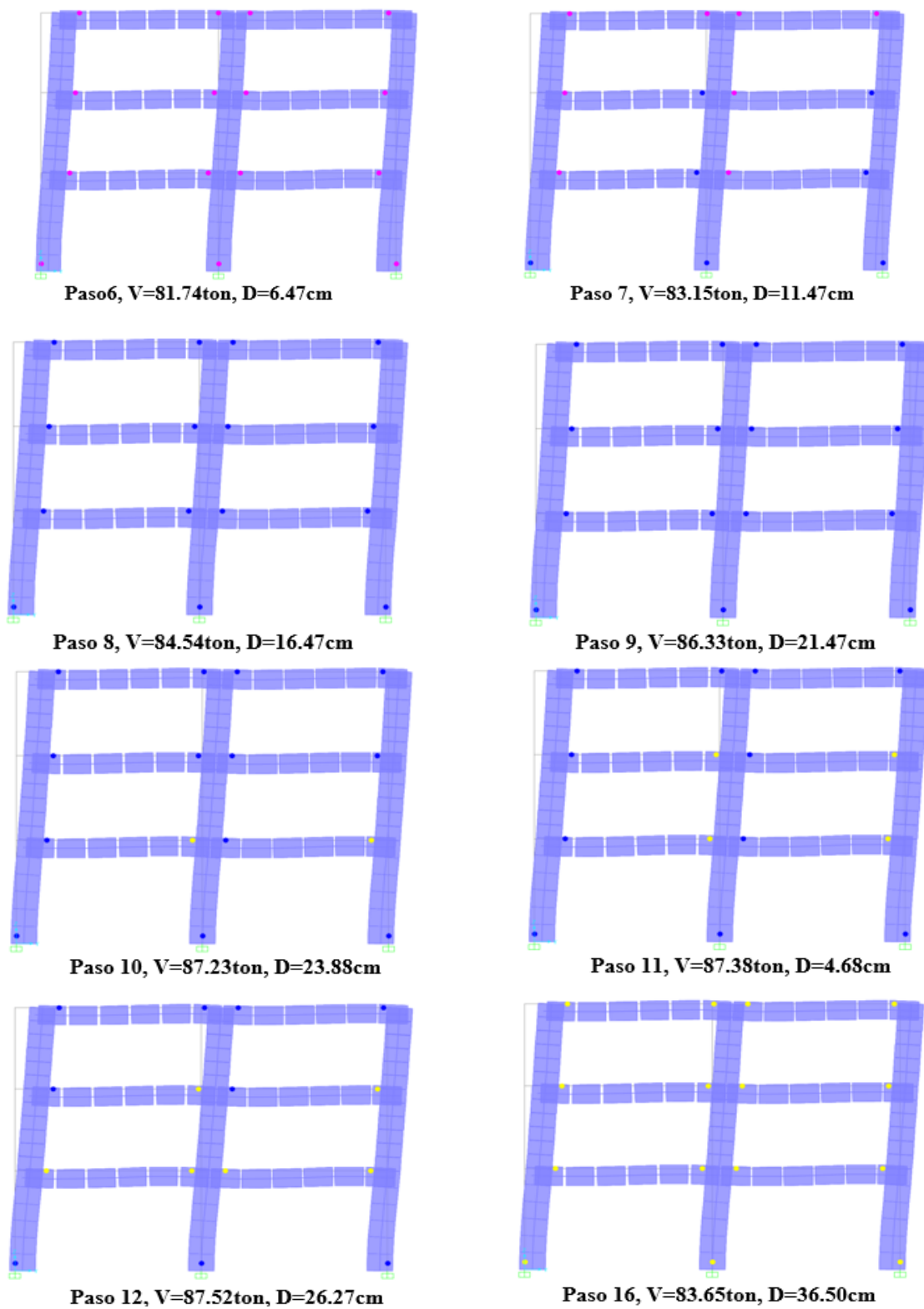


Figura 54: Mecanismos de falla que presenta el pórtico analizado, de la edificación mediante el programa SAP2000 en el diseño por capacidad.

De los mecanismos de falla mostrados podemos describir lo siguiente:

- Paso 0, no existe desplazamiento ni rotulas plásticas puesto que solo actúan cargas por gravedad sin considerar las cargas laterales incrementales.
- Paso 1 al 2, se producen las primeras formaciones de las rotulas plásticas en las vigas del primer y segundo piso, en un nivel del tipo “Ocupación Inmediata”, es decir que la edificación presenta daños leves y puede ser habitada inmediatamente.
- Paso 3 al 6, aparecen las rotulas en las bases de las columnas de empotramiento, las cuales actúan como disipadores de energías y no amenazan con daños estructurales considerables.
- Paso 7, se presentan las primeras rótulas plásticas en un nivel de aceptación del tipo “Seguridad de vida”, es decir que la edificación permanece estable y en pie, donde el riesgo de vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo.
- Paso 8 al 9, siguen presentándose el mecanismo de falla inelástica en toda la estructura del mismo nivel de aceptación que la anterior.
- Paso 10, aparece la primera rotula plástica con su máxima capacidad de resistencia a momento y limite rotacional en las vigas del primer piso, estas rotulas son del tipo “Prevención al colapso”, en las cuales nos dice que la edificación está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total.
- Paso 11 al 15, se siguen presentando las rotulas plásticas al límite rotacional, del mismo nivel que el anterior, en un sentido que va desde abajo hacia arriba de forma gradual.
- Paso 16, se podría decir que la estructura supero los niveles de aceptación de colapso donde todas las rótulas se encuentran exigidas a disipar los máximos momentos que

pueden soportar para conservar sus propiedades, se podría decir que es inminente el colapso de la estructura.

Como podemos apreciar de los mecanismos de falla mostrados para ambos diseños, la aparición de las rotulas plásticas se han ido presentado de forma progresiva en todas las vigas y no en las columnas (columna fuerte – viga débil), lo cual se podría decir que presentan un óptimo mecanismo de falla ya que no permite que se presente las fallas por piso blando que son destructivas en una edificación.

## Capítulo VII. Resultados y Discusión

### 7.1 Comparación del Área de Acero en las Vigas Diseñadas

En los siguientes cuadros se muestra el refuerzo longitudinal de las vigas correspondientes al pórtico 3X

Tabla 45: Comparación de las áreas de acero en el diseño por capacidad y el diseño por resistencia.

<i>Parámetros</i>				<b>Diseño por Capacidad</b>		<b>Diseño por Resistencia</b>	
<i>Viga</i>	Tramo	Apoyo	M	Cuantía	As (cm2)	Cuantía	As (cm2)
<b>V-101_3X</b>	1er Tramo	Izquierdo	M-	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	2 $\emptyset$ 3/4" + 3 $\emptyset$ 5/8"	11.64
			M+	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	5 $\emptyset$ 3/4" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90
		Centro	M+	2 $\emptyset$ 3/4" + 3 $\emptyset$ 5/8"	11.64	5 $\emptyset$ 3/4" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90
			M-	2 $\emptyset$ 3/4" + 3 $\emptyset$ 5/8"	11.64	3 $\emptyset$ 3/4" + 3 $\emptyset$ 5/8"	14.49
	2do Tramo	Derecho	M+	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90
			M-	2 $\emptyset$ 3/4" + 3 $\emptyset$ 5/8"	11.64	3 $\emptyset$ 3/4" + 3 $\emptyset$ 5/8"	14.49
		Izquierdo	M+	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90
			M-	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90
		Centro	M+	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90
			M-	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	2 $\emptyset$ 3/4" + 3 $\emptyset$ 5/8"	11.64
Derecho	M+	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90		
	M-	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90		
<b>V-201_3X</b>	1er Tramo	Izquierdo	M-	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	2 $\emptyset$ 3/4" + 3 $\emptyset$ 5/8"	11.64
			M+	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90
		Centro	M+	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90
			M-	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	3 $\emptyset$ 3/4" + 3 $\emptyset$ 5/8"	14.49
	2do Tramo	Derecho	M+	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90
			M-	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	3 $\emptyset$ 3/4" + 3 $\emptyset$ 5/8"	14.49
		Izquierdo	M+	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90
			M-	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90
		Centro	M+	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90
			M-	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	2 $\emptyset$ 3/4" + 3 $\emptyset$ 5/8"	11.64
Derecho	M+	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90		
	M-	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90		
<b>V-301_3X</b>	1er Tramo	Izquierdo	M-	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	11.64
			M+	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90
		Centro	M+	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90
			M-	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	14.49
		Derecho	M+	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90
			M-	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90	5 $\emptyset$ 5/8" + 0 $\emptyset$ 1/2"	9.90

<i>Parámetros</i>			<b>Diseño por Capacidad</b>			<b>Diseño por Resistencia</b>	
<i>Viga</i>	Tramo	Apoyo	M	Cuantía	As (cm <sup>2</sup> )	Cuantía	As (cm <sup>2</sup> )
	2do Tramo	Izquierdo	M-	5 ø 5/8" + 0 ø 1/2"	9.90	5 ø 5/8" + 0 ø 1/2"	14.49
			M+	5 ø 5/8" + 0 ø 1/2"	9.90	5 ø 5/8" + 0 ø 1/2"	9.90
		Centro	M+	5 ø 5/8" + 0 ø 1/2"	9.90	5 ø 5/8" + 0 ø 1/2"	9.90
			M-	5 ø 5/8" + 0 ø 1/2"	9.90	5 ø 5/8" + 0 ø 1/2"	11.64
		Derecho	M-	5 ø 5/8" + 0 ø 1/2"	9.90	5 ø 5/8" + 0 ø 1/2"	11.64
			M+	5 ø 5/8" + 0 ø 1/2"	9.90	5 ø 5/8" + 0 ø 1/2"	9.90

*Fuente:* Elaboración propia.

Después de haber diseñado las vigas del pórtico en el eje 3X por ambas metodologías de diseño, comparamos el ahorro de acero, mostrando la siguiente tabla:

Tabla 46: *Calculo de ahorro de cuantía de acero en secciones de vigas, para el diseño por capacidad y por resistencia.*

<i>VIGA</i>	Sección	<b>Sumatoria de cuantía de acero</b>		<b>% de acero ahorrado</b>	
		<b>Diseño por capacidad</b>	<b>Diseño por resistencia</b>		
<i>V-101_3X</i>	1er Tramo	Izquierdo	19.80	21.54	8.08
		Central	21.54	21.54	0.00
		Derecho	21.54	24.39	11.69
	2do Tramo	Izquierdo	21.54	24.39	11.69
		Central	19.80	21.54	8.08
		Derecho	19.80	21.54	8.08
<i>V-201_3X</i>	1er Tramo	Izquierdo	19.80	21.54	8.08
		Central	19.80	21.54	8.08
		Derecho	19.80	24.39	18.82
	2do Tramo	Izquierdo	19.80	24.39	18.82
		Central	19.80	21.54	8.08
		Derecho	19.80	21.54	8.08
<i>V-1301_3X</i>	1er Tramo	Izquierdo	19.80	21.54	8.08
		Central	19.80	21.54	8.08
		Derecho	19.80	24.39	18.82
	2do Tramo	Izquierdo	19.80	24.39	18.82
		Central	19.80	21.54	8.08
		Derecho	19.80	21.54	8.08

*Fuente:* Elaboración propia.

De las tablas comparativas mostradas podemos deducir lo siguiente:

- Todas las vigas del pórtico 3X de la edificación diseñadas por capacidad, requieren menor refuerzo negativo que si fueran diseñadas por resistencia, esto debido a la redistribución de momentos que se aplica para el “diseño por capacidad”.
- El ahorro de acero, tanto en las secciones extremas como en las centrales, es considerable con respecto a los dos tipos de diseños realizados. El diseño por capacidad debido a las redistribución de momentos nos permite ahorrar la cuantía de acero en un promedio de 10.45% frente al diseño por resistencia, teniendo en cuenta que el prototipo de evaluación tomada de la edificación es representado por el eje 3X, el ahorro de acero en términos económicos al nivel global de toda la edificación sería muy beneficioso ya que el acero y el concreto son los insumos que tienen mayor incidencia en el presupuesto de un proyecto de edificaciones como este caso.
- Tener en cuenta también que todas las vigas de la edificación, requieren mayor refuerzo transversal si estas son diseñadas por capacidad. Esto no se debe a la separación de refuerzo transversal, que es igual en ambos casos, sino al ancho de las vigas. De acuerdo a lo que indica el “diseño por capacidad”, las vigas del edificio en estudio de 40 cm de ancho requieren de doble estribo en la zona de ubicación de las rotulas plásticas.

## 7.2 Evaluación de la Matriz de Desempeño.

En los siguientes gráficos se muestra el nivel de daño para cada nivel de sismo en cada tipo de diseño evaluado, así como el punto de desempeño para un sismo raro, ya que es el tipo de sismo que se acerca a lo estipulado por la norma peruana.

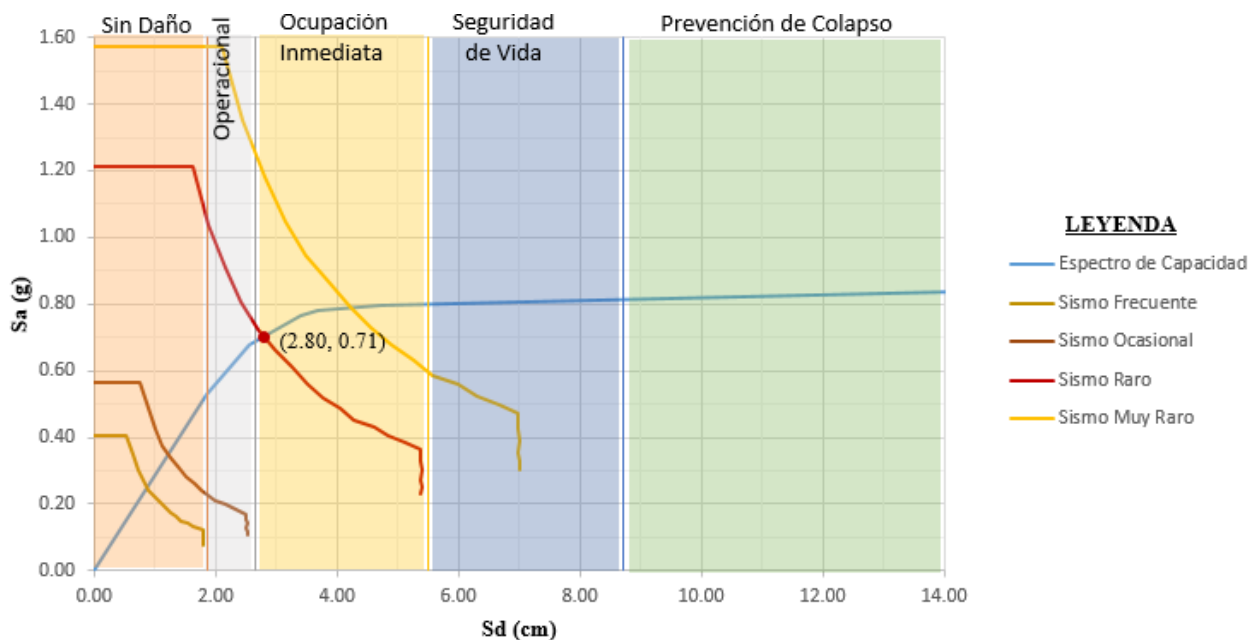


Figura 55: Nivel de daño y punto de desempeño - Diseño por resistencia.

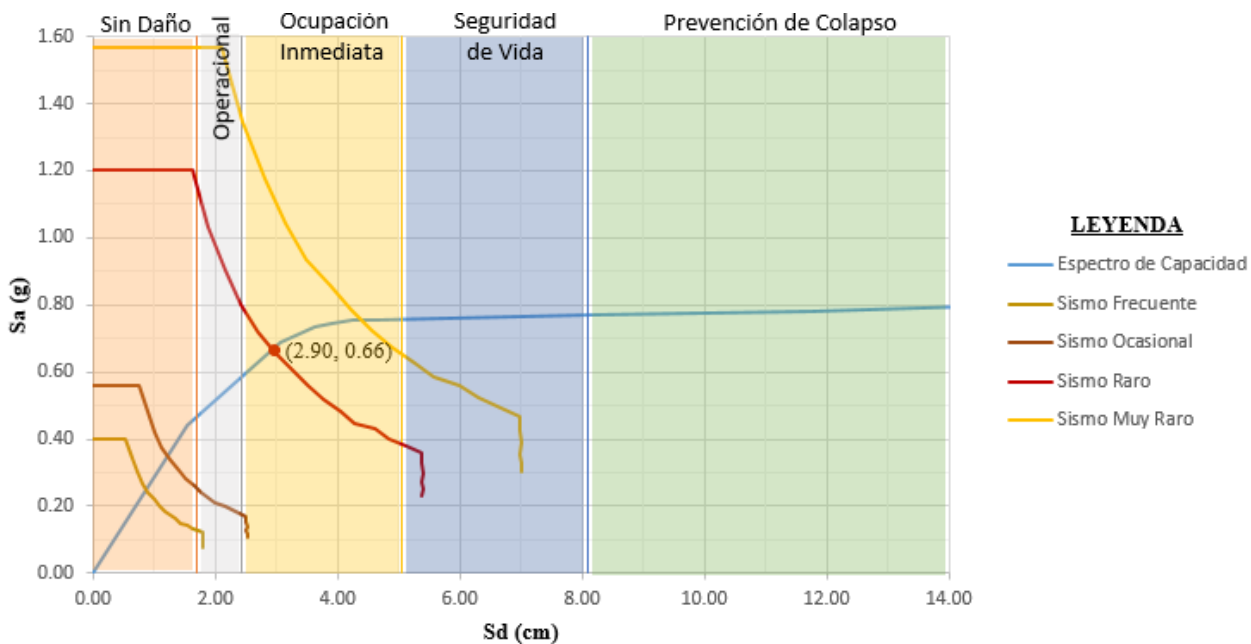


Figura 56: Nivel de daño y punto de desempeño - Diseño por capacidad.



El código FEMA 356 propone el uso de la matriz de desempeño para poder definir el comportamiento inelástico adecuado en función al tipo de edificación. En la siguiente tabla se muestra la matriz descrita:

Tabla 47: *Matriz de desempeño según FEMA.*

<i>Sismos de Diseño</i>	<b>Nivel de Amenaza Sísmica</b>	<b>Nivel de Desempeño de la Estructura</b>			
		Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención del Colapso
<i>Frecuente</i>	50% en 50 años	1	0	0	0
<i>Ocasional</i>	20% en 50 años	2	1	0	0
<i>Raro</i>	10% en 50 años	3	2	1	0
<i>Muy Raro</i>	2% en 50 años	4	3	2	1

*Fuente:* Fema 365.

En dicha tabla, los valores mostrados en los niveles de desempeño, depende de la categoría de edificaciones: (0) define un desempeño inaceptable; (1) para edificaciones básicas como viviendas y oficinas, (2) para edificaciones esenciales como hospitales, colegios, central de bomberos, destacamentos militares, (3) para edificaciones de seguridad crítica como plantas nucleares y plantas industriales.

Por tanto, considerando a la estructura como parte de una edificación del tipo esencial (2), observamos que para el sismo frecuente y ocasional tenemos un nivel de desempeño aceptable, puesto que se presenta sin daños y supera el rango máximo que se manifiesta en la matriz. Por otro lado, tenemos que para un sismo raro y muy raro el nivel de desempeño nos resulta de ocupación inmediata las cuales también cumplen con los requerimientos de la matriz.

De lo visto anteriormente podemos deducir que los dos diseños evaluados responden óptimamente en el mismo nivel de desempeño, las cuales nos describe que ambos métodos son

aceptables. La diferencia más notoria entre ambos métodos será cuando se evalúe su mecanismo de falla, puesto que la aparición de las rotulas plásticas definen el comportamiento de cada elemento estructural y con ello el acero asignado para los dos tipos de diseños.

### 7.3 Desplazamientos y Distorsiones Horizontales.

En la siguiente tabla se muestra los desplazamientos y distorsiones por piso, tanto para los dos tipos de diseños que fueron evaluados mediante el análisis estático no lineal, así como para el diseño dinámico lineal que establece nuestra norma. Es preciso mencionar que para la obtención de estos desplazamientos se consideró la rigidez efectiva o secciones agrietadas en los elementos estructurales del pórtico evaluado.

Tabla 48: *Desplazamientos y distorsiones por niveles para el diseño por resistencia y diseño por capacidad.*

Nivel	Altura hi (m)	Análisis dinámico lineal		Evaluación estático no lineal del diseño por resistencia última				Evaluación estático no lineal del diseño por capacidad			
		Desp. (cm)	Dist. (%)	Desplaz. en el punto de desempeño		Desplaz. máximo		Desplaz. en el punto de desempeño		Desplaz. Máximo	
				Desp. (cm)	Dist. (%)	Desp. (cm)	Dist. (%)	Desp. (cm)	Dist. (%)	Desp. (cm)	Dist. (%)
3	3.50	4.30	0.2055	11.6	0.9143	27.4	2.3286	11.47	0.9171	26.27	2.2457
2	3.50	3.58	0.4296	8.4	<b>1.1429</b>	19.25	<b>2.5743</b>	8.26	<b>1.1429</b>	18.41	<b>2.4857</b>
1	4.40	2.08	<b>0.4728</b>	4.4	1.0000	10.24	2.3273	4.26	0.9682	9.71	2.2068

Fuente: Elaboración propia.

A raíz de los resultados obtenidos mediante el análisis dinámico lineal y las evaluaciones realizadas a los dos tipos de diseños comparativos, podemos concluir que mediante los cálculos estáticos no lineales se obtienen desplazamientos más precisos y reales a los obtenidos mediante los métodos clásicos basados en fuerzas, esto debido a las limitaciones de comportamiento en las

cuales son analizadas cada una, mientras que a la primera se le permite solo comportamientos elásticos a la segunda se le permite superar esos límites llevando a la estructura a incursionar en comportamientos plásticos.

De los dos tipos de diseños evaluados, el diseño por capacidad es la que presenta menores desplazamientos con poca variación que el diseño por resistencia última, ratificando así una inclinación positiva para optar por este método de diseño.

Con respecto a las distorsiones de entrepiso obtenidas, se sabe que existen límites para cada tipo de análisis realizados. Para un análisis lineal nuestra norma nos recomienda que no se debería de superar el 0.7% de distorsión, las cuales se llega cumplir. Para un análisis no lineal existen investigaciones que proponen algunos límites de distorsión dependiendo el nivel de desempeño que se tiene de la estructura, para el caso nuestro optaremos por utilizar los límites que propone el FEMA 273, las cuales dice que para un nivel de desempeño del tipo Ocupación Inmediata se debe tener una máxima distorsión de 0.01, para un desempeño del tipo Seguridad de Vida el rango oscila entre 0.01 a 0.02 y para un nivel de desempeño del tipo Prevención del Colapso no se debería superar el 0.04 de distorsión. Considerando que el desempeño de la estructura evaluada es del tipo Ocupación Inmediata, se concluye que los dos tipos de diseños comparativos que se evaluó cumplen con la recomendación. Para las distorsiones en los desplazamientos máximos también se llega a cumplir con la solicitud de no superar el 0.04 en los dos diseños comparativos.

#### 7.4 Cortante Basal.

En la siguiente tabla se muestran los cortantes basales tanto para el análisis dinámico lineal como para las evaluaciones estáticas no lineales que se analizó por cada diseño comparativo:

Tabla 49: Cortantes basales obtenidos para el diseño por resistencia y por capacidad.

<i>Analisis dinámico lineal</i>	<b>Evaluación estático no lineal - Pushover</b>			
	<b>Diseño por resistencia última</b>		<b>Diseño por capacidad</b>	
<i>Cortante de diseño (Ton)</i>	Cortante en punto de desempeño (Ton)	Cortante máximo (Ton)	Cortante en punto de desempeño (Ton)	Cortante máximo (Ton)
<b>28.88</b>	87.58	92.40	83.15	87.52

Fuente: Elaboración propia.

Se observa una notoria variación entre la cortante basal obtenida por el cálculo dinámico lineal (cortante de diseño o proyecto) y los obtenidos mediante los cálculos no lineales (cortantes de evaluación), esto debido a las limitaciones de comportamiento con la que fueron analizadas, y por la existencia de una sobrerresistencia en la estructura que justifica tal capacidad de resistencia.

Por otro lado, respecto las evaluaciones comparativas que se realizaron entre el diseño por resistencia y capacidad se observa una buena correspondencia entre ambos métodos, donde se difieren solo en un 5% tanto para el punto de desempeño y cortantes límites o máximas. Esto se debe a que el análisis se realizó solo para los elementos horizontales como son las vigas, donde su mayor incidencia de comportamiento son a las flexiones por carga que existen en la estructura, podría decirse que el diseño por resistencia tiene mayor resistencia a demandas por fuerzas horizontales pero esto es comprensible a la mayor cuantía de acero sus secciones de viga tienen y los mayores desplazamientos que producen las cuales equiparan un poco la ventaja que tienen sobre el otro tipo de análisis como es el diseño por capacidad.

### 7.5 Comparación del Mecanismo de Falla.

En la secuencia de falla de una edificación siempre es deseable que los elementos estructurales no entren en un nivel de daño considerable por lo menos pasado los primeros 6 pasos de carga.

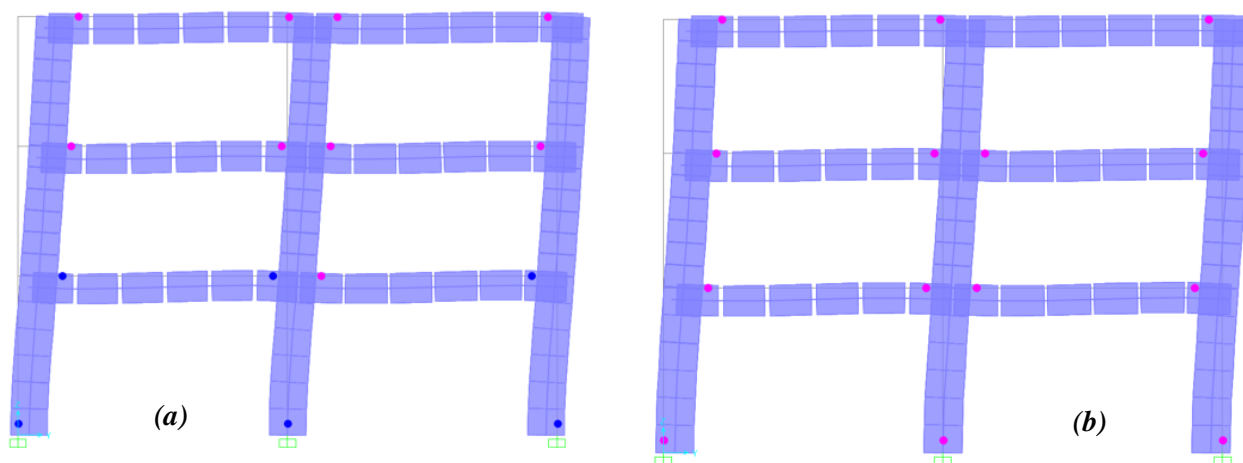


Figura 57: Paso 6 - (a) Diseño por resistencia, (b) diseño por capacidad.

En la evaluación del diseño por resistencia, el pórtico analizado está llegando al límite del nivel de desempeño como es la de por ocupación inmediata (IO) en el paso 6, con una cortante en la base de 87.58Ton y un desplazamiento en el techo de 11.59cm, mientras que en la evaluación por capacidad, el pórtico alcanzo el mismo límite de nivel de desempeño pero en el paso de carga 7, con una cortante de 83.15Ton un desplazamiento de 11.47cm, de las cuales se puede concluir que el diseño por resistencia no cumple con la condición, llegando a ser el primero en presentar rótulas al nivel de Seguridad de Vida (LS), si bien es cierto estos detalles no son tan considerables analizándolos de manera global, estas diferencias la podremos entender claramente de manera local en las evaluaciones desarrolladas posteriormente como son las demandas de rotación plástica para cada rótula asignada.

También se puede apreciar que el diseño por capacidad es el que presenta mejor distribución de esfuerzos en sus elementos estructurales, motivo por el cual van apareciendo las rótulas de manera gradual en cada elemento y no de manera concentrada en varios elementos a la vez, es ahí

donde se aprecia la diferencia de comportamiento, producto de la mejor distribución de acero entre los dos métodos evaluados, como se muestra a continuación:

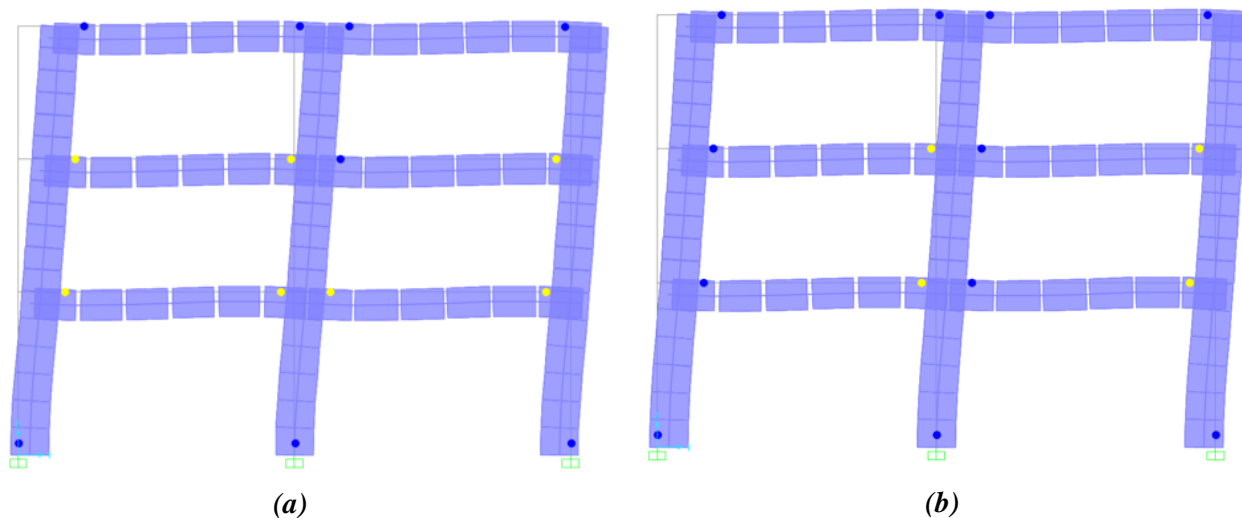


Figura 58: Paso 11 - (a) Diseño por resistencia, (b) diseño por capacidad.

De las figuras anteriores, se muestra el mecanismo de falla en el paso 11 para ambos diseños evaluados, de las cuales se observa que las rótulas de prevención al colapso se presentan de manera concentrada en el diseño por resistencia llevando al riesgo estructural el primer entrepiso de la estructura y parcialmente el segundo entrepiso, mientras que en el diseño por capacidad las rótulas de prevención de colapso se van presentado de manera gradual en los dos entrepisos y no lleva al riesgo de colapso absoluto de ninguno de ellos.

Estos comportamientos se podrán apreciar mejor en el mecanismo completo de falla, para ambos diseños de evaluación, presentados en los anexos.

## 7.6 Demanda de Rotación Plástica.

La demanda de rotación plástica se podría decir que es una evaluación más local que las anteriores ya que las analizamos en cada rótula asignada al elemento estructural que componen a

la estructura en este caso a las vigas, identificando así los límites de rotación plástica para el nivel de desempeño que tiene la estructura en el número de paso que indica los mecanismos de falla para cada tipo de diseño comparativo que presentamos.

A continuación se muestra una imagen comparativa con las demandas de rotación plásticas descritas para cada tipo de diseño evaluadas.

VIGA	RÓTULA	ROTACIÓN PLÁSTICA DE RÓTULAS EN EL PUNTO DE DESEMPEÑO		FACTOR: (R.P. CAPAC.) / (R.P. RESIST.)	
		DISEÑO POR RESISTENCIA	DISEÑO POR CAPACIDAD		
V-101_3X	Tramo Izquierdo	Izquierdo	0.0102	0.0095	<b>0.93</b>
		Derecho	0.0101	0.0113	1.12
	Tramo Derecho	Izquierdo	0.0094	0.0089	<b>0.95</b>
		Derecho	0.0115	0.0122	1.06
V-201_3X	Tramo Izquierdo	Izquierdo	0.0086	0.0078	<b>0.91</b>
		Derecho	0.0087	0.0111	1.28
	Tramo Derecho	Izquierdo	0.0079	0.0079	<b>1.00</b>
		Derecho	0.0097	0.0107	1.10
V-301_3X	Tramo Izquierdo	Izquierdo	0.0057	0.0057	<b>1.00</b>
		Derecho	0.0064	0.0064	<b>1.00</b>
	Tramo Derecho	Izquierdo	0.0054	0.0053	<b>0.98</b>
		Derecho	0.0068	0.0068	<b>1.00</b>

Figura 59: Rotación plástica en el punto de desempeño para cada tipo de diseño evaluado.

De la figura comparativa anterior, las áreas pintadas del tono azul nos indican el estado límite alcanzado por la rótula que describe al nivel de daño del tipo Ocupación Inmediata, entrando así al estado de Seguridad de Vida. Mientras que las áreas pintadas de tono rojizo indican que aún se permanece dentro del límite de Ocupación Inmediata.

En consecuencia, se puede observar claramente la mejor distribución del comportamiento de rotación plástica que presenta el diseño por capacidad, logrando así evitar la concentración de

riegos de colapso en un solo entrepiso, caso muy contrario sucede con el diseño por resistencia, donde es evidente la exigencia de daño que están teniendo las vigas del primer entrepiso.

Otro de los puntos importantes que se aprecian, es la diferencia en magnitud de las rotaciones plásticas que se dan en las rótulas que pertenecen a un mismo nivel de comportamiento, en donde es el diseño por capacidad el que presenta menos rotación a comparación del diseño por resistencia.

### 7.7 Degradación de Rigidez.

Otra de las comprobaciones a realizar para evaluar los dos métodos de diseños comparativos estudiadas es la evaluación de la degradación de rigidez asociado a la curva de capacidad o Pushover.

Debido a que las cuantías de acero son distintas por cada tipo de diseños evaluados se tiene distintas rigideces iniciales, siendo ésta, la pendiente en el origen de la curva de capacidad hasta el límite de fluencia o de comportamiento elástico que describe la representación bilineal anteriormente estudiados.

$$Rigidez\ inicial\ (DRU) = \frac{V_{\text{previo al límite elástico}}}{\Delta_{\text{previo al límite elástico}}} = \frac{82.04\ Ton}{0.037\ m} = 2217.30\ Ton/m$$

$$Rigidez\ inicial\ (DCAP) = \frac{V_{\text{previo al límite elástico}}}{\Delta_{\text{previo al límite elástico}}} = \frac{75.00\ Ton}{0.034\ m} = 2205.88\ Ton/m$$

De la misma manera, la rigidez secante, se calcula como la pendiente correspondiente a la recta que une el origen de coordenadas y límite último o punto de desempeño.

$$Rigidez\ secante\ (DRU) = \frac{V_{\text{punto de desempeño}}}{\Delta_{\text{punto de desempeño}}} = \frac{87.58\ Ton}{0.116\ m} = 755.00\ Ton/m$$

$$Rigidez\ secante\ (DCAP) = \frac{V_{\text{punto de desempeño}}}{\Delta_{\text{punto de desempeño}}} = \frac{83.15\ Ton}{0.1147\ m} = 724.93\ Ton/m$$



En la siguiente tabla se cuantifica la pérdida de rigidez (degradación asociada a fisuración en las secciones de hormigón) que se produce para ambos niveles de ductilidad evaluados en los aceros diseñados, donde se comprueba una leve degradación mayor para el caso del diseño por resistencia.

Tabla 50: *Perdida de rigidez en el diseño por resistencia y diseño por capacidad.*

	<b>Kinicial (Ton/m)</b>	<b>Ksecante (Ton/m)</b>	<b>Perdida de rigidez (%)</b>
<i>Diseño por resistencia (DRU)</i>	2217.30	755.00	65.95
<i>Diseño por capacidad (DCAP)</i>	2205.88	724.93	67.14

*Fuente:* Elaboración propia.

Por tanto la degradación de rigideces para los dos tipos de diseños evaluados difieren en un 1.19% las cuales si no es muy considerable por tratarse de la muestra de estudio que se tomó como un solo pórtico, están diferencias aumentarían cuando el análisis sea realizado para toda la edificación.

## Capítulo VIII. Conclusiones y Recomendaciones.

### 8.1 Conclusiones:

- Si bien es cierto las diferencias de desplazamientos y cortantes entre los diseños de resistencia última y por capacidad no son tan considerables, el comportamiento estructural en el pórtico evaluado de la edificación, ofrece una mejor respuesta a la aparición de las rótulas plásticas, mediante el diseño por capacidad a diferencia del diseño por resistencia tal como se verifica en las rotaciones plásticas. Las apariciones de las rótulas plásticas en el diseño por capacidad se van dando gradualmente en las vigas, es decir el colapso no es absoluto en cada entrepiso, sino que se van dando intercaladamente y por ende llega último al nivel de colapso, cosa contraria sucede con el diseño por resistencia, que van apareciendo concentrada en cada entrepiso, dando lugar a un desequilibrio de nivel de falla, llevando al colapso por completo cada entrepiso. Vale mencionar que ambos diseños cumplen con el objetivo deseado de un mecanismo de falla, que es preservar la rigidez de las columnas antes que la degradación de las vigas (columnas fuerte-viga débil), estos tipos de fallas pueden ser fatales para una edificación ya que origina una falla tipo piso blando y por ende no cumpliría con el objetivo de preservar la seguridad de vida de los ocupantes de la edificación.
- El desempeño estructural para ambos diseños evaluados, aseguran preservar la vida humana para cada nivel de sismo, el nivel de daño para un sismo raro (Norma Peruana E-0.30) es de ocupación inmediata, la cual garantiza que para su punto de desempeño de los diseños evaluados, en la estructura no se presentaran amenazas que pongan en

riesgo el comportamiento estructural de la edificación ni de sus ocupantes, aún así se hayan presentado una degradación considerable de la rigidez.

- En el diseño por capacidad observamos la distribución más uniforme del acero longitudinal en las vigas del pórtico analizado, esto debido a la redistribución de momentos elásticos a la hora del análisis, por consecuencia nos proporciona un ahorro considerable en términos económicos y una mejor respuesta estructural verificado en los mecanismos de colapso.

## 8.2 **Recomendaciones:**

- Para un análisis estructural más aproximado a la realidad, se recomienda considerar la rigidez efectiva de sus elementos estructurales ya que muchas veces se considera la sección no agrietada para el cálculo de la rigidez de la estructura; siendo esto inapropiado porque al momento que se producen las demandas sísmicas en la estructura, esto ocasiona una excitación de esfuerzos considerable generando así la pérdida de rigideces.
- Se recomienda también realizar el correcto detallado de refuerzo transversales en las zonas donde se presente las rotulas plásticas buscando así brindarle mayor ductilidad a la estructura.
- El objetivo del presente estudio a sido evaluar dos tipos de diseños estructural, y se optó dar mayor énfasis de análisis solo a los elementos estructurales horizontales como son

las vigas de un pórtico, considerado como prototipo, por lo que no se llegó a realizar un profundo análisis de toda la edificación como se hubiera deseado, recomendamos realizar el análisis estructural de forma global considerando todos los parámetros establecidos por los códigos de diseño no lineal.

- Nuestra norma de edificación solo considera el análisis estructural hasta el nivel de daño operacional de la estructura, mas no evalúa el desempeño que puede tener después de la ocurrencia del sismo, puesto que es muy conservador a la seguridad de vida de los ocupantes. Se recomienda evaluar la estructura en un rango no lineal, para así poder obtener el desempeño aproximado de la estructura sea cual sea el tipo de diseño de la edificación que se haya optado.

## Capítulo IX. Fuentes de Información

### 9.1 Fuentes Bibliográficas

ACI -318S, A. C. (2014). *Requisitos de reglamentos para concreto estructural*.

Agencia Federal para el Manejo de Emergencia FEMA . (s.f.). *FEMA 365*. Virginia - Estados Unidos.

Burgos Namuche, 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*. Lima - Perú.

Cisneros Ayala, O. (2014). *Análisis y diseño sísmico por desempeño de la infraestructura de la escuela profesional de ingeniería civil*. Ayacucho - Perú.

E-030, N. (2016). *Reglamento Nacional de Construcción*. Lima - Perú.

Expediente técnico, *Creación e implementación de la oficina central de admisión de la universidad nacional José Faustino Sánchez Carrión, Huacho - Huaura - Lima*

Guevara, N., Osorio, S., & Vargas, E. (2006). *Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal - pushover*. El Salvador - Centro America.

Otazzi Pasino, G. (2004). *Material de apoyo para la enseñanza de los cursos de diseño y comportamiento de concreto armado*. Lima-Peru.

Paulay, T., & Priestley, M. (1980). *Estructuras de concreto reforzado*. Nueva Zelanda.

Paulay, T., & Priestley, M. (1992). *Disposición de diseño sísmico en Japón*. Tokio- Japón.

Pique del Pozo, J. (S.f). *Diseño por capacidad estrategia neozelandesa de diseño sismorresistente*. Lima - Perú.

Salas, N. (S.f). *El diseño por capacidad en elementos de hormigón armado*. Lima.

## **Anexos**

### **01 matriz de Consistencia**

La matriz de Consistencia es una herramienta para poder mantener una lógica y correlación en la idea de una investigación. La presente matriz tiene filas para los aspectos generales como problema, objetivo e hipótesis general y dentro de aspectos específicos tenemos a problemas, objetivos, hipótesis, variable de las hipótesis específicas y técnicas de recolección de datos para cada una de las variables.

### Matriz de Consistencia

**Tema: Evaluación y diseño por capacidad en la estructura de la Oficina Central de Admisión de la Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión, mediante el análisis estático no lineal -Pushover.**

PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES Y SUBVARIABLES	METODOLOGIA
<p><b><u>Problema General:</u></b> ¿De qué manera se comportará estructuralmente la edificación de la Oficina Central de Admisión al ser evaluado con un diseño por capacidad en el rango estático no lineal?</p> <p><b><u>Problema Específico:</u></b> ¿En qué medida se producirán daños estructurales en la edificación de la Oficina Central de Admisión, utilizando el diseño por capacidad?</p> <p>¿De qué manera la aplicación de un diseño por capacidad influye en los refuerzos estructurales (acero) de la edificación en la Oficina Central de Admisión?</p>	<p><b><u>Objetivo General:</u></b> Evaluar el comportamiento estructural en la edificación de la Oficina Central de Admisión, considerando el diseño por capacidad mediante el análisis estático no lineal.</p> <p><b><u>Objetivo Específicos:</u></b> Estimar los daños estructurales que se puedan presentar en la edificación de la Oficina Central de Admisión, al ser analizado mediante el diseño por capacidad.</p> <p>Evaluar los refuerzos estructurales (acero) presentes en la edificación de la Oficina Central de Admisión, al ser analizado mediante el diseño por capacidad.</p>	<p><b><u>Hipótesis General:</u></b> El diseño por capacidad analizado en el rango estático no lineal, mejorara el comportamiento estructural en la edificación de la Oficina Central de Admisión.</p> <p><b><u>Hipótesis Específicas:</u></b> Al aplicar un diseño por capacidad en una edificación, nos dan una aproximación más real para estimar los daños estructurales, que diseñarlo tradicionalmente con las Normas de Edificaciones en el Perú.</p> <p>El diseño por capacidad está orientado a dotar con una capacidad de disipación de energía a sus refuerzos estructurales (acero) de una edificación, llegando así a evitar su colapso aun después de haber excedido su máxima resistencia.</p>	<p><b><u>Variables de Estudio</u></b></p> <p><b>Variable Independiente:</b> Las implicancias de un Diseño por capacidad analizado en el rango estático no lineal en una edificación.</p> <p><b>Indicadores:</b> -Factores de reducción según códigos de diseño. -Espectro de aceleración. -Periodo y modo de vibración. -Redistribución de momentos. -Momento nominal y factores de Sobrerresistencia. -Curva de capacidad.</p> <p><b>Variable Dependiente:</b> El comportamiento estructural de una edificación.</p> <p><b>Indicadores:</b> -Esfuerzos. -Deformaciones. -Elasticidad. -Plasticidad. -Ductilidad. -Desplazamientos de entrepisos. -Traslación y torsión. -Resistencia y rigidez.</p>	<p><b><u>Tipo de Investigación:</u></b> El tipo de investigación es principalmente de carácter aplicado o práctica.</p> <p><b><u>Nivel de Investigación:</u></b> La investigación propuesta es de nivel descriptivo porque detalla propiedades, características, parámetros, dimensiones, capacidades, y comportamientos de los diferentes elementos estructurales de la edificación a evaluar.</p> <p><b><u>Población y/o Muestra:</u></b> La investigación tiene en este caso una sola población y muestra, como es la edificación de la Oficina Central de Admisión de la Universidad Nacional José Faustino Sánchez Carrión.</p>

## 02 Ficha de toma de datos en campo.

FICHA DE TOMA DE DATOS EN CAMPO

## 1.-DIMENSIONES DE LA EDIFICACIÓN:

LARGO: 37.05 m  
 ANCHO: 95m  
 ALTURA DE ENTREPISO: 3.50 m  
 ALTURA DE LOSA DE ENTREPISO: 0,25 m

## 2.-DIMENSIONES DE COLUMNAS:

CODIGO	TIPO	FORMA	MEDIDAS
C1	ESQUINERA	RECTANGULAR	0.50 x 0.60 m
C2	PERIMETRAL	TEE	2.90 x 0.30 x 0.70 x 0.90 m
C3	PERIMETRAL Y CENTRAL	RECTANGULAR	1.00 x 0.40 m

## 3.-DIMENSIONES DE VIGAS:

CODIGO	TIPO	FORMA	MEDIDAS
VP1	PERALTADA	RECTANG.	0.40 x 0.80 m
VP2	PERALTADA	RECTANG.	0.40 x 0.70 m
VCH	CHATA	RECTANG.	0.30 x 0.25 m

## 4.-OBSERVACIONES:

LAS MEDIDAS TOMADAS EN CAMPO FUERON COMPARADAS CON LAS MEDIDAS SEÑALADAS EN LOS PLANOS QUE NOS PROPORCIONARON FUENTES DE CONFIANZA, CON EL FIN DE COMPATIBILIZARLOS Y CORROBORAR DICHAS MEDIDAS.

SE MIDIERON LAS COLUMNAS, VIGAS, ALTURAS Y PERIMETROS CON INSTRUMENTOS CONVENCIONALES COMO SON WINCHAS, LIBRETAS DE CAMPO, CINTAS DE MEDICIÓN ENTRE OTROS.

EN RESUMEN NO SE LLEGÓ A ENCONTRAR INCOMPATIBILIDADES TANTO EN MEDIDAS COMO CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES Y ARQUITECTONICA, POR LO QUE ANTERIORMENTE SE PROCEDERÁ A LA ESQUEMATIZACIÓN, EVALUACIÓN Y ANÁLISIS DE LA EDIFICACIÓN.



### 03 Reporte completo del mecanismo de falla en el programa sap2000 del Análisis no-lineal incremental “Pushover” en el diseño por resistencia

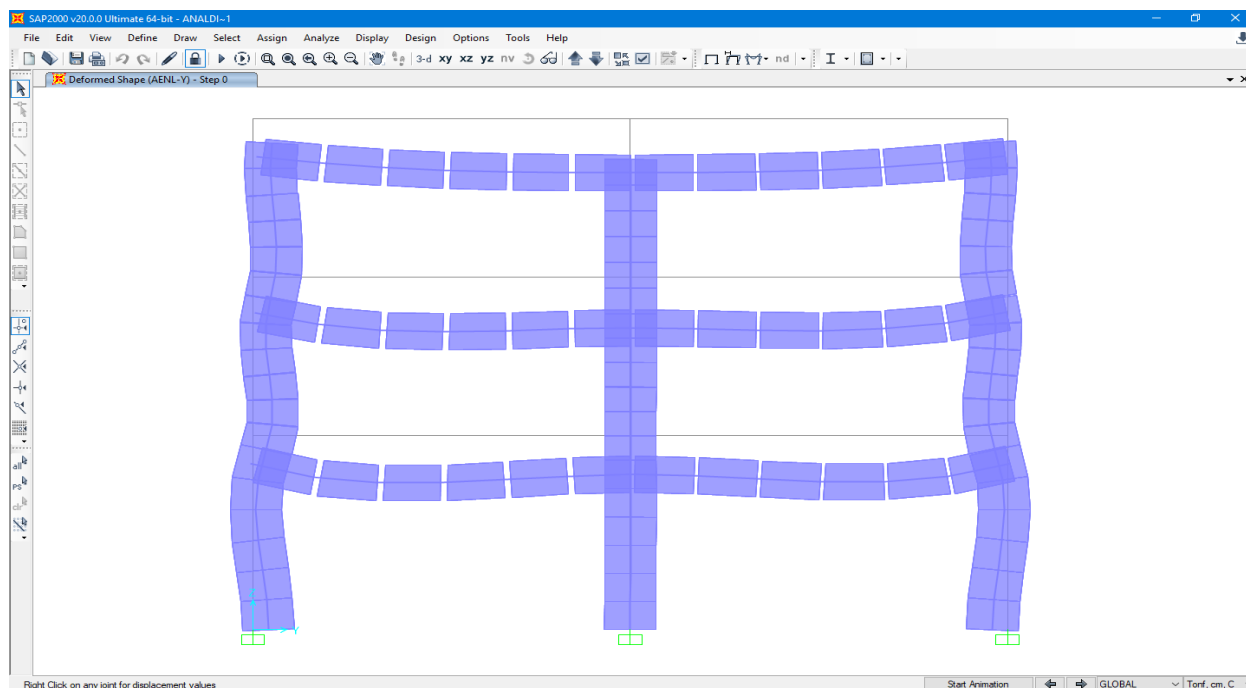


Figura 60: Paso 0 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.

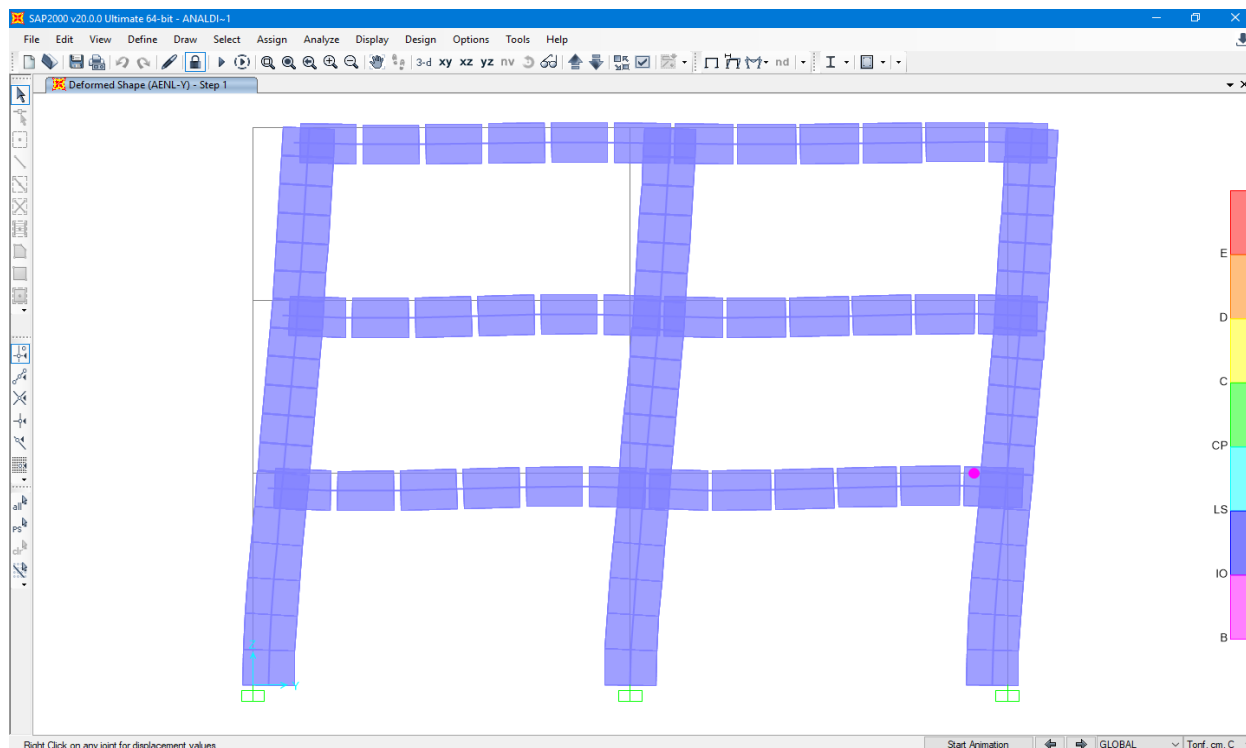


Figura 61: Paso 1 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.

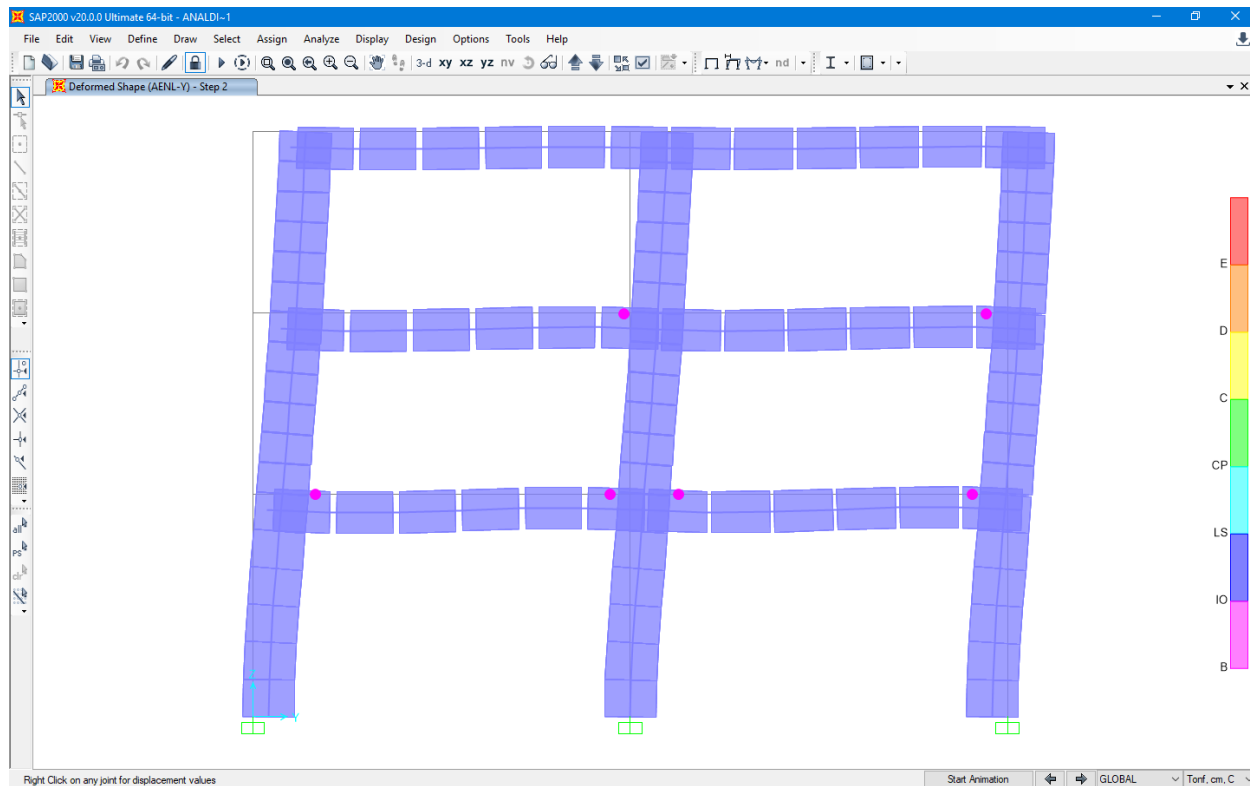


Figura 62: Paso 2 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.

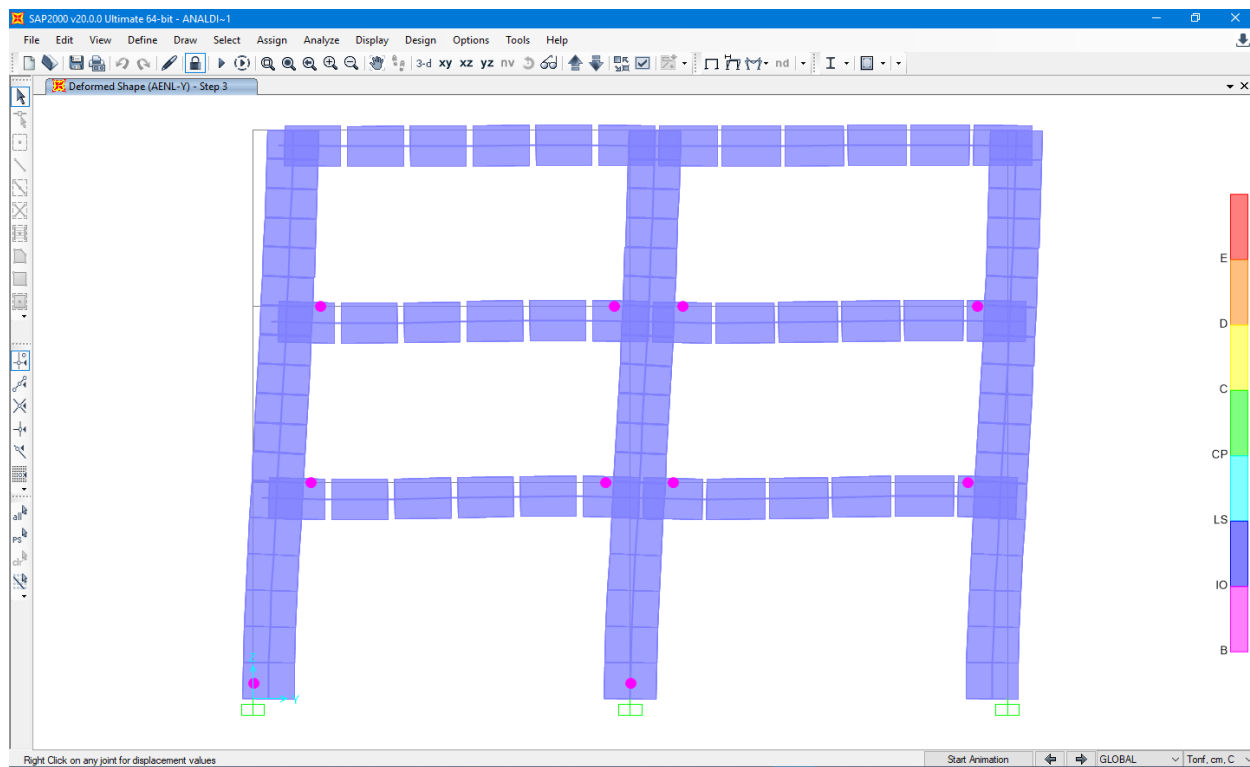


Figura 63: Paso 3 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.

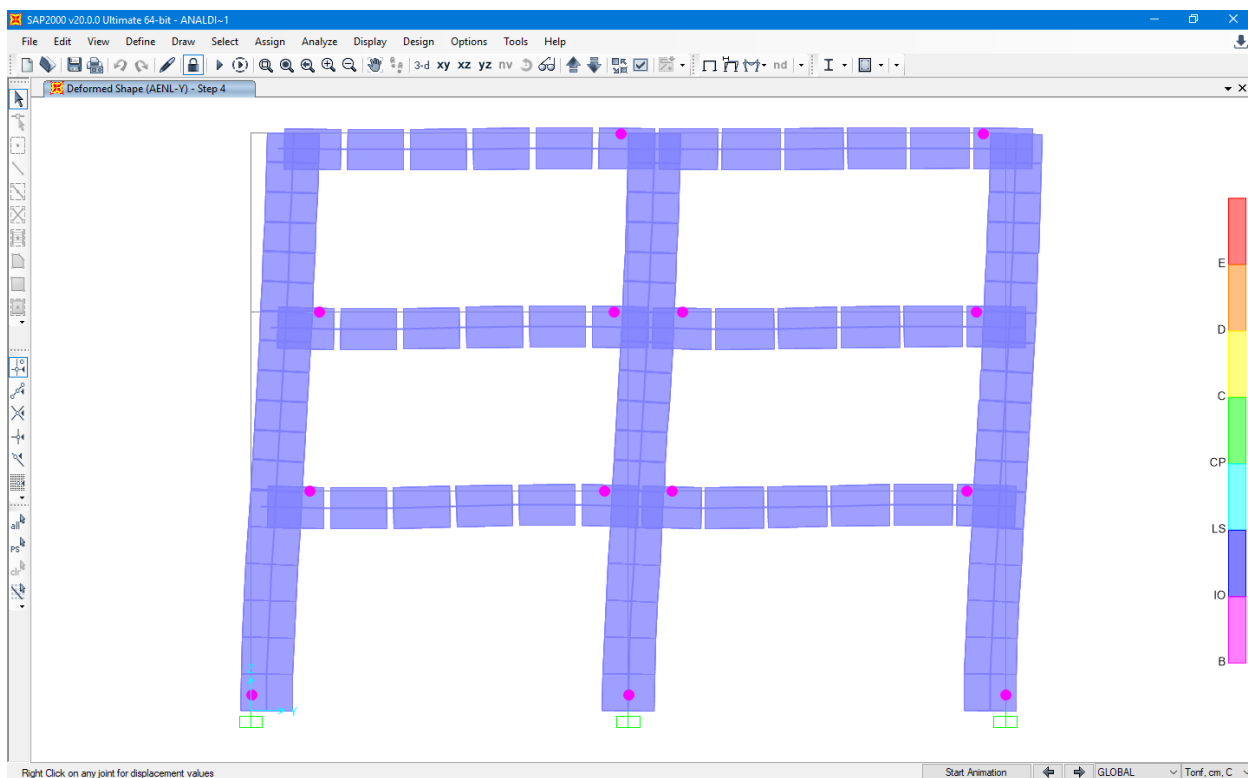


Figura 64: Paso 4 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.

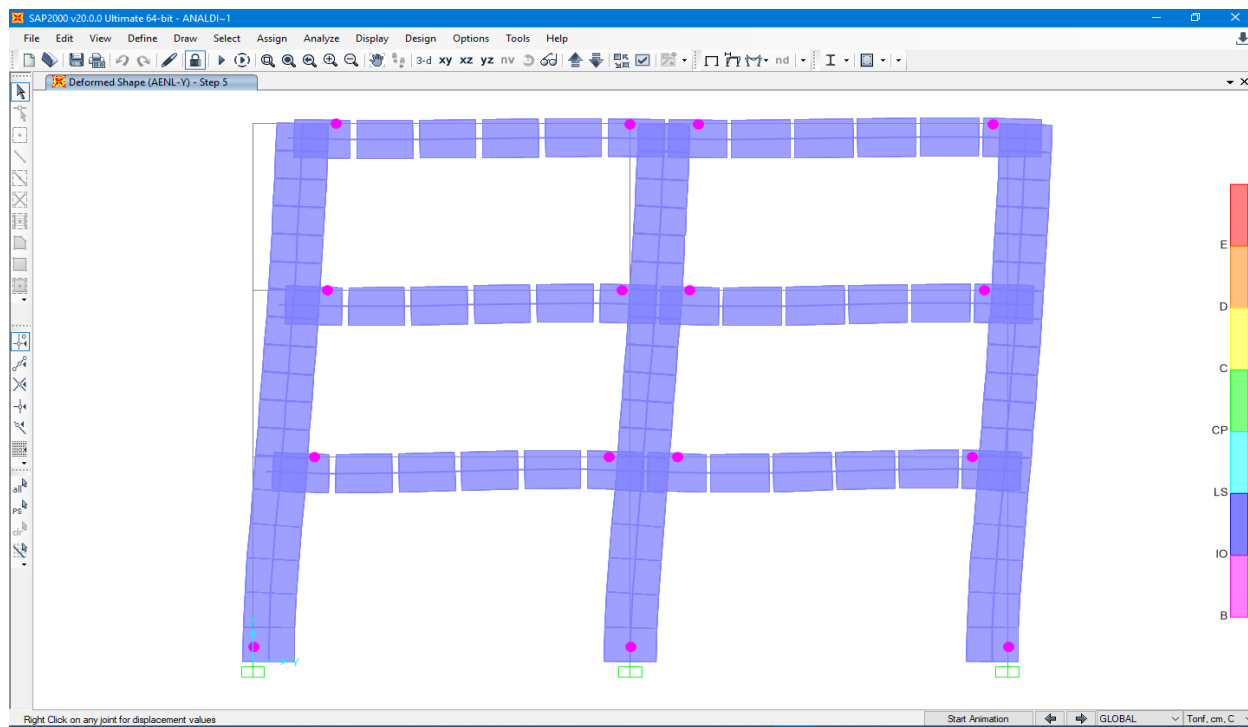


Figura 65: Paso 5 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.

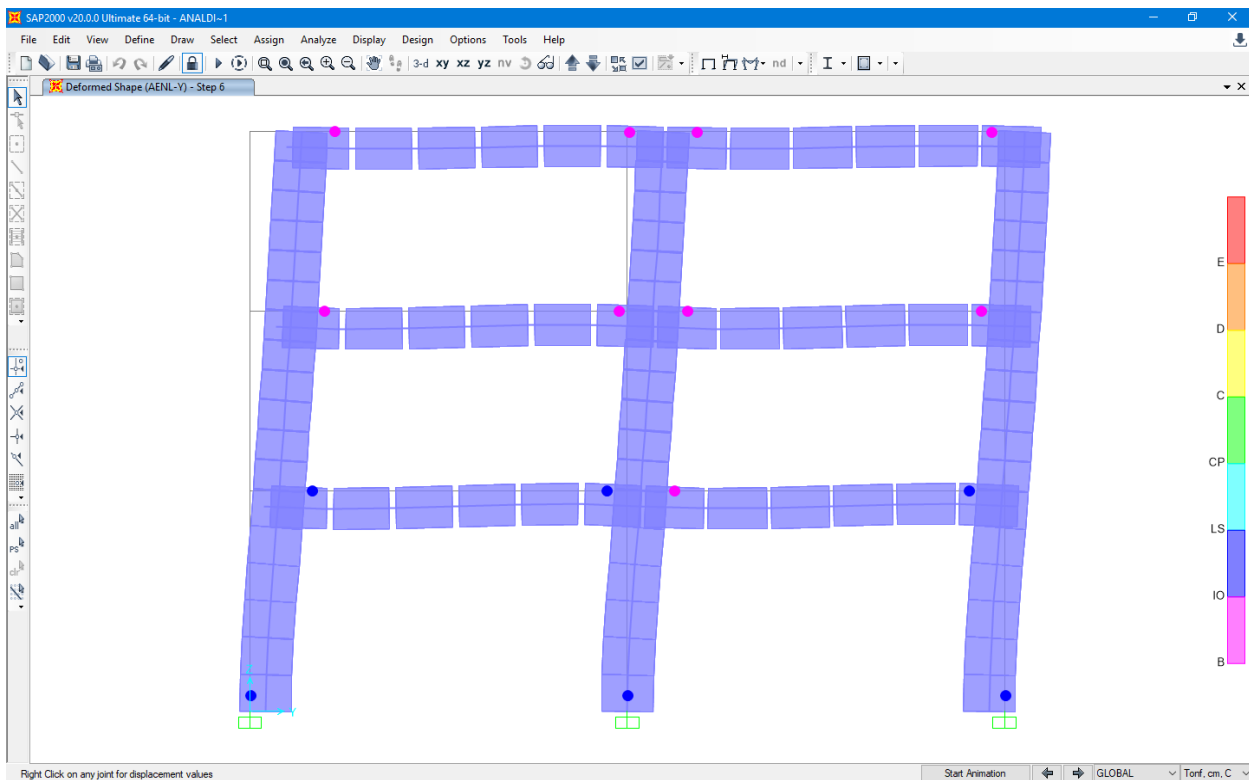


Figura 66: Paso 6 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.

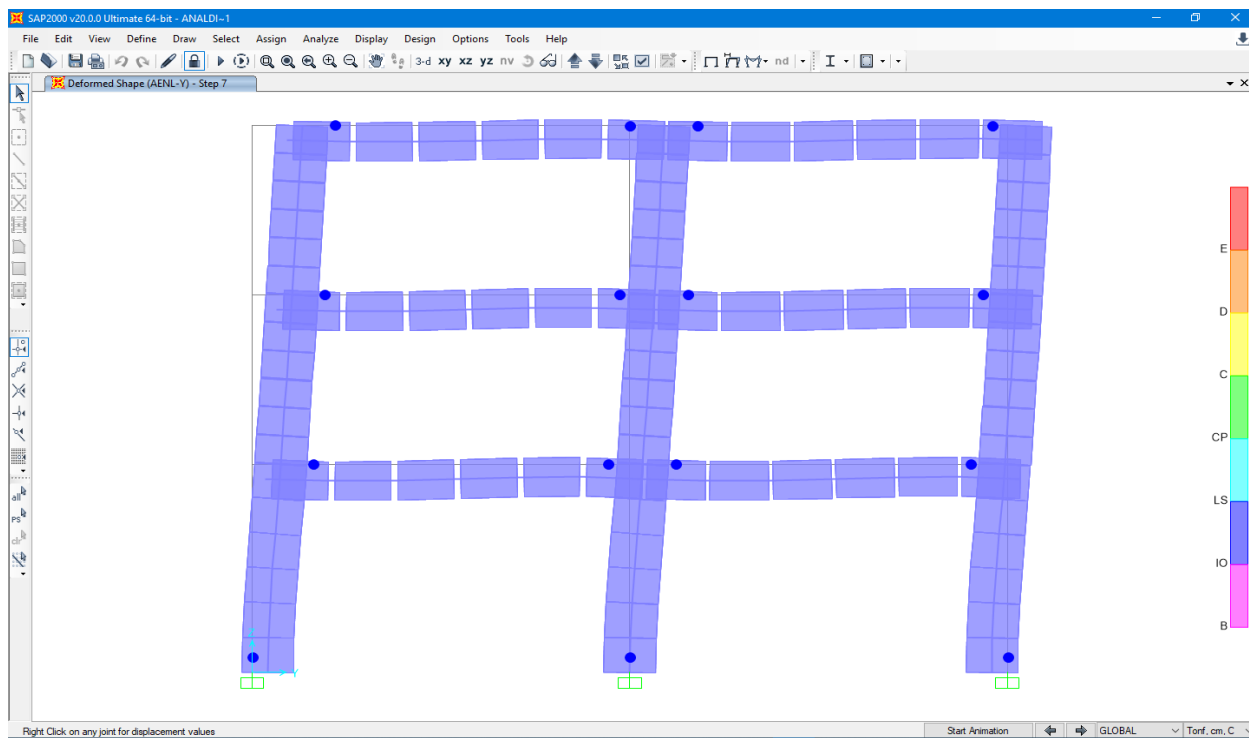


Figura 67: Paso 7 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.

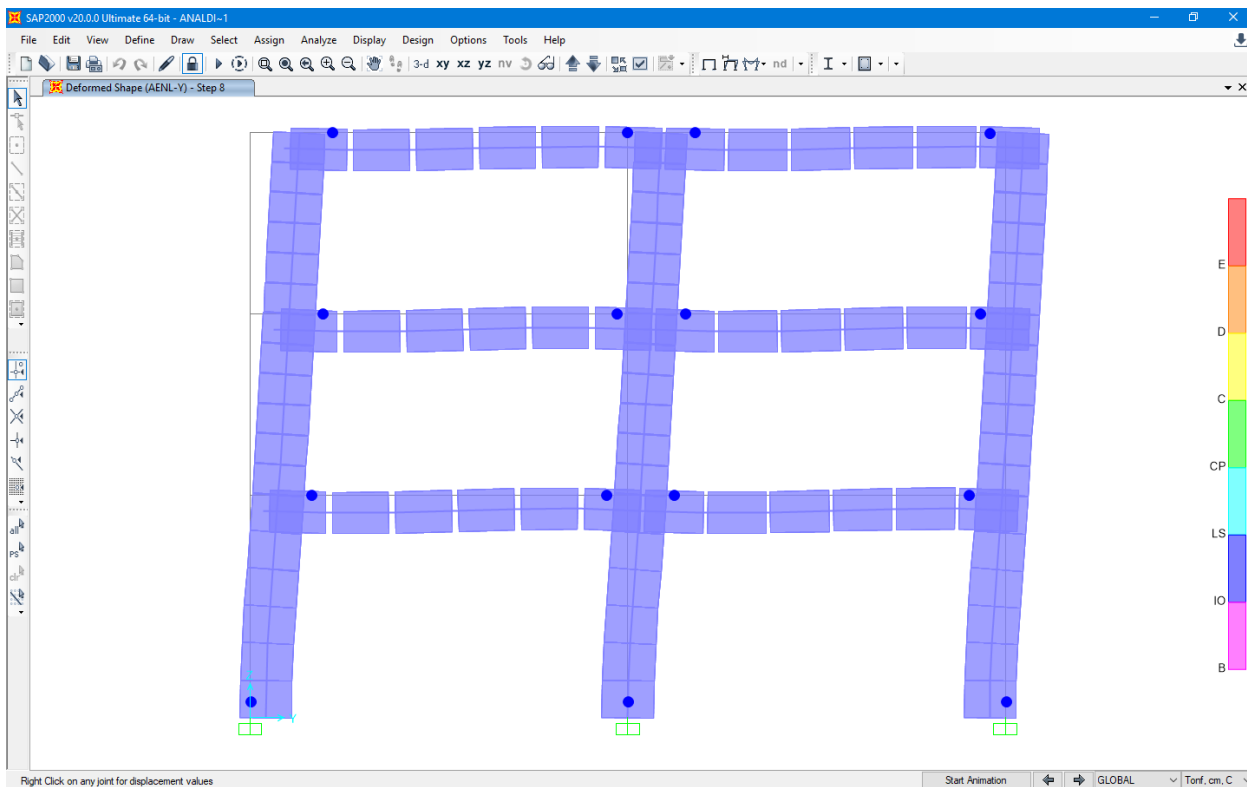


Figura 68: Paso 8 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.

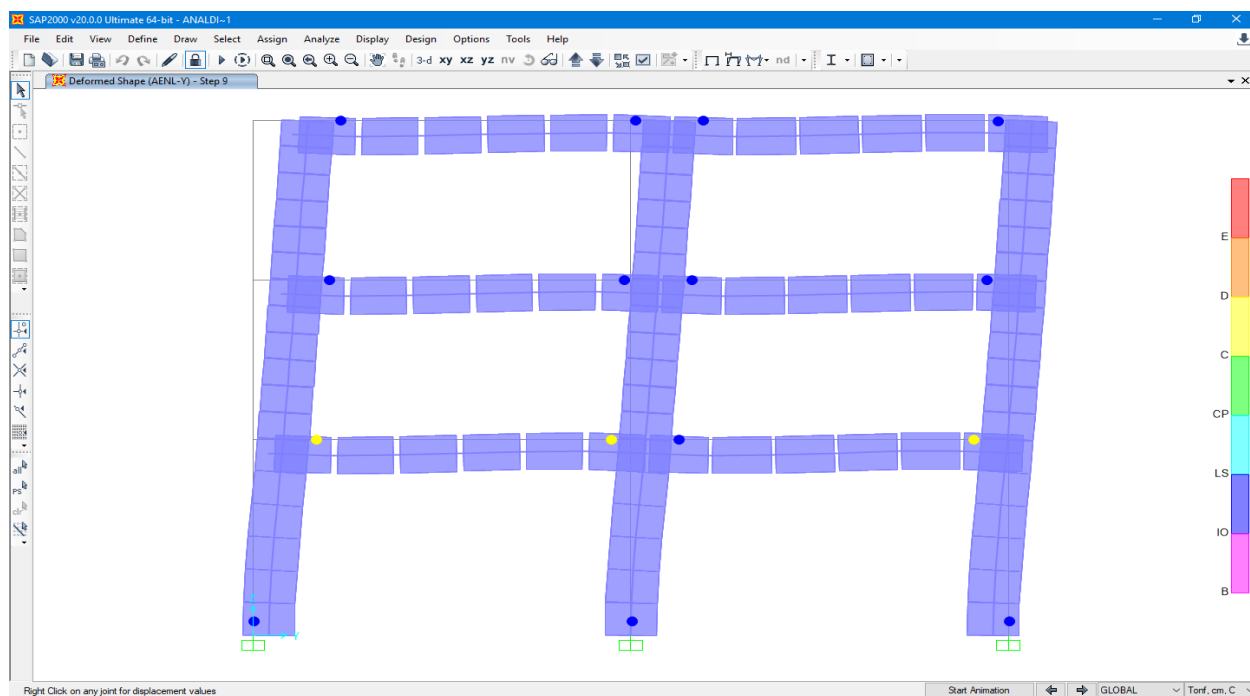


Figura 69: Paso 9 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.

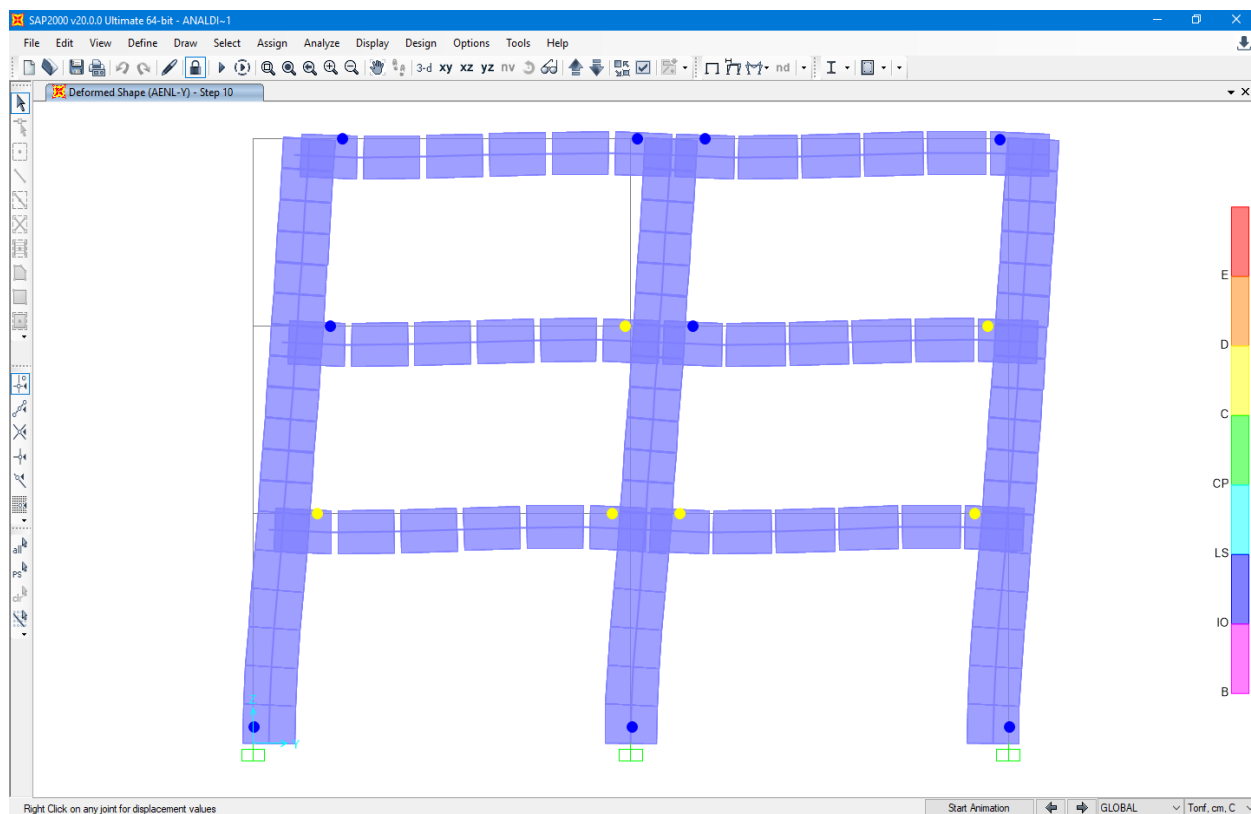


Figura 70: Paso 10 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.

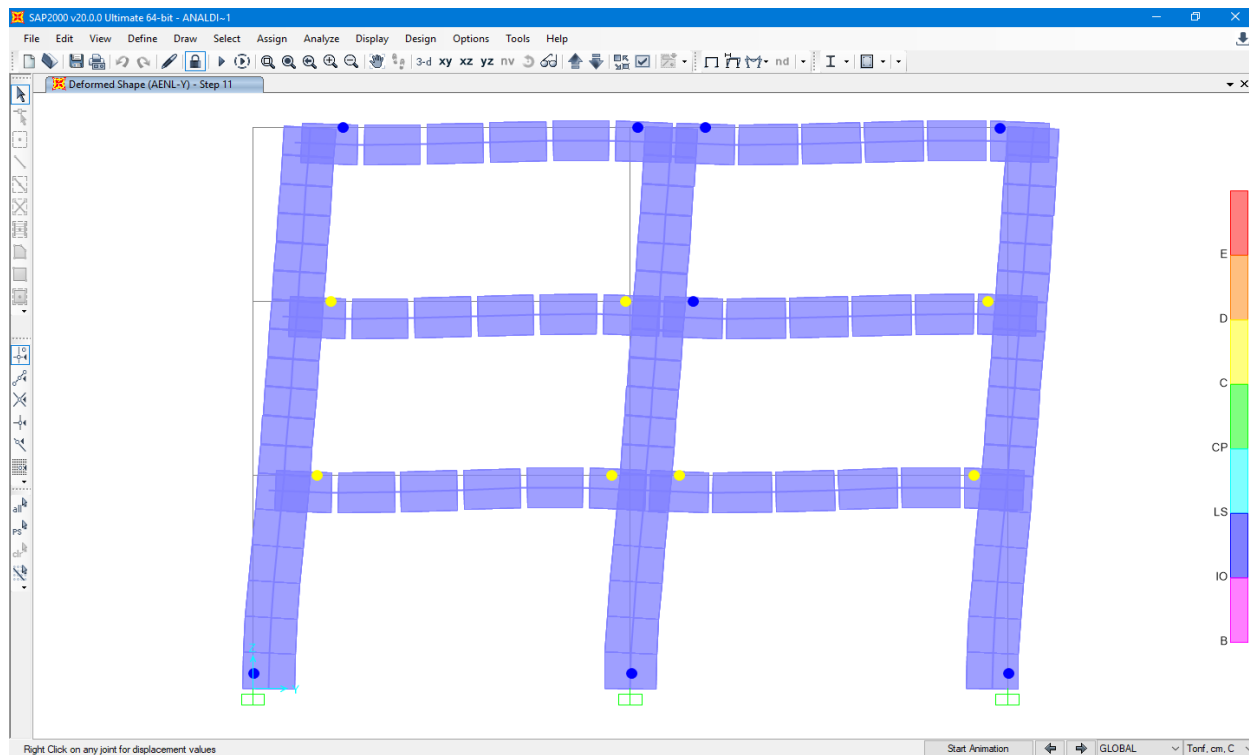


Figura 71: Paso 11 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.

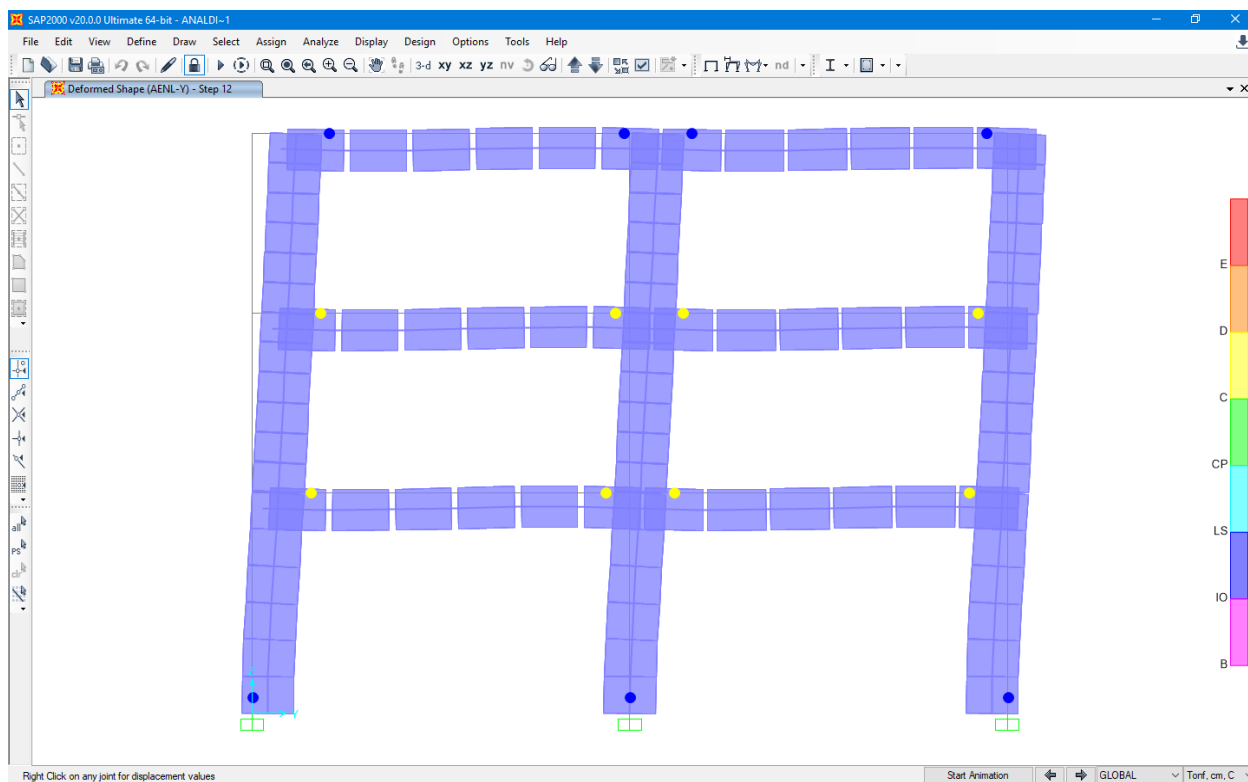


Figura 72: Paso 12 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.

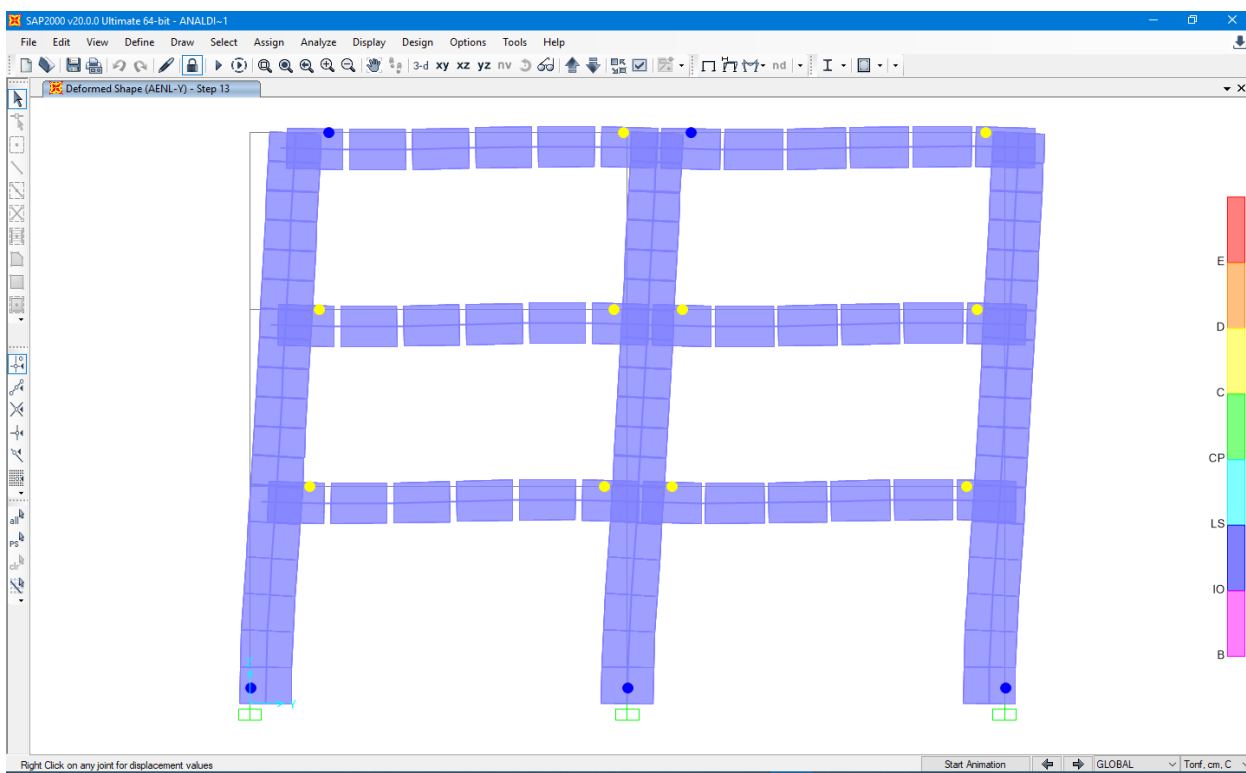


Figura 73: Paso 13 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.

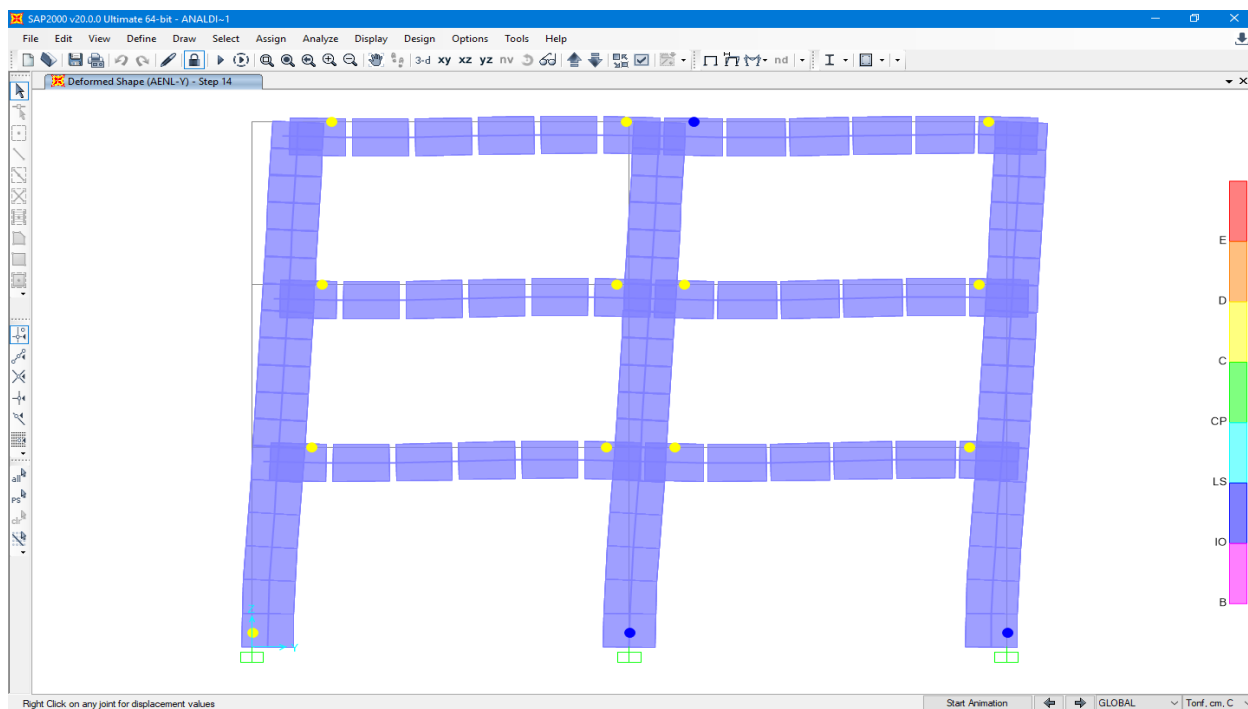


Figura 74: Paso 14 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.

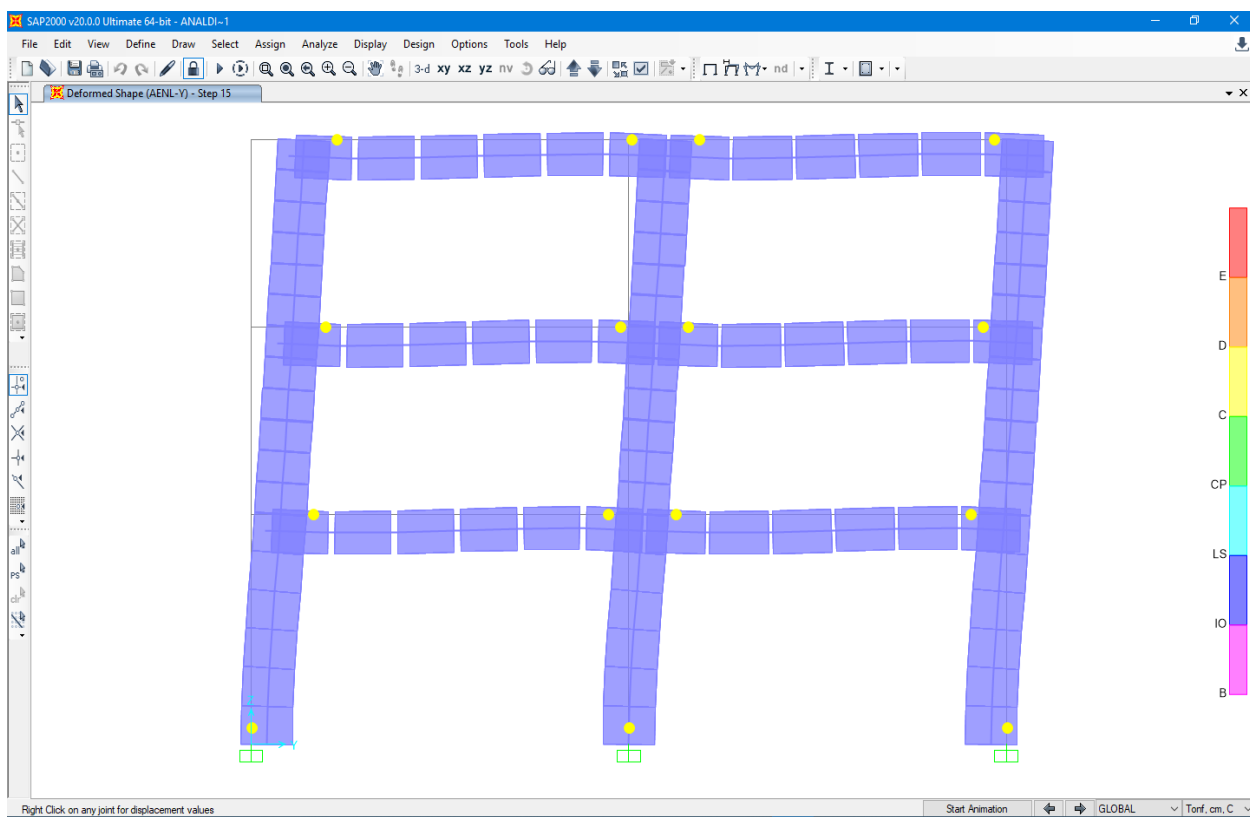


Figura 75: Paso 15 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.



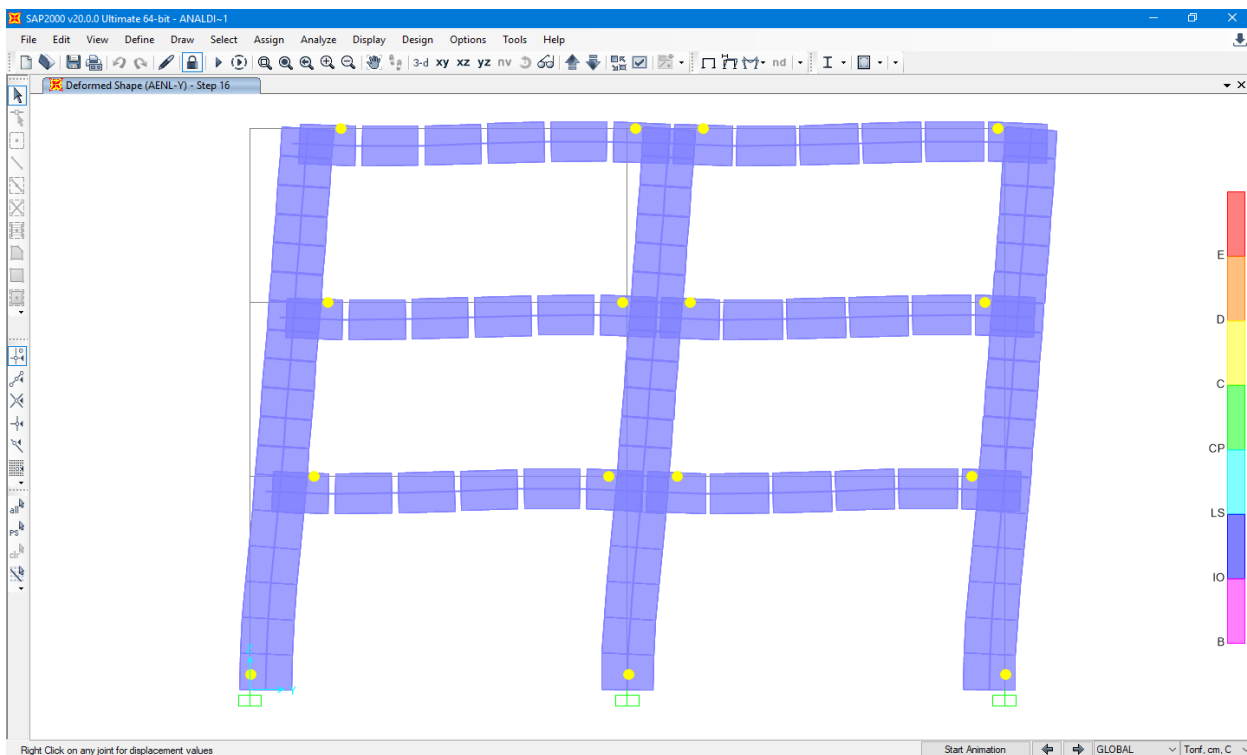


Figura 76: Paso 16 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.

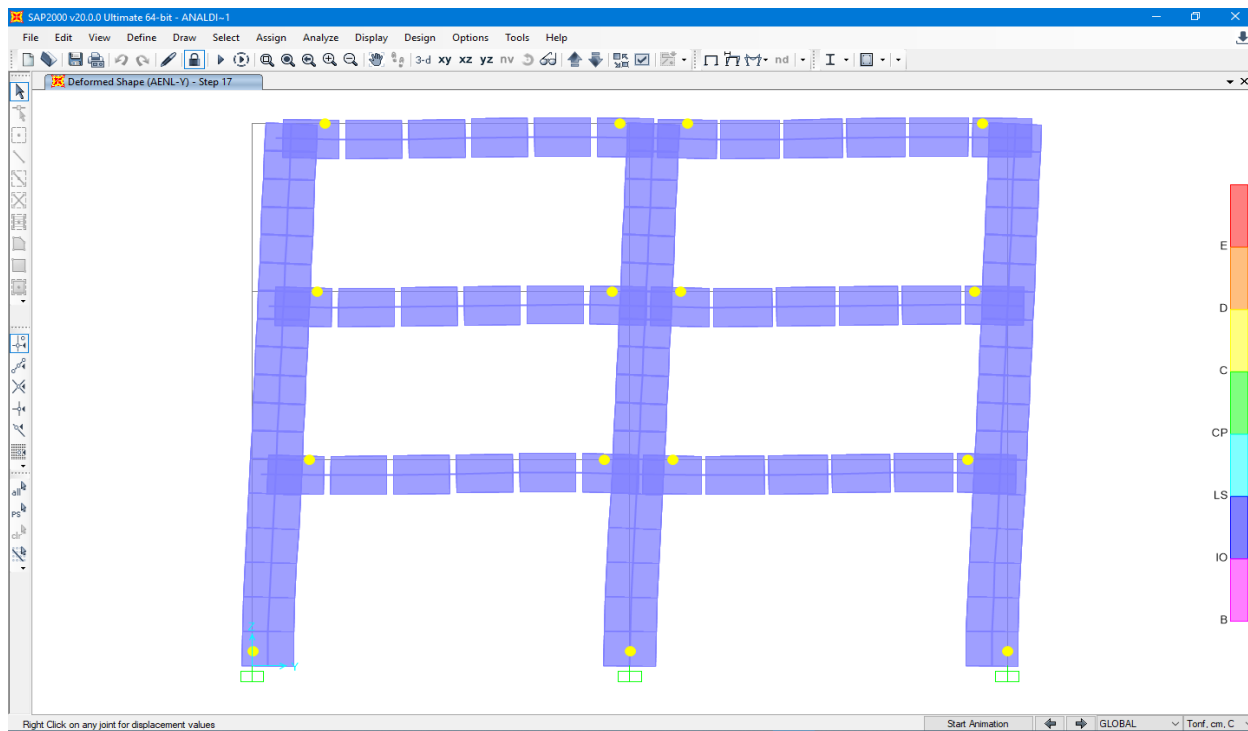


Figura 77: Paso 17 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.

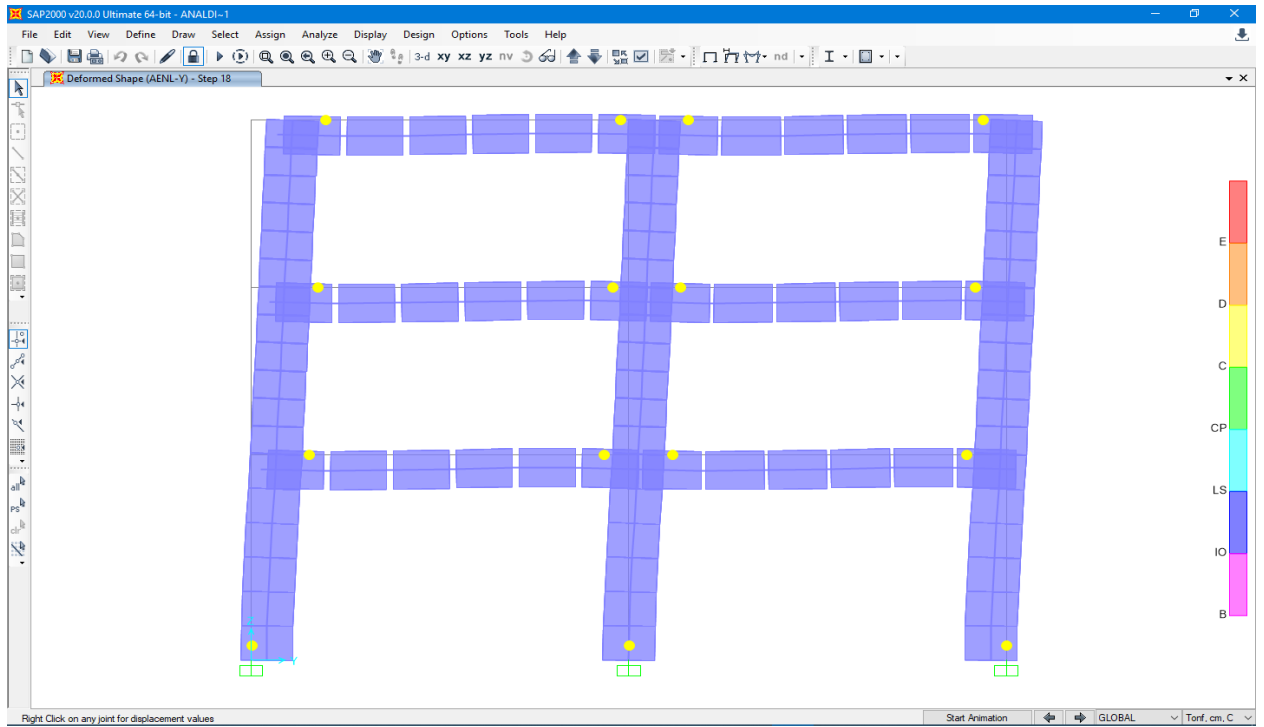


Figura 78: Paso 18 del Mecanismo de falla en el diseño por resistencia.

#### 04 Reporte completo del mecanismo de falla en el programa sap2000 del Análisis no-lineal incremental “Pushover” del diseño por capacidad.

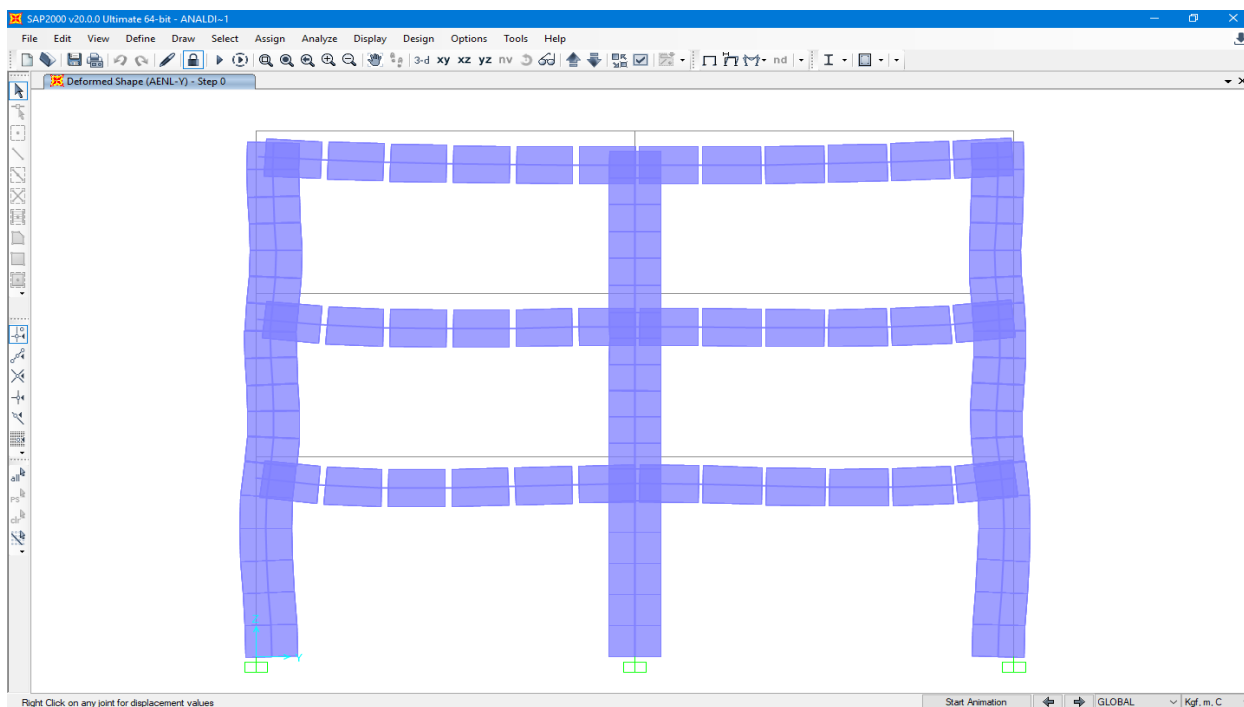


Figura 79: Paso 0 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.

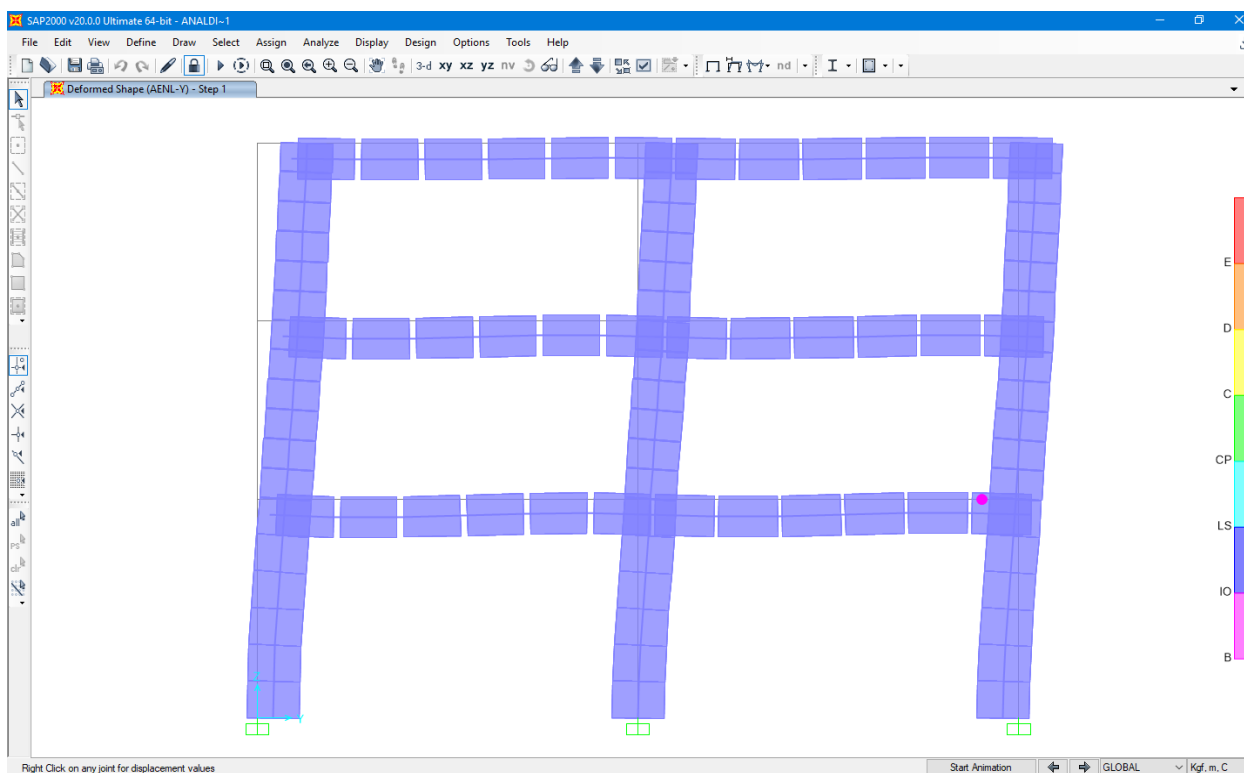


Figura 80: Paso 1 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.

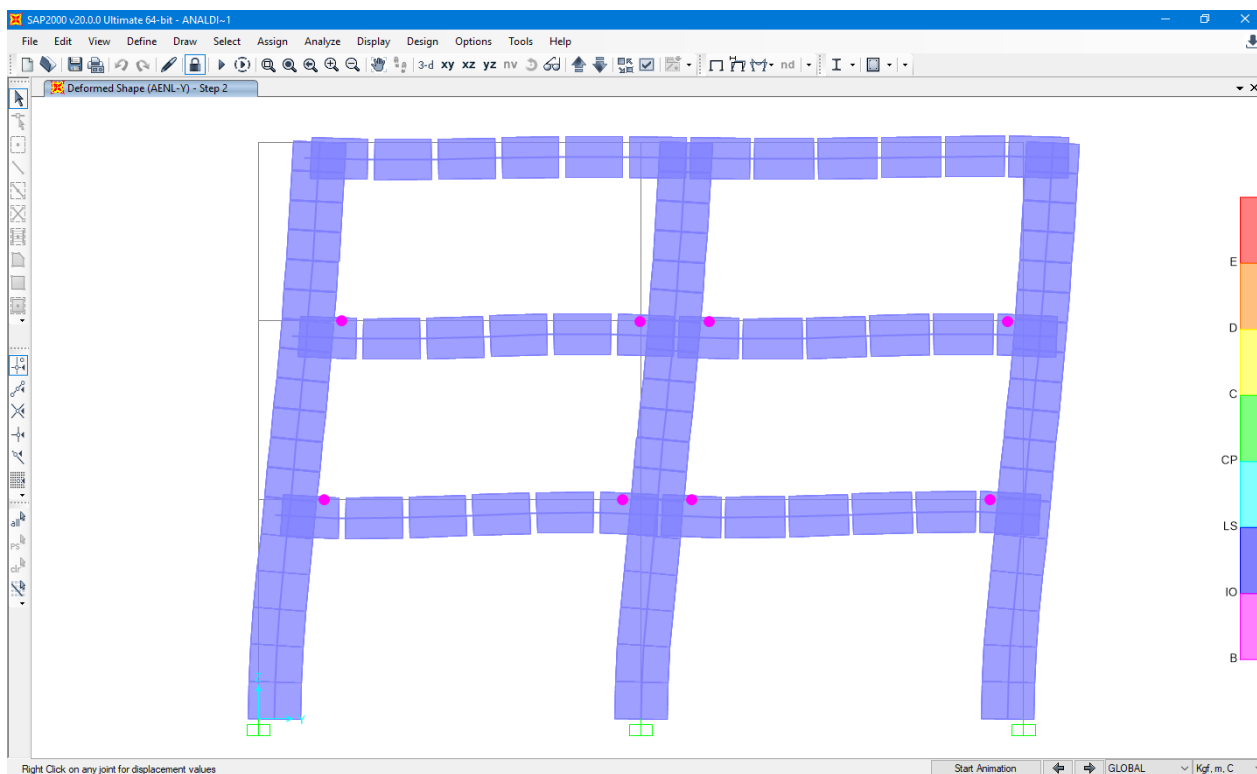


Figura 81: Paso 2 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.

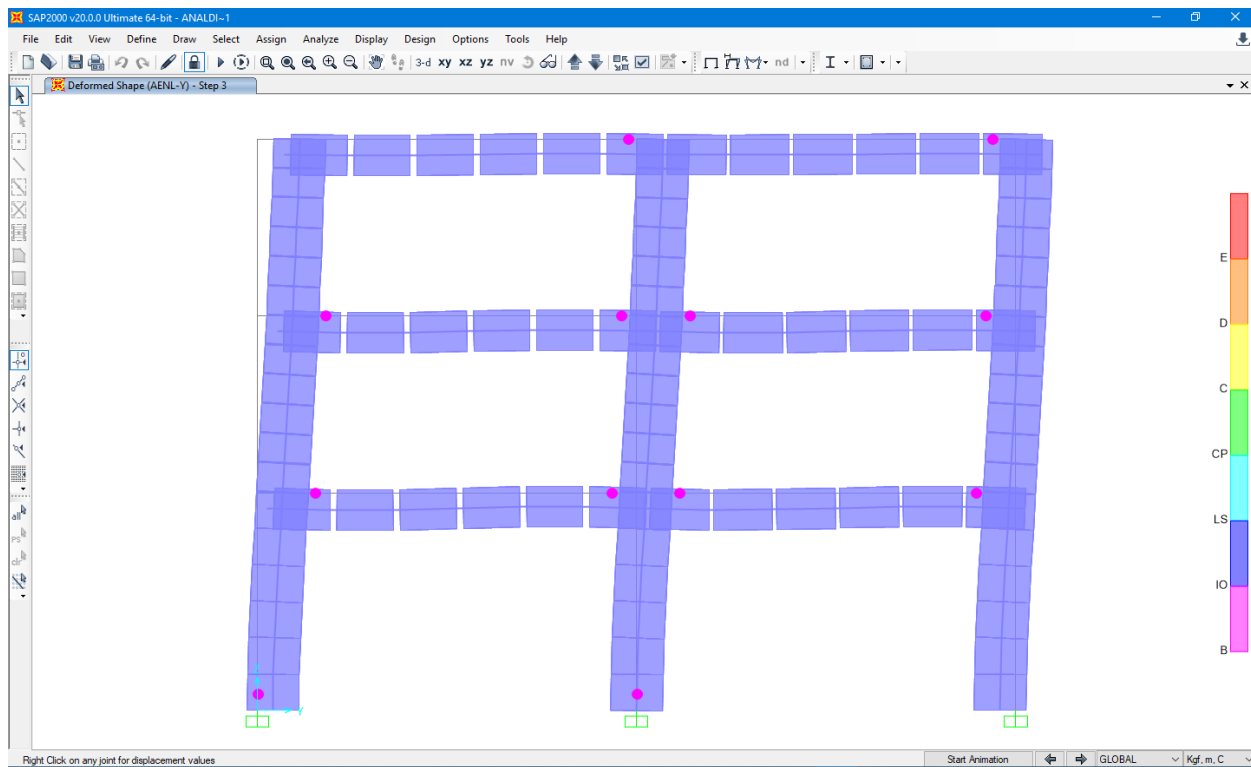


Figura 82: Paso 3 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.

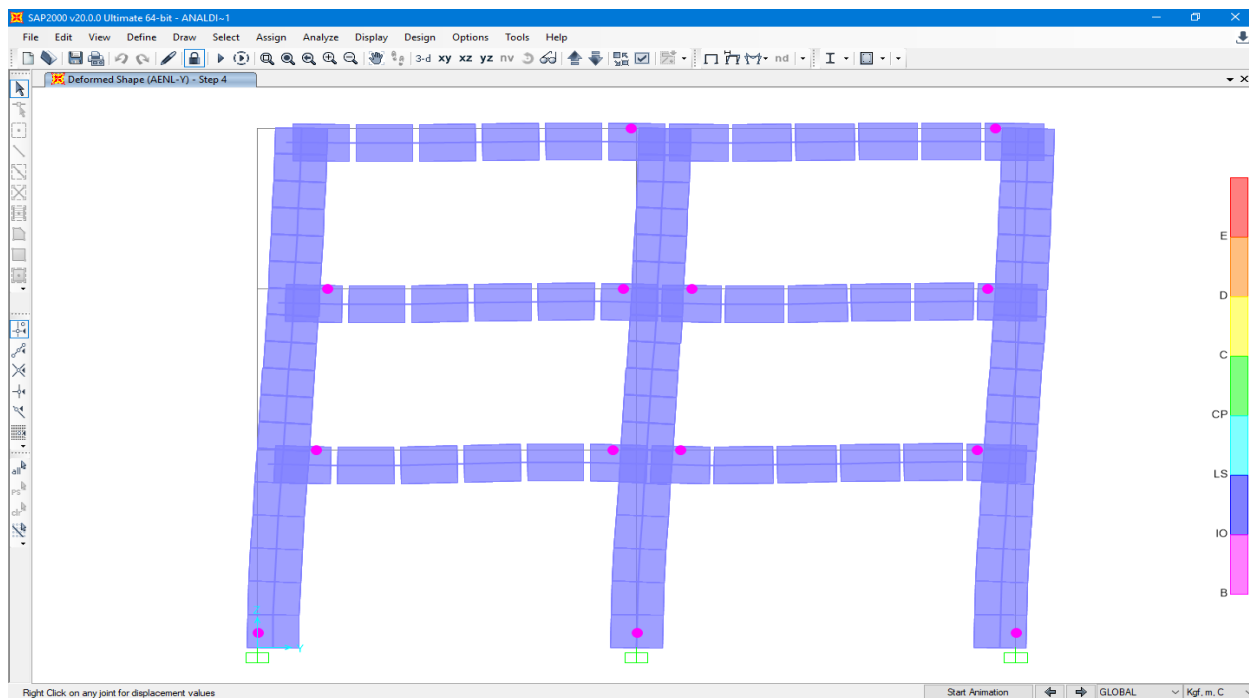


Figura 83: Paso 4 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.

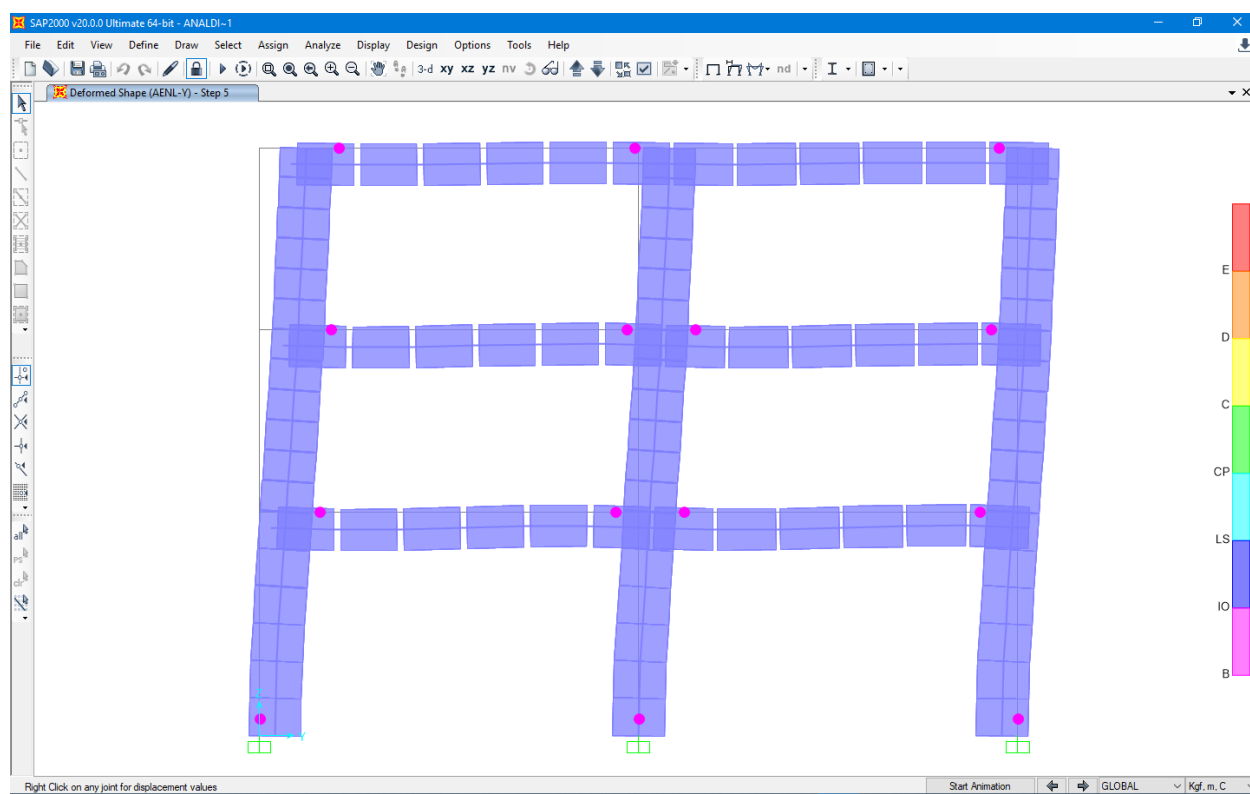


Figura 84: Paso 5 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.

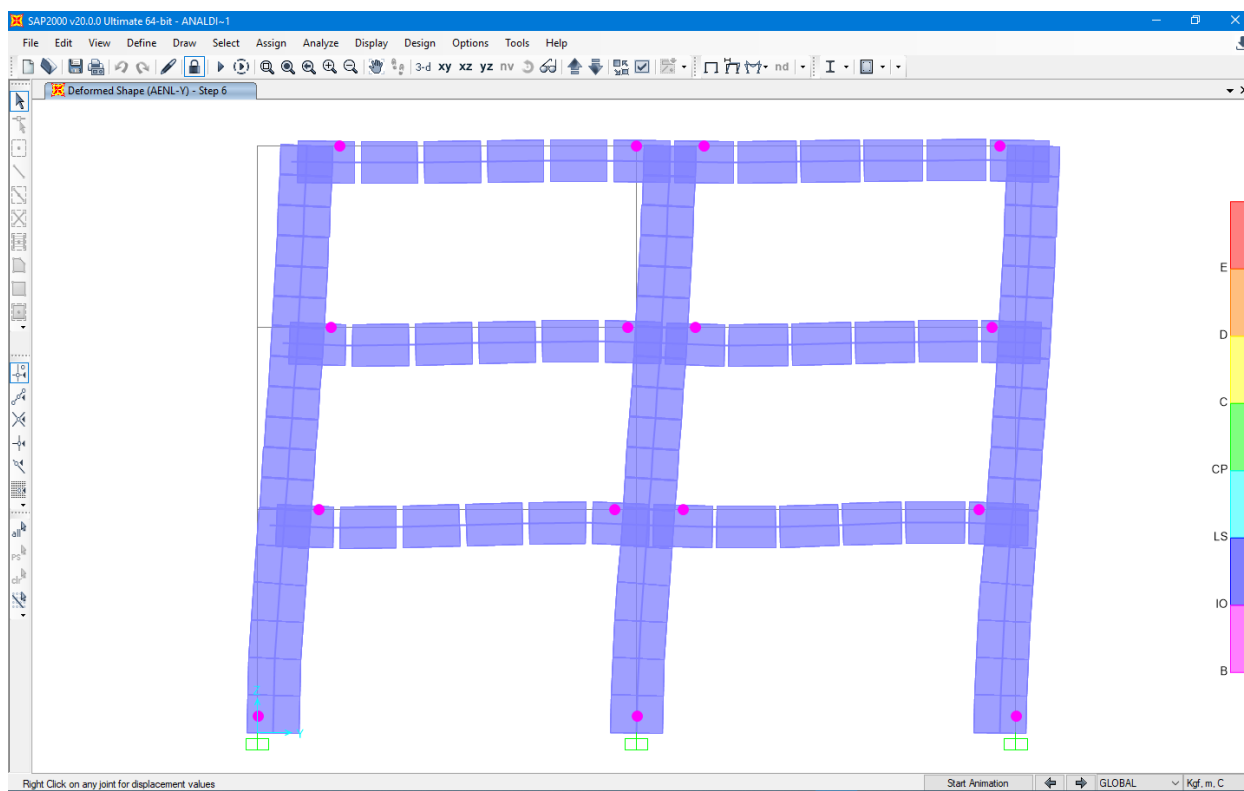


Figura 85: Paso 6 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.

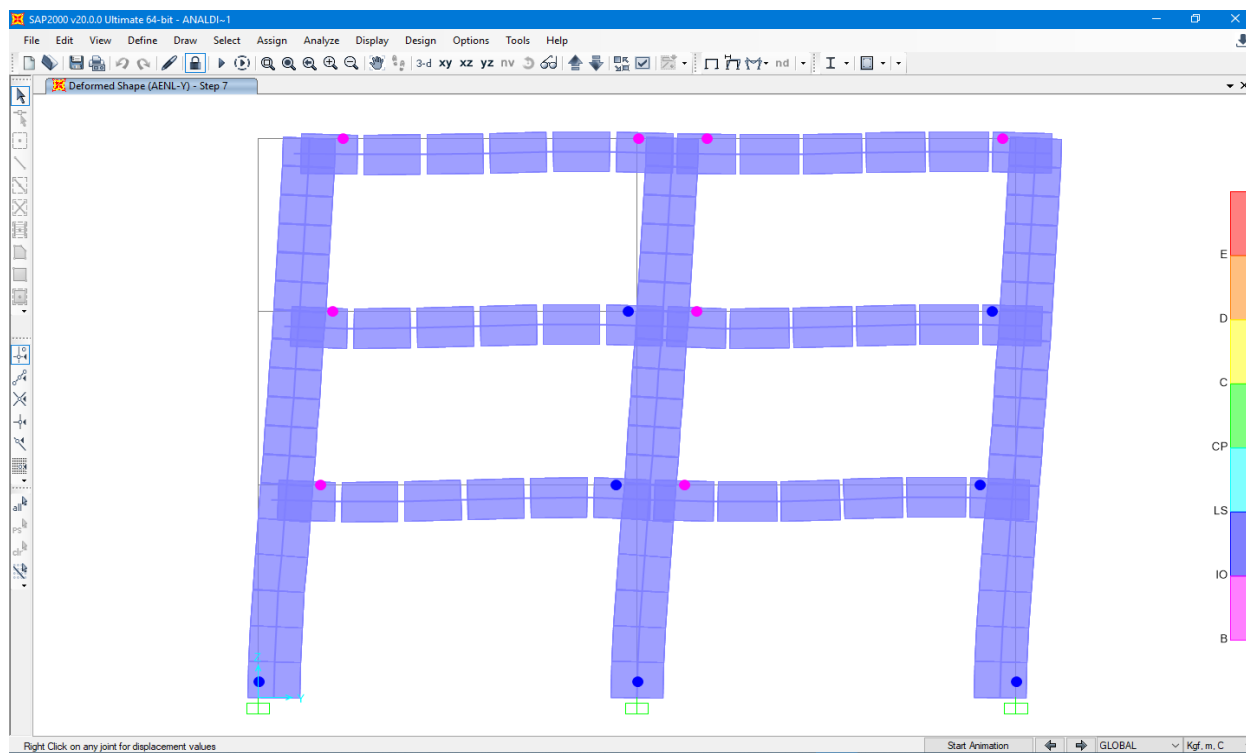


Figura 86: Paso 7 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.

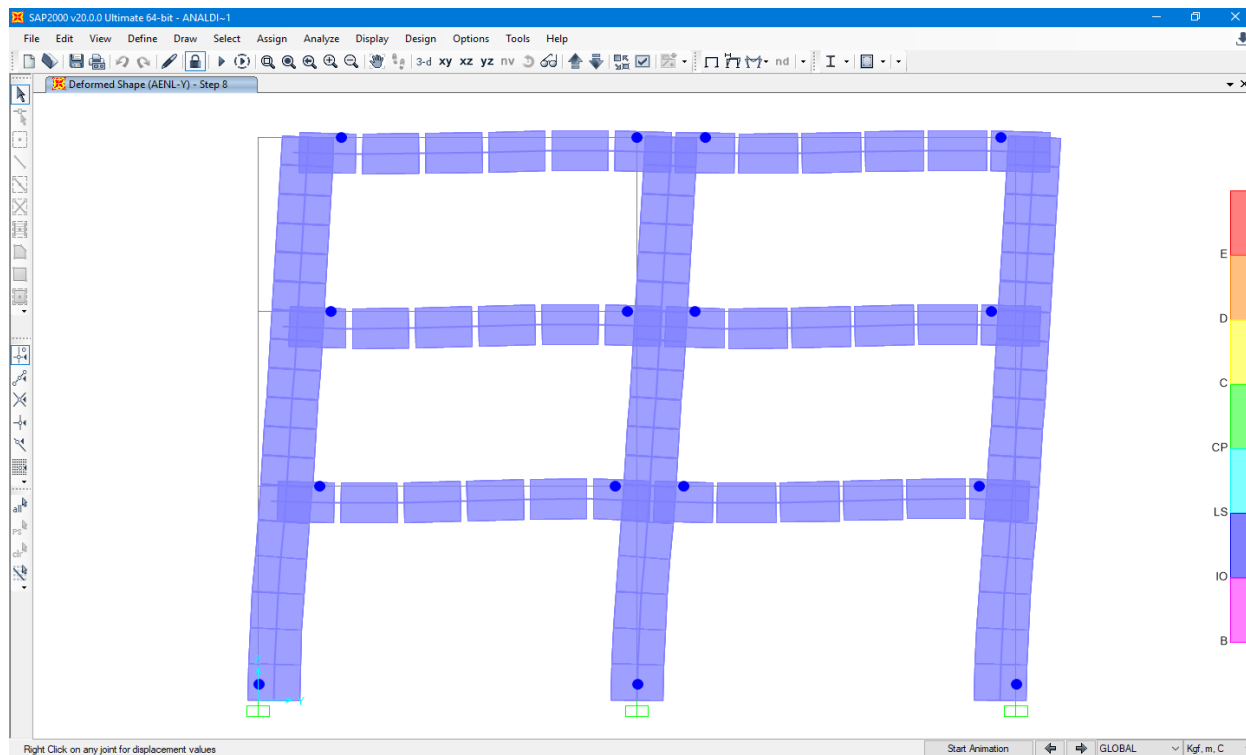


Figura 87: Paso 8 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.

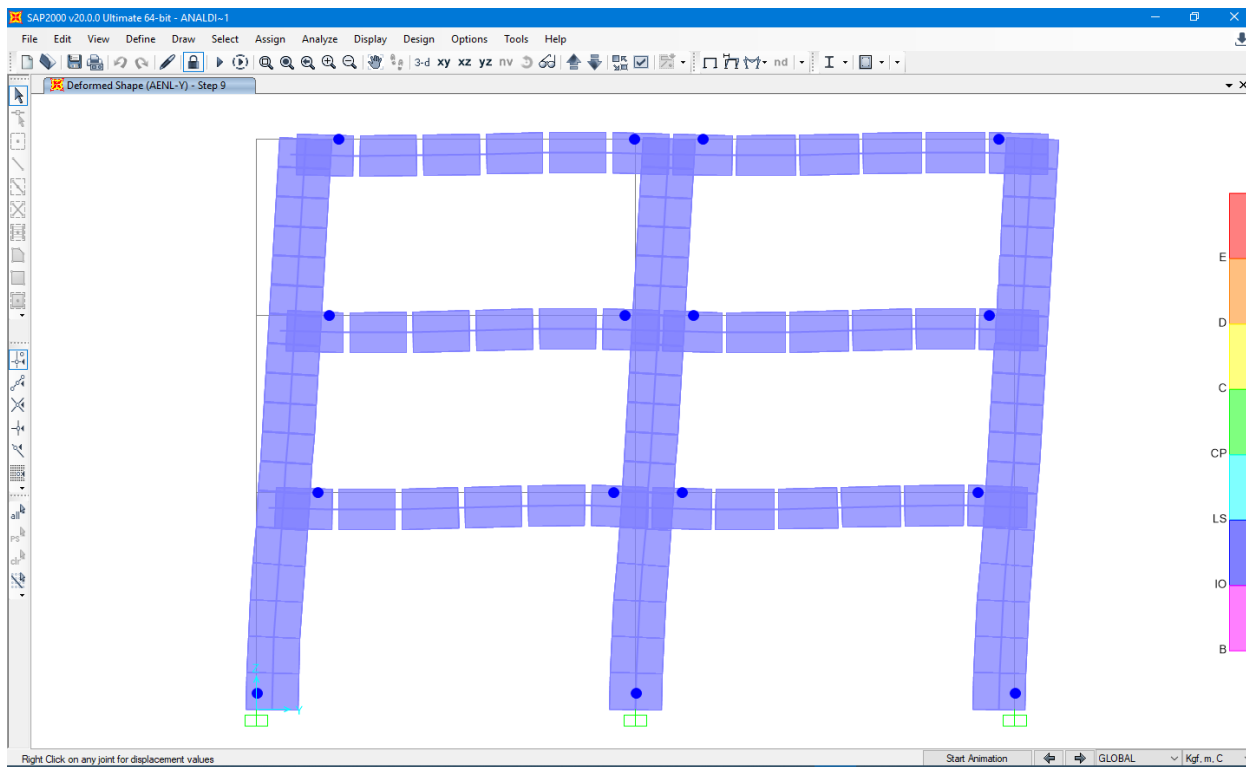


Figura 88: Paso 9 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.

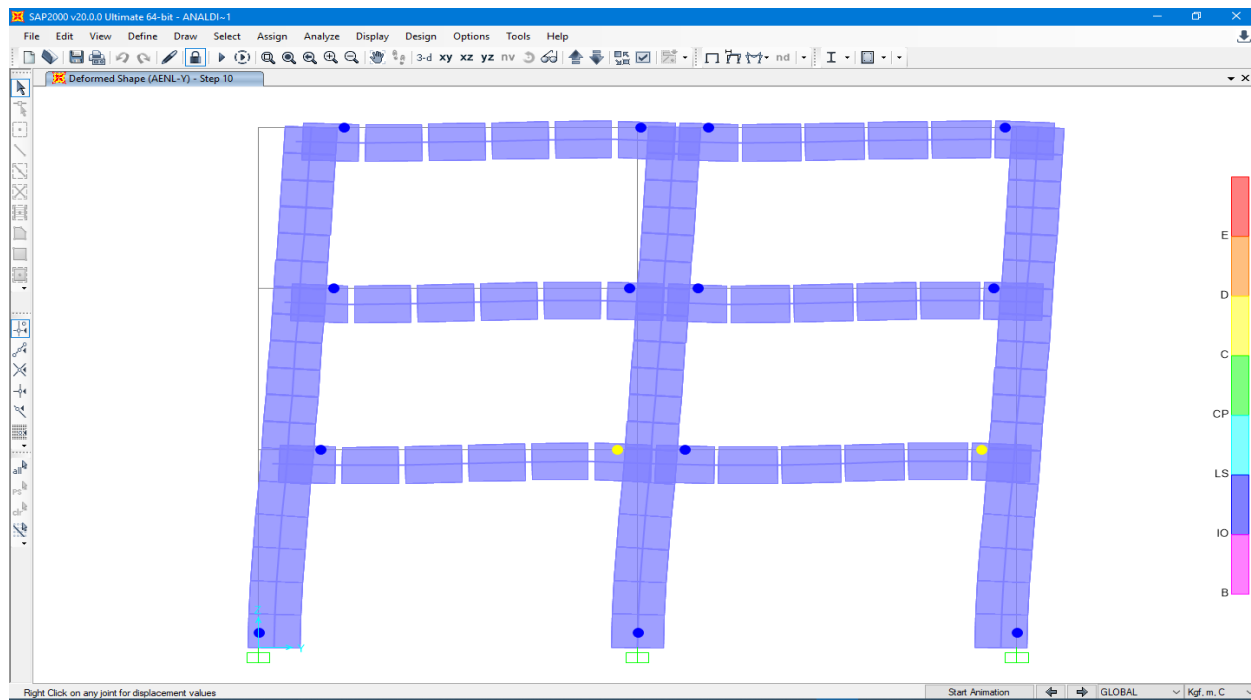


Figura 89: Paso 10 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.

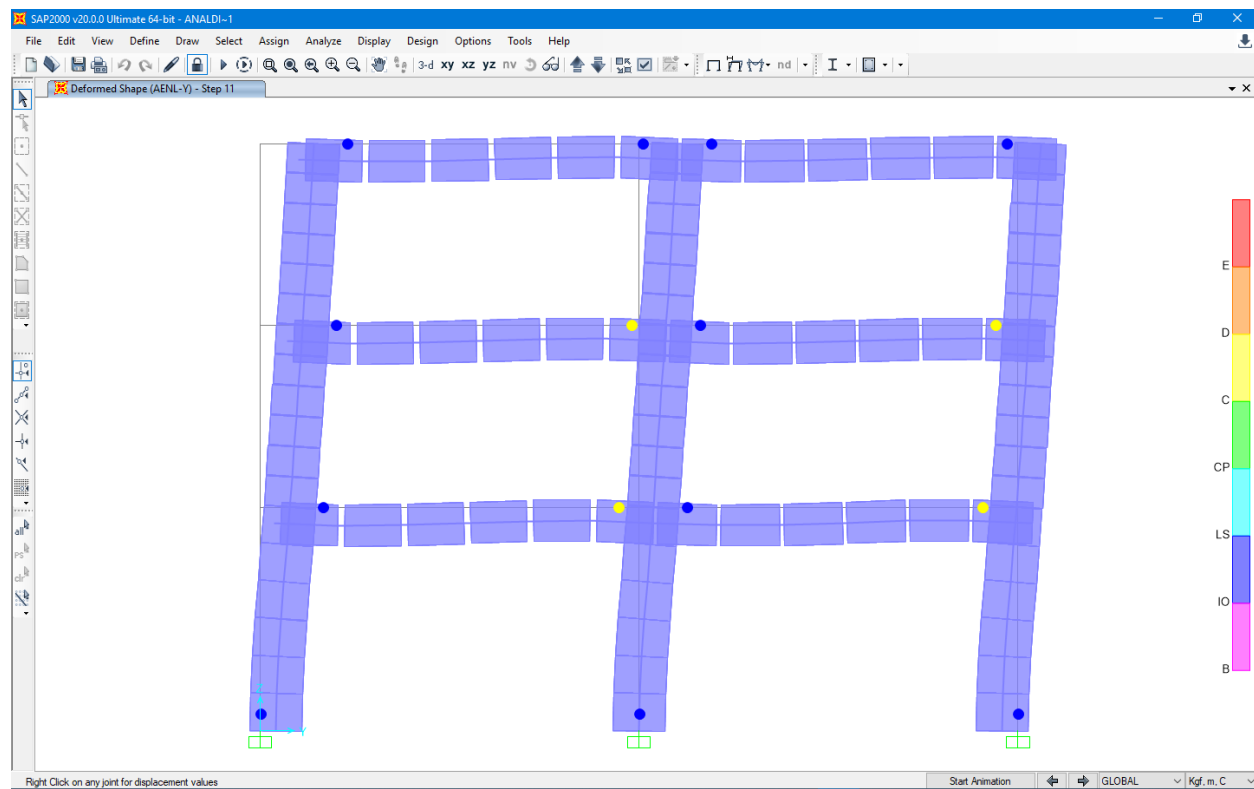


Figura 90: Paso 11 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.



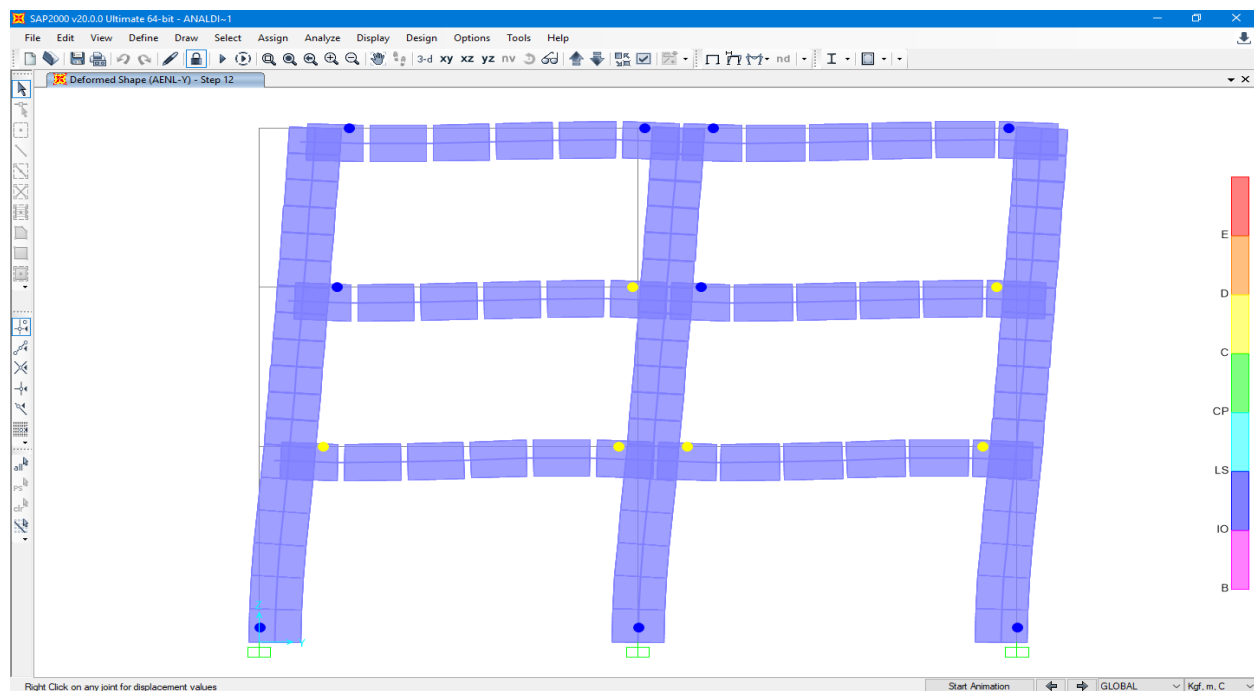


Figura 91: Paso 12 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.

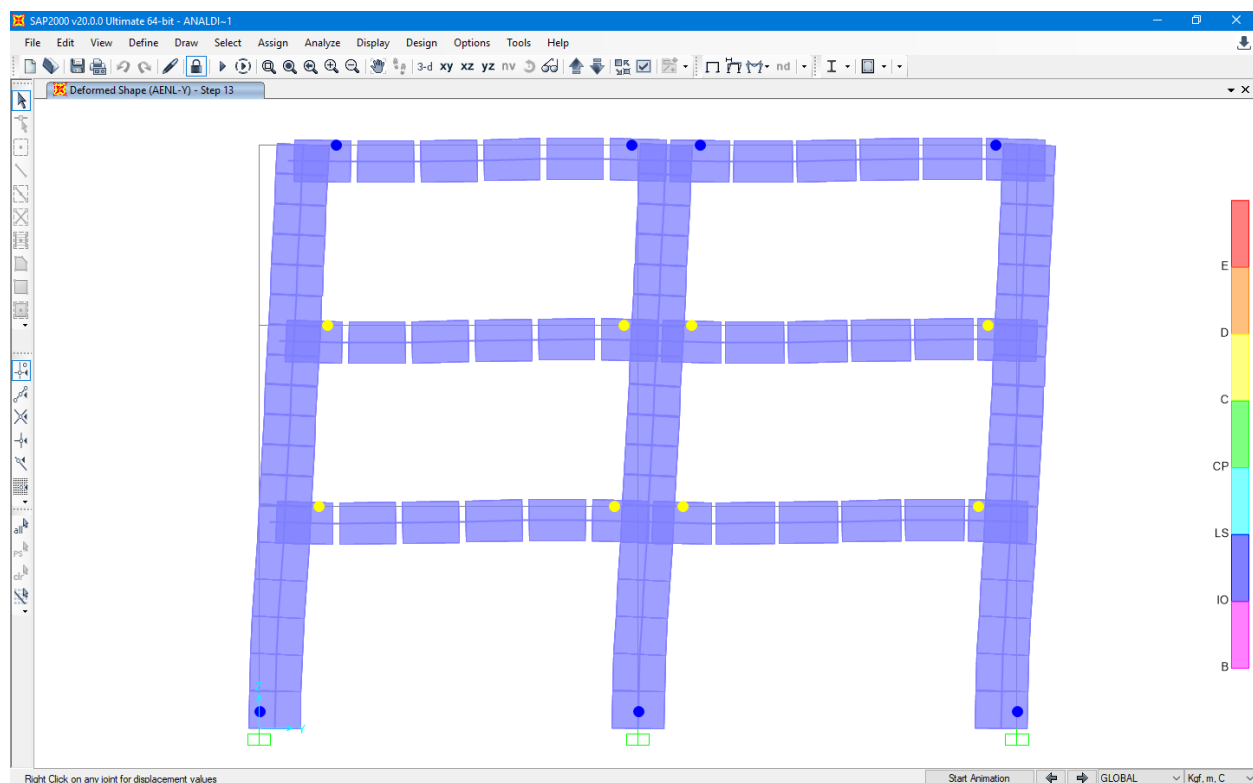


Figura 92: Paso 13 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.

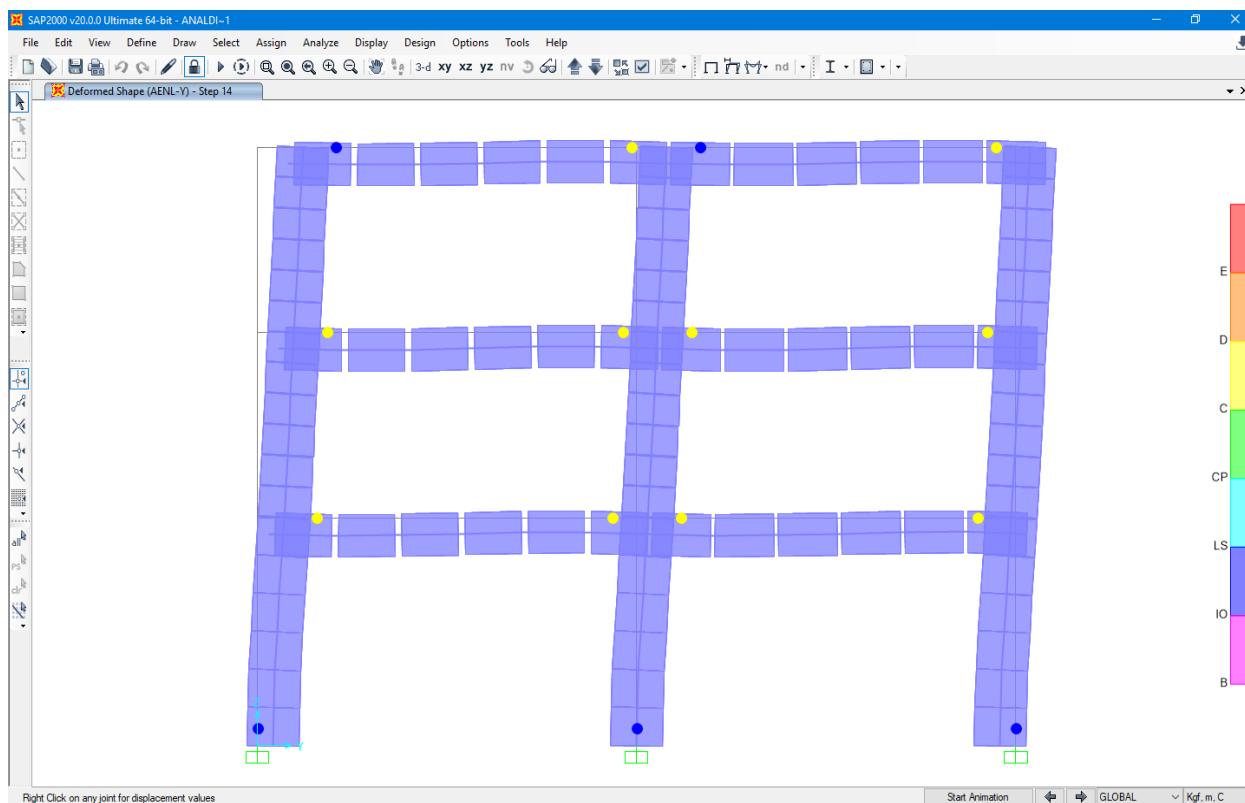


Figura 93: Paso 14 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.

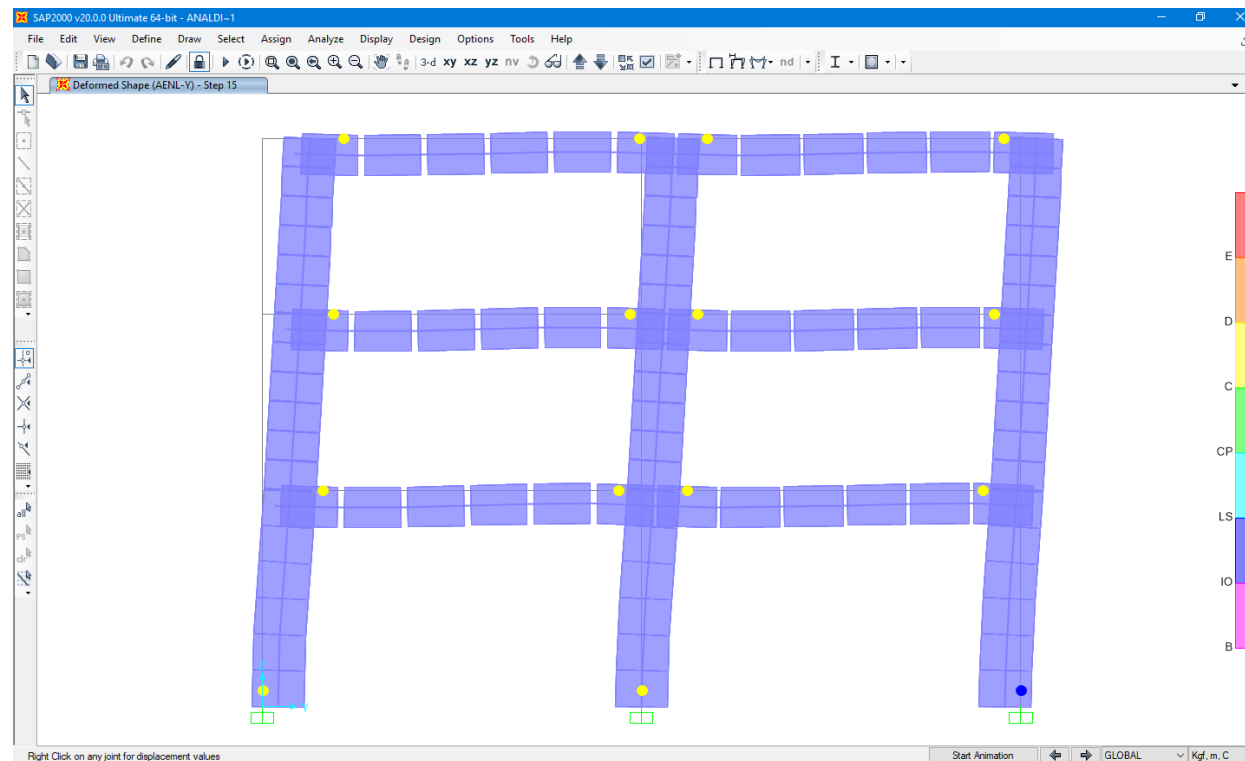


Figura 94: Paso 15 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.

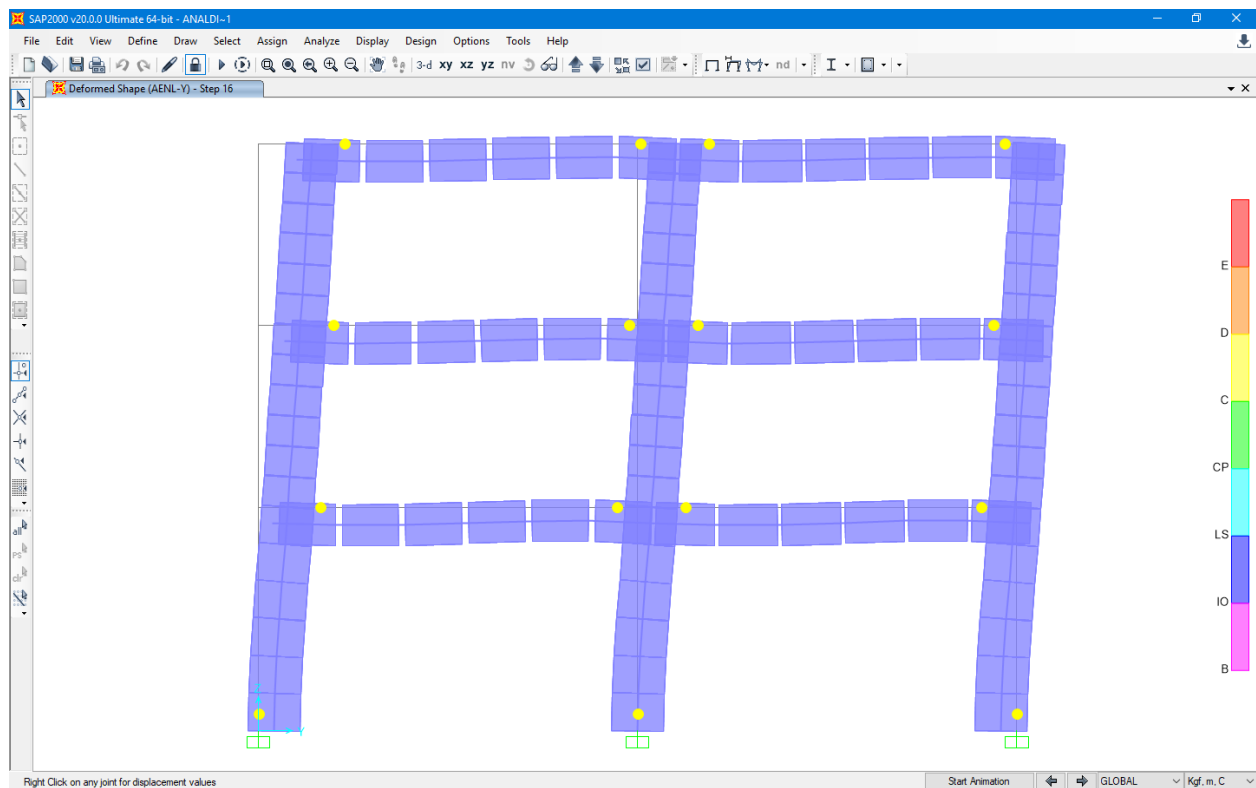


Figura 95: Paso 16 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.

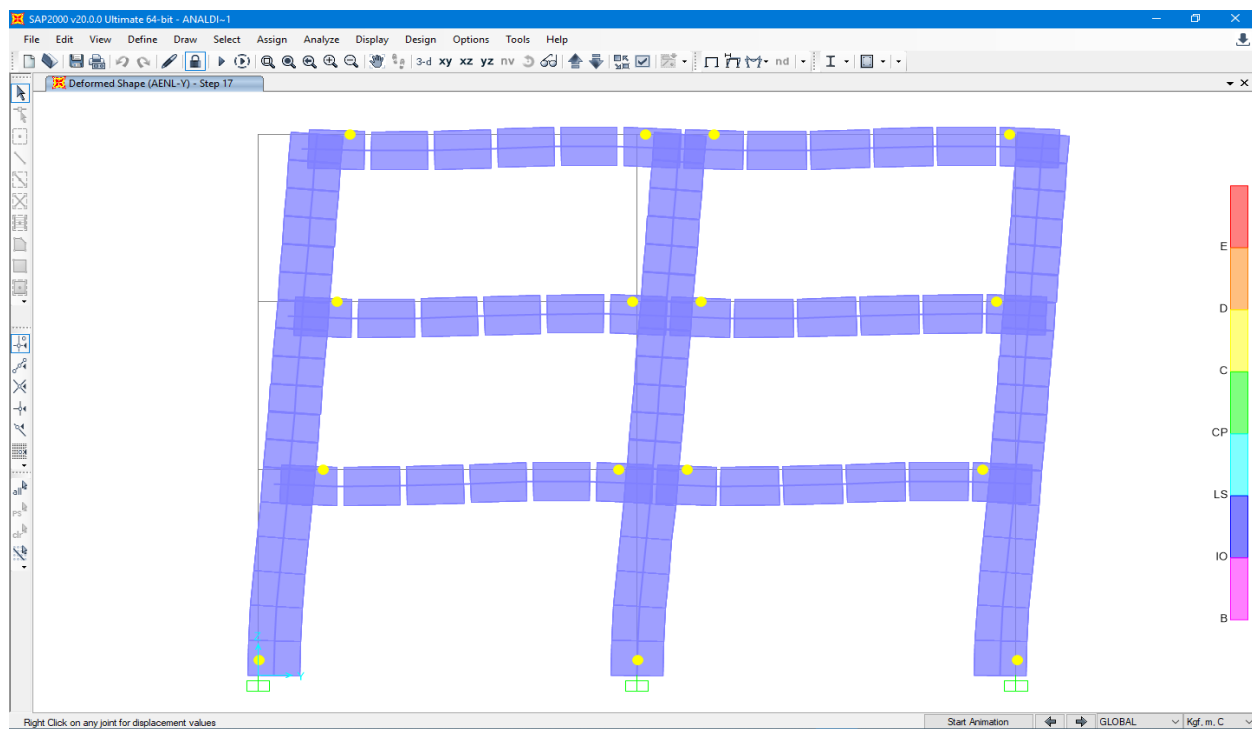


Figura 96: Paso 17 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.

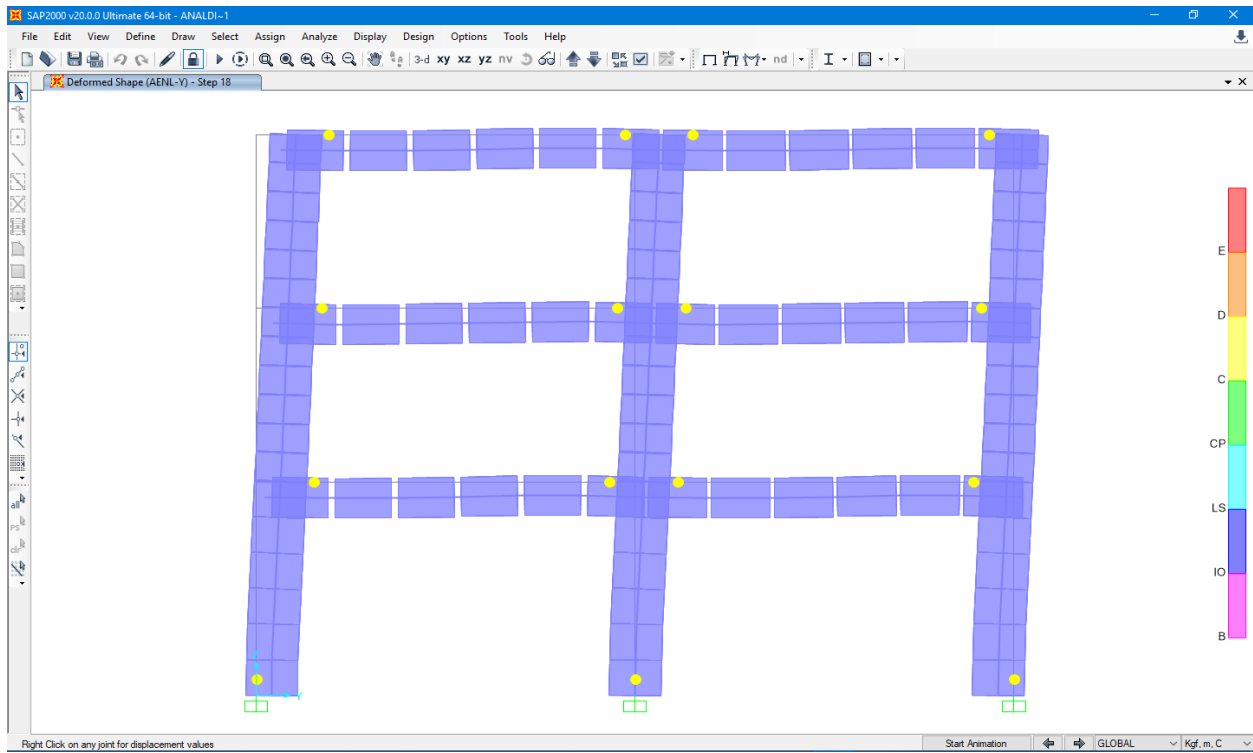


Figura 97: Paso 18 del Mecanismo de falla en el diseño por capacidad.

**05 Reporte de tablas del programa sap2000 del análisis no-lineal incremental “Pushover”.**

Tabla 51: *Curva de capacidad del diseño por resistencia.*

**TABLE: Pushover Capacity Curve**

<i>LoadCase</i>	<i>Step</i>	<i>Displacement</i>	<i>BaseForce</i>	<i>AtoB</i>	<i>BtoIO</i>	<i>IOtoLS</i>	<i>LStoCP</i>	<i>CPtoC</i>	<i>CtoD</i>	<i>DtoE</i>	<i>BeyondE</i>	<i>Total</i>
<i>Text</i>	Unitless	m	Tonf	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
<i>AENL-Y</i>	0	-0.000023	0	30	0	0	0	0	0	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	1	0.025726	57.063	29	1	0	0	0	0	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	2	0.035669	73.1531	24	6	0	0	0	0	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	3	0.047499	82.3701	20	10	0	0	0	0	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	4	0.051375	84.2014	17	13	0	0	0	0	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	5	0.0659	85.9969	15	15	0	0	0	0	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	6	0.1159	87.5822	15	9	6	0	0	0	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	7	0.1659	89.0819	15	0	15	0	0	0	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	8	0.2159	91.014	15	0	15	0	0	0	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	9	0.251049	92.2627	15	0	12	0	0	3	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	10	0.261796	92.4135	15	0	9	0	0	6	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	11	0.267667	92.402	15	0	8	0	0	7	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	12	0.274003	92.3998	15	0	7	0	0	8	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	13	0.290014	92.232	15	0	5	0	0	10	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	14	0.296634	92.1231	15	0	3	0	0	12	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	15	0.359975	88.9519	15	0	0	0	0	15	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	16	0.409975	86.306	15	0	0	0	0	15	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	17	0.459975	83.6622	15	0	0	0	0	15	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	18	0.499977	81.5498	15	0	0	0	0	15	0	0	30

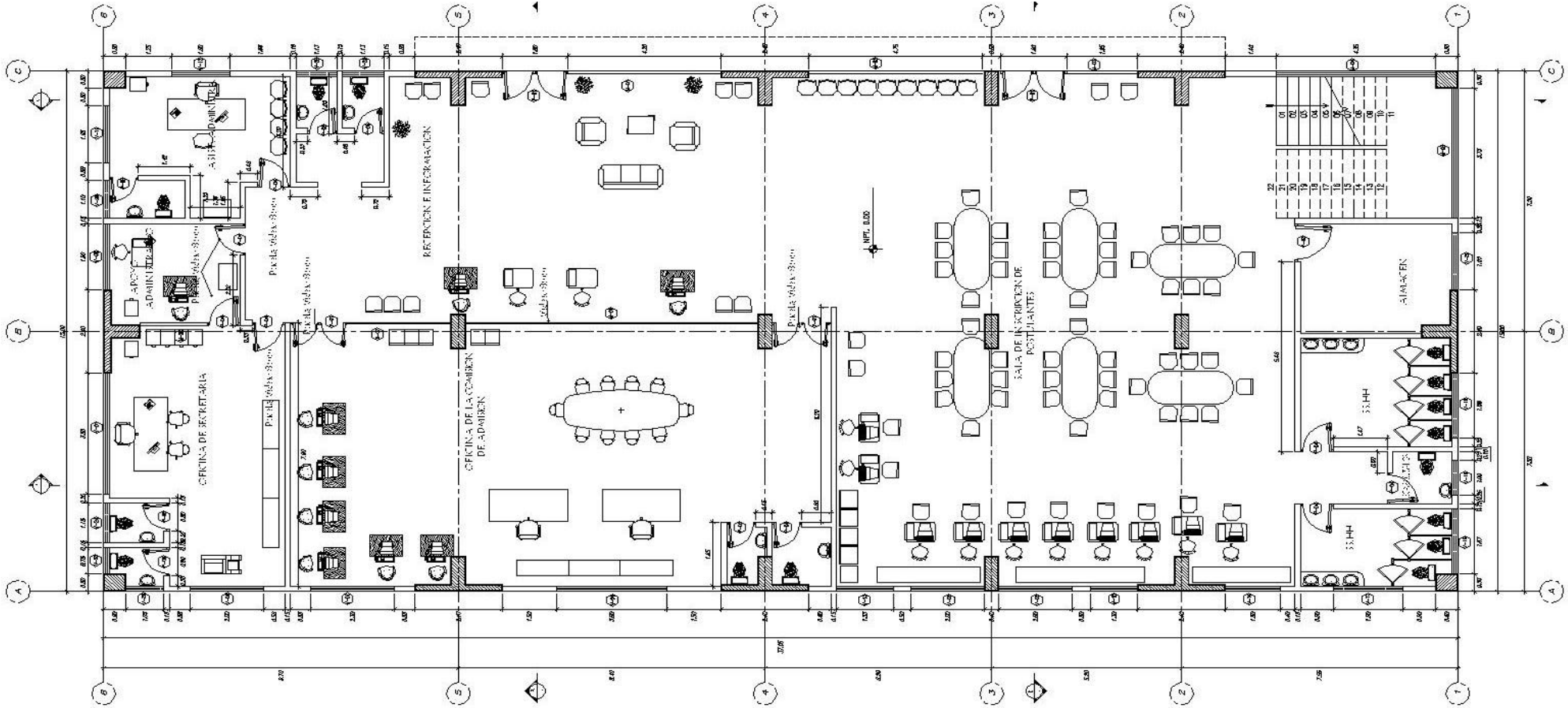
*Fuente:* Elaboración propia, reporte del programa sap2000.

Tabla 52: Curva de capacidad del diseño por capacidad.

<b>TABLE: Pushover Capacity Curve</b>												
<b>LoadCase</b>	<b>Step</b>	<b>Displacement</b>	<b>BaseForce</b>	<b>AtoB</b>	<b>BtoIO</b>	<b>IOtoLS</b>	<b>LStoCP</b>	<b>CPtoC</b>	<b>CtoD</b>	<b>DtoE</b>	<b>BeyondE</b>	<b>Total</b>
<i>Text</i>	Unitless	m	Kgf	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
<i>AENL-Y</i>	0	-0.000023	0	30	0	0	0	0	0	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	1	0.021383	47439.22	29	1	0	0	0	0	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	2	0.042915	74244.25	22	8	0	0	0	0	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	3	0.050843	79247.96	18	12	0	0	0	0	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	4	0.054825	80601.97	17	13	0	0	0	0	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	5	0.059564	81268.77	16	14	0	0	0	0	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	6	0.064695	81740.94	15	15	0	0	0	0	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	7	0.114695	83154.26	15	8	7	0	0	0	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	8	0.164695	84540.98	15	0	15	0	0	0	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	9	0.214695	86327.4	15	0	15	0	0	0	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	10	0.238756	87228.42	15	0	13	0	0	2	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	11	0.246829	87378.18	15	0	11	0	0	4	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	12	0.262708	87515.86	15	0	9	0	0	6	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	13	0.272754	87506.96	15	0	7	0	0	8	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	14	0.288538	87330.58	15	0	5	0	0	10	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	15	0.309177	86728.52	15	0	1	0	0	14	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	16	0.365066	83654.52	15	0	0	0	0	15	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	17	0.415066	80870.74	15	0	0	0	0	15	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	18	0.465066	78088.41	15	0	0	0	0	15	0	0	30
<i>AENL-Y</i>	19	0.499977	76149.35	15	0	0	0	0	15	0	0	30

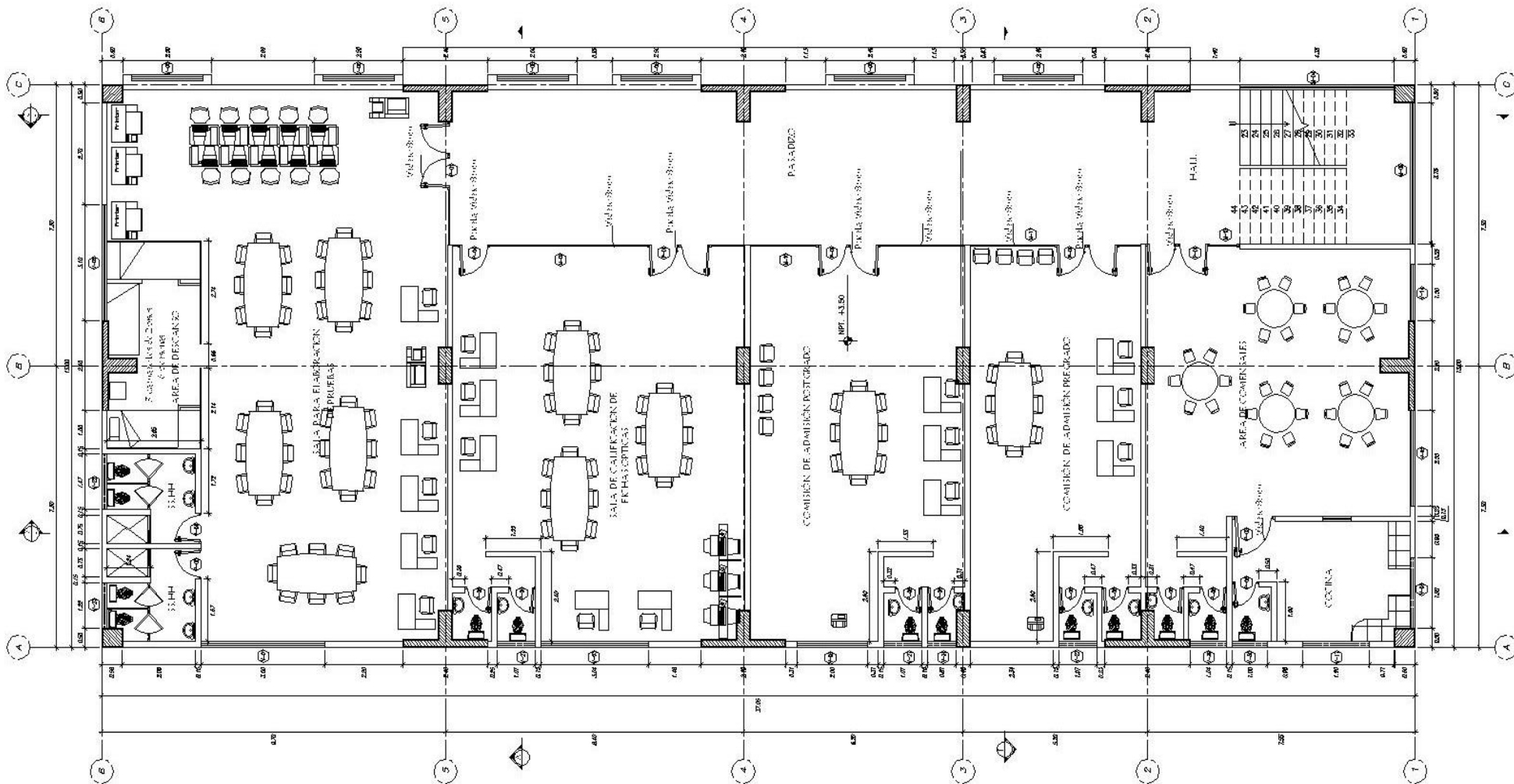
Fuente: Elaboración propia, reporte del programa sap2000.

06 Planos representativos de la planta arquitectónica en sus tres niveles



**AMBIENTES DEL PRIMER NIVEL**

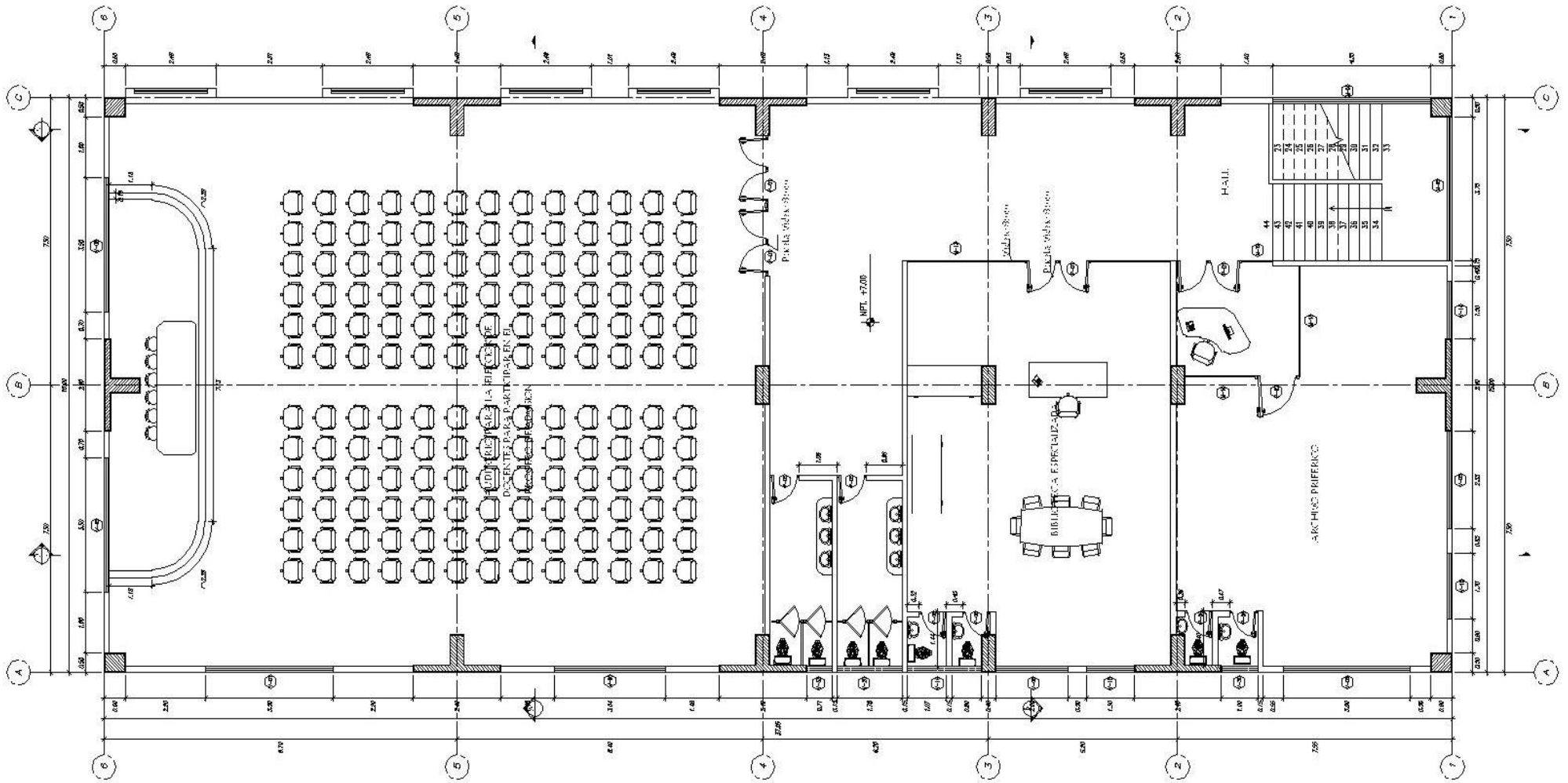
- SS.HH.
- Almacén
- Asistencia Administrativa
- Sala de Inscripción de Postulantes
- Recepción e Información
- Apoyo Administrativo
- SS.HH. Discapacitados
- Oficina de Comisión de Admisión
- Oficina de Secretaria



**AMBIENTES DEL SEGUNDO NIVEL**

- Cocina.
- Comisión de Admisión Post Grado
- Sala de Elaboración de Pruebas
- Área de Comensales
- Pasadizo
- Área de Descanso
- Comisión de Admisión Pre Grado
- Sala de Calificación de Fichas Ópticas





**AMBIENTES DEL TERCER NIVEL**

- Archivo Periférico
- Biblioteca Específica
- 02 SS.HH.
- Pasadizo
- Auditorio para Selección de Docentes para participar en el Proceso de Admisión

**07 Vista en perspectiva 3D de la fachada de la edificación.**

