

**UNIVERSIDAD NACIONAL  
JOSÉ FAUSTINO SÁNCHEZ CARRIÓN**



**Facultada de ingeniería civil  
Escuela profesional de ingeniería civil**

**TESIS**

**EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO SÍSMICO Y COMPORTAMIENTO  
ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO, HUACHO-2020**

**PRESENTADO POR:**

**Diego Hoces, Rully**

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

**ASESOR:**

**Dr. Ing. Collantes Rosales, Víctor Manuel**

**HUACHO – 2021**

**UNIVERSIDAD NACIONAL JOSÉ FAUSTINO SÁNCHEZ CARRIÓN**

**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**TÍTULO DE INGENIERÍA CIVIL**

**EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO SÍSMICO Y COMPORTAMIENTO**

**ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO, HUACHO-2020**

**Diego Hoces, Rully**

**TESIS DE INGENIERÍA**

**ASESOR: Dr. Ing. Collantes Rosales, Víctor Manuel**

**HUACHO**

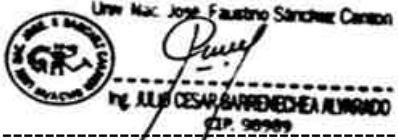
**2021**



Carlos Roberto Pesantes Rojas  
LICENCIADO EN MATEMÁTICAS

PRESIDENTE

Mg. PESANTES ROJAS CARLOS ROBERTO



Univ. Mac. José Faustino Sánchez Carrión

SECRETARIO

M(o) BARRENECHEA ALVARADO JULIO CESAR



JAVIER ALBERTO  
MANRIQUE QUIÑÓNEZ  
INGENIERO INDUSTRIAL  
Reg. CIP N° 48354

VOCAL

Mg. MANRIQUE QUIÑÓNEZ JAVIER ALBERTO



Victor Manuel Collantes Rosales  
INGENIERO INDUSTRIAL  
Reg. del Colegio de Ingenieros N° 26701

ASESOR

Dr. COLLANTES ROSALES VICTOR MANUEL

## **DEDICATORIA**

El presente tema de investigación está dedicado a mis padres Jubelindo Diego Rosales y Nelly Hoces Guerrero por haberme forjado como la persona que soy en la actualidad, por su apoyo incondicional en la parte moral y económica para llegar a ser el profesional que ellos deseaban.

También a mis hermanos y demás familiares en general por su apoyo y motivaciones que siempre me brindaron día a día durante la dura carrera universitaria.

## **AGRADECIMIENTO**

Agradezco a dios por guiarme en el camino de la vida y permitirme corresponder con quienes lo necesitan.

Agradezco también a la universidad José Faustino Sánchez Carrión por haberme brindado la oportunidad de formarme académicamente y a sus docentes de la escuela académica profesional de ingeniería civil y otras escuelas, con sus métodos de enseñanza y consejos que me sirvieron como una luz que guía el camino donde yo puedo trazar mi profesionalismo.

## ÍNDICE

LISTA DE TABLAS .....	viii
LISTA DE FIGURAS.....	xiv
LISTA DE ANEXOS.....	xix
RESUMEN .....	xx
ABSTRACT.....	xxi
INTRODUCCIÓN .....	xxii
CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....	1
1.1. Descripción de la Realidad Problemática.....	1
1.2. Formulación del Problema .....	2
1.2.1. Problema General .....	2
1.2.2. Problemas específicas .....	3
1.3. Objetivos de la Investigación .....	3
1.3.1. Objetivos generales .....	3
1.3.2. Objetivos específicos .....	3
1.4. Justificación de la Investigación.....	4
1.5. Delimitación del Estudio .....	5
1.6. Viabilidad del Estudio .....	5
1.7. Características del Área de Investigación.....	6
1.7.1. Ubicación.....	6
1.7.2. Características Arquitectónicas de la Estructura .....	6
CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO DEL DISEÑO Y EL ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO.....	8
2.1. Antecedentes de la Investigación .....	8
2.2. Bases Teóricas .....	13
2.2.1. Concepto de Evaluación por Desempeño Sísmico .....	13
2.2.2. Tipos de Análisis.....	16
2.2.3. Niveles de Desempeño Sísmico de la Estructura.....	18
2.2.3.1. Propuesta del ATC – 40 (1996) .....	18
2.2.3.1.1. Niveles para los elementos estructurales. ....	18
2.2.3.1.2. Niveles para los elementos no estructurales .....	20
2.2.3.1.3. Niveles de desempeño global para las estructuras.....	21

2.2.3.2.	Propuesta del Comité Visión 2000 SEAOC (1995).....	29
2.2.3.3.	Movimientos sísmicos de evaluación .....	31
2.2.3.3.1.	Propuesta de ATC – 40 (1996). .....	31
2.2.3.3.2.	Propuesta del Comité Visión 2000 SEAOC (1995).....	34
2.2.4.	<i>Objetivo de desempeño de la estructura</i> .....	35
2.2.4.1.	Propuesta del ATC-40 (1996).....	35
2.2.4.2.	Propuesta del Comité Visión 2000 SEAOC (1995).....	36
2.2.5.	<i>Capacidad de los Elementos Estructurales</i> .....	38
2.2.5.1.	Modelo de comportamiento de los materiales acero y concreto armado.	
	38	
2.2.5.1.1.	Modelo de Esfuerzo – Deformación para el Acero .....	38
2.2.5.1.2.	Modelo de Esfuerzo – Deformación para el Concreto Armado. ....	41
2.2.5.1.3.	Modelo para Concreto Confinado.....	41
2.2.5.2.	Modelo inelástico de elementos estructurales (viga y columna) .....	48
2.2.5.2.1.	Diagrama Momento-Curvatura.....	48
2.2.5.2.2.	Diagrama Momento-Rotación .....	54
2.2.5.2.3.	Longitud de rotulas plásticas .....	60
2.2.5.3.	Modelos lineales para muros de corte basado en cascaras. ....	62
2.2.5.3.1.	Muros de cascara multicapa.....	63
2.2.5.4.	Rigidez efectiva de los elementos de concreto armado .....	65
2.2.6.	<i>Capacidad Estructural</i> .....	67
2.2.6.1.	Método de análisis no lineal para determinar la curva de capacidad.....	68
2.2.6.2.	Análisis estático no lineal (Pushover).....	69
	Distribución vertical de la carga Pseudo-Lateral de la fuerza .....	74
2.2.6.3.	Procedimiento del análisis estático no lineal. ....	76
2.2.6.4.	Curva de capacidad estructural .....	78
2.2.6.4.1.	Representación bilineal de la curva de capacidad.....	78
2.2.7.	<i>Estimación del Punto de Desempeño Estructural</i> .....	81
2.2.7.1.	Espectro de capacidad-demanda .....	81
2.2.7.1.1.	Espectro de Capacidad.....	82
2.2.7.1.2.	Espectro de demanda .....	84
2.2.7.1.3.	Amortiguamiento efectivo y reducción del espectro de demanda ( $\beta=5\%$ ) ATC 40 (1996).....	86

2.2.7.1.4.	Procedimientos mejorados para la linealización equivalente propuesto FEMA 440. ....	90
2.2.7.1.5.	Procedimientos para determinar el punto de desempeño.....	96
2.2.7.2.	Coeficiente por desplazamiento.....	103
2.2.7.2.1.	Procedimientos para determinar el punto de desempeño.....	103
2.3.	Definición de Términos.....	111
2.4.	Hipótesis de investigación.....	113
2.4.1.	<i>Hipótesis general.</i> .....	113
2.4.2.	<i>Hipótesis específicas.</i> .....	113
2.5.	Operacionalización de las variables e indicadores. ....	114
CAPITULO III METODOLOGÍA .....		116
3.1.	Diseño Metodológico .....	116
3.1.1.	<i>Tipo de Investigación.</i> .....	116
3.1.2.	<i>Nivel de Investigación</i> .....	116
3.1.3.	<i>Diseño de Investigación.</i> .....	116
3.2.	Población y Muestra .....	117
3.2.1.	<i>Población.</i> .....	117
3.2.2.	<i>Muestras</i> .....	117
3.3.	Técnicas e Instrumentación de Recolección de Datos .....	117
3.3.1.	<i>Técnica de Investigación</i> .....	117
3.3.2.	<i>Descripción de los Instrumentos de Recolección de Datos.</i> .....	118
3.4.	Técnicas para el Procesamiento de la Información .....	118
3.4.1.	<i>Materiales en el proceso de investigación.</i> .....	118
3.5.	Esquemas de Trabajo.....	120
3.6.	Descripción del Trabajo de Campo .....	121
3.7.	Descripción de la Edificación.....	121
3.7.1.	<i>Características de materiales que componen la estructura</i> .....	125
3.7.2.	<i>Características estructurales.</i> .....	125
3.7.3.	<i>Cargas viva y muerta.</i> .....	127
3.8.	Modelo Estructural .....	128
CAPITULO IV RESULTADOS.....		130
4.1.	ANALISIS LINEAL ESTATICO DINAMICO.....	130
4.1.1.	<i>Participación Modal de la Estructura.</i> .....	130



4.1.2.	<i>Peso de la Estructura</i> .....	131
4.1.3.	<i>Parámetros Sísmicos RNE E-030</i> .....	131
4.1.4.	<i>Resultado del Análisis Lineal Estático</i> .....	132
4.1.5.	<i>Resultado del Análisis Lineal Dinámico</i> .....	134
4.1.6.	<i>Cortante de Diseño y Limites (Drift)</i> .....	134
4.2.	<b>ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO</b> .....	136
4.2.1.	<i>Diagrama de Momento Curvatura - Rotación</i> .....	136
4.2.1.1.	Viga.....	137
4.2.1.2.	Columnas .....	150
4.2.2.	<i>Patrón de cargas horizontales aplicados</i> .....	155
4.2.3.	<i>Curva de capacidad de la estructura</i> .....	157
4.3.	<b>ESPECTRO DE CAPACIDAD Y DEMANDA</b> .....	160
4.3.1.	<i>Conversión ADRS de la curva de capacidad</i> .....	160
4.3.2.	<i>Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad</i> .....	161
4.3.3.	<i>Espectro de demanda</i> .....	162
4.3.3.1.	Efecto cinemático en el espectro de demanda .....	162
4.3.3.2.	Espectro de demanda para tres niveles de sismicidad dirección X-X ..	163
4.3.3.3.	Espectro de demanda para tres niveles de sismicidad dirección Y-Y ..	168
4.3.3.4.	Coeficiente de rigidez degradante de comportamiento (STDG) con 5% de rigidez post-elastica positiva. ....	172
4.3.3.5.	Factor MADRS para un determinado valor de ductilidad $\mu$ , $\beta_{eff}$ y $T_{eff}$ del sistema estructural.....	173
4.3.4.	<i>Puntos de desempeño sismo de la estructura</i> .....	193
4.4.	<b>COEFICIENTE POR DESPLAZAMIENTO</b> .....	199
4.4.1.	<i>Representación bilineal de la curva de capacidad</i> .....	199
4.5.	<b>RESUMEN DE RESULTADOS</b> .....	207
4.5.1.	<i>Espectro de capacidad demanda</i> .....	207
4.5.2.	<i>Coeficiente por desplazamiento</i> .....	208
4.6.	<b>NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA</b> .....	209
4.6.1.	<i>Dirección X-X</i> .....	209
4.6.2.	<i>Dirección Y-Y</i> .....	210
4.7.	<b>GRADO DE DAÑO DE LA ESTRUCTURA</b> .....	211
4.7.1.	<i>Dirección X-X</i> .....	211

4.7.2. Dirección Y-Y .....	212
4.8. OBJETIVO DE DESEMPEÑO.....	212
4.8.1. Dirección X-X.....	212
4.8.2. Dirección Y-Y .....	214
4.9. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL.....	215
4.9.1. Ductilidad global de la estructura según la dirección de análisis.....	215
CAPÍTULO V INTERPRETACIONES Y DISCUSIONES .....	216
5.1 INTERPRETACIÓN DE RESUELTOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO ESPERADO	216
5.1.1 Dirección X-X.....	216
5.1.2 Dirección Y-Y .....	217
CAPÍTULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	218
6.1. CONCLUSIONES .....	218
6.2. RECOMENDACIONES .....	220
CAPITULO VII FUENTES DE INFORMACIÓN .....	222
CAPÍTULO VII ANEXOS .....	224

## LISTA DE TABLAS

<b>Tabla N° 2. 1:</b> Combinación de los niveles estructurales y no estructurales para formar los niveles de desempeño del edificio. ....	22
<b>Tabla N° 2. 2:</b> Descripción del daño de los elementos y componentes en edificios de pórticos y muros,.....	25
<b>Tabla N° 2. 3:</b> Descripción de los daños para los niveles de desempeño. ....	29
<b>Tabla N° 2. 4:</b> Desplazamientos asociados a cada nivel de desempeño. ....	31
<b>Tabla N° 2. 5:</b> Movimientos sísmicos de diseño, periodos de retorno y probabilidad de excedencia. ....	34
<b>Tabla N° 2. 6:</b> Definición de objetivo de desempeño. ....	36
<b>Tabla N° 2. 7:</b> Objetivo de seguridad básica para estructuras convencionales. ....	36
<b>Tabla N° 2. 8:</b> Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras. ....	37
<b>Tabla N° 2. 9:</b> Objetivos de desempeño sísmico recomendado para estructura básicas. ....	38
<b>Tabla N° 2. 10:</b> Parámetros no lineales para vigas. ....	56
<b>Tabla N° 2. 11:</b> Parámetros no lineales para columnas. ....	57
<b>Tabla N° 2. 12:</b> Valores efectivos de rigidez. ....	65
<b>Tabla N° 2. 13:</b> Rigidez efectiva de elementos estructurales. ....	66
<b>Tabla N° 2. 14:</b> Rigidez efectiva. ....	66
<b>Tabla N° 2. 15:</b> Valor de k para determinado tipo de comportamiento de la estructura. ....	88
<b>Tabla N° 2. 16:</b> Tipos de Comportamiento Estructural. ....	89
<b>Tabla N° 2. 17:</b> Valores aproximados de la onda de corte y Factor de reducción de velocidad $n$ . ....	92
<b>Tabla N° 2. 18:</b> Coeficientes para su uso en ecuaciones para una humectación efectiva. ....	93
<b>Tabla N° 2. 19:</b> Coeficientes para uso en ecuaciones para período efectivo. ....	94
<b>Tabla N° 2. 20:</b> Valores de factor modificador $C_0$ . ....	107
<b>Tabla N° 2. 21:</b> Valores para $C_m$ recomendados por FEMA 356. ....	108
<b>Tabla N° 2. 22:</b> Condiciones geotécnicas para cada clase de sitio. ....	108
<b>Tabla N° 2. 23:</b> Valores del factor $C_2$ . ....	109
<b>Tabla N° 2. 24:</b> Operacionalización de variables. ....	114
<b>Tabla N° 3. 1:</b> Características estructurales de la edificación de acuerdo a la norma sismorresistente. ....	126
<b>Tabla N° 3. 2:</b> Carga Viva y Muerta – NTP E 020. ....	127

<b>Tabla N° 4. 1:</b> Modos Fundamental de Vibración. ....	130
<b>Tabla N° 4. 2:</b> Peso de la Estructura. ....	131
<b>Tabla N° 4. 3:</b> Parámetros sísmicos E 030 - RNE. ....	131
<b>Tabla N° 4. 4:</b> Análisis lineal estático de la estructura dirección X-X. ....	132
<b>Tabla N° 4. 5:</b> Análisis lineal estático de la estructura dirección Y-Y. ....	133
<b>Tabla N° 4. 6:</b> Análisis lineal estático de la estructura dirección X-X. ....	134
<b>Tabla N° 4. 7:</b> Análisis lineal estático de la estructura dirección Y-Y. ....	134
<b>Tabla N° 4. 8:</b> Cortante de Diseño. ....	134
<b>Tabla N° 4. 9:</b> Deriva de la estructura dirección X-X. ....	135
<b>Tabla N° 4. 10:</b> Deriva de la estructura dirección Y-Y. ....	136
<b>Tabla N° 4. 11:</b> Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VP1-11 del eje “1”.....	138
<b>Tabla N° 4. 12:</b> Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VP1-12 del eje “1”.....	139
<b>Tabla N° 4. 13:</b> Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VP2-21 del eje “2”.....	140
<b>Tabla N° 4. 14:</b> Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VP2-22 del eje “2”.....	140
<b>Tabla N° 4. 15:</b> Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VP3-31 del eje “3”.....	142
<b>Tabla N° 4. 16:</b> Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VP3-32 del eje “3”.....	142
<b>Tabla N° 4. 17:</b> Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VP4-41 del eje “4”.....	144
<b>Tabla N° 4. 18:</b> Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VP4-42 del eje “4”.....	144
<b>Tabla N° 4. 19:</b> Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VSA-A1 del eje “A”.....	145
<b>Tabla N° 4. 20:</b> Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VSA-A2 del eje “A”.....	146
<b>Tabla N° 4. 21:</b> Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VSA-A3 del eje “A”.....	146

<b>Tabla N° 4. 22:</b> Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VSB-B1 del eje “B” .....	147
<b>Tabla N° 4. 23:</b> Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VSB-B2 del eje “B” .....	148
<b>Tabla N° 4. 24:</b> Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VSB-B3 del eje “B” .....	148
<b>Tabla N° 4. 25:</b> Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VSC-C1 del eje “C” .....	149
<b>Tabla N° 4. 26:</b> Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VSC-C2 del eje “C” .....	150
<b>Tabla N° 4. 27:</b> Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la columna C-1. ....	151
<b>Tabla N° 4. 28:</b> Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la columna C-2. ....	152
<b>Tabla N° 4. 29:</b> Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la columna C-3. ....	153
<b>Tabla N° 4. 30:</b> Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la columna C-4. ....	154
<b>Tabla N° 4. 31:</b> Distribución de fuerzas laterales "AI" .....	155
<b>Tabla N° 4. 32:</b> Distribución triangular de fuerza lateral. ....	156
<b>Tabla N° 4. 33:</b> Distribución uniforme de fuerza lateral. ....	156
<b>Tabla N° 4. 34:</b> Distribución de pseudo-lateral de fuerzas. ....	156
<b>Tabla N° 4. 35:</b> Valores de esfuerzo-deformación y drift el comportamiento estructural en la dirección X-X.....	157
<b>Tabla N° 4. 36:</b> Valores de esfuerzo-deformación y drift el comportamiento estructural en la dirección Y-Y.....	159
<b>Tabla N° 4. 37:</b> Factores de conversión formato ADRS para la curva de capacidad. ....	160
<b>Tabla N° 4. 38:</b> Curva de capacidad X-X transformado al formato ADRS.....	161
<b>Tabla N° 4. 39:</b> Curva de capacidad Y-Y transformado al formato ADRS.....	161
<b>Tabla N° 4. 40:</b> Calculo del formato RRSbase. ....	163
<b>Tabla N° 4. 41:</b> Valores del espectro de demanda para el nivel sísmico de servicio parametrizada con la norma E-030 dirección X-X. ....	163

<b>Tabla N° 4. 42:</b> Valores del espectro de demanda para el nivel sísmico de diseño parametrizada con la norma E-030 dirección X-X. ....	164
<b>Tabla N° 4. 43:</b> Valores del espectro de demanda para el nivel sísmico máximo parametrizada con la norma E-030 dirección X-X. ....	165
<b>Tabla N° 4. 44:</b> Valores del espectro de demanda para el nivel sísmico de servicio parametrizada con la norma E-030 dirección Y-Y. ....	168
<b>Tabla N° 4. 45:</b> Valores del espectro de demanda para el nivel sísmico de diseño parametrizada con la norma E-030 dirección Y-Y. ....	169
<b>Tabla N° 4. 46:</b> Valores del espectro de demanda para el nivel sísmico máximo parametrizada con la norma E-030 dirección Y-Y. ....	170
<b>Tabla N° 4. 47:</b> Parámetros del $\beta_{eff}$ con coeficiente de rigidez degradante.....	172
<b>Tabla N° 4. 48:</b> Parámetros del $T_{eff}$ con coeficiente de rigidez degradante. ....	173
<b>Tabla N° 4. 49:</b> Valores $\mu$ , $T_{eff}$ , $\beta_{eff}$ , M y B para un $T_{sec}$ del sistema estructural en la dirección X-X.....	173
<b>Tabla N° 4. 50:</b> Valores $\mu$ , $T_{eff}$ , $\beta_{eff}$ , M y B para un $T_{sec}$ del sistema estructural en la dirección Y-Y.....	174
<b>Tabla N° 4. 51:</b> Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo de servicio en la dirección X-X.....	175
<b>Tabla N° 4. 52:</b> Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo de servicio en la dirección X-X.....	176
<b>Tabla N° 4. 53:</b> Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo de diseño en la dirección X-X.....	178
<b>Tabla N° 4. 54:</b> Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo de diseño en la dirección X-X.....	179
<b>Tabla N° 4. 55:</b> Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo máximo en la dirección X-X.....	181
<b>Tabla N° 4. 56:</b> Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo máximo en la dirección X-X.....	182
<b>Tabla N° 4. 57:</b> Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo de servicio en la dirección Y-Y.....	184
<b>Tabla N° 4. 58:</b> Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo de servicio en la dirección Y-Y.....	185

<b>Tabla N° 4. 59:</b> Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo de diseño en la dirección Y-Y.....	187
<b>Tabla N° 4. 60:</b> Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo de diseño en la dirección Y-Y.....	188
<b>Tabla N° 4. 61:</b> Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo máximo en la dirección Y-Y.....	190
<b>Tabla N° 4. 62:</b> Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo máximo en la dirección Y-Y.....	191
<b>Tabla N° 4. 63:</b> Calculo de la curva bilineal para un sismo de servicio X-X.....	199
<b>Tabla N° 4. 64:</b> Parámetros de la curva bilineal para un sismo de servicio X-X. ....	199
<b>Tabla N° 4. 65:</b> Calculo de la curva bilineal para un sismo de diseño X-X. ....	200
<b>Tabla N° 4. 66:</b> Parámetros de la curva bilineal para un sismo de diseño X-X.....	201
<b>Tabla N° 4. 67:</b> Calculo de la curva bilineal para un sismo máximo X-X. ....	201
<b>Tabla N° 4. 68:</b> Parámetros de la curva bilineal para un sismo máximo X-X.....	202
<b>Tabla N° 4. 69:</b> Calculo de la curva bilineal para un sismo de servicio Y-Y.....	202
<b>Tabla N° 4. 70:</b> Parámetros de la curva bilineal para un sismo de servicio Y-Y. ....	203
<b>Tabla N° 4. 71:</b> Calculo de la curva bilineal para un sismo de diseño Y-Y. ....	204
<b>Tabla N° 4. 72:</b> Parámetros de la curva bilineal para un sismo de diseño Y-Y.....	204
<b>Tabla N° 4. 73:</b> Calculo de la curva bilineal para un sismo máximo Y-Y. ....	205
<b>Tabla N° 4. 74:</b> Parámetros de la curva bilineal para un sismo máximo Y-Y.....	206
<b>Tabla N° 4. 75:</b> Punto de desempeño de la estructura por el espectro de capacidad demanda dirección X-X.....	207
<b>Tabla N° 4. 76:</b> Punto de desempeño de la estructura por el espectro de capacidad demanda dirección Y-Y.....	207
<b>Tabla N° 4. 77:</b> Punto de desempeño de la estructura, por coeficientes de desplazamiento FEMA 440, dirección X-X. ....	208
<b>Tabla N° 4. 78:</b> Punto de desempeño de la estructura, por coeficientes de desplazamiento FEMA 440, dirección Y-Y. ....	208
<b>Tabla N° 4. 79:</b> Nivel de desempeño según ATC-40 dirección X-X. ....	209
<b>Tabla N° 4. 80:</b> Nivel de desempeño según ATC-40 dirección Y-Y. ....	210
<b>Tabla N° 4. 81:</b> Grado de daño para cada nivel de sismo según ATC-40, dirección X-X. ...	211
<b>Tabla N° 4. 82:</b> Grado de daño para cada nivel de sismo según ATC-40, dirección X-X. ...	212
<b>Tabla N° 4. 83:</b> Objetivo de desempeño sísmico en la dirección X, Según ATC-40.....	212

<b>Tabla N° 4. 84:</b> Objetivo de desempleo sísmico en la dirección X, Según SEAOC VISION	
2000.....	213
<b>Tabla N° 4. 85:</b> Objetivo de desempeño sísmico en la dirección Y, Según ATC-40.....	214
<b>Tabla N° 4. 86:</b> Objetivo de desempleo sísmico en la dirección Y, Según SEAOC VISION	
2000.....	215



## LISTA DE FIGURAS

Figura N° 1. 1: <i>Capacidad de influir en el costo durante el proceso Proyecto-Construcción.</i>	4
Figura N° 1. 2: <i>Imagen 3D de la estructura a evaluar.</i>	7
Figura N° 2. 1: <i>Diagrama de la evaluación por desempeño sísmico</i>	14
Figura N° 2. 2: <i>Tipos de análisis.</i>	16
Figura N° 2. 3: <i>Curva de capacidad y tipos de análisis.</i>	17
Figura N° 2. 4: <i>Niveles y rangos de niveles de Desempeño.</i>	23
Figura N° 2. 5: <i>Sectorización la curva de Capacidad.</i>	30
Figura N° 2. 6: <i>Sismo de Servicio según ATC - 40 acoplado al RNE E - 030.</i>	32
Figura N° 2. 7: <i>Sismo de Diseño, RNE E - 030.</i>	33
Figura N° 2. 8: <i>Sismo Máximo, RNE E - 030.</i>	33
Figura N° 2. 9: <i>Modelo Esfuerzo-Deformación Elastoplástico Perfecto del acero.</i>	39
Figura N° 2. 10: <i>Modelo Esfuerzo-Deformación Trilineal del acero.</i>	40
Figura N° 2. 11: <i>Modelo Esfuerzo-Deformación Elastoplástico con Endurecimiento Curvo de 2<sup>do</sup> grado.</i>	40
Figura N° 2. 12: <i>Comparación de curvas esfuerzo-deformación de un concreto no confinado y confinado.</i>	42
Figura N° 2. 13: <i>Modelo de Mander: Esfuerzo-Deformación para un concreto simple y uno confinado.</i>	44
Figura N° 2. 14: <i>Núcleo efectivo de concreto confinado para una sección rectangular.</i>	47
Figura N° 2. 15: <i>Factor de confinamiento, "λ" para elementos cuadrados y rectangulares.</i>	48
Figura N° 2. 16: <i>Relación de momento - curvatura para secciones de vigas simplemente reforzadas donde falla a tensión, <math>\rho &lt; \rho_b</math>.</i>	49
Figura N° 2. 17: <i>Relación de momento - curvatura para secciones de vigas simplemente reforzada donde falla a compresión <math>\rho &gt; \rho_b</math>.</i>	50
Figura N° 2. 18: <i>Determinación teórica Momento - curvatura, Acero en tensión y compresión.</i>	51
Figura N° 2. 19: <i>Determinación teórica Momento - curvatura, concreto en compresión de sección de viga doblemente reforzada con flexión.</i>	52
Figura N° 2. 20: <i>Puntos notables en el diagrama Momento-Curvatura.</i>	52
Figura N° 2. 21: <i>Rotulas plásticas en viga y columna.</i>	54

Figura N° 2. 22: <i>Idealización de diagrama momento-rotación de una viga o columna.</i> .....	55
Figura N° 2. 23: <i>Idealización del criterio de aceptación de una Viga.</i> .....	59
Figura N° 2. 24: <i>Idealización del criterio de aceptación de una Columna.</i> .....	59
Figura N° 2. 25: <i>Elemento de cascara multicapas.</i> .....	63
Figura N° 2. 26: <i>Configuración de capas de armaduras.</i> .....	64
Figura N° 2. 27: <i>Curva de Capacidad de una estructura.</i> .....	67
Figura N° 2. 28: <i>Modelo estructural de un edificio de 4 pisos a ser evaluado.</i> .....	69
Figura N° 2. 29: <i>Formas de distribución de cargas laterales.</i> .....	70
Figura N° 2. 30: <i>Idealización del proceso del análisis estático no lineal (Pushover) y obtención de la curva de capacidad.</i> .....	70
Figura N° 2. 31: <i>Distribución AI de la fuerza sísmica.</i> .....	72
Figura N° 2. 32: <i>Distribución triangular de la fuerza sísmica.</i> .....	73
Figura N° 2. 33: <i>Distribución uniforme de la fuerza sísmica.</i> .....	74
Figura N° 2. 34: <i>Distribución UBC de la fuerza sísmica.</i> .....	75
Figura N° 2. 35: <i>Distribución modal de la fuerza sísmica.</i> .....	76
Figura N° 2. 36: <i>Curva de Capacidad, puntos de degradación y las incorporaciones de nuevas curvas de capacidad.</i> .....	78
Figura N° 2. 37: <i>Representación bilineal de la curva de capacidad – rigidez post fluencia positiva y negativa.</i> .....	80
Figura N° 2. 38: <i>Idealización para la obtención del espectro de capacidad.</i> .....	83
Figura N° 2. 39: <i>Transformación de la curva de capacidad al espectro de capacidad.</i> .....	83
Figura N° 2. 40: <i>Espectro Pseudo-Aceleración según NTP E 030 para R=1.</i> .....	84
Figura N° 2. 41: <i>Espectro de demanda sísmica.</i> .....	85
Figura N° 2. 42: <i>Descripción gráfico del amortiguamiento efectivo.</i> .....	87
Figura N° 2. 43: <i>Factor MADRS aplicado a espectro de demanda.</i> .....	96
Figura N° 2. 44: <i>Representación bilineal del espectro de capacidad.</i> .....	98
Figura N° 2. 45: <i>Determinación del máximo estimado desplazamiento mediante iteración directa, (Procedimiento A).</i> .....	99
Figura N° 2. 46: <i>Determinación del máximo desplazamiento usando la intersección de espectro de capacidad con MADRS, (Procedimiento B).</i> .....	101
Figura N° 2. 47: <i>Lugar de posibles puntos de rendimiento usando MADRS.</i> .....	102
Figura N° 2. 48: <i>Punto de desempeño de la estructura.</i> .....	103
Figura N° 2. 49: <i>Representación bilineal de la curva de capacidad.</i> .....	104

Figura N° 2. 50: Rigidez lateral elástico $K_e$ y de la estructura $K_i$ según la dirección de análisis. ....	105
Figura N° 2. 51: Factor de participación modal y coeficientes de masa modal. ....	106
Figura N° 3. 1: Esquema de Trabajo. ....	120
Figura N° 3. 2: Vista 3D del edificio de 4 pisos. ....	122
Figura N° 3. 3: Vista en planta de primer nivel de la estructura. ....	122
Figura N° 3. 4: Planta típica del edificio del 2° al 4° nivel. ....	123
Figura N° 3. 5: Vista frontal del edificio. ....	123
Figura N° 3. 6: Vista lateral del edificio. ....	124
Figura N° 3. 7: Vista 3D de la estructura a evaluar. ....	124
Figura N° 3. 8: Modelo estructural idealizado en el software REVIT 2020. ....	128
Figura N° 3. 9: Modelo estructural idealizado en el software ETABS v18. ....	129
Figura N° 4. 1: Fuerzas cortantes en la dirección X-X. ....	132
Figura N° 4. 2: Fuerzas cortantes en la dirección Y-Y. ....	133
Figura N° 4. 3: Drift Dirección X-X. ....	135
Figura N° 4. 4: Drift Dirección Y-Y. ....	136
Figura N° 4. 5: Detalle de acero en las vigas del Eje "1". ....	137
Figura N° 4. 6: Detalle de acero en las vigas del Eje "2". ....	139
Figura N° 4. 7: Detalle de acero en las vigas del Eje "3". ....	141
Figura N° 4. 8: Detalle de acero en las vigas del Eje "4". ....	143
Figura N° 4. 9: Detalle de acero en las vigas del Eje "A". ....	145
Figura N° 4. 10: Detalle de acero en las vigas del Eje "B". ....	147
Figura N° 4. 11: Detalle de acero en las vigas del Eje "C". ....	149
Figura N° 4. 12: Datos del diagrama de interacción de la columna C-1. ....	152
Figura N° 4. 13: Datos del diagrama de interacción de la columna C-2. ....	153
Figura N° 4. 14: Datos del diagrama de interacción de la columna C-3. ....	154
Figura N° 4. 15: Datos del diagrama de interacción de la columna C-4. ....	155
Figura N° 4. 16: Curva de Esfuerzo - Deformación o Curva de Capacidad (V-Dx) X-X. ....	158
Figura N° 4. 17: Curva de Esfuerzo - Drift Max o Curva de Capacidad (V-Drift) X-X. ....	158
Figura N° 4. 18: Curva de Esfuerzo - Deformación o Curva de Capacidad (V-Dx) X-X. ....	159
Figura N° 4. 19: Curva de Esfuerzo - Drift Max o Curva de Capacidad (V-Drift) X-X. ....	160
Figura N° 4. 20: Espectro de Demanda ( $S_a$ vs $S_{dr}$ ) de tres niveles sísmicos (servicio, diseño y máximo) dirección X-X. ....	166

Figura N° 4. 21: <i>Espectro de Demanda (<math>S_a</math> vs <math>T</math>) de tres niveles sísmicos (servicio, diseño y máximo) dirección X-X.</i>	167
Figura N° 4. 22: <i>Espectro de Demanda (<math>S_a</math> vs Drift) de tres niveles sísmicos (servicio, diseño y máximo) dirección X-X.</i>	167
Figura N° 4. 23: <i>Espectro de Demanda (<math>S_a</math> vs <math>S_{dr}</math>) de tres niveles sísmicos (servicio, diseño y máximo) dirección Y-Y.</i>	171
Figura N° 4. 24: <i>Espectro de Demanda (<math>S_a</math> vs <math>T</math>) de tres niveles sísmicos (servicio, diseño y máximo) dirección Y-Y.</i>	171
Figura N° 4. 25: <i>Espectro de Demanda (<math>S_a</math> vs Drift) de tres niveles sísmicos (servicio, diseño y máximo) dirección Y-Y.</i>	172
Figura N° 4. 26: <i>Grafica (<math>M</math>-ADRS vs <math>S_d \beta_{eff}</math>) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo de servicio en la dirección X-X.</i>	177
Figura N° 4. 27: <i>Grafica (<math>M</math>-ADRS vs <math>T</math>) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo de servicio en la dirección X-X.</i>	177
Figura N° 4. 28: <i>Grafica (<math>M</math>-ADRS vs <math>S_d \beta_{eff}</math>) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo de diseño en la dirección X-X.</i>	180
Figura N° 4. 29: <i>Grafica (<math>M</math>-ADRS vs <math>T</math>) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo de diseño en la dirección X-X.</i>	180
Figura N° 4. 30: <i>Grafica (<math>M</math>-ADRS vs <math>S_d \beta_{eff}</math>) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo máximo en la dirección X-X.</i>	183
Figura N° 4. 31: <i>Grafica (<math>M</math>-ADRS vs <math>T</math>) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo máximo en la dirección X-X.</i>	183
Figura N° 4. 32: <i>Grafica (<math>M</math>-ADRS vs <math>S_d \beta_{eff}</math>) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo de servicio en la dirección Y-Y.</i>	186
Figura N° 4. 33: <i>Grafica (<math>M</math>-ADRS vs <math>T</math>) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo de servicio en la dirección Y-Y.</i>	186
Figura N° 4. 34: <i>Grafica (<math>M</math>-ADRS vs <math>S_d \beta_{eff}</math>) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo de diseño en la dirección Y-Y.</i>	189
Figura N° 4. 35: <i>Grafica (<math>M</math>-ADRS vs <math>T</math>) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo de diseño en la dirección Y-Y.</i>	189
Figura N° 4. 36: <i>Grafica (<math>M</math>-ADRS vs <math>S_d \beta_{eff}</math>) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo máximo en la dirección Y-Y.</i>	192

Figura N° 4. 37: <i>Grafica (M-ADRS vs T) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo máximo en la dirección Y-Y.</i> .....	192
Figura N° 4. 38: <i>Grafica (M-ADRS vs Sd <math>\beta_{eff}</math>), localización del punto de desempeño de la estructura para un nivel de sismo de servicio en la dirección X-X.</i> .....	193
Figura N° 4. 39: <i>Grafica (M-ADRS vs Sd <math>\beta_{eff}</math>), localización del punto de desempeño de la estructura para un nivel de sismo de diseño en la dirección X-X.</i> .....	194
Figura N° 4. 40: <i>Grafica (M-ADRS vs Sd <math>\beta_{eff}</math>), localización del punto de desempeño de la estructura para un nivel de sismo máximo en la dirección X-X.</i> .....	195
Figura N° 4. 41: <i>Grafica (M-ADRS vs Sd <math>\beta_{eff}</math>), localización del punto de desempeño de la estructura para un nivel de sismo de servicio en la dirección Y-Y.</i> .....	196
Figura N° 4. 42: <i>Grafica (M-ADRS vs Sd <math>\beta_{eff}</math>), localización del punto de desempeño de la estructura para un nivel de sismo de diseño en la dirección Y-Y.</i> .....	197
Figura N° 4. 43: <i>Grafica (M-ADRS vs Sd <math>\beta_{eff}</math>), localización del punto de desempeño de la estructura para un nivel de sismo máximo en la dirección Y-Y.</i> .....	198
Figura N° 4. 44: <i>Curva bilineal para un sismo de servicio X-X.</i> .....	200
Figura N° 4. 45: <i>Curva bilineal para un sismo de diseño X-X.</i> .....	201
Figura N° 4. 46: <i>Curva bilineal para un sismo máximo X-X.</i> .....	202
Figura N° 4. 47: <i>Curva bilineal para un sismo de servicio Y-Y.</i> .....	203
Figura N° 4. 48: <i>Curva bilineal para un sismo de diseño Y-Y.</i> .....	205
Figura N° 4. 49: <i>Curva bilineal para un sismo máximo Y-Y.</i> .....	206
Figura N° 4. 50: <i>Nivel de desempeño sísmico para cada nivel de demanda sísmica según AT-40 en la dirección X-X.</i> .....	210
Figura N° 4. 51: <i>Nivel de desempeño sísmico para cada nivel de demanda sísmica según AT-40 en la dirección Y-Y.</i> .....	211

## **LISTA DE ANEXOS**

Planos Arquitectónicos.

Planos Estructurales.

Resultados del Software Etabs v.18.

Matriz de consistencia.

## RESUMEN

El presente proyecto de investigación, que tiene por nombre: “EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO SÍSMICO Y COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO, HUACHO-2020”, tiene por principio determinar el punto de desempeño, nivel de desempeño, grado de daño del edificio y respuesta estructural que se obtiene mediante la demanda específica inducida por sismo con la aplicación del análisis no lineal estático “Pushover” utilizando dos métodos de interacción: método de espectro de capacidad – demanda y método de coeficientes por desplazamiento, parametrizados por los códigos FEMA440, FEMA 356, ATC-40 y el ASCE/SEI 41-13. Previo a la evaluación el edificio cuenta con el diseño que cumpla con los parámetros de la norma sismorresistente E-030, concreto armado E-060 y de cargas E-020 de nuestro Reglamento Nacional de Edificaciones. La información o muestra viene de los planos estructurales que describe las características físicas, configuración estructural, distribución y los materiales a usarse. Esta investigación se desarrolla utilizando métodos analíticos por el cual se elabora un modelo estructural virtual en el software ETABS V.18 solo para el análisis “Pushover”, teniendo en cuenta las características no lineales de los materiales. La evaluación por desempeño sísmico constara de un proceso en 3 grupos: la primera determinar la respuesta o capacidad estructural de la edificación. La segunda se determina la demanda sísmica tomando como base el espectro de respuesta inelástico para dicha zona, con ello se forman tres niveles de demanda que representan las aceleraciones máximas que podría darse en la zona del proyecto. La tercera consiste en determinar el punto de desempeño por los métodos ya mencionados, con ello mediante puntos límite de objetivos se determina el nivel de desempeño, grado de daño y respuesta estructural.

**Palabras clave:** Desempeño sísmico, espectro de capacidad-demanda, coeficientes por desplazamiento, Pushover, demanda sísmica, espectro de respuesta, punto de desempeño.

## ABSTRACT

The present research project, which is named: "EVALUATION BY SEISMIC PERFORMANCE AND STRUCTURAL BEHAVIOR OF A BUILDING, HUACHO-2020", aims to determine the performance point, performance level, degree of damage to the building and structural response that It is obtained through the specific demand induced by earthquake with the application of the static non-linear analysis "Pushover" using two methods of internment: the capacity spectrum method - demand and the method of coefficients by displacement, parameterized by the codes FEMA440, FEMA 356, ATC -40 and ASCE / SEI 41-13. Prior to the evaluation, the building has a design that complies with the parameters of the E-030 earthquake resistant standard, E-060 reinforced concrete and E-020 loads of our National Building Regulations. The information or sample comes from the structural drawings that describe the physical characteristics, structural configuration, distribution and the materials to be used. This research is developed using analytical methods by which a virtual structural model is elaborated in the ETABS V.18 software only for the "Pushover" analysis, taking into account the non-linear characteristics of the materials. The seismic performance evaluation will consist of a process in 3 groups: the first to determine the response or structural capacity of the building. The second one determines the seismic demand based on the inelastic response spectrum for said area, thereby forming three levels of demand that represent the maximum accelerations that could occur in the project area. The third consists of determining the performance point by the aforementioned methods, with this, through objective limit points, the performance level, degree of damage and structural response are determined.

**Keywords:** Seismic performance, capacity-demand spectrum, displacement coefficients, Pushover, seismic demand, response spectrum, performance point.



## INTRODUCCIÓN

La presente investigación se enfoca en la importancia y aplicación del método actual para analizar en el rango no lineal a las estructuras, ello ayudara a comprender, predecir de manera más objetiva y clara el comportamiento estructural que se refleja en su capacidad de una estructura nueva o existente para mostrar un rendimiento requerido ante la demanda sísmica medida con niveles de daño según criterios de aceptación, con ello tendría una reducción alta de daños y cero pérdidas de vidas humanas, si encaso ocurriera un evento sísmico catalogado como sismo raro o muy raro, y más aún si la zona ubicada del proyecto está en una zona sísmica alta como Z4.

La normativa sismorresistente E-030 vigente hace referencia que las edificaciones son vulnerables a eventos sísmicos debido a un déficit de resistencia o una ductilidad no requerida, incluso frente a sismos moderados, para ello es necesario respetar y aplicar las normativas E-020, E-030 Y E-060 con responsabilidad. Además, sumarle la evaluación por desempeño sísmico post diseño, aseguraría un diseño optimizado de los elementos estructurales.

Para ello, no solo en esta investigación se muestra los fundamentos importantes para el entendimiento y aplicación del procedimientos de evaluación mediante el análisis no lineal estático “Pushover”, en tal caso se vio por conveniente en aplicar, evaluar y adaptar el método a nuestro ámbito, en una edificación de concreto armado de 4 pisos para un uso de hotel, pertenecientes a la categoría “C” para edificaciones comunes, hace referencia a la importancia de evaluación de las edificaciones que tiene un patrón de configuración repetitivo en todo el Perú, pero que no se tendrían los mismo resultados.

El avance de la informativa y la creación de software que reducen el riguroso trabajo para un ingeniero civil especializado en estructuras, facilitando la creación de métodos basado

en elementos finitos que ayudan a realizar los calculo con menor tiempo y aproximación como el software Etabs v.18, nos permite realizar el análisis no lineal estático “Pushover”. Cabe resaltar que la información en el cual se basa esta tesis abarca los fundamentos de las investigaciones publicadas por el código FEMA 356, FEMA 440, ATC-40, VISION 2000 y ASCE/SEI 41-13.

Finalmente, la tesis tiene como objetivo profesional en derivar la responsabilidad a los ingenieros civiles en la importancia de aplicar responsablemente los trabajos profesionales, y con ello motivar a entender y aplicar la importancia del método basado en desempeño, el cual ayuda a representar y predecir el comportamiento de la estructura ante eventos sísmicos.

## **CAPÍTULO I PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA**

### **1.1. Descripción de la Realidad Problemática**

El Perú está localizada en una zona de alto riesgo sísmico, con ocurrencias de sismos de baja intensidad, pero latente con la amenaza y una probabilidad cada vez mayor de presentarse un sismo severo, en la actualidad se sabe que en su mayoría la actividad sísmica es de origen tectónico principalmente ubicado en el cinturón circumpacífico, también llamado anillo de fuego del pacífico, ello registra un promedio del 80% de sismos terrestres. Además, el Perú se encuentra en la franja de fricción ubicada en el litoral, que tiene como consecuencia el movimiento relativo de dos placas tectónicas como: placa de Nazca y la placa Sudamericana. También en el Perú se encuentran ubicadas más de 200 fallas geológicas activas de las cuales estas son responsables del 10% de actividad sísmica como sismos frecuentes de menor magnitud o cotidianas con menores efectos adversos.

Los sismos ocurridos en el siglo XX, con magnitudes mayores a 6 grados en la escala de Richter dejaron gran cantidad de pérdidas humanas, severos e irreparables daños estructurales además de la interrupción de la comunicación, en el siglo XXI, se registraron muchos sismos de diferentes intensidades del cual solo consideraremos 3 eventos sísmicos, que por su intensidad y ubicación causaron grandes pérdidas humanas y destrucción casi en su totalidad de ciudades como en: Arequipa (2001), Iquitos (2005) y Pisco (2007), desde entonces no ha ocurrido sismos que generen destrucción en Perú, ello conlleva a que deberíamos estar mucho mejor preparados por que la presencia de un silencio sísmico no es favorable, la acumulación de energía produciría sismos de mayor magnitud.

Las edificaciones en las zonas urbanas construidos no mayores a 5 pisos compuestos por sistemas estructurales de Albañería confinada, muros estructurales y duales de concreto

armado, generan incertidumbre de cómo será su comportamiento estructural ante eventos sísmicos, además que posibles fallas serán generadas, el reglamento nacional de edificaciones presenta la norma E-030 “Diseño sismorresistente”, que pretende generar un análisis estructural en el rango lineal y diseño bajo un solo nivel de sismo parametrizado llamado sismo raro, considerado por los investigadores como conservador, pero no presenta un método de evaluación estructural en el rango no lineal para verificar si lo que se diseñó está bien o requiere de una optimización y mucho menos de como describir el comportamiento estructural cuando es sometido a fuerzas horizontales simuladas.

Para corroborar los diseños estructurales es indispensable una evaluación estructural post diseño en el rango no lineal sometido a varios niveles de sismo, las fallas estructurales se dan cuando la demanda es mayor a la carga última de los elementos estructurales y esto proceso solo ocurre en el rango no lineal.

Por estas razones el presente tema de tesis pretende introducir una metodología de evaluación estructural para conocer el comportamiento estructural de una edificación en el rango no lineal, para ello se realizara un análisis de una estructura de concreto armado de 4 pisos para un uso de hotel, concordante con las especificaciones de la RNE E-030, E-060 y E-020, complementando el diseño optimizado por la evaluación por desempeño sísmico de acuerdo al método impuesto por el ATC-40, FEMA 356 y FEMA 440 Y ASCE/SEI 13-41.

## **1.2. Formulación del Problema**

### **1.2.1. Problema General**

¿Cómo la evaluación por desempeño sísmico mejora el comportamiento estructural de un edificio, Huacho-2020?

### **1.2.2. *Problemas específicas***

¿Cómo la evaluación por desempeño sísmico aporta en el mejoramiento del punto de desempeño estructural de un edificio, Huacho-2020?

¿Cómo la evaluación por desempeño sísmico aporta en el mejoramiento del nivel de desempeño estructural de un edificio, Huacho-2020?

¿Cómo la evaluación por desempeño sísmico aporta en la obtención de mejores objetivos de desempeño estructural de un edificio, Huacho-2020?

¿Como la evaluación por desempeño sísmico reduce el grado de daño estructural de un edificio, Huacho-2020?

## **1.3. Objetivos de la Investigación**

### **1.3.1. *Objetivos generales***

Determinar el aporte de la evaluación por desempeño sísmico para mejorar el comportamiento estructural de un edificio, Huacho-2020.

### **1.3.2. *Objetivos específicos***

Determinar el aporte de la evaluación por desempeño sísmico para optimizar el punto de desempeño estructural de un edificio, Huacho-2020.

Determinar el aporte de la evaluación por desempeño sísmico para optimizar el nivel de desempeño estructural de un edificio, Huacho-2020.

Determinar el aporte de la evaluación por desempeño sísmico para poder cumplir con el objetivo de desempeño estructural de un edificio, Huacho-2020.

Determinar el aporte de la evaluación por desempeño sísmico para reducir el grado de daño estructural del edificio, Huacho-2020.

#### 1.4. Justificación de la Investigación

Esta investigación presenta un método que evalúa el comportamiento estructural de un edificio para tres niveles de sismo para cada dirección, la norma actual de diseño sismorresistente E-030, establece explícitamente límites y parámetros como base para un análisis de la edificación basado en un nivel de sismo, ello predice a que la estructura no debería colapsar. Pero no establece un objetivo de desempeño y nivel de daño estructural generado, por ello el análisis sísmico establecido no podrá estimar de manera confiable un diseño eficiente y mucho menos predecir un comportamiento estructural confiable ante eventos sísmicos, esto conlleva a optar por un análisis y evaluación por el método de desempeño sísmico bajo tres niveles de amenaza para cada dirección.

**Figura N° 1. 1:**

*Capacidad de influir en el costo durante el proceso Proyecto-Construcción.*



*Fuente:* Adoptado de *Administración de operaciones de construcción* (p.292), por Serpell, A. 2002.

La magnitud de un proyecto está limitado por el factor económico, en específico proyectos privados donde los propietarios abaratan costos en la fase de diseño para invertirlo en la estética del proyecto, este pensamiento erróneo conllevaría gastos mayores a futuro, para ello nos basamos en la “ley de los cincos” de Sitter, donde postula que “un dólar gastado en fase de diseño y construcción elimina costes de 5 dólares en mantenimiento preventivo, 25 dólares de reparación y 125 dólares de rehabilitación” (Serpell, A. 2002, p.292).

Para ello presentamos en esta investigación la evaluación por desempeño sísmico de un edificio de 4 pisos de concreto armado, como base de utilidad académica para contribuir con el uso de nuevos conceptos y procedimientos orientados a un entendimiento explícito sobre la importancia del desempeño de una estructura ante evento sísmicos, que deberían ser aplicados para verificación de diseños estructurales en la actualidad.

### **1.5. Delimitación del Estudio**

La investigación de la tesis está enfocada en realizar una evaluación estructural post diseño llamado evaluación por desempeño sísmico, para ello se utilizará un análisis sísmico no lineal estático (Pushover) de un edificio de 4 pisos de concreto armado destinada para un uso Hotel, con ello mediante el procedimiento se obtendrán resultados que nos ayudara a predecir el comportamiento estructural ante niveles de sismo y así poder asegurar un óptimo desempeño ante sismos reales el cual conlleva a un riguroso trabajo individual para cada componente estructural a evaluar.

### **1.6. Viabilidad del Estudio**

Para la realización de la presente investigación se ha tenido en cuenta aspectos importantes como implicación práctica; es decir el impacto que tendría esta investigación y en que ayudaría a resolver los problemas suscitados, el impacto generado sería en el

profesionalismo pues no solo se trata de cumplir las normas si no de optar por un diseño corroborado y optimizado, la incorporación de métodos para asegurar un desempeño estructural viable disminuye los problemas que se darán a futuro ante evento sísmicos y con ello nos referimos a costos y pérdidas de vidas humanas, en otro aspecto es el valor teórico aportado, esta investigación tendría una importancia trascendental y aplicables en todo tipo de edificaciones nuevas y existentes de diferentes composiciones y configuraciones.

Los recursos financieros y materiales que conllevaron a la elaboración de la investigación, fueron patrocinado por el tesista garantizando el tiempo prudente de desarrollo y culminación, así como también contando con el apoyo del asesor de carácter intelectual.

## **1.7. Características del Área de Investigación**

### **1.7.1. Ubicación**

El edificio de 4 niveles se encuentra ubicado en la ciudad de Huacho, provincia de Huaura, región Lima, a una altitud de 50 msnm.

### **1.7.2. Características Arquitectónicas de la Estructura**

El edificio tiene un área de construcción de 175.00 m<sup>2</sup> de 4 niveles con un diseño moderno destinado para hotel.

La primera planta está distribuida en un área de ventas de gran tamaño con baños y el otro ambiente es el área de recepción del hotel. A partir del segundo piso es un conjunto de habitaciones; 6 habitaciones y 1 habitación doble, cada una con sus baños completos, la azotea es un área de lavado y secado.



**Figura N° 1. 2:**

*Imagen 3D de la estructura a evaluar.*



*Fuente: Revit 2020.*

## CAPÍTULO II MARCO TEÓRICO DEL DISEÑO Y EL ANÁLISIS SÍSMICO POR DESEMPEÑO

### 2.1. Antecedentes de la Investigación

Las investigaciones realizadas a final del siglo XX, producían un desarrollo de una nueva filosofía de diseño de estructuras de concreto armado y acero basada en capacidad, esto se dio en países desarrollados como Estados Unidos y Japón, todo surge como consecuencia de los grandes sismos ocurridos, las limitaciones en tecnología no detenían las investigaciones ya que resultaba muy tedioso realizar cálculos complejos compuesto de matrices grandes y determinar el esfuerzo en cada elemento estructural de un edificio, poco a poco se fue generando aportaciones sobre el diseño estático basado en resistencia, la University of California at Berkeley dirigido por el doctor Bertero, y la agencia federal de administración de emergencias (FEMA) que fue creada en 1979, cuyo fin fue editar y emitir los progresos de diseño sísmico en los Estados Unidos.

A nivel internacional en Nueva Zelanda por Park y Paulay (1975), introdujo el principio de diseño por capacidad, donde sugiere que el incremento de la resistencia de la estructura garantizara seguridad y una reducción notable de daños ante eventos sísmicos, ello consistió un gran avance, porque se entendió sobre las fallas estructurales y se precisó que, un edificio llega al colapso por que las primeras fallas se dieron en las columnas, mediante investigaciones se entendió que un buen diseño aseguraría que las formaciones de las rotulas plásticas se dieran primero en las vigas, de allí parte este principio de vigas débil-columnas fuerte.

Freeman (1975), introdujo el método de capacidad espectral, como un procedimiento de evaluación rápida para determinar la vulnerabilidad sísmica de edificios existentes. Este método paso por varios procesos de desarrollo y mejoras (Freeman 1978, Freeman 1987,

Freeman 1992, Mahaney 1993, Gupta y Kunnath 2000). Las investigaciones eran mucho más precisas y complejas a la vez, pero el principio fundamental de este procedimiento se basa en un criterio simple, que es comparar la capacidad estructural vs la demanda sísmica, que gráficamente se puede representar como la intersección de dos curvas; una curva que representa la capacidad estructural cuya conversión sería espectro de capacidad, con otra curva que representa la demanda sísmica, este punto de intersección generado es conocido como el punto de desempeño cuyo valor determina su punto de equilibrio.

ATC-40 (Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings), Comisión de la Seguridad de California (1996), la propuesta por el ATC-40 especifica de forma separada el nivel de desempeño para elementos estructurales y elementos no estructurales, cuya combinación de resultados define mejor del nivel de desempeño estructural alcanzado.

FEMA 273-274 (Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings), Agencia de Dirección de Emergencia Federal EE-UU (1997), establece dos parámetros nivel de rendimiento y rango de rendimiento, el nivel de rendimientos es una condición que se basa después de terremoto (post-terremoto), ocurridos y afectando sobre un edificio, el nivel de rendimiento alcanzado también se puede medir con una escala, esta puede ser en términos de daño causado por el terremoto, pérdidas de vidas, capacidad operativa del edificio y el rango de rendimiento es descrita como una variedad o grupos de rendimiento, que consiste en una serie de guía para la rehabilitación de edificaciones.

FEMA 356 (Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings - nov. 2000), con sus términos en castellano (Pre-estándares y comentarios para la rehabilitación sísmica de edificios), el documento especifica parámetros viables para la rehabilitación de estructuras con el fin a que mejore su comportamiento ante eventos sísmicos,

sus mejoras ayudaban a tener en cuenta cuando se diseñaba una estructura nueva, ya que incluía nuevos parámetros que proyectaban buen desempeño sísmico, incluyendo configuración regular, continuidad estructural, detallado dúctil, y materiales con calidad estandarizada. Básicamente las provisiones en esta norma para la rehabilitación sísmica de edificios se basan en una metodología de diseño por desempeño, que principalmente está basada en documentos FEMA 273 con material limitado tomado del FEMA 274.

ASCE/SEI 31-03 (Seismic Evaluation of Existing Buildings - 2003), esta normativa reemplaza al FEMA 310, donde refleja avances tecnológicos e incorpora experiencias a las profesiones sobre sismos recientes, además de ser compatible con el FEMA 356.

FEMA 440 (Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures - jun. 2005), Presenta mejoras en el análisis no línea estático (NSP) contenido en el FEMA 356 y en ATC-40, enfocado en directrices de cómo y cuándo se debe aplicar cada metodología.

ASCE/SEI 41-06 (Seismic Rehabilitation of Existing Buildings - 2007), este documento presenta una metodología moderna sobre la rehabilitación sísmica basada en desempeño de las estructuras, fue desarrollado a partir del FEMA 356, donde describe un vasto conocimiento sobre la ingeniería sismorresistente. También presenta mejoras basadas en la recomendación de FEMA 440, sobre la interacción suelo-estructura que influyen efectos cinemáticos y vibraciones en la cimentación.

ASCE/SEI 41-13 (Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings - 2014); Esta normativa reemplaza a ASCE/SEI 31-06, donde define los procedimientos de análisis, criterios de aceptación y requerimientos para cimentación y amenazas geológicas locales, componentes o elementos de acero, concreto, mampostería, madera, etc. Para la rehabilitación de estructuras existentes.

A nivel nacional existieron numerosas investigaciones de pregrado, a continuación, mencionamos algunas de ellas:

Silva Sánchez, H (2005). Título: “Desempeño de edificios de concreto armado diseñado bajo la norma peruana de diseño sismorresistente E-030”, tesis para optar el título profesional de ingeniería civil en la Universidad Nacional de Ingeniería. En esta investigación describe las diferencias entre el procedimiento establecido por la norma peruana y la tendencia filosófica del diseño por desempeño, donde define sus características y los campos de desarrollo para ese entonces, tomo como muestra y población a un edificio de 7 pisos.

Lo concluye señalando que:

- El punto de desempeño obtenido por ambos casos tiene variaciones de 3% y 16% para el espectro de respuesta y entre 2% y 4% para el espectro de diseño, cuya ductilidad se encuentra entre 1.15 y 1.33 para el espectro de respuesta y entre 1.24 y 1.59 para el espectro de diseño.
- El nivel de desempeño alcanzado por la estructura para sismos peruanos utilizando valores máximos en los dos métodos usados, para el sismo en lima 1974 y Moquegua 2001 es Operativo (Operacional), y para el sismo en lima 1966 es Completamente Operacional (Operacional).
- Los niveles de desempeño alcanzado según la intensidad del sismo analizado según VISION 2000 es: para sismo máximo es Seguridad de Vida con un periodo de retorno de 970 años y los sismos de diseño o frecuente con periodos de retorno de 475 años y 50 años es Operático (operacional).

Santana Tapia, R (2012). Título: “Diseño sismo por desempeño de estructuras de Albañería confinada”, tesis para optar el grado de maestro en ciencias con mención en ingeniería estructural título en la Universidad Nacional de Ingeniería. Tiene como objetivo determinar si el desempeño sísmico de una estructura de Albañería confinada de 4 pisos ubicada en la ciudad de Huancayo, diseñada con la norma peruana cumple con los objetivos de desempeño propuesto por VISION 2000, usando el análisis no lineal.

Lo concluye señalando que:

- Los registros de eventos sísmicos ocurridos en la costa peruana son tomados como base para el desarrollo de espectro de diseño citados en la norma E030, lo cual genera incertidumbre, con respecto a los registros generados por la norma para el estudio en la Zona 2, ya que los valores espectrales de pseudo aceleración sobredimensionan los elementos estructurales sobre un diseño lineal elástico, corroborado actualmente por que los daños obtenidos en los muros para el análisis no lineal estático es menor, razón por el cual se sugirió la actualización de la norma.
- El análisis no lineal estático “Pushover” es un procedimiento que ayuda a obtener diseños mas seguros, resistentes y económicos, cuya aplicación se puede dar en estructuras existentes y nuevas, pero a pesar de eso es importante mencionar que este método es susceptible a cualquier mínimo cambio de una variable.
- El punto de desempeño obtenido con el espectro de demanda por niveles definido por ATC 40, presenta valores mayores con respecto al punto de desempeño obtenido por el espectro de demanda sísmica determinado por la NTP E030, cuando aun no se actualizaba la norma.

- De la evaluación en ambas direcciones de la estructura para determinar sus estados límites se obtuvieron lo siguiente: para el sismo de servicio la estructura presenta un estado límite de servicio, esto quiere decir que la estructura podrían ser utilizados de manera interrumpida, la el nivel de sismo de diseño la estructura llega a un estado límite de daño controlado, esto quiere decir que la estructura presenta un patrón estable de agrietamiento diagonal, el cual permite su reparación, estando esta óptima para la ocupación sin ningún tipo de riesgo para la personas, y para el nivel de sismo máximo la estructura presenta un estado límite de resistencia, esto quiere decir que el muro alcanza su máxima capacidad de carga, el cual manifiesta un daño importante pero siendo esta aun reparable, requiriendo un tiempo prudente para el reforzamiento.

## **2.2. Bases Teóricas**

### ***2.2.1. Concepto de Evaluación por Desempeño Sísmico***

El concepto de diseño por desempeño sísmico originalmente se encuentra expresado en los documentos de FEMA 178, documento emitido para el diseño y evaluación sísmica de edificios existentes y la intención de predecir los daños que podría experimentar ante eventos sísmicos en estructuras nuevas, el FEMA 273 después FEMA 356, estos documentos que fueron evolucionando tienen como principio el diseño de la rehabilitación de edificios existentes cuyo principio fundamental era determinar la vulnerabilidad sísmica de un edificio, cuyas bases fueron tomados para emitir los documentos en la ASCE 31 y ASCE 41.

Como un principio básico FEMA busca que en la condición de falla la estructura tenga una redistribución de resistencia entre todos sus componentes estructurales, ello conllevaría a un comportamiento deseable sin llegar a un colapso, la distribución de esfuerzos sobre los

elementos estructurales también tiene que darse según la ubicación y prioridad de falla, es decir la falla debería darse en las vigas y no en las columnas.

Un autor en específico afirma que:

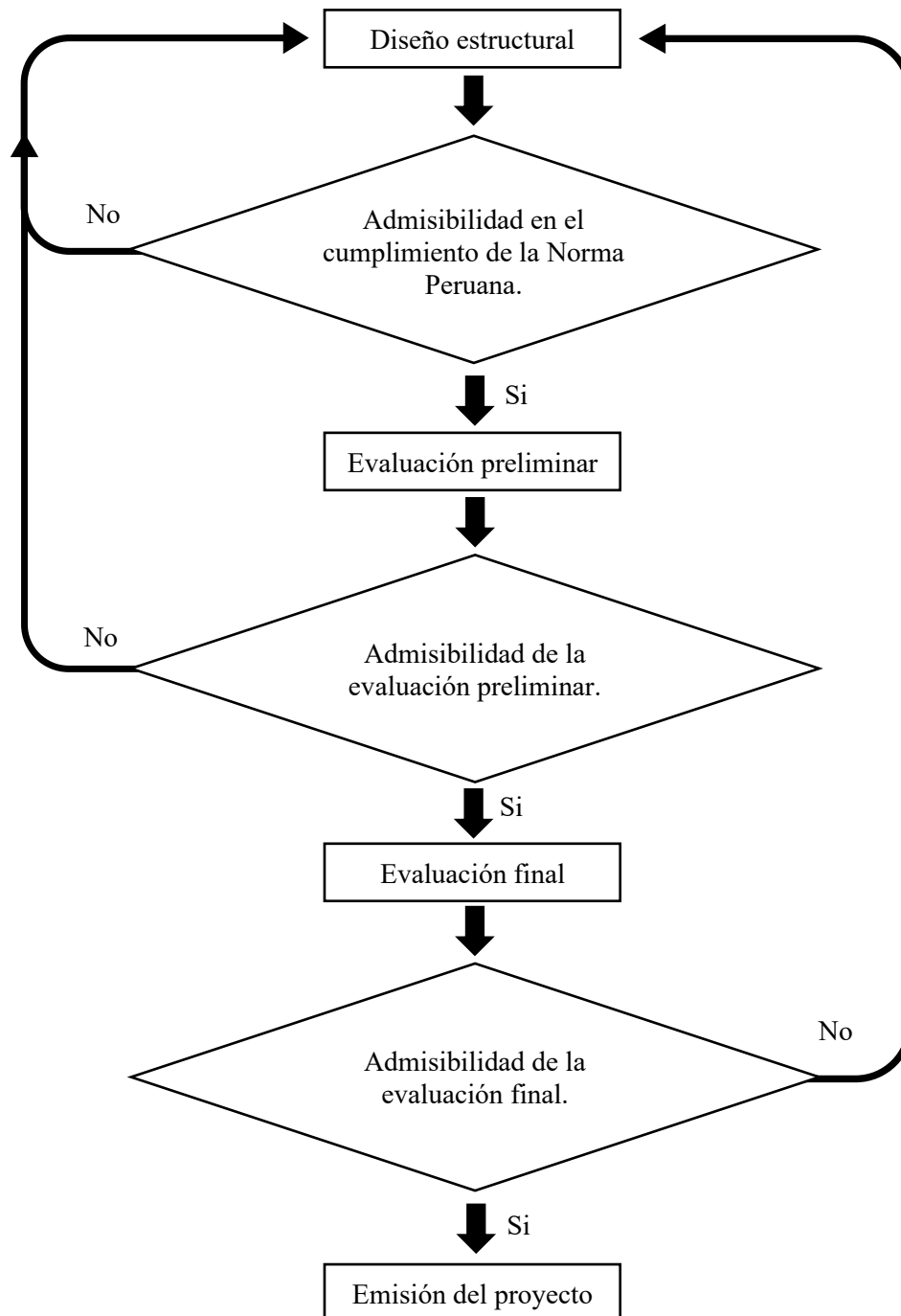
El diseño basado en desempeño es una disciplina que forma parte del análisis estructural, tiene como objetivo predecir y/o aproximar resultados, también comportamientos desarrollados ante un evento sísmico, anteriormente el análisis se basaba en resistencia, ahora en la actualidad nos interesa las que se encuentran basadas en desplazamiento, los que dañan a la estructura, adicionalmente se ha demostrado que nuestra capacidad de predicción de la demanda de resistencia (representada principalmente por el cortante de la base) es bastante superior a nuestras posibilidades de predecir los desplazamientos de nuestra estructura, siendo esto muy claro cuando vemos una curva de capacidad, donde se aprecia que pequeñas variaciones en el cortante basal pueden implicar sustanciales variaciones en el desplazamiento (Gálvez, A. 2009, p.1).

**Figura N° 2. 1:**

*Diagrama de la evaluación por desempeño sísmico*



## EVALUACIÓN ESTRUCTURAL



*Fuente:* Elaboración Propia.

El proceso de evaluación de una edificación de concreto armado sigue un diagrama de flujo. Ver Figura N° 2.1; donde presenta la admisibilidad de los procesos de evaluación.

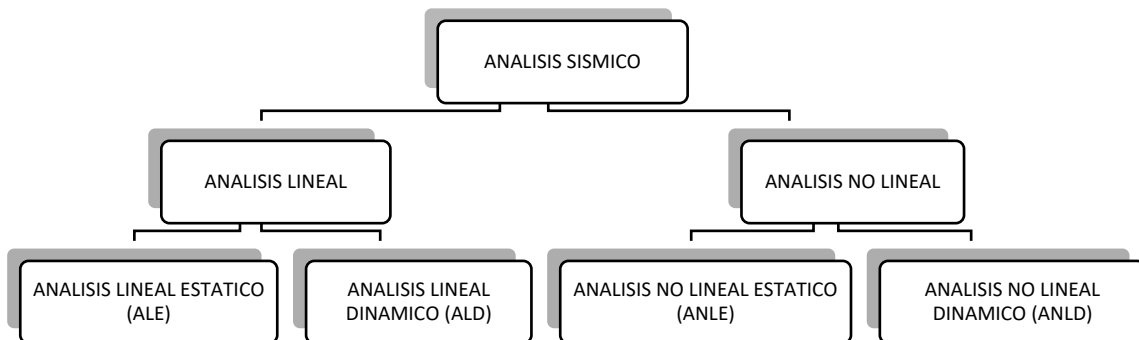
La evaluación por desempeño sísmico se basa en un proceso de aproximación, predicción, demanda, capacidad y la cantidad de daño que podría provocar o provoco un evento sísmico, es decir este método aplica tanto para estructuras por construir y construidos o todo el periodo de vida útil de la estructura diseñada, este concepto no solo aplica a edificios sino también a todo tipo de estructuras e incluso a elementos no estructurales que sigue un patrón mostrado en la Figura N° 1.2.

### 2.2.2. Tipos de Análisis

La Agencia Federal de Administración de Emergencia FEMA 273 (1997) “establece cuatro niveles de jerarquización, estos procedimientos pueden ser análisis lineales o no lineales y la vez pueden ser estáticos o dinámicos” (p.3-1), mostrado en la Figura N° 2.2.

**Figura N° 2. 2:**

*Tipos de análisis.*



*Nota:* Elaboración propia.

**Análisis Lineal Estático (ALE):** Análisis Lineal Estático (*Linear Static Procedure*): Este tipo de análisis toma criterios de análisis solo en el rango lineal donde la estructura incursiona solo en el rango elástico, se basa en el cumplimiento de la ley de Hooke. La norma peruana de sismo resistencia E 030 hace mención en el artículo N° 25, del uso de este

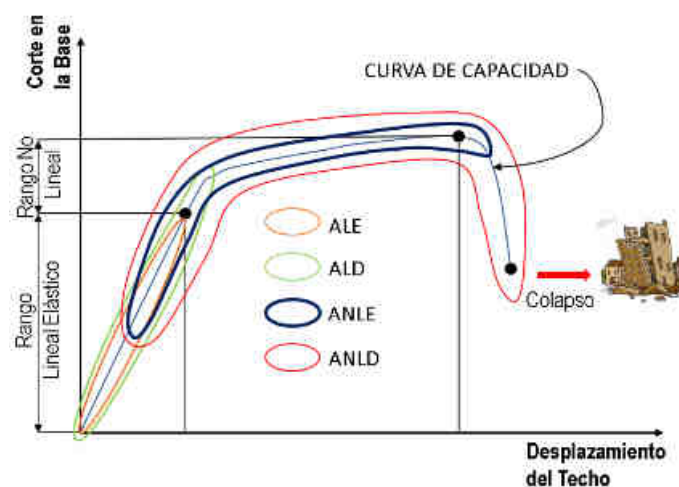
procedimiento en estructuras regulares “de no más de 30 metros de altura y para las estructuras de muro portantes de concreto armado y Albañería armada o confinada de no más de 15 metros de altura, aun cuando sean irregulares” (p.21).

**Análisis Lineal Dinámico (ALD):** En análisis lineal dinámico (Linear Dynamic Procedure) es útil para modelar estructuras de gran altura tanto como regulares e irregulares, se utiliza parámetros sísmicos de acuerdo a la zonificación, estas responden primordialmente dentro del rango elástico, estipulada en el artículo N° 26 de la norma peruana de sismo resistencia E 030.

**Análisis no Lineal Estático (ANLE).** Con sus siglas en inglés (Non-Linear Static Procedure), o como comúnmente se la llama “Pushover” cuya principal característica es unificar un sistema de múltiples grados de libertad a un grado de libertad para poder obtener repuestas globales e internas de la estructura, su aplicación es para modelar estructuras con gran demanda que generan respuestas más allá del rango elástico.

**Figura N° 2. 3:**

*Curva de capacidad y tipos de análisis.*



*Nota:* Elaboración propia.

### **2.2.3. Niveles de Desempeño Sísmico de la Estructura**

ATC 40 (1996), describe lo siguiente:

Un nivel de desempeño describe una limitación y condición de daño que puede considerarse satisfactorio para un edificio ante un movimiento del suelo. Se describe también la condición limitante por el daño físico dentro del edificio es decir la amenaza a la seguridad de la vida de los ocupantes del edificio creado por el daño, y la operatividad del edificio post terremoto. (p.3-1).

#### **2.2.3.1. Propuesta del ATC – 40 (1996)**

La propuesta del ATC – 40 (1996), divide en dos grupos a aquellos elementos que aportan rigidez y los que solo generan cargas, a ellos se les denomina elementos estructurales y no estructurales, donde la combinación de ellas define un nivel de desempeño global de la estructura.

##### **2.2.3.1.1. Niveles para los elementos estructurales.**

El ATC 40, presenta tres niveles o estados de daño discretos, ellos son: Ocupación inmediata, Seguridad de vida y Estabilidad limitada, estos niveles pueden ser usados como objetivos de desempeño, rango de decisión sobre una evaluación estructural o criterio de rehabilitación estructural, pero además presenta dos rangos intermedios como: Daño controlado y Seguridad limitada, donde se designan con la abreviación SP-n (“Structural Performance”, donde “n” es un número que varía entre 1 y 6), estos valores ayudan a tomar decisiones sobre una estructura evaluada para su posible reforzamiento o cumplimiento de objetivo.

ATC 40 (1996), define los siguientes niveles:

**Operación Inmediata, SP – 1 (IO):** Los daños son muy limitados y de tal magnitud, que el sistema resistente de cargas laterales y verticales permanece prácticamente en las mismas condiciones de capacidad y resistencia que antes de ocurrido el sismo. No se presenta pérdidas de vidas humanas y la estructura funciona con normalidad. (p.3-3).

**Daño Controlado, SP – 2:** Corresponde a un estado de daño que varía entre los límites de ocupación inmediata y seguridad. La vida de los ocupantes no está en peligro, aunque es posible que estos puedan verse afectados. (p.3-3).

**Seguridad de Vida, SP – 3 (LS):** los daños después del sismo no agotan por completo los márgenes de seguridad existente frente a un posible colapso parcial o total de la estructura. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo, el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico. (p.3-3).

**Seguridad Limitada, SP – 4:** Corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad. (p.3-3).

**Estabilidad Estructural, SP – 5 (CP):** Este nivel corresponde al estado de daño límite después de ocurrido un sismo en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdidas de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. (p.3-4).

**No Considerado, SP – 6:** Este no es un nivel de desempeño, pero es útil en algunas ocasiones que requieran evaluar los daños sísmicos no estructurales a realizar un reforzamiento. (p.3-4).

Los niveles citados son estados post sismo pero que se deja de considerar tal estado de nivel cuando existe replicas sísmicas, si la demanda fue mayor e inicialmente la estructura queda en un nivel de Estabilidad estructural, SP-5 (CP), es posible que la estructura colapse si existen sismos sucesivos o ser declarado técnicamente irreparables.

#### **2.2.3.1.2. Niveles para los elementos no estructurales**

Se plantean 4 niveles de desempeño con daños decretos en elementos no estructurales como: Operacional, Ocupación inmediata, Seguridad y Amenaza reducida, para su simplificación se abreviaron con NO - n, donde NP son las iniciales de “Nonstructural Performance” y “n” es una letra que toma valores entre A y E del abecedario.

ATC 40 (1996), define los siguientes niveles:

**Operacional, NP – A:** Los elementos no estructurales, máquinas y sistemas continúan en su sitio y funcionan con normalidad después del sismo. (p.3-4).

**Ocupación inmediata, NP – B:** A pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permaneces en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las máquinas y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque estos no comprometen la ocupación del edificio. (p.3-5).

**Seguridad, NP – C:** Pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinas

pueden verse seriamente afectados, requiriendo en algunos casos ser reparados o en el peor de los casos, reemplazarlos. (p.3-5).

**Peligro Reducido, NP – D:** Se presenta daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que pueden ocasionar heridas a grupos de personas. (p.3-5).

**No Considerado, NP – E:** no es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tenga un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno a las particiones. (p.3-5).

#### **2.2.3.1.3. Niveles de desempeño global para las estructuras**

Para determinar el desempeño global de la estructura el ATC 40 (1996) Y FEMA 356 (2000), presentaron la siguiente Tabla N° 2.1; donde muestra los niveles de desempeño de los elementos estructurales en columnas y de elementos no estructurales en horizontales, sus combinaciones generan un desempeño global de la estructura , pero no todas la combinaciones muestran un desempeño deseable, los desempeño aceptables son las que están en diagonal con respecto a las combinaciones, ellos siguen un crecimiento de su desempeño mientras reduce la perdida de daños generados como lo muestra la Figura N° 2.4.

**Tabla N° 2. 1:**

*Combinación de los niveles estructurales y no estructurales para formar los niveles de desempeño del edificio.*

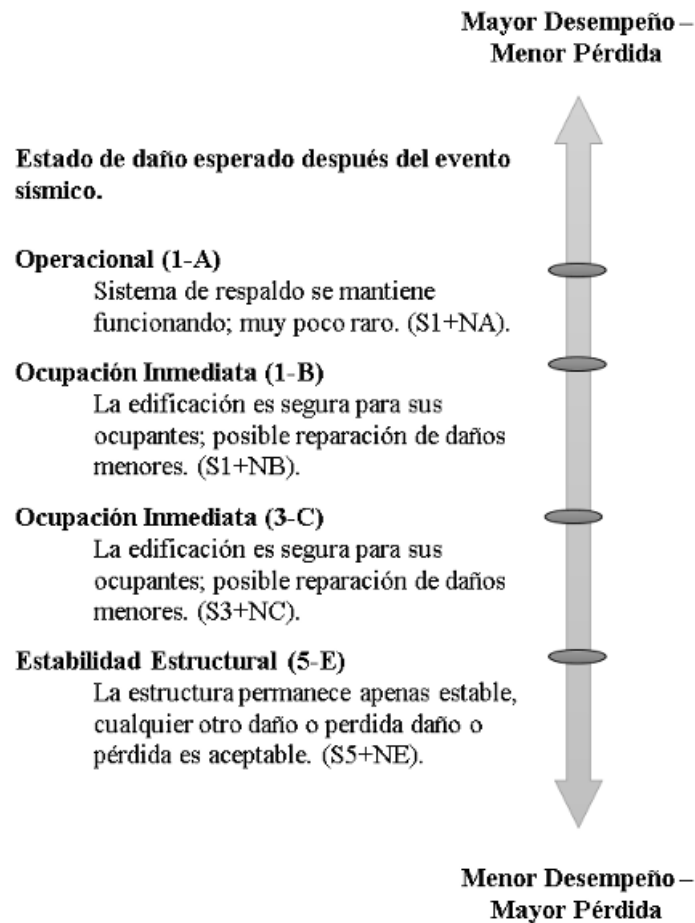
<b>Nivel de Desempeño de la Edificación</b>						
<b>Nivel de desempeño no Estructural</b>	<b>Niveles de Desempeño Estructural</b>					
	<b>SP-1 (IO) Ocupación Inmediata</b>	<b>SP-2 Control de Daño</b>	<b>SP-3 (LS) Seguridad a la Vida</b>	<b>SP-4 Limite de Seguridad</b>	<b>SP-5 (CP) Estabilidad Estructural</b>	<b>SP-6 No Considerado</b>
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad a la Vida	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D Reducción del Peligro	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

*Nota:* Combinaciones de los niveles estructurales y no estructurales para formar niveles de desempeño de la edificación evaluada. 1-A Operacional, 1-B Ocupación inmediata, 3-C Seguridad y 5-E Estabilidad Estructural; establecen la referencia común para los niveles de desempeño en edificaciones (SP-NP). 1-C, 2-A-D, 3-B, 3-D-E, 4-C-E, 5-C-D y 6-C-D; Establecen otras posibles combinaciones de (SP-NP). NR y No Aplicable son combinaciones no recomendadas de (SP-NP). Fuente: ATC – 40 (1996, p.3-2), FEMA – 356 (2000, p.1-25).



**Figura N° 2. 4:**

*Niveles y rangos de niveles de Desempeño.*



*Nota:* Adaptado de FEMA 356, 2000 (p.1-23).

ATC 40 (1996) describe los niveles de desempeño de las combinaciones:

**Operacional, 1-A:** Los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicionalmente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad. (p.3-6).

**Ocupación Inmediata, 1-B:** Corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales, colegios, tanques elevados de agua, etc. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir daños en los contenidos, se mantiene la seguridad de los ocupantes. (p.3-6).

**Seguridad, 3-C:** Corresponde a un estado de daño donde la probabilidad de pérdidas de vida humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos corriente. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y fachadas, entre otros, pueden fallar sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. (p.3-6).

**Estabilidad Estructural, 5-E:** Para este estado de daño el margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra practicante al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles replicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluado debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales, no se garantiza la seguridad de los ocupante ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar y en algunos casos demoler la estructura. (p.3-6).

En la siguiente Tabla N° 2.2: describe las características físicas de los elementos estructurales y no estructurales que contiene un edificio para diferentes niveles de desempeño, los grados de daños alcanzados por lo elementos estructurales verticales y horizontales. En la tabla se muestra niveles de distorsiones par cada nivel de desempeño de la estructura, estos valores no deben de ser tomados como parámetros estándar de limites ya que varían para cada

sistema estructural planteado, estos valores son netamente para el sistema estructura de concreto armado.

**Tabla N° 2. 2:**

*Descripción del daño de los elementos y componentes en edificios de pórticos y muros,*

	<b>Operacional - Despreciable</b>	<b>Ocupación Inmediata- Leve</b>	<b>Seguridad de Vida- Moderado</b>	<b>Pre-Colapso-Severo</b>
Columnas	Muy limitadas grietas a flexión y por cortante. Sin desprendimiento. Sin desplazamiento horizontal permanente. Con capacidad de soportar cargas por gravedad.	Limitada resistencia a la flexión y grietas por corte con poco o ningún desprendimiento. Sin desplazamiento horizontal permanente. Con capacidad de soportar cargas de gravedad.	Se han formado rotulas plásticas en las partes más bajas del edificio, causando desprendimiento por encima y por debajo de la intersección viga-columna. Desplazamiento horizontal permanente acercándose a 2% de la deriva de entrepiso con áreas pequeñas por encima del margen. Con capacidad de soportar cargas de gravedad.	Se han formado rotulas plásticas en las partes bajas del edificio con graves desprendimientos de material por encima y por debajo de las intersecciones viga-columna y pulverización dentro del núcleo. Desplazamiento horizontal permanente aproximándose a 3.5% de la deriva de entrepiso, con áreas pequeñas por encima del margen. La capacidad de soportar cargas de gravedad se mantiene en casi toda la estructura.
Vigas	Muy limitado desprendimiento de material alrededor de la intersección viga-columna. Muy limitada grietas por flexión alrededor de la rótula plástica. Son desplazamiento horizontal permanente. Con	Limitado desprendimiento de material alrededor de la intersección viga-columna. Limitado grietas por flexión alrededor de la rótula. Sin desplazamiento horizontal permanente. Se mantiene la capacidad de soportar cargas por gravedad	Desprendimiento de material alrededor de la intersección viga-columna. Las grietas por flexión y cortante en la rótula alargándose hacia la intersección viga-columna. Alargamiento de los estribos por corte en el área del nudo. Deformación vertical permanente acercándose a L/175. Se mantiene la	Gran desprendimiento de material alrededor de la rótula y la intersección viga-columna. Gran cantidad de grietas por flexión y cortante de rotulas, extendiéndose hasta la intersección viga-columna. Rotulas de cizalla de los estribos, deformación vertical permanente acercándose a L/75. Se mantiene la capacidad de soportar cargas de gravedad.

		capacidad de soportar cargas por gravedad		capacidad de soportar cargas por gravedad.	
Losas		Muy limitadas grietas junto a la intersección viga-columna y otro elemento de apoyo. Se mantiene la capacidad de soportar cargas por gravedad	Limitadas grietas junto a la intersección viga-columna u otro elemento de apoyo. Se mantiene la capacidad de soportar cargas por gravedad.	Grietas junto a la intersección viga-columna u otro elemento de apoyo. Se mantiene la capacidad de soportar cargas de gravedad.	Se amplían las grietas junto a la intersección viga-columna u otro elemento de apoyo. Trozos de concreto pulverizado y pérdida de concreto entre el acero de las losas. Desplazamiento vertical de las losas llega a 1/4 de espesor de la losa adyacente, pero no colapsa.
Paredes y Pilastras		Muy pocas grietas por corte en el plano de la pared. Muy pocas o ninguna grieta en el extremo de la pared o pilastra. No hay desplazamiento horizontal permanente. Se mantiene la capacidad de soportar cargas por gravedad.	Pocas grietas por corte en el plano de la pared. Pocas o ninguna grieta en el extremo de la pared o pilastra. No hay desplazamiento horizontal permanente. Se mantiene la capacidad de soportar cargas por gravedad.	Amplio desprendimiento de material y grietas por corte y flexión; sobre todo en los extremos y en los talones de los muros de corte. Evidencia de fallas de desplazamiento por corte. Desplazamiento horizontal permanente acercándose al 2% de la deriva de entrepiso con áreas ligeramente por encima del margen. Se mantienen la capacidad de soportar cargas por gravedad.	Amplio desprendimiento de material y grietas por corte y flexión a lo largo de la pared; especialmente en las zonas de mayor desplazamiento permanente. Evidencia de pandeo de las barras de refuerzo longitudinal. Evidencia de deslizamiento en fallas de corte al largo de los nodos y en la base de la pared. Desplazamiento horizontal permanente acercándose al 3.5% de la deriva de entrepiso con áreas por encima del margen. Se mantiene la capacidad de soportar cargas por gravedad en casi toda la estructura.
Fundación		No hay evidencia de desplazamiento	No hay evidencia de desplazamiento entre dos columnas adyacentes.	Asentamiento diferencial cerca a L/150 entre dos columnas adyacentes.	Asentamiento diferencial cerca a L/60 entre dos columnas adyacentes.

---

	diferencial entre dos columnas adyacentes.			
Elementos no Estructurales	No hay vidrio triturado en el exterior. Todas las puertas exteriores e interiores operativas. Muy pocos daños en techos suspendidos y artefactos de iluminación sin colapso. Muy pocos muebles. Muy limitadas grietas en el tabique interior y acabados de escalera. Ascensores y servicios operativos. Muy limitado daño en áticos.	Muy limitado vidrio triturado en el exterior. Todas las puertas exteriores e interiores operativas. Daños limitados en techos suspendidos y artefactos de iluminación sin colapso. Limitados grietas en los tabiques interiores y acabados de escaleras. Ascensores y servicios operativos. Baños limitados en los áticos.	Algunos vidrios triturados, y porciones totalmente derrumbadas en las plantas con mayor deformación permanente. La mayoría de puertas exteriores aun en funcionamiento. Algunas puertas interiores rotas e inoperantes. Algunos falsos techos derrumbados. Luminarias dañadas. Divisiones interiores ampliamente rotas al límite del colapso. Escaleras interiores ampliamente agrietadas. Muebles volcados. Ascensores y servicio inoperantes. Áticos ampliamente dañados.	La mayoría de los vidrios exteriores triturados, y porciones totalmente derrumbadas en las plantas con mayor deformación permanente, y pequeñas cantidades de vidrio molido en otros pisos. Puertas interiores y exteriores rotas e inoperantes. Se derrumbo la mayoría de techos en suspensión y luminarias. Divisiones interiores ampliamente rotas y parcialmente colapsadas. Escaleras interiores ampliamente agrietadas. Muebles volcados. Ascensores y servicio inoperantes. Áticos parcialmente colapsados.

---

*Nota:* Adoptado de FEMA 356 (2000, p.1-13, 1-16).

### 2.2.3.2. Propuesta del Comité Visión 2000 SEAOC (1995)

Structural Engineers Association of California (SEAOC), emitido por el comité Visión 2000 (1995), sostuvo investigaciones paralelas con ATC y CURE, porque existe una relación entre sus investigaciones para la normativa estadounidense, la propuesta de Visión 2000 define 5 niveles de desempeño y 5 estados de daño que describe un daño absoluto para un caso extremo con un solo nivel de sismo evaluado.

**Tabla N° 2. 3:**

*Descripción de los daños para los niveles de desempeño.*

Estado de Daño	Nivel de Desempeño	Descripción de los Daños
Despreciable	Totalmente Operacional (TO)	No existe daños, todos los sistemas de abastecimiento básico siguen en funcionamiento.
Leve	Operacional (O)	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad de vida (SV)	Daños moderados en algunos elementos. Pérdidas de resistencia y rigidez de los sistemas resistentes de carga lateral. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre – Colapso (PC)	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios no estructurales y contenidos. Pueden llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso (C)	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

*Nota:* Comité Visión 2000 SEAOC (1995).

En la Tabla N° 2.3 resume la propuesta del comité Visión 2000 SEAOC (1995).

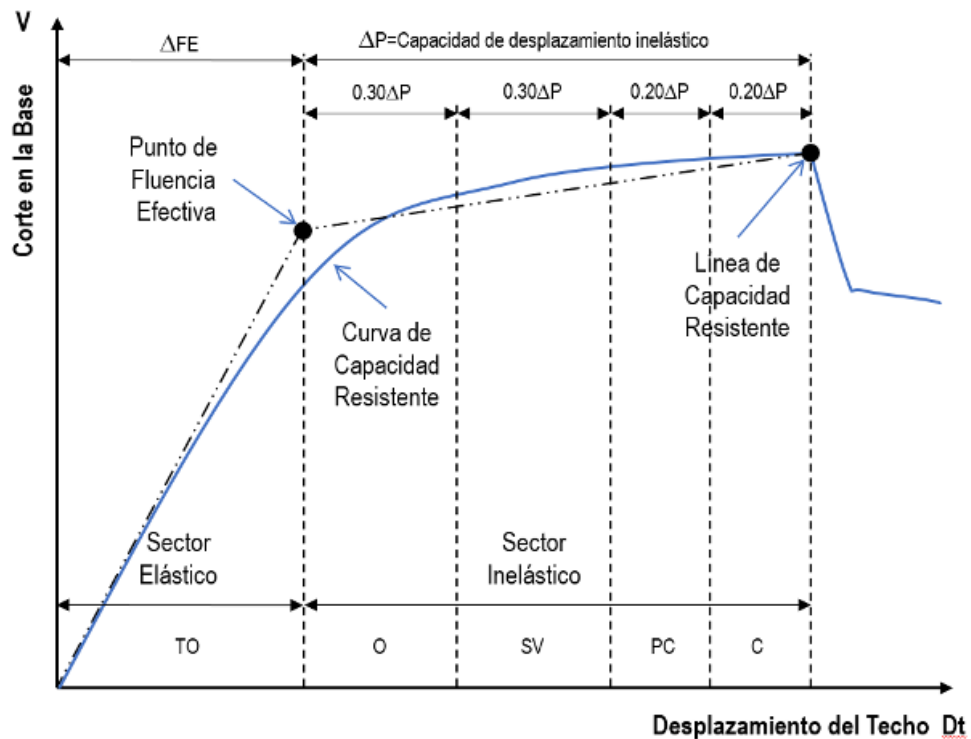
Los niveles de desempeño se ubican en la sectorización ascendente de la curva de capacidad de la estructura, para ello es necesario contar con la fluencia efectiva que representa el punto final del tramo elástico y da inicio al tramo inelástico.

El tramo elástico: se define como con un solo nivel Totalmente Operacional (TO).

El tramo inelástico: se divide en 4 sectores (Operacional, Seguridad de Vida, Pre Colapso y Colapso) definidos por tramos de  $\Delta p$  (rango plástico) las cuales se asocia a niveles de desempeño. La figura 2.5 muestra la propuesta del Comité Visión 2000 (SEAOC, 1995).

**Figura N° 2. 5:**

*Sectorización la curva de Capacidad.*



*Nota:* El grafico es la capacidad de una estructura como resultado de una amenaza sísmica.

Fuente: Comité Visión 2000 SEAOC, 1995.



El comité Visión 2000 SEAOC (1995), tiene un criterio de evaluación en el cual propone que para cada nivel de desempeño tengan un rango de desplazamiento creciente medida desde un punto de control en la estructura, ver la Tabla N° 2.4:

**Tabla N° 2. 4:**

*Desplazamientos asociados a cada nivel de desempeño.*

Nivel de Desempeño	Rango de Desplazamientos
Totalmente Operacional (TO)	$0 \rightarrow \Delta FE$
Operacional (O)	$\Delta FE \rightarrow \Delta FE + 0.30\Delta p$
Seguridad de Vida (SV)	$\Delta FE + 0.30\Delta p \rightarrow \Delta FE + 0.60\Delta p$
Pre – Colapso (PC)	$\Delta FE + 0.60\Delta p \rightarrow \Delta FE + 0.80\Delta p$
Colapso (C)	$\Delta FE + 0.80\Delta p \rightarrow \Delta FE + \Delta p$

*Nota:*  $\Delta FE$ ; Desplazamiento en el rango elástico de la estructura,  $\Delta p$ :Rango Plástico. Adoptado de la propuesta de la Comité Visión 2000 SEAOC (1995).

### 2.2.3.3. Movimientos sísmicos o demanda de evaluación

Las estructuras que tengan conexión con el terreno mediante la interacción suelo-estructura está sujeto a satisfacer una demanda sísmica o movimientos sísmico generando niveles de desempeño esperado que está supeditado a un objetivo de desempeño de la estructura.

#### 2.2.3.3.1. Propuesta de ATC – 40 (1996).

El ATC – 40, expresa tres niveles de movimiento sísmico o niveles de amenaza sísmica para la evaluación estructural, ellos son:

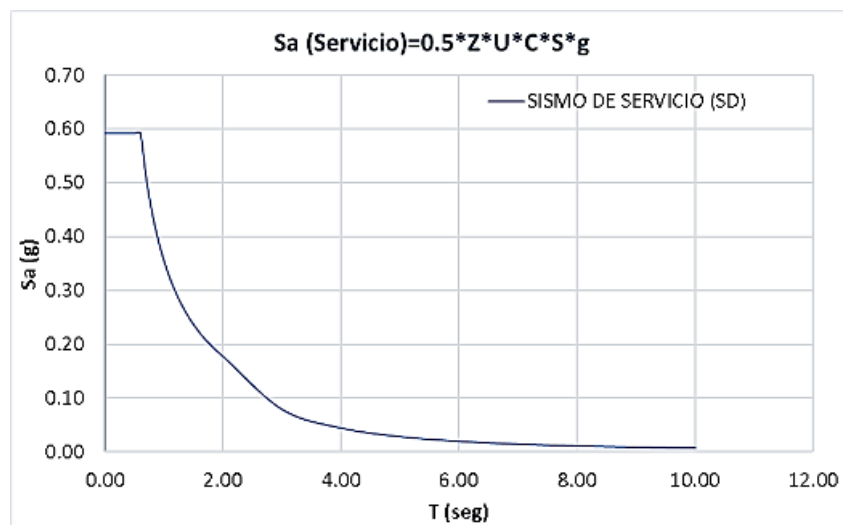
**Sismo de servicio (SE):** El sismo de servicio corresponde a un movimiento del terreno que tiene una probabilidad del 50% de ser excedido en un periodo de 50 años, o un

periodo de retorno de 72 años. Es decir, puede llegar a ocurrir varias veces durante el periodo de vida útil de la edificación. (ATC 40, 1996, p.3-8).

La magnitud del sismo se considera aproximadamente como el 0.5 del sismo de diseño.

**Figura N° 2. 6:**

*Sismo de Servicio según ATC - 40 acoplado al RNE E - 030.*



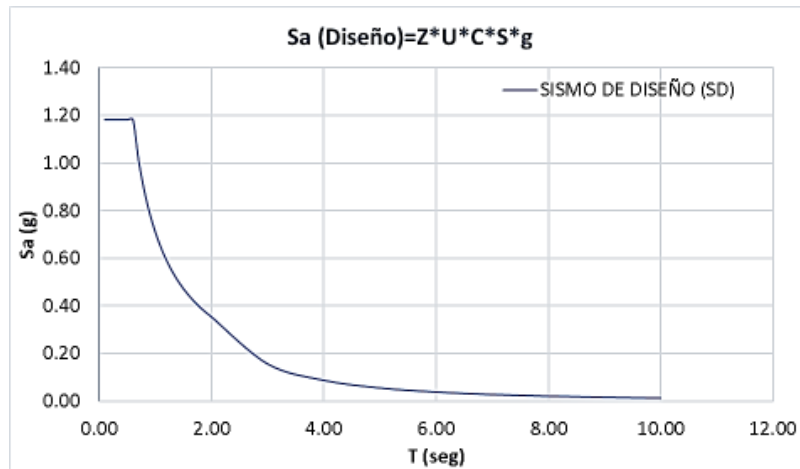
*Nota:* Excel con cálculos propios.

**Sismo de diseño (SD):** Corresponde a movimiento de moderada a severa intensidad de ocurrencia poco frecuente, y se entiende que puede ocurrir al menos una vez durante la vida útil de la edificación. Se define como el movimiento del terreno que tiene una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años, es decir, que tiene un periodo de retorno de 475 años. (ATC 40, 1996, p.3-8).

Este sismo es el que esta estandarizado en los códigos y normativas principalmente de Perú.

**Figura N° 2. 7:**

*Sismo de Diseño, RNE E - 030.*

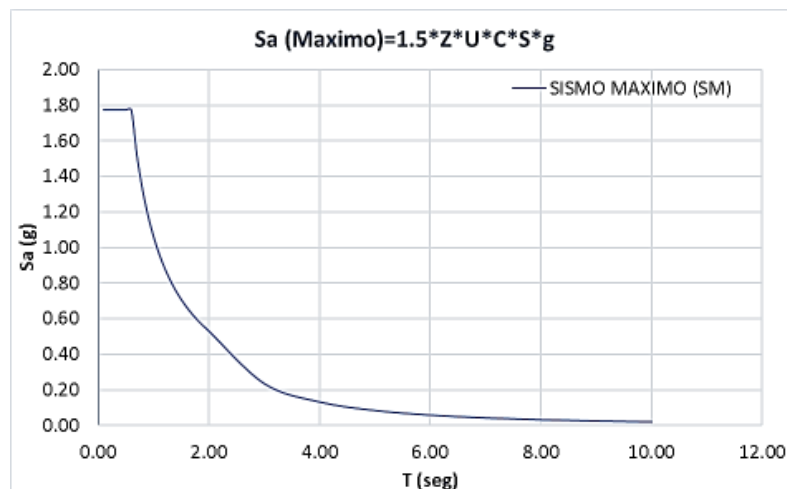


*Fuente:* Excel con cálculos propios.

**Sismo Máximo (SM):** Este sismo corresponde a movimiento de intensidad entre severos y muy severos, de muy rara ocurrencia, generalmente asociado con un 5% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años, con un periodo de retorno aproximadamente 975 años. (ATC 40, 1996, p.3-8).

**Figura N° 2. 8:**

*Sismo Máximo, RNE E - 030.*



*Fuente:* Excel con cálculos propios.

Este nivel de sismo llamado sismo máximo es un incremento del sismo de diseño regulada por la norma E 030 de sismo resistencia en 1.25 a 1.5 veces, este incremento esta relacionado con respecto al evento sísmico ocurrido en análisis que se considere como base, para esta investigación se usa el incremento de 1.5, sismo que es menos improbable que ocurra durante el periodo de vida de la estructura analizada pero que si ocurre es de mayor severidad, en tal caso se considera el caso más extremo.

### 2.2.3.3.2. Propuesta del Comité Visión 2000 SEAOC (1995)

A diferencia de lo que propone ATC 40 (1996) en comité Visión 2000 SEAOC (1995), propone cuatro niveles de amenaza sísmica, donde tres de ellos con un periodo de ocurrencia de 50 años de exposición, y un movimiento sísmico frecuente con una probabilidad de excedencia de 50% en 30 años con un periodo de retorno de 43 años, como lo muestra la Tabla N° 2.5:

**Tabla N° 2. 5:**

*Movimientos sísmicos de diseño, periodos de retorno y probabilidad de excedencia.*

<b>Movimiento Sísmico de Diseño</b>	<b>Periodo de Retorno</b>	<b>Probabilidad de Excedencia</b>
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	975 años	5% en 50 años

*Nota:* Adoptado del Comité Visión 2000 SEAOC (1995).

El intervalo de recurrencia medio o tiempo de retorno medio, se usa como una expresión de periodo promedio de tiempo, expresado en años, que transcurre entre la ocurrencia de sismo de acuerdo al tipo de sismo mostrado en la tabla 2.5; y el próximo estimado sismo probable.

La posibilidad de excedencia, es decir el porcentaje (50% o 5%) de acuerdo a un tiempo determinado, es una posibilidad de representación estadística en el efecto que el sismo se exceda para un nivel de sismo, y está determinado en años, el periodo de retorno **Tr** (intervalo de recurrencia) está relacionado directamente con la posibilidad de excedencia **Pe** para un tiempo determinado **t** (años), se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$Tr = \frac{t}{\ln(1 - Pe)}$$

#### **2.2.4. Objetivo de desempeño de la estructura**

Para una evaluación estructural por el método de desempeño sísmico, se tiene que tener en claro los objetivos de desempeño. Esta sería definida por el punto de equilibrio o punto de desempeño sísmico de un edificio que es la intersección de la demanda única esperada con el nivel de desempeño deseado de la estructura.

##### **2.2.4.1. Propuesta del ATC-40 (1996)**

El autor propone lo siguiente:

El ATC 40 (1996), considera que existe una gran variedad de objetivos de desempeño para una estructura, las cuales pueden definirse combinando los niveles de desempeño estructural con los movimientos sísmicos de análisis. Estos objetivos pueden ser asignados a cualquier estructura a partir de consideraciones funcionales, legales, económicas y de preservación. (Bonett, 2003, Cap. 3, p.59).

En la Tabla N° 2.6; define el objetivo de desempeño para estructuras en general mientras que en la Tabla N° 2.7; define objetivos para estructuras convencionales (estructuras de categoría A y B de la norma peruana E030), para que no sufra ningún daño de consideración.

**Tabla N° 2. 6:***Definición de objetivo de desempeño.*

Movimiento de Diseño	Sísmico	Nivel de Desempeño del Edificio			
		Totalmente Operacional	Ocupación	Seguridad de Vida	Pre-Colapso
Sismo de Servicio (SE)		√	NA	NA	NA
Sismo de Diseño (DE)		√	√	√	NA
Sismo Máximo (ME)			√	√	√

*Nota:* NA; No aplicable. Fuente: ATC – 40 (1996, p.3-9).**Tabla N° 2. 7:***Objetivo de seguridad básica para estructuras convencionales.*

Movimiento de Diseño	Sísmico	Nivel de Desempeño del Edificio			
		Totalmente Operacional	Ocupación	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio (SE)					
Sismo de Diseño (DE)				√	
Sismo Máximo (ME)					√

*Nota:* Adoptado de ATC – 40 (1996, p.3-9).**2.2.4.2. Propuesta del Comité Visión 2000 SEAOC (1995)**

El comité establece tres grupos (1, 2 y 3) de estructuras según su importancia de servicio básicos que se brindaría después de un sismo, el cual se detalla a continuación:

**Grupo 1:** Estructuras básicas están compuesto por la categoría “B y C”, de la norma peruana de E-030 sismorresistente.

**Grupo 2:** Instalaciones esenciales, categoría “A” tipificado por la norma peruana E-030, que son las encargadas de proveer servicios básicos, como hospitales, puerto y

aeropuerto, estaciones ferroviarias de pasajeros, locales municipales, centros de comunicaciones, estaciones de bomberos, cuarteles de la fuerza armada y comisarias, centros de control de emergencia, colegios, tanques elevados, reservorios, etc.

**Grupo 3:** Pertenece a Instalaciones de Seguridad Críticas como una central nuclear o depósitos radioactivos que podrían resultar una amenaza en la zona en el cual se ubican post evento sísmico.

En la Tabla N° 2.8, muestra la propuesta del Comité Visión 2000 SEAOC (1995), en el cual define los objetivos de desempeño para cada grupo de estructuras correspondientes a cada nivel de desempeño y movimientos sísmico.

**Tabla N° 2. 8:**

*Objetivos del desempeño sísmico recomendado para estructuras.*

<b>Movimiento sísmico de Diseño</b>	<b>Niveles de Desempeño de la Estructura</b>			
	<b>Totalmente Operacional</b>	<b>Operacional</b>	<b>Seguridad de Vida</b>	<b>Próximo al Colapso</b>
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy Raro (970 años)	-	3	2	1

*Nota:* El numero 0: Desempeño inaceptable, 1: Instalaciones básicas, 2: Instalaciones esenciales y 3: Instalaciones se seguridad critica. Fuente: Adoptado del Comité Visión 2000 SEAOC (1995).

Para estructuras básicas contenidas dentro de la categoría A y B de la norma E 030, la Tabla N° 2.9; ilustra el objetivo correcto.

**Tabla N° 2. 9:**

*Objetivos de desempeño sísmico recomendado para estructura básicas.*

<b>Movimiento sísmico de diseño</b>	<b>Nivel de desempeño mínimo</b>
Frecuente	Totalmente Operacional
Ocasional	Operacional
Raro	Seguridad de Vida
Muy Raro	Próximo a Colapso

*Nota:* Adoptado del Comité Visión 2000 SEAOC (1995).

### **2.2.5. Capacidad de los Elementos Estructurales**

#### **2.2.5.1. Modelo de comportamiento de los materiales acero y concreto armado.**

El concreto armado es un material heterogéneo compuesto por dos elementos principales: concreto y acero de refuerzo, su comportamiento ante fuerzas es complejo, su composición genera una resistencia a la compresión y tracción, siendo esta última una octava parte, por ello se le añade acero de refuerzo que tiene alta resistencia a la tracción.

Cuando se hace un análisis de estructuras de concreto armado, se usan modelos experimentales de la relación esfuerzo-deformación, de los elementos que componen la estructura, ya que el proceso de fabricación del cemento, formación del concreto y el acero de refuerzo están regulados y estandarizados que generalizan sus propiedades físicas y químicas por encima del modelo estandarizado generando un factor de seguridad.

##### **2.2.5.1.1. Modelo de Esfuerzo – Deformación para el Acero**

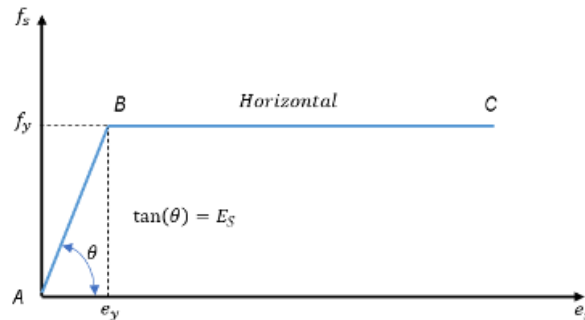
Existen varios modelos de esfuerzo – deformación para el acero como el modelo: Elastoplástico, Trilineal y la Curva Completa, en caso del modelo Elastoplástico, ver Figura



Nº 2.9; es el más utilizado por tener un modelo práctico y conservador, pero no es recomendado para investigaciones ya que ignora la resistencia del acero más allá del rango lineal o nivel de fluencia.

**Figura Nº 2. 9:**

*Modelo Esfuerzo-Deformación Elastoplástico Perfecto del acero.*



*Nota:* Adoptado de Aproximación elástica perfecta plástica (p.44), por Park y Paulay, 1988.

Mientras los modelos de esfuerzo-deformación Trilineal y curva compleja, son para análisis más avanzados en investigaciones, por que toman en cuenta el endurecimiento isotrópico junto al pandeo. Ver Figuras Nº 2.10 y 2.11:

A continuación, se presenta los parámetros que describen el modelo Trilineal:

$$\tan(\theta') = E_{sh} = \frac{f_{su} - f_y}{e_{su} - e_{sh}}, \tan(\theta) = E_s = \frac{f_y}{e_y}$$

Donde:

$E_s$ : Modulo de elasticidad en el rango elástico.

$e_y$ : Deformación del material a nivel de fluencia.

$e_{sh}$ : Deformación al inicio de la zona de endurecimiento o al final de la plataforma de fluencia.

$f_y$ : Esfuerzo del acero en el límite de fluencia.

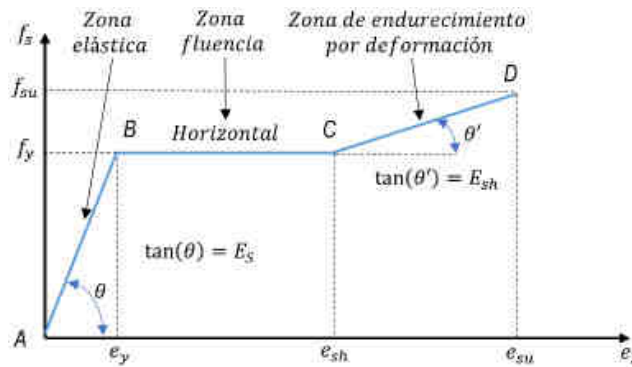
$f_{su}$ : Esfuerzo del acero a nivel de ruptura.

$e_{su}$ : Deformación en la ruptura del acero.

$E_{sh}$ : Modulo del material al inicio de la zona de endurecimiento definido por la ecuación presentada.

**Figura N° 2. 10:**

*Modelo Esfuerzo-Deformación Trilineal del acero.*



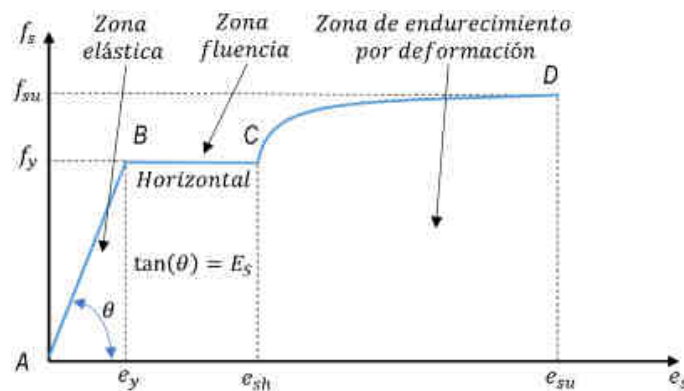
*Nota:* Adoptado de Aproximación Trilineal (p.44), por Park y Paulay, 1988.

Ecuación para representar la zona de endurecimiento por una parábola de 2<sup>do</sup> grado:

$$\text{Para } e_{sh} \leq e_s \leq e_{su}: \quad f_s = f_u - (f_u - f_y) \cdot \left( \frac{e_{su} - e_s}{e_{su} - e_{sh}} \right)^2$$

**Figura N° 2. 11:**

*Modelo Esfuerzo-Deformación Elastoplástico con Endurecimiento Curvo de 2<sup>do</sup> grado.*



*Nota:* Adoptado de Aproximación Trilineal (p.44), por Park y Paulay, 1988.

En el modelo Esfuerzo-deformación Elástico con endurecimiento curvo (Figura N° 2.11), representa con un tramo recto con pendiente el rango elástico y tramo recto horizontal a la zona de fluencia y una parábola de 2do y 3er grado a la zona de endurecimiento por deformación.

#### **2.2.5.1.2. Modelo de Esfuerzo – Deformación para el Concreto Armado.**

Las características fundamentales del esfuerzo-deformación del concreto es más complicado que del acero, ya que el concreto no tiene una estructura definida o forma definida, al estar compuesto de más de 4 materiales como mínimo, ya que la duración de carga y calidad es aportado por cada una de ellas, el concreto al presentar características fundamentales complicadas de modelo esfuerzo-deformación es difícil unificar un modelo matemático que lo represente por eso que existen muchos modelos para el concreto no confinado como: modelo de Whitney (1942) o bloque rectangular del ACI, Jensen, Hognestad, etc. El modelo más utilizado para el diseño es Whitney o bloque rectangular ACI.

También existen modelo que describen el comportamiento del concreto confinado como son: Kent Park (1971), Sheikh and Uzumeri (1982) y Mander et al (1988) siendo esta la más utilizada por ser más completa y basado en Kent Park (1971).

Es importante trabajar con modelo que representan al concreto no confinado y confinado porque en una estructura estas se unifican, la parte interna de una columnas, vigas o placa están dentro del perímetro de los estribos considerándose concreto confinado mientras la parte exterior o recubrimiento no está confinada.

#### **2.2.5.1.3. Modelo para Concreto Confinado**

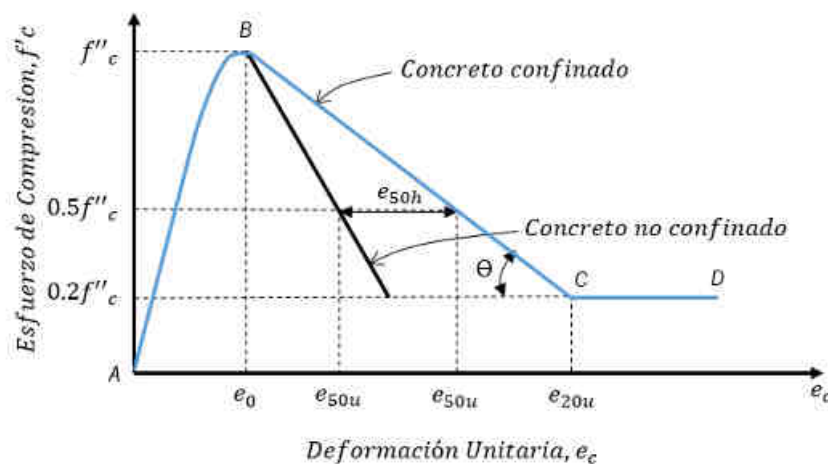
El refuerzo cumple un rol muy importante porque aporta esfuerzo a la tracción en zonas traccionadas del concreto sino también aporta esfuerzo a la compresión mediante el

confinamiento, en cualquiera de los dos fines mencionado su principal rol es reducir las deformaciones producidas por cargas constantes durante su vida útil y además accionar sobre resistencia cuando existan demandas sísmicas , entonces la unión del concreto simple con acero de refuerzo constituye un material llamado concreto reforzado o concreto armado.

El modelo de Kent y Park basado en pruebas experimentales, en el año 1971 propuso su aplicación únicamente en secciones rectangulares o cuadradas, ya que dicho postulado menciona que el confinamiento no porta resistencia, y por ende plantea el uso de la resistencia adquirida del concreto simple astas el punto de falla, más allá de este punto se considera aporte con confinamiento como lo describe la Figura N°2.12:

**Figura N° 2. 12:**

*Comparación de curvas esfuerzo-deformación de un concreto no confinado y confinado*



*Nota:* Adoptado de Curva esfuerzo deformación para concreto confinado por aros rectangulares (p.30), por Park y Paulay, 1988.

De acuerdo a la Figura N° 2.12; se precisa que: La curva está conformada por vario tramos, el primer tramo AB, el comportamiento es igual al de un concreto no confinado, representada como una parábola invertida de segundo grado, el cual está definida por

el intervalo ( $0 \leq e_c \leq e_0$ ), cuyo valor máximo corresponde al esfuerzo  $f''c$  y a una deformación unitaria  $e_0 = 0.002$  del punto de falla.

El tramo BC, es lineal con pendiente en el que decrece el esfuerzo hasta llegar al 20% de  $f''c$ , la pendiente depende de la probeta de ensayo, en específico de los valores del esfuerzo transversal, el volumen del núcleo del concreto, ancho del núcleo confinado y del espaciamiento de los estribos.

El tramo CD, es una recta horizontal al 20% del  $f''c$ , no es considerado en aporte de rigidez por que la estructura ya es inestable.

Después de la resistencia máxima alcanzado por el concreto siguen caminos diferentes el concreto confinado y no confinado, entonces se puede deducir que el efecto del reforzamiento recién entra a aportar resistencia a partir de este punto

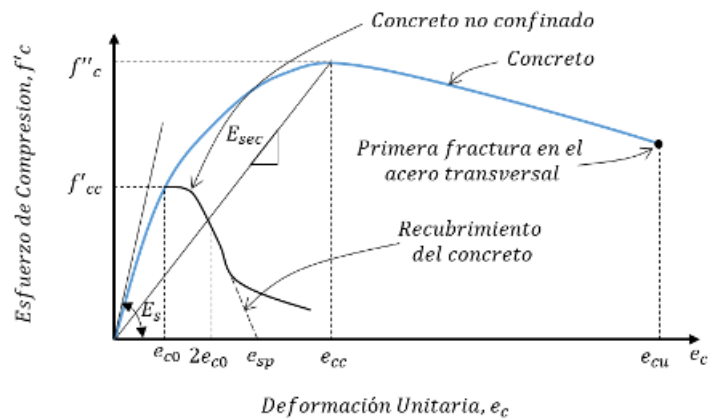
Park y Paulay (1988) establece que no se ha modificado la resistencia del concreto por la presencia del confinamiento más, su efecto se ha considerado en la longitud de la rama descendente de la curva (pp. 30-31), por lo tanto, la inclusión de reforzamiento tiende a aportar resistencia después que el concreto alcance su máxima resistencia.

### **Modelo de Mander**

Este modelo describe el comportamiento del concreto confinado y sin confinar, con parámetros que facilitan la obtención del diagrama de esfuerzo-deformación, modelo con el cual trabaja el ACI. Ver la Figura N° 2.13:

**Figura N° 2. 13:**

*Modelo de Mander: Esfuerzo-Deformación para un concreto simple y uno confinado.*



*Nota:* Adoptado del modelo de tensión-deformación propuesto para cargas monótonas de hormigón confinado o continuo y no confinado (p.1807), por Mander, J. B. Priestley, M. J. N., Park, R. 1988.

El modelo de Mander presenta buenos resultados sobre elementos que estén sometidos a carga axial y con confinamiento transversal, en especial con secciones cuadradas que podría tener diferentes modos de ubicación y configuración de los estribos, cuando los elementos son sometidos a cargas críticas y velocidades de aplicación de las cargas, el modelo describe un comportamiento definido.

Mander et al. 1988, definió ecuaciones para la obtención de la curva de esfuerzo deformación:

$$f'_c = \frac{xr f''_c}{r - 1 + x^r}$$

$$x = \frac{e_c}{e_{cc}}$$

$$r = \frac{E_s}{E_s - E_{sec}}$$

Además, la deformación de esfuerzo máximo del concreto  $f''_c$  este dado por:

$$e_{cc} = e_{co} \left( 1 + 5 \left( \frac{f''c}{f'cc} - 1 \right) \right)$$

Donde:

$f''c$ : Resistencia máxima del concreto confinado.

$f'cc$ : Resistencia máxima del concreto no confinado.

$e_c$ : Deformación unitaria del concreto.

$e_{cu}$ : Deformación asociada a la resistencia máxima del concreto  $f'c$ .

$e_{sp}$ : Deformación unitaria ultima asociada al recubrimiento del concreto.

$e_{cc}$ : Deformación unitaria del concreto simple, asociada al refuerzo máximo confinante.

$E_c$ : Modulo de elasticidad del concreto no confinado.

$E_{sec}$ : Modulo secante del concreto confinado asociado al refuerzo máximo confinante.

La resistencia máxima a compresión  $f''c$  esta en función de la fuerza lateral de confinamiento efectivo  $f_{le}$ , y del tipo de estribo con el que confino el elemento.

Para las secciones circulares confinadas por estribos circulares (zunchos) la resistencia máxima a compresión  $f''c$  se define mediante las siguientes ecuaciones:

$$f''c = f'c \left( 2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f_{le}}{f'c} - \frac{2f_{le}}{f'c}} - 1.254 \right) \text{Mpa}$$

$$f_{le} = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh}$$

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{s d_s}$$

$$k_{ec} = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}}$$

$$k_{es} = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}}$$

Donde:

$A_{sp}$ : Área de refuerzo transversal.

$\rho_s$ : Relación del volumen de acero confinante entre el volumen de concreto confinado.

$\rho_{cc}$ : Relación del área de acero longitudinal y el área del concreto confinado.

$d_s$ : Diámetro de los estribos.

$k_e$ : Factor de confinamiento efectivo. Se utiliza la expresión  $k_{ec}$  o  $k_{es}$ , dependiendo si la sección es confinada con estribos circulares o con hélices.

$k_{ec}$ ,  $k_{es}$ : Factor de confinamiento efectivo para secciones confinadas con estribos circulares o con hélices.

$s'$ ,  $s$ : Separación entre los estribos a paño interior y exterior respectivamente.

Para secciones rectangulares o cuadradas la resistencia máxima a compresión  $f''c$ , se define mediante las siguientes ecuaciones:

$$f''c = \lambda f'c$$

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{s d_c} k_e f_{yh}$$

$$f_{ly} = \frac{A_{sy}}{s d_c} k_e f_{yh}$$

$$A_e = \left( b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2 b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2 d_c} \right)$$

$$k_e = \frac{\left( 1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6 b_c d_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2 b_c} \right) \left( 1 - \frac{s'}{2 d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}}$$

Donde:

$f''c$ : Resistencia máxima del concreto confinada

$f'c$ : Resistencia a compresión del concreto.



$f_{yh}$ : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal.

$\lambda$ : Factor de esfuerzo confinado, se obtiene de la figura N° 2.15.

$\rho_{cc}$ : Relación del área de acero longitudinal y el área de concreto confinada.

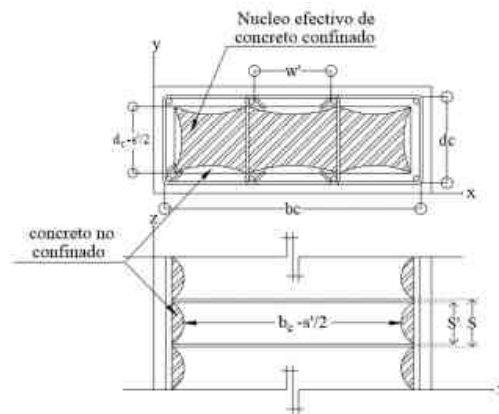
$A_e$ : Área confinamiento efectiva, se utiliza  $A_{sx}$  o  $A_{sy}$  dependiendo si la sección es paralela al eje “x” o al eje “y”.

$A_{sx}$  ,  $A_{sy}$ : Área de refuerzo transversal paralela al eje “x” o “y”.

$f_{lx}$  ,  $f_{ly}$ : Fuerza lateral de confinamiento efectivo en dirección “x” o “y”.

**Figura N° 2. 14:**

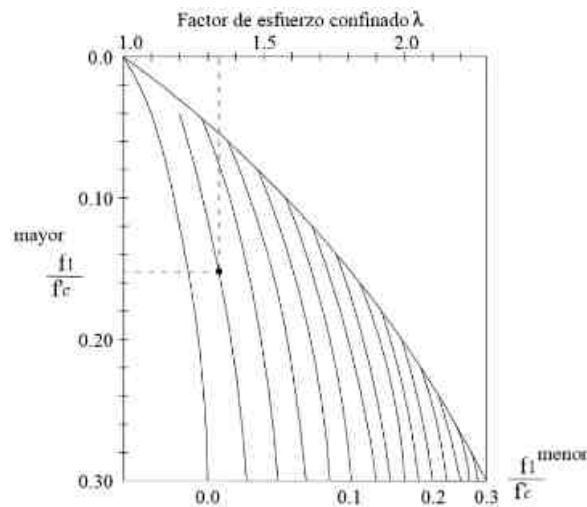
*Núcleo efectivo de concreto confinado para una sección rectangular.*



*Nota:* Adoptado de núcleo efectivamente confinado para refuerzo de aro rectangular (p.1810), por Mander, J. B. Priestley, M. J. N., Park, R. 1988.

## Figura N° 2. 15:

Factor de confinamiento, " $\lambda$ " para elementos cuadrados y rectangulares.



*Nota:* Adoptado de determinación de la resistencia confinada a partir de tensiones de confinamiento laterales para secciones rectangulares (p.1813), por Mander, J. B. Priestley, M. J. N., Park, R. 1988.

### 2.2.5.2. Modelo inelástico de elementos estructurales (viga y columna)

#### 2.2.5.2.1. Diagrama Momento-Curvatura

Aunque no se necesita explícitamente en el diseño ordinario y no forma parte de la norma peruana referentes al tema como E-030 y la E-060, y que además no forma parte del código del ACI, sin embargo, será de mucha importancia en esta investigación para el entendimiento y comportamiento de los elementos (viga y columna) que conforma la estructura en un análisis no lineal.

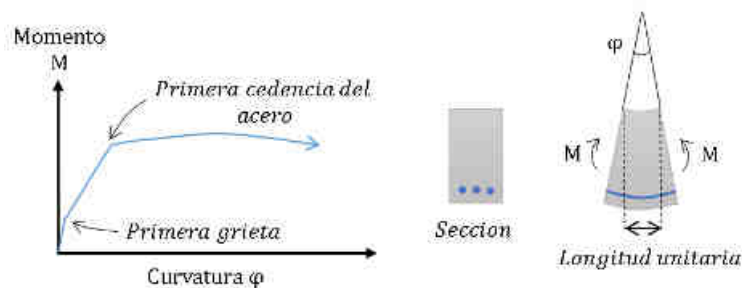
Para la obtención del diagrama momento-curvatura, se tiene que tener en cuenta que ello trabaja con una relación directa entre el momento aplicado a una sección determinada y la curva resultante en todo el rango de falla donde se aplicó la carga, esa relación directa remarca su importancia para la obtención de la ductilidad del elemento, la fatiga desarrollada en puntos

notables de un elemento se le denomina bisagras de plástico o rotulas plásticas, en ella se da la redistribución de los momento elásticos, cada elemento puede tener más de dos puntos de redistribución ellas son notables cuando los momentos elásticos sobrepasan los momentos últimos de falla antes del colapso parcial o general de la estructura.

Cuando un elemento estructural es sometido a cargas externas tiende a tener un comportamiento complejo, medido esto en un laboratorio se tendría una curva de Carga-Deflexión, y se podría determinar la ductilidad, ello requiere que los elementos tengan un elevado valor de la carga ultima  $\varphi_u$  para que disipe la mayor cantidad de energía acumulada y pueda distribuir mejor los momentos, entonces cuando se diseña un elemento se debe tener en cuenta un probable evento sísmicos máximo o muy raro, en tal caso se debe lograr que el elemento cuando es sometido a cargas extremas tenga una falla retardada, en ello desarrollaría grandes deflexiones bajo cargas cercanas a la máxima, este criterio salvaría muchas vidas porque la estructura tendría un colapso retardado.

**Figura N° 2. 16:**

*Relación de momento - curvatura para secciones de vigas simplemente reforzadas donde falla a tensión,  $\rho < \rho_b$ .*

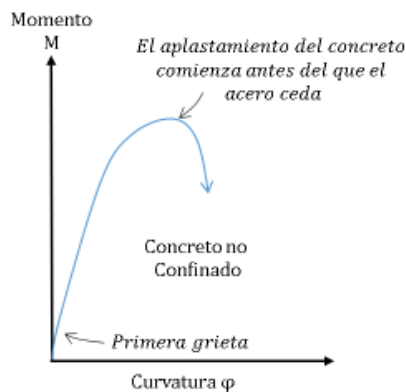


*Nota:* Adoptado de sección que falla a tensión (p.204), por Park y Paulay, 1988.

Con referencia a la Figura N° 2.16; se le denomina curvatura cuando un elemento recto sufre leves cambios de ángulo por unidad de longitud en puntos notables de ampliación de carga a lo largo de su eje.

**Figura N° 2. 17:**

*Relación de momento - curvatura para secciones de vigas simplemente reforzada donde falla a compresión  $\rho > \rho_b$ .*



*Nota:* Adoptado de sección que falla a compresión (p.204), por Park y Paulay, 1988.

En términos de carga el diagrama de momento curvatura describe la capacidad máxima de flexión  $M_u$  y la curva ultima  $\varphi_u$ , en las Figuras N° 2.16 y 2.17; describe el comportamiento de una viga simplemente reforzada cuando logra una falla por carga, las curvas en el inicio de su deformación su comportamiento es lineal que cumple con la ecuación clásica de elasticidad  $EI = \frac{M}{\varphi}$  (EI = rigidez a flexión de la sección), cuando aparece un agrietamiento en el concreto por tracción deja de ser lineal, y empieza a disminuir el aporte de rigidez a flexión, generando otra curva lineal cuyo fin se da en el punto de fluencia, gráficamente se le llamaría momento curvatura de fluencia, que es cuando el acero comienza a contribuir esfuerzos.

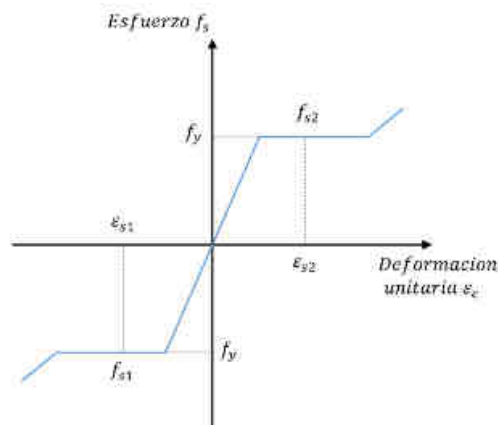
Existen modelos matemáticos que determinan una posible curva teórica de momento-curvatura de elementos reforzados que sufren cargas a flexión y axial, principalmente de basan

en superposición por semejanza a las curvas utilizadas de ensayos para determinar la resistencia a flexión.

Cuando se trabaja con diagramas de momento curvatura es fácil determinar la ductilidad que no es más que la relación de la deformación ultima respecto a la primera cedencia, esta ductilidad representa un valor netamente del elemento en el cual se trabaja, pero que no representa en su totalidad a la estructura que lo compone.

**Figura N° 2. 18:**

*Determinación teórica Momento - curvatura, Acero en tensión y compresión.*

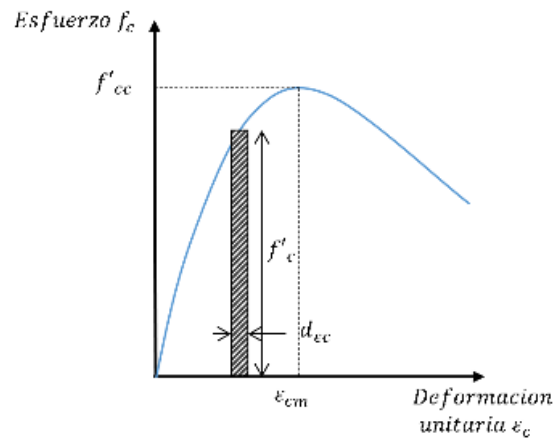


*Nota:* Adoptado de Acero en tensión y compresión (p.207), por Park y Paulay, 1988.

La ductilidad real se obtiene cuando el elemento incursiona en el rango no lineal, es primordial tener la relación momento – curvatura que en lo general es teórico ya que cada elemento se comporta diferente con respecto a flexiones y cargas axiales, para el concreto reforzado se aprecia en la figura N° 2.18 y 2.19 el comportamiento idealizado de cada material (concreto y acero).

**Figura N° 2. 19:**

*Determinación teórica Momento - curvatura, concreto en compresión de sección de viga doblemente reforzada con flexión.*

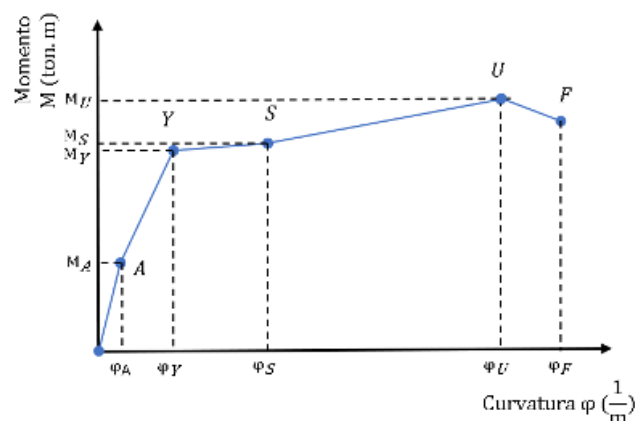


*Nota:* Adoptado de concreto en compresión (p.207), por Park y Paulay, 1988.

El diagrama momento curvatura se puede expresar en puntos notables que cambian su Angulo de incidencia, estas debido a muchos factores para tal punto, a continuación, definimos lo puntos notables mostrados en la figura N° 2.20.

**Figura N° 2. 20:**

*Puntos notables en el diagrama Momento-Curvatura.*



*Nota:* Adoptado de Diagrama momento curvatura de un elemento estructural (p.13), por Aguiar, R. 2003.

Con referencia a la Figura N° 2.20, el autor define los puntos de la siguiente manera:

El Punto A: Este punto es alcanzado cuando el concreto alcanza a su máximo esfuerzo a tracción o estado de agrietado, generalmente es poco representado, dicho punto estando está dentro del rango elástico.

Punto Y: En este punto el acero a tracción alcanza su punto de fluencia, definido por el esfuerzo  $f_y$ , y una deformación  $\epsilon_y$ . Este punto define el fin del rango elástico.

Punto S: Este punto es muchas veces ignorado erradamente, esta se genera cuando el acero a tracción se encuentra a inicio de la zona de endurecimiento, es decir al final de la plataforma de fluencia.

Punto U: Se halla cuando el concreto llega a su máxima deformación útil a compresión  $\epsilon_u$ . No es la falla de la sección del elemento.

Punto F: Esta tiene menor capacidad a flexión y mayor deformación que el Punto U, correspondiendo cerca del colapso, su cálculo teórico es muy complicado, pero con software aplicado a calculo estructurales con elementos finitos aproximan su valor. (Aguiar, R. 2003. pp 14-16).

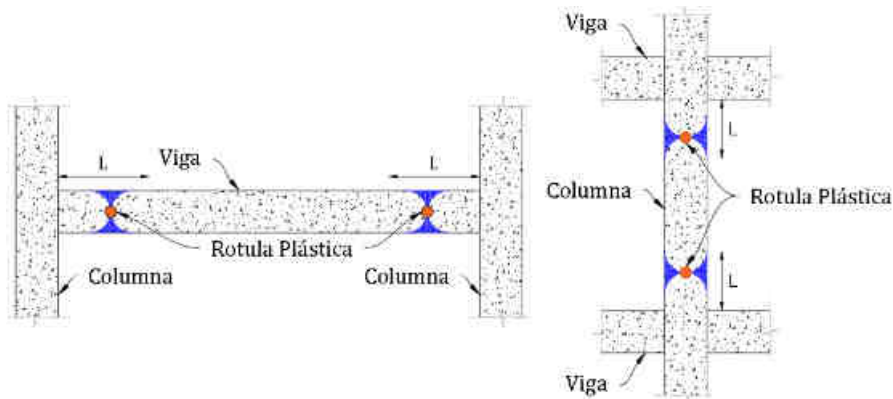
Los elementos estructurales como vigas, columnas y placas reforzadas tienen capacidad a flexión y corte, en el diseño hay consideraciones mínimas de reforzamiento según la NTP E060, tanto a flexión y corte ya que no se puede permitir que el elemento falle por corte y la sección no llega a la falla última por flexión, por tal motivo es imperativo la consideración del efecto corte para el cálculo del Diagrama Momento-Curvatura.

### 2.2.5.2.2. Diagrama Momento-Rotación

Ante eventos sísmicos severos los elementos estructurales específicamente columnas y vigas tienden a tener un comportamiento inelástico, pero necesariamente no en toda su longitud de desarrollo, las zonas que concentran alta demanda sísmica se ubican a una distancia “L” del nodo de unión, como muestra la figura N° 2.21.

**Figura N° 2. 21:**

*Rotulas plásticas en viga y columna.*



*Nota:* Elaboración Propia.

Dentro de la longitud “L” existe un punto donde se concentra toda la deformación inelástica, este punto se denomina bisagra plástica o Rotula Plástica, en tal punto ocurre los sucesos o acontecimientos donde el material incurre en el rango no lineal, por eso es necesario determinar tal punto que servirá de punto de control para el análisis no lineal estático.

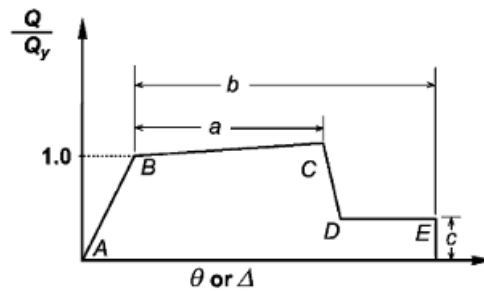
Para llevar a cabo el análisis se requiere la relación Diagrama Momento-Curvatura en específico el momento en todos los puntos normalizado ( $M/M_y = Q/Q_y$ ), para determinar la rotación o giro existen expresiones matemáticas que aproximan su valor, pero para ello citaremos a ASCE/SEI 41-13 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Building



(Evaluación sísmica y modernización de edificios existentes), Capítulo 10 – Concreto, ver Figura N° 2.22:

**Figura N° 2. 22:**

*Idealización de diagrama momento-rotación de una viga o columna.*



*Nota:* Adoptado de Deformación (p.187), por ASCE 41-13, 2014.

El desplazamiento general de la estructura determinado por el análisis no lineal estático gracias a una demanda, es una sumatoria interna de los desplazamiento ocurridos en los elementos estructurales, entonces se tiene en cuenta la resistencia aportada por cada elemento, en la Figura N° 2.22; idealiza un diagrama momento-rotación, donde muestra los puntos notables (A,B,C,D y E), precisa que el desplazamiento es muy sensible a incrementos por degradación de la resistencia , las pruebas experimentales le da la razón, pero no se puede generalizar una pérdida casi total de la resistencia (punto C y D), ello ocurre de una manera pausada que se daría desde el punto C al E, entonces por que se considera lo primero, los ensayos determinan que a partir del punto C es muy impredecible las pérdidas de derivas.

Las Tablas N° 2.10 y 2.11; expresan los valores no lineales para vigas y columnas según la cuantía, reforzamiento transversal, corte de diseño y características físicas del elemento.

**Tabla N° 2. 10:**

*Parámetros no lineales para vigas.*

**Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams**

Conditions			Modeling Parameters <sup>a</sup>			Acceptance Criteria <sup>a</sup>		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio <sup>c</sup>	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		c	Performance Level	
								IO
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement <sup>d</sup>	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$ (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$ (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$ (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear <sup>b</sup>								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span <sup>b</sup>								
Stirrup spacing $\leq d/2$			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing $> d/2$			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint <sup>b</sup>								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

Nota:  $f'_c$  en unidades lb / in<sup>2</sup>. (MPa). a: Los valores entre los enumerados en la tabla deben determinarse mediante interpolación lineal. b: Cuando ocurra más de una de las condiciones i, ii, iii y iv para un componente dado, use el valor numérico mínimo apropiado de la tabla 10-7. c: “C” y “NC” son abreviaturas para refuerzo transversal conforme y no conforme, respectivamente. El refuerzo transversal es conforme si, dentro de la región de bisagra plástica de flexión, los aros están espaciados a  $\leq d / 3$ , y si, para componentes de moderada y alta ductilidad, la resistencia proporcionada por los aros ( $V_s$ ) es al menos 3/4 del corte de diseño. De lo contrario, el refuerzo transversal se considera no conforme. *Fuente:* ASCE 41-13 (2017, p.192).

**Tabla N° 2. 11:**

*Parámetros no lineales para columnas.*

**Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns**

Conditions		Modeling Parameters*			Acceptance Criteria*			
		Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)			
		a	b		Performance Level			
				IO	LS	CP		
<b>Condition i.<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060	
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010	
$\leq 0.1$	$= 0.002$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034	
$\geq 0.6$	$= 0.002$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005	
<b>Condition ii.<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$						
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>Condition iii.<sup>b</sup></b>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
<b>Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height<sup>d</sup></b>								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
$\leq 0.1$	$\geq 0.006$		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
$\geq 0.6$	$\geq 0.006$		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
$\leq 0.1$	$\leq 0.0005$		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
$\geq 0.6$	$\leq 0.0005$		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

*Nota:*  $f'_c$  está en unidades lb / in<sup>2</sup>. (MPa). a: Los valores entre los enumerados en la tabla deben determinarse mediante interpolación lineal. b: Consulte la Sección 10.4.2.2.2 para conocer la definición de las condiciones i, ii y iii. Se considera que las columnas están controladas por un desarrollo inadecuado o empalmes donde el esfuerzo del acero calculado en el empalme excede el esfuerzo del acero especificado. Cuando ocurra más de una de las condiciones i, ii, iii y iv para un componente dado, utilice el valor numérico mínimo apropiado de la tabla. c: Donde  $P > 0.7A_g f'_c$ , los ángulos de rotación plásticos deben tomarse como cero para todos los niveles de desempeño, a menos que la columna tenga un refuerzo transversal consistente de aros con

ganchos de 135 grados espaciados a  $\leq d / 3$  y la resistencia proporcionada por los aros ( $V_s$ ) es al menos 3/4 de la cizalla de diseño. La carga axial  $P$  debe basarse sobre las cargas axiales máximas esperadas causadas por la gravedad y las cargas sísmicas. *Fuente:* ASCE 41-13 (2017, p.193).

Los significados de los parámetros usados se describen a continuación:

Donde:

$\rho$ : Cuantía de armado a tracción.

$\rho'$ : Cuantía de armado a compresión.

$\rho_{bal}$ : Cuantía de armado para producir condiciones balanceadas.

$V^d$ : cortante de diseño de sección de ANE, lb.

$f'_c$ : Resistencia a la compresión del concreto, Psi.

$P^c$ : Fuerza axial en el miembro, lb.

$A_g$ : Área gruesa de la columna, in<sup>2</sup>.

$b_w$ : Ancho efectivo de la sección, in.

$d$ : Distancia desde la fibra de compresión al centroide del refuerzo en tracción, in.

$a, b$ : Parámetros para medir la capacidad de deformación.

$c$ : Parámetros para medir la fuerza residual.

Las condiciones planteadas en la Tabla 2.11, para efectos de análisis en la estructura a evaluar, consideremos los efectos a cortante tal como se considera en la condición ii.

Los punto de control generado donde exista una rotula plástica, es necesario definir su forma y comportamiento, ya que ello es una pieza fundamental para entender el degradamiento de la sección donde aporta y resta resistencia, también se tiene que tener en cuenta conocer su rotación para cada punto de control descrita en una gráfica llevaría el nombre de curvatura-

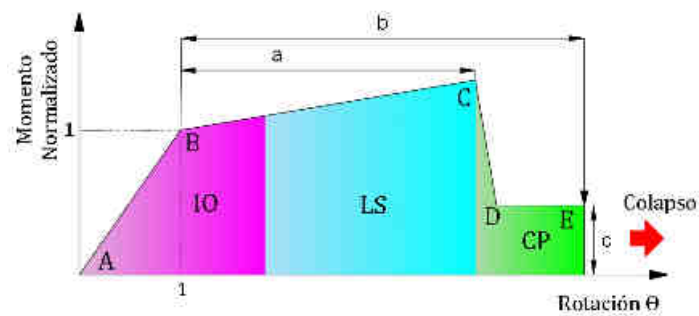
rotación, determinarlo de manera individual por elementos sería muy tedioso por eso la ASCE 41-13, describe los parámetros no lineales que simplifican el trabajo, ellos están basados en innumerables ensayos de balotario.

Para la definición de las rotulas, según el ASCE 41-13 en la Tabla 2.10 y 2.11, establece diversos parámetros:

- a: Deformación inelástica estable.
- b: Deformación total hasta el punto de colapso.
- c: Resistencia residual.

**Figura N° 2. 23:**

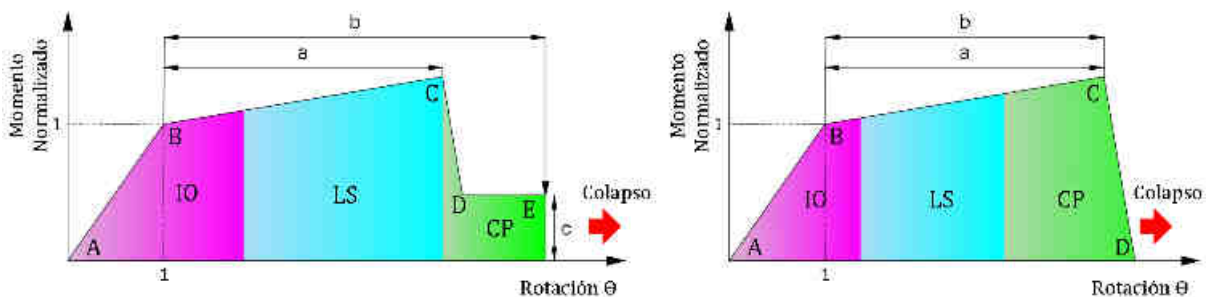
*Idealización del criterio de aceptación de una Viga.*



*Nota:* Interpretación propia.

**Figura N° 2. 24:**

*Idealización del criterio de aceptación de una Columna.*



*Nota:* Interpretación propia.

Existe una marcada diferencia entre la viga y columna, de acuerdo al parámetro de la Tabla 2.11 (Tabla 10-8 ASCE 41-13) para considerar parámetros de aceptabilidad, cuando existe una fuerza axial mayor y menor área de acero el aporte de la resistencia residual es mínima y no considerable para dicha aceptación. Ver figura N° 2.24.

### **2.2.5.2.3. Longitud de rotulas plásticas**

La rotula plástica está ubicada aproximadamente a mitad de la longitud plástica  $l_p$ , a la cara de la columna, en tal longitud se generan un conjunto de secciones en un rango muy pequeño que llegaron a la fluencia, si el elemento posee una ductilidad elevada se generaran rotaciones elásticas ante el aumento de la flexión y cortante, pero sin llegar a la falla.

Existen varias expresiones matemáticas empíricas de diferentes estudios para determinar la longitud de la rótula plástica, a continuación, se darán algunas ecuaciones:

#### **Paulay y Priestley (1992):**

$$l_p = 0.08 * z + 0.0022 * d * f_y$$

#### **A. L. L. Baker (1956):**

Propone una expresión para  $\theta_p$  que implica para los miembros con tensión en parte de la sección en que  $c$  es la profundidad del eje neutro en el momento ultimo.

$$l_p = 0.85 * k_1 * k_3 * \left(\frac{z}{d}\right) * c$$

$$\theta_p = \left( \frac{\varepsilon_c}{c} - \frac{\varepsilon_{ce}}{kd} \right) * l_p, \quad \varepsilon_c = 0.0015 * \left( 1 + 150 * \rho_s + (0.7 - 10 * \rho_s) * \frac{d}{c} \right) \leq 0.01$$

$$f''c = \left( 0.8 + 0.1 * \frac{d}{c} \right) * f'c \leq f'c \quad k_1 = 0.9, fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$k_3 = \begin{cases} 0.6, f'c = 350 \text{ kg/cm}^2 \\ 0.9, f'c = 120 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$f'c = 0.85 * \text{resistencia decubodelconcreto.}$$

**W. G. Corley (1966):**

De resultados de pruebas en vigas siguiente soportadas, propuso la siguiente expresión:

$$I_p = 0.5 * d + 0.32 * \left( \frac{z}{c} \right) * \sqrt{d}$$

$$\theta_p = \left( \frac{\varepsilon_c}{c} - \frac{\varepsilon_{ce}}{kd} \right) * l_p \quad \varepsilon_c = 0.03 + 0.02 * \frac{b}{z} + \left( \frac{\rho_s * fy}{1400} \right)^2$$

**H. A. Sawyer (1964):**

Propone la siguiente expresión:

$$I_p = 0.25 * d + 0.075 * z$$

**Mattock (1967):**

Propone la siguiente expresión:

$$I_p = 0.5 * d + 0.05 * z$$

$$\theta_p = \left( \frac{\varepsilon_c}{c} - \frac{\varepsilon_{ce}}{kd} \right) * l_p \quad \varepsilon_c = 0.03 + 0.02 * \frac{b}{z} + 0.2 * \rho_s$$

**Panagiotakos y Fardis (2001):**

$$I_p = 0.18 * d + 0.021 * d_b * f_y$$

Donde:

$I_p$  (cm): Longitud equivalente de la articulación plástica.

$\theta_p$  (rad): Rotación de la articulación plástica.

$z$  (cm): Distancia de la sección crítica al punto de inflexión.

$f_y$  (kg/cm<sup>2</sup>): Resistencia de cedencia del acero de confinamiento.

$d$  (cm): Peralte efectivo de la viga o columna.

$b$  (cm): Ancho de la viga o columna.

$c$  (cm): Profundidad del eje neutro al alcanzar el momento último.

$\epsilon_c$  : Deformación del concreto en la fibra extrema a compresión en la curvatura última.

$\epsilon_{ce}$ : Deformación del concreto en la fibra extrema a compresión cuando alcanza la curvatura de cedencia.

$kd$  (cm): Profundidad del eje neutro cuando alcanza la curvatura última.

$\rho_s$ : Relación de volumen de acero de confinamiento (incluyendo acero a compresión) al volumen del núcleo de concreto.

$f''_c$  (kg/cm<sup>2</sup>): esfuerzo máximo o último del concreto.

### **2.2.5.3. Modelos lineales para muros de corte basado en cáscaras.**

El elemento de cáscara se puede utilizar de manera eficiente para el análisis de estructuras de edificios con muros de corte. El elemento Shell considerado en la mayor parte del software de diseño tiene seis grados de libertad en cada nodo y un grado de libertad de rotación en el plano, que lo hace compatible con mallas tridimensionales tipo modelos de elementos finitos. Vale la pena saber que las funciones de forma bilineal se utilizan para definir el campo de desplazamiento de los elementos cuadriláteros.

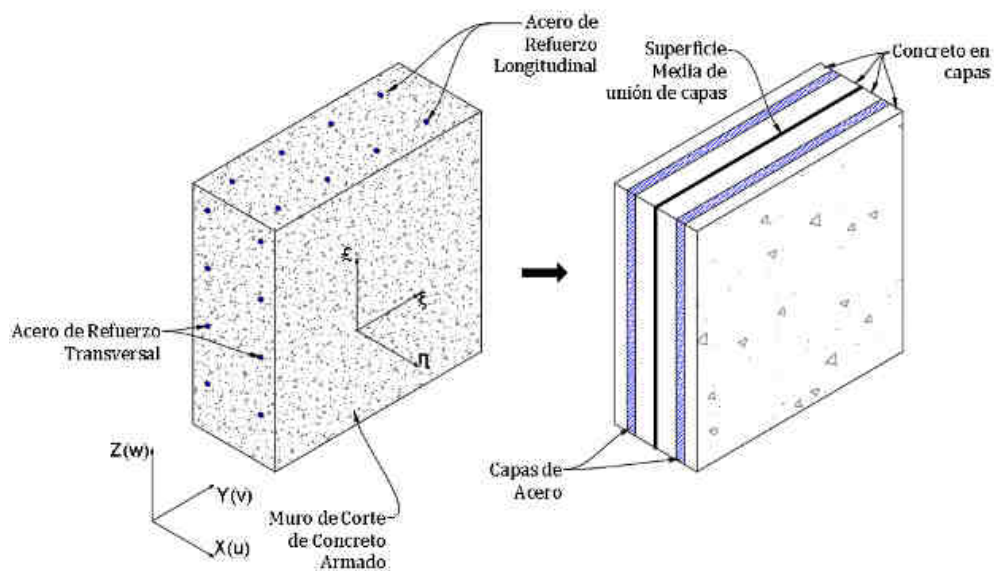


### 2.2.5.3.1. Muros de cascara multicapa

Los elementos de cascara multicapa se componen de muchas capas con diferentes espesores y diferentes propiedades de materiales como concreto y acero de refuerzo. Ver Figura N° 2.25.

**Figura N° 2. 25:**

*Elemento de cascara multicapas.*



*Nota:* Adaptado de Elemento de carcasa multicapa (p.2), por ZW Miao, XZ Lu, JJ Jiang y LP Ye, 2006.

Para el análisis aquí presentamos el autor que afirma:

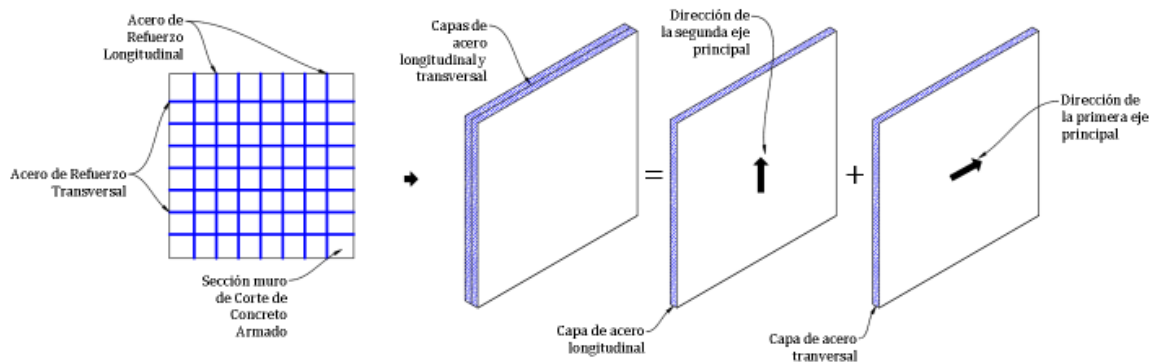
Durante el cálculo de elementos finitos, la deformación axial y curvatura de las capas intermedias se pueden obtener de un elemento. Luego, de acuerdo al supuesto de que el plano permanece plano, se pueden calcular las deformaciones y las curvaturas de las otras capas, y también calcular la tensión correspondiente a través de las relaciones

constitutivas del material asociado a la capa. (ZW Miao, XZ Lu, JJ Jiang y LP Ye, 2006, p.2).

De modo que el modelo constitutivo de las varillas se establece como el modelo elastoplástico perfecto, debido a que las varillas en diferentes direcciones se unen y forman una capa, si las proporciones de las cantidades de las varillas distribuidoras al concreto en la dirección longitudinal y transversal son las mismas, la capa de varillas se puede establecer como isotrópica. Pero si las relaciones en las dos direcciones son diferentes, la capa de armadura debe establecerse como ortotrópica con dos ejes principales como se muestra en la Figura N° 2.26: y en diferentes ejes principales, la rigidez se establece de manera diferente según la relación entre la cantidad de barras de refuerzo y el hormigón para simular barras de refuerzo longitudinales y transversales, respectivamente. El modelo constitutivo del hormigón es el modelo de micro plano que se iluminará en detalle en la siguiente sección.

**Figura N° 2. 26:**

*Configuración de capas de armaduras.*



*Nota:* Adaptado de Elemento de carcasa multicapa (p.2), por ZW Miao, XZ Lu, JJ Jiang y LP Ye, 2006.

Dado que el modelo relaciona los comportamientos no lineales del elemento de muro de corte con las relaciones constitutivas del hormigón y el acero directamente, tiene muchas ventajas en la descripción de los comportamientos no lineales complicados reales en comparación con el modelo existente de viga equivalente, modelo de armadura equivalente y el modelo multicomponente en paralelo para la pared auditiva

#### 2.2.5.4. Rigidez efectiva de los elementos de concreto armado

Los estudios realizados el autor afirma que:

los diseños no consideran la rigidez efectiva o sección agrietada para el cálculo de la rigidez de la estructura, siendo esto inapropiado ya que el agrietamiento puede ocurrir bajo cargas de gravedad en las vigas o en eventos sísmicos de menor intensidad, a nivel de sismo de servicio. La rigidez que no considera agrietamiento nunca será recuperada durante o después de la respuesta sísmica. (Burgos N, M y Piqué del Pozo, J, 2010).

**Tabla N° 2. 12:**

*Valores efectivos de rigidez.*

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed <sup>a</sup>	$0.3E_c I_x$	$0.4E_c A_w$	—
Beams—prestressed <sup>a</sup>	$E_c I_x$	$0.4E_c A_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_c f'_c$	$0.7E_c I_x$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_c$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_c f'_c$ or with tension	$0.3E_c I_x$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_c$ (compression) $E_c A_c$ (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		$E_c A_c$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_c A_g$	—
Walls-cracked <sup>b</sup>	$0.5E_c A_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_c$ (compression) $E_c A_c$ (tension)

<sup>a</sup>For T-beams,  $I_x$  can be taken as twice the value of  $I_x$  of the web alone. Otherwise,  $I_x$  should be based on the effective width as defined in Section 10.3.1.3. For columns with axial compression falling between the limits provided, flexural rigidity should be determined by linear interpolation. If interpolation is not performed, the more conservative effective stiffnesses should be used.

<sup>b</sup>See Section 10.7.2.2.

*Nota:* ASCE 41-13 (2017, p.186).

**Tabla N° 2. 13:***Rigidez efectiva de elementos estructurales.*

<b>Componente</b>	<b>Rigidez de Flexión</b>	<b>Rigidez de Corte</b>	<b>Rigidez Axial</b>
Viga no pre-esforzada.	0.5 $E_c I_g$	0.4 $E_c A_w$	-
Vigas pre-esforzadas.	$E_c I_g$	0.4 $E_c A_w$	-
Columnas con compresión debidas a las cargas de diseño de gravedad $\geq 0.5 f' c A_g$ .	0.7 $E_c I_g$	0.4 $E_c A_w$	$E_c A_g$
Columna con compresión debidas a las cargas de diseño de gravedad $\leq 0.3 f' c A_g$ o con tensión.	0.5 $E_c I_g$	0.4 $E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros no agrietados	0.8 $E_c I_g$	0.4 $E_c A_w$	$E_c A_g$
Muros agrietados	0.5 $E_c I_g$	0.4 $E_c A_w$	$E_c A_g$

*Nota:* Adoptado de FEMA 356 (2000, p.6-12).

El código ASCE 41-13, plantea rigidez efectiva para evaluación de estructura de concreto armado, Tabla N°: 2.12 y el código FEMA 356 plantea la rigidez efectiva en la Tabla N°: 2.13, la norma peruana de concreto armado E 060 - Capítulo 10; insita el cálculo alternativo del desplazamiento lateral relativo considerando las propiedades de la sección de cargas axiales, la presencia de regiones agrietadas en el elemento y los efectos de duración de las cargas, mostrado en la Tabla N°: 2.14.

**Tabla N° 2. 14:***Rigidez efectiva.*

<b>Componente</b>	<b>Rigidez de flexión</b>
Viga	0.35 $I_g$
Columna	0.70 $I_g$
Muros no agrietados	0.70 $I_g$
Muros agrietados	0.35 $I_g$
Losas planas sin vigas	0.25 $I_g$

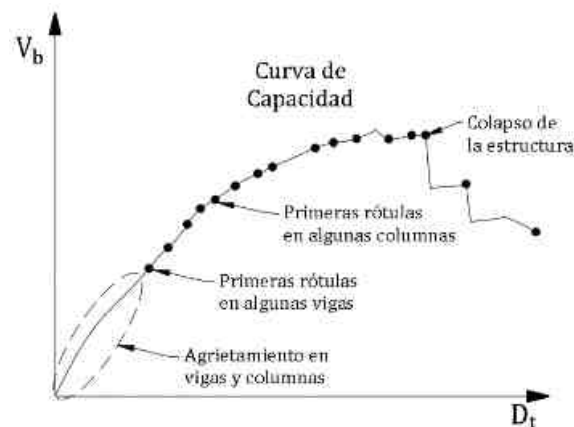
*Nota:*  $I_g$ ; Momento de inercia de la sección bruta del elemento con respecto al eje que pasa por el centroide sin tener en cuenta al refuerzo. *Fuente:* RNE E.060 (2009, p.79).

Es necesario considerar el uso de la rigidez efectiva para una evaluación o rediseño de una estructura, en esta tesis se considerará la rigidez efectiva impartida en la RNE E.060, ya que la estructura es nueva en proceso de construcción que aún no ha tenido los abates de la naturaleza y esta investigación se basa en la evaluación del diseño y desempeño ante eventos sísmicos ya registrado y estandarizados.

### 2.2.6. Capacidad Estructural

**Figura N° 2. 27:**

*Curva de Capacidad de una estructura.*



*Nota:* Adoptado de curva de capacidad (p.8-6), por ATC 40, 1996.

La capacidad de cualquier estructura se describe como una relación entre la resistencia y la deformación máxima global, ello se compone de las aportaciones de resistencia y deformación de todos los elementos estructurales, para esta investigación se utiliza el análisis estático no lineal “Pushover”, para determinar la capacidad estructural cuando los elementos lleguen a incursionar en el rango inelástico, este tipo de análisis, como resultado se obtiene una curva de capacidad, dicha curva está compuesta por la respuesta o fuerza de base (cortante

basal  $V_b$ ), y el desplazamiento obtenido en el punto de control que se denominara (desplazamiento de techo  $D_t$ ), como los muestra la Figura N° 2.27:

#### **2.2.6.1. Método de análisis no lineal para determinar la curva de capacidad**

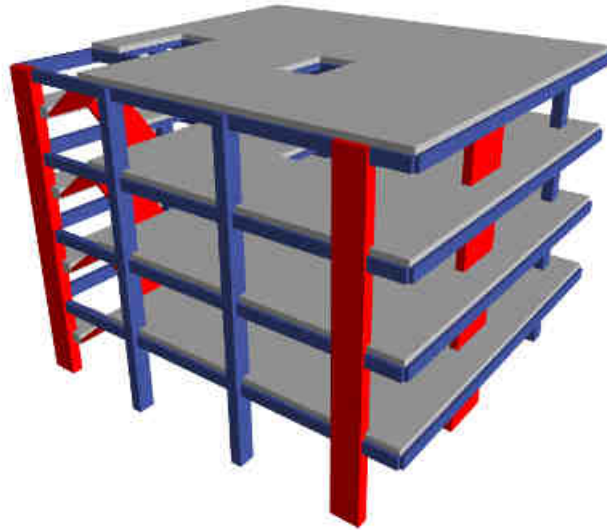
Para esta investigación se usará el análisis no lineal estático “Pushover”, que trabajara dentro del rango inelástico, que consiste en la aplicación de cargas monótonas que se incrementaran bajo un patrón de fuerzas aplicadas horizontalmente.

Las fuerzas horizontales que se aplican en una estructura generan una respuesta, esta expone el equilibrio que existiría y se puede graficar como fuerza-desplazamiento, a ello se denomina comportamiento estructural global o también curva de capacidad.

El concreto armado tiende a tener comportamiento no lineal con cargas incrementales, el comportamiento tiene grupos de no linealidad según su complejidad, la no linealidad en el comportamiento del material y no linealidad geométrica tiene que ver con su configuración física mientras que la no linealidad de condiciones esenciales de frontera como desplazamiento y no linealidad de condiciones de frontera o fuerzas tienen que ver con las aplicaciones externas de cargas o componentes que lo rodean, pero el comportamiento tiene un fenómeno de actuación o performance del elemento, ella se manifiesta de diferentes maneras de acuerdo a su grado y etapa, entonces estaríamos hablando de tipos de comportamiento como el plástico, visco elástico, visco plástico después que se hallan desarrollados los agrietamientos. Para poder realizar cálculos y diferenciar distintos fenómenos que ocurren es necesario contar con un método de análisis complejo basado en elementos finitos (MEF).

**Figura N° 2. 28:**

*Modelo estructural de un edificio de 4 pisos a ser evaluado.*



*Nota: Etabs v.18.*

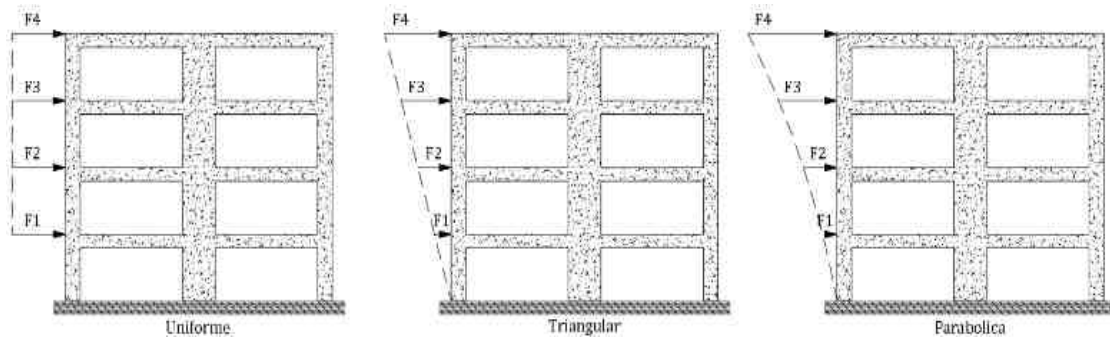
**2.2.6.2. Análisis estático no lineal (Pushover)**

Un autor define como:

El análisis estático no lineal es una técnica eficiente para estudiar la capacidad, resistencia, deformación de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón arbitrario de cargas laterales en una sola dirección que se incrementa de forma monotónica hasta alcanzar la capacidad máxima de la estructura, (Ver Figura N° 2.29y 2.30). Utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponda a la curva de capacidad. (Bonett, R. 2003, pp.60-61).

**Figura N° 2. 29:**

*Formas de distribución de cargas laterales.*

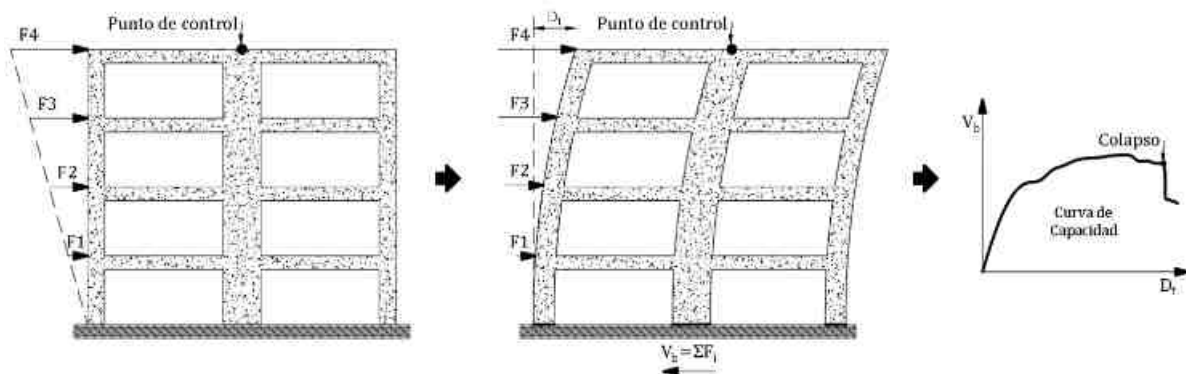


*Nota:* Elaboración propia.

Existen muchos patrones de fuerzas horizontales inerciales, es recomendable usar por lo menos dos tipos de patrones o usar la combinación envolvente del total de fuerzas horizontales consideradas.

**Figura N° 2. 30:**

*Idealización del proceso del análisis estático no lineal (Pushover) y obtención de la curva de capacidad.*



*Fuente:* Elaboración propia.

La curva de capacidad representada en la grafica  $V_b - D_t$  (cortante basal – Desplazamiento) de la Figura N° 2.30; es la respuesta a una demanda externa donde el máximo desplazamiento experimentado se dará ante un evento sísmico fuerte.



Para el análisis Pushover de una estructura de debe tener un punto de control ubicado en el centro de masas del piso mas alto o ubicarlo en los lados extremos como hace referencia la Figura N° 2.30, la altura de dicho punto de control sirve para determinar el desplazamiento máximo que se supone la estructura llegara, claro esto es una estimación sobredimensionada que se determina así;  $D_e = 0.04 * H_t$ , donde  $H_t$ ; es la altura del punto de control en la estructura.

### **Distribución lateral de fuerza sísmica la estructura**

Las distribuciones laterales de fuerzas que se presentan a continuación son presentadas por Saíto, T. (2014):

- Distribución AI

Tipo de distribución usado por el código japones, donde relaciona los pesos de entrepiso y el factor de periodo fundamental para determinar la porción de fuerza que se aplicara en cada piso con la cortante basal como un agente que incrementa la fuerza.

$$V_i = C_i * \sum_{j=i}^n W_j$$

$$C_i = Z * R_t * A_i * C_0$$

Donde:

$V_i$ : Cortante de diseño del piso  $i$ .

$C_i$ : Coeficiente de cortante de diseño por piso  $i$ .

$W_j$ : Peso del piso  $i$ .

$Z$ : Factor sísmico de sitio.

$R_t$ : Factor de vibración característica.

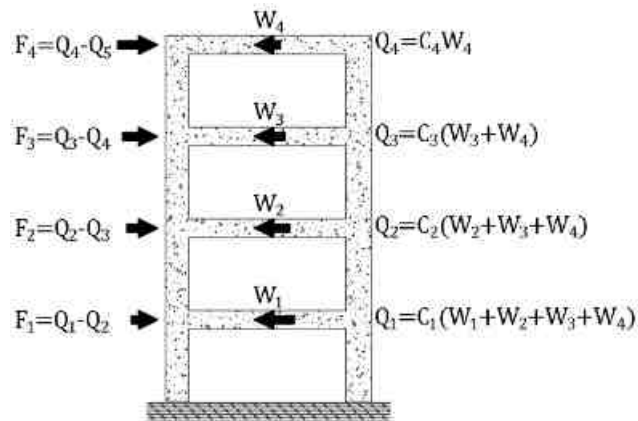
$A_i$ : Coeficiente de distribución de la fuerza cortante del piso  $i$ .

$C_0$ : Coeficiente de cortante basal.

La siguiente figura N° 2.31 ilustra la distribución AI de las fuerzas sísmicas:

**Figura N° 2. 31:**

*Distribución AI de la fuerza sísmica.*



*Nota:* Ai distribución (p.180), por Saíto, T, 2014.

### **Distribución triangular de fuerza sísmica la estructura.**

La fuerza sísmica se distribuye de acuerdo a la altura de cada piso, como los muestra la siguiente ecuación y figura N° 2.32:

$$F_i = CB * \left( \frac{h_i}{\sum_{j=1}^n h_j} \right)$$

Donde:

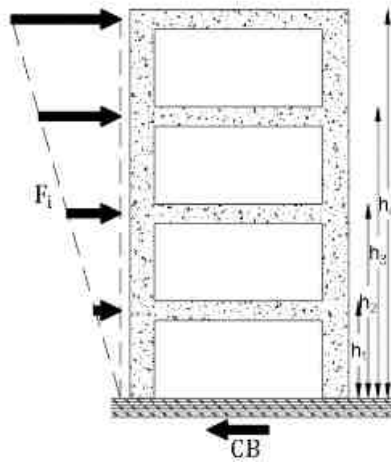
$CB$ : Cortante basal.

$h_i$ : Altura del piso  $i$  desde el nivel de terreno.

$h_j$ : Altura de entrepiso.

**Figura N° 2. 32:**

*Distribución triangular de la fuerza sísmica.*



*Nota:* Distribución triangular (p.180), por Saíto, T, 2014.

**Distribución uniforme de fuerza sísmica la estructura.**

Se distribuye la fuerza sísmica uniformemente de todos los pisos.

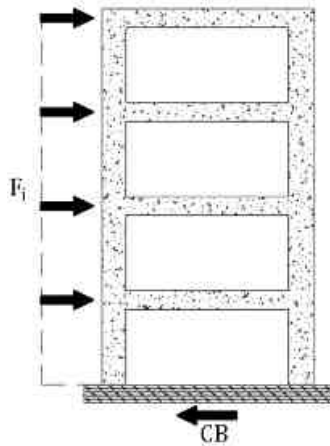
$$F_i = \frac{CB}{n}$$

Donde:

*n*: Factor de reducción 100, 200 y 300.

**Figura N° 2. 33:**

*Distribución uniforme de la fuerza sísmica.*



*Nota:* Distribución uniforme (p.181), por Saïto, T, 2014.

**Distribución vertical de la carga Pseudo-Lateral de la fuerza sísmica**

Esta distribución guarda relación con la norma peruana E030, para obtención de la cortante en la base por análisis lineal estático.

$$F_i = V \left( \frac{W_i * h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j * h_j^k} \right)$$

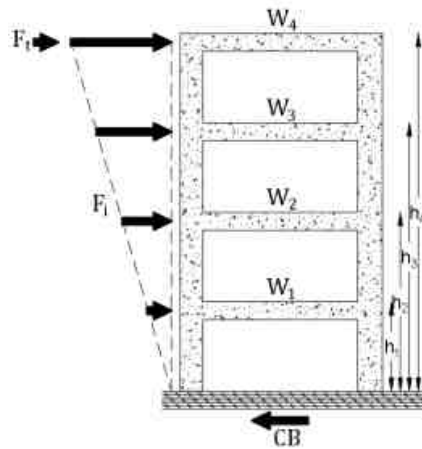
Donde:

$V$ : Fuerza Pseudo-lateral.

$k$ : Exponente relativo al periodo de la estructura,  $k=1$  para estructuras que tiene un periodo de 0.5 s o menos,  $k=2$  para estructuras que tienen un periodo de 2.5 s o más, y para estructuras que tienen un periodo entre 0.5-2.5 segundos se procederá a interpolar el valor de  $k$ .

**Figura N° 2. 34:**

*Distribución UBC de la fuerza sísmica.*



*Nota:* UBC distribución (p.181), por Saíto, T, 2014.

### **Distribución modal de fuerza sísmica la estructura.**

Depende de la forma del primer modo o modo fundamental de la estructura.

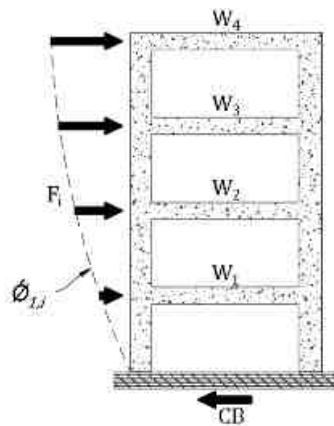
$$F_i = CB \left( \frac{W_i * \phi_{1,i}}{\sum_{j=1}^n W_j * \phi_{1,j}} \right)$$

Donde:

$\phi_{1,i}$ : Componente del vector del primer modo en el piso  $i$ .

**Figura N° 2. 35:**

*Distribución modal de la fuerza sísmica.*



*Nota:* Distribución modal (p.182), por Saíto, T, 2014.

**2.2.6.3. Procedimiento del análisis estático no lineal.**

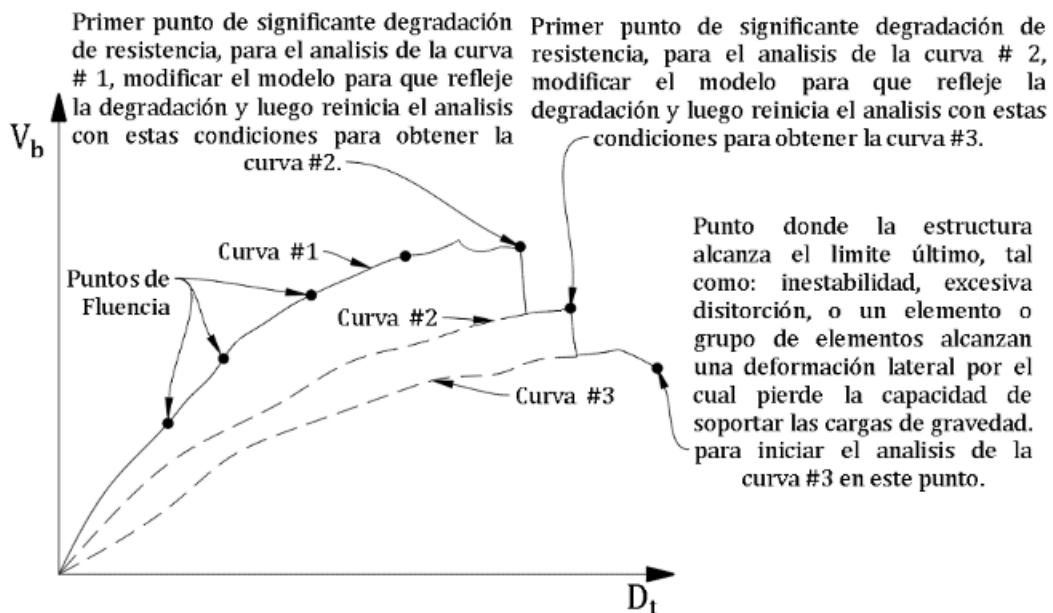
A continuación, presentamos el procedimiento de análisis estático no lineal tomados como referencia del ATC 40 (1996, p.8-4).

- 1) Crear un modelo computacional de la estructura
- 2) Aplicar fuerzas rigidez laterales según los tipos de distribución lateral de fuerzas planteado que trabajara con la envolvente de la misma, además que este análisis debe contener cargas de gravedad.
- 3) Calcule las fuerzas de los miembros para el requerido combinaciones de carga vertical y lateral.
- 4) Ajuste el nivel de fuerza lateral para que algunos elementos o grupo de elementos se enfatiza en el 10% de la fuerza en el elemento.
- 5) Registra la cortante basal y el desplazamiento en el punto de control.

- 6) Revise el modelo usando un pequeño valor de rigidez o cero para los elementos elásticos.
- 7) Aplicar un nuevo incremento de carga lateral a la estructura revisada de modo que otros elementos también tengan incursiones elásticas.
- 8) Sumar el incremento de carga lateral y el incremento correspondiente de desplazamiento en el punto de control a los totales anteriores para dar un acumulado valor de cortante en la base y desplazamiento en el punto de control.
- 9) Repita los pasos 6, 7 y 9, hasta que la estructura alcance un límite máximo o cuando su comportamiento es inestable o distorsiones considerables más allá del nivel de desempeño deseado, o cuando un grupo de elementos alcanzan un nivel de deformación lateral en el que comienzan la degradación de la fuerza o grupo de elementos que alcanzan un nivel de deformación lateral con pérdida de capacidad de carga por gravedad. Los elementos pueden perder todo o una parte significativa de su capacidad de carga lateral pero aun así podría seguir desviando sin otro efecto inaceptable
- 10) Modele explícitamente al degradación de la fuerza global, si la carga incremental se detuvo en el paso 9 como resultado de alcanzar un deformación lateral donde un conjunto de elementos no pueden resistir más, es decir que su fuerza significativamente a degradado como consecuencia la rigidez de esos elementos degradados se recuden o eliminan, como consecuencia se genera una nueva curva de capacidad comenzando con el paso 2, y así sucesivamente se pueden crear nuevas curva mientras se sigan degradando lo elementos, pero una vez determinado que mas del 30% de las columnas se degradaron dejar de repetir los pasos y trabajar con la curva de capacidad hasta ese punto. Este proceso es descrito gráficamente en la Figura N° 2.36:

**Figura N° 2. 36:**

*Curva de Capacidad, puntos de degradación y las incorporaciones de nuevas curvas de capacidad.*



*Nota:* Adoptado de múltiples curvas de capacidad para Resistencia del modelo degradado (p.8-6), por ATC 40, 1996.

#### **2.2.6.4. Curva de capacidad estructural**

Según el autor Bonett, R. (2003) define como: “la curva de capacidad se construye para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en la hipótesis según el cual el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante” (p.60).

##### **2.2.6.4.1. Representación bilineal de la curva de capacidad**

La representación bilineal de la curva de capacidad fue propuesta por FEMA 273 (1996) y posteriormente en su actualización FEMA 356, actualmente se han definido varias fórmulas que se traducen en un amplio aspecto de desplazamiento límites y ductilidades, partiendo de cuando se forma la primera rotula se conoce como el inicio del comportamiento no lineal, pero



este no tiene efecto inmediato en la rigidez y resistencia de la estructura, entonces es necesario determinar un punto de fluencia en el cual se haya producido un cambio importante en el comportamiento de la estructura. A continuación, se define el procedimiento para determinar la binealidad de la curva de capacidad esquematizado en la figura N° 2.37:

- a) Por criterio de acuerdo a la curva de capacidad de la estructura definir el desplazamiento ultimo  $Du$  y el valor de la cortante en la base  $Vu$ , este valor podría estar antes del inicio de la degradación de los elementos en conjunto o antes del posterior colapso.
- b) Determinar el área de la curva de capacidad  $A_{curva}$  con respecto al desplazamiento, utilizando integración o matrices.
- c) Determinar arbitrariamente la cortante basal de cedencia  $Vy$  inicial y la cortante basal ultimo  $Vu$ , el trazo entre los puntos mencionados genera una curva bilineal, se determinará su área por debajo de la curva bilineal  $A_{bilineal}$ , dichos valores se ajustarán mediante interacciones, tiene que existir una igualdad de áreas entre  $A_{curva}$  y  $A_{bilineal}$ .
- d) Calcular la rigidez lateral efectiva de la curva bilineal con un valor de pendiente inicial  $Ke$ , este trazo se obtiene uniendo los puntos: origen de coordenadas y el punto de la curva de capacidad donde se produjo la primera rotula plástica de la estructura, cuya coordenada es  $(D^*y; V^*y)$  o punto "S", este punto tendrá un punto de intersección entre la curva de capacidad y la curva bilineal, y para facilitar los calculo se debe cumplir que  $V^*y=0.60Vy$ . Donde:

$$K_e = \frac{V_y}{D_y}$$

- e) Calcular el desplazamiento de fluencia  $Dy$ , el cual se define como:

$$D_y = \frac{V_y}{K_e}$$

- f) Una vez definidos los puntos de la curva bilineal se establecerá como (O, A y B), con rectas que unen los puntos OA y AB.
- g) Disminuir el margen de error “ $\epsilon$ ” existente entra la curva de capacidad y la curva bilineal mediante la siguiente formula:

$$\epsilon = \frac{A_{curva} - A_{bilineal}}{A_{curva}} \times 100$$

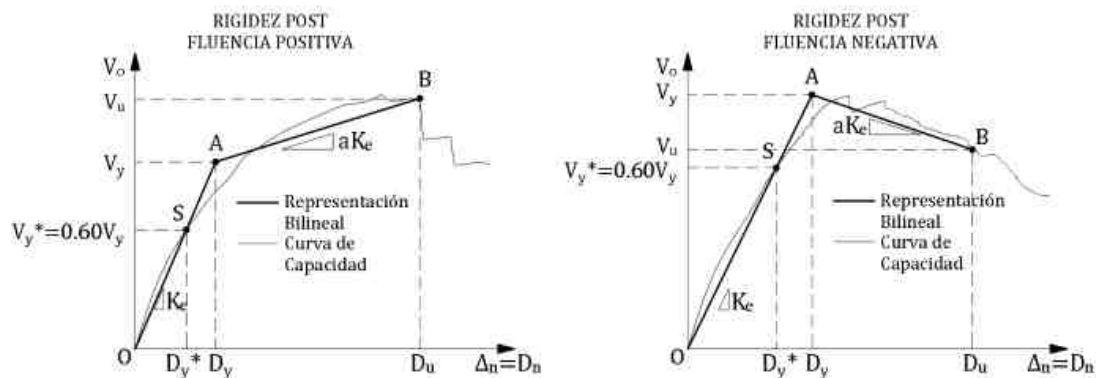
Si en caso no se puede reducir el margen de error a  $\pm 0.0001$ , es necesario realizar una nueva iteración con valores nuevos de cortante basal de fluencia añadiendo un valor numérico, como la siguiente ecuación:

$$V_y^{*+1} = \frac{A_{curva}}{A_{bilineal}} \times V_y^*$$

Y se repite los pasos “c” y “g” con el nuevo  $V_y$ .

**Figura N° 2. 37:**

*Representación bilineal de la curva de capacidad – rigidez post fluencia positiva y negativa.*



*Nota:* Adoptado de Curvas de fuerza-desplazamiento idealizadas (p.3-20), por FEMA 356, 2000.

### **2.2.7. Estimación del Punto de Desempeño Estructural**

El punto de desempeño se le llama al punto de intersección entre la curva de capacidad en formato ADRS con el espectro de demanda sísmica, mediante la sectorización de la curva de capacidad y estableciendo parámetros que definen cada sector de la curva se puede ubicar el punto de desempeño y de esa forma establecer qué nivel de desempeño alcanzo y también el grado de daño que provoco, a ello se suma si a la estructura cumple con el objetivo que se plantea al aplicar el principio de evaluación por desempeño sísmico.

Para esta investigación se usará dos métodos diferentes para determinar el punto de desempeño: el primer método es de espectro de capacidad-demanda (ECD) y el segundo método es el de coeficientes de desplazamiento (CDD), dichos métodos esta especificados por FEMA 273 y ATC 40.

#### **2.2.7.1. Espectro de capacidad-demanda**

De acuerdo a las bases teóricas este principio fue creado para evaluar el riesgo sísmico, ahora nos ayuda a determinar el punto de desempeño o equilibrio de una estructura ante eventos sísmicos simulados.

Este es un principio comparativo de espectros, el espectro de capacidad es una conversión de la curva de capacidad mientras el espectro de demanda es una demanda sísmica representada en un espectro artificial de sismo con distintos niveles de intensidad basado en sismos reales ocurridos.

### 2.2.7.1.1. Espectro de Capacidad

El ATC-40 propone el uso del método de espectro de capacidad, ello consiste en convertir la curva de capacidad (Vo vs Δ) en espectro de capacidad (Sa vs Sd), aceleración – deformación (ADRS). Las ecuaciones de para la conversión es:

$$Sd_i = \frac{\Delta n_i}{(\beta_1 \times \phi_{1,n})} \quad Sa_i = \frac{Vo_i}{\alpha_1 \times W}$$

Donde:

$Dtn_i$ : Desplazamiento en el piso  $n$  de la estructura.

$\beta_1$ : Factor de participación asociado al modo fundamental.

$\phi_{1,n}$ : Amplitud en el nivel  $n$  de la forma de vibración del modo fundamental.

$\alpha_1$ : Masa modal asociada al modo fundamental o primer modo de vibración.

W: Peso total de la estructura.

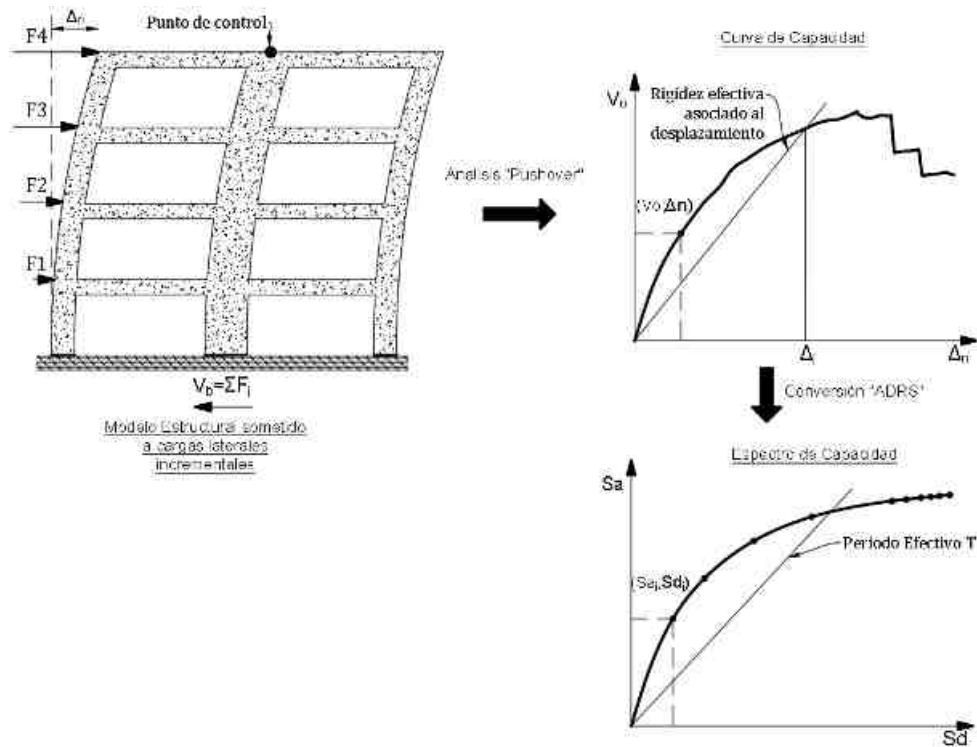
El proceso de conversión se da de acuerdo a los modos de participación modal traslacionales de la estructura, el primer modo de participación modal sirve para calcular el factor de participación modal  $\beta_1 \times \phi_{1,n}$ , y el coeficiente de masa efectiva  $\alpha_1$ , que servirá para la conversión de la curva de capacidad en la dirección de análisis, con ello se logra una conversión para cada punto obtenido de la curva de capacidad (V vs Δ), a un punto (Sa vs Sd) basado en aceleración y desplazamiento, como lo describe la Figura N° 2.38, para ello se usan las ecuaciones descritas a continuación:

$$PF1 = \beta_1 \times \phi_{1,n} = \Gamma_{\phi t,1} = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{W_i}{g}\right) \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{W_i}{g}\right) \phi_{i1}^2}$$

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

**Figura N° 2. 38:**

*Idealización para la obtención del espectro de capacidad.*

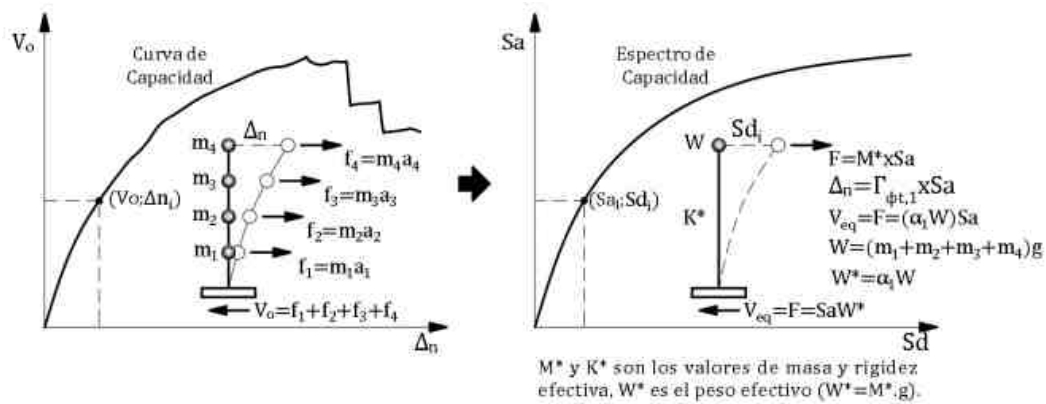


*Nota:* Adoptado de conversión de espectro de capacidad (p.8-12), por ATC 40, 1996.

En la investigación se tiene una estructura de múltiples grados de libertad que se representara en un sistema equivalente de 4 grados de libertad por ser de 4 pisos, como lo muestra la Figura N° 2.39:

**Figura N° 2. 39:**

*Transformación de la curva de capacidad al espectro de capacidad.*



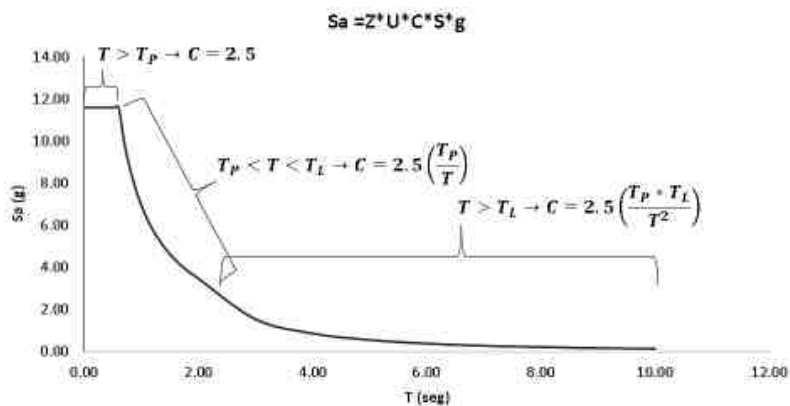
*Nota:* Adoptado de Sistema MDOF Representado por un sistema de masa única (p.8-63), por ATC 40, 1996.

### 2.2.7.1.2. Espectro de demanda

La demanda sísmica se caracteriza por el uso del espectro de repuesto elástico de aceleración definido inicialmente por un amortiguamiento del 5% como se muestra en la figura N° 2.40, se debe transformar a un formato ADRS, es decir, de aceleración espectral ( $S_a$  como una fracción de aceleración de la gravedad  $g$ ) respecto al desplazamiento espectral ( $S_d$ ).

**Figura N° 2. 40:**

*Espectro Pseudo-Aceleración según NTP E 030 para  $R=1$ .*



*Nota:* Elaboración propia.

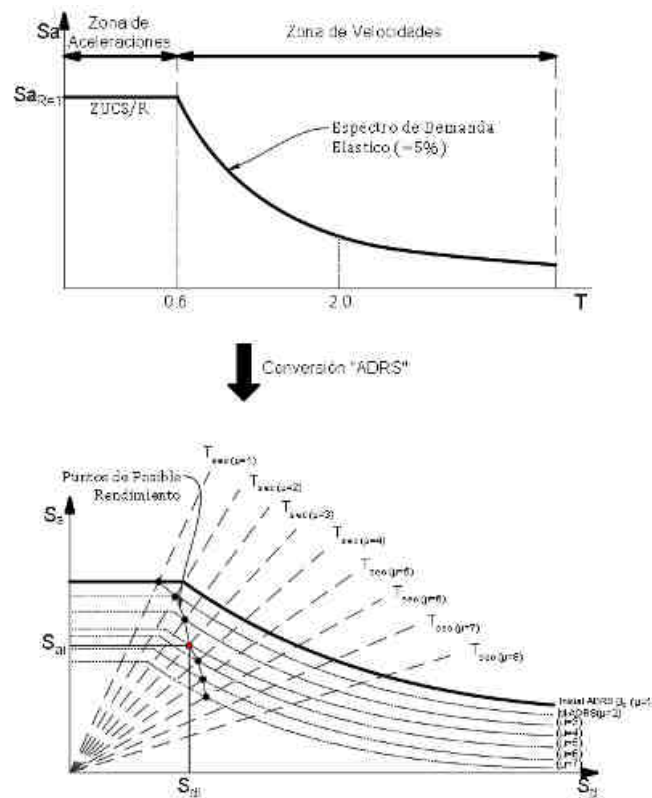
Entonces considerando tener inicialmente un espectro elástico inicial con la reducción de la demanda sísmica converge a un espectro elástico reducido, usando la conversión ADRS se tiene un espectro de demanda, es decir; si en el espectro elástico inicial tenemos  $(S_{a_i}, T_i)$ , entonces mediante la conversión tendremos  $(S_{a_i}, S_{d_i})$  para el espectro demanda, según la siguiente formula:

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{a_i} x g$$

El espectro de demanda es representado por la aceleración máxima sobre un desplazamiento máximo sobre un periodo ascendente, correspondiente a un amortiguamiento inicial ajustado.

**Figura N° 2. 41:**

*Espectro de demanda sísmica.*



*Nota:* Adoptado de conversión de espectro de respuesta (p.8-12), por ATC 40, 1996.

**2.2.7.1.3. Amortiguamiento efectivo y reducción del espectro de demanda ( $\beta=5\%$ ) ATC 40 (1996).**

Las estructuras contienen un amortiguamiento contenido, pero esta es notable cuando es afectado por una demanda sísmica y se generan primeras deformaciones sin antes llegar al estado de fluencia, la estructura ya presenta un amortiguamiento que puede ser viscoso propio de la estructura o histeréticos como consecuencia.

El amortiguamiento histerético por su origen es un amortiguamiento viscoso equivalente, es decir un amortiguamiento equivalente ( $\beta_{eq}$ ) este asociado a un desplazamiento  $\Delta_n$  de la estructura, se puede representar mediante la siguiente formula:

$$\beta_{eq} = \beta_o + \beta_{elastico}$$

$$\beta_o = \frac{1}{4\pi} \times \frac{E_D}{E_{S_o}}$$

Donde:

$\beta_{eq}$ : Amortiguamiento elástico equivalente.

$\beta_o$ : Amortiguamiento histeréticos.

$\beta_{elastico}$ : Amortiguamiento viscoso inherente a la estructura  $\beta_{elastico} = 5\%$ .

$E_D$ : Energía disipada por amortiguamiento.

$E_{S_o}$ : Energía máxima de deformación.

Los factores de energía disipada y máxima como expresa gráficamente la figura N° 2.44, pueden ser calculados como:

$$E_D = (S a_u \times S d_u) - 2(A1 + A2 + A3)$$

$$E_D = 4(S a_y \times S d_u - S a_u \times S d_y)$$

Reemplazando en la ecuación de amortiguamiento histeréticos se tiene:



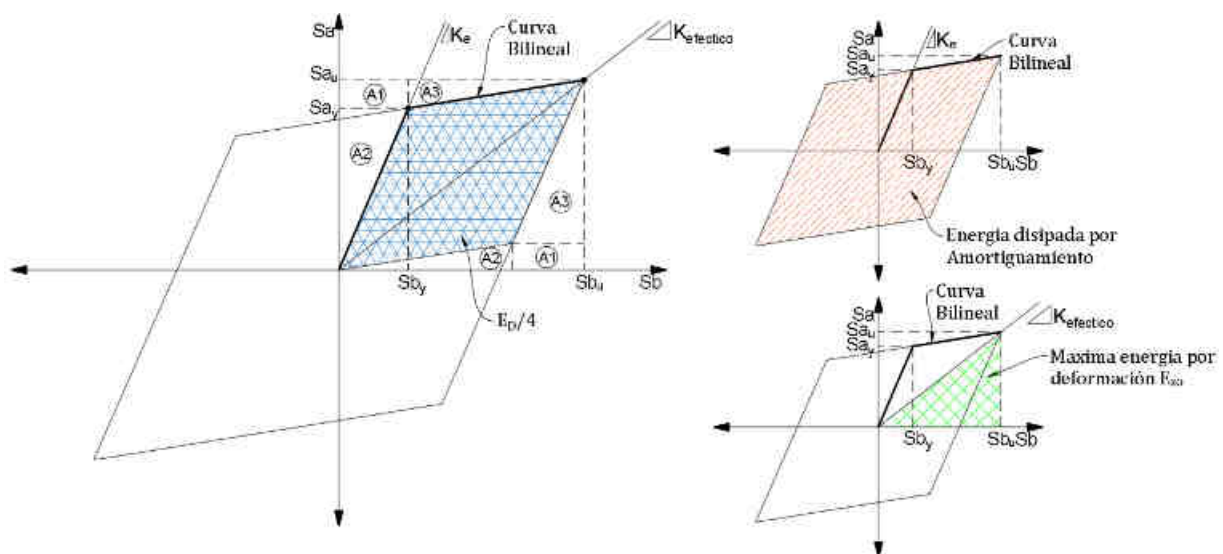
$$\beta_o = \frac{1}{4\pi} \times \frac{E_D}{E_{So}} = \frac{1}{4\pi} \times \frac{4(Sa_y \times Sd_u - Sa_u \times Sd_y)}{\frac{Sa_u * Sd_u}{2}}$$

Luego:

$$\beta_{eq} = \frac{2(Sa_y \times Sd_u - Sa_u \times Sd_y)}{\pi(Sa_u * Sd_u)} + 0.05$$

**Figura N° 2. 42:**

*Descripción grafico del amortiguamiento efectivo.*



*Nota:* Adoptado de Derivación de amortiguación para reducción espectral (pp.8-14, 8-15), por ATC 40, 1996.

Toda estructura contiene un grado de amortiguamiento por su tipología o configuración de sus materiales, esta es medible con aproximaciones, entonces el amortiguamiento viscoso equivalente  $\beta_{eq}$ , representa al amortiguamiento contenido y se puede usar para la reducción del espectro elástico que ya contiene un amortiguamiento inicial del 5%.

FEMA añade que, existe situaciones que se podría estimar el nivel de amortiguamiento de una estructura, conociendo ello no toda estructura se puede usar su amortiguamiento viscoso equivalente para reducir su espectro de demanda, peor aún si el amortiguamiento es muy alto,

para ello se propone añadir el concepto amortiguamiento viscoso efectivo  $\beta_{eff}$  que usa un factor  $k$  de incremento para el amortiguamiento:

$$\beta_{eff} = \beta_{eq} + 0.05 = k\beta_0 + 0.05 = k \left[ \frac{2(Sa_y x Sd_u - Sa_u x Sd_y)}{\pi(Sa_u * Sd_u)} \right] + 0.05$$

Donde, el factor “ $k$ ” depende estrictamente del comportamiento del edificio el cual a su vez depende de su sistema sismo resistente y la duración del sismo por amplitud.

Investigaciones avanzadas sugieren que:

El valor de “ $k$ ” es necesario identificarlo dentro de los tres tipos de acuerdo a su comportamiento de la estructura; para  $k=1$  (Tipo A): Representa un sistema dúctil con ciclos de histéresis estables no tomando en cuenta para valores de amortiguamientos altos. Para  $k=2/3$  (Tipo B): representa una reducción moderada del área encerrada dentro del lazo de histéresis y para  $k=1/3$  (Tipo C): representa un pobre comportamiento histeréticos con una reducción del área encerrada por el lazo de histéresis. (ATC 40,1996, p 8-16).

El valor de “ $k$ ” depende también del grado de amortiguamiento histerético, para ello se presenta la Tabla N° 2.15:

**Tabla N° 2. 15:**

*Valor de  $k$  para determinado tipo de comportamiento de la estructura.*

<b>Tipo de Comportamiento de la Estructura</b>	<b><math>\beta_0</math>(%)</b>	<b>k</b>
Tipo A	$\leq 16.25$	1.0
	$> 16.25$	$1.13 - 0.51 \frac{\pi}{2} \beta_0$
Tipo B	$\leq 25$	2/3
	$> 25$	$0.845 - 0.446 \frac{\pi}{2} \beta_0$

Tipo C	Cualquier valor	1/3
--------	-----------------	-----

*Nota:* ATC-40 (1996, p.8-17).

La tabla N° 2.16: muestra las características del comportamiento estructural de acuerdo al tipo de calificación según ATC-40.

**Tabla N° 2. 16:**

*Tipos de Comportamiento Estructural.*

<b>Tipo de Comportamiento Estructural</b>	<b>Características</b>
Tipo A	Comportamiento estructural estable: estructuras cuyo comportamiento hysteréticos puede representarse mediante un paralelogramo. A este grupo pertenecen las estructuras con un adecuado sistema sismorresistente, sometidas a sismos de corta duración, que en esencia corresponde a edificios nuevos.
Tipo B	Comportamiento estructural promedio: estructuras cuyo comportamiento hysteréticos muestra una reducción de lazo hysteréticos respecto del modelo tipo paralelogramo. A este grupo pertenece las estructuras con un adecuado sistema sismorresistente, sometidas a sismos de larga duración o estructuras con sistemas intermedio sometidas a sismo de corta duración, en su promedio de aplica para edificios existentes.
Tipo C	Comportamiento estructura pobre: estructuras cuyo comportamiento muestra una gran reducción del alzo hysteréticos respecto del modelo tipo paralelogramo debido a la degradación. A este grupo pertenece las estructuras con un sistema sismorresistente intermedio sometidas a sismo de larga duración o estructuras con sistema pobre sometidas a sismos de corta o larga duración, en su totalidad se contempla a edificios que se consideran con ductilidad pobre existentes.

*Fuente:* ATC-40 (1996, p.8-16).

#### **2.2.7.1.4. Procedimientos mejorados para la linealización equivalente propuesto FEMA 440.**

Cuando se usa linealización equivalente como parte de procedimiento estático no lineal que modela la no linealidad de un edificio como un objeto oscilador SDOF (único grado de libertad), el objetivo es estimar el desplazamiento máximo de respuesta del sistema no lineal como un equivalente sistema lineal que utiliza un periodo efectivo  $T_e$  y amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$ . Los parámetros lineales efectivos son funciones de las características de la curva de capacidad, el periodo inicial correspondiente, la amortiguación y la demanda de ductilidad  $\mu$ , como se especifica a continuación:

##### **a) Procedimientos para efectos cinemáticos.**

Los movimientos básicos impuestos en la base de una estructura pueden deberse de las del campo libre debido al promedio de movimiento de tierra variables a través de la losa de cimentación o zapatas, estos efectos se denominan cinemáticos o efecto de iteración, estas tienden a ser importantes para edificios con periodos fundamentales relativamente cortos (es decir periodos  $\leq 0.5$  seg), grandes dimensiones de planta o sótanos incrustados a más de 3 metros sobre el nivel de terreno natural.

El procedimiento que tiene en cuenta el efecto cinemático en estructuras se basa en el uso de un factor de relación de espectro de respuesta (RRS) para representar efectos de iteración cinemática. Un RRS es simplemente la relación de las ordenadas espectrales de respuesta impuesto a la base (es decir, la entrada de la base de movimiento, FIM), a las ordenadas espectrales de campo libre, se deben considerar también el fenómeno al evaluar RRS como, el promedio de las losas de base que ocurre hasta cierto punto en prácticamente todos los edificios, se produce el efecto promedio de losa de fundación, nivel para colchonetas o zapatas

interconectados por viga de calidad o losas de concreto armado, incluso literalmente si en un sistema de cimientos rígidos no está presente, el promedio puede ocurrir en el primer nivel de edificio con los diafragmas rígidos.

Los efectos de empotramiento tienden a ser significativos cuando la profundidad de los sótanos es mayor aproximadamente a 3 metros, Kim y Stewart (2003) recomiendan para análisis de estos dos efectos de interacción cinemática en función del periodo T del modelo estructura presentado en los términos siguientes:

Se evalúa RRS a partir del promedio de losa base  $RRS_{base}$  descrita en la siguiente ecuación:

$$RRS_{base} = 1 - \frac{1}{14100} \left[ \frac{b_e}{T} \right]^{1.2}, \text{ para } T \geq 0.2 \text{ seg.}$$

$$b_e = \sqrt{A * B}$$

Donde:

A y B: son las dimensiones de la base de edificio.

Si la estructura tiene un sótano empotrado a una determinada profundidad de la superficie evaluar un adicional RRS de incrustación  $RRS_e$  en función del periodo T, la ecuación descrita a continuación:

$$RRS_e = \cos\left(\frac{2\pi e}{T n v_s}\right) > 0.453 \text{ o el valor de } RRS_e \text{ para } T = 0.2 \text{ seg.}$$

Donde:

e: Empotramiento de cimentación (ft)

$v_s$ : velocidad de onda de corte para las condiciones del suelo del sitio, tomado como valor promedio de velocidad a una profundidad de estar debajo de la base (ft / s)

$n$ : factor de reducción de velocidad de onda cortante para el PGA esperado como se estima en la Tabla 2.17:

**Tabla N° 2. 17:**

*Valores aproximados de la onda de corte y Factor de reducción de velocidad n.*

<b>Aceleración de tierra máxima (PGA)</b>				
	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g
<b>n</b>	0.90	0.8	0.70	0.65

*Nota:* FEMA 440 (2005, p.8-4).

**b) Amortiguamiento efectivo variable.**

El valor efectivo del amortiguamiento viscoso, se expresa como porcentaje de amortiguamiento crítico, para todos los modelos histeréticos los tipos y valores “alfa x” tienen la siguiente forma:

Para:

$$1.0 < \mu < 4.0; \quad \beta_{eff} = A(\mu - 1)^2 + B(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

Para:

$$4.0 \leq \mu \leq 6.5; \quad \beta_{eff} = C + D(\mu - 1) + \beta_0$$

Para:

$$\mu > 6.5; \quad \beta_{eff} = E \left[ \frac{F(\mu - 1) - 1}{(F(\mu - 1))^2} \right] \left( \frac{T_e}{T_0} \right)^2 + \beta_0$$

Donde:

$T_o$ : es el período inicial de vibración del sistema no lineal.

**Tabla N° 2. 18:**

*Coefficientes para su uso en ecuaciones para una humectación efectiva.*

<b>Modelo</b>	<b><math>\alpha_x</math> (%)</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>	<b>E</b>	<b>F</b>
Histéresis bilineal	0	3.2	-0.66	11	0.12	19	0.73
Histéresis bilineal	2	3.3	-0.64	9.4	1.1	19	0.42
Histéresis bilineal	5	4.2	-0.83	10	1.6	22	0.40
Histéresis bilineal	10	5.1	-1.1	12	1.6	24	0.36
Histéresis bilineal	20	4.6	-0.99	12	1.1	25	0.37
Graduación de rigidez	0	5.1	-1.1	12	1.4	20	0.62
Graduación de rigidez	2	5.3	-1.2	11	1.6	20	0.51
Graduación de rigidez	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38
Graduación de rigidez	10	5.3	-1.2	9.2	1.9	21	0.37
Graduación de rigidez	20	4.6	-1.0	9.6	1.3	23	0.34
Graduación de rigidez	-3 <sup>a</sup>	5.3	-1.2	14	0.69	24	0.90
Graduación de rigidez	-5 <sup>a</sup>	5.6	-1.3	14	0.61	22	0.90

*Nota: a, Negativo los valores negativos de la rigidez post-elástica pueden estar limitados a  $\alpha_e$ .*

*Fuente: FEMA 440 (2005, p.6-3).*

### **c) Período efectivo.**

Valores de períodos efectivos para todos los tipos de modelos histeréticos y los valores  $\alpha_x$  tienen la siguiente forma:

Para:

$$1.0 < \mu < 4.0; \quad T_e = [G(\mu - 1)^2 + H(\mu - 1)^3 + 1]T_o$$

Para:

$$4.0 < \mu < 6.5; \quad T_e = [I + J(\mu - 1) + 1]T_o$$

Para:

$$\mu > 6.5; \quad T_e = \left[ K \left[ \sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + L(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right] T_o$$

**Tabla N° 2. 19:**

*Coefficientes para uso en ecuaciones para período efectivo.*

<b>Modelo</b>	<b><math>\alpha_x</math> (%)</b>	<b>G</b>	<b>H</b>	<b>I</b>	<b>J</b>	<b>K</b>	<b>L</b>
Histéresis bilineal	0	0.11	-0.017	0.27	0.090	0.57	0.00
Histéresis bilineal	2	0.10	-0.014	0.17	0.12	0.67	0.02
Histéresis bilineal	5	0.11	-0.018	0.09	0.14	0.77	0.05
Histéresis bilineal	10	0.13	-0.022	0.27	0.10	0.87	0.10
Histéresis bilineal	20	0.10	-0.015	0.17	0.094	0.98	0.20
Graduación de rigidez	0	0.17	-0.032	0.10	0.19	0.85	0.00
Graduación de rigidez	2	0.18	-0.034	0.22	0.16	0.88	0.02
Graduación de rigidez	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05
Graduación de rigidez	10	0.17	-0.034	0.26	0.12	0.97	0.10
Graduación de rigidez	20	0.13	-0.027	0.11	0.11	1.00	0.20
Graduación de rigidez	-3 <sup>a</sup>	0.18	-0.033	0.17	0.18	0.76	-0.03
Graduación de rigidez	-5 <sup>a</sup>	0.20	-0.038	0.25	0.17	0.71	-0.05

*Nota: a, Negativo los valores negativos de la rigidez post-elástica pueden estar limitados a  $\alpha_x$ .*

*Fuente: FEMA 440 (2005, p.6-4).*

#### **d) M-ADRS para uso con período seco**

El método convencional de capacidad-demanda, el ATC-40 utiliza el período secante como el período lineal efectivo en determinar el desplazamiento máximo (punto de rendimiento).

Esta superposición da como resultado el máximo desplazamiento que ocurre en la



intersección de la curva de capacidad para la estructura y una curva de demanda para la amortiguación efectiva en formato ADRS. Esta característica es útil por dos razones: Primero, proporciona al ingeniero una herramienta de visualización facilitando directo la comparación gráfica de capacidad y demanda. Segundo, existen estrategias de solución muy efectivas para linealización equivalente que se basa en un ADRS modificado la curva de demanda (M-ADRS) que cruza la curva de capacidad en el desplazamiento máximo.

$$M = \left(\frac{T_e}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_e}{T_o}\right)^2 x \left(\frac{T_o}{T_{sec}}\right)^2$$

$$\left(\frac{T_o}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha x(\mu - 1)}{\mu}$$

**e) Reducción espectral para el amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$ .**

El autor precisa lo siguiente:

Procedimiento de linealización equivalentes aplicados, normalmente requiere del uso de factores de reducción espectral para ajustar aun espectro de respuesta inicial al apropiado nivel de amortiguamiento efectivo, también son una práctica de ajustar la amortiguación de la base. En caso de la fundación de amortiguamiento el valor de amortiguamiento inicial  $\beta_o$ , para una base flexible se modifica el modelo estructural desde la base fija. Los factores son una función del eficaz amortiguamiento efectivo y se denomina coeficiente de amortiguación  $B\beta_{eff}$ , son usados a ajustar espectralmente la aceleración. (FEMA, 2005, p.6-5).

$$(Sa)_\beta = \frac{(Sa)_o}{B\beta_{eff}}$$

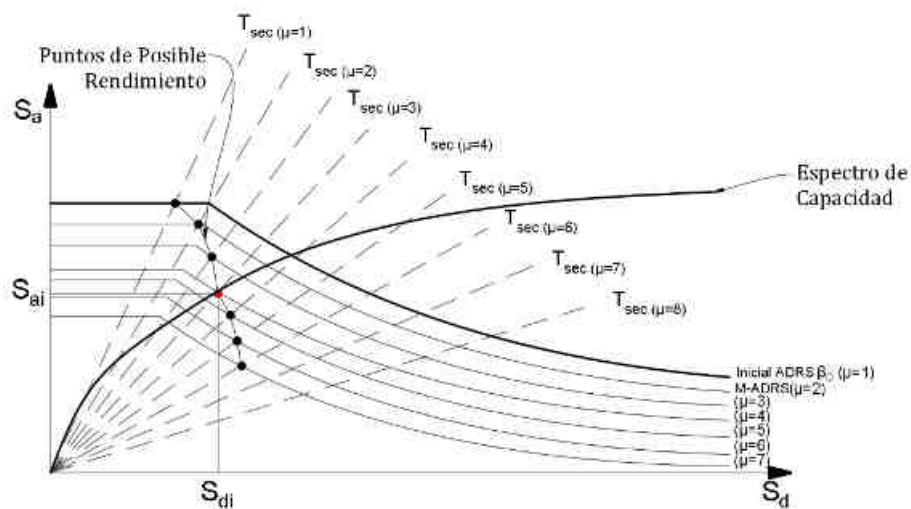
Actualmente existen diferentes opciones para determinar el valor de  $B\beta_{eff}$ , pero se determinará de la siguiente manera:

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln \beta_{eff}(\text{en } \%)}$$

Con respecto a la ecuación FEMA 440 (2005) los describe como: Esta simple expresión está muy cerca de la ecuación especificado tanto en las disposiciones recomendadas por NEHRP, para regulaciones sísmicas de edificios nuevos y otras estructuras. (p.6-5).

**Figura N° 2. 43:**

*Factor MADRS aplicado a espectro de demanda.*



*Nota:* Adoptado de Lugar de posibles puntos de desempeño usando MADRS (p.6-9), por FEMA 440, 2005.

### 2.2.7.1.5. Procedimientos para determinar el punto de desempeño

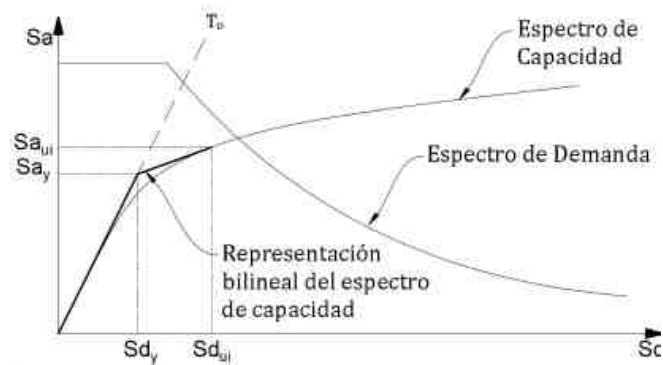
FEMA 440 (2005, p.6-6), sugiere un procedimiento de análisis espectral inelástico para estimar el punto de desempeño:

El periodo efectivo  $T_{eff}$ , y el amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$ , con ambas funciones de la demanda de ductilidad  $\mu$ , para determinar el desplazamiento máximo requiere de una solución iterativa, de este modo FEMA 440 al igual que ATC-40, presenta 3 procedimientos alternativos para la solución, para ello se detallan procedimientos iniciales:

- 1) Contar con un espectro elástico que simule un sismo real, con amortiguamiento inicial del 5%.
- 2) El espectro elástico de respuesta convertirlo con el formato ADRS a un espectro de demanda, teniendo en cuenta la iteración suelo-estructura, el espectro se convierte en una demanda inicial si reducir.
- 3) Mediante el análisis no lineal estático “Pushover”, generar una curva de capacidad de la estructura y convertirla en formato ADRS llamándose espectro de capacidad.
- 4) Unir gráficos de espectros de demanda y capacidad, seleccionar un punto inicial de desempeño (Aceleración máxima  $S_{aui}$  y Desplazamiento  $S_{d_{ui}}$ ).
- 5) Generar una representación bilineal del espectro de capacidad de acuerdo al procedimiento impuesto por el ATC-40, descrito líneas arriba, donde se define el periodo inicial  $T_0$ , desplazamiento cedente  $S_{dy}$  y aceleración cedente  $S_{ay}$ , como muestra la siguiente figura N° 2.44:

**Figura N° 2. 44:**

*Representación bilineal del espectro de capacidad.*



*Nota:* Adoptado de Desplazamiento espectral (p.6-7), por FEMA 440, 2005.

- 6) Para la representación bilineal, calcular los valores de la rigidez post elástica  $\alpha x$  y ductilidad  $\mu$ , con la siguiente ecuación:

$$\alpha x = \frac{\left[ \frac{Sa_{ui} - Sa_y}{Sd_{ui} - Sd_y} \right]}{\left[ \frac{Sa_y}{Sd_y} \right]} \quad y \quad \mu = \frac{Sd_{ui}}{Sd_y}$$

Donde:

$\alpha x$ : Valor calculado para la rigidez post-elástica.

$\mu$ : Ductilidad de la estructura.

Utilizando estos valores, calcular los valores de amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$  y periodos efectivos  $T_{eff}$ .

Después de este paso en los procedimientos, hay varias opciones disponibles para identificar una única solución, tres posibles procedimientos se describen a continuación:

**Procedimiento A (iteración directa) FEMA 440:**

FEMA 440 describe que, en este procedimiento, la iteración se realiza para converger directamente en un punto de desempeño. Los espectros de demanda ADRS generados para diversos valores de amortiguamiento efectiva no se modifican para interceptar al espectro de capacidad,

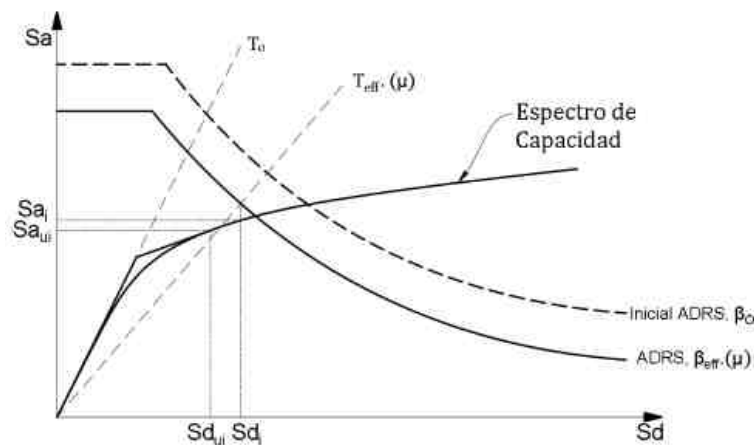
**A7)** Ajustar la demanda inicial en formato ADRS, utilizando el amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$ .

**A8)** Determinar el desplazamiento máximo estimado  $S_{di}$  y la aceleración  $S_{ai}$  al interceptar el periodo efectivo radial  $T_{eff}$  con la demanda para  $\beta_{eff}$ .

**A9)** Comparar este valor estimado de desplazamiento  $S_{di}$  con la suposición inicial  $S_{d_{ui}}$ . Si esta entre el margen de tolerancia (solo con una diferencia de  $\pm 5\%$ ), este será el punto de desempeño. De lo contrario, se deberá asumir un nuevo valor ( $S_{d_{ui}}$ ,  $S_{a_{ui}}$ ), y repetir el procedimiento, hasta encontrar el punto de desempeño. Ver figura N° 2.45: (FEMA 440, 2005, p.6-7).

**Figura N° 2. 45:**

*Determinación del máximo estimado desplazamiento mediante iteración directa, (Procedimiento A).*



*Nota:* Adoptado de Determinación del máximo estimado desplazamiento mediante iteración directa Procedimiento A (p.6-8) FEMA 440, 2005.

**Procedimiento B (Intersección con demanda MADRS) FEMA 440:**

FEMA describe este procedimiento, el punto de desempeño se define como la intersección del espectro de capacidad con el ADRS modificado (MADRS). El espectro de demanda de MADRS se genera modificando los ADRS, para los diversos valores de amortiguamiento efectivo.

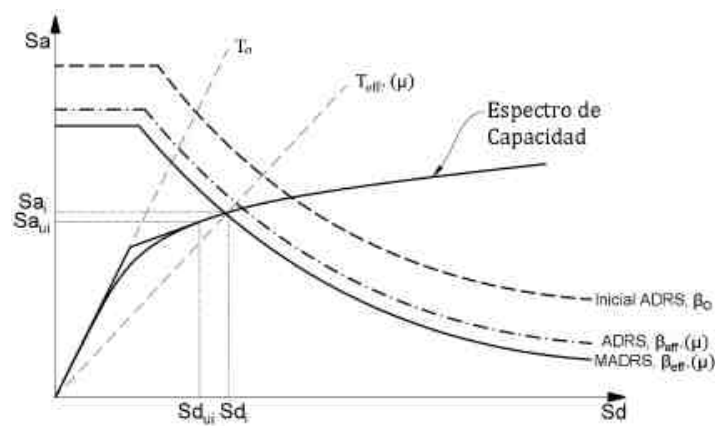
**B7)** Ajustar la demanda inicial en formato ADRS, utilizando el amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$ .

**B8)** Multiplicar los valores de aceleración de la demanda (con amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$ ), por el factor de modificación M, hallando el  $T_{eff}$ . No se deberá modificar los valores de desplazamiento de dicha demanda.

**B9)** Determinar la estimación de la máxima aceleración  $S_{ai}$  y desplazamiento  $S_{di}$ , mediante la intersección de la demanda MADRS con la curva de capacidad, como se muestra en la figura N° 2.46:

**Figura N° 2. 46:**

*Determinación del máximo desplazamiento usando la intersección de espectro de capacidad con MADRS, (Procedimiento B).*



*Nota:* Adoptado de Determinación del máximo estimado desplazamiento usando la intersección de espectro de capacidad con MADRS Procedimiento B (p. 6-8), por FEMA 440, 2006.

**B10)** Comparara este valor estimado de desplazamiento  $S_{di}$  con la suposición inicial  $S_{d,ii}$ , si esta entre el margen de tolerancia ( $\pm 5\%$ ). De lo contrario se deberá asumir un nuevo valor ( $S_{d,ii}$ ,  $S_{a,ii}$ ) y repetir el procedimiento, hasta encontrar el punto de desempeño. (FEMA 440, 2005, p.6-7).

**Procedimiento C (Búsqueda de posibles puntos de desempeño):**

FEMA en este enfoque usa el espectro modificado de aceleración-respuesta para múltiples soluciones supuestas ( $S_{d,ii}$ ,  $S_{a,ii}$ ), y las ductilidades correspondientes para generar un lugar de posibles puntos de desempeño. El punto de desempleo real se encuentra en la intersección de este lugar (plano) y el espectro de capacidad.

**C7)** Ajustar la demanda inicial en formato ADRS, utilizando el amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$ .

**C8)** Multiplicar los valores de aceleración de la demanda (con amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$ ), por el factor de modificación M, hallado con  $T_{eff}$ , para generar el espectro de respuesta modificado aceleración-desplazamiento MADRS.

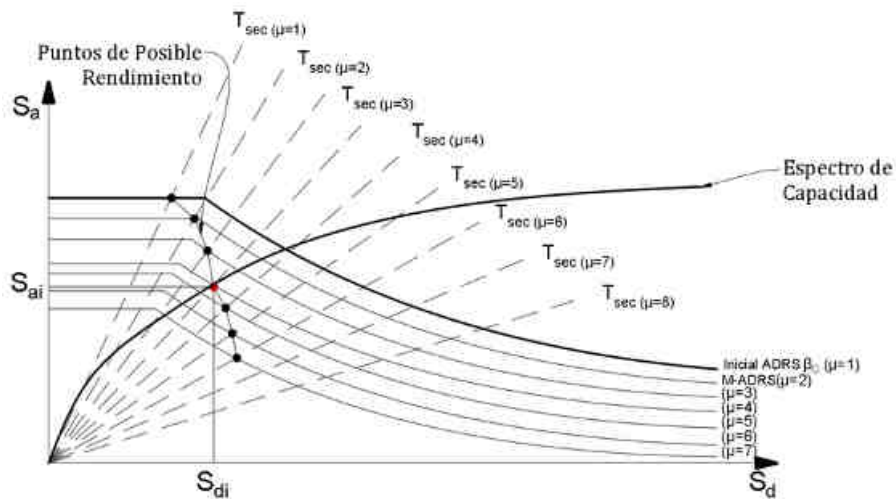
**C9)** Se genera un posible punto de desempeño mediante la intersección del periodo radial secante  $T_{sec}$ , con la demanda MADRS.

**C10)** incrementa o disminuir el punto de desempeño asumido, para generar una serie de posibles puntos.

**C11)** El punto de desempeño real será el que intercepte con el espectro de capacidad. (FEMA 440, 2005, p.6-8).

**Figura N° 2. 47:**

*Lugar de posibles puntos de rendimiento usando MADRS.*

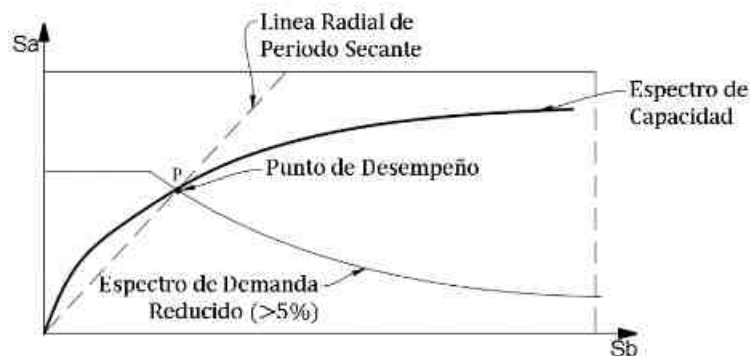


*Nota:* Adoptado de Lugar de posibles puntos de desempeño usando MADRS (p. 6-9), por FEMA 440, 2006.



**Figura N° 2. 48:**

*Punto de desempeño de la estructura.*



*Nota:* Elaboración propia.

### **2.2.7.2. Coeficiente por desplazamiento**

Este principio de coeficiente por desplazamiento a diferencia del espectro de demanda-capacidad describe un procedimiento numérico directo y sencillo para determinar el desplazamiento máximo adquirido o punto de desempeño de una estructura, pero tiene una desventaja, el siguiente autor Bonett, R. (2003) precisa: “La aplicación del método se limita a las estructuras regulares, que no presentan efectos de torsión adversos”. (p.78).

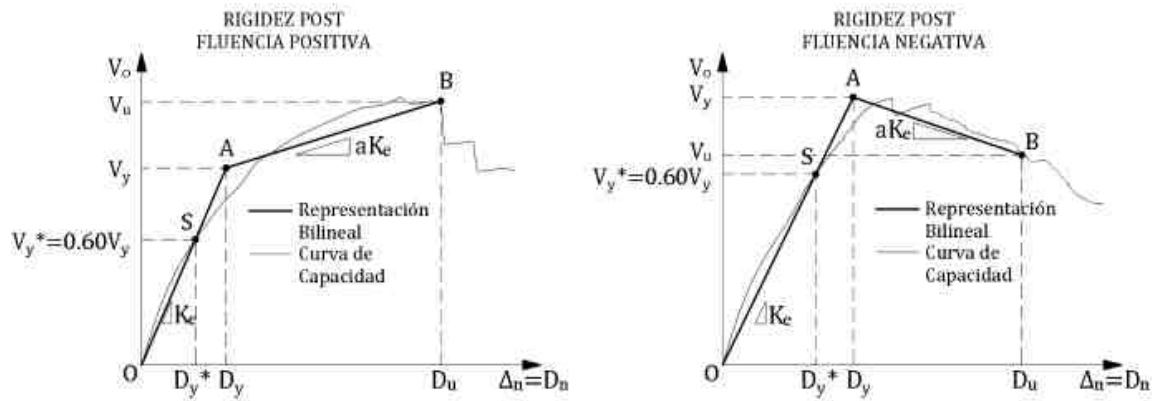
#### **2.2.7.2.1. Procedimientos para determinar el punto de desempeño**

FEMA 440 (2005), presento una actualización con respecto a la determinación del punto de desempeño, y para ello presento un procedimiento:

- 1) Culminado el análisis no lineal estático “Pushover”, y la obtención de la curva de capacidad, trabajar en ello para determinar la curva bilineal descrito líneas arriba, y como lo muestra la Figura N° 2.49:

**Figura N° 2. 49:**

*Representación bilineal de la curva de capacidad.*



*Nota:* Adoptado de Curvas de fuerza-desplazamiento idealizadas (p.3-20), por FEMA 356, 2000.

2) Cálculo del periodo fundamental efectivo  $T_e$ , descrito en la siguiente formula:

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

Donde:

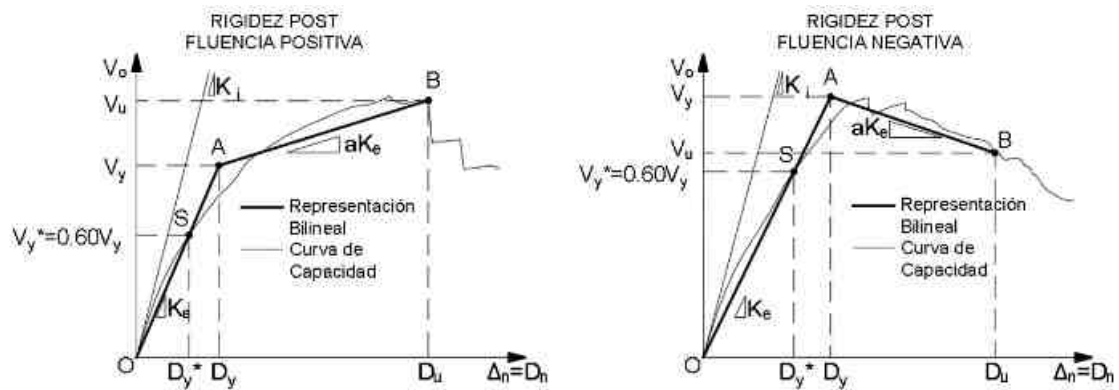
$T_i$ : Periodo fundamental elástico.

$K_i$ : Rigidez lateral elástico.

$K_e$ : Rigidez lateral de la estructura en la dirección considerada (ver figura N° 2.50).

**Figura N° 2. 50:**

Rigidez lateral elástico  $K_e$  y de la estructura  $K_i$  según la dirección de análisis.



*Nota:* Adoptado de Curva de fuerza-desplazamiento idealizada para análisis estático no lineal (p.4-3), por FEMA 440, 2005.

- 3) Hallar el punto de desempeño de la estructura  $D_t$ , con la formula presentado por FEMA 440 (2005):

$$D_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2}$$

Donde:

$S_a$ : Aceleración espectral correspondiente al periodo fundamental efectivo  $T_e$ .

$C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  y  $C_3$ : Son factores modificadores descritas a continuación:

- $C_0$ : el coeficiente relaciona del desplazamiento espectral con el desplazamiento inelástico máximo probable de la parte superior de la estructura. Su valor se puede definir usando cualquiera de los dos siguientes criterios:

El primer criterio se utilizar el factor de participación del primer modo de vibración

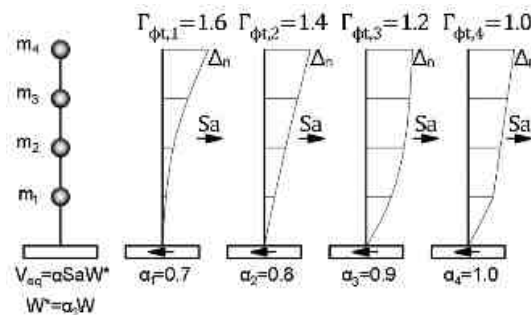
$\Gamma_{\phi t,1}$  en la parte superior mediante la ecuación:

$$C_0 = \Gamma_{\phi_{t,1}} = \frac{\left[ \sum_{i=1}^n m_i \phi_{i1} \right]}{\left[ \sum_{i=1}^n m_i \phi_{i1}^2 \right]} = \left[ \frac{\sum_{i=1}^n \left( \frac{W_i}{g} \right) \phi_{i1}}{\sum_{i=1}^n \left( \frac{W_i}{g} \right) \phi_{i1}^2} \right]$$

Este factor varía de acuerdo con el desplazamiento de estrépito relativo al largo de la altura del edificio. Ver figura N° 2.51:

**Figura N° 2. 51:**

*Factor de participación modal y coeficientes de masa modal.*



*Nota:* Adoptado de ejemplo de factores de participación modal y coeficientes de masa modal (p. 8-10), por ATC 40, 1996)

Para determinar  $\alpha_1$  (Masa modal asociada al modo fundamental o primer modo de vibración) se usa la siguiente ecuación:

$$\alpha = \frac{W^*}{W}$$

Donde:

$W^*$ : Peso efectivo de la estructura.

$W$ : Peso total de la estructura.

El segundo criterio es hacer de un valor asociado al número de pisos de la estructura analizada según la tabla N° 2.20:

**Tabla N° 2. 20:**

*Valores de factor modificador  $C_0$ .*

Número de Pisos	Edificios donde la deriva disminuye en la altura		Otros Edificios
	Patrón Triangular	Patrón Uniforma	
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
>10	1.3	1.2	1.5

*Nota:* La interpolación lineal se utilizará para calcular valores intermedios. Un edificio en los que, para todas las historias, la deriva de la historia disminuye al aumentar altura. *Fuente:* FEMA 356 (2000, p. 3-22).

- $C_1$ : el coeficiente relaciona del desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal, mediante la siguiente expresión modificada por el FEMA 440:

$$C_1 = 1 + \frac{R - 1}{a * T_e^2}$$

$$R = \frac{W S_a}{V_y g} C_m$$

$$a; \begin{cases} a = 130 \text{ para clase de sitio A o B.} \\ a = 90 \text{ para clase de sitio C.} \\ a = 60 \text{ para clase de sitio D, E o F.} \end{cases}$$

Donde:

$T_e$ : Periodo fundamental efectivo del edificio en la dirección de análisis.

$T_s$ : Periodo característico del espectro de respuesta, definido a la transición del segmento constante de aceleración al segmento de velocidad constante.

$R$ : Es la relación entre la demanda de resistencia inelástica y coeficiente de resistencia de cedencia,

$W$ : Peso total de la edificación.

$V_y$ : Cortante de cedencia de la representación bilineal de la curva de capacidad.

$S_a$ : Aceleración del espectro de respuesta, relacionado al periodo fundamental y al nivel de amortiguamiento del edificio, en la dirección de análisis.

$C_m$ : Factor de masa efectiva que toma en cuenta los efectos de participación de masa de los modos altos, será igual a 1 para periodos mayores a 1.0 s.

**Tabla N° 2. 21:**

*Valores para  $C_m$  recomendados por FEMA 356.*

Número de Pisos	Sistema Aporticado de Concreto	Sistema de Muro Estructural de Concreto	Muros Acolados con Vigas de gran peralte
1-2	1.0	1.0	1.0
Mas de 3	0.9	0.8	0.8

*Nota: FEMA 356 (2000, p. 3-14).*

Las clases de sitio se definirán de la siguiente manera:

**Tabla N° 2. 22:**

*Condiciones geotécnicas para cada clase de sitio.*

Sitio	$\bar{V}_s$	$\bar{N}_{60}$	$\bar{S}_U$
A	$\bar{V}_s > 5000\text{ft/s}$	---	---
	$\bar{V}_s > 1523\text{ m/s}$		
B	$2500\text{ ft/s} < \bar{V}_s < 5000\text{ft/s}$	---	---
	$762\text{ m/s} < \bar{V}_s < 1523\text{ m/s}$		

C	1200 ft/s < $\bar{V}_S$ < 2500ft/s 366 m/s < $\bar{V}_S$ < 762 m/s	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_U > 2000 \text{ lb/ft}^2$ $\bar{S}_U > 96 \text{ kPa}$
D	600 ft/s < $\bar{V}_S$ < 1200ft/s 183 m/s < $\bar{V}_S$ < 366 m/s	$15 < \bar{N} < 50$	$1000 \text{ lb/ft}^2 < \bar{S}_U$ $< 2000 \text{ lb/ft}^2$ $48 \text{ kPa} < \bar{S}_U < 96 \text{ kPa}$
E	$\bar{V}_S < 600\text{ft/s}$ $\bar{V}_S < 183 \text{ m/s}$		Cualquier perfil con más de 10 pies (0.3 metros) de arcilla blanda definido como suelo con índice de plasticidad $PI < 20$ o contenido de agua $w > 40\%$ y $\bar{S}_U < 500 \text{ lb/ft}$ .
F	Clasificación basada en el Estudio de Mecánica de Suelos		

Nota: FEMA 356 (2000, p. 1-31).

- **C<sub>2</sub>**: Relaciona lo efectos de la degradación de rigidez, la perdida de resistencia y el estrangulamiento de los ciclos histeréticos sobre la respuesta de desplazamiento máximo modificada por el FEMA 440, recomendado solo para estructuras con significativa rigidez y / o resistencia y degradación.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left[ \frac{R - 1}{T_e} \right]^2$$

En la tabla N° 2.23 se muestra algunos valores de **C<sub>2</sub>** definidos para dos tipos de sistemas estructurales y tres niveles de desempeño estructural (ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso).

**Tabla N° 2. 23:**

Valores del factor **C<sub>2</sub>**.

Nivel Desempeño Estructural	<b>T = 0.1 s</b>		<b>T ≥ T<sub>c</sub></b>	
	Sistema	Sistema	Sistema	Sistema
	Tipo 1	Tipo 2	Tipo 1	Tipo 2
Ocupación Inmediata (OI)	1.0	1.0	1.0	1.0

Seguridad de Vida (SV)	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención del Colapso (PC)	1.5	1.0	1.2	1.0

*Nota:* FEMA 356 (2000, p.3-22).

FEMA 356 (2000), define 2 tipos estructurales para catalogar sistemas propensos a exhibir los efectos mencionados, a continuación, se definirán los tipos estructurales considerado por FEMA 356 (2000):

**Tipo 1:** Estructuras donde más del 30% de cortante basal es cualquier nivel es resistido por uno o una combinación de estos sistemas.

- Pórticos resistentes a momentos.
- Pórticos concéntricamente arriostrados.
- Pórticos con conexiones parcialmente restringidas.
- Muros de concreto armado.
- Muros de albañilería.

**Tipo 2:** Sistemas diferentes a lo contenido por el Tipo 1.

- 4) Cálculo del punto de desempeño de la estructura ( $D_t; V_t$ ), mediante a siguiente interpolando la encontrando el  $D_t$ .



### 2.3. Definición de Términos.

**Evento Sísmico:** Es un movimiento telúrico de una zona determinada a consecuencia de ondas de expansión sísmica producidas en el hipocentro o foco por fallas o rupturas internas.

**Normar sismorresistente E-030, Concreto armado E-060 y Cargas E-020:** forman parte de la norma peruana establecido en el reglamento nacional de edificaciones, para análisis y diseño en concreto armado.

**Espectro de Capacidad:** Una forma de observar el comportamiento de una estructura frente a un evento sísmico que parte de una conversión ADRS de la curva de capacitada de la estructural analizada, que es expresada en términos de aceleraciones máximas con desplazamiento máximos

**Demanda Sísmica:** Es la simulación de un evento sísmico estandarizado de acuerdo a parámetros de tipo y ubicación, este termino es netamente usado cuando actúa frente a una estructura.

**Rango Elástico:** Es el intervalo medido en la curva de esfuerzo de formación de un material que parte desde el inicio hasta el límite elástico, es considerado así porque en ella se da la máxima tensión de un material sin sufrir ninguna deformación inalterable en tal rango se da el cumplimiento de la ley de Hooke.

**Rango Plástico:** Es el intervalo medido en la curva de refuerzo deformación que describe la propiedad mecánica de un material biológico o de otro tipo, parte desde el fin del límite elástico hasta el límite plástico, en ella se pueden generar deformaciones permanentes o irreversibles cuando este bajo cargas de presión que superen su límite elástico.

**Amenaza Sísmica:** Es la probabilidad estadística de ocurrencia sísmica a una cierta intensidad en una zona durante un periodo de tiempo corto sobre una zona donde se ubica innumerables estructuras.

**Material Heterogéneo:** Está compuesto por elementos o partes distintas de otros materiales homogéneos.

**Rotulas Plásticas:** Es un punto de sucesos donde se da la rotación generando una deformación plástica mediante la amortiguación liberando energía, es usado para observar los eventos o fases que pasa una sección de viga o columna al sufrir deformación por medio de una flexión.

**Zonas Sísmicas:** Es un conjunto de regiones o áreas terrestres en la superficie que son muy propensas a sufrir movimientos sísmicos de diferentes intensidades.

**Elementos Estructurales:** Es un grupo de componentes estructurales (vigas, columnas, placas y muros) que componen una estructura, además se denominan así por que dan resistencia y rigidez a la estructura.

**Método de Elementos Finitos (FEM):** Es un método complejo basado en matrices que dan solución a problemas con múltiples variables, método que es muy usado por ingenieros y físicos mediante software.

**Carga Axial:** Es una carga puntual que actúa sobre el área de una sección transversal de un elemento paralelo o por el eje longitudinal de la misma, ella puede ser de tracción o tensión.

**Ductilidad:** Es la propiedad que tienen algunos materiales compuestos para deformarse por medio de una acción o fuerza externa, pero sin llegar al punto de falla, los materiales que carecen de ductilidad se les denomina frágiles.

**Capacidad Estructural:** Es una cualidad variable que posee una estructura para contrarrestar la demanda sísmica, ella depende la suma conjunta de las resistencias y deformaciones permisibles de todos los elementos estructurales que lo componen.

**Curva de Capacidad:** Es una representación gráfica global en una dirección de esfuerzo vs deformación de una estructura bajo la acción de una demanda sísmica.

**Espectro de respuesta:** Es la representación numérica de un evento sísmico que actuara sobre una estructura para determinar sus esfuerzos internos, ello se representa mediante graficas de aceleración vs tiempo.

**Histéresis:** Es la dependencia de la deformación de un material no solo sobre el instantáneo valor del esfuerzo si no también sobre la historia previa del esfuerzo.

## **2.4. Hipótesis de investigación.**

### **2.4.1. Hipótesis general.**

La aplicación de la evaluación por desempeño sísmico mejorará el comportamiento estructural de un edificio, Huacho-2020.

### **2.4.2. Hipótesis específicas.**

La aplicación de la evaluación por desempeño sísmico optimizará el punto de desempeño estructural de un edificio, Huacho-2020.

La aplicación de la evaluación por desempeño sísmico optimizará el nivel de desempeño estructural de un edificio, Huacho-2020.

Con la aplicación de la evaluación por desempeño sísmico se podrá cumplir con el objetivo de desempeño estructural de un edificio, Huacho-2020.

La aplicación de la evaluación por desempeño sísmico reducirá el grado de daño estructural de un edificio, Huacho-2020.

## 2.5. Operacionalización de las variables e indicadores.

Es proceso de transición de una variable abstracto a un punto concreto o medible.

Variable independiente (V1): Evaluación por Desempeño sísmico, variable de tipo cualitativo ordinal.

Variable dependiente (V2): Comportamiento estructural, Variable de tipo cualitativo ordinal y cuantitativo continua.

**Tabla N° 2. 24:**

*Operacionalización de variables.*

Variable	Definición Conceptual	Dimensiones	Indicadores
Variable Independiente: Evaluación por desempeño sísmico	La evaluación por desempeño sísmico es una metodología basada en procesos y cumplimientos de parámetros limite establecidos, el cual describe el estado actual medido en nivel de	Niveles de demanda	Movimiento sísmico de servicio Movimiento sísmico de diseño Movimiento sísmico máximo.
		No linealidad de los materiales	Diagrama momento-curvatura

	desempeño, grado de daño y cumplimientos de objetivos, de forma global e interna de los componentes estructurales y no estructurales, generando una conclusión o veredicto final sobre las condiciones habitables de la estructura.	Análisis por capacidad	Diagrama momento-rotación Espectro de capacidad-demanda Coeficiente por desplazamiento.
Variable Dependiente: Comportamiento estructural	El comportamiento estructural es la descripción sobre la actuación y respuesta de la estructura basada en desplazamiento y deformaciones ante fuerzas externas producidas por una demanda sísmica.	Comportamiento estructural. Operatividad del edificio.	Punto de desempeño Nivel de desempeño Objetivo de desempeño Grado de daño estructural

*Nota:* Elaboración propia.

## CAPITULO III METODOLOGÍA

### 3.1. Diseño Metodológico

#### 3.1.1. Tipo de Investigación

El tipo de investigación es aplicada, por que busca conocer, actuar, construir y modificar una realidad problemática, basada principalmente en aplicar un conocimiento no universal para dar solución inmediata al problema: ¿Cómo la evaluación por desempeño sísmico mejora el desempeño estructural del edificio de 4 pisos de concreto armado en Huacho-2020?

El enfoque de la investigación es mixto, ya que se basa en un proceso que recolecta y analiza información, donde se vierte datos cuantitativos y cualitativos.

#### 3.1.2. Nivel de Investigación

Descriptiva por que manifiesta la forma de tomar datos para el caso en estudio, tal como fueron observados en el momento de su recolección.

Explicativo por que busca proporcionar detalles donde existen una pequeña cantidad de información, con el objetivo de la investigación de estudiar el problema con mayor profundidad y entender el fenómeno de forma eficiente.

#### 3.1.3. Diseño de Investigación

Se basa en una investigación no experimental, porque se realiza sin alterar de modo intencional las variables, ya que no reemplaza deliberadamente la variable independiente, es decir que se percibe los actos de la misma manera que se muestran en su marco real en un momento dado o no, para después examinarlo.

Es Transeccionales Correlacional-Causales: Estudian las relaciones entre variables dependientes e independientes, ósea se estudia la correlación entre dos variables en un debido momento determinado, se trata también de descripciones, pero no de variables individuales sino de sus relaciones.

### **3.2. Población y Muestra**

#### **3.2.1. Población**

La población de estudio esta referenciada en el estudio de un edificio de 4 pisos de concreto armado conformado por un sistema de muros estructurales para un uso de hotel categorizado según su uso  $U = 1$ , con las características sísmicas para una zona altamente sísmica  $Z = 4$  en la ciudad de Huacho.

#### **3.2.2. Muestras**

La muestra para la presente investigación es de un edificio de concreto armado con un proceso de construcción a futuro estando así a la vanguardia de los cambios y aplicación de nuevas tecnologías para entendimiento de estructuras.

### **3.3. Técnicas e Instrumentación de Recolección de Datos**

#### **3.3.1. Técnica de Investigación**

Esta investigación será de observación directa, basado en un tipo de estructuración de forma individual utilizando como herramienta los programas computacionales.

### ***3.3.2. Descripción de los Instrumentos de Recolección de Datos***

En esta investigación se aplica como instrumento los planos estructurales de la edificación. Recolección de datos e información relacionada al tema de investigación: Evaluación por desempeño sísmico, modelos de análisis de edificios y ejemplos aplicados de muestra.

### **3.4. Técnicas para el Procesamiento de la Información**

Para la presente investigación se aplicará la técnica de análisis de contenido basados en documentos de instrucción y fichas de sistematización de información.

#### ***3.4.1. Materiales en el proceso de investigación***

Los materiales considerados en el proceso de investigación son programas que facilitan la obtención de resultados y son:

**Microsoft Word, Excel 2016:** Programa de usos generalizado en el desarrollo de la investigación.

**Software Etabs v18:** Programa moderno y primordial en el diseño de la estructura capaz de realizar diversos tipos de análisis como: estático lineal, dinámico lineal, estático no lineal.

**AutoCAD 2018:** Se utilizó para expresar los detalles de arquitectura y estructuras.

**Revit 2020:** Programa en la cual se utilizó para hacer un dibujo en 3D del edificio y así poder cuantificar los materiales que componen la estructura.



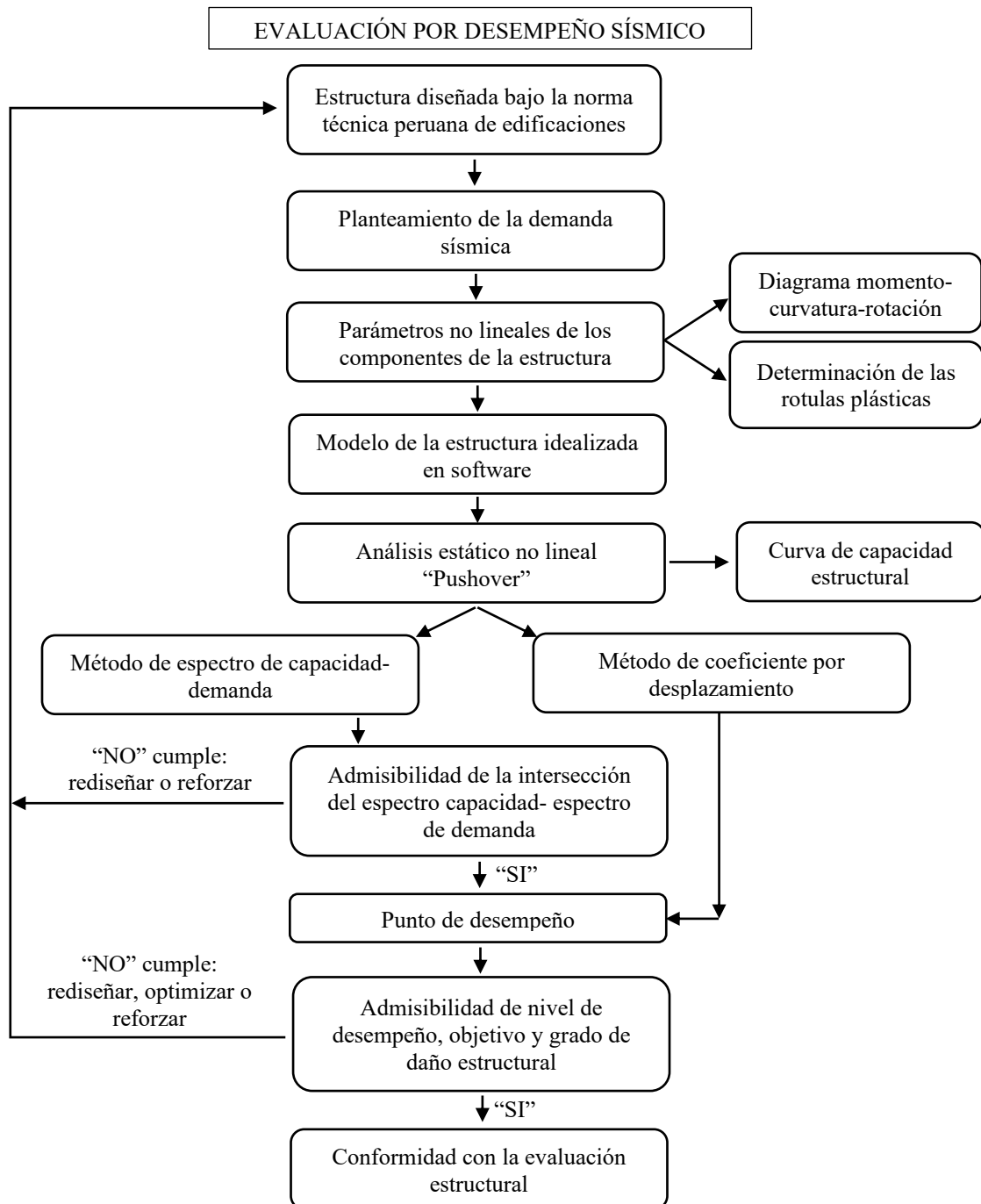
**Software ACEL – SIN 3.2:** Programa especializado en determinar los registros de acelerogramas sintéticos para la ciudad de huacho – lima, a partir de espectros sísmicos normados.

**PTC Mathcad:** Software de matemáticas para ingeniería que permite realizar, analizar y compartir los cálculo y resultados de investigaciones.

### 3.5. Esquemas de Trabajo

Figura N° 3. 1:

Esquema de Trabajo.



Fuente: Elaboración propia.

### **3.6. Descripción del Trabajo de Campo**

Con el principio de realizar una evaluación por el método del desempeño sísmico de la edificación, el cual corresponde a un proyecto privado, ubicado en la ciudad de Huacho, provincia de Huaura, región Lima – Perú. Para la evaluación y posterior rediseño se aplicará los métodos propuestos en el capítulo III y se determinara si la estructura es capaz de resistir sismos de varias intensidades.

### **3.7. Descripción de la Edificación**

La estructura a analizar corresponde a un edificio de 4 niveles para uso de hotel el cual tiene 175 m<sup>2</sup> de área construida para el primer piso y 200 m<sup>2</sup> de área construida a partir del segundo piso, estructura común de concreto armado de tipo dual (pórticos y placas), con presencia de muros no portantes perimetrales, tabiquería interna para divisiones de habitaciones y servicios higiénicos, los entrepisos son de losas aligeradas en una dirección.

En el primer piso, está ubicado el local comercial y el área de atención y recepción.

A partir del segundo piso, se encuentran las 6 habitaciones, 1 habitación con cama doble y una sala de estar.

En la azotea se encuentra el área de lavado y secado.

La comunicación de todos los pisos esta dado por medio de escaleras, ventilados con dos ductos. Ver la figura N° 2.53 y 2.54.

**Figura N° 3. 2:**

*Vista 3D del edificio de 4 pisos.*



*Fuente: Revit 2020.*

**Figura N° 3. 3:**

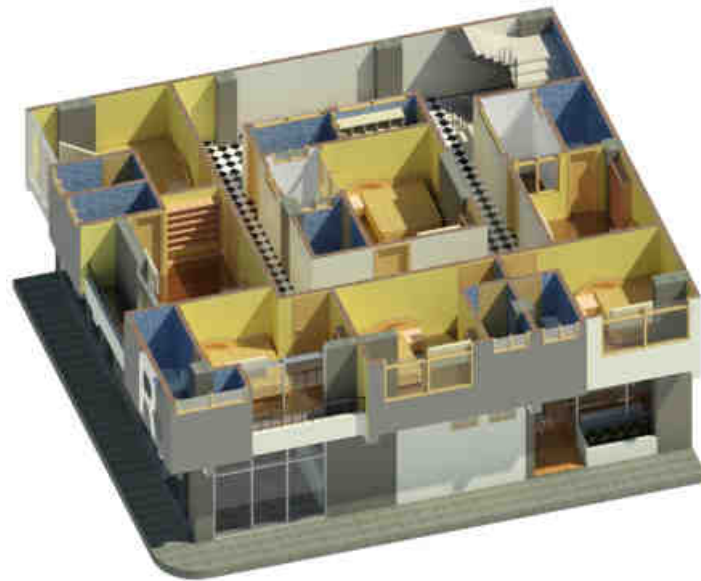
*Vista en planta de primer nivel de la estructura.*



*Fuente: Revit 2020.*

**Figura N° 3. 4:**

*Planta típica del edificio del 2° al 4° nivel.*



*Fuente: Revit 2020.*

**Figura N° 3. 5:**

*Vista frontal del edificio.*



*Fuente: Revit 2020.*

**Figura N° 3. 6:**

*Vista lateral del edificio.*



*Fuente: Revit 2020.*

**Figura N° 3. 7:**

*Vista 3D de la estructura a evaluar.*



*Fuente: Revit 2020.*

### 3.7.1. Características de materiales que componen la estructura

Características físicas de los materiales que componen a la estructura estandarizado por la NTP 060 de concreto armado:

- Concreto armado

Peso Especifico	:	$Y_m$	=	2400 kg/m <sup>3</sup>
Resistencia a la Compresión	:	$f'c$	=	210 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Elasticidad	:	$E_c$	=	218819.7889 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Corte	:	$G_c$	=	87527.9155 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Poisson	:	$\mu$	=	0.25

- Acero de refuerzo (G-60)

Peso Especifico	:	$Y_n$	=	7850 kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia a Fluencia	:	$f_y$	=	4200 kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia a Tracción	:	$f_t$	=	6230 kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia a fluencia Max.	:	$f_{yu}$	=	4620 kg/cm <sup>2</sup>
Resistencia a Tracción Max.	:	$f_{tu}$	=	6952 kg/cm <sup>2</sup>
Módulo de Elasticidad	:	$E_s$	=	2x10 <sup>6</sup> kg/cm <sup>2</sup>

La placa PL1 tiene la configuración de una columna, pero trabaja como placa por la elevada cortante a la cual es sometida, pero la placa PL2 tiene elementos de borde confinado de acuerdo a su diseño original.

### 3.7.2. Características estructurales

La NTP E 030 Sismo resistencia, establece parámetros de acuerdo a la configuración estructural de las edificaciones para ser diseñados, que se usaran en este caso para evaluar, los

siguientes parámetros han sido considerados para el diseño de la estructura mencionados en la memoria de cálculo y planos.

**Tabla N° 3. 1:**

*Características estructurales de la edificación de acuerdo a la norma sismorresistente.*

<b>Características</b>	<b>Parámetro</b>	<b>Factor</b>	<b>Descripción</b>
Factor Zona	Z	0.45	Ubicación: Ciudad de Huacho. Zona Sísmica “4”.
Factor Uso	U	1.0	Categoría: Edificaciones comunes “C”.
Tipo de Suelo	S2 – Z <sub>4</sub>	1.05	Factor emitido por el tipo de suelo en el estudio de mecánica de suelo EMS.
Sistema estructural	Muros Estructurales		Estructura donde el sistema en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales > 70% de la fuerza constante en la base.
Configuración Estructural	Regular	$I_a = 1.0$ $I_p = 1.0$	No presenta irregularidades en planta y altura.
Factor de Reducción Sísmica	$R_{0X}$ $R_X$ $R_{0Y}$ $R_Y$	6 6 7 7	Sistema de Muros Estructurales. Sistema Dual (Columnas y Placas)
Factor de Amplificación sísmica	C	2.5	Factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración del suelo.
Altura del Edificio	H	11.90 m	

*Fuente:* E 030 (2018) – NTP.



### 3.7.3. Cargas viva y muerta

Para el análisis preliminar de la evaluación de la estructura se debe realizar el metrado de cargas para los elementos que aportan rigidez (losa aligerada, vigas, columnas, placas y escalera) y también para lo que no. Existen cargas que se pueden determinar con cálculos porque se conoce su composición y condición de no inamovilidad “Muerta”, y o cargas que están estandarizadas en la NTP E 020 de Cargas.

**Tabla N° 3. 2:**

*Carga Viva y Muerta – NTP E 020.*

<b>Tipo de Carga</b>	<b>Valor</b>	<b>Descripción</b>
<b>Carga Muerta:</b>		
Carga propia del material, muros perimetrales.		El peso específico del concreto armado es 2400 kg/m <sup>3</sup> y los muros de con unidades de arcillas huecas 1350 kg/m <sup>3</sup> .
Acabado de piso.	100 kg/m <sup>2</sup>	Acabado con losas y/o parqué en los entresijos.
Acabados en fachadas.	150 kg/m <sup>2</sup>	Tarrajeo, losas y adornos.
<b>Carga Viva:</b>		
Hoteles según NTP E 020.		
Cuarto	200 kg/m <sup>2</sup>	
Salas Públicas.	300 kg/m <sup>2</sup>	
Almacén y Servicios.	500 kg/m <sup>2</sup>	
Corredores y Escaleras.	400 kg/m <sup>2</sup>	
Tabiquería Móvil de Altura Completa.	100 kg/m <sup>2</sup>	

*Fuente:* NTP E 020 Cargas.

### 3.8. Modelo Estructural

Para realizar el modelado y análisis de la estructura, es decir la representación idealizada de la estructura mediante un software llamado Etabs 2018 v18.0 Educacional. En dicho software serán representados solo los elementos estructurales que aportan rigidez como: vigas, columnas, placas, losas y escaleras, y aquellos elementos no estructurales (muros perimetrales, muros de ladrillo pandereta, tabiquería móvil) serán considerados como aportante de carga (viva o muerta), además de tener en cuenta las cargas que actúan en la estructura según la NTP.

Las características especial del programa que nos permite investigar casos especiales y/o métodos más complejos, para ello es imperativo tener conocimiento avanzado del manejo del software para dicho proceso, y como también tener en cuenta el conocimiento previo teórico del tema en mención

#### **Figura N° 3. 8:**

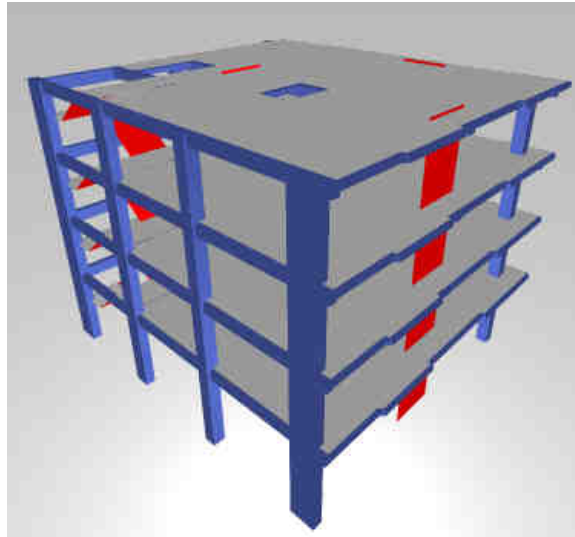
*Modelo estructural idealizado en el software REVIT 2020.*



*Fuente: Revit 2020.*

**Figura N° 3. 9:**

*Modelo estructural idealizado en el software ETABS v18.*



*Fuente: Etabs v18.*

## CAPITULO IV RESULTADOS

### 4.1. ANALISIS LINEAL ESTATICO DINAMICO

#### 4.1.1. Participación Modal de la Estructura

Los modos de vibración de la estructura en los dos primeros modos son traslacionales y en el tercer modo es rotacional, requisito indispensable para proceder con el análisis, dicho porcentaje de participación modal mostrada en la tabla N° 4.1: es mayor a 70% en sus tres primeros modos de vibración.

**Tabla N° 4. 1:**

*Modos Fundamental de Vibración.*

Case	Mode	Periodo (seg)	Ratios de Masa de Participación Modal			Sum	Sum	Sum
			UX	UY	RZ	UX	UY	RZ
Modal	1	0.454	0.0005	0.7679	0.0108	0.0005	0.7679	0.0108
Modal	2	0.382	0.7621	0.0011	0.0151	0.7626	0.7690	0.0258
Modal	3	0.361	0.0175	0.0089	0.7479	0.7802	0.7779	0.7737
Modal	4	0.117	0.0015	0.1344	0.0171	0.7817	0.9124	0.7908
Modal	5	0.098	0.1173	0.0097	0.0217	0.8990	0.9220	0.8125
Modal	6	0.086	0.0338	0.0133	0.1186	0.9328	0.9353	0.9311
Modal	7	0.053	0.0028	0.0357	0.0111	0.9356	0.9710	0.9422
Modal	8	0.041	0.0349	0.0086	0.0067	0.9705	0.9796	0.9489
Modal	9	0.034	0.0128	0.0049	0.0344	0.9833	0.9845	0.9833
Modal	10	0.031	0.0013	0.0085	0.0023	0.9846	0.9930	0.9856
Modal	11	0.024	0.0067	0.0000	0.0044	0.9913	0.9930	0.9900
Modal	12	0.024	0.0037	0.0043	0.0000	0.9950	0.9973	0.9900

*Nota:* Etabs v.18.

#### 4.1.2. *Peso de la Estructura*

El Peso de la estructura se calcula según la categoría de la edificación como lo menciona la NTP E 030 en el artículo 26, donde expresa que: en edificaciones de categoría C, se toma el 25% de la carga viva, es decir:

$$P = 100\%CM + 25\%CV$$

**Tabla N° 4. 2:**

*Peso de la Estructura.*

Nivel	Peso (ton)	Peso Acumulado (ton)
4° Piso	140.5954	140.5954
3° Piso	183.3112	323.9066
2° Piso	183.3112	507.2178
1° Piso	207.4097	<b>714.6275</b>

*Nota:* Etabs v.18.

#### 4.1.3. *Parámetros Sísmicos RNE E-030*

Los parámetros sísmicos están descritos en la norma E-030 de sismo resistencia:

**Tabla N° 4. 3:**

*Parámetros sísmicos E 030 - RNE.*

<b>Parámetros Sísmicos E 030 - RNE</b>			
1.1	Parámetros de Sitio		
	Z=	0.45	Tp= 0.6
	U=	1	Tl= 2
	S=	1.05	
1.2	Parámetros por Dirección		
	Dirección X-X		Dirección Y-Y
	Tx=	0.382	Ty= 0.454
	C=	2.5	C= 2.5
	Ro=	6	Ro= 7

1.3 Irregularidades			
Irregularidad Planta		Irregularidad Altura	
$I_p =$	1	$I_a =$	1
1.4 Parámetros Obtenidos			
Dirección X-X		Dirección Y-Y	
$R_x =$	6	$R_y =$	7
$C/R \geq 0.11$	0.4166	$C/R \geq 0.11$	0.3571
Factor Sísmico =	0.196875	Factor Sísmico =	0.16875
$V_x =$	140.6922	$V_y =$	120.5933
$k =$	1	$k =$	1

Nota: Elaboración propia.

#### 4.1.4. Resultado del Análisis Lineal Estático

Tabla N° 4. 4:

Análisis lineal estático de la estructura dirección X-X.

Nivel	Peso (ton)	Altura (m)	$P \cdot H^k$	Alfa	F (ton)	$V_x$ (ton)
4° Piso	140.5954	11.90	1673.0852	0.3204	45.0765	45.0765
3° Piso	183.3112	9.10	1668.1319	0.3194	44.9431	90.0196
2° Piso	183.3112	6.30	1154.8605	0.2212	31.1144	121.1341
1° Piso	207.4097	3.50	725.9338	0.1390	19.5582	<b>140.6923</b>
	<b><math>\Sigma</math> 714.6275</b>		<b><math>\Sigma</math> 5222.0114</b>			

Nota: Elaboración propia.

Figura N° 4. 1:

Fuerzas cortantes en la dirección X-X.



Fuente: Elaboración propia

La cortante en la base de la estructura en la dirección X-X del análisis lineal estático es de 140.6923 ton, mostrado en la Tabla N° 4.4 y Figura N° 4.1.

**Tabla N° 4. 5:**

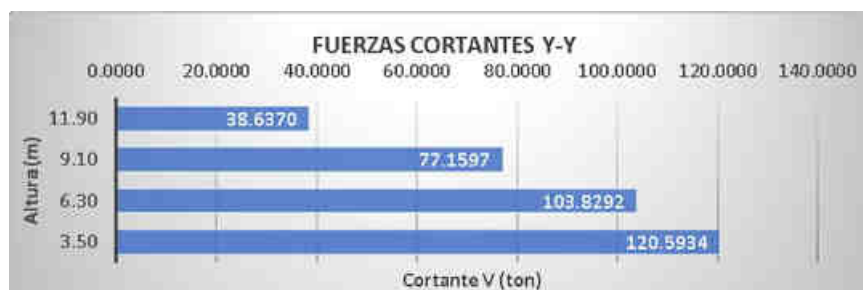
*Análisis lineal estático de la estructura dirección Y-Y.*

Nivel	Peso (ton)	Altura (m)	P*H <sup>k</sup>	Alfa	F (ton)	Vy (ton)
4° Piso	140.5954	11.90	1673.0852	0.3203	38.6370	38.6370
3° Piso	183.3112	9.10	1668.1319	0.3194	38.5226	77.1607
2° Piso	183.3112	6.30	1154.8605	0.2211	26.6695	103.8292
1° Piso	207.4097	3.50	725.9338	0.1390	16.7641	<b>120.5934</b>
	<b>Σ 714.6275</b>		<b>Σ 5222.0114</b>			

*Nota:* Elaboración propia.

**Figura N° 4. 2:**

*Fuerzas cortantes en la dirección Y-Y.*



*Fuente:* Elaboración propia

La cortante en la base de la estructura en la dirección Y-Y del análisis lineal estático es de 120.5934 ton, mostrado en la Tabla N° 4.5 y Figura N° 4.2.

#### 4.1.5. Resultado del Análisis Lineal Dinámico

**Tabla N° 4. 6:**

*Análisis lineal estático de la estructura dirección X-X.*

Nivel	Sismo	Vx (ton)	Vy (ton)
4° Piso	SD X	40.3589	3.9679
3° Piso	SD X	75.9107	3.8486
2° Piso	SD X	98.628	4.3389
1° Piso	SD X	108.9745	6.3717

*Nota:* Etabs v.18.

**Tabla N° 4. 7:**

*Análisis lineal estático de la estructura dirección Y-Y.*

Nivel	Sismo	Vx (ton)	Vy (ton)
4° Piso	SD Y	3.349	34.6157
3° Piso	SD Y	3.1692	65.0661
2° Piso	SD Y	3.5192	84.4838
1° Piso	SD Y	5.4983	93.4225

*Nota:* Etabs v.18.

#### 4.1.6. Cortante de Diseño y Limites (Drift)

La cortante en la base de diseño para la estructura regular se muestra en la Tabla N° 4.8: el cual es la cortante de diseño para los elementos estructurales de la edificación.

**Tabla N° 4. 8:**

*Cortante de Diseño.*

Dirección	V (ton)
SD X	112.5538
SD Y	96.4747



Nota: Elaboración propia.

El desplazamiento lateral denotado en el artículo 31, especifica el cálculo del desplazamiento inelástico por la siguiente expresión  $0.75R \cdot \text{desplazamiento elástico}$  para estructuras regulares, y el desplazamiento lateral relativo admisible especificado en el artículo 32 de la norma E-030 del RNE establece límites de distorsión de entrepiso, el cual cumple para la estructura a evaluar como lo muestra la siguientes Tablas N°: 4.9 y 4.10: en las direcciones de análisis.

**Tabla N° 4. 9:**

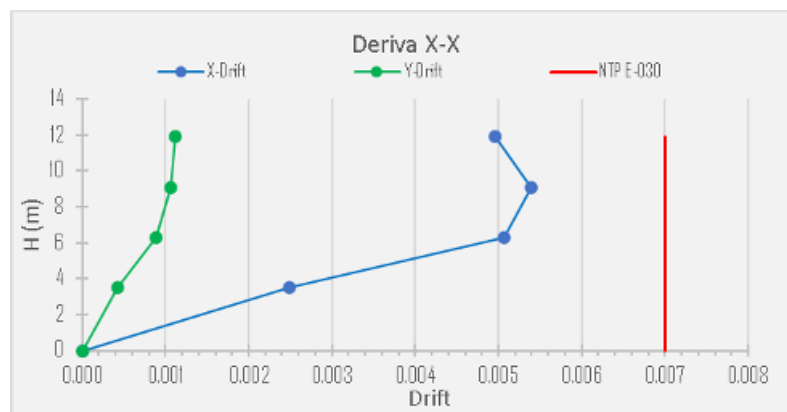
*Deriva de la estructura dirección X-X.*

Nivel	Elevación H (m)	X-Drift	Y-Drift
4° Piso	11.9	0.0050	0.0011
3° Piso	9.1	0.0054	0.0011
2° Piso	6.3	0.0051	0.0009
1° Piso	3.5	0.0025	0.0004
Base	0	0	0

Nota: Etabs v.18.

**Figura N° 4. 3:**

*Drift Dirección X-X.*



Fuente: Elaboración propia

**Tabla N° 4. 10:**

*Deriva de la estructura dirección Y-Y.*

Nivel	Elevación H (m)	X-Drift	Y-Drift
4° Piso	11.9	0.0012	0.0064
3° Piso	9.1	0.0015	0.0068
2° Piso	6.3	0.0016	0.0067
1° Piso	3.5	0.0008	0.0038
Base	0	0	0

*Nota:* Etabs v.18.

**Figura N° 4. 4:**

*Drift Dirección Y-Y.*



*Fuente:* Elaboración propia

## 4.2. ANÁLISIS NO LINEAL ESTÁTICO

### 4.2.1. Diagrama de Momento Curvatura - Rotación

El procedimiento para determinar los diagramas de momento curvatura de las secciones determinadas dentro de las rotulas plásticas esta descrito en el ítem 2.2.5.1. El diagrama momento – curvatura y diagrama momento-rotación, son determinados por un programa en Excel de acuerdo al tipo de sección y característica de los materiales que lo constituyen.

#### 4.2.1.1. Viga

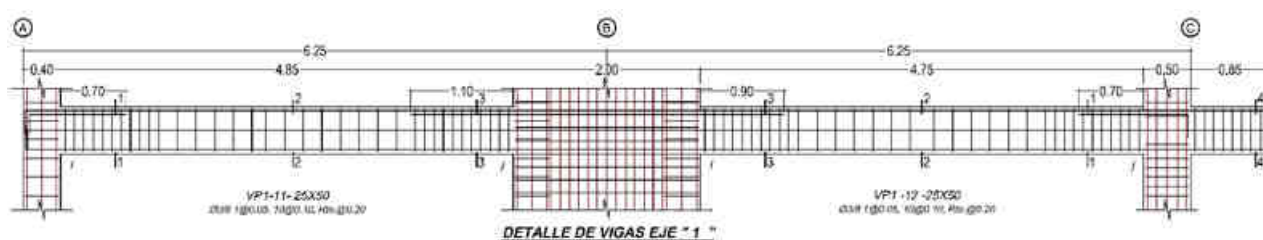
Las vigas que contiene la estructura son doblemente reforzadas por ello la viga trabajara a flexión (M3), causados por momentos no acoplados, torsión, fuerza axial y fuerzas de corte, entonces los momentos positivos y negativos son valores máximos de acuerdo a sus sentidos, que se tendrá en consideración. La longitud de las rotulas plásticas se calcularon como un promedio regular de las ecuaciones presentadas en el ítem 2.2.5.2.3.

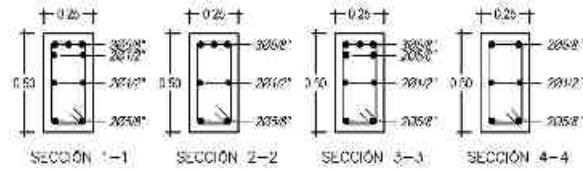
El código ASCE 41-13, presenta procedimientos de modelado y criterios de aceptabilidad en el desarrollo del análisis no lineal estático (Push-Over), el diagrama de momentos normalizado-rotación se identifican puntos notables (A, B, C, D y E), establecidos por colores mostrados en las tablas, se usaran como puntos de control que definirán el comportamiento de flexión, la articulación y estados que contengan importancia dentro del rango de análisis, los puntos notables definen estados de aceptabilidad como el IO (Ocupación Inmediata), LS (Seguridad de Vida) y CP (Cerca del Colapso), que son usados para definir el criterio de aceptación para la articulación, los puntos D y E pertenecen a la zona de degradación o por consiguiente CP.

Diagrama momento-curvatura/rotación de las vigas en el Eje "1":

**Figura N° 4. 5:**

*Detalle de acero en las vigas del Eje "1".*

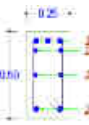
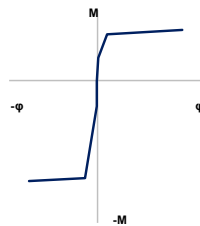
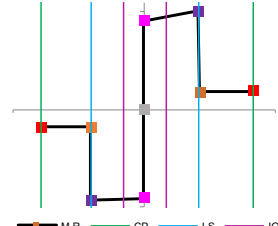




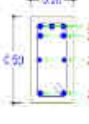
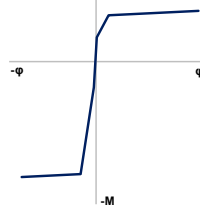
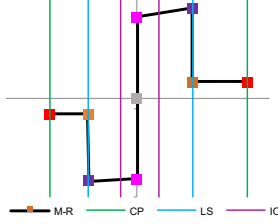
Fuente: Elaboración propia

Tabla N° 4. 11:

Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VP1-11 del eje "1".

VP1- 11 - i	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M- $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (MN- $\theta$ )	
SECCION 1-1 	-	-	E	-0.20	-0.20	-0.04670				
	-	-	D	-0.20	-0.20	-0.02444				
	-3972.679	-0.0386903	C	-103	-103	-0.02420	-0.04670 CP			
	-3611075	-0.0066803	B	-100	-100	0.00000	-0.02420 LS			
	-3476.850	-0.0005397	A	-0.26	0.00	0.00000	-0.00920 IO			
	0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000	0.00000			
	3351534	0.0005203	A	0.51	0.00	0.00000	0.01000 IO			
	6535.630	0.0058239	B	100	100	0.00000	0.02500 LS			
	Longitud Plastica	7220.928	0.0485369	C	110	110	0.02500			0.05000 CP
	Lp: 0.2-0.3 m	-	-	D	0.20	0.20	0.02525			
			E	0.20	0.20	0.05000				

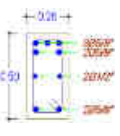
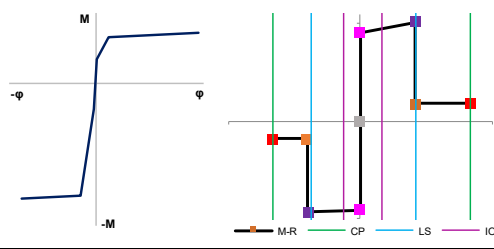
  

VP1- 11 - j	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M- $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (MN- $\theta$ )	
SECCIO 3-3 	-	-	E	-0.20	-0.20	-0.03970				
	-	-	D	-0.20	-0.20	-0.02262				
	-16151731	-0.0344418	C	-103	-103	-0.02240	-0.04000 CP			
	-6744.315	-0.0069078	B	-100	-100	0.00000	-0.02240 LS			
	-3540.123	-0.0005430	A	-0.22	0.00	0.00000	-0.00740 IO			
	0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000	0.00000			
	3372.010	0.0005172	A	0.52	0.00	0.00000	0.01000 IO			
	6510.534	0.0058110	B	100	100	0.00000	0.02500 LS			
	Longitud Plastica	7226.079	0.0479257	C	111	111	0.02500			0.05000 CP
	Lp: 0.2-0.3 m	-	-	D	0.20	0.20	0.02525			
			E	0.20	0.20	0.05000				

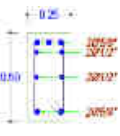
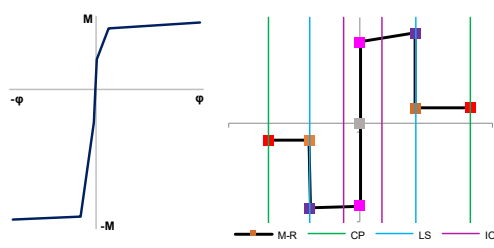
Fuente: Elaboración propia

**Tabla N° 4. 12:**

*Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VP1-12 del eje "1".*

VP1- 12 - i	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M- $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (MN- $\theta$ )
SECCION 3-3 	-	-	E	-0.20	-0.20	-0.03970			
	-	-	D	-0.20	-0.20	-0.02444			
	-16151731	-0.0341118	C	-103	-103	-0.02420	-0.04000 CP		
	-6744.315	-0.0069078	B	-100	-100	0.00000	-0.02240 LS		
	-3540.123	-0.0005430		-0.22	0.00	0.00000	-0.00740 IO		
	0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000	0.00000		
	3372.010	0.0005172		0.52	0.00	0.00000	0.01000 IO		
	6510.534	0.0058110	B	100	100	0.00000	0.02500 LS		
	7226.079	0.0479257	C	111	111	0.02500	0.05000 CP		
	Lp: 0.2-0.3 m	-		D	0.20	0.20	0.02525		
			E	0.20	0.20	0.05000			

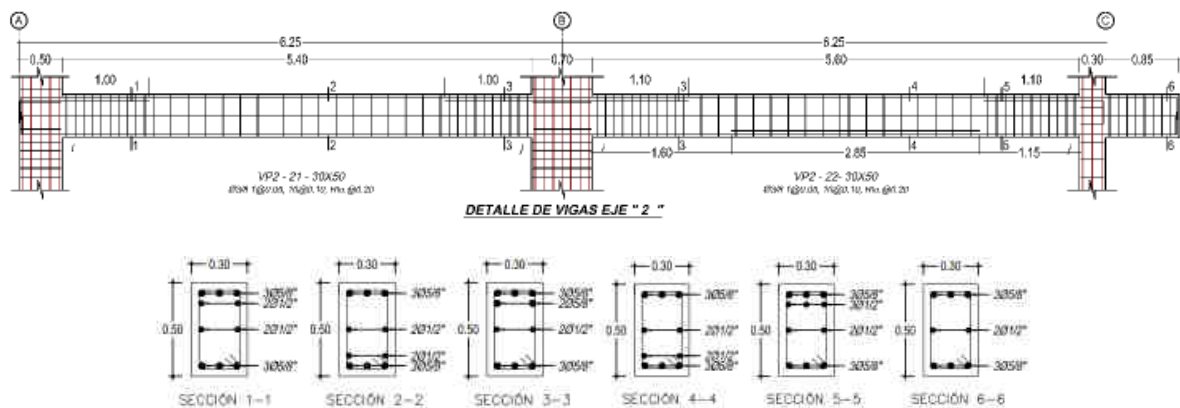
VP1- 12 - j	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M- $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (MN- $\theta$ )
SECCION 1-1 	-	-	E	-0.20	-0.20	-0.04200			
	-	-	D	-0.20	-0.20	-0.02323			
	-13972.679	-0.0386903	C	-103	-103	-0.02300	-0.04200 CP		
	-18611075	-0.0066803	B	-100	-100	0.00000	-0.02300 LS		
	-3476.850	-0.0005397		-0.26	0.00	0.00000	-0.00800 IO		
	0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000	0.00000		
	3351534	0.0005203		0.51	0.00	0.00000	0.01000 IO		
	6535.630	0.0058239	B	100	100	0.00000	0.02500 LS		
	7220.928	0.0485369	C	110	110	0.02500	0.05000 CP		
	Lp: 0.2-0.3 m	-		D	0.20	0.20	0.02525		
			E	0.20	0.20	0.05000			

Nota: Elaboración propia.

Diagrama momento-curvatura/rotación de las vigas en el Eje "2":

**Figura N° 4. 6:**

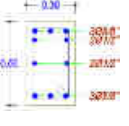
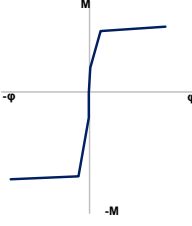
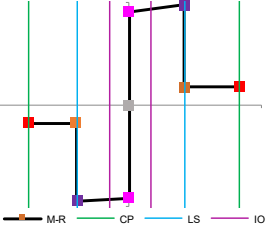
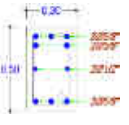
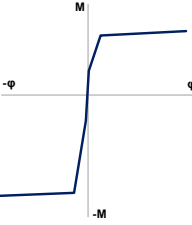
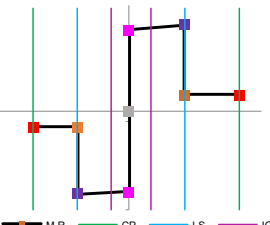
*Detalle de acero en las vigas del Eje "2".*



Fuente: Elaboración propia

**Tabla N° 4. 13:**

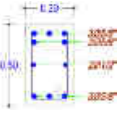
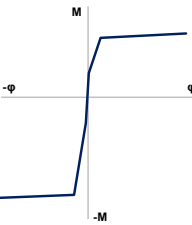
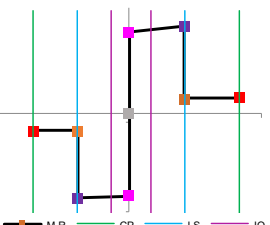
*Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VP2-21 del eje "2".*

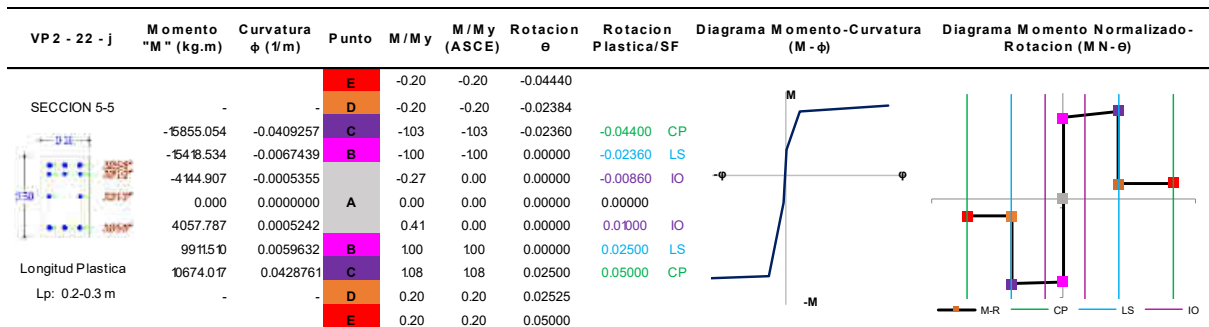
VP2 - 21 - i	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M - $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (MN - $\theta$ )	
SECCION 1-1 	-	-	E	-0.20	-0.20	-0.04620				
			D	-0.20	-0.20	-0.02434				
		-14135.799	-0.0447917	C	-103	-103	-0.02410			-0.04600 CP
		-13703.268	-0.0064389	B	-100	-100	0.00000			-0.02410 LS
		-4120.298	-0.0005339		-0.30	0.00	0.00000			-0.00910 IO
		0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000			0.00000
		4041038	0.0005265		0.41	0.00	0.00000			0.01000 IO
		9935.305	0.0059741	B	100	100	0.00000			0.02500 LS
	Longitud Plastica	10668.047	0.0433051	C	107	107	0.02500			0.05000 CP
	Lp: 0.2-0.3 m	-	-	D	0.20	0.20	0.02525			
				E	0.20	0.20	0.05000			
SECCION 3-3 	-	-	E	-0.20	-0.20	-0.04430				
			D	-0.20	-0.20	-0.02384				
		-16357.678	-0.0406129	C	-103	-103	-0.02360			-0.04400 CP
		-15912.473	-0.0066107	B	-100	-100	0.00000			-0.02360 LS
		-4184.303	-0.0005366		-0.26	0.00	0.00000			-0.00860 IO
		0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000			0.00000
		4079.127	0.0005231		0.41	0.00	0.00000			0.01000 IO
		9852.868	0.0059371	B	100	100	0.00000			0.02500 LS
	Longitud Plastica	10546.705	0.0461479	C	107	107	0.02500			0.05000 CP
	Lp: 0.2-0.3 m	-	-	D	0.20	0.20	0.02525			
				E	0.20	0.20	0.05000			

Nota: Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 14:**

*Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VP2-22 del eje "2".*

VP2 - 22 - i	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M - $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (MN - $\theta$ )	
SECCION 3-3 	-	-	E	-0.20	-0.20	-0.04430				
			D	-0.20	-0.20	-0.02384				
		-16357.678	-0.0406129	C	-103	-103	-0.02360			-0.04400 CP
		-15912.473	-0.0066107	B	-100	-100	0.00000			-0.02360 LS
		-4184.303	-0.0005366		-0.26	0.00	0.00000			-0.00860 IO
		0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000			0.00000
		4079.127	0.0005231		0.41	0.00	0.00000			0.01000 IO
		9852.868	0.0059371	B	100	100	0.00000			0.02500 LS
	Longitud Plastica	10546.705	0.0461479	C	107	107	0.02500			0.05000 CP
	Lp: 0.2-0.3 m	-	-	D	0.20	0.20	0.02525			
				E	0.20	0.20	0.05000			

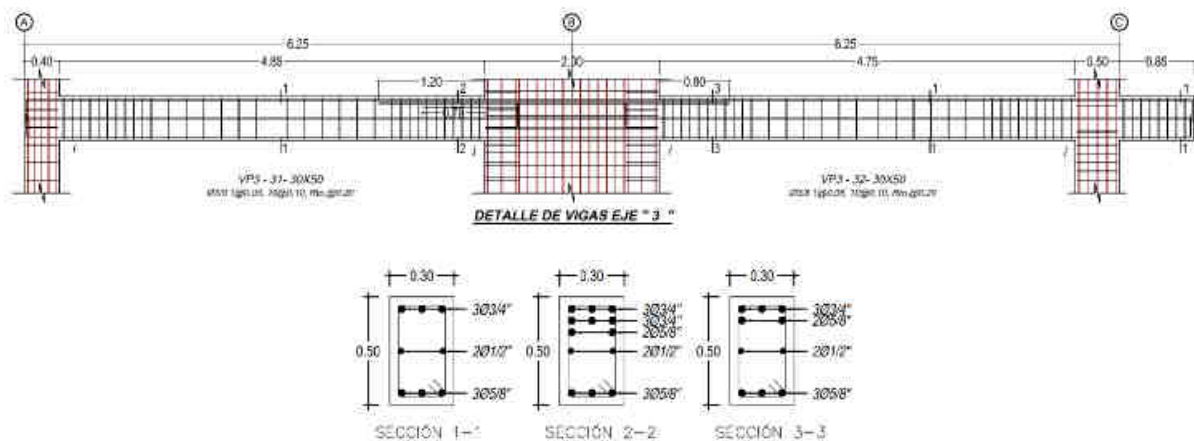


Nota: Elaboración propia.

Diagrama momento-curvatura/rotación de las vigas en el Eje "3":

Figura N° 4. 7:

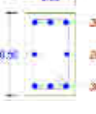
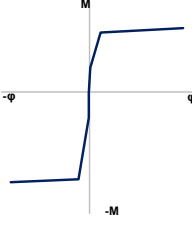
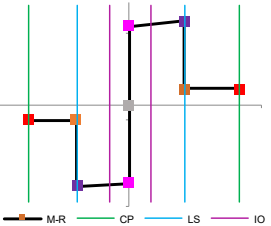
Detalle de acero en las vigas del Eje "3".

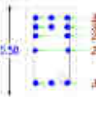
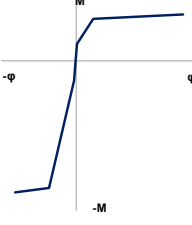
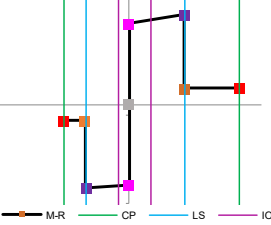


Fuente: Elaboración propia

**Tabla N° 4. 15:**

*Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VP3-31 del eje "3".*

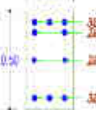
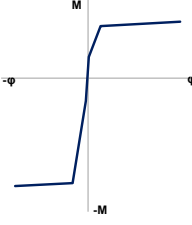
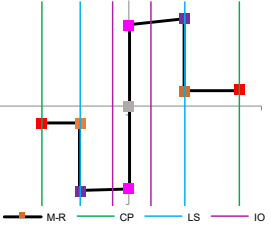
VP3 - 31 - i	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M - $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (MN - $\theta$ )	
	-	-	E	-0.20	-0.20	-0.04600				
	-1475.812	-0.0445483	D	-0.20	-0.20	-0.02434				
	-14256.592	-0.0062355	C	-103	-103	-0.02410	-0.04600 CP			
	-471.061	-0.0005352	B	-100	-100	0.00000	-0.02410 LS			
	0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000	-0.00910 IO			
	4087.430	0.0005245		0.41	0.00	0.00000	0.01000 IO			
	9879.526	0.0059197	B	100	100	0.00000	0.02500 LS			
	10465.460	0.0530705	C	106	106	0.02500	0.05000 CP			
	Lp: 0.2-0.3 m	-	-	D	0.20	0.20	0.02525			
		-	-	E	0.20	0.20	0.05000			

VP3 - 31 - j	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M - $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (MN - $\theta$ )	
	-	-	E	-0.20	-0.20	-0.03000				
	-30646.990	-0.0204523	D	-0.20	-0.20	-0.02000	-0.03000 CP			
	-29666.552	-0.0089319	C	-103	-103	0.00000	-0.02000 LS			
	-4488.112	-0.0005526	B	-15	0.00	0.00000	-0.00500 IO			
	0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000	0.00000			
	4133.005	0.0005088		0.42	0.00	0.00000	0.01000 IO			
	9805.779	0.0059543	B	100	100	0.00000	0.02500 LS			
	10898.527	0.0358503	C	111	111	0.02500	0.05000 CP			
	Lp: 0.2-0.3 m	-	-	D	0.20	0.20	0.02525			
		-	-	E	0.20	0.20	0.05000			

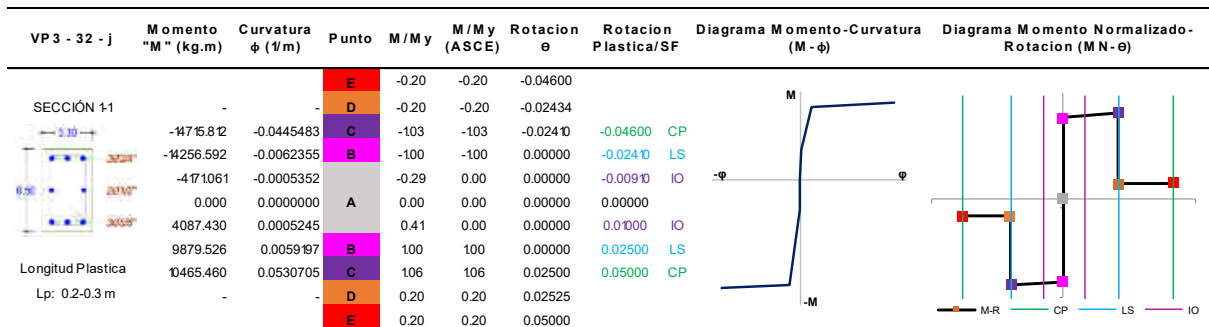
Nota: Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 16:**

*Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VP3-32 del eje "3".*

VP3 - 32 - i	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M - $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (MN - $\theta$ )	
	-	-	E	-0.20	-0.20	-0.04030				
	-20123.460	-0.0339056	D	-0.20	-0.20	-0.02283				
	-19582.407	-0.0070838	C	-103	-103	-0.02260	-0.04000 CP			
	-4267.601	-0.0005408	B	-100	-100	0.00000	-0.02260 LS			
	0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000	-0.00760 IO			
	4098.125	0.0005193		0.42	0.00	0.00000	0.01000 IO			
	9856.850	0.0059357	B	100	100	0.00000	0.02500 LS			
	10664.178	0.0427949	C	108	108	0.02500	0.05000 CP			
	Lp: 0.2-0.3 m	-	-	D	0.20	0.20	0.02525			
		-	-	E	0.20	0.20	0.05000			



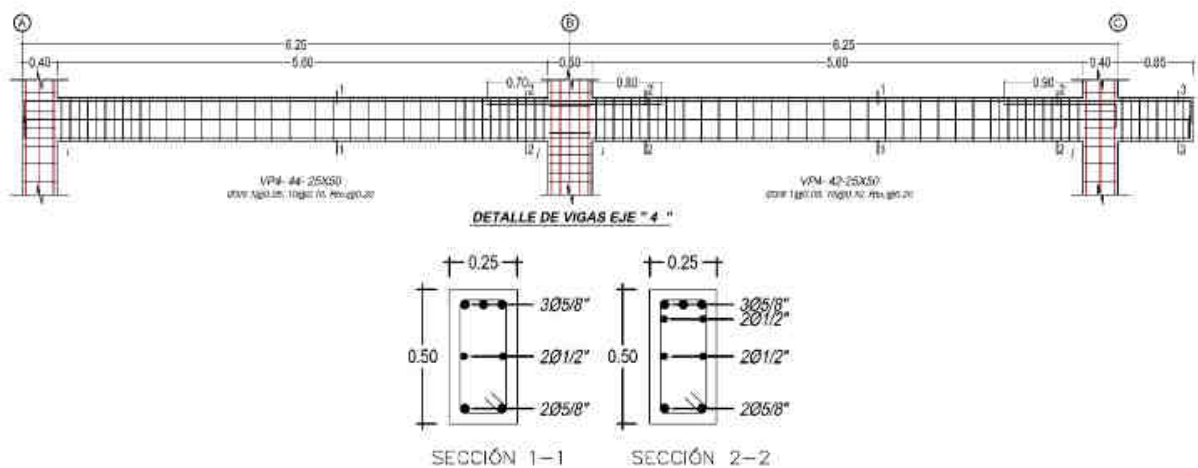


Nota: Elaboración propia.

Diagrama momento-curvatura/rotación de las vigas en el Eje "4":

Figura N° 4. 8:

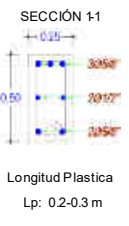
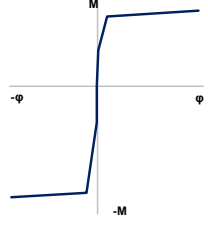
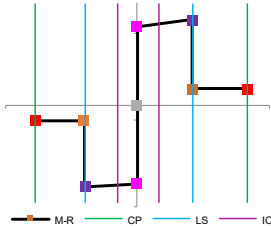
Detalle de acero en las vigas del Eje "4".



Fuente: Elaboración propia

**Tabla N° 4. 17:**

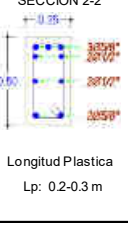
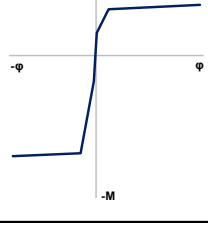
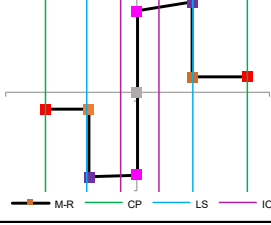
*Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VP4-41 del eje "4".*

VP4 - 41 - i	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M - $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (MN - $\theta$ )	
 <p>SECCIÓN 1-1</p> <p>Longitud Plastica Lp: 0.2-0.3 m</p>	-	-	E	-0.20	-0.20	-0.04670				
			D	-0.20	-0.20	-0.02444				
		-10336.056	-0.0487501	C	-104	-104	-0.02420			-0.04700 CP
		-9954.388	-0.0061030	B	-100	-100	0.00000			-0.02420 LS
		-3396.315	-0.0005348		-0.34	0.00	0.00000			-0.00920 IO
		0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000			0.00000
		3333.535	0.0005245		0.51	0.00	0.00000			0.01000 IO
		6571.185	0.0058233	B	100	100	0.00000			0.02500 LS
		7103.358	0.0571063	C	108	108	0.02500			0.05000 CP
				D	0.20	0.20	0.02525			
			E	0.20	0.20	0.05000				

Nota: Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 18:**

*Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VP4-42 del eje "4".*

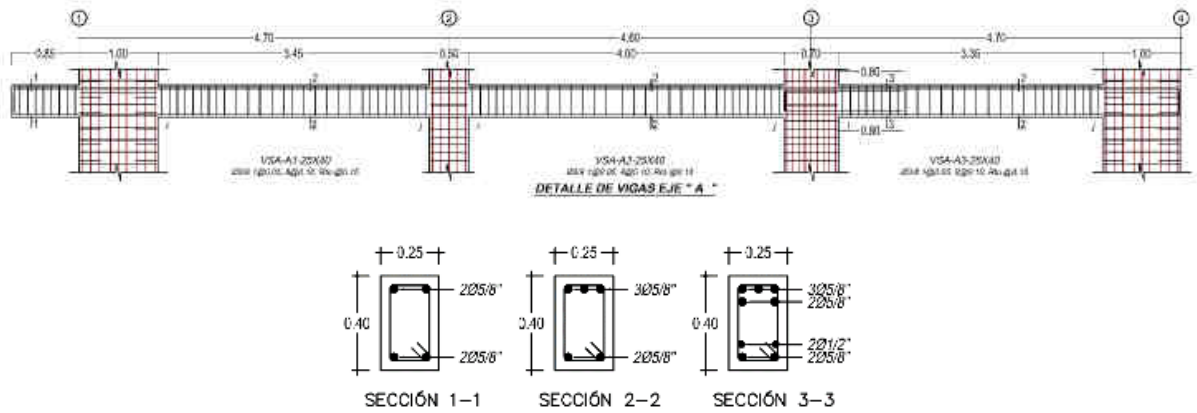
VP4 - 42 - ij	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M - $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (MN - $\theta$ )	
 <p>SECCIÓN 2-2</p> <p>Longitud Plastica Lp: 0.2-0.3 m</p>	-	-	E	-0.20	-0.20	-0.04220				
			D	-0.20	-0.20	-0.02232				
		-13972.679	-0.0386903	C	-103	-103	-0.02210			-0.04200 CP
		-13611075	-0.0066803	B	-100	-100	0.00000			-0.02300 LS
		-3476.850	-0.0005397		-0.26	0.00	0.00000			-0.00800 IO
		0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000			0.00000
		3351537	0.0005203		0.51	0.00	0.00000			0.01000 IO
		6535.630	0.0058239	B	100	100	0.00000			0.02500 LS
		7220.928	0.0485369	C	110	110	0.02500			0.05000 CP
				D	0.20	0.20	0.02525			
			E	0.20	0.20	0.05000				

Nota: Elaboración propia.

Diagrama momento-curvatura/rotación de las vigas en el Eje "A":

**Figura N° 4. 9:**

*Detalle de acero en las vigas del Eje "A".*



*Fuente:* Elaboración propia

**Tabla N° 4. 19:**

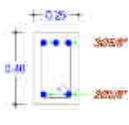
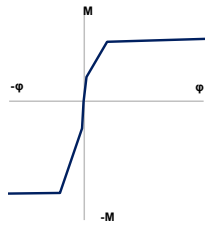
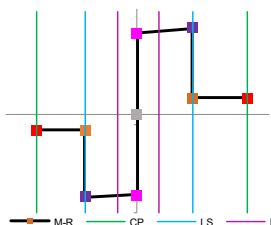
*Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VSA-A1 del eje "A".*

VSA - A1 - ij	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M / My	M / My (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M - $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (M N - $\theta$ )
	-	-	<b>E</b>	-0.20	-0.20	-0.04600			
	-7842.105	-0.0487501	<b>D</b>	-0.20	-0.20	-0.02414			
	-7619.092	-0.0081917	<b>C</b>	-103	-103	-0.02390	-0.04600 CP		
	-212.168	-0.0006694	<b>B</b>	-100	-100	0.00000	-0.02390 LS		
	0.000	0.0000000	<b>A</b>	0.00	0.00	0.00000	-0.00890 IO		
	2146.048	0.0006553		0.42	0.00	0.00000	0.01000 IO		
	5095.035	0.0077180	<b>B</b>	100	100	0.00000	0.02500 LS		
	5440.724	0.0571063	<b>C</b>	107	107	0.02500	0.05000 CP		
	-	-	<b>D</b>	0.20	0.20	0.02525			
	-	-	<b>E</b>	0.20	0.20	0.05000			

*Nota:* Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 20:**

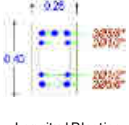
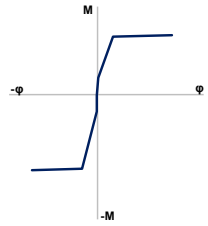
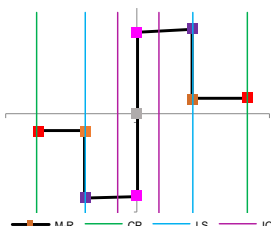
*Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VSA-A2 del eje "A".*

VSA - A2 - ij	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M - $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (M N - $\theta$ )	
	SECCIÓN 2-2	-	-	E	-0.20	-0.20	-0.04600			
				D	-0.20	-0.20	-0.0244			
		-7842.105	-0.0487501	C	-1.03	-1.03	-0.02390			-0.04600 CP
		-769.092	-0.008917	B	-1.00	-1.00	0.00000			-0.02390 LS
		-292.168	-0.0006694	A	-0.29	0.00	0.00000			-0.00890 IO
		0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000			0.00000
		2146.048	0.0006553	B	0.42	0.00	0.00000			0.01000 IO
		5095.035	0.0077180	B	1.00	1.00	0.00000			0.02500 LS
	Longitud Plastica	5440.724	0.0571063	C	1.07	1.07	0.02500			0.05000 CP
	Lp: 0.15-0.25 m	-	-	D	0.20	0.20	0.02525			
			E	0.20	0.20	0.05000				

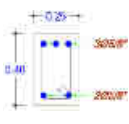
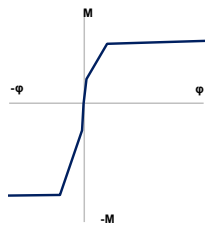
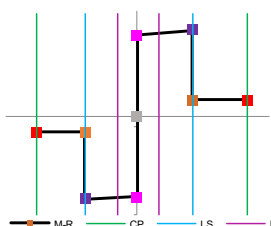
Nota: Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 21:**

*Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VSA-A3 del eje "A".*

VSA - A3 - i	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M - $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (M N - $\theta$ )	
	SECCIÓN 3-3	-	-	E	-0.20	-0.20	-0.04550			
				D	-0.20	-0.20	-0.0244			
		-10339.602	-0.0372594	C	-1.02	-1.02	-0.02390			-0.04600 CP
		-1033.341	-0.0091665	B	-1.00	-1.00	0.00000			-0.02390 LS
		-2250.424	-0.0006685	A	-0.22	0.00	0.00000			-0.00890 IO
		0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000			0.00000
		2208.857	0.0006561	B	0.28	0.00	0.00000			0.01000 IO
		7800.676	0.0086218	B	1.00	1.00	0.00000			0.02500 LS
	Longitud Plastica	8158.185	0.0424227	C	1.05	1.05	0.02500			0.05000 CP
	Lp: 0.15-0.20 m	-	-	D	0.20	0.20	0.02525			
			E	0.20	0.20	0.05000				

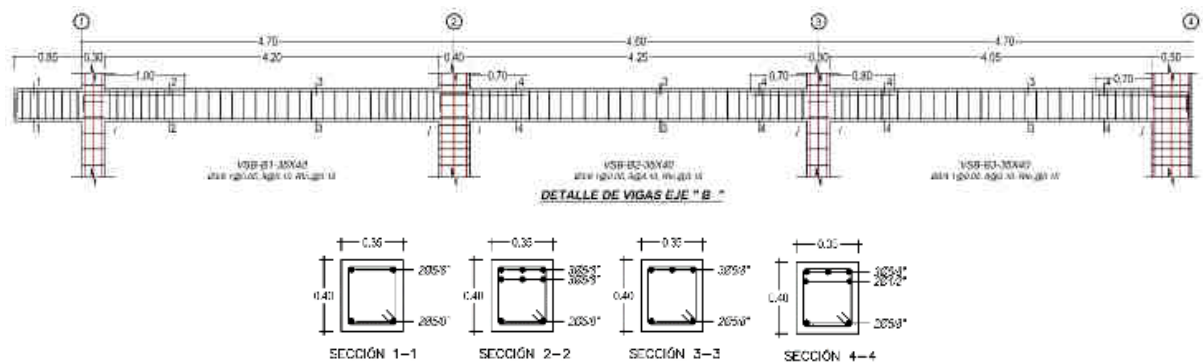
VSA - A3 - j	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M - $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (M N - $\theta$ )	
	SECCIÓN 2-2	-	-	E	-0.20	-0.20	-0.04600			
				D	-0.20	-0.20	-0.0244			
		-7842.105	-0.0487501	C	-1.03	-1.03	-0.02390			-0.04600 CP
		-769.092	-0.008917	B	-1.00	-1.00	0.00000			-0.02390 LS
		-292.168	-0.0006694	A	-0.29	0.00	0.00000			-0.00890 IO
		0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000			0.00000
		2146.048	0.0006553	B	0.42	0.00	0.00000			0.01000 IO
		5095.035	0.0077180	B	1.00	1.00	0.00000			0.02500 LS
	Longitud Plastica	5440.724	0.0571063	C	1.07	1.07	0.02500			0.05000 CP
	Lp: 0.15-0.20 m	-	-	D	0.20	0.20	0.02525			
			E	0.20	0.20	0.05000				

Nota: Elaboración propia.

Diagrama momento-curvatura/rotación de las vigas en el Eje "B":

**Figura N° 4. 10:**

*Detalle de acero en las vigas del Eje "B".*



*Fuente: Elaboración propia*

**Tabla N° 4. 22:**

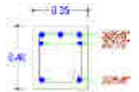
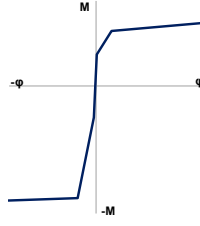
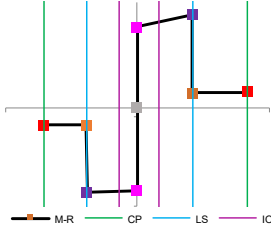
*Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VSB-B1 del eje "B".*

VSB - B1 - i	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M - $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (M N - $\theta$ )
SECCIÓN 2-2			E	-0.20	-0.20	-0.03700			
			D	-0.20	-0.20	-0.02202			
			C	-102	-102	-0.02160	-0.03700 CP		
			B	-100	-100	0.00000	-0.02160 LS		
				-0.22	0.00	0.00000	-0.00680 IO		
			A	0.00	0.00	0.00000	0.00000		
				0.58	0.00	0.00000	0.01000 IO		
			B	100	100	0.00000	0.02500 LS		
			C	116	116	0.02500	0.05000 CP		
			D	0.20	0.20	0.02525			
E	0.20	0.20	0.05000						
Longitud Plastica	5934.325	0.0514187							
Lp: 0.2-0.3 m									
VSB - B1 - j	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M - $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (M N - $\theta$ )
SECCIÓN 3-3			E	-0.20	-0.20	-0.04690			
			D	-0.20	-0.20	-0.02444			
			C	-105	-105	-0.02420	-0.04700 CP		
			B	-100	-100	0.00000	-0.02420 LS		
				-0.38	0.00	0.00000	-0.00920 IO		
			A	0.00	0.00	0.00000	0.00000		
				0.57	0.00	0.00000	0.01000 IO		
			B	100	100	0.00000	0.02500 LS		
			C	111	111	0.02500	0.05000 CP		
			D	0.20	0.20	0.02525			
E	0.20	0.20	0.05000						
Longitud Plastica	5673.049	0.0642492							
Lp: 0.2-0.3 m									

*Nota: Elaboración propia.*

**Tabla N° 4. 23:**

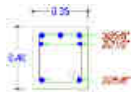
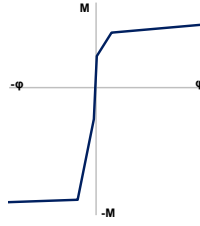
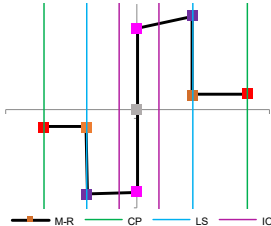
*Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VSB-B2 del eje "B".*

VSB - B2 - ij	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M- $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (MN- $\theta$ )	
SECCIÓN 4-4 	-	-	E	-0.20	-0.20	-0.04270				
	-10720.252	-0.0476072	D	-0.20	-0.20	-0.02343				
	-10455.146	-0.0086432	C	-103	-103	-0.02320	-0.04300 CP			
	-3010.540	-0.0006720	B	-100	-100	0.00000	-0.02320 LS			
	0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000	-0.00820 IO			
	2924.304	0.0006528		0.57	0.00	0.00000	0.01000 IO			
	5123.147	0.0075552	B	100	100	0.00000	0.02500 LS			
	5905.300	0.0537516	C	116	116	0.02500	0.05000 CP			
	Lp: 0.2-0.3 m	-	-	D	0.20	0.20	0.02525			
				E	0.20	0.20	0.05000			

*Nota:* Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 24:**

*Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VSB-B3 del eje "B".*

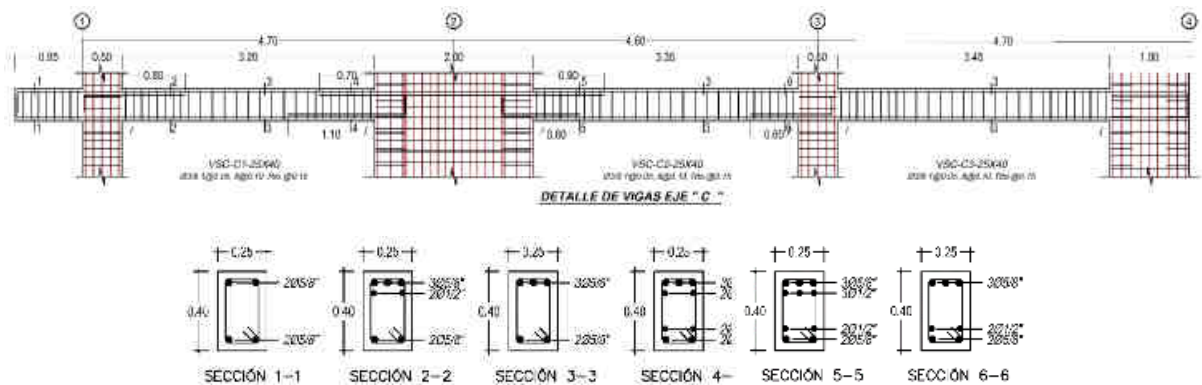
VSB - B3 - ij	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M- $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (MN- $\theta$ )	
SECCIÓN 4-4 	-	-	E	-0.20	-0.20	-0.04270				
	-10720.252	-0.0476072	D	-0.20	-0.20	-0.02343				
	-10455.146	-0.0086432	C	-103	-103	-0.02320	-0.04300 CP			
	-3010.540	-0.0006720	B	-100	-100	0.00000	-0.02320 LS			
	0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000	-0.00820 IO			
	2924.304	0.0006528		0.57	0.00	0.00000	0.01000 IO			
	5123.147	0.0075552	B	100	100	0.00000	0.02500 LS			
	5905.300	0.0537516	C	116	116	0.02500	0.05000 CP			
	Lp: 0.2-0.3 m	-	-	D	0.20	0.20	0.02525			
				E	0.20	0.20	0.05000			

*Nota:* Elaboración propia.

Diagrama momento-curvatura/rotación de las vigas en el Eje "C":

**Figura N° 4. 11:**

*Detalle de acero en las vigas del Eje "C".*



Fuente: Elaboración propia

**Tabla N° 4. 25:**

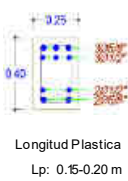
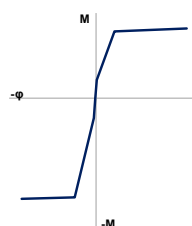
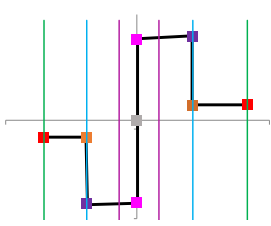
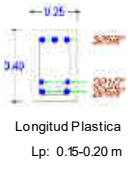
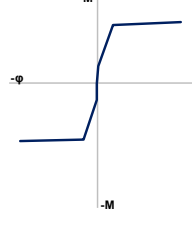
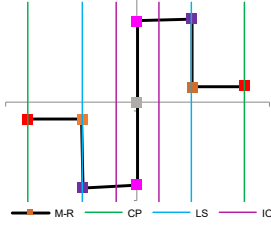
*Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VSC-C1 del eje "C".*

VSC - C1 - i	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M / My	M / My (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M - $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (MN - $\theta$ )
SECCIÓN 2-2 	-	-	E	-0.20	-0.20	-0.03980			
	-10414.642	-0.0386903	D	-0.20	-0.20	-0.02262			
	-10199.580	-0.0092377	C	-102	-102	-0.02240	-0.04000 CP		
	-2237.578	-0.0006756	B	-100	-100	0.00000	-0.02240 LS		
	0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000	-0.00740 IO		
	2150.653	0.0006494		0.42	0.00	0.00000	0.01000 IO		
	5093.168	0.0077475	B	100	100	0.00000	0.02500 LS		
	5558.294	0.0485369	C	109	109	0.02500	0.05000 CP		
	-	-	D	0.20	0.20	0.02525			
	-	-	E	0.20	0.20	0.05000			
Longitud Plastica Lp: 0.15-0.20 m									
VSC - C1 - j	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M / My	M / My (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M - $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (MN - $\theta$ )
SECCIÓN 4-4 	-	-	E	-0.20	-0.20	-0.04550			
	-10339.602	-0.0372594	D	-0.20	-0.20	-0.02414			
	-10133.341	-0.0091665	C	-102	-102	-0.02390	-0.04600 CP		
	-2250.454	-0.0006685	B	-100	-100	0.00000	-0.02390 LS		
	0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000	-0.00890 IO		
	2208.857	0.0006461		0.28	0.00	0.00000	0.01000 IO		
	7890.676	0.0086218	B	100	100	0.00000	0.02500 LS		
	8158.185	0.0424227	C	103	103	0.02500	0.05000 CP		
	-	-	D	0.20	0.20	0.02525			
	-	-	E	0.20	0.20	0.05000			
Longitud Plastica Lp: 0.15-0.20 m									

Nota: Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 26:**

*Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la viga VSC-C2 del eje "C".*

VSC - C2 - i	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M - $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (MN - $\theta$ )	
SECCIÓN 5-5 	-	-	E	-0.20	-0.20	-0.04270				
			D	-0.20	-0.20	-0.02343				
	-1178.464	-0.0343044	C	-102	-102	-0.02320	-0.04300 CP			
	-11499.941	-0.0095025	B	-100	-100	0.00000	-0.02320 LS			
	-2288.424	-0.0006724		-0.20	0.00	0.00000	-0.00820 IO			
	0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000	0.00000			
	2220.079	0.0006524		0.28	0.00	0.00000	0.01000 IO			
	7874.785	0.0085896	B	100	100	0.00000	0.02500 LS			
	Longitud Plastica	8157.975	0.0424559	C	104	104	0.02500			0.05000 CP
	Lp: 0.15-0.20 m	-	-	D	0.20	0.20	0.02525			
			E	0.20	0.20	0.05000				
VSC - C2 - j	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M - $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (MN - $\theta$ )	
SECCIÓN 6-6 	-	-	E	-0.20	-0.20	-0.05000				
			D	-0.20	-0.20	-0.02525				
	-7860.362	-0.0438845	C	-104	-104	-0.02500	-0.05000 CP			
	-7574.292	-0.0081729	B	-100	-100	0.00000	-0.02500 LS			
	-2204.118	-0.0006623		-0.29	0.00	0.00000	-0.01000 IO			
	0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000	0.00000			
	2203.560	0.0006622		0.28	0.00	0.00000	0.00970 IO			
	7940.764	0.0086169	B	100	100	0.00000	0.02470 LS			
	Longitud Plastica	8162.472	0.0474473	C	103	103	0.02470			0.04900 CP
	Lp: 0.15-0.20 m	-	-	D	0.20	0.20	0.02495			
			E	0.20	0.20	0.04870				

Nota: Elaboración propia.

#### 4.2.1.2. Columnas

Para la elaboración de los diagramas de momento-curvatura y momento-rotación de las columnas, se tiene como principio real que las columnas trabajan a flexo-compresión (P-M2-M3), donde se combinan momentos positivos y negativos en dos direcciones y cargas axial a compresión, ocasionados por las cargas de servicio inducidos a los elementos estructurales verticales.

Las rotulas plásticas se ubicarán en término medio de la longitud determinada de la zona plástica, a los extremos del elemento estructural donde allí trabajan a fuerza axial y momento acoplados (P-M2-M3).


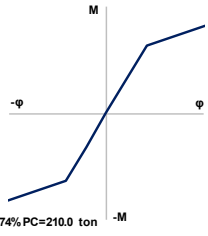
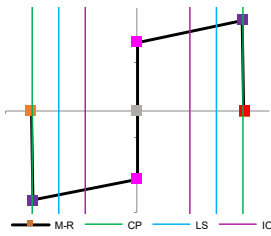

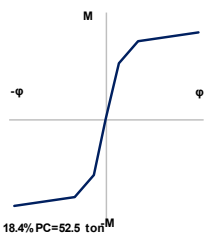
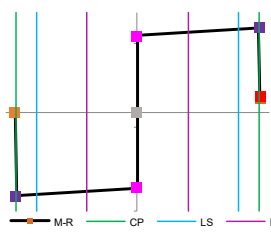


Los parámetros no lineales de las columnas (C-1, C-2, C-3, y C-4), establecidas por ASCE 41-13, no acepta zonas de degradación, por ende, la zona “E” tendría un valor significativo a cero.

Diagrama momento-curvatura/rotación de la columna “C-1”:

**Tabla N° 4. 27:**

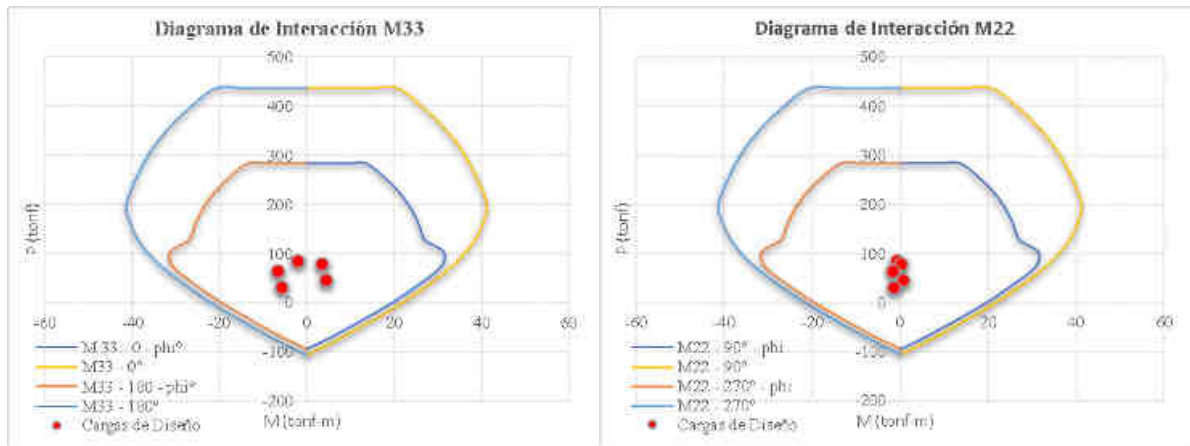
*Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la columna C-1.*

C-1 - ij	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M / M y	M / M y (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M - $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (M N - $\theta$ )
 <p>ACERO) OYER) OYAW) (MEX) DE RESER) OYOC) OY) 1602587 (52.00 mm<sup>2</sup>) Longitud Plastica Lp: 7%-77%</p>	-	-	E	0.00	0.00	-0.00408		 <p>74% PC=210.0 ton</p>	 <p>M-R CP LS IO</p>
	-50301900	-0.0130000	D	0.00	0.00	-0.00404			
	-38147.220	-0.0050000	C	-132	-132	-0.00400	-0.00400 CP		
	-19073.610	-0.0025000	B	-100	-100	0.00000	-0.00300 LS		
	0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000	-0.00200 IO		
	19073.610	0.0025000		0.50	0.00	0.00000	0.00200 IO		
	38147.220	0.0050000	B	100	100	0.00000	0.00300 LS		
	50301900	0.0130000	C	132	132	0.00400	0.00400 CP		
	-	-	D	0.00	0.00	0.00404			
	-	-	E	0.00	0.00	0.00408			
 <p>ACERO) OYER) OYAW) (MEX) DE RESER) OYOC) OY) 1602587 (52.00 mm<sup>2</sup>) Longitud Plastica Lp: 7%-77%</p>	-	-	E	0.00	0.00	-0.01224		 <p>18.4% PC=52.5 ton</p>	 <p>M-R CP LS IO</p>
	-	-	D	0.00	0.00	-0.01212			
	-40323.740	-0.0380000	C	-111	-111	-0.01200	-0.01200 CP		
	-36438.880	-0.0130000	B	-100	-100	0.00000	-0.01000 LS		
	-25990.770	-0.0050000		-0.71	0.00	0.00000	-0.00500 IO		
	0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000	0.00000		
	25990.770	0.0050000		0.71	0.00	0.00000	0.00500 IO		
	36438.880	0.0130000	B	100	100	0.00000	0.01000 LS		
	40323.740	0.0380000	C	111	111	0.01200	0.01200 CP		
	-	-	D	0.20	0.20	0.01212			
-	-	E	0.20	0.20	0.01224				

Nota: Elaboración propia.

**Figura N° 4. 12:**

*Datos del diagrama de interacción de la columna C-1.*



Fuente: Elaboración propia

Diagrama momento-curvatura/rotación de la columna “C-2”:

**Tabla N° 4. 28:**

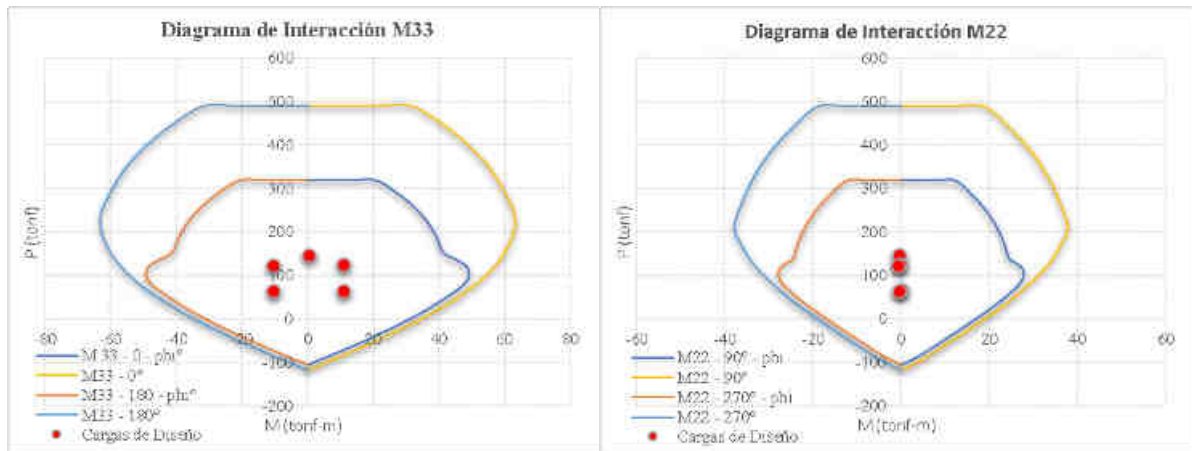
*Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la columna C-2.*

C-2 - ij	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M - $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (MN - $\theta$ )
<p>Altera L0.00140M1 W0.00140C0.00040M1</p> <p>12B20S4*</p> <p>(36.00 cov.2)</p> <p>Longitud Plastica</p> <p>Lp: 7%-77%</p>	-	-	<b>E</b>	0.00	0.00	-0.00408		<p>74% PC=235.2 ton</p>	<p>M-R CP LS IO</p>
	-	-	<b>D</b>	0.00	0.00	-0.00404			
	-76307.890	-0.00900000	<b>C</b>	-132	-132	-0.00400	-0.00400 CP		
	-57770.020	-0.00400000	<b>B</b>	-100	-100	0.00000	-0.00300 LS		
	-28885.010	-0.00200000	<b>A</b>	-0.50	0.00	0.00000	-0.00200 IO		
	0.000	0.00000000	<b>A</b>	0.00	0.00	0.00000	0.00000		
	28885.010	0.00200000	<b>B</b>	0.50	0.00	0.00000	0.00200 IO		
	57770.020	0.00400000	<b>B</b>	100	100	0.00000	0.00300 LS		
	76307.890	0.00900000	<b>C</b>	132	132	0.00400	0.00400 CP		
	-	-	<b>D</b>	0.00	0.00	0.00404			
-	-	<b>E</b>	0.00	0.00	0.00408				
<p>Altera L0.00140M1 W0.00140C0.00040M1</p> <p>12B20S4*</p> <p>(36.00 cov.2)</p> <p>Longitud Plastica</p> <p>Lp: 7%-77%</p>	-	-	<b>E</b>	0.00	0.00	-0.01224		<p>18.4% PC=58.8 ton</p>	<p>M-R CP LS IO</p>
	-	-	<b>D</b>	0.00	0.00	-0.01212			
	-62470.670	-0.02500000	<b>C</b>	-12	-12	-0.01200	-0.01200 CP		
	-55819.290	-0.00900000	<b>B</b>	-100	-100	0.00000	-0.01000 LS		
	-39317.040	-0.00400000	<b>A</b>	-0.70	0.00	0.00000	-0.00500 IO		
	0.000	0.00000000	<b>A</b>	0.00	0.00	0.00000	0.00000		
	39317.040	0.00400000	<b>B</b>	0.70	0.00	0.00000	0.00500 IO		
	55819.290	0.00900000	<b>B</b>	100	100	0.00000	0.01000 LS		
	62470.670	0.02500000	<b>C</b>	12	12	0.01200	0.01200 CP		
	-	-	<b>D</b>	0.20	0.20	0.01212			
-	-	<b>E</b>	0.20	0.20	0.01224				

Nota: Elaboración propia.

**Figura N° 4. 13:**

*Datos del diagrama de interacción de la columna C-2.*

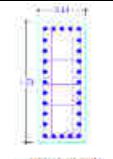
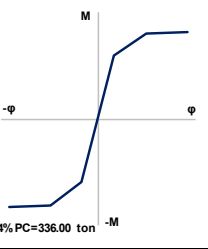
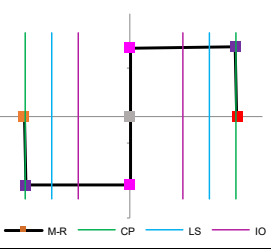
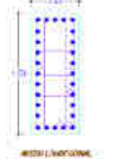
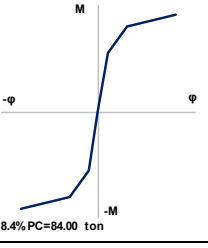
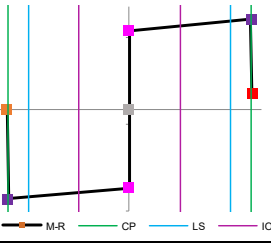


Fuente: Elaboración propia

Diagrama momento-curvatura/rotación de la columna “C-3”:

**Tabla N° 4. 29:**

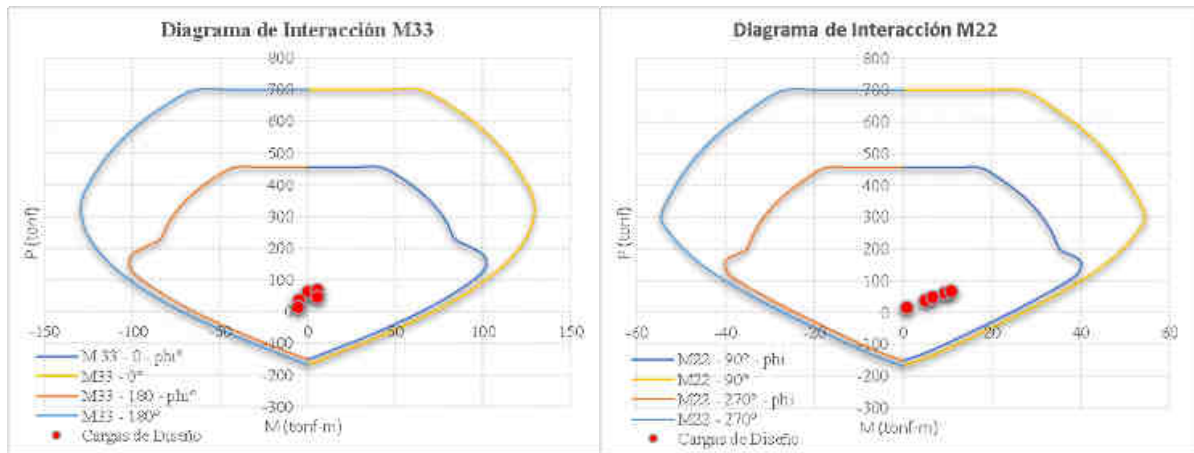
*Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la columna C-3.*

C-3 - ij	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M/M <sub>y</sub>	M/M <sub>y</sub> (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M- $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (MN- $\theta$ )
 Longitud Plastica Lp: 7%-77%	-	-	E	0.00	0.00	-0.00408		 74% PC=336.00 ton	 M-R CP LS IO
	-	-	D	0.00	0.00	-0.00404			
	-163351280	-0.0110000	C	-102	-102	-0.00400	-0.00400 CP		
	-160630.750	-0.0060000	B	-100	-100	0.00000	-0.00300 LS		
	-118122.500	-0.0020000		-0.74	0.00	0.00000	-0.00200 IO		
	0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000	0.00000		
	118122.500	0.0020000		0.74	0.00	0.00000	0.00200 IO		
	160630.750	0.0060000	B	100	100	0.00000	0.00300 LS		
	163351280	0.0110000	C	102	102	0.00400	0.00400 CP		
	-	-	D	0.00	0.00	0.00404			
	-	-	E	0.00	0.00	0.00408			
 Longitud Plastica Lp: 7%-77%	-	-	E	0.00	0.00	-0.01224		 18.4% PC=84.00 ton	 M-R CP LS IO
	-	-	D	0.00	0.00	-0.01212			
	-136016.710	-0.0160000	C	-13	-13	-0.01200	-0.01200 CP		
	-19987.380	-0.0060000	B	-100	-100	0.00000	-0.01000 LS		
	-82485.040	-0.0020000		-0.69	0.00	0.00000	-0.00500 IO		
	0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000	0.00000		
	82485.040	0.0020000		0.69	0.00	0.00000	0.00500 IO		
	19987.380	0.0060000	B	100	100	0.00000	0.01000 LS		
	136016.710	0.0160000	C	13	13	0.01200	0.01200 CP		
	-	-	D	0.20	0.20	0.01212			
	-	-	E	0.20	0.20	0.01224			

Nota: Elaboración propia.

**Figura N° 4. 14:**

*Datos del diagrama de interacción de la columna C-3.*



Fuente: Elaboración propia

Diagrama momento-curvatura/rotación de la columna “C-4”:

**Tabla N° 4. 30:**

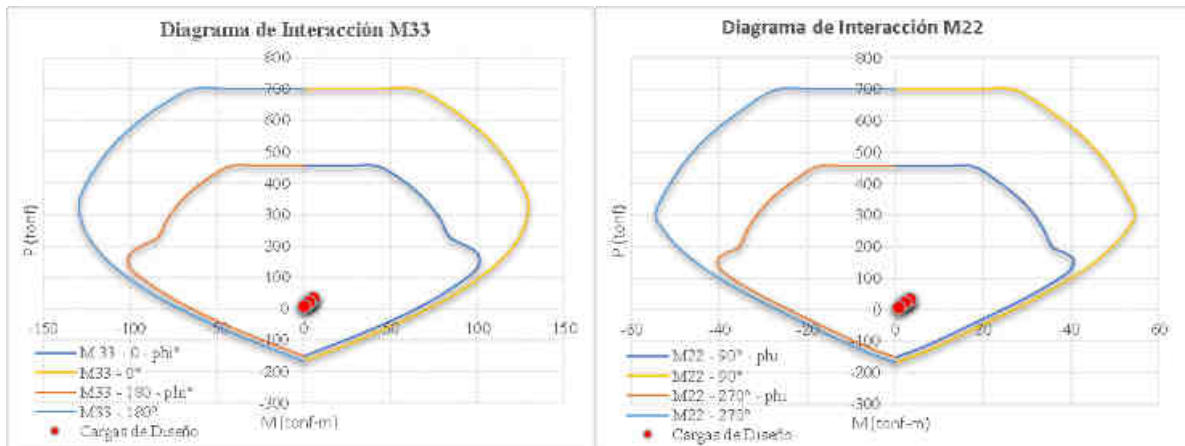
*Datos del diagrama momento curvatura/rotación en las posibles formaciones de las rotulas plásticas en la columna C-4.*

C-4 - ij	Momento "M" (kg.m)	Curvatura $\phi$ (1/m)	Punto	M / My	M / My (ASCE)	Rotacion $\theta$	Rotacion Plastica/SF	Diagrama Momento-Curvatura (M - $\phi$ )	Diagrama Momento Normalizado-Rotacion (M N - $\theta$ )
<p>ÁREA DE A TIRAR (10.0402) 25000* (44.00 cm<sup>2</sup>) Longitud Plastica Lp: 7%-77%</p>	-	-	E	0.00	0.00	-0.00408		<p>74% PC=336.00 ton</p>	<p>M-R CP LS IO</p>
	-	-	D	0.00	0.00	-0.00404			
	-148076.570	-0.0110000	C	-101	-101	-0.00400	-0.00400 CP		
	-146892.580	-0.0060000	B	-100	-100	0.00000	-0.00300 LS		
	-12945.840	-0.0020000	A	-0.77	0.00	0.00000	-0.00200 IO		
	0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000	0.00000		
	12945.840	0.0020000	A	0.77	0.00	0.00000	0.00200 IO		
	146892.580	0.0060000	B	100	100	0.00000	0.00300 LS		
	148076.570	0.0110000	C	101	101	0.00400	0.00400 CP		
			D	0.00	0.00	0.00404			
		E	0.00	0.00	0.00408				
<p>ÁREA DE A TIRAR (10.0402) 25000* (44.00 cm<sup>2</sup>) Longitud Plastica Lp: 7%-77%</p>	-	-	E	0.00	0.00	-0.01224		<p>18.4% PC=84.00 ton</p>	<p>M-R CP LS IO</p>
	-	-	D	0.00	0.00	-0.01212			
	-16470.930	-0.0160000	C	-12	-12	-0.01200	-0.01200 CP		
	-103777.080	-0.0060000	B	-100	-100	0.00000	-0.01000 LS		
	-75370.790	-0.0020000	A	-0.73	0.00	0.00000	-0.00500 IO		
	0.000	0.0000000	A	0.00	0.00	0.00000	0.00000		
	75370.790	0.0020000	A	0.73	0.00	0.00000	0.00500 IO		
	103777.080	0.0060000	B	100	100	0.00000	0.01000 LS		
	16470.930	0.0160000	C	12	12	0.01200	0.01200 CP		
			D	0.20	0.20	0.01212			
		E	0.20	0.20	0.01224				

Nota: Elaboración propia.

**Figura N° 4. 15:**

*Datos del diagrama de interacción de la columna C-4.*



*Fuente:* Elaboración propia

#### 4.2.2. Patrón de cargas horizontales aplicados

Los patrones de carga horizontales a considerar de acuerdo a la investigación es la envolvente de los 4 tipos de patrones de cargas para ambas direcciones de análisis.

**Tabla N° 4. 31:**

*Distribución de fuerzas laterales "AI".*

Piso	Peos W (ton)	Z	Rt - X	Rt - Y	Ai (ton)	Co	Ci - X	Ci - Y	Vi - X	Vi - Y	F Y	F X
Piso 4	140.5954	0.45	0.7526	0.7867	1.00	50.60	17.14	17.91	2409.18	2518.35	1	1
Piso 3	183.3112	0.45	0.7526	0.7867	1.00	95.31	32.28	33.74	5916.55	6184.64	2	2
Piso 2	183.3112	0.45	0.7526	0.7867	1.00	126.26	42.76	44.70	7837.99	8193.14	3	3
Piso 1	207.4097	0.45	0.7526	0.7867	1.00	143.54	48.61	50.81	10082.46	10539.31	4	4

*Nota:* Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 32:***Distribución triangular de fuerza lateral.*

Piso	hi (m)	H (m)	CB (ton)	Fi (ton)	Fi Normalizado (ton)
Piso 4	2.8	11.9	143.5423	610.05	4
Piso 3	2.8	9.1		466.51	3
Piso 2	2.8	6.3		322.97	2
Piso 1	3.5	3.5		143.54	1

*Nota:* Elaboración propia.**Tabla N° 4. 33:***Distribución uniforme de fuerza lateral.*

PISO	CB (ton)	n	Fi (ton)
Piso 4	143.5423	100	1.4
Piso 3			
Piso 2			
Piso 1			

*Nota:* Elaboración propia.**Tabla N° 4. 34:***Distribución de pseudo-lateral de fuerzas.*

Piso	Peso W (ton)	hi (m)	W*h	F	Fi	Fi Normalizado (ton)
Piso 4	140.5954	11.9	1673.0852	0.3204	46	2.3
Piso 3	183.3112	9.1	1668.1319	0.3194	46	2.3
Piso 2	183.3112	6.3	1154.8605	0.2212	32	1.6
Piso 1	207.4097	3.5	725.9338	0.1390	20	1.0
	$\Sigma$ 714.6275		$\Sigma$ 5222.0114			

*Nota:* Elaboración propia.

#### 4.2.3. Curva de capacidad de la estructura

La curva de capacidad obtenida de la estructura muestra la cortante en la base un valor que duplica la cortante de diseño con un desplazamiento en el punto de control holgado, superando el Drift permitido, ver la Figura N° 4.35:

**Tabla N° 4. 35:**

*Valores de esfuerzo-deformación y drift el comportamiento estructural en la dirección X-X.*

Curva de capacidad X-X				
Step	Monitored Displ (m)	Base Force (ton)	Drift Max	K (ton/m)
0	0.00000	0.0000	0.0000	0.00
1	0.03888	123.6801	0.0033	3181.15
2	0.07284	201.9105	0.0061	2772.16
3	0.12542	268.7825	0.0105	2143.09
4	0.17763	311.4645	0.0149	1753.47
5	0.22761	344.9821	0.0191	1515.68
6	0.28397	373.8788	0.0239	1316.64
7	0.33547	396.4871	0.0282	1181.87
8	0.34270	399.4141	0.0288	1165.49

*Nota:* Etabs v.18.

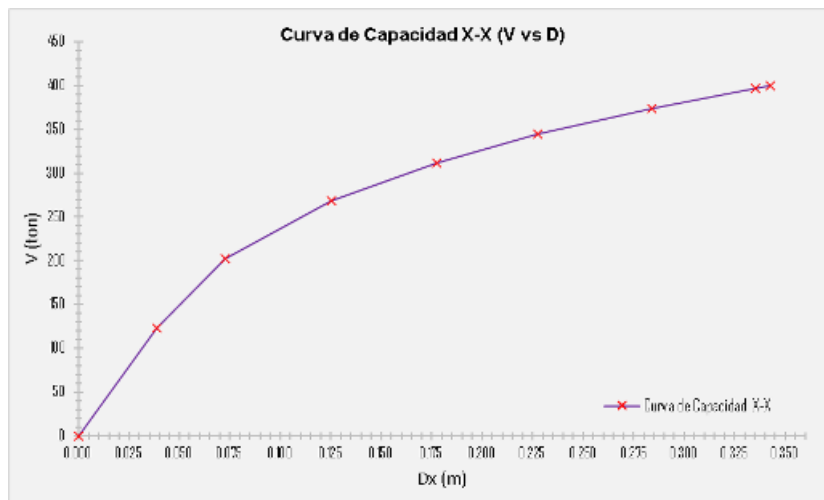
En la tabla N° 4. 35 y Tabla N° 4.36; se puede observar que en los steps (pasos) 2 y 3 pasa el Drift Max permitido por la norma E 030 de sismo-resistencia (0.007), el parámetro de análisis por el método de desempeño sísmico no establece que el punto de desempeño se encuentra dentro del Drift Max permitido, para el análisis se considera el coeficiente de reducción  $R=1$ , además el ATC-40, no establece un máximo o mínimo parámetro de límite de Drift, pero si parámetros de daños especificado en la Tabla N° 2.2.

En las Figuras N° 4.16 y 4.17, muestran a la curva de capacidad en la dirección X-X y las Figuras N° 4.18 y 4.19, muestran a la curva de capacidad en la dirección Y-Y, las gráficas

contienen puntos cruz que simbolizan los steps (pasos) que representan la formación de rotulas plásticas en los elementos estructurales. la poca formación de steps muestra una rigidez mayor de la estructura, también el trazo horizontal o abrupta caída de la curva de capacidad simboliza la falla estructural de uno de los elementos estructurales.

**Figura N° 4. 16:**

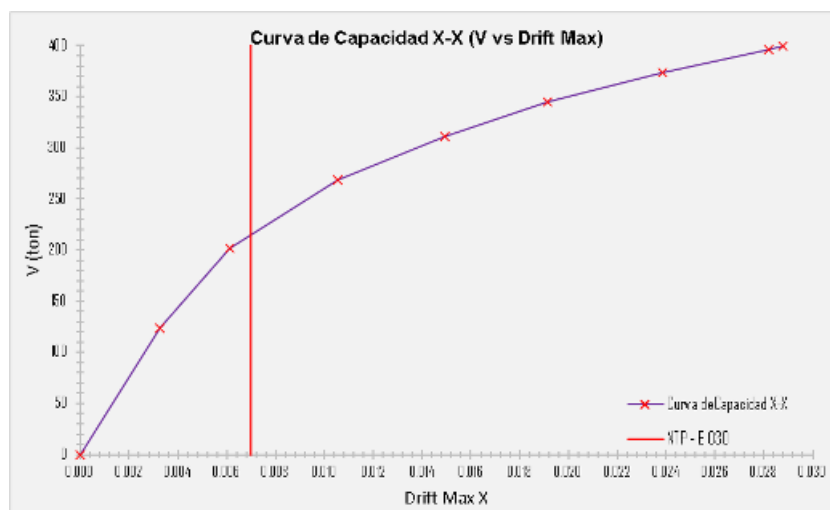
*Curva de Esfuerzo - Deformación o Curva de Capacidad (V-Dx) X-X.*



*Fuente:* Elaboración propia

**Figura N° 4. 17:**

*Curva de Esfuerzo - Drift Max o Curva de Capacidad (V-Drift) X-X.*





Fuente: Elaboración propia

**Tabla N° 4. 36:**

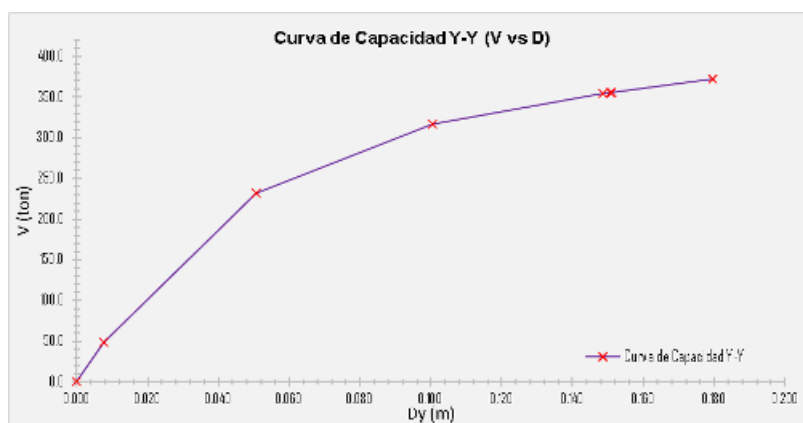
Valores de esfuerzo-deformación y drift el comportamiento estructural en la dirección Y-Y.

Curva de Capacidad Y-Y				
Step	Monitored Displ (m)	Base Force (tonf)	Drift Max	K (ton/m)
0	0.00000	0.0000	0.0000	1.00
1	0.00756	48.2122	0.0006	6377.28
2	0.05072	232.1254	0.0043	4576.33
3	0.10039	316.7051	0.0084	3154.72
4	0.14851	354.3943	0.0125	2386.27
5	0.15080	355.9548	0.0127	2360.41
6	0.15087	355.9664	0.0127	2359.38
7	0.150945	356.0214	0.0127	2358.62
8	0.151016	356.0368	0.0127	2357.61
9	0.179662	372.2431	0.0151	2071.91
10	0.179659	372.2282	0.0151	2071.86

Nota: Etabs v.18.

**Figura N° 4. 18:**

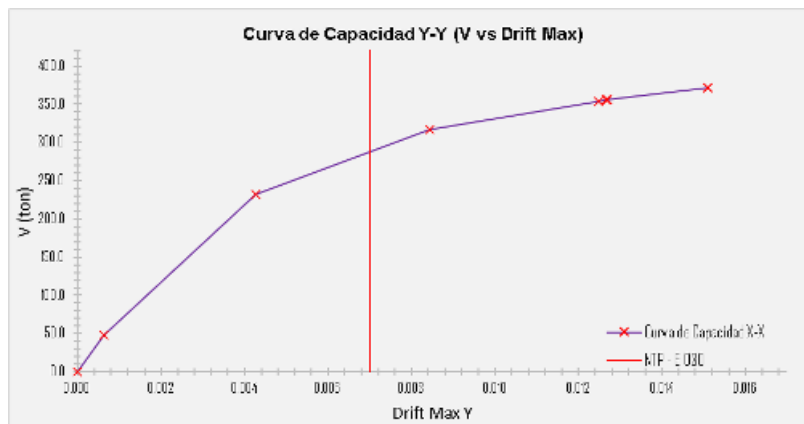
Curva de Esfuerzo - Deformación o Curva de Capacidad (V-Dx) X-X.



Fuente: Elaboración propia

**Figura N° 4. 19:**

*Curva de Esfuerzo - Drift Max o Curva de Capacidad (V-Drift) X-X.*



*Fuente:* Elaboración propia

### 4.3. ESPECTRO DE CAPACIDAD Y DEMANDA

#### 4.3.1. Conversión ADRS de la curva de capacidad

Mediante el formato ADRS, convertiremos a la curva de capacidad a espectro de capacidad, tomando como principio que la estructura en su conjunto tiene un comportamiento equivalente a un grado de libertad. La evaluación se da a una estructura nueva en construcción no se considerará daño inicial, pero si una rigidez efectiva en los elementos estructurales.

El factor de conversión se obtiene del factor de participación modal y modos de vibración, en la tabla N° 4.37; se muestra el factor de participación modal PFr y coeficiente de masa efectiva  $\alpha_1$ .

**Tabla N° 4. 37:**

*Factores de conversión formato ADRS para la curva de capacidad.*

Factor de conversión	
X-X	Y-Y

PFr=	1.4107	0.9327
$\alpha_1$ =	0.7526	0.7867

Nota: Etabs v.18.

#### 4.3.2. Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad

En las tablas N° 4.38 y 4.39: se muestra la curva de capacidad de la estructura en formato ADRS para la dirección X-X y Y-Y, basado en aceleración vs desplazamiento (Sa vs Sd) y aceleración vs tiempo (Sa vs T).

**Tabla N° 4. 38:**

*Curva de capacidad X-X transformado al formato ADRS.*

Capacidad Estructural			Conversión ADRS		
Step	Monitored Displ (m)	Base Force (ton)	Sd (m)	Sa (g)	T (seg)
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000
1	0.0389	123.6801	0.0276	0.2300	0.694
2	0.0728	201.9105	0.0516	0.3754	0.744
3	0.1254	268.7825	0.0889	0.4998	0.846
4	0.1776	311.4645	0.1259	0.5791	0.935
5	0.2276	344.9821	0.1614	0.6415	1.006
6	0.2840	373.8788	0.2013	0.6952	1.079
7	0.3355	396.4871	0.2378	0.7372	1.139
8	0.3427	399.4141	0.2429	0.7427	1.147

Nota: Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 39:**

*Curva de capacidad Y-Y transformado al formato ADRS.*

Capacidad Estructural			Conversión ADRS		
Step	Monitored Displ (m)	Base Force (tonf)	Sd (m)	Sa (g)	T (seg)
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.000
1	0.0076	48.2122	0.0081	0.0858	0.617

2	0.0507	232.1254	0.0544	0.4129	0.728
3	0.1004	316.7051	0.1076	0.5634	0.877
4	0.1485	354.3943	0.1592	0.6304	1.008
5	0.1508	355.9548	0.1617	0.6332	1.014
6	0.1509	355.9664	0.1618	0.6332	1.014
7	0.1509	356.0214	0.1618	0.6333	1.014
8	0.1510	356.0368	0.1619	0.6333	1.014
9	0.1797	372.2431	0.1926	0.6621	1.082
10	0.1797	372.2282	0.1926	0.6621	1.082

*Nota:* Elaboración propia.

#### **4.3.3. Espectro de demanda**

El espectro de respuesta sísmica se obtiene bajo los parámetros que la NTP E-030 de Sismo resistencia del reglamento nacional de edificaciones (RNE), en la investigación se usa directamente el espectro elástico de tres niveles sísmicos llamados (servicio, diseño y máximo), es decir se usara el espectro elástico sin considerar el valor del factor R (factor de reducción sísmica) o siendo esta un valor significativo  $R=1$ , pero si los niveles sísmicos se impondrá así como lo muestra en el ítem 2.2.3.3.1, con ello en un equilibrio final de respuesta se podría determinar el verdadero valor del factor de reducción o factor de ductilidad netamente para la estructura en evaluación.

##### **4.3.3.1. Efecto cinemático en el espectro de demanda**

El área de la zona del proyecto pertenece a una zona sísmica Z4 o zona sísmica alta, la estructura estará sujeta a movimientos sísmicos impuesta en la base de la estructura que cuenta con un periodo modal mayor a 5 seg, si bien es cierto el efecto no es muy relevante porque en la tabla N° 4.40; muestra un cálculo de  $RRS_{base}=0.9971$ , esto es porque la estructura no tiene sótanos empotrados, pero que se considerara en esta investigación.

**Tabla N° 4. 40:***Cálculo del formato RRSbase.*

Formato RRSbase		
A=	14.00	m.
B=	12.50	m.
b <sub>e</sub> =	13.2288	
T=	0.60	Seg.
RRS <sub>base</sub> =	0.9971	
RRS <sub>e</sub> =	1	Nota: la profundidad de cimentación es menor de 3 metros.

*Nota:* Elaboración propia.**4.3.3.2. Espectro de demanda para tres niveles de sismicidad dirección X-X**

El espectro de respuesta estandarizada de acuerdo a la norma E-030, que se expresa en Tiempo vs Aceleración (T vs Sa), por consiguiente, es imperativo el uso de la conversión ADRS, para determinar un espectro de demanda expresado en Aceleración vs Desplazamiento (Sa vs Sd), como lo especifica en el Ítem 2.2.7.1.2.

**Tabla N° 4. 41:**

*Valores del espectro de demanda para el nivel sísmico de servicio parametrizada con la norma E-030 dirección X-X.*

Norma E 030 – Sismo de servicio X-X								
Espectro de respuesta elástico			Efecto cinemático		Conversión ADRS	Cortante y desplazamiento		
T (seg)	C	Sa(g)	RRSbase	Sa base (g)	Sdr (m)	V (Ton)	Amplitud (m)	Drift
0.00	2.5000	0.5906	0.9892	0.5842	0.0000	317.6411	0.00000	0.0000
0.01	2.5000	0.5906	0.9892	0.5842	0.0000	317.6411	0.00002	0.0000
0.10	2.5000	0.5906	0.9892	0.5842	0.0015	317.6411	0.00207	0.0002
0.20	2.5000	0.5906	0.9892	0.5842	0.0059	317.6411	0.00828	0.0007

0.30	2.5000	0.5906	0.9933	0.5867	0.0132	317.6411	0.01863	0.0016
0.40	2.5000	0.5906	0.9953	0.5878	0.0235	317.6411	0.03313	0.0028
0.50	2.5000	0.5906	0.9964	0.5885	0.0367	317.6411	0.05176	0.0043
0.60	2.5000	0.5906	0.9971	0.5889	0.0528	317.6411	0.07453	0.0063
0.70	2.1429	0.5063	0.9976	0.5050	0.0616	272.2638	0.08695	0.0073
0.80	1.8750	0.4430	0.9979	0.4421	0.0704	238.2308	0.09938	0.0084
0.90	1.6667	0.3938	0.9982	0.3930	0.0793	211.7607	0.11180	0.0094
1.00	1.5000	0.3544	0.9984	0.3538	0.0881	190.5846	0.12422	0.0104
1.10	1.3636	0.3222	0.9986	0.3217	0.0969	173.2588	0.13664	0.0115
1.20	1.2500	0.2953	0.9987	0.2949	0.1057	158.8205	0.14906	0.0125
1.30	1.1538	0.2726	0.9989	0.2723	0.1145	146.6036	0.16149	0.0136
1.40	1.0714	0.2531	0.9989	0.2529	0.1233	136.1319	0.17391	0.0146
1.50	1.0000	0.2363	0.9990	0.2360	0.1321	127.0564	0.18633	0.0157
1.60	0.9375	0.2215	0.9991	0.2213	0.1409	119.1154	0.19875	0.0167
1.70	0.8824	0.2085	0.9992	0.2083	0.1497	112.1086	0.21117	0.0177
1.80	0.8333	0.1969	0.9992	0.1967	0.1585	105.8804	0.22360	0.0188
1.90	0.7895	0.1865	0.9993	0.1864	0.1673	100.3077	0.23602	0.0198
2.00	0.7500	0.1772	0.9993	0.1771	0.1761	95.2923	0.24844	0.0209

Nota: Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 42:**

*Valores del espectro de demanda para el nivel sísmico de diseño parametrizada con la norma E-030 dirección X-X.*

Norma E 030 – Sismo de Diseño X-X								
Espectro de respuesta elástico			Efecto cinemático		Conversión ADRS	Cortante y desplazamiento		
T (seg)	C	Sa (g)	RRSbase	Sa base (g)	Sdr (m)	V (Ton)	Amplitud (m)	Drift
0.00	2.5000	1.1813	0.9892	1.1684	0.0000	635.2822	0.00000	0.0000
0.01	2.5000	1.1813	0.9892	1.1684	0.0000	635.2822	0.00004	0.0000
0.10	2.5000	1.1813	0.9892	1.1684	0.0029	635.2822	0.00414	0.0003
0.20	2.5000	1.1813	0.9892	1.1684	0.0117	635.2822	0.01656	0.0014
0.30	2.5000	1.1813	0.9933	1.1734	0.0264	635.2822	0.03727	0.0031
0.40	2.5000	1.1813	0.9953	1.1757	0.0470	635.2822	0.06625	0.0056

0.50	2.5000	1.1813	0.9964	1.1770	0.0734	635.2822	0.10352	0.0087
0.60	2.5000	1.1813	0.9971	1.1778	0.1057	635.2822	0.14906	0.0125
0.70	2.1429	1.0125	0.9976	1.0101	0.1233	544.5276	0.17391	0.0146
0.80	1.8750	0.8859	0.9979	0.8841	0.1409	476.4616	0.19875	0.0167
0.90	1.6667	0.7875	0.9982	0.7861	0.1585	423.5214	0.22360	0.0188
1.00	1.5000	0.7088	0.9984	0.7076	0.1761	381.1693	0.24844	0.0209
1.10	1.3636	0.6443	0.9986	0.6434	0.1937	346.5175	0.27328	0.0230
1.20	1.2500	0.5906	0.9987	0.5899	0.2113	317.6411	0.29813	0.0251
1.30	1.1538	0.5452	0.9989	0.5446	0.2290	293.2071	0.32297	0.0271
1.40	1.0714	0.5063	0.9989	0.5057	0.2466	272.2638	0.34782	0.0292
1.50	1.0000	0.4725	0.9990	0.4720	0.2642	254.1129	0.37266	0.0313
1.60	0.9375	0.4430	0.9991	0.4426	0.2818	238.2308	0.39750	0.0334
1.70	0.8824	0.4169	0.9992	0.4166	0.2994	224.2172	0.42235	0.0355
1.80	0.8333	0.3938	0.9992	0.3934	0.3170	211.7607	0.44719	0.0376
1.90	0.7895	0.3730	0.9993	0.3728	0.3346	200.6154	0.47204	0.0397
2.00	0.7500	0.3544	0.9993	0.3541	0.3522	190.5846	0.49688	0.0418

*Nota:* Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 43:**

*Valores del espectro de demanda para el nivel sísmico máximo parametrizada con la norma E-030 dirección X-X.*

Norma E 030 – Sismo Máximo X-X								
Espectro de respuesta elástico			Efecto cinemático		Conversión ADRS	Cortante y desplazamiento		
T (seg)	C	Sa(g)	RRSbase	T (seg)	C	Sa(g)	RRSbase	T (seg)
0.00	2.5000	1.7719	0.9892	1.7527	0.0000	952.9232	0.00000	0.0000
0.01	2.5000	1.7719	0.9892	1.7527	0.0000	952.9232	0.00006	0.0000
0.10	2.5000	1.7719	0.9892	1.7527	0.0044	952.9232	0.00621	0.0005
0.20	2.5000	1.7719	0.9892	1.7527	0.0176	952.9232	0.02484	0.0021
0.30	2.5000	1.7719	0.9933	1.7601	0.0396	952.9232	0.05590	0.0047
0.40	2.5000	1.7719	0.9953	1.7635	0.0704	952.9232	0.09938	0.0084
0.50	2.5000	1.7719	0.9964	1.7655	0.1101	952.9232	0.15528	0.0130

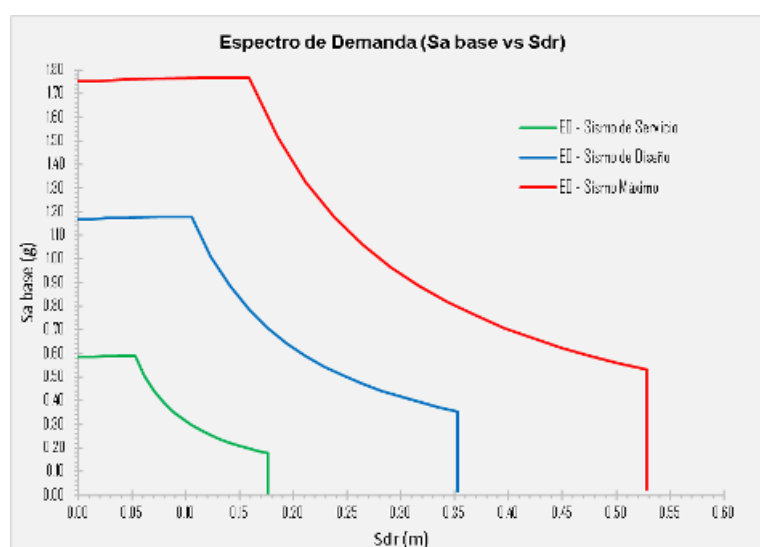
0.60	2.5000	1.7719	0.9971	1.7667	0.1585	952.9232	0.22360	0.0188
0.70	2.1429	1.5188	0.9976	1.5151	0.1849	816.7913	0.26086	0.0219
0.80	1.8750	1.3289	0.9979	1.3262	0.2113	714.6924	0.29813	0.0251
0.90	1.6667	1.1813	0.9982	1.1791	0.2378	635.2822	0.33539	0.0282
1.00	1.5000	1.0631	0.9984	1.0615	0.2642	571.7539	0.37266	0.0313
1.10	1.3636	0.9665	0.9986	0.9651	0.2906	519.7763	0.40993	0.0344
1.20	1.2500	0.8859	0.9987	0.8848	0.3170	476.4616	0.44719	0.0376
1.30	1.1538	0.8178	0.9989	0.8168	0.3434	439.8107	0.48446	0.0407
1.40	1.0714	0.7594	0.9989	0.7586	0.3698	408.3957	0.52172	0.0438
1.50	1.0000	0.7088	0.9990	0.7081	0.3963	381.1693	0.55899	0.0470
1.60	0.9375	0.6645	0.9991	0.6639	0.4227	357.3462	0.59626	0.0501
1.70	0.8824	0.6254	0.9992	0.6248	0.4491	336.3258	0.63352	0.0532
1.80	0.8333	0.5906	0.9992	0.5902	0.4755	317.6411	0.67079	0.0564
1.90	0.7895	0.5595	0.9993	0.5591	0.5019	300.9231	0.70805	0.0595
2.00	0.7500	0.5316	0.9993	0.5312	0.5284	285.8770	0.74532	0.0626

Nota: Elaboración propia.

#### Figura N° 4. 20:

*Espectro de Demanda (Sa vs Sdr) de tres niveles sísmicos (servicio, diseño y máximo) dirección*

*X-X.*

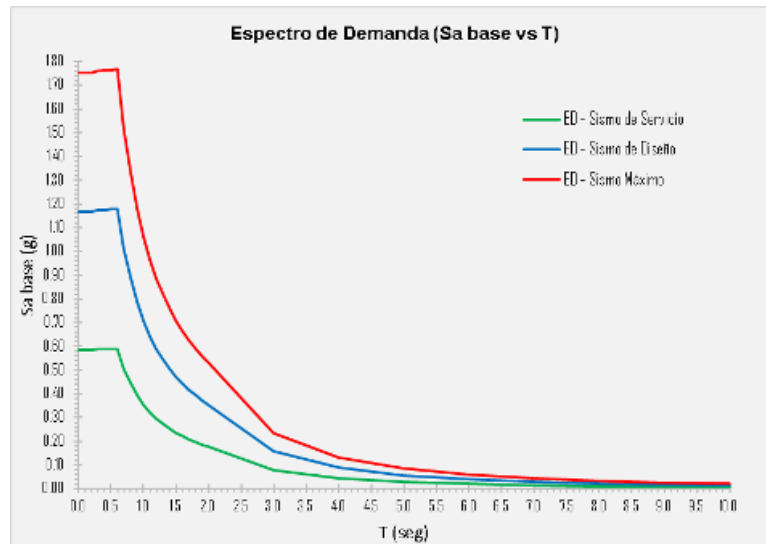


Fuente: Elaboración propia



**Figura N° 4. 21:**

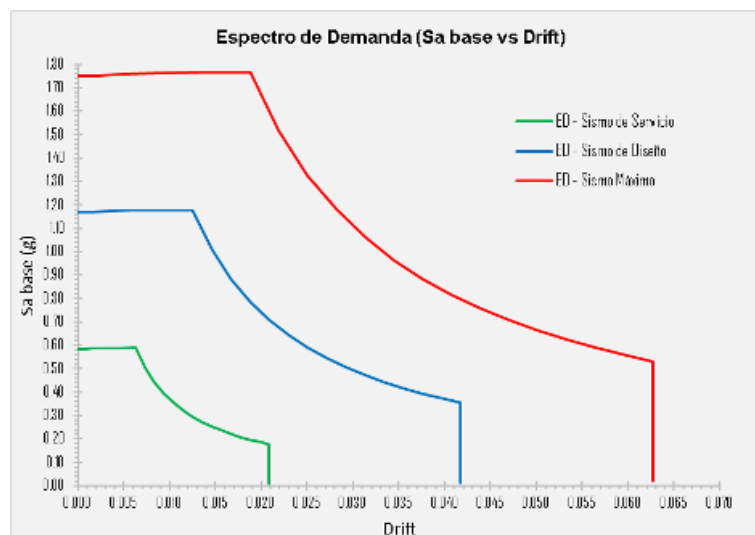
*Espectro de Demanda ( $S_a$  vs  $T$ ) de tres niveles sísmicos (servicio, diseño y máximo) dirección X-X.*



*Fuente:* Elaboración propia

**Figura N° 4. 22:**

*Espectro de Demanda ( $S_a$  vs Drift) de tres niveles sísmicos (servicio, diseño y máximo) dirección X-X.*



*Fuente:* Elaboración propia

### 4.3.3.3. Espectro de demanda para tres niveles de sismicidad dirección Y-Y

**Tabla N° 4. 44:**

*Valores del espectro de demanda para el nivel sísmico de servicio parametrizada con la norma E-030 dirección Y-Y.*

Norma E 030 – Sismo de Servicio Y-Y								
Espectro de respuesta elástico			Efecto cinemático		Conversión ADRS	Cortante y desplazamiento		
T (seg)	C	Sa(g)	RRSbase	Sa base (g)	Sdr (m)	V (Ton)	Amplitud (m)	Drift
0.00	2.5000	0.5906	0.9892	0.5842	0.0000	332.0339	0.00000	0.0000
0.01	2.5000	0.5906	0.9892	0.5842	0.0000	332.0339	0.00001	0.0000
0.10	2.5000	0.5906	0.9892	0.5842	0.0015	332.0339	0.00137	0.0001
0.20	2.5000	0.5906	0.9892	0.5842	0.0059	332.0339	0.00548	0.0005
0.30	2.5000	0.5906	0.9933	0.5867	0.0132	332.0339	0.01232	0.0010
0.40	2.5000	0.5906	0.9953	0.5878	0.0235	332.0339	0.02190	0.0018
0.50	2.5000	0.5906	0.9964	0.5885	0.0367	332.0339	0.03422	0.0029
0.60	2.5000	0.5906	0.9971	0.5889	0.0528	332.0339	0.04928	0.0041
0.70	2.1429	0.5063	0.9976	0.5050	0.0616	284.6005	0.05749	0.0048
0.80	1.8750	0.4430	0.9979	0.4421	0.0704	249.0254	0.06571	0.0055
0.90	1.6667	0.3938	0.9982	0.3930	0.0793	221.3559	0.07392	0.0062
1.00	1.5000	0.3544	0.9984	0.3538	0.0881	199.2203	0.08213	0.0069
1.10	1.3636	0.3222	0.9986	0.3217	0.0969	181.1094	0.09035	0.0076
1.20	1.2500	0.2953	0.9987	0.2949	0.1057	166.0169	0.09856	0.0083
1.30	1.1538	0.2726	0.9989	0.2723	0.1145	153.2464	0.10677	0.0090
1.40	1.0714	0.2531	0.9989	0.2529	0.1233	142.3002	0.11499	0.0097
1.50	1.0000	0.2363	0.9990	0.2360	0.1321	132.8135	0.12320	0.0104
1.60	0.9375	0.2215	0.9991	0.2213	0.1409	124.5127	0.13141	0.0110
1.70	0.8824	0.2085	0.9992	0.2083	0.1497	117.1884	0.13962	0.0117
1.80	0.8333	0.1969	0.9992	0.1967	0.1585	110.6780	0.14784	0.0124
1.90	0.7895	0.1865	0.9993	0.1864	0.1673	104.8528	0.15605	0.0131
2.00	0.7500	0.1772	0.9993	0.1771	0.1761	99.6102	0.16426	0.0138

*Nota:* Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 45:**

*Valores del espectro de demanda para el nivel sísmico de diseño parametrizada con la norma E-030 dirección Y-Y.*

<b>Norma E 030 – Sismo de Diseño Y-Y</b>								
<b>Espectro de respuesta elástico</b>			<b>Efecto cinemático</b>		<b>Conversión ADRS</b>	<b>Cortante y desplazamiento</b>		
<b>T (seg)</b>	<b>C</b>	<b>Sa(g)</b>	<b>RRSbase</b>	<b>Sa base (g)</b>	<b>Sdr (m)</b>	<b>V (Ton)</b>	<b>Amplitud (m)</b>	<b>Drift</b>
0.00	2.5000	1.1813	0.9892	1.1684	0.0000	664.0677	0.00000	0.0000
0.01	2.5000	1.1813	0.9892	1.1684	0.0000	664.0677	0.00003	0.0000
0.10	2.5000	1.1813	0.9892	1.1684	0.0029	664.0677	0.00274	0.0002
0.20	2.5000	1.1813	0.9892	1.1684	0.0117	664.0677	0.01095	0.0009
0.30	2.5000	1.1813	0.9933	1.1734	0.0264	664.0677	0.02464	0.0021
0.40	2.5000	1.1813	0.9953	1.1757	0.0470	664.0677	0.04380	0.0037
0.50	2.5000	1.1813	0.9964	1.1770	0.0734	664.0677	0.06844	0.0058
0.60	2.5000	1.1813	0.9971	1.1778	0.1057	664.0677	0.09856	0.0083
0.70	2.1429	1.0125	0.9976	1.0101	0.1233	569.2009	0.11499	0.0097
0.80	1.8750	0.8859	0.9979	0.8841	0.1409	498.0508	0.13141	0.0110
0.90	1.6667	0.7875	0.9982	0.7861	0.1585	442.7118	0.14784	0.0124
1.00	1.5000	0.7088	0.9984	0.7076	0.1761	398.4406	0.16426	0.0138
1.10	1.3636	0.6443	0.9986	0.6434	0.1937	362.2188	0.18069	0.0152
1.20	1.2500	0.5906	0.9987	0.5899	0.2113	332.0339	0.19712	0.0166
1.30	1.1538	0.5452	0.9989	0.5446	0.2290	306.4928	0.21354	0.0179
1.40	1.0714	0.5063	0.9989	0.5057	0.2466	284.6005	0.22997	0.0193
1.50	1.0000	0.4725	0.9990	0.4720	0.2642	265.6271	0.24640	0.0207
1.60	0.9375	0.4430	0.9991	0.4426	0.2818	249.0254	0.26282	0.0221
1.70	0.8824	0.4169	0.9992	0.4166	0.2994	234.3768	0.27925	0.0235
1.80	0.8333	0.3938	0.9992	0.3934	0.3170	221.3559	0.29568	0.0248
1.90	0.7895	0.3730	0.9993	0.3728	0.3346	209.7056	0.31210	0.0262
2.00	0.7500	0.3544	0.9993	0.3541	0.3522	199.2203	0.32853	0.0276

*Nota:* Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 46:**

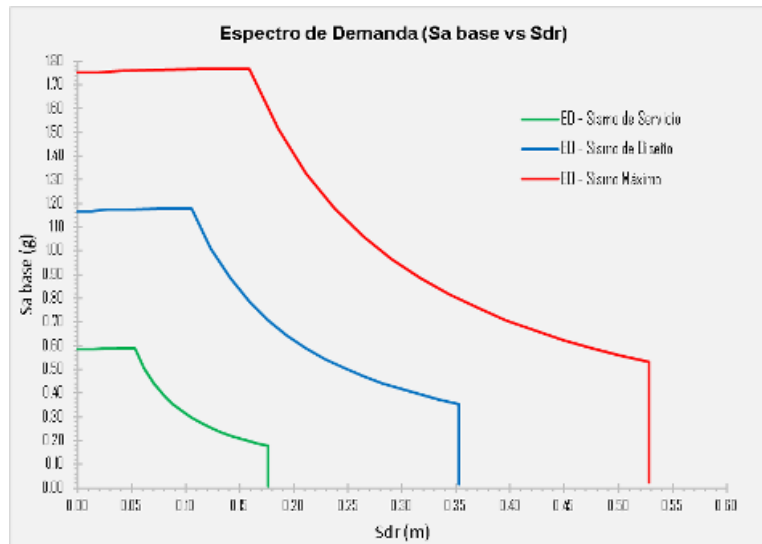
*Valores del espectro de demanda para el nivel sísmico máximo parametrizada con la norma E-030 dirección Y-Y.*

<b>Norma E 030 – Sismo Máximo Y-Y</b>								
<b>Espectro de respuesta elástico</b>			<b>Efecto cinemático</b>		<b>Conversión ADRS</b>	<b>Cortante y desplazamiento</b>		
<b>T (seg)</b>	<b>C</b>	<b>Sa(g)</b>	<b>RRSbase</b>	<b>T (seg)</b>	<b>C</b>	<b>Sa(g)</b>	<b>RRSbase</b>	<b>T (seg)</b>
0.00	2.5000	1.7719	0.9892	1.7527	0.0000	996.1016	0.00000	0.0000
0.01	2.5000	1.7719	0.9892	1.7527	0.0000	996.1016	0.00004	0.0000
0.10	2.5000	1.7719	0.9892	1.7527	0.0044	996.1016	0.00411	0.0003
0.20	2.5000	1.7719	0.9892	1.7527	0.0176	996.1016	0.01643	0.0014
0.30	2.5000	1.7719	0.9933	1.7601	0.0396	996.1016	0.03696	0.0031
0.40	2.5000	1.7719	0.9953	1.7635	0.0704	996.1016	0.06571	0.0055
0.50	2.5000	1.7719	0.9964	1.7655	0.1101	996.1016	0.10267	0.0086
0.60	2.5000	1.7719	0.9971	1.7667	0.1585	996.1016	0.14784	0.0124
0.70	2.1429	1.5188	0.9976	1.5151	0.1849	853.8014	0.17248	0.0145
0.80	1.8750	1.3289	0.9979	1.3262	0.2113	747.0762	0.19712	0.0166
0.90	1.6667	1.1813	0.9982	1.1791	0.2378	664.0677	0.22176	0.0186
1.00	1.5000	1.0631	0.9984	1.0615	0.2642	597.6610	0.24640	0.0207
1.10	1.3636	0.9665	0.9986	0.9651	0.2906	543.3281	0.27104	0.0228
1.20	1.2500	0.8859	0.9987	0.8848	0.3170	498.0508	0.29568	0.0248
1.30	1.1538	0.8178	0.9989	0.8168	0.3434	459.7392	0.32032	0.0269
1.40	1.0714	0.7594	0.9989	0.7586	0.3698	426.9007	0.34496	0.0290
1.50	1.0000	0.7088	0.9990	0.7081	0.3963	398.4406	0.36960	0.0311
1.60	0.9375	0.6645	0.9991	0.6639	0.4227	373.5381	0.39423	0.0331
1.70	0.8824	0.6254	0.9992	0.6248	0.4491	351.5653	0.41887	0.0352
1.80	0.8333	0.5906	0.9992	0.5902	0.4755	332.0339	0.44351	0.0373
1.90	0.7895	0.5595	0.9993	0.5591	0.5019	314.5584	0.46815	0.0393
2.00	0.7500	0.5316	0.9993	0.5312	0.5284	298.8305	0.49279	0.0414

*Nota:* Elaboración propia.

**Figura N° 4. 23:**

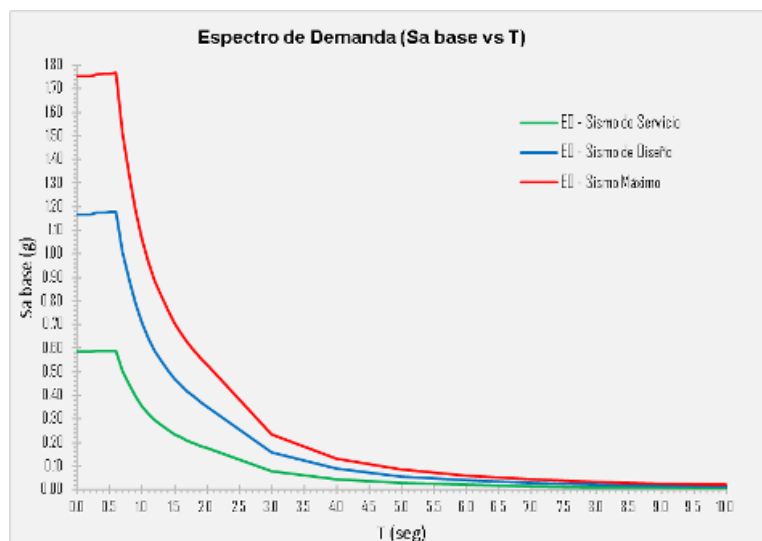
*Espectro de Demanda ( $S_a$  vs  $S_{dr}$ ) de tres niveles sísmicos (servicio, diseño y máximo) dirección Y-Y.*



*Fuente:* Elaboración propia

**Figura N° 4. 24:**

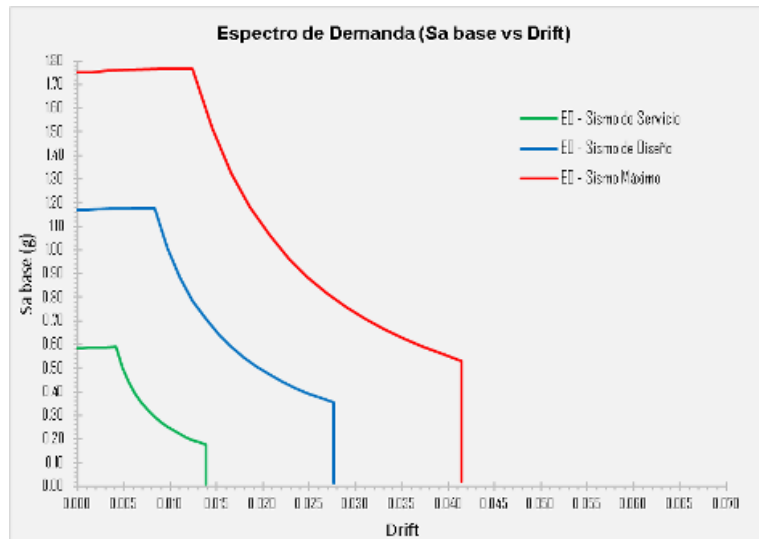
*Espectro de Demanda ( $S_a$  vs  $T$ ) de tres niveles sísmicos (servicio, diseño y máximo) dirección Y-Y.*



*Fuente:* Elaboración propia

**Figura N° 4. 25:**

*Espectro de Demanda (Sa vs Drift) de tres niveles sísmicos (servicio, diseño y máximo) dirección Y-Y.*



*Fuente:* Elaboración propia

**4.3.3.4. Coeficiente de rigidez degradante de comportamiento (STDG) con 5% de rigidez post-elástica positiva.**

El espectro de demanda estará sometido a incrementos y reducciones para una determinada ductilidad del sistema que estará impuesta en cada uno de los pasos (steps) obtenidos del análisis no lineal estático “Pushover”.

**Tabla N° 4. 47:**

*Parámetros del  $\beta_{eff}$  con coeficiente de rigidez degradante.*

Amortiguamiento efectivo variable $\beta_{eff}$							
Modelo	$\alpha$ (%)	A	B	C	D	E	F
Graduación de rigidez	5	5.6	-1.3	10	1.8	20	0.38

*Fuente:* FEMA 440.

**Tabla N° 4. 48:***Parámetros del  $T_{eff}$  con coeficiente de rigidez degradante.*

Modelo	Periodo efectivo $T_{eff}$						
	$\alpha$ (%)	G	H	I	J	K	L
Graduación de rigidez	5	0.18	-0.037	0.15	0.16	0.92	0.05

*Fuente: FEMA 440.*

#### 4.3.3.5. Factor MADRS para un determinado valor de ductilidad $\mu$ , $\beta_{eff}$ y $T_{eff}$ del sistema estructural.

Mediante el uso del procedimiento C (Búsqueda de posibles puntos de desempeño), aplicado a la curva de capacidad se determinó una ductilidad de la estructura para cada paso (step) con la ayuda de la curva bilineal que se interpola de acuerdo al procedimiento mencionado en el Ítem 2.2.6.4.1. para cada punto.

**Tabla N° 4. 49:***Valores  $\mu$ ,  $T_{eff}$ ,  $\beta_{eff}$ ,  $M$  y  $B$  para un  $T_{sec}$  del sistema estructural en la dirección X-X.*

steps	$\mu$	$T_{sec}$	$T_{eff}$	$\beta_{eff}$	$M$	$B$
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0
1	1.0000	0.6945	0.6945	5.0000	1.0000	1.00
2	1.8734	0.7439	0.7444	7.6508	1.0013	1.12
3	2.3649	0.8461	0.8050	10.7136	0.9052	1.24
4	2.8904	0.9354	0.8830	14.4021	0.8911	1.36
5	3.4241	1.0061	0.9653	17.8572	0.9205	1.47
6	3.9500	1.0795	1.0384	20.2423	0.9253	1.54
7	4.4204	1.1394	1.0895	20.4727	0.9144	1.55
8	4.4848	1.1473	1.0958	20.5757	0.9121	1.55

*Nota: Elaboración propia.*

**Tabla N° 4. 50:**

*Valores  $\mu$ ,  $T_{eff}$ ,  $\beta_{eff}$ ,  $M$  y  $B$  para un  $T_{sec}$  del sistema estructural en la dirección Y-Y.*

<b>steps</b>	<b><math>\mu</math></b>	<b><math>T_{sec}</math></b>	<b><math>T_{eff}</math></b>	<b><math>\beta_{eff}</math></b>	<b><math>M</math></b>	<b><math>B</math></b>
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
1	1.0000	0.6167	0.6167	5.0000	1.0000	1.00
2	6.7094	0.7280	1.1627	24.2466	2.5505	1.66
3	4.0958	0.8769	0.9395	19.9532	1.1480	1.53
4	4.5406	1.0082	0.9779	20.6649	0.9408	1.56
5	4.5752	1.0137	0.9809	20.7204	0.9363	1.56
6	4.5753	1.0139	0.9809	20.7205	0.9360	1.56
7	4.5766	1.0141	0.9810	20.7225	0.9359	1.56
8	4.5768	1.0143	0.9811	20.7229	0.9355	1.56

*Nota:* Elaboración propia.

En las tablas del N° 49 y 50; muestra los espectros de demanda para cada paso (steps) que son puntos de cambio de ductilidad  $\mu$  de la estructura y por consecuente el periodo efectivo  $T_{eff}$ , amortiguamiento efectivo  $\beta_{eff}$ , y como condicionante el periodo secante de la estructura  $T_{sec}$  para cada step. Esta genera graficas de M-ADRS vs  $S_d \beta_{eff}$  que está supeditada al periodo secante  $T_{sec}$ , cuyo trazo único genera una demanda única y M-ADRS vs  $T_{sec}$ , que describe el trazo de la demanda única delimitada por el periodo secante  $T_{sec}$ .



**Tabla N° 4. 51:**

*Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo de servicio en la dirección X-X.*

Local de puntos de desempeño - Sismo de Servicio X-X																							
T	$\mu=$		1.0000			$\mu=$			1.8734			$\mu=$			2.3649			$\mu=$			2.8904		
	(Sa) 5%	(Sd) 5%	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS
0.00	0.5842	0.0000	0.5828	0.0000	0.5828	0.5207	0.0000	0.5214	0.4715	0.0000	0.4268	0.4283	0.0000	0.3817									
0.01	0.5842	0.0000	0.5828	0.0000	0.5828	0.5207	0.0000	0.5214	0.4715	0.0000	0.4268	0.4283	0.0000	0.3817									
0.10	0.5842	0.0015	0.5828	0.0015	0.5828	0.5207	0.0013	0.5214	0.4715	0.0011	0.4268	0.4283	0.0010	0.3817									
0.20	0.5842	0.0059	0.5828	0.0059	0.5828	0.5207	0.0052	0.5214	0.4715	0.0043	0.4268	0.4283	0.0038	0.3817									
0.30	0.5867	0.0132	0.5853	0.0132	0.5853	0.5229	0.0118	0.5236	0.4735	0.0097	0.4286	0.4301	0.0086	0.3833									
0.40	0.5878	0.0235	0.5864	0.0234	0.5864	0.5239	0.0210	0.5246	0.4745	0.0172	0.4295	0.4310	0.0153	0.3841									
0.50	0.5885	0.0367	0.5871	0.0366	0.5871	0.5245	0.0327	0.5252	0.4750	0.0268	0.4299	0.4315	0.0240	0.3845									
0.60	0.5889	0.0528	0.5875	0.0527	0.5875	0.5249	0.0472	0.5256	0.4753	0.0386	0.4302	0.4318	0.0345	0.3848									
0.70	0.5050	0.0616	0.5038	0.0615	0.5038	0.4501	0.0550	0.4507	0.4076	0.0450	0.3690	0.3703	0.0403	0.3300									
0.80	0.4421	0.0704	0.4410	0.0703	0.4410	0.3940	0.0629	0.3945	0.3568	0.0515	0.3230	0.3241	0.0460	0.2888									
0.90	0.3930	0.0793	0.3921	0.0791	0.3921	0.3503	0.0707	0.3508	0.3172	0.0579	0.2872	0.2882	0.0518	0.2568									
1.00	0.3538	0.0881	0.3530	0.0879	0.3530	0.3154	0.0786	0.3158	0.2856	0.0643	0.2585	0.2594	0.0575	0.2312									
1.10	0.3217	0.0969	0.3209	0.0966	0.3209	0.2867	0.0864	0.2871	0.2597	0.0708	0.2350	0.2359	0.0633	0.2102									
1.20	0.2949	0.1057	0.2942	0.1054	0.2942	0.2629	0.0943	0.2632	0.2381	0.0772	0.2155	0.2162	0.0690	0.1927									
1.30	0.2723	0.1145	0.2716	0.1142	0.2716	0.2427	0.1022	0.2430	0.2198	0.0836	0.1989	0.1996	0.0748	0.1779									
1.40	0.2529	0.1233	0.2523	0.1230	0.2523	0.2254	0.1100	0.2257	0.2041	0.0901	0.1847	0.1854	0.0805	0.1652									
1.50	0.2360	0.1321	0.2355	0.1318	0.2355	0.2104	0.1179	0.2106	0.1905	0.0965	0.1724	0.1730	0.0863	0.1542									
1.60	0.2213	0.1409	0.2208	0.1406	0.2208	0.1972	0.1257	0.1975	0.1786	0.1029	0.1617	0.1622	0.0921	0.1446									
1.70	0.2083	0.1497	0.2078	0.1493	0.2078	0.1856	0.1336	0.1859	0.1681	0.1094	0.1522	0.1527	0.0978	0.1361									
1.80	0.1967	0.1585	0.1963	0.1581	0.1963	0.1753	0.1415	0.1756	0.1588	0.1158	0.1437	0.1442	0.1036	0.1285									
1.90	0.1864	0.1673	0.1859	0.1669	0.1859	0.1661	0.1493	0.1663	0.1504	0.1222	0.1362	0.1366	0.1093	0.1218									
2.00	0.1771	0.1761	0.1766	0.1757	0.1766	0.1578	0.1572	0.1580	0.1429	0.1287	0.1294	0.1298	0.1151	0.1157									

*Nota:* Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 52:**

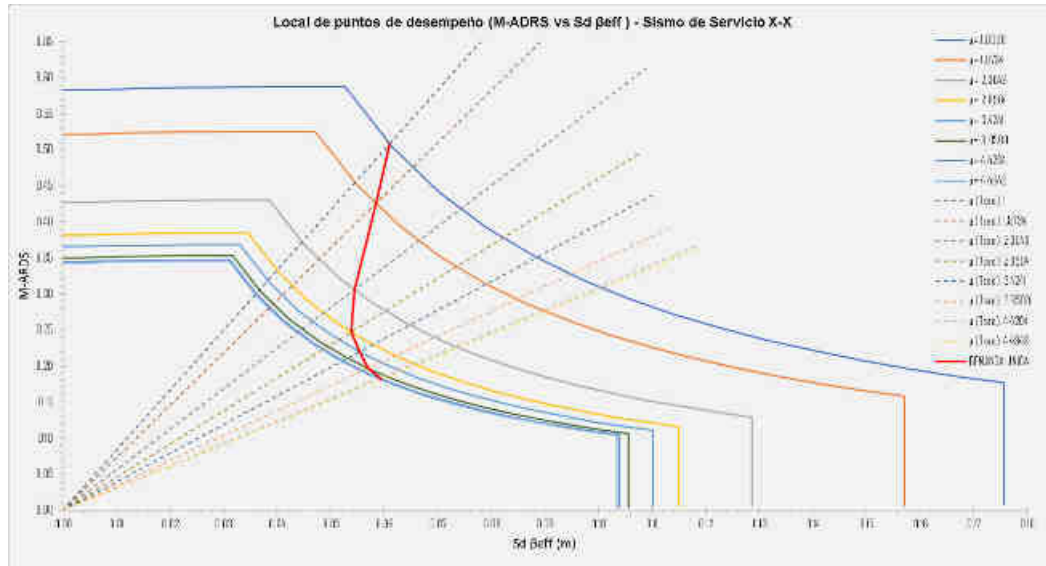
*Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo de servicio en la dirección X-X.*

Local de puntos de desempeño - Sismo de Servicio X-X														
T	$\mu=$ 3.4241					$\mu=$ 3.9500			$\mu=$ 4.4204			$\mu=$ 4.4848		
	(Sa) 5%	(Sd) 5%	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS
0.00	0.5842	0.0000	0.3969	0.0000	0.3654	0.3786	0.0000	0.3503	0.3770	0.0000	0.3447	0.3762	0.0000	0.3432
0.01	0.5842	0.0000	0.3969	0.0000	0.3654	0.3786	0.0000	0.3503	0.3770	0.0000	0.3447	0.3762	0.0000	0.3432
0.10	0.5842	0.0015	0.3969	0.0009	0.3654	0.3786	0.0009	0.3503	0.3770	0.0009	0.3447	0.3762	0.0009	0.3432
0.20	0.5842	0.0059	0.3969	0.0037	0.3654	0.3786	0.0035	0.3503	0.3770	0.0035	0.3447	0.3762	0.0034	0.3432
0.30	0.5867	0.0132	0.3986	0.0083	0.3669	0.3802	0.0079	0.3518	0.3785	0.0078	0.3462	0.3778	0.0078	0.3446
0.40	0.5878	0.0235	0.3994	0.0147	0.3676	0.3810	0.0141	0.3525	0.3793	0.0139	0.3468	0.3786	0.0138	0.3453
0.50	0.5885	0.0367	0.3998	0.0229	0.3680	0.3814	0.0220	0.3529	0.3797	0.0216	0.3472	0.3790	0.0216	0.3457
0.60	0.5889	0.0528	0.4001	0.0330	0.3683	0.3816	0.0317	0.3531	0.3800	0.0312	0.3475	0.3792	0.0310	0.3459
0.70	0.5050	0.0616	0.3431	0.0386	0.3159	0.3273	0.0370	0.3028	0.3259	0.0364	0.2980	0.3252	0.0362	0.2967
0.80	0.4421	0.0704	0.3003	0.0441	0.2765	0.2865	0.0422	0.2651	0.2852	0.0416	0.2608	0.2847	0.0414	0.2597
0.90	0.3930	0.0793	0.2670	0.0496	0.2458	0.2547	0.0475	0.2357	0.2536	0.0468	0.2319	0.2531	0.0466	0.2309
1.00	0.3538	0.0881	0.2404	0.0551	0.2213	0.2293	0.0528	0.2122	0.2283	0.0520	0.2088	0.2278	0.0517	0.2078
1.10	0.3217	0.0969	0.2186	0.0606	0.2012	0.2085	0.0581	0.1929	0.2076	0.0572	0.1898	0.2072	0.0569	0.1890
1.20	0.2949	0.1057	0.2004	0.0661	0.1845	0.1911	0.0634	0.1769	0.1903	0.0623	0.1740	0.1899	0.0621	0.1732
1.30	0.2723	0.1145	0.1850	0.0716	0.1703	0.1765	0.0686	0.1633	0.1757	0.0675	0.1607	0.1753	0.0672	0.1599
1.40	0.2529	0.1233	0.1718	0.0771	0.1581	0.1639	0.0739	0.1516	0.1632	0.0727	0.1492	0.1628	0.0724	0.1485
1.50	0.2360	0.1321	0.1604	0.0826	0.1476	0.1530	0.0792	0.1415	0.1523	0.0779	0.1393	0.1520	0.0776	0.1386
1.60	0.2213	0.1409	0.1503	0.0881	0.1384	0.1434	0.0845	0.1327	0.1428	0.0831	0.1306	0.1425	0.0828	0.1300
1.70	0.2083	0.1497	0.1415	0.0936	0.1303	0.1350	0.0898	0.1249	0.1344	0.0883	0.1229	0.1341	0.0879	0.1223
1.80	0.1967	0.1585	0.1337	0.0991	0.1230	0.1275	0.0950	0.1180	0.1269	0.0935	0.1161	0.1267	0.0931	0.1156
1.90	0.1864	0.1673	0.1266	0.1046	0.1166	0.1208	0.1003	0.1118	0.1203	0.0987	0.1100	0.1200	0.0983	0.1095
2.00	0.1771	0.1761	0.1203	0.1101	0.1107	0.1147	0.1056	0.1062	0.1142	0.1039	0.1045	0.1140	0.1035	0.1040

*Nota:* Elaboración propia.

**Figura N° 4. 26:**

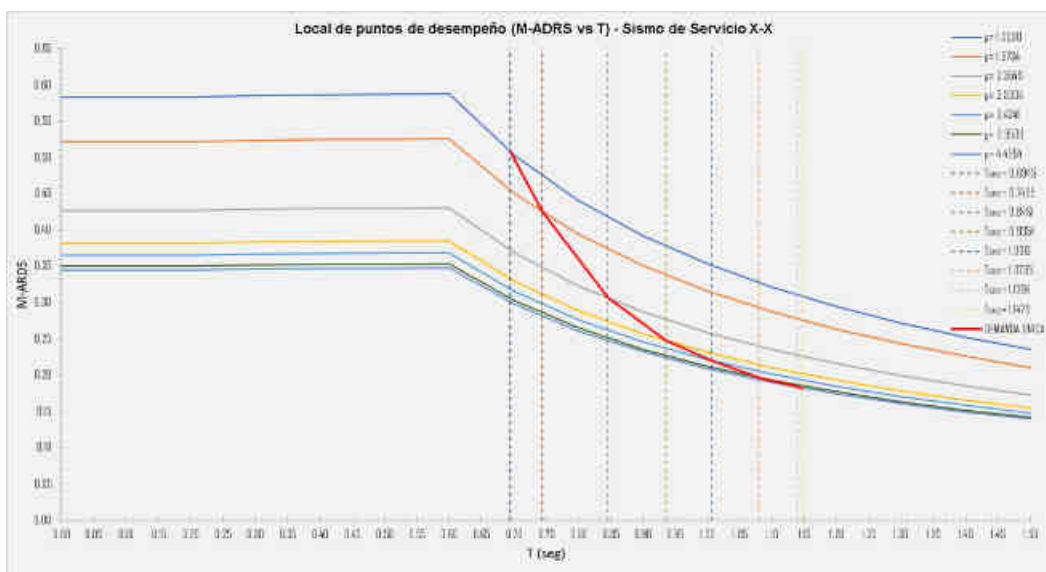
*Grafica (M-ADRS vs Sd  $\beta_{eff}$ ) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo de servicio en la dirección X-X.*



*Fuente: Elaboración propia*

**Figura N° 4. 27:**

*Grafica (M-ADRS vs T) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo de servicio en la dirección X-X.*



*Fuente: Elaboración propia*

**Tabla N° 4. 53:**

*Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo de diseño en la dirección X-X.*

Local de puntos de desempeño - Sismo de diseño X-X																							
T	$\mu=$		1.0000			$\mu=$			1.8734			$\mu=$			2.3649			$\mu=$			2.8904		
	(Sa) 5%	(Sd) 5%	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS			
0.00	1.1684	0.0000	1.1657	0.0000	1.1657	1.0414	0.0000	1.0428	0.9431	0.0000	0.8536	0.8566	0.0000	0.7634									
0.01	1.1684	0.0000	1.1657	0.0000	1.1657	1.0414	0.0000	1.0428	0.9431	0.0000	0.8536	0.8566	0.0000	0.7634									
0.10	1.1684	0.0029	1.1657	0.0029	1.1657	1.0414	0.0026	1.0428	0.9431	0.0021	0.8536	0.8566	0.0019	0.7634									
0.20	1.1684	0.0117	1.1657	0.0117	1.1657	1.0414	0.0105	1.0428	0.9431	0.0086	0.8536	0.8566	0.0077	0.7634									
0.30	1.1734	0.0264	1.1706	0.0264	1.1706	1.0458	0.0236	1.0472	0.9471	0.0193	0.8572	0.8603	0.0173	0.7666									
0.40	1.1757	0.0470	1.1729	0.0469	1.1729	1.0479	0.0419	1.0492	0.9489	0.0343	0.8589	0.8620	0.0307	0.7681									
0.50	1.1770	0.0734	1.1742	0.0732	1.1742	1.0490	0.0655	1.0504	0.9500	0.0536	0.8599	0.8629	0.0479	0.7690									
0.60	1.1778	0.1057	1.1750	0.1054	1.1750	1.0498	0.0943	1.0511	0.9506	0.0772	0.8605	0.8635	0.0690	0.7695									
0.70	1.0101	0.1233	1.0077	0.1230	1.0077	0.9003	0.1100	0.9014	0.8152	0.0901	0.7379	0.7405	0.0805	0.6599									
0.80	0.8841	0.1409	0.8820	0.1406	0.8820	0.7880	0.1257	0.7890	0.7136	0.1029	0.6459	0.6482	0.0921	0.5776									
0.90	0.7861	0.1585	0.7842	0.1581	0.7842	0.7006	0.1415	0.7015	0.6345	0.1158	0.5743	0.5763	0.1036	0.5136									
1.00	0.7076	0.1761	0.7060	0.1757	0.7060	0.6307	0.1572	0.6315	0.5711	0.1287	0.5170	0.5188	0.1151	0.4623									
1.10	0.6434	0.1937	0.6419	0.1933	0.6419	0.5735	0.1729	0.5742	0.5193	0.1415	0.4701	0.4717	0.1266	0.4204									
1.20	0.5899	0.2113	0.5885	0.2108	0.5885	0.5258	0.1886	0.5264	0.4761	0.1544	0.4310	0.4325	0.1381	0.3854									
1.30	0.5446	0.2290	0.5433	0.2284	0.5433	0.4854	0.2043	0.4860	0.4395	0.1673	0.3979	0.3993	0.1496	0.3558									
1.40	0.5057	0.2466	0.5045	0.2460	0.5045	0.4507	0.2200	0.4513	0.4082	0.1801	0.3695	0.3708	0.1611	0.3304									
1.50	0.4720	0.2642	0.4709	0.2636	0.4709	0.4207	0.2358	0.4213	0.3810	0.1930	0.3449	0.3461	0.1726	0.3084									
1.60	0.4426	0.2818	0.4415	0.2811	0.4415	0.3945	0.2515	0.3950	0.3572	0.2059	0.3233	0.3245	0.1841	0.2892									
1.70	0.4166	0.2994	0.4156	0.2987	0.4156	0.3713	0.2672	0.3718	0.3362	0.2187	0.3043	0.3054	0.1956	0.2722									
1.80	0.3934	0.3170	0.3925	0.3163	0.3925	0.3507	0.2829	0.3511	0.3176	0.2316	0.2874	0.2885	0.2071	0.2571									
1.90	0.3728	0.3346	0.3719	0.3338	0.3719	0.3322	0.2986	0.3327	0.3009	0.2445	0.2723	0.2733	0.2186	0.2435									
2.00	0.3541	0.3522	0.3533	0.3514	0.3533	0.3156	0.3143	0.3160	0.2858	0.2573	0.2587	0.2596	0.2301	0.2314									

*Nota:* Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 54:**

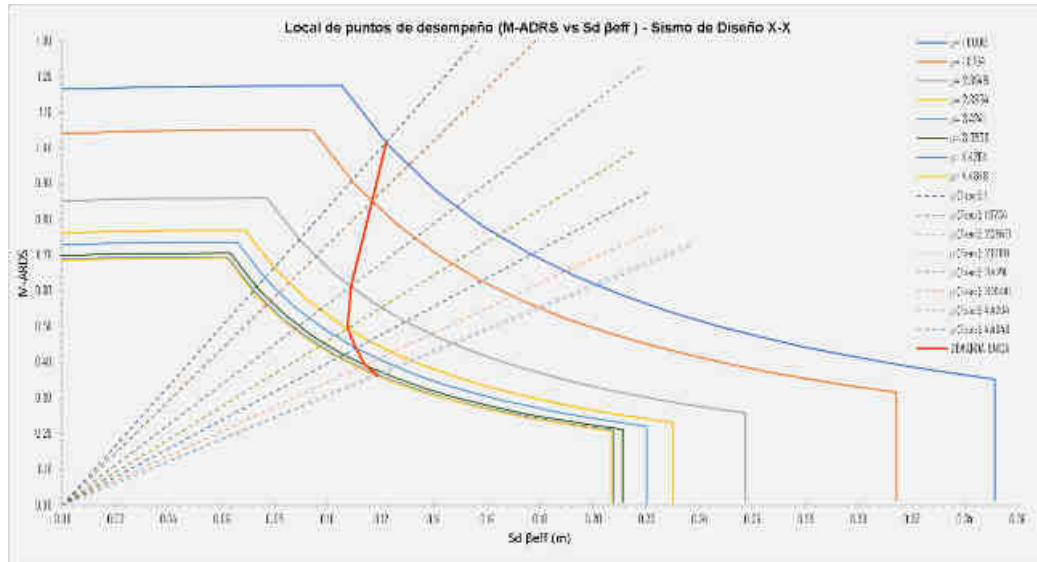
*Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo de diseño en la dirección X-X.*

Local de puntos de desempeño - Sismo de diseño X-X														
T			$\mu=$ 3.4241			$\mu=$ 3.9500			$\mu=$ 4.4204			$\mu=$ 4.4848		
	(Sa) 5%	(Sd) 5%	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS
0.00	1.1684	0.0000	0.7938	0.0000	0.7308	0.7572	0.0000	0.7006	0.7539	0.0000	0.6894	0.7524	0.0000	0.6863
0.01	1.1684	0.0000	0.7938	0.0000	0.7308	0.7572	0.0000	0.7006	0.7539	0.0000	0.6894	0.7524	0.0000	0.6863
0.10	1.1684	0.0029	0.7938	0.0018	0.7308	0.7572	0.0018	0.7006	0.7539	0.0017	0.6894	0.7524	0.0017	0.6863
0.20	1.1684	0.0117	0.7938	0.0073	0.7308	0.7572	0.0070	0.7006	0.7539	0.0069	0.6894	0.7524	0.0069	0.6863
0.30	1.1734	0.0264	0.7972	0.0165	0.7338	0.7604	0.0158	0.7036	0.7571	0.0156	0.6923	0.7556	0.0155	0.6892
0.40	1.1757	0.0470	0.7987	0.0294	0.7353	0.7619	0.0282	0.7050	0.7586	0.0277	0.6937	0.7571	0.0276	0.6906
0.50	1.1770	0.0734	0.7996	0.0459	0.7361	0.7628	0.0440	0.7057	0.7594	0.0433	0.6944	0.7579	0.0431	0.6914
0.60	1.1778	0.1057	0.8002	0.0661	0.7366	0.7633	0.0634	0.7062	0.7600	0.0623	0.6949	0.7585	0.0621	0.6918
0.70	1.0101	0.1233	0.6862	0.0771	0.6317	0.6546	0.0739	0.6056	0.6517	0.0727	0.5960	0.6504	0.0724	0.5933
0.80	0.8841	0.1409	0.6007	0.0881	0.5529	0.5730	0.0845	0.5301	0.5705	0.0831	0.5216	0.5693	0.0828	0.5193
0.90	0.7861	0.1585	0.5341	0.0991	0.4916	0.5094	0.0950	0.4714	0.5072	0.0935	0.4638	0.5062	0.0931	0.4618
1.00	0.7076	0.1761	0.4808	0.1101	0.4426	0.4586	0.1056	0.4243	0.4566	0.1039	0.4175	0.4557	0.1035	0.4157
1.10	0.6434	0.1937	0.4371	0.1212	0.4024	0.4170	0.1162	0.3858	0.4151	0.1143	0.3796	0.4143	0.1138	0.3779
1.20	0.5899	0.2113	0.4008	0.1322	0.3689	0.3823	0.1267	0.3537	0.3806	0.1247	0.3480	0.3799	0.1241	0.3465
1.30	0.5446	0.2290	0.3700	0.1432	0.3406	0.3529	0.1373	0.3265	0.3514	0.1351	0.3213	0.3507	0.1345	0.3199
1.40	0.5057	0.2466	0.3436	0.1542	0.3163	0.3277	0.1478	0.3032	0.3263	0.1455	0.2984	0.3257	0.1448	0.2971
1.50	0.4720	0.2642	0.3207	0.1652	0.2952	0.3059	0.1584	0.2830	0.3046	0.1559	0.2785	0.3040	0.1552	0.2773
1.60	0.4426	0.2818	0.3007	0.1762	0.2768	0.2868	0.1690	0.2654	0.2856	0.1663	0.2611	0.2850	0.1655	0.2600
1.70	0.4166	0.2994	0.2830	0.1872	0.2605	0.2700	0.1795	0.2498	0.2688	0.1767	0.2458	0.2683	0.1759	0.2447
1.80	0.3934	0.3170	0.2673	0.1983	0.2461	0.2550	0.1901	0.2359	0.2539	0.1870	0.2321	0.2534	0.1862	0.2311
1.90	0.3728	0.3346	0.2532	0.2093	0.2331	0.2416	0.2006	0.2235	0.2405	0.1974	0.2199	0.2400	0.1966	0.2190
2.00	0.3541	0.3522	0.2406	0.2203	0.2215	0.2295	0.2112	0.2123	0.2285	0.2078	0.2089	0.2281	0.2069	0.2080

*Nota:* Elaboración propia.

**Figura N° 4. 28:**

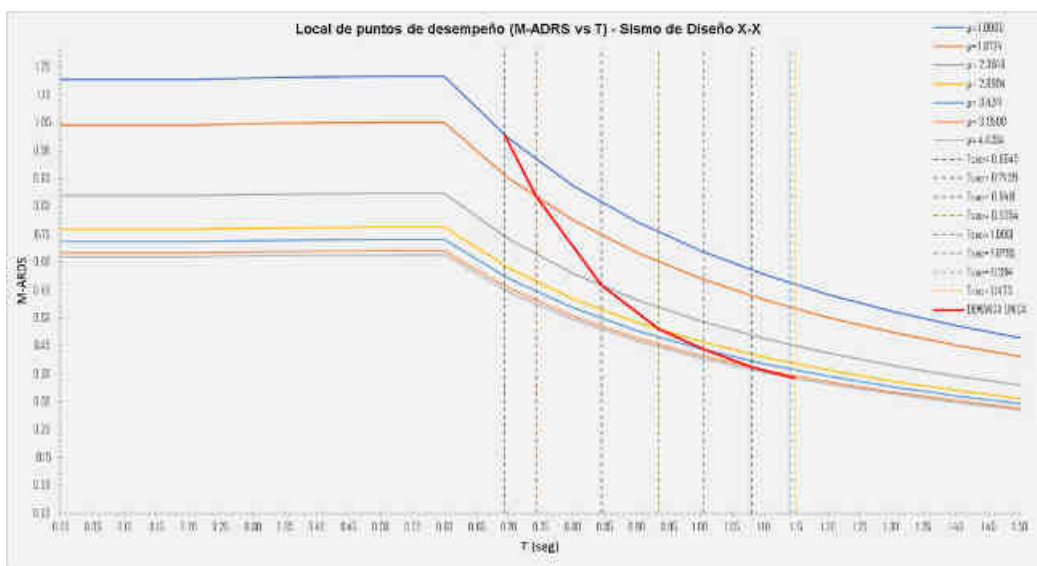
*Grafica (M-ADRS vs Sd  $\beta_{eff}$ ) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo de diseño en la dirección X-X.*



*Fuente:* Elaboración propia

**Figura N° 4. 29:**

*Grafica (M-ADRS vs T) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo de diseño en la dirección X-X.*



*Fuente:* Elaboración propia

**Tabla N° 4. 55:**

*Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo máximo en la dirección X-X.*

<b>Local de puntos de desempeño - Sismo de máximo X-X</b>																				
<b>T</b>	<b>μ=</b>		<b>1.0000</b>			<b>μ=</b>		<b>1.8734</b>			<b>μ=</b>		<b>2.3649</b>			<b>μ=</b>		<b>2.8904</b>		
	<b>(Sa)</b>	<b>(Sd)</b>	<b>(Sa)</b>	<b>(Sd)</b>	<b>M-</b>	<b>(Sa)</b>	<b>(Sd)</b>	<b>M-</b>	<b>(Sa)</b>	<b>(Sd)</b>	<b>M-</b>	<b>(Sa)</b>	<b>(Sd)</b>	<b>M-</b>	<b>(Sa)</b>	<b>(Sd)</b>	<b>M-</b>	<b>(Sa)</b>	<b>(Sd)</b>	<b>M-</b>
	<b>5%</b>	<b>5%</b>	<b>β<sub>eff</sub></b>	<b>β<sub>eff</sub></b>	<b>ADRS</b>	<b>β<sub>eff</sub></b>	<b>β<sub>eff</sub></b>	<b>ADRS</b>	<b>β<sub>eff</sub></b>	<b>β<sub>eff</sub></b>	<b>ADRS</b>	<b>β<sub>eff</sub></b>	<b>β<sub>eff</sub></b>	<b>ADRS</b>	<b>β<sub>eff</sub></b>	<b>β<sub>eff</sub></b>	<b>ADRS</b>	<b>β<sub>eff</sub></b>	<b>β<sub>eff</sub></b>	<b>ADRS</b>
0.00	1.7527	0.0000	1.7485	0.0000	1.7485	1.5621	0.0000	1.5641	1.4146	0.0000	1.2805	1.2850	0.0000	1.1451						
0.01	1.7527	0.0000	1.7485	0.0000	1.7485	1.5621	0.0000	1.5641	1.4146	0.0000	1.2805	1.2850	0.0000	1.1451						
0.10	1.7527	0.0044	1.7485	0.0044	1.7485	1.5621	0.0039	1.5641	1.4146	0.0032	1.2805	1.2850	0.0029	1.1451						
0.20	1.7527	0.0176	1.7485	0.0176	1.7485	1.5621	0.0157	1.5641	1.4146	0.0129	1.2805	1.2850	0.0115	1.1451						
0.30	1.7601	0.0396	1.7559	0.0395	1.7559	1.5687	0.0354	1.5707	1.4206	0.0290	1.2859	1.2904	0.0259	1.1499						
0.40	1.7635	0.0704	1.7593	0.0703	1.7593	1.5718	0.0629	1.5738	1.4234	0.0515	1.2884	1.2929	0.0460	1.1522						
0.50	1.7655	0.1101	1.7613	0.1098	1.7613	1.5736	0.0982	1.5756	1.4250	0.0804	1.2898	1.2944	0.0719	1.1535						
0.60	1.7667	0.1585	1.7626	0.1581	1.7626	1.5747	0.1415	1.5767	1.4260	0.1158	1.2907	1.2953	0.1036	1.1543						
0.70	1.5151	0.1849	1.5115	0.1845	1.5115	1.3504	0.1650	1.3521	1.2229	0.1351	1.1069	1.1108	0.1208	0.9899						
0.80	1.3262	0.2113	1.3230	0.2108	1.3230	1.1820	0.1886	1.1835	1.0704	0.1544	0.9689	0.9723	0.1381	0.8664						
0.90	1.1791	0.2378	1.1764	0.2372	1.1764	1.0510	0.2122	1.0523	0.9517	0.1737	0.8615	0.8645	0.1553	0.7704						
1.00	1.0615	0.2642	1.0589	0.2636	1.0589	0.9461	0.2358	0.9473	0.8567	0.1930	0.7755	0.7782	0.1726	0.6935						
1.10	0.9651	0.2906	0.9628	0.2899	0.9628	0.8602	0.2593	0.8613	0.7790	0.2123	0.7051	0.7076	0.1899	0.6306						
1.20	0.8848	0.3170	0.8827	0.3163	0.8827	0.7886	0.2829	0.7896	0.7142	0.2316	0.6464	0.6487	0.2071	0.5781						
1.30	0.8168	0.3434	0.8149	0.3426	0.8149	0.7281	0.3065	0.7290	0.6593	0.2509	0.5968	0.5989	0.2244	0.5337						
1.40	0.7586	0.3698	0.7568	0.3690	0.7568	0.6761	0.3301	0.6770	0.6123	0.2702	0.5542	0.5562	0.2416	0.4956						
1.50	0.7081	0.3963	0.7064	0.3953	0.7064	0.6311	0.3536	0.6319	0.5715	0.2895	0.5173	0.5191	0.2589	0.4626						
1.60	0.6639	0.4227	0.6623	0.4217	0.6623	0.5917	0.3772	0.5925	0.5358	0.3088	0.4850	0.4867	0.2762	0.4337						
1.70	0.6248	0.4491	0.6234	0.4480	0.6234	0.5569	0.4008	0.5576	0.5043	0.3281	0.4565	0.4581	0.2934	0.4082						
1.80	0.5902	0.4755	0.5888	0.4744	0.5888	0.5260	0.4244	0.5267	0.4763	0.3474	0.4312	0.4327	0.3107	0.3856						
1.90	0.5591	0.5019	0.5578	0.5008	0.5578	0.4984	0.4479	0.4990	0.4513	0.3667	0.4085	0.4099	0.3279	0.3653						
2.00	0.5312	0.5284	0.5299	0.5271	0.5299	0.4735	0.4715	0.4741	0.4287	0.3860	0.3881	0.3895	0.3452	0.3471						

*Nota:* Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 56:**

*Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo máximo en la dirección X-X.*

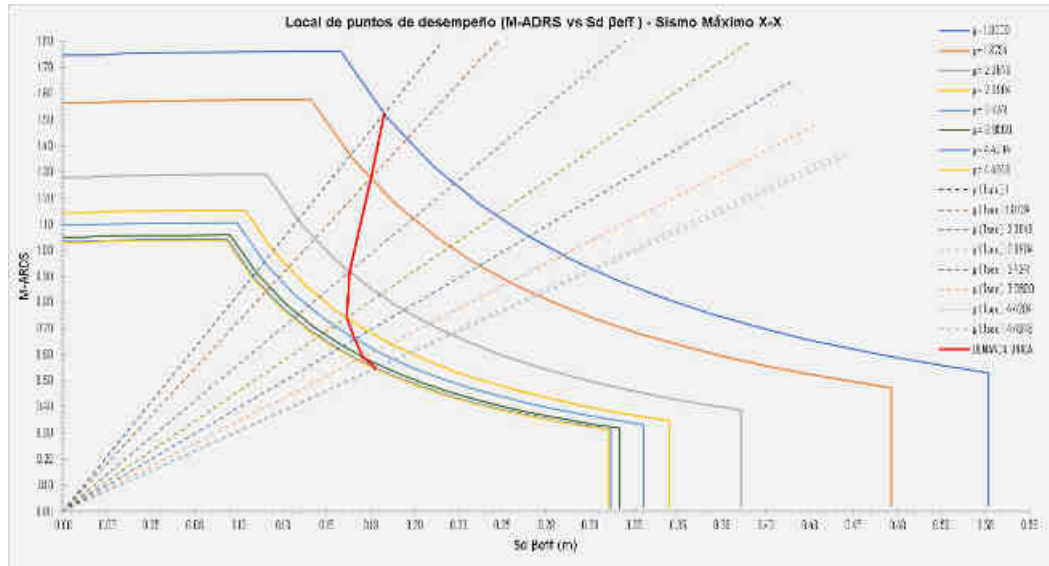
Local de puntos de desempeño - Sismo de máximo X-X																		
T			$\mu=$	3.4241			$\mu=$	3.9500			$\mu=$	4.4204			$\mu=$	4.4848		
	(Sa)	(Sd)	(Sa)	(Sd)	M-	(Sa)	(Sd)	M-	(Sa)	(Sd)	M-	(Sa)	(Sd)	M-	(Sa)	(Sd)	M-	
	5%	5%	$\beta_{eff}$	$\beta_{eff}$	ADRS	$\beta_{eff}$	$\beta_{eff}$	ADRS	$\beta_{eff}$	$\beta_{eff}$	ADRS	$\beta_{eff}$	$\beta_{eff}$	ADRS	$\beta_{eff}$	$\beta_{eff}$	ADRS	
0.00	1.7527	0.0000	1.1907	0.0000	1.0961	1.1358	0.0000	1.0509	1.1309	0.0000	1.0341	1.1287	0.0000	1.0295				
0.01	1.7527	0.0000	1.1907	0.0000	1.0961	1.1358	0.0000	1.0509	1.1309	0.0000	1.0341	1.1287	0.0000	1.0295				
0.10	1.7527	0.0044	1.1907	0.0028	1.0961	1.1358	0.0026	1.0509	1.1309	0.0026	1.0341	1.1287	0.0026	1.0295				
0.20	1.7527	0.0176	1.1907	0.0110	1.0961	1.1358	0.0106	1.0509	1.1309	0.0104	1.0341	1.1287	0.0103	1.0295				
0.30	1.7601	0.0396	1.1958	0.0248	1.1008	1.1406	0.0238	1.0554	1.1356	0.0234	1.0385	1.1334	0.0233	1.0339				
0.40	1.7635	0.0704	1.1981	0.0441	1.1029	1.1429	0.0422	1.0574	1.1379	0.0416	1.0405	1.1357	0.0414	1.0359				
0.50	1.7655	0.1101	1.1995	0.0688	1.1041	1.1441	0.0660	1.0586	1.1391	0.0649	1.0417	1.1369	0.0647	1.0370				
0.60	1.7667	0.1585	1.2003	0.0991	1.1049	1.1449	0.0950	1.0594	1.1399	0.0935	1.0424	1.1377	0.0931	1.0378				
0.70	1.5151	0.1849	1.0293	0.1157	0.9476	0.9819	0.1109	0.9085	0.9776	0.1091	0.8939	0.9757	0.1086	0.8900				
0.80	1.3262	0.2113	0.9010	0.1322	0.8294	0.8594	0.1267	0.7952	0.8557	0.1247	0.7825	0.8540	0.1241	0.7790				
0.90	1.1791	0.2378	0.8011	0.1487	0.7375	0.7642	0.1426	0.7070	0.7608	0.1403	0.6957	0.7593	0.1397	0.6926				
1.00	1.0615	0.2642	0.7211	0.1652	0.6638	0.6879	0.1584	0.6365	0.6849	0.1559	0.6263	0.6835	0.1552	0.6235				
1.10	0.9651	0.2906	0.6557	0.1817	0.6036	0.6255	0.1742	0.5787	0.6227	0.1715	0.5694	0.6215	0.1707	0.5669				
1.20	0.8848	0.3170	0.6011	0.1983	0.5534	0.5734	0.1901	0.5306	0.5709	0.1870	0.5221	0.5698	0.1862	0.5197				
1.30	0.8168	0.3434	0.5550	0.2148	0.5109	0.5294	0.2059	0.4898	0.5271	0.2026	0.4820	0.5260	0.2017	0.4798				
1.40	0.7586	0.3698	0.5154	0.2313	0.4744	0.4916	0.2218	0.4549	0.4895	0.2182	0.4476	0.4885	0.2172	0.4456				
1.50	0.7081	0.3963	0.4811	0.2478	0.4428	0.4589	0.2376	0.4246	0.4569	0.2338	0.4178	0.4560	0.2328	0.4159				
1.60	0.6639	0.4227	0.4510	0.2644	0.4152	0.4302	0.2534	0.3981	0.4283	0.2494	0.3917	0.4275	0.2483	0.3899				
1.70	0.6248	0.4491	0.4245	0.2809	0.3908	0.4049	0.2693	0.3747	0.4032	0.2650	0.3687	0.4024	0.2638	0.3670				
1.80	0.5902	0.4755	0.4010	0.2974	0.3691	0.3825	0.2851	0.3539	0.3808	0.2806	0.3482	0.3801	0.2793	0.3467				
1.90	0.5591	0.5019	0.3799	0.3139	0.3497	0.3623	0.3010	0.3353	0.3608	0.2962	0.3299	0.3601	0.2948	0.3284				
2.00	0.5312	0.5284	0.3609	0.3304	0.3322	0.3442	0.3168	0.3185	0.3427	0.3117	0.3134	0.3421	0.3104	0.3120				

*Nota:* Elaboración propia.



**Figura N° 4. 30:**

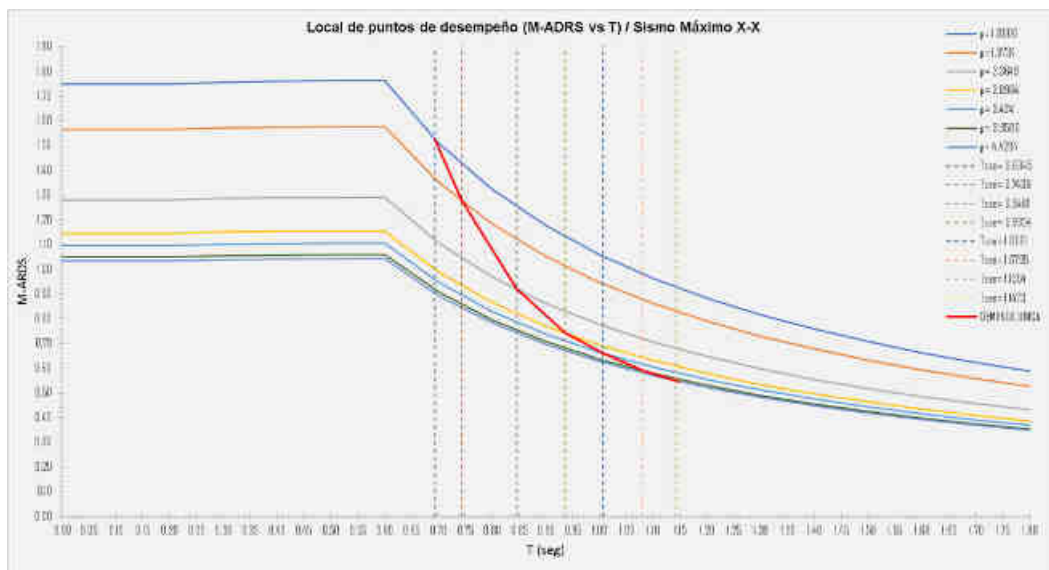
Grafica ( $M-ADRS$  vs  $S_d \beta_{eff}$ ) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo máximo en la dirección X-X.



Fuente: Elaboración propia

**Figura N° 4. 31:**

Grafica ( $M-ADRS$  vs  $T$ ) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo máximo en la dirección X-X.



Fuente: Elaboración propia

**Tabla N° 4. 57:**

*Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo de servicio en la dirección Y-Y.*

<b>Local de puntos de desempeño - Sismo de servicio Y-Y</b>														
<b>T</b>	<b>μ= 1</b>		<b>μ= 6.7094</b>			<b>μ= 4.0958</b>			<b>μ= 4.5406</b>					
	<b>(Sa) 5%</b>	<b>(Sd) 5%</b>	<b>(Sa) β<sub>eff</sub></b>	<b>(Sd) β<sub>eff</sub></b>	<b>M- ADRS</b>	<b>(Sa) β<sub>eff</sub></b>	<b>(Sd) β<sub>eff</sub></b>	<b>M- ADRS</b>	<b>(Sa) β<sub>eff</sub></b>	<b>(Sd) β<sub>eff</sub></b>	<b>M- ADRS</b>	<b>(Sa) β<sub>eff</sub></b>	<b>(Sd) β<sub>eff</sub></b>	<b>M- ADRS</b>
0.00	0.5842	0.0000	0.5828	0.0000	0.5828	0.3522	0.0000	0.8984	0.3807	0.0000	0.4371	0.3756	0.0000	0.3534
0.01	0.5842	0.0000	0.5828	0.0000	0.5828	0.3522	0.0000	0.8984	0.3807	0.0000	0.4371	0.3756	0.0000	0.3534
0.10	0.5842	0.0015	0.5828	0.0015	0.5828	0.3522	0.0023	0.8984	0.3807	0.0011	0.4371	0.3756	0.0009	0.3534
0.20	0.5842	0.0059	0.5828	0.0059	0.5828	0.3522	0.0090	0.8984	0.3807	0.0044	0.4371	0.3756	0.0036	0.3534
0.30	0.5867	0.0132	0.5853	0.0132	0.5853	0.3537	0.0203	0.9022	0.3823	0.0099	0.4389	0.3772	0.0080	0.3549
0.40	0.5878	0.0235	0.5864	0.0234	0.5864	0.3544	0.0361	0.9040	0.3831	0.0176	0.4398	0.3779	0.0142	0.3556
0.50	0.5885	0.0367	0.5871	0.0366	0.5871	0.3548	0.0564	0.9050	0.3835	0.0274	0.4403	0.3783	0.0222	0.3560
0.60	0.5889	0.0528	0.5875	0.0527	0.5875	0.3551	0.0812	0.9056	0.3838	0.0395	0.4406	0.3786	0.0320	0.3562
0.70	0.5050	0.0616	0.5038	0.0615	0.5038	0.3045	0.0948	0.7766	0.3291	0.0461	0.3778	0.3247	0.0373	0.3055
0.80	0.4421	0.0704	0.4410	0.0703	0.4410	0.2665	0.1083	0.6798	0.2881	0.0527	0.3307	0.2842	0.0426	0.2674
0.90	0.3930	0.0793	0.3921	0.0791	0.3921	0.2370	0.1219	0.6044	0.2561	0.0593	0.2940	0.2527	0.0479	0.2377
1.00	0.3538	0.0881	0.3530	0.0879	0.3530	0.2133	0.1354	0.5441	0.2306	0.0659	0.2647	0.2275	0.0533	0.2140
1.10	0.3217	0.0969	0.3209	0.0966	0.3209	0.1940	0.1490	0.4947	0.2096	0.0725	0.2407	0.2068	0.0586	0.1946
1.20	0.2949	0.1057	0.2942	0.1054	0.2942	0.1778	0.1625	0.4536	0.1922	0.0791	0.2207	0.1896	0.0639	0.1784
1.30	0.2723	0.1145	0.2716	0.1142	0.2716	0.1642	0.1760	0.4187	0.1774	0.0856	0.2037	0.1750	0.0692	0.1647
1.40	0.2529	0.1233	0.2523	0.1230	0.2523	0.1525	0.1896	0.3888	0.1648	0.0922	0.1892	0.1626	0.0746	0.1529
1.50	0.2360	0.1321	0.2355	0.1318	0.2355	0.1423	0.2031	0.3630	0.1538	0.0988	0.1766	0.1517	0.0799	0.1428
1.60	0.2213	0.1409	0.2208	0.1406	0.2208	0.1334	0.2167	0.3403	0.1442	0.1054	0.1655	0.1423	0.0852	0.1338
1.70	0.2083	0.1497	0.2078	0.1493	0.2078	0.1256	0.2302	0.3203	0.1357	0.1120	0.1558	0.1339	0.0905	0.1260
1.80	0.1967	0.1585	0.1963	0.1581	0.1963	0.1186	0.2437	0.3025	0.1282	0.1186	0.1472	0.1265	0.0959	0.1190
1.90	0.1864	0.1673	0.1859	0.1669	0.1859	0.1124	0.2573	0.2866	0.1215	0.1252	0.1394	0.1198	0.1012	0.1127
2.00	0.1771	0.1761	0.1766	0.1757	0.1766	0.1068	0.2708	0.2723	0.1154	0.1318	0.1325	0.1138	0.1065	0.1071

*Nota:* Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 58:**

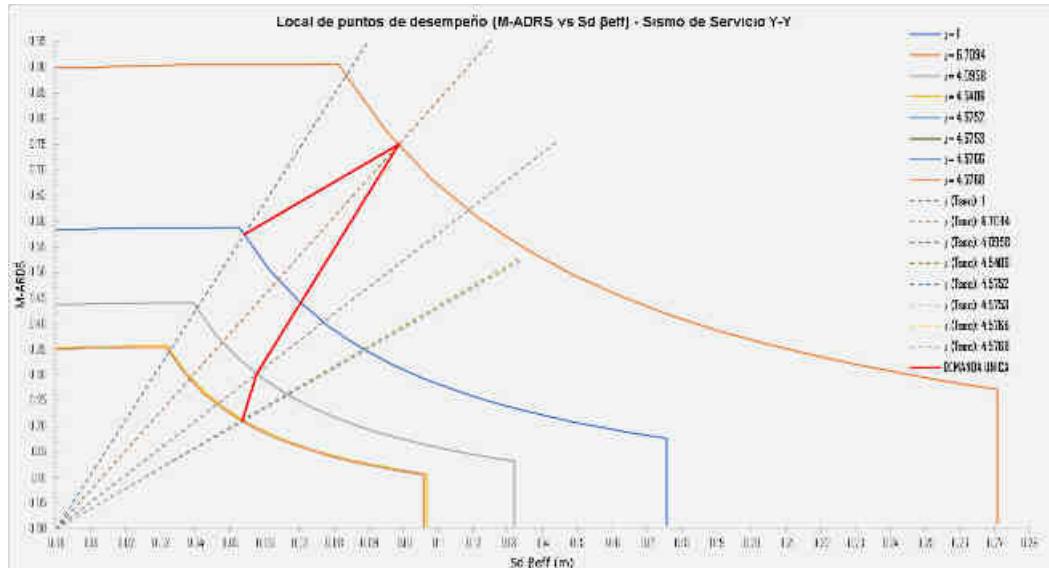
*Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo de servicio en la dirección Y-Y.*

<b>Local de puntos de desempeño - Sismo de servicio Y-Y</b>														
<b>T</b>	<b>(Sa) 5%</b>	<b>(Sd) 5%</b>	<b>μ= 4.5752</b>			<b>μ= 4.5753</b>			<b>μ= 4.5766</b>			<b>μ= 4.5768</b>		
			<b>(Sa) β<sub>eff</sub></b>	<b>(Sd) β<sub>eff</sub></b>	<b>M- ADRS</b>	<b>(Sa) β<sub>eff</sub></b>	<b>(Sd) β<sub>eff</sub></b>	<b>M- ADRS</b>	<b>(Sa) β<sub>eff</sub></b>	<b>(Sd) β<sub>eff</sub></b>	<b>M- ADRS</b>	<b>(Sa) β<sub>eff</sub></b>	<b>(Sd) β<sub>eff</sub></b>	<b>M- ADRS</b>
0.00	0.5842	0.0000	0.3752	0.0000	0.3513	0.3752	0.0000	0.3512	0.3752	0.0000	0.3511	0.3752	0.0000	0.3510
0.01	0.5842	0.0000	0.3752	0.0000	0.3513	0.3752	0.0000	0.3512	0.3752	0.0000	0.3511	0.3752	0.0000	0.3510
0.10	0.5842	0.0015	0.3752	0.0009	0.3513	0.3752	0.0009	0.3512	0.3752	0.0009	0.3511	0.3752	0.0009	0.3510
0.20	0.5842	0.0059	0.3752	0.0035	0.3513	0.3752	0.0035	0.3512	0.3752	0.0035	0.3511	0.3752	0.0035	0.3510
0.30	0.5867	0.0132	0.3768	0.0079	0.3528	0.3768	0.0079	0.3526	0.3768	0.0079	0.3526	0.3768	0.0079	0.3525
0.40	0.5878	0.0235	0.3775	0.0141	0.3535	0.3775	0.0141	0.3533	0.3775	0.0141	0.3533	0.3775	0.0141	0.3532
0.50	0.5885	0.0367	0.3779	0.0221	0.3539	0.3779	0.0221	0.3537	0.3779	0.0221	0.3537	0.3779	0.0220	0.3535
0.60	0.5889	0.0528	0.3782	0.0318	0.3541	0.3782	0.0318	0.3540	0.3782	0.0318	0.3539	0.3782	0.0317	0.3538
0.70	0.5050	0.0616	0.3243	0.0371	0.3037	0.3243	0.0371	0.3036	0.3243	0.0370	0.3035	0.3243	0.0370	0.3034
0.80	0.4421	0.0704	0.2839	0.0424	0.2658	0.2839	0.0423	0.2657	0.2839	0.0423	0.2657	0.2839	0.0423	0.2656
0.90	0.3930	0.0793	0.2524	0.0477	0.2364	0.2524	0.0476	0.2363	0.2524	0.0476	0.2362	0.2524	0.0476	0.2361
1.00	0.3538	0.0881	0.2272	0.0530	0.2128	0.2272	0.0529	0.2127	0.2272	0.0529	0.2126	0.2272	0.0529	0.2126
1.10	0.3217	0.0969	0.2066	0.0582	0.1935	0.2066	0.0582	0.1934	0.2066	0.0582	0.1933	0.2066	0.0582	0.1933
1.20	0.2949	0.1057	0.1894	0.0635	0.1774	0.1894	0.0635	0.1773	0.1894	0.0635	0.1773	0.1894	0.0635	0.1772
1.30	0.2723	0.1145	0.1749	0.0688	0.1637	0.1749	0.0688	0.1637	0.1749	0.0688	0.1636	0.1749	0.0688	0.1636
1.40	0.2529	0.1233	0.1624	0.0741	0.1521	0.1624	0.0741	0.1520	0.1624	0.0741	0.1520	0.1624	0.0741	0.1519
1.50	0.2360	0.1321	0.1516	0.0794	0.1419	0.1516	0.0794	0.1419	0.1516	0.0794	0.1418	0.1516	0.0794	0.1418
1.60	0.2213	0.1409	0.1421	0.0847	0.1331	0.1421	0.0847	0.1330	0.1421	0.0847	0.1330	0.1421	0.0846	0.1329
1.70	0.2083	0.1497	0.1338	0.0900	0.1252	0.1338	0.0900	0.1252	0.1338	0.0900	0.1252	0.1338	0.0899	0.1251
1.80	0.1967	0.1585	0.1263	0.0953	0.1183	0.1263	0.0953	0.1182	0.1263	0.0953	0.1182	0.1263	0.0952	0.1182
1.90	0.1864	0.1673	0.1197	0.1006	0.1121	0.1197	0.1006	0.1120	0.1197	0.1006	0.1120	0.1197	0.1005	0.1120
2.00	0.1771	0.1761	0.1137	0.1059	0.1065	0.1137	0.1059	0.1064	0.1137	0.1058	0.1064	0.1137	0.1058	0.1064

*Nota:* Elaboración propia.

**Figura N° 4. 32:**

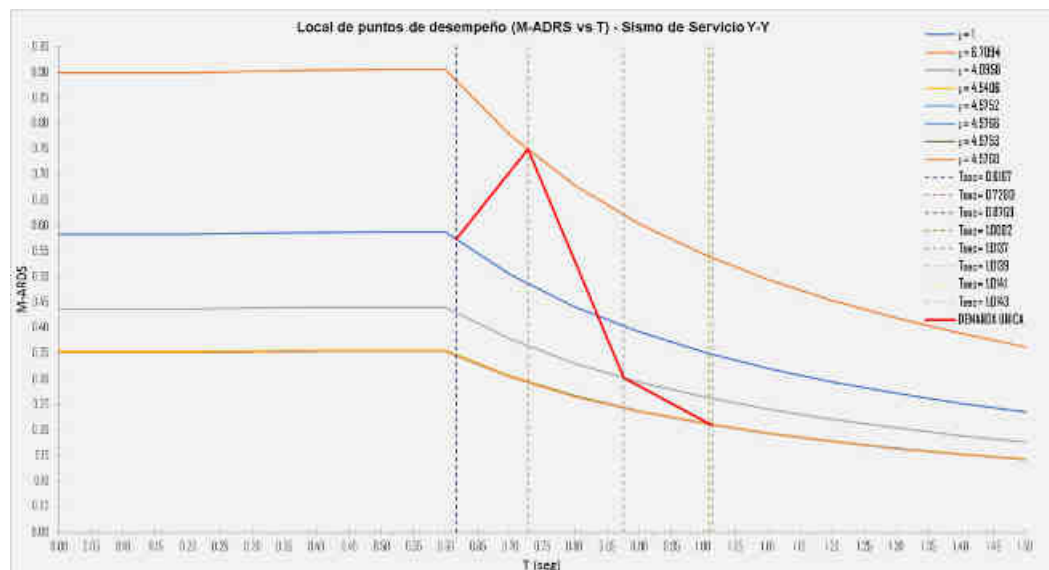
*Grafica (M-ADRS vs Sd βeff) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo de servicio en la dirección Y-Y.*



*Fuente: Elaboración propia*

**Figura N° 4. 33:**

*Grafica (M-ADRS vs T) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo de servicio en la dirección Y-Y.*



*Fuente: Elaboración propia*

**Tabla N° 4. 59:**

*Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo de diseño en la dirección Y-Y.*

<b>Local de puntos de desempeño - Sismo de diseño Y-Y</b>														
<b>T</b>	<b>μ= 1</b>		<b>μ= 6.7094</b>		<b>μ= 4.0958</b>		<b>μ= 4.5406</b>							
	<b>(Sa)</b> <b>5%</b>	<b>(Sd)</b> <b>5%</b>	<b>(Sa)</b> <b>β<sub>eff</sub></b>	<b>(Sd)</b> <b>β<sub>eff</sub></b>	<b>M-</b> <b>ADRS</b>	<b>(Sa)</b> <b>β<sub>eff</sub></b>	<b>(Sd)</b> <b>β<sub>eff</sub></b>	<b>M-</b> <b>ADRS</b>	<b>(Sa)</b> <b>β<sub>eff</sub></b>	<b>(Sd)</b> <b>β<sub>eff</sub></b>	<b>M-</b> <b>ADRS</b>	<b>(Sa)</b> <b>β<sub>eff</sub></b>	<b>(Sd)</b> <b>β<sub>eff</sub></b>	<b>M-</b> <b>ADRS</b>
0.00	1.1684	0.0000	1.1657	0.0000	1.1657	0.7045	0.0000	1.7968	0.7614	0.0000	0.8741	0.7512	0.0000	0.7067
0.01	1.1684	0.0000	1.1657	0.0000	1.1657	0.7045	0.0000	1.7968	0.7614	0.0000	0.8741	0.7512	0.0000	0.7067
0.10	1.1684	0.0029	1.1657	0.0029	1.1657	0.7045	0.0045	1.7968	0.7614	0.0022	0.8741	0.7512	0.0018	0.7067
0.20	1.1684	0.0117	1.1657	0.0117	1.1657	0.7045	0.0181	1.7968	0.7614	0.0088	0.8741	0.7512	0.0071	0.7067
0.30	1.1734	0.0264	1.1706	0.0264	1.1706	0.7075	0.0406	1.8044	0.7646	0.0198	0.8778	0.7544	0.0160	0.7097
0.40	1.1757	0.0470	1.1729	0.0469	1.1729	0.7088	0.0722	1.8079	0.7661	0.0351	0.8795	0.7558	0.0284	0.7111
0.50	1.1770	0.0734	1.1742	0.0732	1.1742	0.7096	0.1128	1.8100	0.7670	0.0549	0.8805	0.7567	0.0444	0.7119
0.60	1.1778	0.1057	1.1750	0.1054	1.1750	0.7101	0.1625	1.8112	0.7675	0.0791	0.8812	0.7572	0.0639	0.7124
0.70	1.0101	0.1233	1.0077	0.1230	1.0077	0.6090	0.1896	1.5533	0.6582	0.0922	0.7556	0.6494	0.0746	0.6109
0.80	0.8841	0.1409	0.8820	0.1406	0.8820	0.5331	0.2167	1.3596	0.5761	0.1054	0.6614	0.5684	0.0852	0.5348
0.90	0.7861	0.1585	0.7842	0.1581	0.7842	0.4740	0.2437	1.2089	0.5123	0.1186	0.5881	0.5054	0.0959	0.4755
1.00	0.7076	0.1761	0.7060	0.1757	0.7060	0.4267	0.2708	1.0882	0.4611	0.1318	0.5294	0.4549	0.1065	0.4280
1.10	0.6434	0.1937	0.6419	0.1933	0.6419	0.3879	0.2979	0.9894	0.4193	0.1449	0.4814	0.4136	0.1172	0.3892
1.20	0.5899	0.2113	0.5885	0.2108	0.5885	0.3557	0.3250	0.9071	0.3844	0.1581	0.4413	0.3792	0.1278	0.3568
1.30	0.5446	0.2290	0.5433	0.2284	0.5433	0.3283	0.3521	0.8374	0.3549	0.1713	0.4074	0.3501	0.1385	0.3294
1.40	0.5057	0.2466	0.5045	0.2460	0.5045	0.3049	0.3792	0.7777	0.3296	0.1845	0.3783	0.3251	0.1491	0.3059
1.50	0.4720	0.2642	0.4709	0.2636	0.4709	0.2846	0.4062	0.7259	0.3076	0.1976	0.3531	0.3035	0.1598	0.2855
1.60	0.4426	0.2818	0.4415	0.2811	0.4415	0.2668	0.4333	0.6806	0.2884	0.2108	0.3311	0.2845	0.1704	0.2677
1.70	0.4166	0.2994	0.4156	0.2987	0.4156	0.2512	0.4604	0.6406	0.2715	0.2240	0.3116	0.2678	0.1811	0.2520
1.80	0.3934	0.3170	0.3925	0.3163	0.3925	0.2372	0.4875	0.6050	0.2564	0.2372	0.2943	0.2529	0.1917	0.2380
1.90	0.3728	0.3346	0.3719	0.3338	0.3719	0.2247	0.5146	0.5732	0.2429	0.2503	0.2789	0.2396	0.2024	0.2255
2.00	0.3541	0.3522	0.3533	0.3514	0.3533	0.2135	0.5417	0.5446	0.2308	0.2635	0.2649	0.2277	0.2131	0.2142

*Nota:* Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 60:**

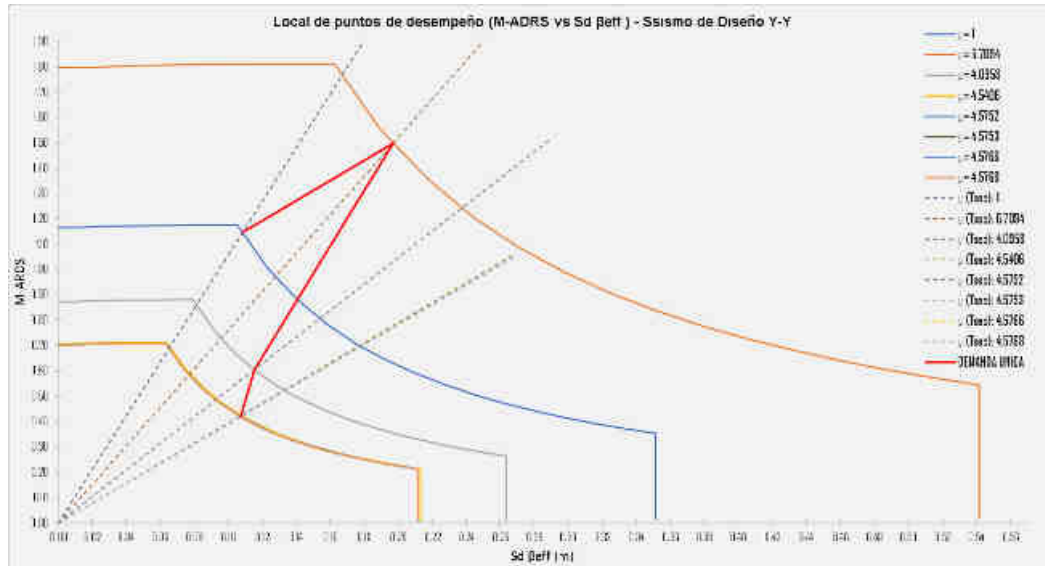
*Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo de diseño en la dirección Y-Y.*

Local de puntos de desempeño - Sismo de diseño Y-Y														
T	(Sa) 5%	(Sd) 5%	$\mu=$ 4.5752			$\mu=$ 4.5753			$\mu=$ 4.5766			$\mu=$ 4.5768		
			(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS	(Sa) $\beta_{eff}$	(Sd) $\beta_{eff}$	M- ADRS
0.00	1.1684	0.0000	0.7504	0.0000	0.7026	0.7504	0.0000	0.7023	0.7504	0.0000	0.7022	0.7504	0.0000	0.7020
0.01	1.1684	0.0000	0.7504	0.0000	0.7026	0.7504	0.0000	0.7023	0.7504	0.0000	0.7022	0.7504	0.0000	0.7020
0.10	1.1684	0.0029	0.7504	0.0018	0.7026	0.7504	0.0018	0.7023	0.7504	0.0018	0.7022	0.7504	0.0018	0.7020
0.20	1.1684	0.0117	0.7504	0.0071	0.7026	0.7504	0.0071	0.7023	0.7504	0.0071	0.7022	0.7504	0.0071	0.7020
0.30	1.1734	0.0264	0.7536	0.0159	0.7056	0.7536	0.0159	0.7053	0.7535	0.0159	0.7052	0.7535	0.0159	0.7049
0.40	1.1757	0.0470	0.7550	0.0282	0.7070	0.7550	0.0282	0.7067	0.7550	0.0282	0.7066	0.7550	0.0282	0.7063
0.50	1.1770	0.0734	0.7559	0.0441	0.7078	0.7559	0.0441	0.7075	0.7559	0.0441	0.7074	0.7558	0.0441	0.7071
0.60	1.1778	0.1057	0.7564	0.0635	0.7083	0.7564	0.0635	0.7080	0.7564	0.0635	0.7079	0.7564	0.0635	0.7076
0.70	1.0101	0.1233	0.6487	0.0741	0.6074	0.6487	0.0741	0.6071	0.6487	0.0741	0.6070	0.6486	0.0741	0.6068
0.80	0.8841	0.1409	0.5678	0.0847	0.5317	0.5678	0.0847	0.5314	0.5678	0.0847	0.5314	0.5678	0.0846	0.5311
0.90	0.7861	0.1585	0.5048	0.0953	0.4727	0.5048	0.0953	0.4725	0.5048	0.0953	0.4724	0.5048	0.0952	0.4723
1.00	0.7076	0.1761	0.4545	0.1059	0.4255	0.4545	0.1059	0.4254	0.4544	0.1058	0.4253	0.4544	0.1058	0.4251
1.10	0.6434	0.1937	0.4132	0.1165	0.3869	0.4132	0.1164	0.3867	0.4132	0.1164	0.3867	0.4132	0.1164	0.3865
1.20	0.5899	0.2113	0.3788	0.1271	0.3547	0.3788	0.1270	0.3546	0.3788	0.1270	0.3545	0.3788	0.1270	0.3544
1.30	0.5446	0.2290	0.3497	0.1377	0.3275	0.3497	0.1376	0.3273	0.3497	0.1376	0.3273	0.3497	0.1375	0.3272
1.40	0.5057	0.2466	0.3248	0.1483	0.3041	0.3248	0.1482	0.3040	0.3248	0.1482	0.3039	0.3248	0.1481	0.3038
1.50	0.4720	0.2642	0.3032	0.1589	0.2839	0.3032	0.1588	0.2837	0.3031	0.1588	0.2837	0.3031	0.1587	0.2836
1.60	0.4426	0.2818	0.2842	0.1695	0.2661	0.2842	0.1694	0.2660	0.2842	0.1694	0.2660	0.2842	0.1693	0.2659
1.70	0.4166	0.2994	0.2675	0.1800	0.2505	0.2675	0.1800	0.2504	0.2675	0.1799	0.2504	0.2675	0.1799	0.2503
1.80	0.3934	0.3170	0.2527	0.1906	0.2366	0.2527	0.1906	0.2365	0.2527	0.1905	0.2365	0.2527	0.1904	0.2364
1.90	0.3728	0.3346	0.2394	0.2012	0.2242	0.2394	0.2011	0.2241	0.2394	0.2011	0.2240	0.2394	0.2010	0.2239
2.00	0.3541	0.3522	0.2274	0.2118	0.2130	0.2274	0.2117	0.2129	0.2274	0.2117	0.2128	0.2274	0.2116	0.2128

*Nota:* Elaboración propia.

**Figura N° 4. 34:**

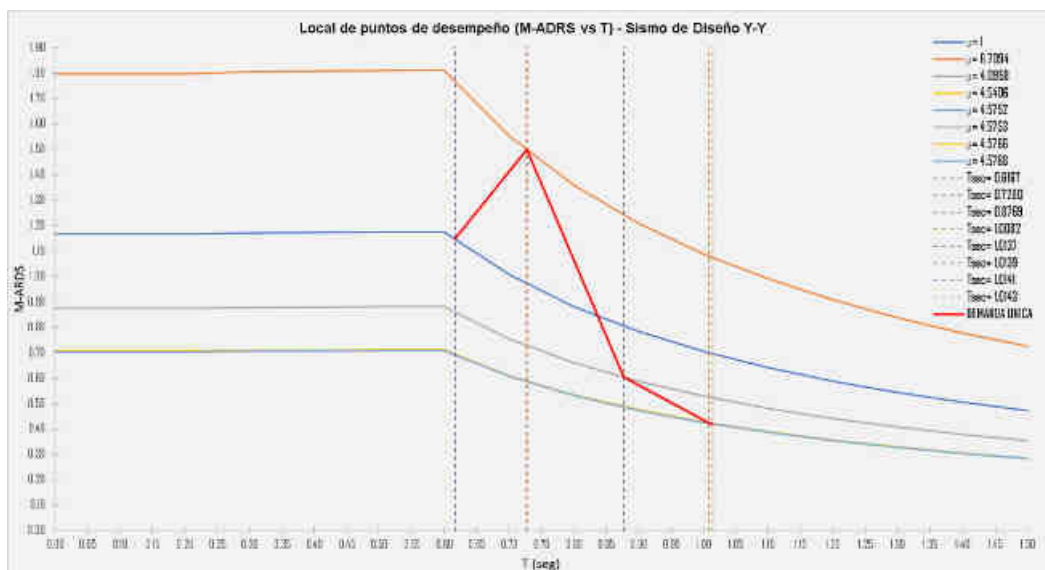
*Grafica (M-ADRS vs Sd βeff) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo de diseño en la dirección Y-Y.*



*Fuente: Elaboración propia*

**Figura N° 4. 35:**

*Grafica (M-ADRS vs T) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo de diseño en la dirección Y-Y.*



*Fuente: Elaboración propia*

**Tabla N° 4. 61:**

*Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo máximo en la dirección Y-Y.*

<b>Local de puntos de desempeño - Sismo de máximo Y-Y</b>														
<b>T</b>	<b>μ= 1</b>		<b>μ= 6.7094</b>			<b>μ= 4.0958</b>			<b>μ= 4.5406</b>					
	<b>(Sa) 5%</b>	<b>(Sd) 5%</b>	<b>(Sa) β<sub>eff</sub></b>	<b>(Sd) β<sub>eff</sub></b>	<b>M-ADRS</b>	<b>(Sa) β<sub>eff</sub></b>	<b>(Sd) β<sub>eff</sub></b>	<b>M-ADRS</b>	<b>(Sa) β<sub>eff</sub></b>	<b>(Sd) β<sub>eff</sub></b>	<b>M-ADRS</b>	<b>(Sa) β<sub>eff</sub></b>	<b>(Sd) β<sub>eff</sub></b>	<b>M-ADRS</b>
0.00	1.7527	0.0000	1.7485	0.0000	1.7485	1.0567	0.0000	2.6952	1.1421	0.0000	1.3112	1.1268	0.0000	1.0601
0.01	1.7527	0.0000	1.7485	0.0000	1.7485	1.0567	0.0001	2.6952	1.1421	0.0000	1.3112	1.1268	0.0000	1.0601
0.10	1.7527	0.0044	1.7485	0.0044	1.7485	1.0567	0.0068	2.6952	1.1421	0.0033	1.3112	1.1268	0.0027	1.0601
0.20	1.7527	0.0176	1.7485	0.0176	1.7485	1.0567	0.0271	2.6952	1.1421	0.0132	1.3112	1.1268	0.0107	1.0601
0.30	1.7601	0.0396	1.7559	0.0395	1.7559	1.0612	0.0609	2.7066	1.1469	0.0296	1.3167	1.1315	0.0240	1.0646
0.40	1.7635	0.0704	1.7593	0.0703	1.7593	1.0633	0.1083	2.7119	1.1492	0.0527	1.3193	1.1337	0.0426	1.0667
0.50	1.7655	0.1101	1.7613	0.1098	1.7613	1.0645	0.1693	2.7149	1.1505	0.0823	1.3208	1.1350	0.0666	1.0679
0.60	1.7667	0.1585	1.7626	0.1581	1.7626	1.0652	0.2437	2.7169	1.1513	0.1186	1.3217	1.1358	0.0959	1.0686
0.70	1.5151	0.1849	1.5115	0.1845	1.5115	0.9135	0.2844	2.3299	0.9873	0.1383	1.1335	0.9740	0.1119	0.9164
0.80	1.3262	0.2113	1.3230	0.2108	1.3230	0.7996	0.3250	2.0394	0.8642	0.1581	0.9921	0.8526	0.1278	0.8021
0.90	1.1791	0.2378	1.1764	0.2372	1.1764	0.7109	0.3656	1.8133	0.7684	0.1779	0.8821	0.7581	0.1438	0.7132
1.00	1.0615	0.2642	1.0589	0.2636	1.0589	0.6400	0.4062	1.6323	0.6917	0.1976	0.7941	0.6824	0.1598	0.6420
1.10	0.9651	0.2906	0.9628	0.2899	0.9628	0.5819	0.4469	1.4842	0.6289	0.2174	0.7220	0.6205	0.1758	0.5838
1.20	0.8848	0.3170	0.8827	0.3163	0.8827	0.5335	0.4875	1.3607	0.5766	0.2372	0.6620	0.5688	0.1917	0.5352
1.30	0.8168	0.3434	0.8149	0.3426	0.8149	0.4925	0.5281	1.2561	0.5323	0.2569	0.6111	0.5251	0.2077	0.4941
1.40	0.7586	0.3698	0.7568	0.3690	0.7568	0.4574	0.5687	1.1665	0.4943	0.2767	0.5675	0.4877	0.2237	0.4588
1.50	0.7081	0.3963	0.7064	0.3953	0.7064	0.4269	0.6094	1.0889	0.4614	0.2965	0.5297	0.4552	0.2397	0.4283
1.60	0.6639	0.4227	0.6623	0.4217	0.6623	0.4003	0.6500	1.0209	0.4326	0.3162	0.4966	0.4268	0.2557	0.4015
1.70	0.6248	0.4491	0.6234	0.4480	0.6234	0.3767	0.6906	0.9609	0.4072	0.3360	0.4675	0.4017	0.2716	0.3779
1.80	0.5902	0.4755	0.5888	0.4744	0.5888	0.3558	0.7312	0.9076	0.3846	0.3557	0.4415	0.3794	0.2876	0.3570
1.90	0.5591	0.5019	0.5578	0.5008	0.5578	0.3371	0.7719	0.8598	0.3644	0.3755	0.4183	0.3595	0.3036	0.3382
2.00	0.5312	0.5284	0.5299	0.5271	0.5299	0.3203	0.8125	0.8169	0.3462	0.3953	0.3974	0.3415	0.3196	0.3213

*Nota:* Elaboración propia.



**Tabla N° 4. 62:**

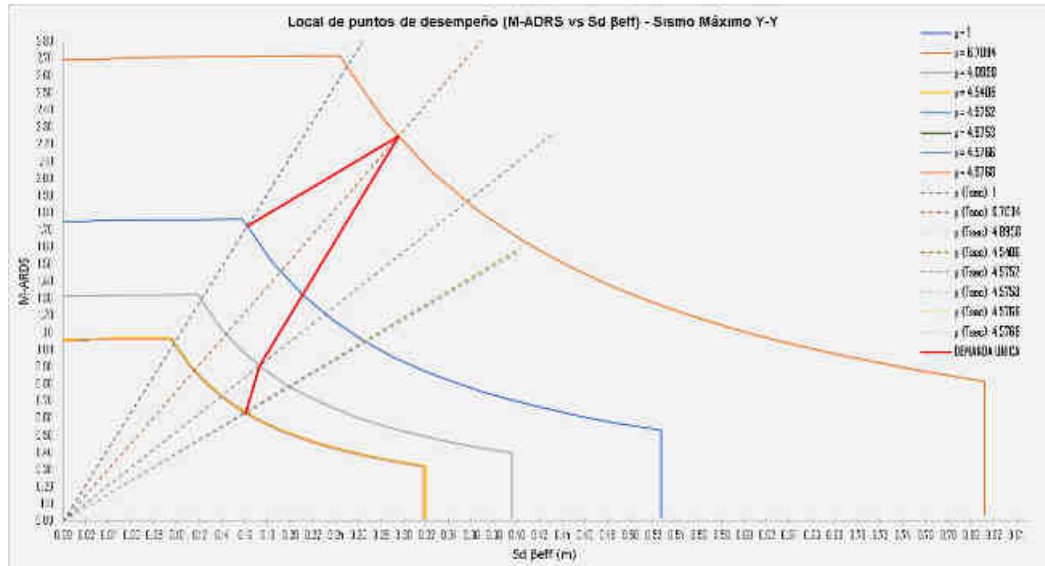
*Local de puntos de desempeño posibles para un nivel de sismo máximo en la dirección Y-Y.*

<b>Local de puntos de desempeño - Sismo de máximo Y-Y</b>														
<b>T</b>	<b>(Sa) 5%</b>	<b>(Sd) 5%</b>	<b>μ= 4.5752</b>			<b>μ= 4.5753</b>			<b>μ= 4.5766</b>			<b>μ= 4.5768</b>		
			<b>(Sa) β<sub>eff</sub></b>	<b>(Sd) β<sub>eff</sub></b>	<b>M- ADRS</b>	<b>(Sa) β<sub>eff</sub></b>	<b>(Sd) β<sub>eff</sub></b>	<b>M- ADRS</b>	<b>(Sa) β<sub>eff</sub></b>	<b>(Sd) β<sub>eff</sub></b>	<b>M- ADRS</b>	<b>(Sa) β<sub>eff</sub></b>	<b>(Sd) β<sub>eff</sub></b>	<b>M- ADRS</b>
0.00	1.7527	0.0000	1.1256	0.0000	1.0539	1.1256	0.0000	1.0535	1.1255	0.0000	1.0534	1.1255	0.0000	1.0529
0.01	1.7527	0.0000	1.1256	0.0000	1.0539	1.1256	0.0000	1.0535	1.1255	0.0000	1.0534	1.1255	0.0000	1.0529
0.10	1.7527	0.0044	1.1256	0.0026	1.0539	1.1256	0.0026	1.0535	1.1255	0.0026	1.0534	1.1255	0.0026	1.0529
0.20	1.7527	0.0176	1.1256	0.0106	1.0539	1.1256	0.0106	1.0535	1.1255	0.0106	1.0534	1.1255	0.0106	1.0529
0.30	1.7601	0.0396	1.1303	0.0238	1.0584	1.1303	0.0238	1.0579	1.1303	0.0238	1.0578	1.1303	0.0238	1.0574
0.40	1.7635	0.0704	1.1326	0.0424	1.0605	1.1326	0.0423	1.0600	1.1325	0.0423	1.0599	1.1325	0.0423	1.0595
0.50	1.7655	0.1101	1.1338	0.0662	1.0617	1.1338	0.0662	1.0612	1.1338	0.0662	1.0611	1.1338	0.0661	1.0606
0.60	1.7667	0.1585	1.1346	0.0953	1.0624	1.1346	0.0953	1.0620	1.1346	0.0953	1.0618	1.1346	0.0952	1.0614
0.70	1.5151	0.1849	0.9730	0.1112	0.9111	0.9730	0.1112	0.9107	0.9730	0.1111	0.9106	0.9730	0.1111	0.9102
0.80	1.3262	0.2113	0.8517	0.1271	0.7975	0.8517	0.1270	0.7971	0.8517	0.1270	0.7970	0.8517	0.1270	0.7967
0.90	1.1791	0.2378	0.7573	0.1430	0.7091	0.7573	0.1429	0.7088	0.7572	0.1429	0.7087	0.7572	0.1428	0.7084
1.00	1.0615	0.2642	0.6817	0.1589	0.6383	0.6817	0.1588	0.6380	0.6817	0.1588	0.6379	0.6817	0.1587	0.6377
1.10	0.9651	0.2906	0.6198	0.1747	0.5804	0.6198	0.1747	0.5801	0.6198	0.1746	0.5800	0.6198	0.1746	0.5798
1.20	0.8848	0.3170	0.5682	0.1906	0.5321	0.5682	0.1906	0.5319	0.5682	0.1905	0.5318	0.5682	0.1904	0.5316
1.30	0.8168	0.3434	0.5246	0.2065	0.4912	0.5246	0.2064	0.4910	0.5246	0.2064	0.4909	0.5246	0.2063	0.4907
1.40	0.7586	0.3698	0.4872	0.2224	0.4562	0.4872	0.2223	0.4560	0.4872	0.2223	0.4559	0.4872	0.2222	0.4557
1.50	0.7081	0.3963	0.4547	0.2383	0.4258	0.4547	0.2382	0.4256	0.4547	0.2382	0.4255	0.4547	0.2381	0.4254
1.60	0.6639	0.4227	0.4263	0.2542	0.3992	0.4263	0.2541	0.3990	0.4263	0.2540	0.3990	0.4263	0.2539	0.3988
1.70	0.6248	0.4491	0.4013	0.2701	0.3757	0.4013	0.2699	0.3756	0.4013	0.2699	0.3755	0.4013	0.2698	0.3754
1.80	0.5902	0.4755	0.3790	0.2859	0.3549	0.3790	0.2858	0.3547	0.3790	0.2858	0.3547	0.3790	0.2857	0.3546
1.90	0.5591	0.5019	0.3591	0.3018	0.3362	0.3591	0.3017	0.3361	0.3591	0.3017	0.3360	0.3591	0.3015	0.3359
2.00	0.5312	0.5284	0.3411	0.3177	0.3194	0.3411	0.3176	0.3193	0.3411	0.3175	0.3193	0.3411	0.3174	0.3191

*Nota:* Elaboración propia.

**Figura N° 4. 36:**

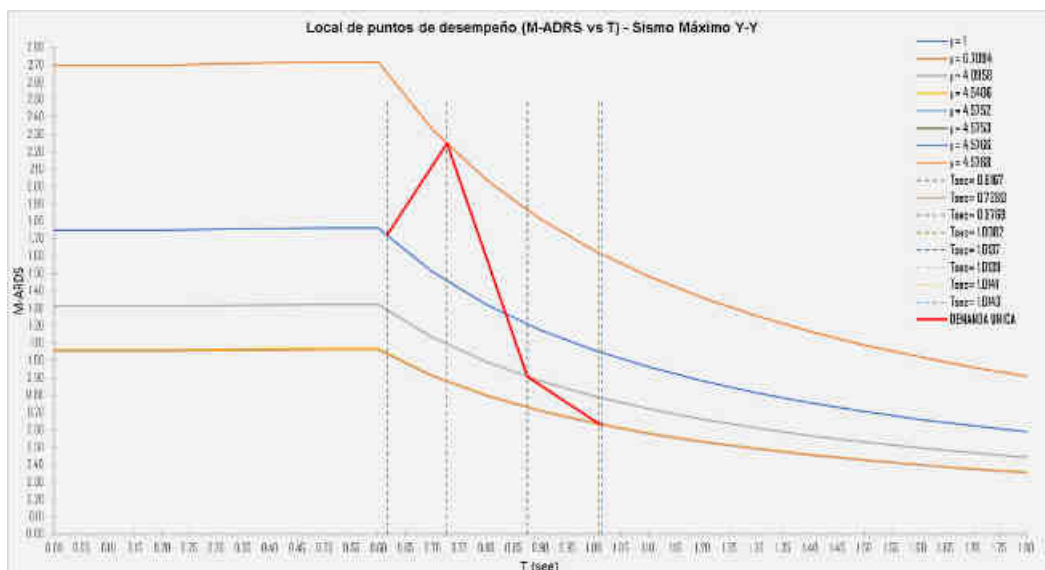
*Grafica (M-ADRS vs Sd  $\beta_{eff}$ ) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo máximo en la dirección Y-Y.*



*Fuente: Elaboración propia*

**Figura N° 4. 37:**

*Grafica (M-ADRS vs T) del local de puntos posible de desempeño para un nivel de sismo máximo en la dirección Y-Y.*

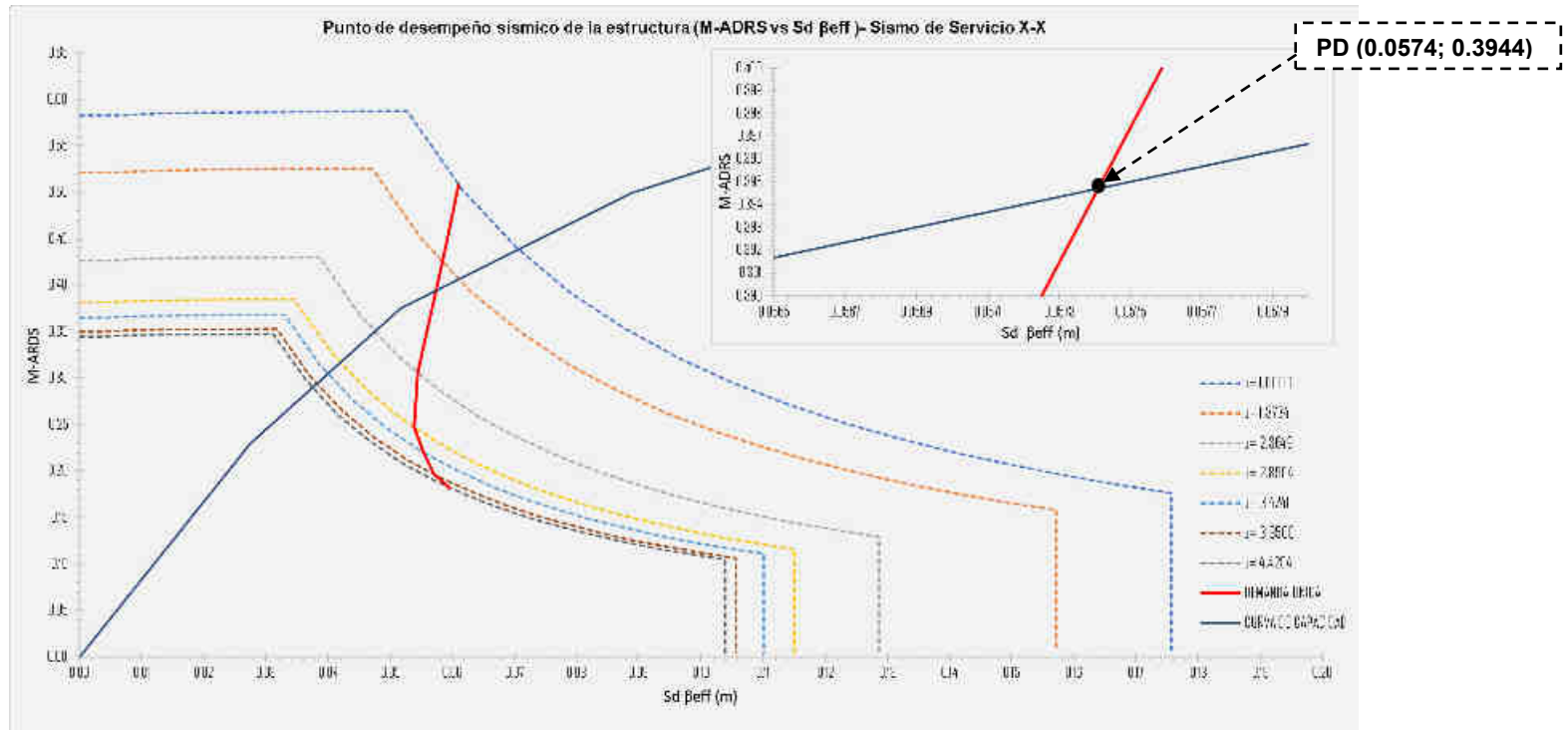


*Fuente: Elaboración propia*

4.3.4. Puntos de desempeño sismo de la estructura

Figura N° 4. 38:

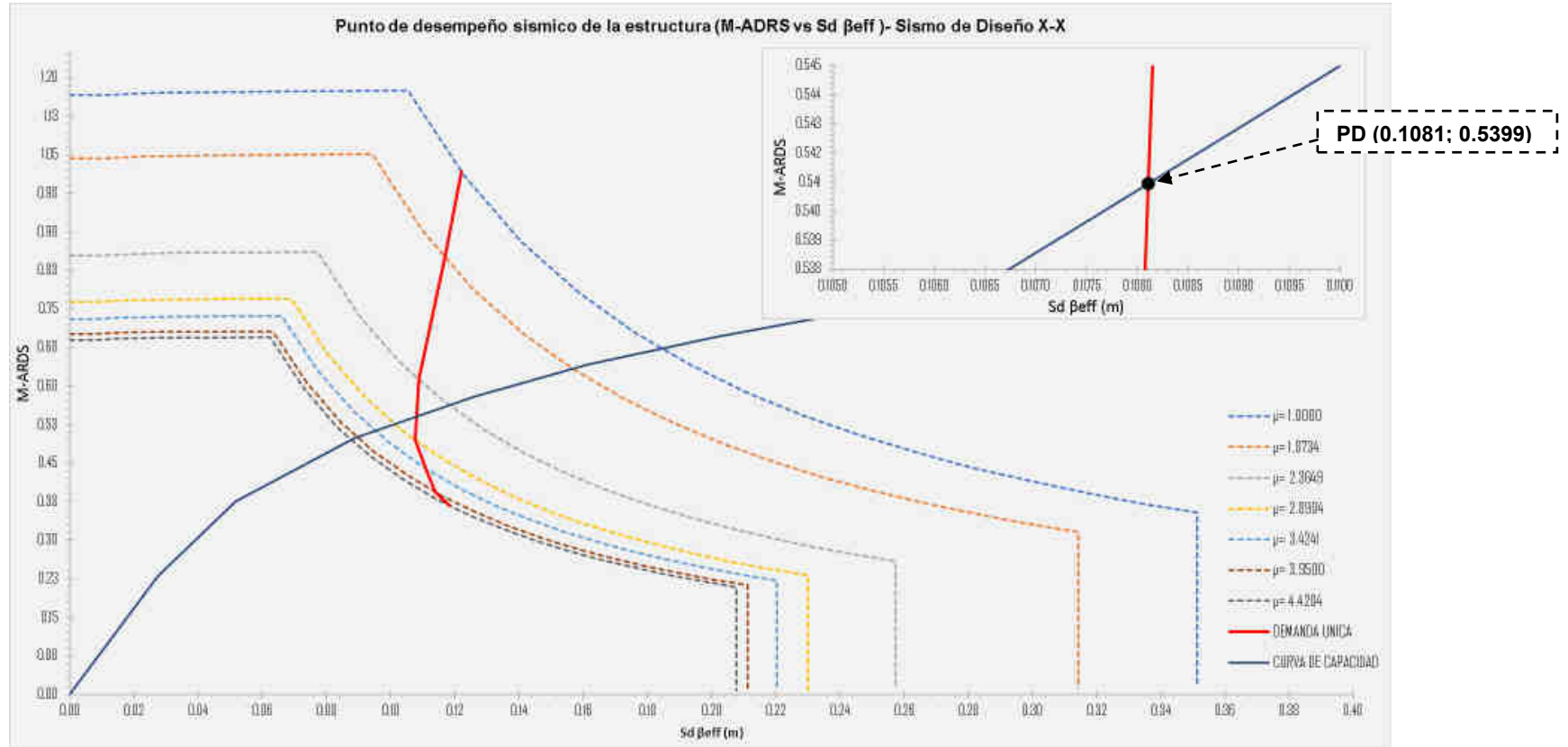
Grafica (M-ADRS vs Sd  $\beta_{eff}$ ), localización del punto de desempeño de la estructura para un nivel de sismo de servicio en la dirección X-X.



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 4. 39:

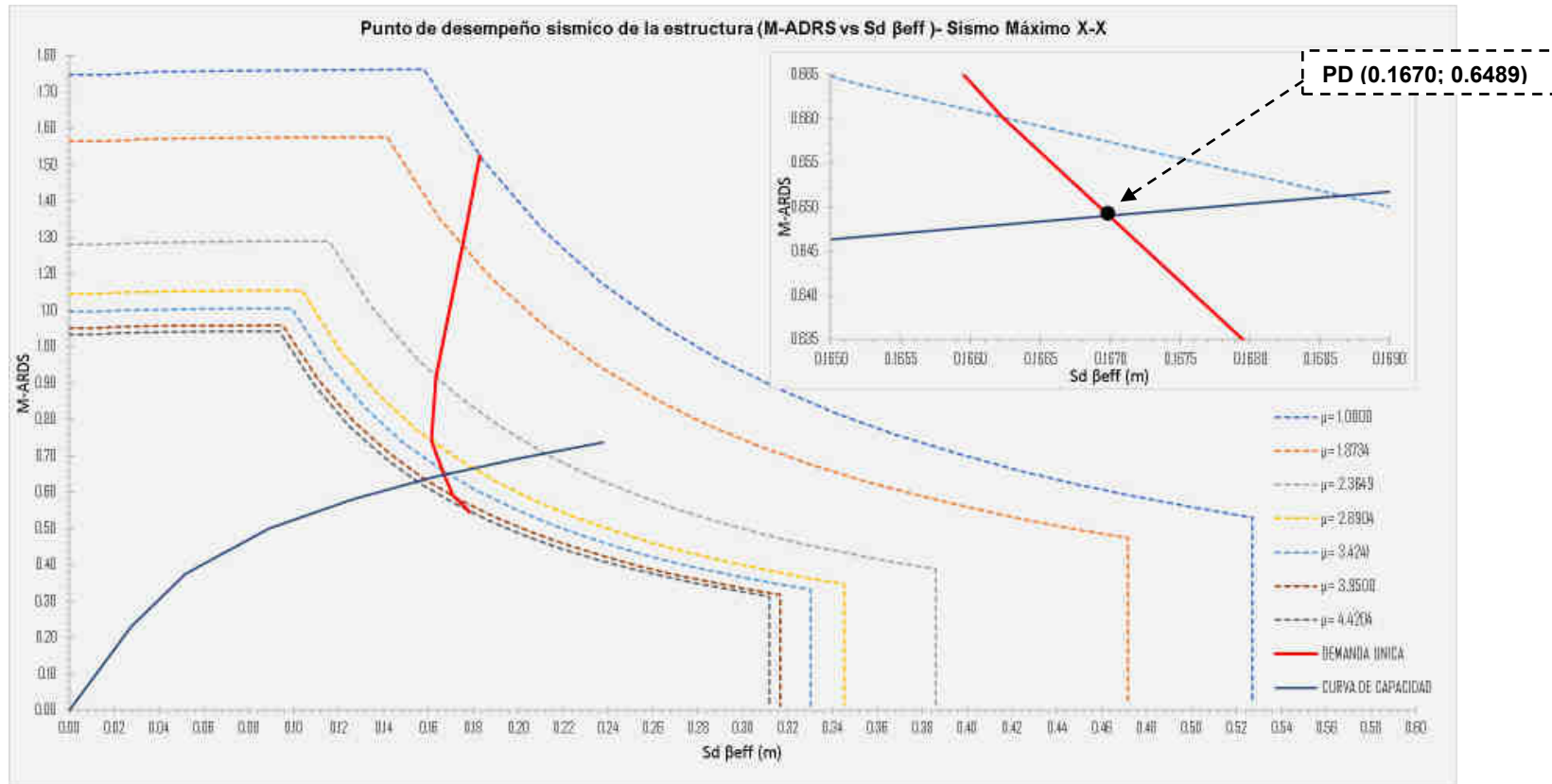
Grafica (M-ADRS vs Sd  $\beta_{eff}$ ), localización del punto de desempeño de la estructura para un nivel de sismo de diseño en la dirección X-X.



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 4. 40:

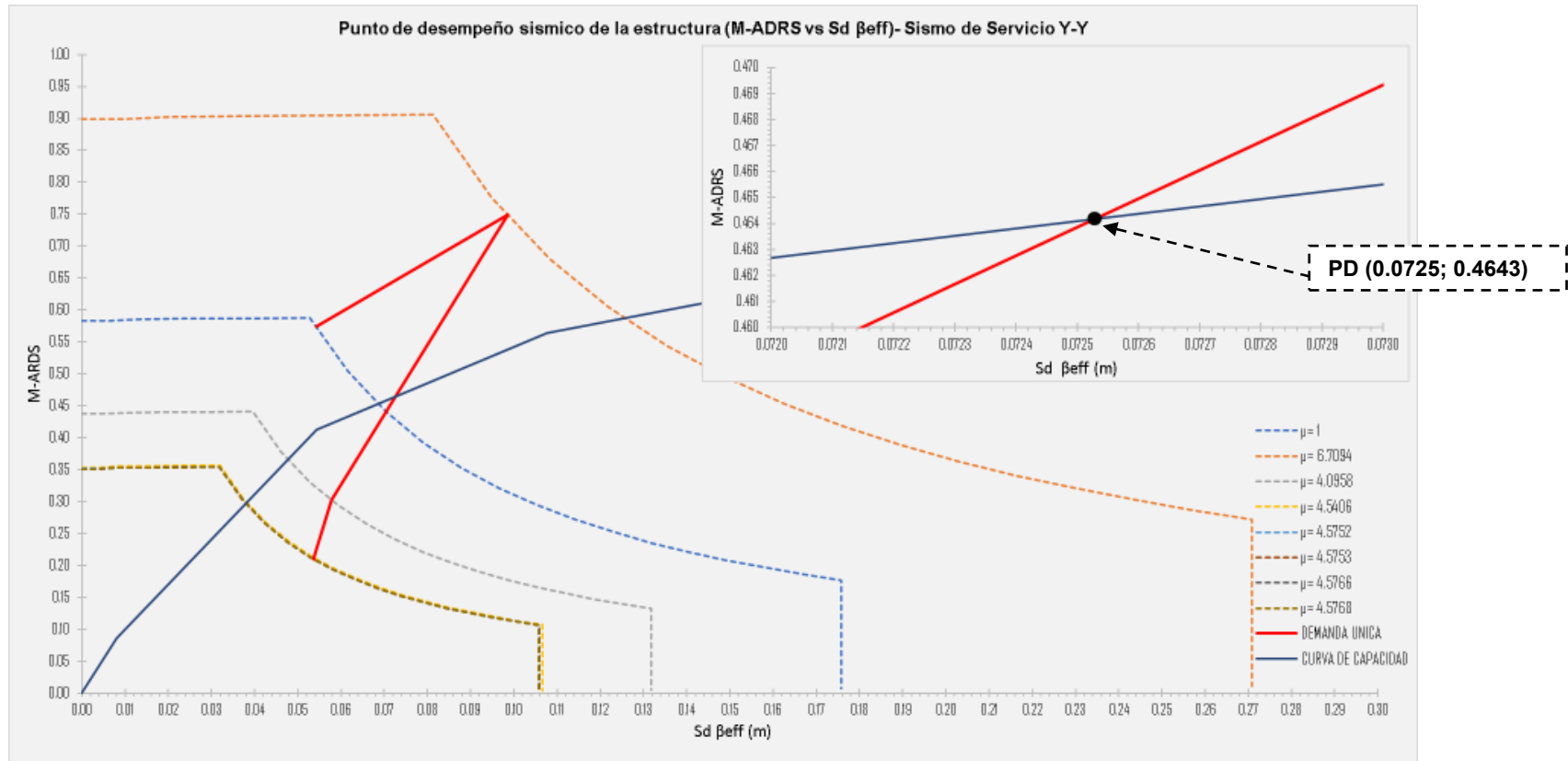
Grafica (M-ADRS vs Sd  $\beta_{eff}$ ), localización del punto de desempeño de la estructura para un nivel de sismo máximo en la dirección X-X.



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 4. 41:

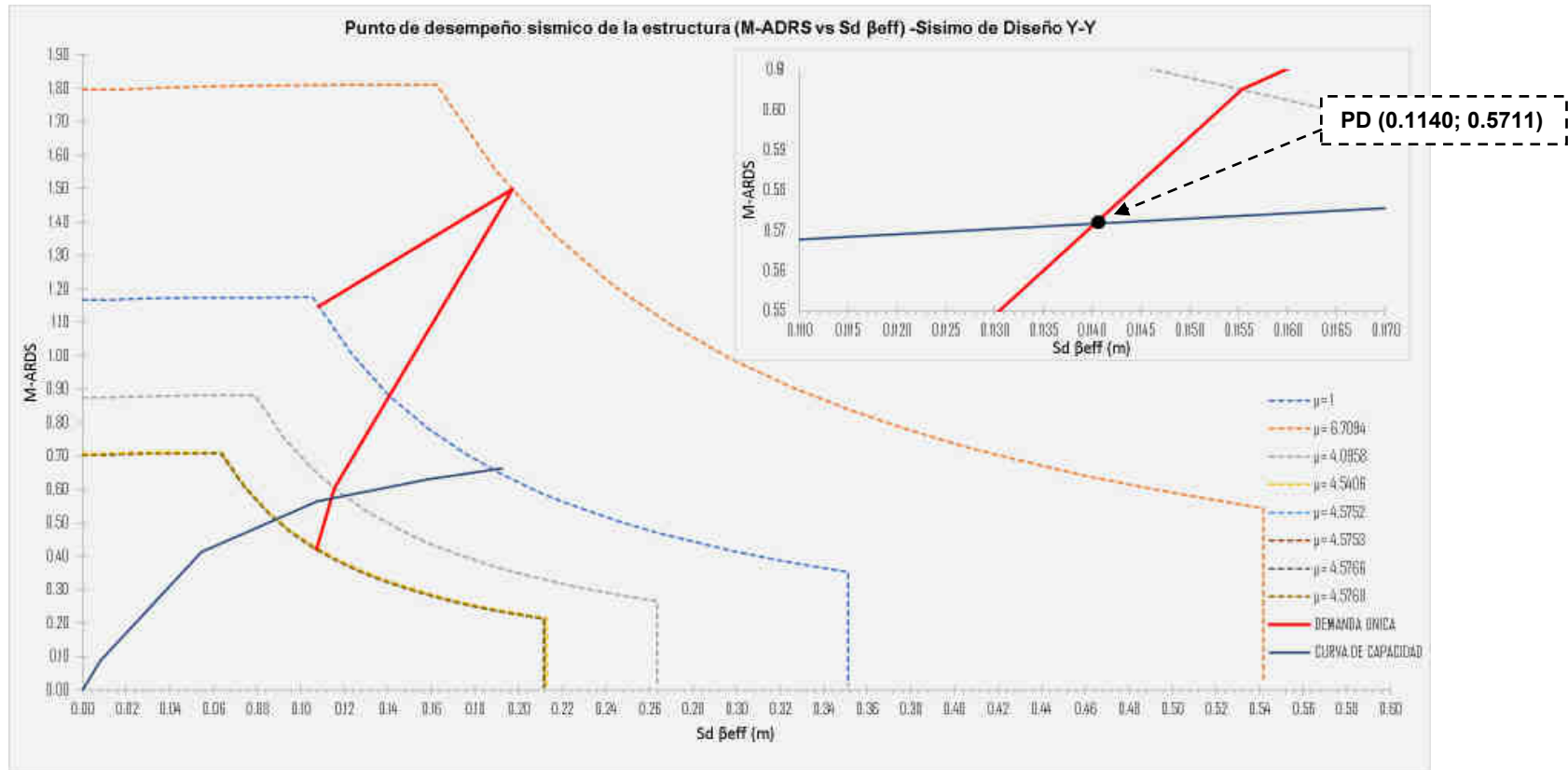
Grafica (M-ADRS vs Sd  $\beta_{eff}$ ), localización del punto de desempeño de la estructura para un nivel de sismo de servicio en la dirección Y-Y.



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 4. 42:

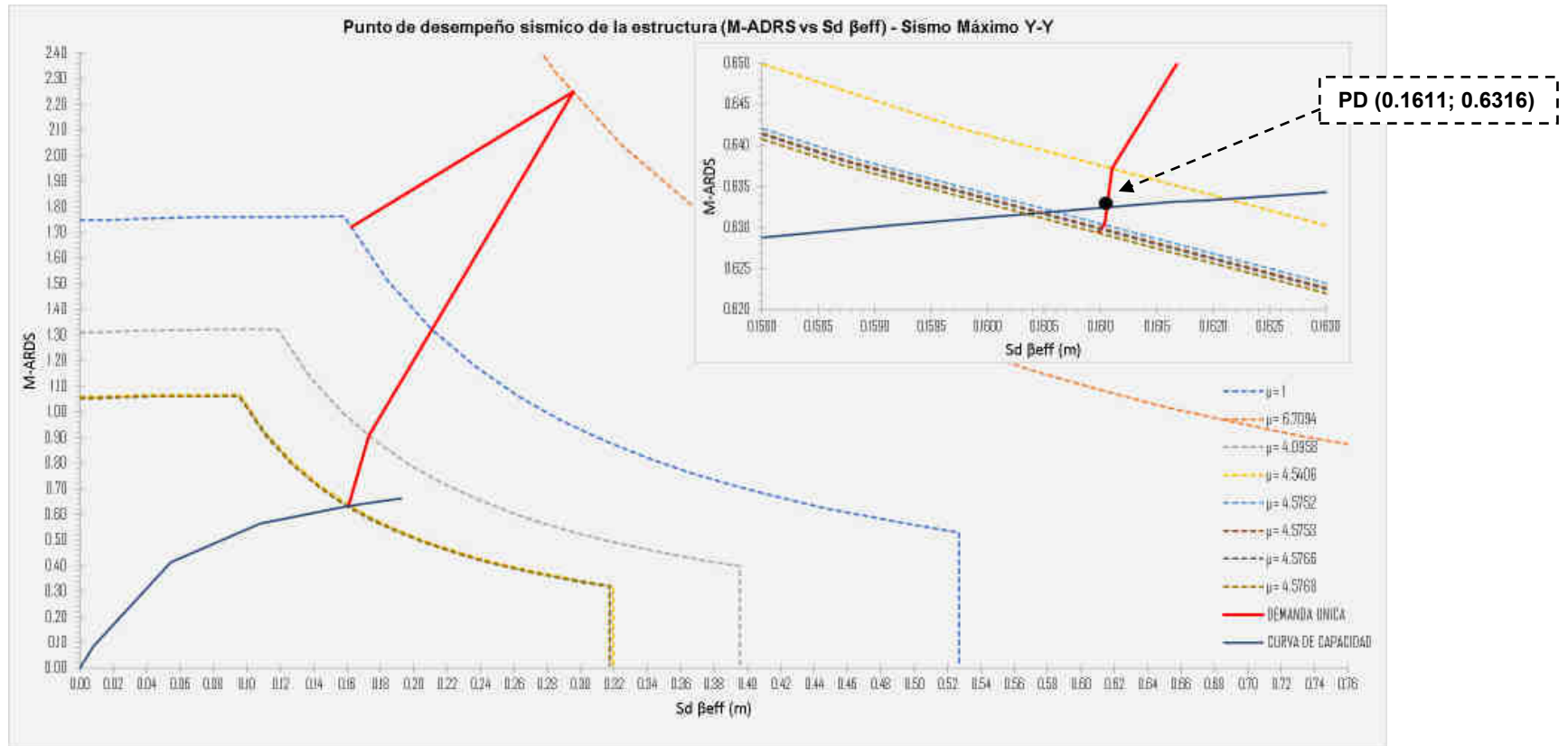
Grafica (M-ADRS vs Sd  $\beta_{eff}$ ), localización del punto de desempeño de la estructura para un nivel de sismo de diseño en la dirección Y-Y.



Fuente: Elaboración propia

Figura N° 4. 43:

Grafica (M-ADRS vs Sd  $\beta_{eff}$ ), localización del punto de desempeño de la estructura para un nivel de sismo máximo en la dirección Y-Y.



Fuente: Elaboración propia



#### 4.4. COEFICIENTE POR DESPLAZAMIENTO

##### 4.4.1. Representación bilineal de la curva de capacidad

El proceso guiado del cálculo de la curva bilineal esta citada en el ítem 2.7.3.1, en las Tablas N° 4.63, 4.65 y 4.67 describe los cálculos realizados de las curvas bilineales en la dirección X-X y en las Tablas N° 4.69, 4.71 y 4.73 describen los cálculos realizados de las curvas bilineales en la dirección Y-Y.

**Tabla N° 4. 63:**

*Cálculo de la curva bilineal para un sismo de servicio X-X.*

<b>Bilinealidad de la curva de capacidad X-X</b>					
V Fluencia estimada			Punto S		
Vy=	123.6801	ton	0.6Vy=	74.2081	ton
			D*y=	0.0233	m
Área de la curva de capacidad					
Acc=	11.3431				
Valor de iteración			Valores curva bilineal		
124.6801	28		D (m)	V (ton)	
152.6801	0.6		0.0000	0.0000	
153.2801	0.03		0.0482	153.3155	
153.3101	0.005		<b>0.0889</b>	<b>222.3588</b>	
153.3151	0.0004				
153.3155					
Área de la curva bilineal			Pendientes		
Acb=	11.3431		Ke=	3181.1544	
			$\alpha$ =	0.5330	
Error de área			$\alpha Ke$ =	1695.6022	
$\epsilon$ =	0.0000				

*Nota:* Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 64:**

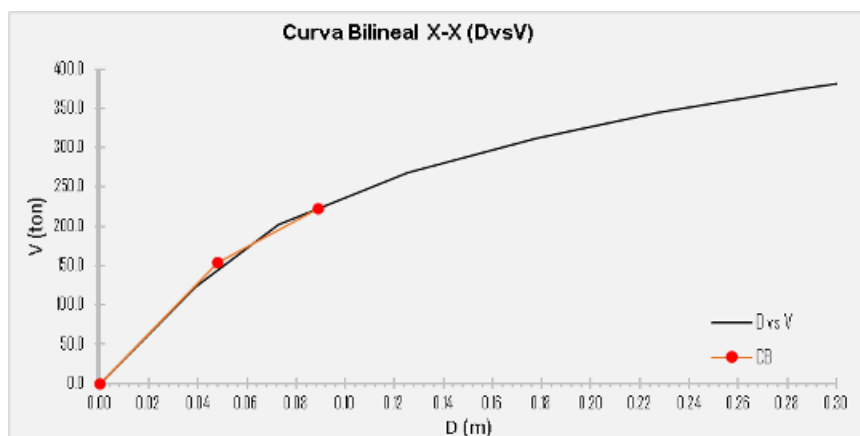
*Parámetros de la curva bilineal para un sismo de servicio X-X.*

Ki	Ti	Kei	Te	C	Sa	Sismo de Servicio	Sai	$\mu$
3181.1544	0.6945	3181.1544	0.6945	2.1599	1.0206	0.5	0.5090	1.8449

Nota: Elaboración propia.

**Figura N° 4. 44:**

Curva bilineal para un sismo de servicio X-X.



Fuente: Elaboración propia

**Tabla N° 4. 65:**

Cálculo de la curva bilineal para un sismo de diseño X-X.

Bilinealidad de la curva de capacidad X-X					
V Fluencia estimada			Punto S		
Vy=	123.6801	ton	0.6Vy=	74.2081	ton
			D*y=	0.0233	m
Área de la curva de capacidad					
Acc=	37.8753				
Valor de iteración		Valores curva bilineal			
124.6801	74	D (m)	V (ton)		
198.6801	0.2	0.0000	0.0000		
198.8801	0.03	0.0625	198.9145		
198.9101	0.004	<b>0.1853</b>	<b>316.6333</b>		
198.9141	0.00042				
198.91452					
Área de la curva bilineal		Pendientes			
Acb=	37.8753	Ke=	3181.1544		
		α=	0.3013		
Error de área		αKe=	958.5706		
ε=	0.0000				

Nota: Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 66:**

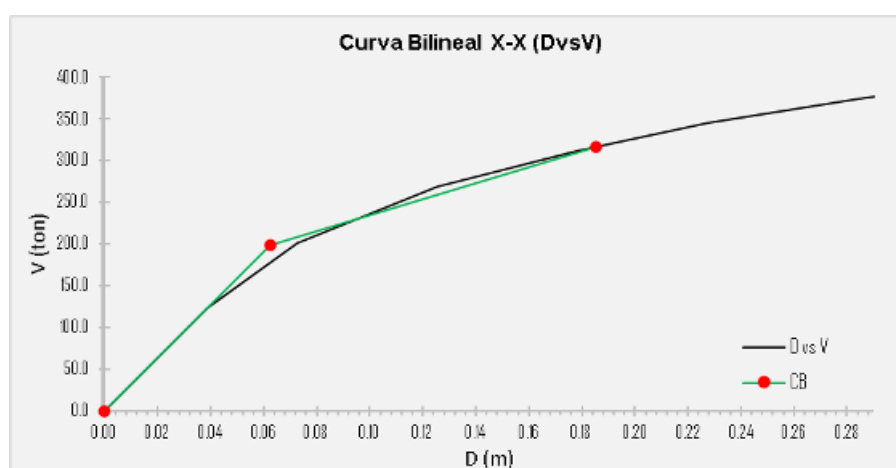
*Parámetros de la curva bilineal para un sismo de diseño X-X.*

Ki	Ti	Kei	Te	C	Sa	Sismo de Diseño	Sai	$\mu$
3181.1544	0.6945	3181.1544	0.6945	2.1599	1.0206	1.0	1.0181	2.9640

*Nota:* Elaboración propia.

**Figura N° 4. 45:**

*Curva bilineal para un sismo de diseño X-X.*



*Fuente:* Elaboración propia

**Tabla N° 4. 67:**

*Cálculo de la curva bilineal para un sismo máximo X-X.*

Bilinealidad de la curva de capacidad X-X					
V Fluencia estimada			Punto S		
Vy=	216.0105	(ton)	0.6Vy=	129.6063	ton
			D*y=	0.0415	m
Área de la curva de capacidad					
Acc=	74.2716				
Valor de iteración		Valores curva bilineal			
217.0105	16	D (m)	V (ton)		
233.0105	0.2	0.0000	0.0000		
233.2105	0.03	0.0746	233.2455		
233.2405	0.005	0.2897	376.4013		
233.2455	0				

233.2455

Área de la curva bilineal		Pendientes	
Acb=	74.2717	Ke=	3126.7145
		$\alpha$ =	0.2128
Error de área		$\alpha Ke$ =	665.4868
$\epsilon$ =	0.0000		

Nota: Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 68:**

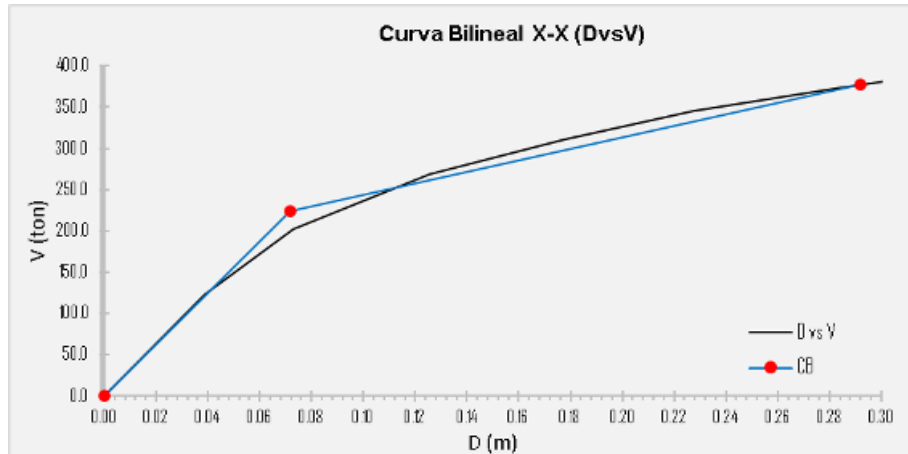
*Parámetros de la curva bilineal para un sismo máximo X-X.*

Ki	Ti	Kei	Te	C	Sa	Sismo Máximo	Sai	$\mu$
3181.1544	0.6945	3126.7145	0.7005	2.1413	1.0118	1.5	1.5140	3.8837

Nota: Elaboración propia.

**Figura N° 4. 46:**

*Curva bilineal para un sismo máximo X-X.*



Fuente: Elaboración propia

**Tabla N° 4. 69:**

*Cálculo de la curva bilineal para un sismo de servicio Y-Y.*

Bilinealidad de la curva de capacidad Y-Y				
V Fluencia estimada			Punto S	
Vy=	48.2122	(ton)	0.6Vy=	28.9273 ton

		D*y=	0.0045	m
Área de la curva de capacidad				
Acc=	7.9340			
Valor de iteración		Valores curva bilineal		
49.2122	39	D (m)	V (ton)	
88.2122	0.3	0.0000	0.0000	
88.5122	0.02	0.0139	88.5347	
88.5322	0.002	0.0579	244.2900	
88.5342	0.0005			
88.5347				
Área de la curva bilineal		Pendientes		
Acb=	7.9340	Ke=	6377.2751	
		$\alpha$ =	0.5553	
Error de área		$\alpha Ke$ =	3541.2125	
$\epsilon$ =	0.0000			

Nota: Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 70:**

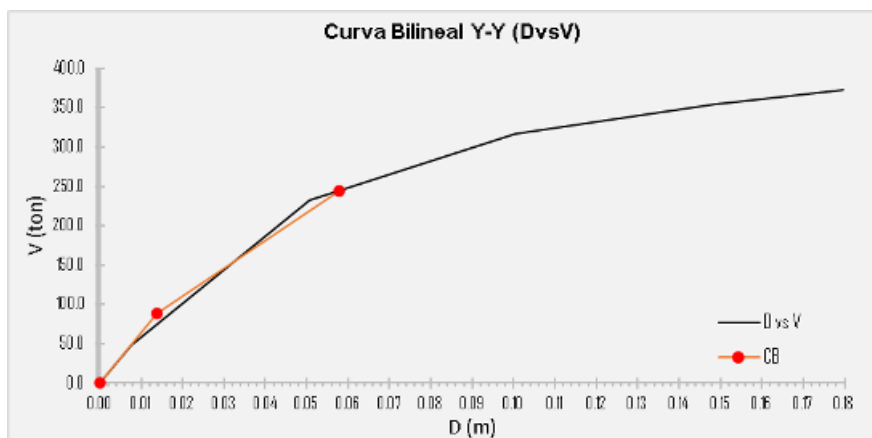
*Parámetros de la curva bilineal para un sismo de servicio Y-Y.*

Ki	Ti	Kei	Te	C	Sa	Sismo de Servicio	Sai	$\mu$
6377.2751	0.6167	6377.2751	0.6167	2.4322	1.1492	0.50	0.5732	4.1682

Nota: Elaboración propia.

**Figura N° 4. 47:**

*Curva bilineal para un sismo de servicio Y-Y.*



Fuente: Elaboración propia

**Tabla N° 4. 71:***Cálculo de la curva bilineal para un sismo de diseño Y-Y.*

<b>Bilinealidad de la curva de capacidad Y-Y</b>					
V Fluencia estimada			Punto S		
Vy=	222.1254	(ton)	0.6Vy=	133.2752	ton
			D*y=	0.0275	m
Área de la curva de capacidad					
Acc=	26.7569				
Valor de iteración		Valores curva bilineal			
223.1254	22	D (m)	V (ton)		
245.1254	0.8	0.0000	0.0000		
245.9254	0.05	0.0508	245.9848		
245.9754	0.009	0.1216	333.3197		
245.9844	0.00035				
245.98475					
Área de la curva bilineal		Pendientes			
Acb=	26.7569	Ke=	4842.2107		
		$\alpha$ =	0.2547		
Error de área		$\alpha Ke$ =	1233.4564		
$\epsilon$ =	0.0000				

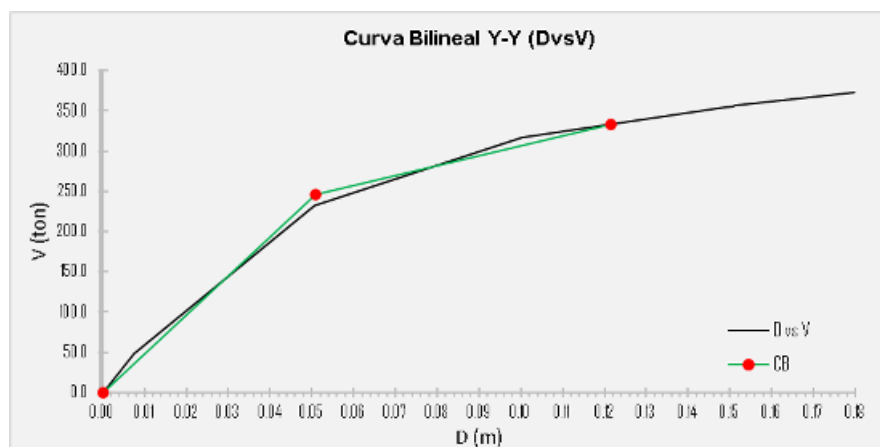
*Nota:* Elaboración propia.**Tabla N° 4. 72:***Parámetros de la curva bilineal para un sismo de diseño Y-Y.*

Ki	Ti	Kei	Te	C	Sa	Sismo de Diseño	Sai	$\mu$
6377.2751	0.6167	4842.2107	0.7078	2.1194	1.0014	1.00	0.9990	2.3938

*Nota:* Elaboración propia.

**Figura N° 4. 48:**

*Curva bilineal para un sismo de diseño Y-Y.*



*Fuente:* Elaboración propia

**Tabla N° 4. 73:**

*Cálculo de la curva bilineal para un sismo máximo Y-Y.*

<b>Bilinealidad de la curva de capacidad Y-Y</b>					
V Fluencia estimada			Punto S		
Vy=	269.1254	(ton)	0.6Vy=	161.4752	ton
			D*y=	0.0341	m
Área de la curva de capacidad					
Acc=	45.9154				
Valor de iteración		Valores curva bilineal			
270.1254	3	D (m)	V (ton)		
273.1254	0.9	0.0000	0.0000		
274.0254	0.05	0.0580	274.0771		
274.0754	0.001	0.1759	370.0874		
274.0764	0.00067				
274.07707					
Área de la curva bilineal			Pendientes		
Acb=	45.9154		Ke=	4729.5252	
			α=	0.1722	
Error de área			αKe=	814.3274	
ε=	0.0000				

*Nota:* Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 74:**

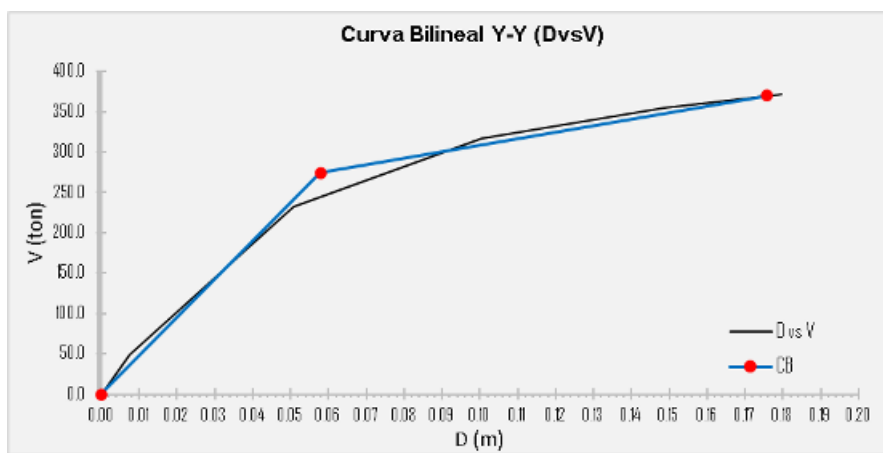
*Parámetros de la curva bilineal para un sismo máximo Y-Y.*

Ki	Ti	Kei	Te	C	Sa	Sismo Máximo	Sai	$\mu$
6377.2751	0.6167	4729.5252	0.7161	2.0945	0.9897	1.50	1.3822	3.0345

*Nota:* Elaboración propia.

**Figura N° 4. 49:**

*Curva bilineal para un sismo máximo Y-Y.*



*Fuente:* Elaboración propia.



## 4.5. RESUMEN DE RESULTADOS

### 4.5.1. Espectro de capacidad demanda

La Tabla N° 4.75 y 4.76; muestran los resultados de los cálculos al determinar el punto de desempeño para tres niveles de sismo (servicio, diseño y máximo) que consistió en la colisión del espectro de capacidad y el espectro de demanda para cada dirección de análisis.

**Tabla N° 4. 75:**

*Punto de desempeño de la estructura por el espectro de capacidad demanda dirección X-X*

Nivel de sismo	Formato ADRS		Formato normal			Parámetros de desempeño					
	Sd (m)	Sa (g)	Dx (m)	V (ton)	Drift	$\mu$	$\beta_{eff}$	Teff	Tsec	M	B
Servicio	0.0574	0.3944	<b>0.0810</b>	<b>212.1338</b>	0.007	2.003	8.389	0.759	0.771	0.969	1.152
Diseño	0.1081	0.5399	<b>0.1525</b>	<b>290.3508</b>	0.013	2.692	13.000	0.853	0.902	0.894	1.318
Máximo	0.1670	0.6489	<b>0.2356</b>	<b>348.9782</b>	0.020	3.509	18.331	0.978	1.018	0.923	1.486

*Nota:* Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 76:**

*Punto de desempeño de la estructura por el espectro de capacidad demanda dirección Y-Y.*

Nivel de sismo	Formato ADRS		Formato normal			Parámetros de desempeño					
	Sd (m)	Sa (g)	Dy (m)	V (ton)	Drift	$\mu$	$\beta_{eff}$	Teff	Tsec	M	B
Servicio	0.0725	0.4643	<b>0.0677</b>	<b>261.0112</b>	0.006	5.042	18.810	0.992	0.823	1.453	1.501
Diseño	0.1140	0.5711	<b>0.1063</b>	<b>321.0543</b>	0.009	4.180	20.087	0.947	0.902	1.103	1.539
Máximo	0.1611	0.6316	<b>0.1502</b>	<b>355.0613</b>	0.013	4.569	20.710	0.980	0.902	1.182	1.557

*Nota:* Elaboración propia.

El límite establecido por la norma E 030 es de  $\Delta/H=0.007$ , transformado al valor con respecto a la altura del edificio sería  $\Delta=8.33$  cm, basado en este margen en las dos direcciones de evaluación solo cumplen con el nivel de sismo de servicio, para los sismos superiores el

margen es superado, pero teniendo en cuenta que el desplazamiento alcanzado representa una ductilidad favorable del sistema.

#### 4.5.2. *Coficiente por desplazamiento*

El método del coeficiente por desplazamiento presenta los puntos de desempeño con resultados aproximados, en la Tabla N° 4.77 y 4.78; muestra los resultados para las direcciones X y Y.

**Tabla N° 4. 77:**

*Punto de desempeño de la estructura, por coeficientes de desplazamiento FEMA 440, dirección X-X.*

Nivel de sismo	C0	R	C1	C2	Sa (g)	Ti (seg)	Teff (seg)	Kei	Dt (cm)	V (ton)
Servicio	1.411	1.898	1.031	1.002	0.509	0.694	0.694	3181.154	<b>0.0889</b>	<b>222.3588</b>
Diseño	1.411	2.926	1.067	1.010	1.018	0.694	0.694	3181.154	<b>0.1853</b>	<b>316.6333</b>
Máximo	1.411	3.711	1.092	1.019	1.514	0.694	0.700	3126.714	<b>0.2897</b>	<b>376.4013</b>

*Nota:* Elaboración propia.

**Tabla N° 4. 78:**

*Punto de desempeño de la estructura, por coeficientes de desplazamiento FEMA 440, dirección Y-Y.*

Nivel de sismo	C0	R	C1	C2	Sa (g)	Ti (seg)	Teff (seg)	Kei	Dt (cm)	V (ton)
Servicio	0.933	4.277	1.144	1.035	0.516	0.617	0.617	6377.275	<b>0.0538</b>	<b>237.4392</b>
Diseño	0.933	2.175	1.039	1.003	0.899	0.617	0.708	4842.211	<b>0.1088</b>	<b>323.3178</b>
Máximo	0.933	2.883	1.061	1.009	1.382	0.617	0.716	4729.525	<b>0.1759</b>	<b>370.0874</b>

*Nota:* Elaboración propia.

El método de coeficiente por desplazamiento presenta resultados que difieren en muy poco con respecto método de espectro de capacidad, con valores inferiores para sismo de

servicio y un valor superior para sismo máximo, no es necesario que coincidan en valores sino su aproximación, ello mostraría que los resultados obtenidos entrarían dentro del margen de la realidad.

## 4.6. NIVEL DE DESEMPEÑO DE LA ESTRUCTURA

### 4.6.1. Dirección X-X

En la Tabla N° 4.79; muestra los niveles de desempeño delimitados por márgenes de desplazamiento en el punto de control antes del posible colapso de la estructura.

**Tabla N° 4. 79:**

*Nivel de desempeño según ATC-40 dirección X-X.*

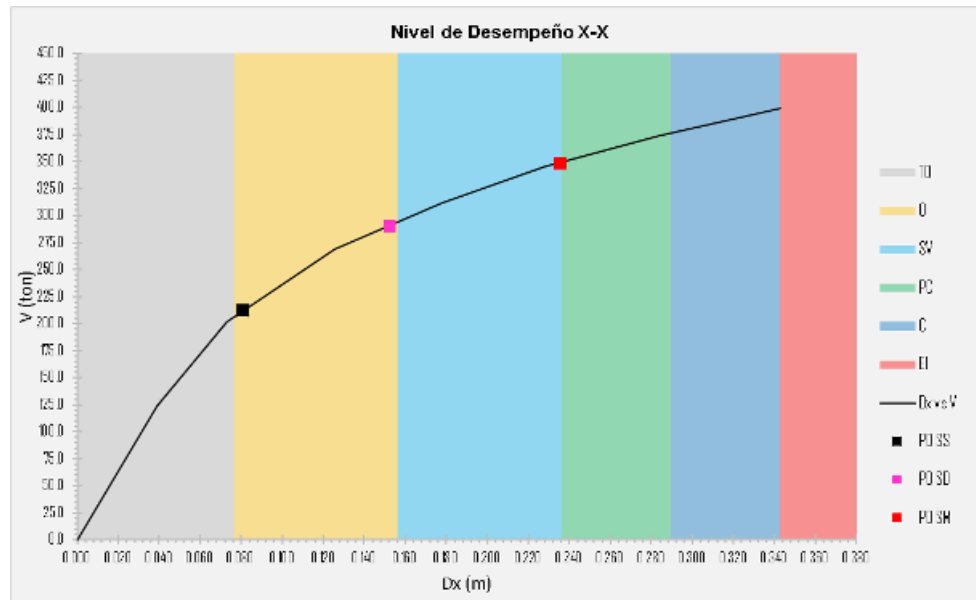
Grado de daño	Nivel de desempeño		Desplazamiento del techo (m)
Despreciable	TO	Totalmente Operativo	0.0764
Leve	O	Operativo	0.1563
Moderado	SV	Seguridad de Vida	0.2362
Severo	PC	Pre-Colapso	0.2894
Completo	C	Colapso	0.3427

*Nota:* Elaboración propia.

En la Figura N° 4.50; muestra el nivel de desempeño alcanzado para cada nivel de amenaza al cual fue sometido a la estructura.

**Figura N° 4. 50:**

*Nivel de desempeño sísmico para cada nivel de demanda sísmica según AT-40 en la dirección X-X.*



Fuente: Elaboración propia

#### 4.6.2. Dirección Y-Y

En la Tabla N° 4.80, muestra los niveles de desempeño delimitados por márgenes de desplazamiento en el punto de control antes del posible colapso de la estructura.

**Tabla N° 4. 80:**

*Nivel de desempeño según ATC-40 dirección Y-Y.*

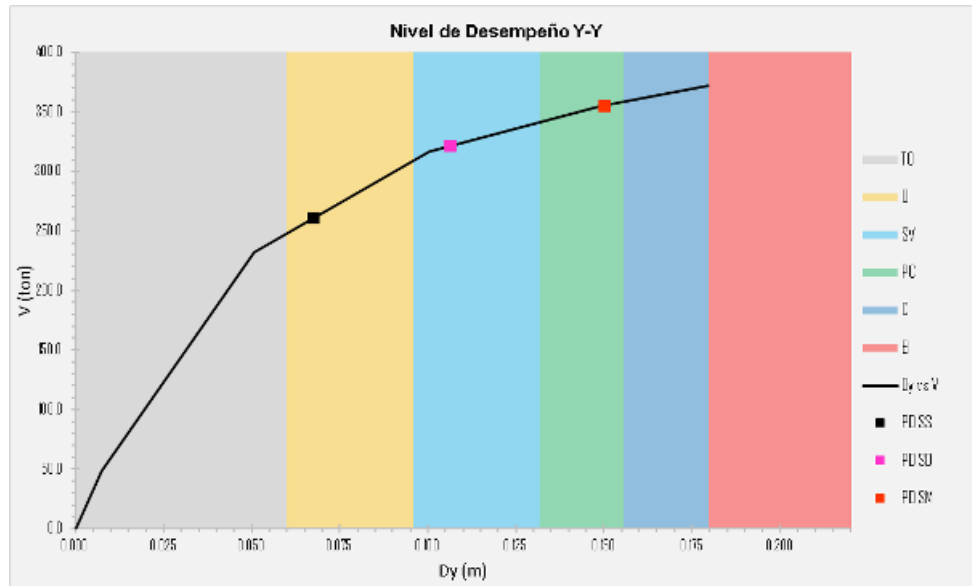
Grado de daño	Nivel de desempeño	Desplazamiento del techo (m)
Despreciable	TO Totalmente Operativo	0.0599
Leve	O Operativo	0.0958
Moderado	SV Seguridad de Vida	0.1318
Severo	PC Pre-Colapso	0.1557
Completo	C Colapso	0.1797

Nota: Elaboración propia.

En la Figura N° 4.51; muestra el nivel de desempleo alcanzado para cada nivel de amenaza al cual fue sometido a la estructura.

**Figura N° 4. 51:**

*Nivel de desempeño sísmico para cada nivel de demanda sísmica según AT-40 en la dirección Y-Y.*



Fuente: Elaboración propia

## 4.7. GRADO DE DAÑO DE LA ESTRUCTURA

### 4.7.1. Dirección X-X

El grado de daño que generaría a la estructura para tres niveles de amenaza esta especificado en la Tabla N° 4.81:

**Tabla N° 4. 81:**

*Grado de daño para cada nivel de sismo según ATC-40, dirección X-X.*

Nivel de sismo	Nivel de desempeño	Grado de daño
Servicio	Operativo	Leve

Diseño	Operativo a Seguridad de Vida	Leve a Moderado
Máximo	Seguridad de Vida a Pre-Colapso	Moderado a Severo

*Nota:* Elaboración propia.

#### 4.7.2. Dirección Y-Y

El grado de daño que generaría a la estructura para tres niveles de amenaza esta especificado en la Tabla N° 4.82:

**Tabla N° 4. 82:**

*Grado de daño para cada nivel de sismo según ATC-40, dirección X-X.*

Nivel de sismo	Nivel de desempeño	Grado de daño
Servicio	Operativo	Leve
Diseño	Seguridad de Vida	Moderado
Máximo	Pre-Colapso	Severo

*Nota:* Elaboración propia.

## 4.8. OBJETIVO DE DESEMPEÑO

#### 4.8.1. Dirección X-X

El nivel de desempeño y grado de daño de la edificación mostrada en la Tabla N° 4.81, será calificada de acuerdo a los objetivos que debe cumplir, en la tabla N°:4.83; muestra el objetivo de desempeño alcanzado por la estructura en la dirección X.

**Tabla N° 4. 83:**

*Objetivo de desempeño sísmico en la dirección X, Según ATC-40.*

Movimiento Sísmico	Nivel de Desempeño del Edificio			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural

Sismo de Servicio (SE)	✓	NA	NA	NA
Sismo de Diseño (DE)	✓	✓	✓	NA
Sismo Máximo (ME)		✓	✓	✓

Para el movimiento sísmico de servicio (SE) alcanza un nivel desempeño de operacional, calificada esta como N.A (No Aplicable), no cumpliendo con este objetivo de desempeño para este nivel de amenaza sísmica, pero que basados en una edificación de categoría “C”, solo es necesario calificarlo con las amenazas de los movimientos sísmicos de diseño y máximo, donde si cumplen con dicho objetivo de desempeño.

El objetivo planteado por SEAOC-VISION2000, para un edificio que pertenece a la categoría de Instalaciones Básicas.

**Tabla N° 4. 84:**

*Objetivo de desempleo sísmico en la dirección X, Según SEAOC VISION 2000.*

Movimiento sísmico	Niveles de desempeño de la estructura			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Próximo al Colapso
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy Raro (970 años)	-	3	2	1

Donde: 0: Desempeño Inaceptable, **1: Instalaciones Básicas**, 2: Instalaciones Esenciales y 3: Instalaciones de Seguridad Crítica

En la tabla N° 4.84; muestra el objetivo de desempeño planteado para una edificación calificada como instalaciones básicas (1), cumpliendo todas ellas y precisando una presencia de sobre rigidez en la estructura.

#### 4.8.2. Dirección Y-Y

El nivel de desempeño y grado de daño de la edificación mostrada en la tabla N° 4.82, será calificada de acuerdo a los objetivos que debe cumplir, en la tabla N°:4.85; muestra el objetivo de desempeño alcanzado por la estructura en la dirección Y.

**Tabla N° 4. 85:**

*Objetivo de desempeño sísmico en la dirección Y, Según ATC-40.*

Movimiento Sísmico	Nivel de Desempeño del Edificio			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio (SE)	√	NA	NA	NA
Sismo de Diseño (DE)	√	√	√	NA
Sismo Máximo (ME)		√	√	√

Para el movimiento sísmico de servicio (SE) alcanza un nivel desempeño de operacional, calificada esta como N.A (No Aplicable), no cumpliendo con este objetivo de desempeño para este nivel de amenaza sísmica, pero que basados en una edificación de categoría “C”, solo es necesario calificarlo con las amenazas de los movimientos sísmicos de diseño y máximo, donde si cumplen con dicho objetivo de desempeño.

El objetivo planteado por SEAOC-VISION2000, para un edificio que pertenece a la categoría de Instalaciones Básicas.



**Tabla N° 4. 86:**

*Objetivo de desempleo sísmico en la dirección Y, Según SEAOC VISION 2000.*

Movimiento sísmico	Niveles de desempeño de la estructura			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Próximo al Colapso
Frecuente (43 años)	1	0	0	0
Ocasional (72 años)	2	1	0	0
Raro (475 años)	3	2	1	0
Muy Raro (970 años)	-	3	2	1

Donde: 0: Desempeño Inaceptable, **1: Instalaciones Básicas**, 2: Instalaciones Esenciales y 3: Instalaciones de Seguridad Crítica

En la tabla N° 4.56; muestra el objetivo de desempeño planteado para una edificación calificada como instalaciones básicas (1), cumpliendo todas ellas.

#### 4.9. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

##### 4.9.1. *Ductilidad global de la estructura según la dirección de análisis.*

En las Tablas N°: 4.75 y 4.76; presenta las ductilidades globales de la edificación para cada nivel de movimiento sísmico al cual fue sometido, en la dirección X; tenemos  $\mu_{SE}=2.003$ ,  $\mu_{SD}=2.692$  y  $\mu_{SM}=3.509$ , el cual presenta una sobre rigidez el cual se puede calificar como una estructura que carece de ductilidad por muy poco o conservadora.

En la dirección Y; tenemos  $\mu_{SE}=5.042$ ,  $\mu_{SD}=4.180$  y  $\mu_{SM}=4.569$ , considerando así una estructura dúctil.

## CAPÍTULO V INTERPRETACIONES Y DISCUSIONES

### 5.1 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

#### ESPERADO

##### 5.1.1 Dirección X-X

los resultados mostrados en la Tabla N° 4.75; calculados del espectro de capacidad-demanda, donde muestra tres cortantes de respuesta mayores a la cortante de diseño  $V_{dx}=112.5538$  ton, es decir 188.5 % para nivel de sismo de servicio, 257.9% para nivel de sismo de diseño y 310.1% para el nivel de sismo máximo, esto denotaría que la estructura contiene una sobre resistencia para la dirección evaluada.

Los resultados mostrados en la Tabla N° 4.77; muestra los calculados del coeficiente por desplazamiento, donde registra una cortante de respuesta mayor a la cortante de diseño en un 197.6 % para nivel de sismo de servicio, 281.3% para nivel de sismo de diseño y 334.4% para el nivel de sismo máximo, expresando una sobre resistencia en la estructura.

La estructura evaluada en la dirección X, presenta una ductilidad ligeramente menor ya que se espera tener una ductilidad que este contenida entre 3.5 y 5.5 recomendando estar en el valor intermedio de esta, sería recomendable optimizar las sección de las vigas y verificar el comportamiento de las columnas comprometidos en la estructura o esto se presentaría netamente a consecuencia de las dos placas ubicadas en dicha dirección que aportan gran rigidez en la dirección, si en caso no cumplieran con los objetivos de desempeño se podría considerar que la estructura no cumple con el desempeño esperado, para el ATC-40; no cumple con el objetivo para el nivel de sismo de servicio aunque no considera el cumplimiento de este nivel de acuerdo a la categoría de la edificación, pero si para las demandas superiores que en

este caso si cumplen con un notable desempeño conservador. Para SEAOC VISION 2000; si cumplen con los objetivos planteados, que también presenta un notable sobre desempeño pero que se considera conforme porque está en un proceso de transición de nivel de desempeño, con ello queda conforme con el cumplimiento de los objetivos de desempeño de la evaluación estructural en la dirección mencionada, los daños generados están de acuerdo a la Tabla N° 2.2.

### **5.1.2 Dirección Y-Y**

los resultados mostrados en la tabla N° 4.48; calculados del espectro de capacidad-demanda, donde muestra tres cortantes de respuesta mayores al cortante de diseño  $V_{dy} = 96.4747$  ton, es decir 270.5 % para nivel de sismo de servicio, 332.8% para nivel de sismo de diseño y 368.1% para el nivel de sismo máximo. esto denotaría que la estructura contiene una sobre resistencia contenida para la dirección evaluada.

Los resultados mostrados en la tabla N° 4.50; muestra el calculados del coeficiente por desplazamiento, donde registra una cortante de respuesta mayor a la cortante de diseño en un 246.1 % para nivel de sismo de servicio, 335.1% para nivel de sismo de diseño y 383.6% para el nivel de sismo máximo, expresando una sobre resistencia en la estructura.

La estructura evaluada en la dirección Y presenta una ductilidad optima que está contenida dentro de los valores 3.5 y 5.5, para el ATC-40; no cumple con el objetivo para el nivel de sismo de servicio, aunque no considera el cumplimiento de este nivel de acuerdo a la categoría de la edificación, pero si para las demandas superiores, y para SEAOC VISION 2000; si cumplen con los objetivos planteados quedando conforme con el cumplimiento del objetivo de desempeño de la estructura evaluada en la dirección mencionada, los daños generados están de acuerdo a la Tabla N° 2.2.

## CAPÍTULO VI CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 6.1. CONCLUSIONES

El edificio en evaluación se encuentra en una zona altamente sísmica  $Z=4$  (E-030) en un tipo de suelo S2 (intermedio), que es analizado con demandas sísmicas contenidas en tres niveles (sismo servicio, sismo diseño y sismo máximo) llamados sismo (ocasional, raro y muy raro) con periodos de retorno de (72, 475 y 970 años) con una probabilidad de excedencia de 50% en 50 años, 10% en 50 años y 5% en 50 años. Considerando a los sismos como sucesos aleatorios, la cuantificación de sus efectos en la estructura solo puede hacerse en términos de probabilidad y riesgo.

Los puntos de desempeño obtenidos con espectros de demanda sísmica con tres niveles sísmicos propuestos por ATC-40, presentan fuerzas horizontales de cortante mayores a la cortante de diseño de la estructura, resaltando que el nivel de sismo de diseño (sismo raro), es mayor en un 290.7% en la dirección X-X y 254.8% en la dirección Y-Y, los resultados demuestran que la estructura contiene una sobre resistencia en la zona no lineal, que depende de la configuración estructural en su mayoría aportado por las placas contenidas en ambas direcciones de evaluación.

El nivel de desempeño de la estructura en la dirección X-X, para los tres niveles de sismo (sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo), determinado por el espectro de capacidad-demanda se encuentra en operativo, operativo a seguridad de vida y seguridad de vida a pre colapso, esto generaría un grado de daño de leve, leve a moderado y moderado a severo, cumpliendo con los objetivos planteados.

La estructura alcanza un nivel de desempeño excelente en la dirección Y-Y, para los tres niveles de sismo (sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo), determinado por el espectro de capacidad-demanda, esta se encuentra en operacional, seguridad de vida y Pre-Colapso, esto generaría un grado de daño de leve, moderado y Severo, este resultado manifiesta el buen desempeño esperado de la estructura.

Los resultados del análisis por el método de desempeño sísmico estipulada por ASCE/SEI 41-13, FEMA-440, con bases en FEMA-356, ATC-40, VISION 2000, de las estructuras de concreto armado diseñado bajo la norma técnica peruana de edificaciones E-030 (sismo resistencia), E-060 (concreto armado) y E-020 (cargas) cumplen con dichos estándares de evaluación.

La incertidumbre que se vive cada día de una energía contendía en el sub suelo, genera una intención de conocimiento y demostración del diseño planteado, es decir como una verificación mediante una evaluación estructural que corrija pequeñas deficiencias de diseño para su optimización o configuración estructural, basado en este problema planteado, se da por entendido que una evaluación estructural por el método de desempeño sísmico mejoraría el comportamiento estructura de un edificio ante eventos sísmicos, mejorando su capacidad de desarrollar deflexiones prolongadas antes de llegar a las fallas estructurales que se darían primero en la vigas.

El análisis no lineal estático” Pushover” es un método eficiente para diseños y evaluación de estructuras, cuyos resultados son de mayor exactitud, cumpliendo con las demandas sísmicas y generando una eficiencia económica.

## 6.2. RECOMENDACIONES

Las consideraciones primordiales para comenzar la evaluación por el método de desempeño sísmico, es muy importante considerar el caso más crítico de la estructura, como empotramiento en los apoyos y evaluar por separado en este caso la interacción suelo estructura, para que los desplazamientos no se vean disminuidos, pues los resultados se verían bastante subjetivas y poco conservador.

Para una construcción adecuada de la curva de capacidad, se recomienda realizar buen calculo para determinar la gráfica de momento-curvatura y momento-rotación, además de parámetros de no linealidad para elementos estructurales.

Al evaluar una estructura nueva que aún no se construye verificar los modos de participación modal de la estructura y constatar que cumple con los establecido en la norma peruana de edificaciones E-030, ya que ello determinara el nuevo modo de participación modal al incluir en la evaluación la reducción de rigidez de los elementos estructurales de acuerdo a lo que estipula la norma peruana E-060 y FEMA 356.

Con el análisis no lineal estático “Pushover”, se puede obtener el comportamiento y la incursión en el rango lineal y no lineal de los elementos estructurales de acuerdo a la ubicación de rotulas plásticas, así poder analizar cada uno de los elementos estructurales y considerar si alguna de ellas requiere mayor o menor cuantía de acero, reducción o aumentos de sección, elevar o disminuir la resistencia del concreto, etc. Ello conllevaría a una eficiencia en el comportamiento de la estructura durante los eventos sísmicos y también una notable reducción de la economía en el proceso de construcción.

Se debe tener riguroso cuidado con los datos que se consideraran e ingresan al software para su análisis, ya que la curva de capacidad de la estructura es muy sensible a los datos y valores que determinan la resistencia directa de los elementos estructurales.

El método de evaluación por desempeño sísmico debe ser aplicado a todos los diseños estructurales de edificaciones según su categoría A, B y C, como un parámetro post-diseño, ello conllevaría a la seguridad que la estructura tendría, es decir; un buen comportamiento ante eventos sísmicos.

Para la evaluación estructural de estructuras nuevas y existentes, debe de usar dos métodos en conjunto, establecer como primario al espectro de capacidad-demanda (FEMA 356) y como una alternativa de coeficiente por desplazamiento (ATC-40), actualizada y modificada por FEMA 440.

## CAPITULO VII FUENTES DE INFORMACIÓN

### VII. I Normas Y Reglamentos

- NTP E-020: Cargas 2006. Lima-SENCICO.
- NTP E-030: Sismo Resistencia 2018. Lima-SENCICO.
- NTP E-060: Concreto Armado 2009. Lima-SENCICO.
- ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads for Building and Other Structures. Virginia: ASCE.

### VII. II Libros

- Serpell, A. (2002). Administración de operaciones de construcción. Alfaomega.
- ATC-40, (1996). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, vols. I & II. Applied Technology Council. Consultado el 20 de febrero de 2010.
- FEMA 273, (1997). NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency (dema), Washington, D.C.
- FEMA 356 (2000). Prestandard and Commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Federal Emergency Management Agency (dema), Washington, D.C.
- FEMA 440 (2005), Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Federal Emergency Management Agency (dema), Washington, D.C.
- SEAOC (1995). A Framework for Performance Based Design, VISION 2000 Committee. Structural Engineers Association of California, Sacramento California.
- Galvez, A. (2009). Análisis no lineal dinámico y su aplicación en la simulación de respuestas estructurales. <https://docplayer.es/79923022-El-analisis-no-lineal-dinamico-y-su-aplicacion-en-la-simulacion-de-respuestas-estructurales.html>.
- Bonett, R. (2003). Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a Entornos Urbanos en Zonas de Amenaza Alta y Moderada. Consultado el 20 de enero de 2010.
- Park R, T Paulay (1988). Estructuras de concreto reforzado. México D.F., Limusa.
- Mander, J. B. Priestley, M. J. N., Park, R. (1988). Theoretical stress-strain model for confined concrete, USA.
- Aguiar, R. (2003). Análisis Sísmico por Desempeño. (1ra. Ed.). Valle de los Chillos, Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas, Escuela Politécnica del Ejército.



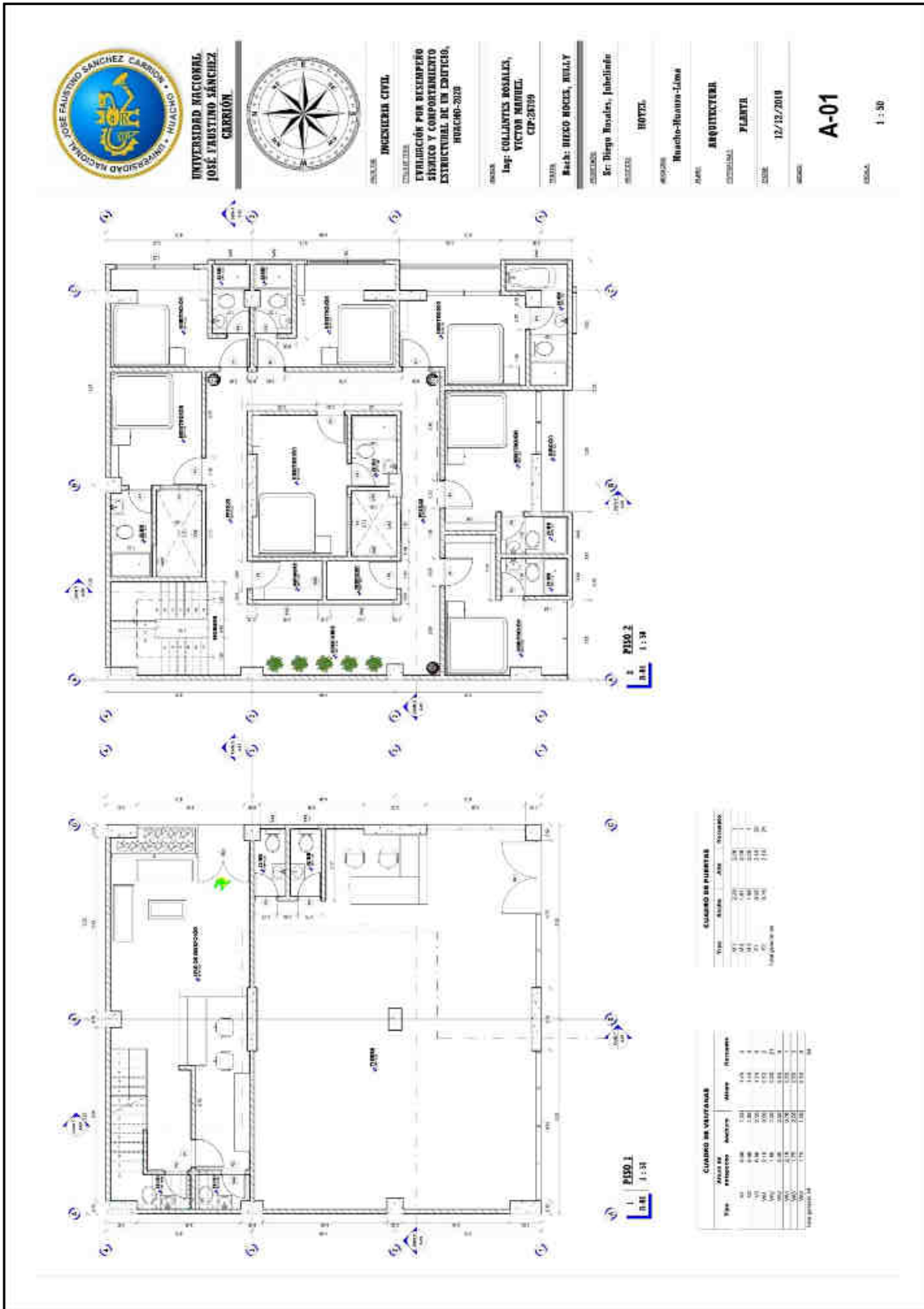
- Aguilar, Z. (2001). Análisis de Peligro Sísmico y Estimado del Movimiento Sísmico de Diseño. Consultado el 23 de febrero de 2010.
- Z. W. Miao, X. Z. Lu, J. J. Jiang, L. P. Ye. 2006. Nonlinear FE Model for RC Shear Walls Based on Multi-layer Shell Element and Microplane Constitutive Model Department of Civil Engineering, Tsinghua University, Beijing, 100084 China.
- Burgos, M y Pique del Pozo. Rigidez efectiva de los elementos de concreto armado. [https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci27\\_rigid\\_ece\\_de\\_secciones\\_de\\_concreto\\_no\\_fisuradas\\_etabs\\_y\\_sap2000.pdf](https://www.construccionenacero.com/sites/construccionenacero.com/files/u11/ci27_rigid_ece_de_secciones_de_concreto_no_fisuradas_etabs_y_sap2000.pdf).
- Saíto, T. (2014). STERA 3D “Structural Earthquake Response Analysis 3D”, Versión 3.4. Toyohoshi University of Technology (TUT), Japón.

#### **VI. IV Fuentes de Internet**

- IGP (Instituto Geofísico del Perú). <https://ultimosismo.igp.gob.pe/sismos-reportados>

# CAPÍTULO VII ANEXOS

## ANEXO I: Planos Arquitectónicos





UNIVERSIDAD NACIONAL  
JOSE FAUSTINO SANCHEZ  
CARRION  
HUANCAYO



INGENIERIA CIVIL

ESPECIALIDAD:  
EVALUACIÓN POR DISEÑO  
SÍSMICO Y COMPORTAMIENTO  
ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO.  
HUNCPD-2020

MAESTRO:  
Ing. COLLAERTS ROSALES,  
VICTOR MANUEL  
CIP-20709

TÍTULO:  
Baño, DIEGO ROCES, BULLY

PROYECTADO POR:  
Sr. Diego Rosales, Juebelindo

PROYECTO:  
HOTEL

UBICACIÓN:  
Baños-Ruana-Lima

CLASE:  
ARQUITECTURA

ETAPAS:  
PLANTA

FECHA:  
12/12/2019

HOJA:  
A-02

ESCALA:  
1 : 50

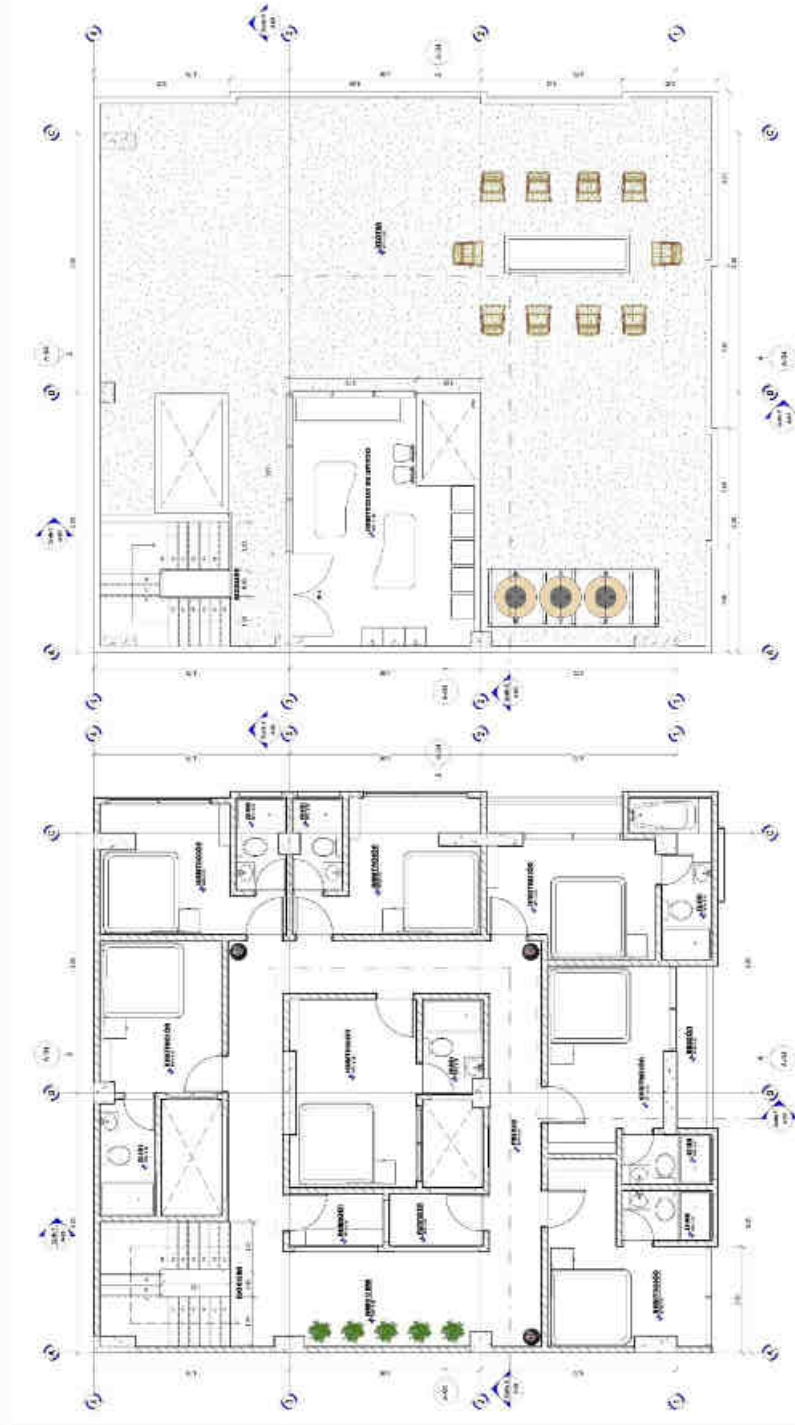


Fig. 2 ROTER  
E-SE 1:50

Fig. 1 ROTER  
E-SE 1:50

**CUADRO DE PUERTAS**

Tipo	Area	Alto	Recepción
P-1	1.47	2.04	1
P-2	1.47	2.04	1
P-3	1.47	2.04	1
P-4	1.47	2.04	1
P-5	1.47	2.04	1
P-6	1.47	2.04	1
P-7	1.47	2.04	1
P-8	1.47	2.04	1
P-9	1.47	2.04	1
P-10	1.47	2.04	1
P-11	1.47	2.04	1
P-12	1.47	2.04	1
P-13	1.47	2.04	1
P-14	1.47	2.04	1
P-15	1.47	2.04	1
P-16	1.47	2.04	1
P-17	1.47	2.04	1
P-18	1.47	2.04	1
P-19	1.47	2.04	1
P-20	1.47	2.04	1
P-21	1.47	2.04	1
P-22	1.47	2.04	1
P-23	1.47	2.04	1
P-24	1.47	2.04	1
P-25	1.47	2.04	1
P-26	1.47	2.04	1
P-27	1.47	2.04	1
P-28	1.47	2.04	1
P-29	1.47	2.04	1
P-30	1.47	2.04	1
P-31	1.47	2.04	1
P-32	1.47	2.04	1
P-33	1.47	2.04	1
P-34	1.47	2.04	1
P-35	1.47	2.04	1
P-36	1.47	2.04	1
P-37	1.47	2.04	1
P-38	1.47	2.04	1
P-39	1.47	2.04	1
P-40	1.47	2.04	1
P-41	1.47	2.04	1
P-42	1.47	2.04	1
P-43	1.47	2.04	1
P-44	1.47	2.04	1
P-45	1.47	2.04	1
P-46	1.47	2.04	1
P-47	1.47	2.04	1
P-48	1.47	2.04	1
P-49	1.47	2.04	1
P-50	1.47	2.04	1
P-51	1.47	2.04	1
P-52	1.47	2.04	1
P-53	1.47	2.04	1
P-54	1.47	2.04	1
P-55	1.47	2.04	1
P-56	1.47	2.04	1
P-57	1.47	2.04	1
P-58	1.47	2.04	1
P-59	1.47	2.04	1
P-60	1.47	2.04	1
P-61	1.47	2.04	1
P-62	1.47	2.04	1
P-63	1.47	2.04	1
P-64	1.47	2.04	1
P-65	1.47	2.04	1
P-66	1.47	2.04	1
P-67	1.47	2.04	1
P-68	1.47	2.04	1
P-69	1.47	2.04	1
P-70	1.47	2.04	1
P-71	1.47	2.04	1
P-72	1.47	2.04	1
P-73	1.47	2.04	1
P-74	1.47	2.04	1
P-75	1.47	2.04	1
P-76	1.47	2.04	1
P-77	1.47	2.04	1
P-78	1.47	2.04	1
P-79	1.47	2.04	1
P-80	1.47	2.04	1
P-81	1.47	2.04	1
P-82	1.47	2.04	1
P-83	1.47	2.04	1
P-84	1.47	2.04	1
P-85	1.47	2.04	1
P-86	1.47	2.04	1
P-87	1.47	2.04	1
P-88	1.47	2.04	1
P-89	1.47	2.04	1
P-90	1.47	2.04	1
P-91	1.47	2.04	1
P-92	1.47	2.04	1
P-93	1.47	2.04	1
P-94	1.47	2.04	1
P-95	1.47	2.04	1
P-96	1.47	2.04	1
P-97	1.47	2.04	1
P-98	1.47	2.04	1
P-99	1.47	2.04	1
P-100	1.47	2.04	1

**CUADRO DE VENTANAS**

Tipo	Medida Anchura	Medida Alto	Medida Cilindro
V-1	1.47	2.04	1
V-2	1.47	2.04	1
V-3	1.47	2.04	1
V-4	1.47	2.04	1
V-5	1.47	2.04	1
V-6	1.47	2.04	1
V-7	1.47	2.04	1
V-8	1.47	2.04	1
V-9	1.47	2.04	1
V-10	1.47	2.04	1
V-11	1.47	2.04	1
V-12	1.47	2.04	1
V-13	1.47	2.04	1
V-14	1.47	2.04	1
V-15	1.47	2.04	1
V-16	1.47	2.04	1
V-17	1.47	2.04	1
V-18	1.47	2.04	1
V-19	1.47	2.04	1
V-20	1.47	2.04	1
V-21	1.47	2.04	1
V-22	1.47	2.04	1
V-23	1.47	2.04	1
V-24	1.47	2.04	1
V-25	1.47	2.04	1
V-26	1.47	2.04	1
V-27	1.47	2.04	1
V-28	1.47	2.04	1
V-29	1.47	2.04	1
V-30	1.47	2.04	1
V-31	1.47	2.04	1
V-32	1.47	2.04	1
V-33	1.47	2.04	1
V-34	1.47	2.04	1
V-35	1.47	2.04	1
V-36	1.47	2.04	1
V-37	1.47	2.04	1
V-38	1.47	2.04	1
V-39	1.47	2.04	1
V-40	1.47	2.04	1
V-41	1.47	2.04	1
V-42	1.47	2.04	1
V-43	1.47	2.04	1
V-44	1.47	2.04	1
V-45	1.47	2.04	1
V-46	1.47	2.04	1
V-47	1.47	2.04	1
V-48	1.47	2.04	1
V-49	1.47	2.04	1
V-50	1.47	2.04	1
V-51	1.47	2.04	1
V-52	1.47	2.04	1
V-53	1.47	2.04	1
V-54	1.47	2.04	1
V-55	1.47	2.04	1
V-56	1.47	2.04	1
V-57	1.47	2.04	1
V-58	1.47	2.04	1
V-59	1.47	2.04	1
V-60	1.47	2.04	1
V-61	1.47	2.04	1
V-62	1.47	2.04	1
V-63	1.47	2.04	1
V-64	1.47	2.04	1
V-65	1.47	2.04	1
V-66	1.47	2.04	1
V-67	1.47	2.04	1
V-68	1.47	2.04	1
V-69	1.47	2.04	1
V-70	1.47	2.04	1
V-71	1.47	2.04	1
V-72	1.47	2.04	1
V-73	1.47	2.04	1
V-74	1.47	2.04	1
V-75	1.47	2.04	1
V-76	1.47	2.04	1
V-77	1.47	2.04	1
V-78	1.47	2.04	1
V-79	1.47	2.04	1
V-80	1.47	2.04	1
V-81	1.47	2.04	1
V-82	1.47	2.04	1
V-83	1.47	2.04	1
V-84	1.47	2.04	1
V-85	1.47	2.04	1
V-86	1.47	2.04	1
V-87	1.47	2.04	1
V-88	1.47	2.04	1
V-89	1.47	2.04	1
V-90	1.47	2.04	1
V-91	1.47	2.04	1
V-92	1.47	2.04	1
V-93	1.47	2.04	1
V-94	1.47	2.04	1
V-95	1.47	2.04	1
V-96	1.47	2.04	1
V-97	1.47	2.04	1
V-98	1.47	2.04	1
V-99	1.47	2.04	1
V-100	1.47	2.04	1



UNIVERSIDAD NACIONAL  
JOSE FAUSTINO SANCHEZ  
CARRION



ESPECIALIDAD: INGENIERIA CIVIL  
TITULO DE TESIS: EVALUACION POR DESEMPEÑO SISMICO Y COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO, HUANCHO-2020

AUTORA: Ing. COLLANTES ROSALES,  
VICTOR MANUEL  
CIP-82109

TUTOR: Bach. DIEGO HOCES, BULLY

PROF. P.A.S.: Sr. Diego Becerra, Jubbeltano

ASIGNATURA: HOTEL

SEMESTRE: Huacho-Huancavelina

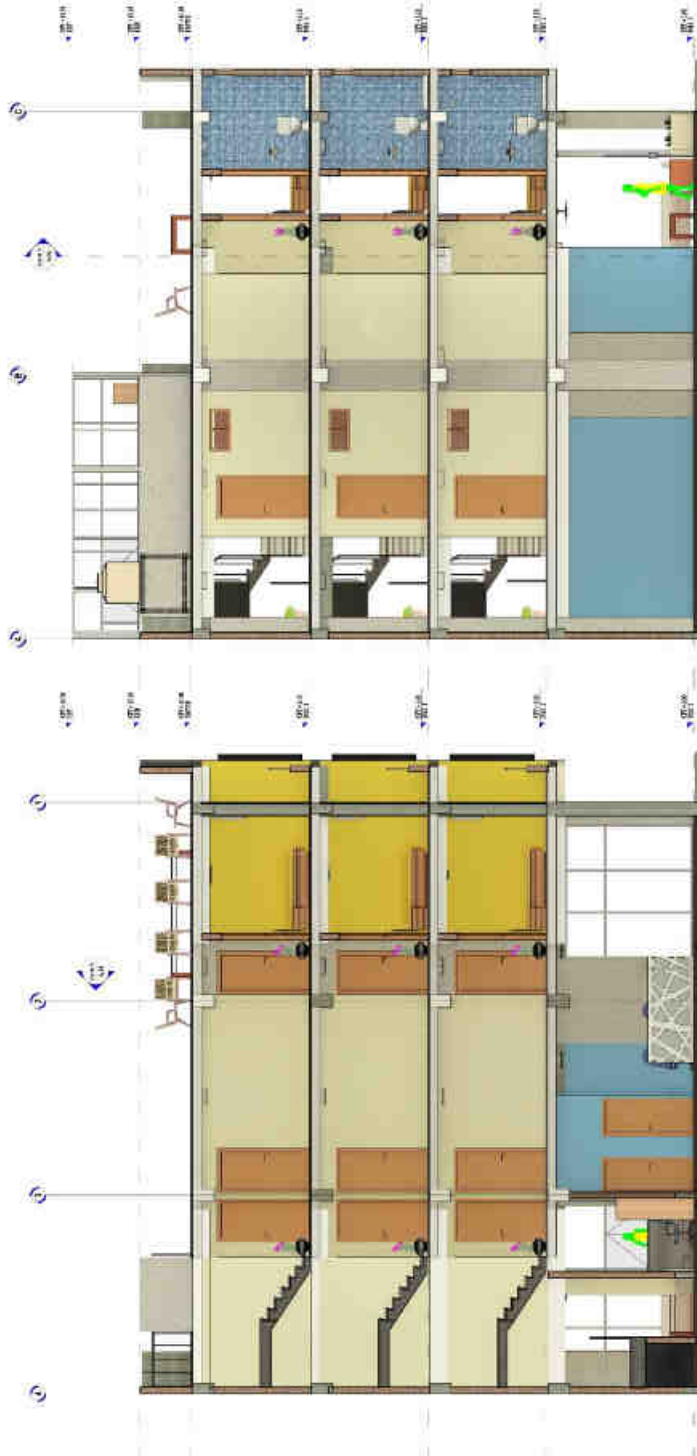
CARRERA: ARQUITECTURA

ESPECIALIDAD: CONYES X-Y

FECHA: 12/12/2019

HEBILLA: A-03

PAGINA: 1 - 50



Y Corte X  
0.01 1:10

X Corte Y  
0.01 1:10



UNIVERSIDAD NACIONAL  
**JOSÉ FAUSTINO SÁNCHEZ  
 CARRIÓN**



PROFESOR:  
**INGENIEROS CIVIL**

TÍTULO DEL TFM:

**EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO  
 SÍSMICO Y COMPORTAMIENTO  
 ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO,  
 HUICGB-2020**

ALUMNOS:

**Dra. COLLAENTES ROSALES,  
 VICTOR MANUEL,  
 CIP: 20193**

TUTOR:

**Dra. DIEGO ROCAS, RULAY**

UBICACIÓN:

**St. Diego Rosales, Jabelizado**

CATEGORÍA:

**HOTEL**

PROYECTO:

**Moricho-Morocha-Llama**

ÁREA:

**ARQUITECTURA**

ESPECIALIDAD:

**ELEVACIONES Y VISTA 3D**

FECHA:

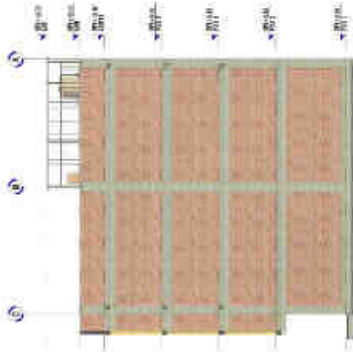
**12/12/2019**

ESCALA:

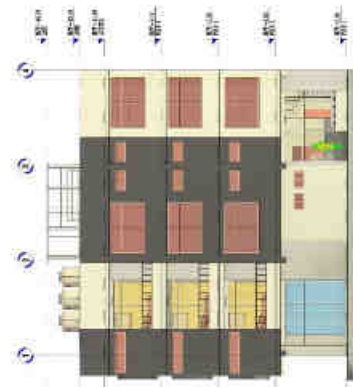
**A-04**

NOTAS:

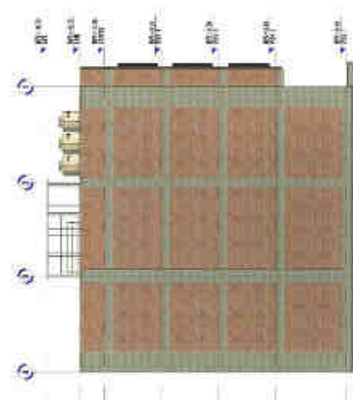
**Como se indica.**



**3 LATERAL FONDO**  
 A-31 1:100



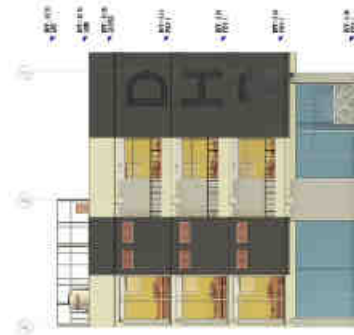
**7 FRONTAL**  
 A-29 1:100



**1 FONDO**  
 A-34 1:100



**1 3D RENDERING**  
 A-35 1:1



**4 LATERAL**  
 A-28 1:100



UNIVERSIDAD NACIONAL  
JOSÉ FAUSTINO SÁNCHEZ  
CARRIÓN



PROFESIÓN: INGENIERÍA CIVIL  
TÍTULO: EVALUACIÓN POR DISEÑO SÍSMICO Y COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO, HUACHO-2023

AUTORES: Ing. COLLAJTES ROSALES, VÍCTOR MANUEL  
CIP: 88709

DIRIGIDA: Bach. DIEGO HOGUÉS, BULLY

PROYECTO: Sr. Diego Rosales, Jubelindo

OBJETO: HOTEL

UBICACIÓN: Huacho - Huancavelica

ÁREA: ARQUITECTURA

FECHA: 12/12/2019

ESCALA: A-05

HOJA: 1 / 1



4 3D REALISTA-FRONTAL  
E-05 1:1



5 3D REALISTA-LATERAL  
E-05 1:1



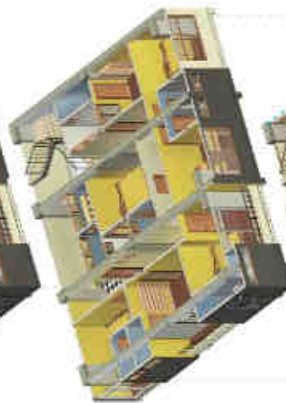
6 Vista 3D 1.2  
E-05 1:1



7 3D REALISTA-1 PISO  
E-05 1:1

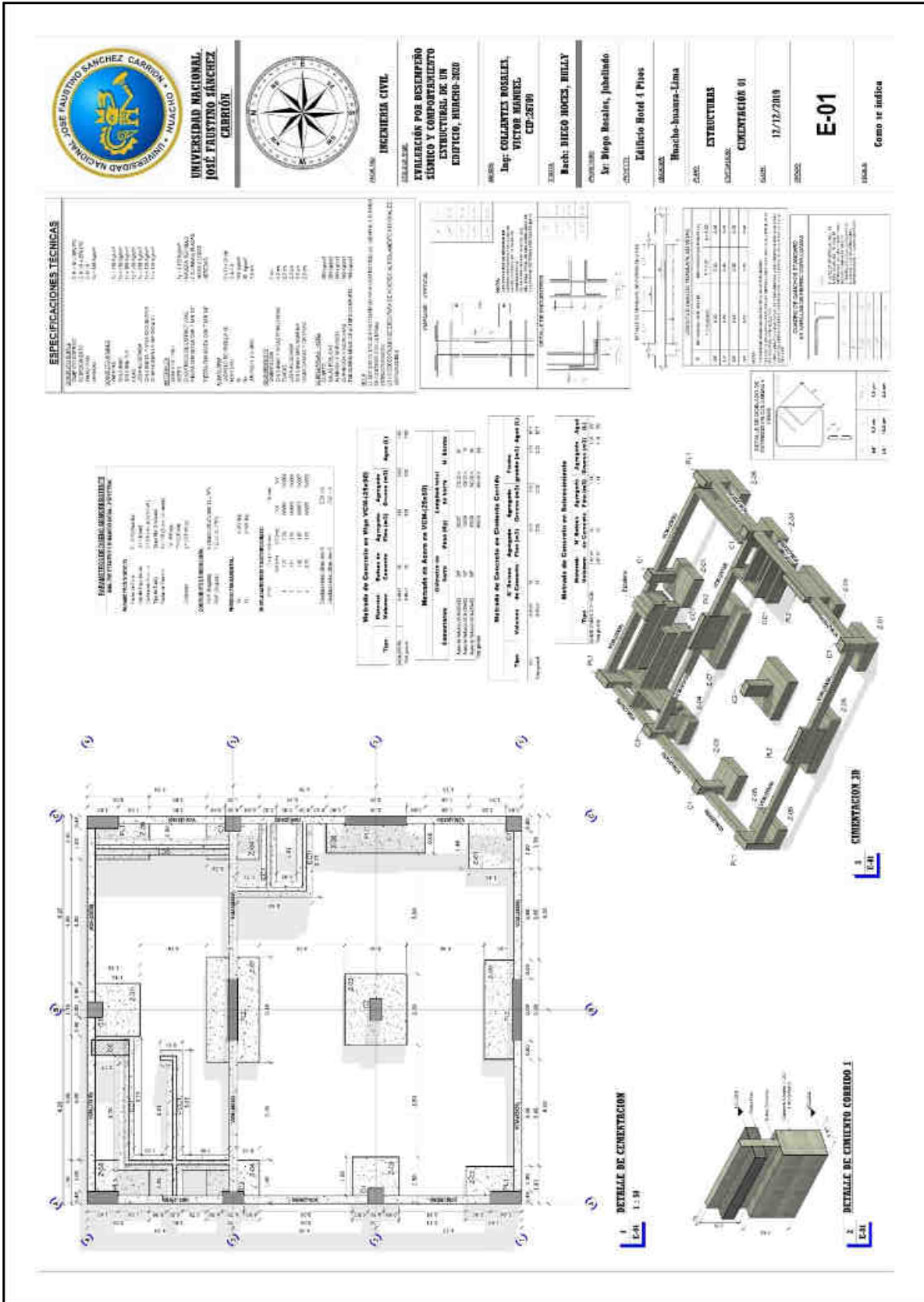


8 3D REALISTA-2 PISO  
E-05 1:1



9 3D INSPECCION  
E-05

ANEXO II: Planos Estructurales











UNIVERSIDAD NACIONAL  
**JOSE FAUSTINO SANCHEZ  
 CARRION**



ESPECIALIDAD: **INGENIERIA CIVIL**

TITULO DE LA MATERIA: **EVALUACION POR RESQUEMPO  
 SISMICO Y COMPORTAMIENTO  
 ESTRUCTURAL DE UN  
 EDIFICIO, HUACHA-200**

ALUMNO: **Ing. COLLALES ROALEY,  
 VICTOR MANUEL,  
 CIP:2070**

DOCENTE: **Ing. DIEGO HOCES, BOLLY**

PROFESOR: **Sr. Diego Rosales, Jubelinde**

PROYECTO: **Edificio Hotel 4 Pisos**

UBICACION: **Huaccha huacra-Lima**

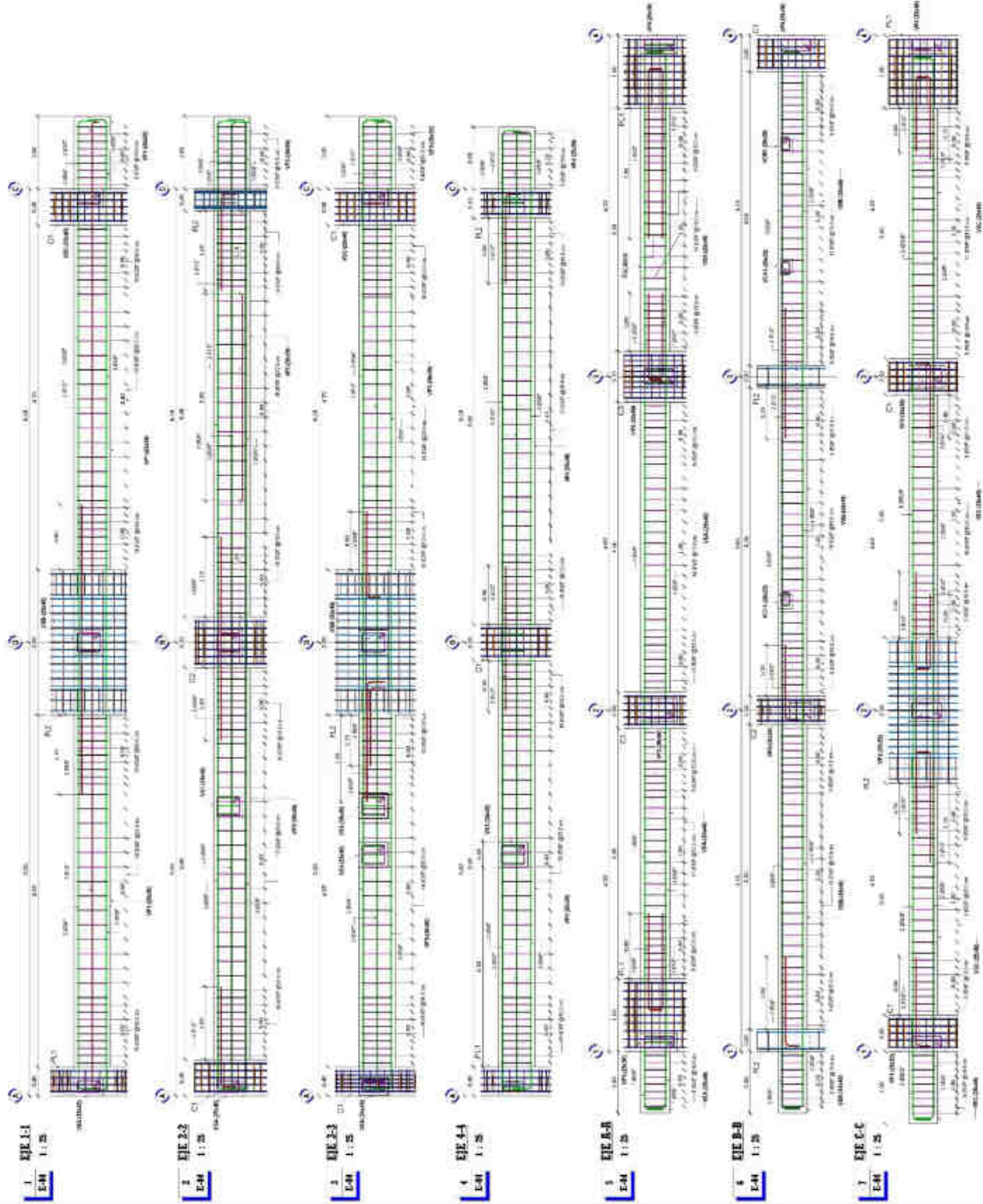
ASIGNATURA: **ESTRUCTURAS**

SEMESTRE: **VI SEM**

FECHA: **12/12/2019**

NUMERO DE PLAN: **E-04**

ESCALA: **1 : 25**





UNIVERSIDAD NACIONAL  
 JOSÉ FAUSTINO SÁNCHEZ  
 CARRIÓN



CARRIÓN  
 INGENIERÍA CIVIL

PROFESOR  
 EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO  
 SÍSMICO Y COMPORTAMIENTO  
 ESTRUCTURAL DE UN  
 EDIFICIO, JUNIO-2020

ALUMNO  
 Ing. COLLAÑTES ROSALES,  
 VICTOR MANUEL  
 CIP-28704

ASIGNATURA  
 Bach. DIEGO ROCES, BULLY

PROFESOR  
 Sr. Diego Rosales, Jefe de Carrera

EDIFICIO  
 Edificio Hotel 4 Pisos

UBICACIÓN  
 Huacho-Huancavelica-Lima

CARGA  
 ESTRUCTURAS

CONTENIDO  
 COLUMNAS Y PLACAS

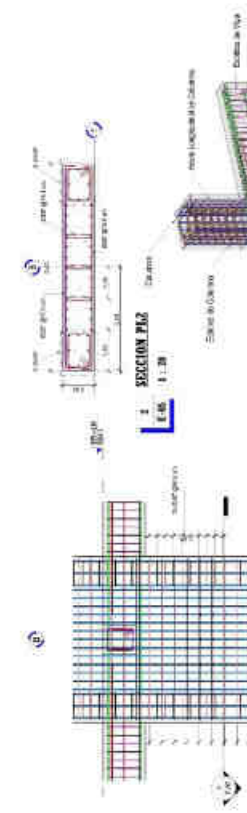
FECHA  
 12/12/2019

TÍTULO  
 E-05

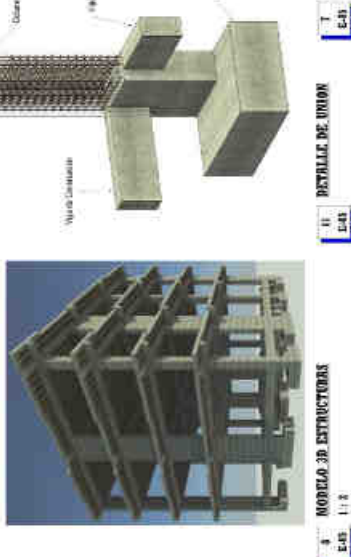
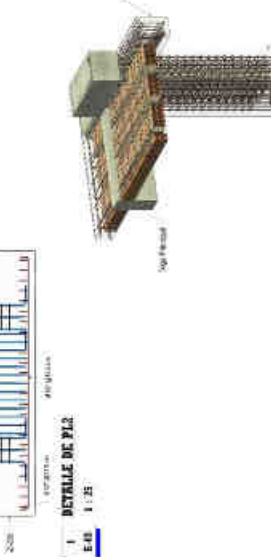
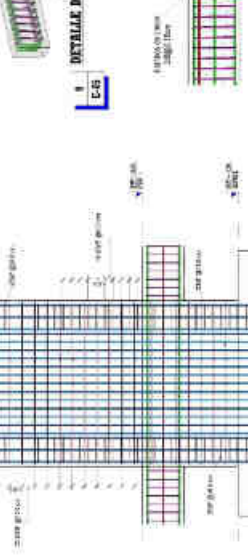
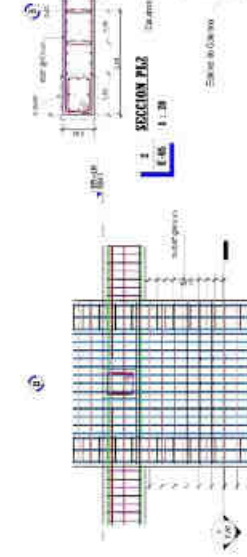
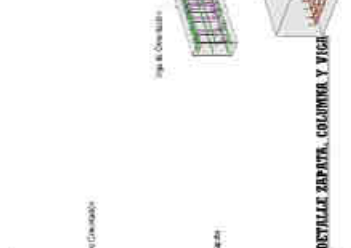
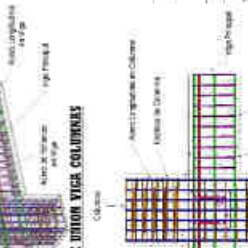
ESTADO  
 Como se indica

CANTIDAD DE COLUMNAS		CANTIDAD DE VIGAS		CANTIDAD DE PLACAS	
RECCIONES	1	RECCIONES	1	RECCIONES	1
ACEROS BARR.	1	ACEROS BARR.	1	ACEROS BARR.	1
ACEROS BARR.	1	ACEROS BARR.	1	ACEROS BARR.	1

Materiales de Concreto en Columnas		Materiales de Concreto en Vigas	
Tipos	Resistencia	Tipos	Resistencia
1	25 MPa	1	25 MPa
2	30 MPa	2	30 MPa
3	35 MPa	3	35 MPa
4	40 MPa	4	40 MPa
5	45 MPa	5	45 MPa
6	50 MPa	6	50 MPa
7	55 MPa	7	55 MPa
8	60 MPa	8	60 MPa
9	65 MPa	9	65 MPa
10	70 MPa	10	70 MPa
11	75 MPa	11	75 MPa
12	80 MPa	12	80 MPa
13	85 MPa	13	85 MPa
14	90 MPa	14	90 MPa
15	95 MPa	15	95 MPa
16	100 MPa	16	100 MPa
17	105 MPa	17	105 MPa
18	110 MPa	18	110 MPa
19	115 MPa	19	115 MPa
20	120 MPa	20	120 MPa
21	125 MPa	21	125 MPa
22	130 MPa	22	130 MPa
23	135 MPa	23	135 MPa
24	140 MPa	24 </tr	



Materiales de Concreto en Placa PL3		Materiales de Concreto en Vigas	
Tipos	Resistencia	Tipos	Resistencia
1	25 MPa	1	25 MPa
2	30 MPa	2	30 MPa
3	35 MPa	3	35 MPa
4	40 MPa	4	40 MPa
5	45 MPa	5	45 MPa
6	50 MPa	6	50 MPa
7	55 MPa	7	55 MPa
8	60 MPa	8	60 MPa
9	65 MPa	9	65 MPa
10	70 MPa	10	70 MPa
11	75 MPa	11	75 MPa
12	80 MPa	12	80 MPa
13	85 MPa	13	85 MPa
14	90 MPa	14	90 MPa
15	95 MPa	15	95 MPa
16	100 MPa	16	100 MPa
17	105 MPa	17	105 MPa
18	110 MPa	18	110 MPa
19	115 MPa	19	115 MPa
20	120 MPa	20	120 MPa
21	125 MPa	21	125 MPa
22	130 MPa	22	130 MPa
23	135 MPa	23	135 MPa
24	140 MPa	24	140 MPa
25	145 MPa	25	145 MPa
26	150 MPa	26	150 MPa
27	155 MPa	27	155 MPa
28	160 MPa	28	160 MPa
29	165 MPa	29	165 MPa
30	170 MPa	30	170 MPa
31	175 MPa	31	175 MPa
32	180 MPa	32	180 MPa
33	185 MPa	33	185 MPa
34	190 MPa	34	190 MPa
35	195 MPa	35	195 MPa
36	200 MPa	36	200 MPa
37	205 MPa	37	205 MPa
38	210 MPa	38	210 MPa
39	215 MPa	39	215 MPa
40	220 MPa	40	220 MPa
41	225 MPa	41	225 MPa
42	230 MPa	42	230 MPa
43	235 MPa	43	235 MPa
44	240 MPa	44	240 MPa
45	245 MPa	45	245 MPa
46	250 MPa	46	250 MPa
47	255 MPa	47	255 MPa
48	260 MPa	48	260 MPa
49	265 MPa	49	265 MPa
50	270 MPa	50	270 MPa
51	275 MPa	51	275 MPa
52	280 MPa	52	280 MPa
53	285 MPa	53	285 MPa
54	290 MPa	54	290 MPa
55	295 MPa	55	295 MPa
56	300 MPa	56	300 MPa
57	305 MPa	57	305 MPa
58	310 MPa	58	310 MPa
59	315 MPa	59	315 MPa
60	320 MPa	60	320 MPa
61	325 MPa	61	325 MPa
62	330 MPa	62	330 MPa
63	335 MPa	63	335 MPa
64	340 MPa	64	340 MPa
65	345 MPa	65	345 MPa
66	350 MPa	66	350 MPa
67	355 MPa	67	355 MPa
68	360 MPa	68	360 MPa
69	365 MPa	69	365 MPa
70	370 MPa	70	370 MPa
71	375 MPa	71	375 MPa
72	380 MPa	72	380 MPa
73	385 MPa	73	385 MPa
74	390 MPa	74	390 MPa
75	395 MPa	75	395 MPa
76	400 MPa	76	400 MPa
77	405 MPa	77	405 MPa
78	410 MPa	78	410 MPa
79	415 MPa	79	415 MPa
80	420 MPa	80	420 MPa
81	425 MPa	81	425 MPa
82	430 MPa	82	430 MPa
83	435 MPa	83	435 MPa
84	440 MPa	84	440 MPa
85	445 MPa	85	445 MPa
86	450 MPa	86	450 MPa
87	455 MPa	87	455 MPa
88	460 MPa	88	460 MPa
89	465 MPa	89	465 MPa
90	470 MPa	90	470 MPa
91	475 MPa	91	475 MPa
92	480 MPa	92	480 MPa
93	485 MPa	93	485 MPa
94	490 MPa	94	490 MPa
95	495 MPa	95	495 MPa
96	500 MPa	96	500 MPa
97	505 MPa	97	505 MPa
98	510 MPa	98	510 MPa
99	515 MPa	99	515 MPa
100	520 MPa	100	520 MPa



1 SECCION PLZ 1:20  
 2 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 3 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 4 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 5 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 6 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 7 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 8 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 9 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 10 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 11 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 12 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 13 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 14 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 15 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 16 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 17 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 18 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 19 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 20 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 21 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 22 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 23 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 24 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 25 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 26 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 27 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 28 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 29 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 30 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 31 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 32 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 33 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 34 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 35 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 36 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 37 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 38 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 39 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 40 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 41 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 42 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 43 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 44 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 45 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 46 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 47 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 48 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 49 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 50 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 51 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 52 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 53 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 54 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 55 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 56 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 57 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 58 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 59 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 60 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 61 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 62 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 63 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 64 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 65 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 66 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 67 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 68 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 69 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 70 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 71 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 72 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 73 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 74 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 75 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 76 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 77 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 78 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 79 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 80 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 81 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 82 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 83 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 84 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 85 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 86 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 87 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 88 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 89 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 90 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 91 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 92 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 93 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 94 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 95 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 96 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 97 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 98 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 99 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05  
 100 DETALLE DE UNION VIGA COLUMNAS E-05



UNIVERSIDAD NACIONAL  
**JOSE FAUSTINO SANCHEZ  
 CARRION**



**COLABORADOR:**  
 INGENIERO CIVIL

**TITULO DE LA OBRA:**  
 EVALUACION POR RESUMEN DE  
 EFECTOS Y COMPORTAMIENTO  
 ESTRUCTURAL DE UN  
 EDIFICIO, HUACHO-2020

**ALIAS:**  
 Ing. COLLAENTES ROSALES,  
 VICTOR MANUEL  
 CP-28706

**CLIENTE:**  
 Sr. Diego Rosales, Jahuallado

**OBJETO:**  
 Edificio Hotel 4 Pisos

**UBICACION:**  
 Huacho-Huancavelica

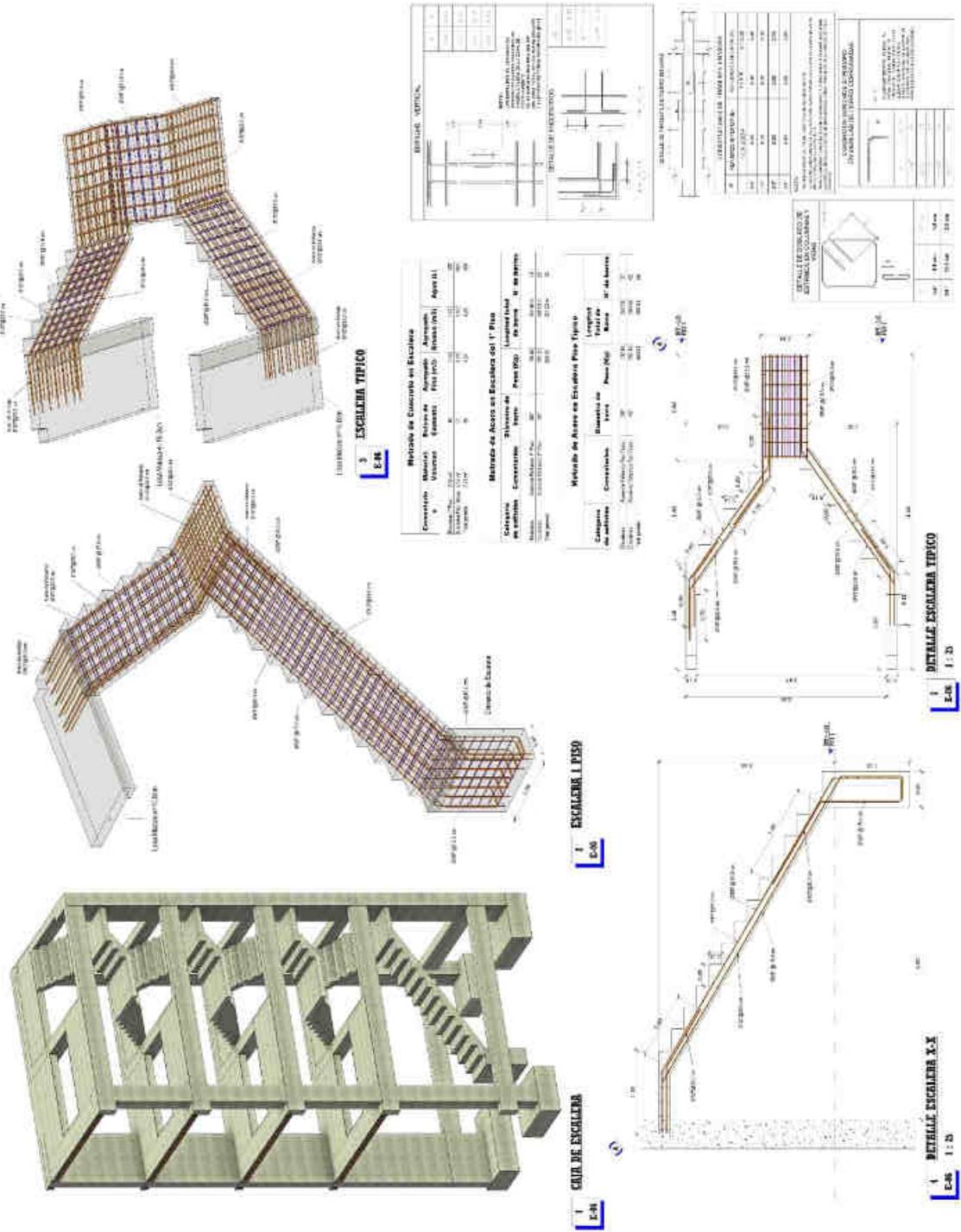
**TIPO DE OBRA:**  
 ESTRUCTURAS

**ESPECIFICACION:**  
 ESCALERA

**FECHA:**  
 12/12/2019

**ESCALA:**  
**E-06**

**LEGENDA:**  
 Como se indica



### ANEXO III: Resultados del Software Etabs v.18.

Mediante el análisis Pushover, para la evaluación del edificio en mención se obtuvieron resultados mediante el software Etabs v.18. en el cual tenemos: formaciones de rotulas plásticas y desplazamientos para su observación.

#### Dirección X-X

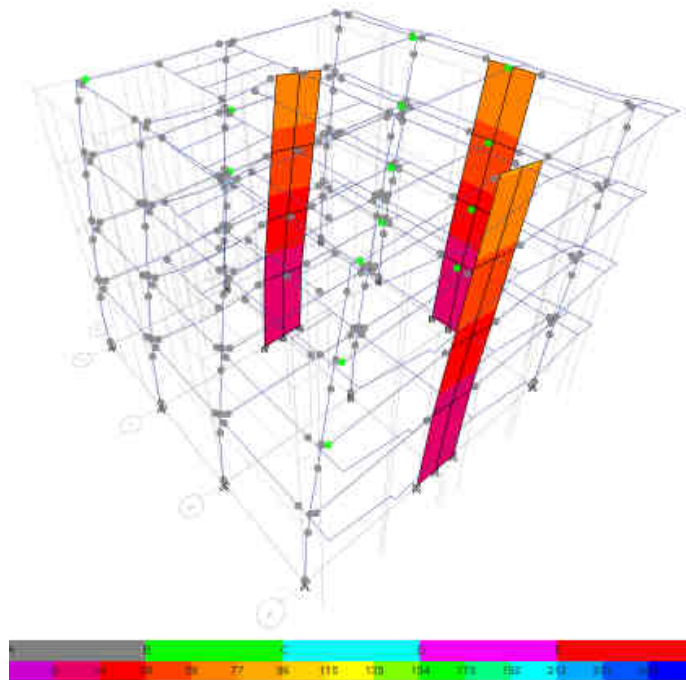
Tabla N° 7, 1:

*Curva de capacidad X.*

TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement												
Step	Monitored Displ (m)	Base Force (tonf)	A-B	B-C	C-D	D-E	>E	A-IO	IO-LS	LS-CP	>CP	Total
0	0	0	448	0	0	0	0	448	0	0	0	448
1	0.0388	123.6801	448	0	0	0	0	448	0	0	0	448
2	0.0728	201.9105	420	28	0	0	0	448	0	0	0	448
3	0.1254	268.7825	352	96	0	0	0	448	0	0	0	448
4	0.1776	311.4645	332	116	0	0	0	448	0	0	0	448
5	0.2276	344.9821	316	132	0	0	0	418	30	0	0	448
6	0.2839	373.8788	298	150	0	0	0	382	66	0	0	448
7	0.3354	396.4871	290	158	0	0	0	356	90	2	0	448
8	0.3427	399.4141	290	156	2	0	0	356	90	0	2	448

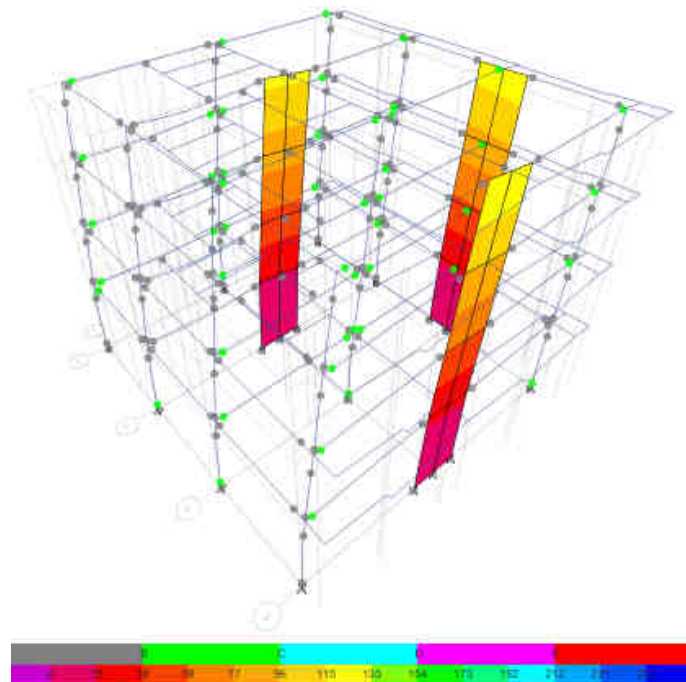
**Figura N° 7. 1:**

*Formación de rotulas plásticas para una demanda sísmica de servicio (SS).*



**Figura N° 7. 2:**

*Formación de rotulas plásticas para una demanda sísmica de servicio (SD).*



**Figura N° 7. 3:**

*Formación de rotulas plásticas para una demanda sísmica de servicio (SD).*

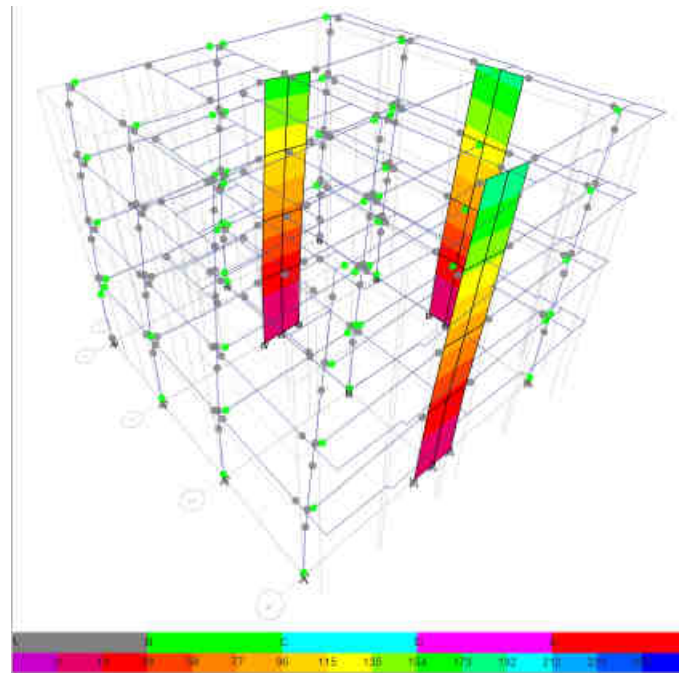


Figura N° 7. 4:

Punto de desempeño de la estructura para una demanda sísmica de servicio (SS).

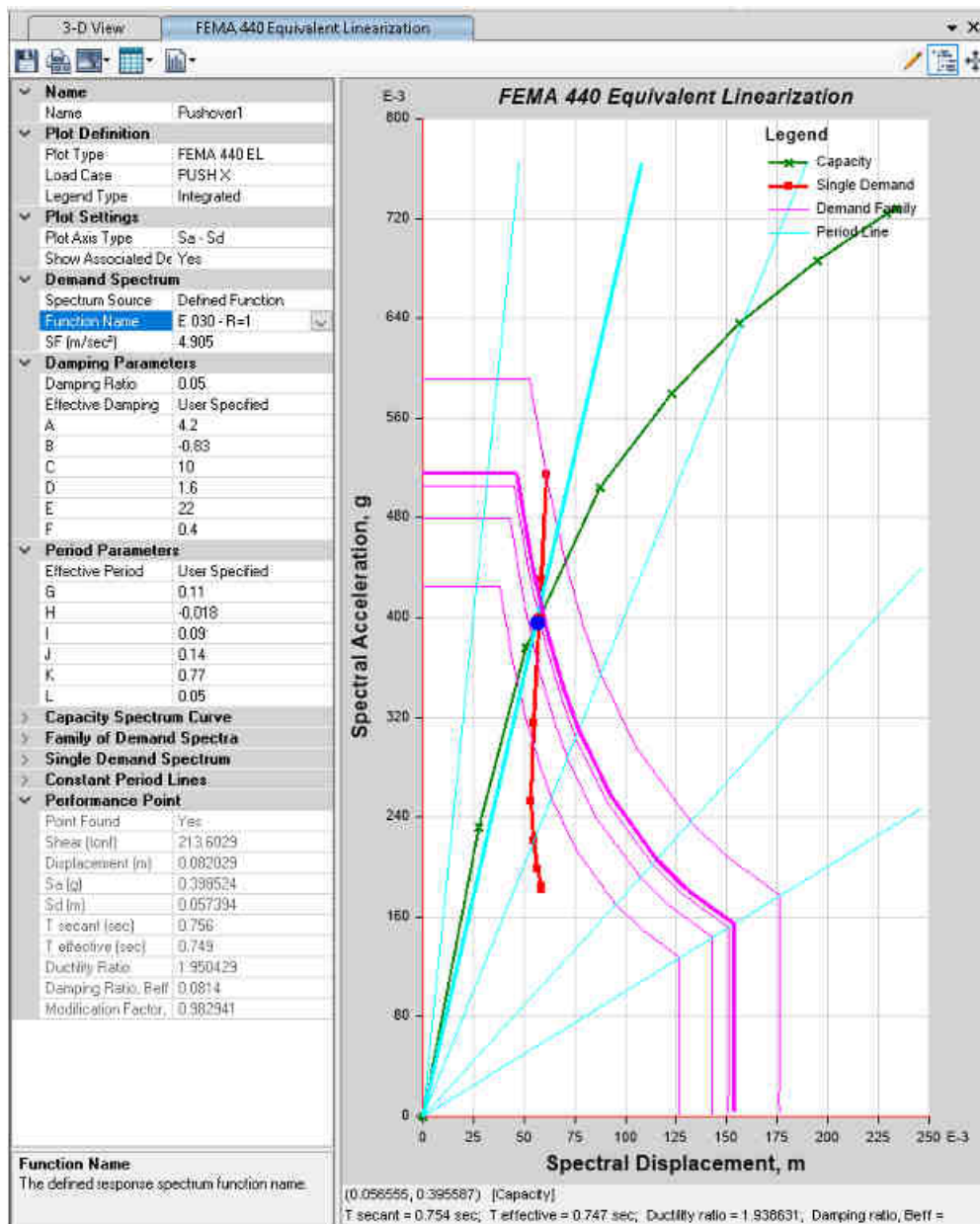




Figura N° 7. 5:

Punto de desempeño de la estructura para una demanda sísmica de servicio (SD).

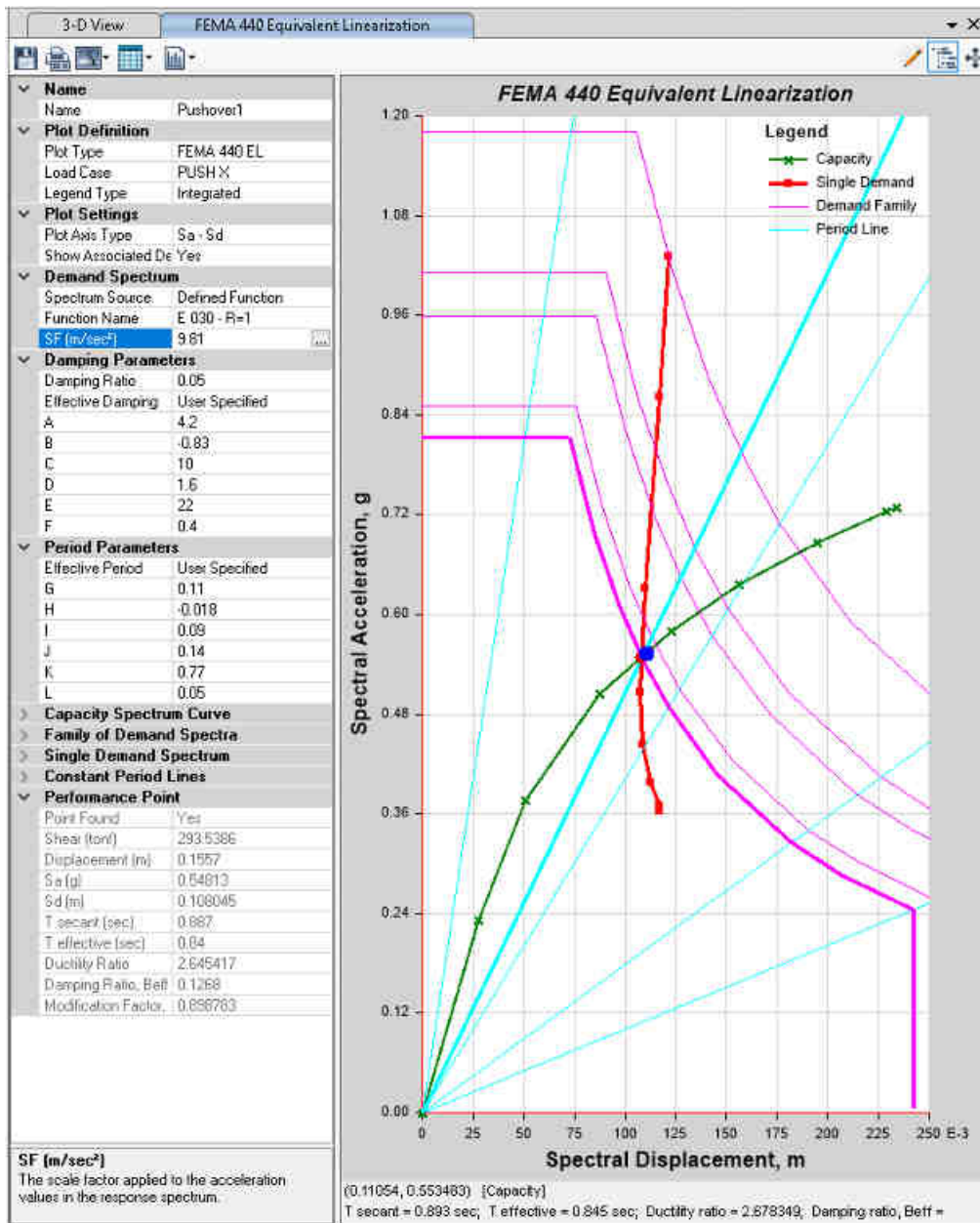
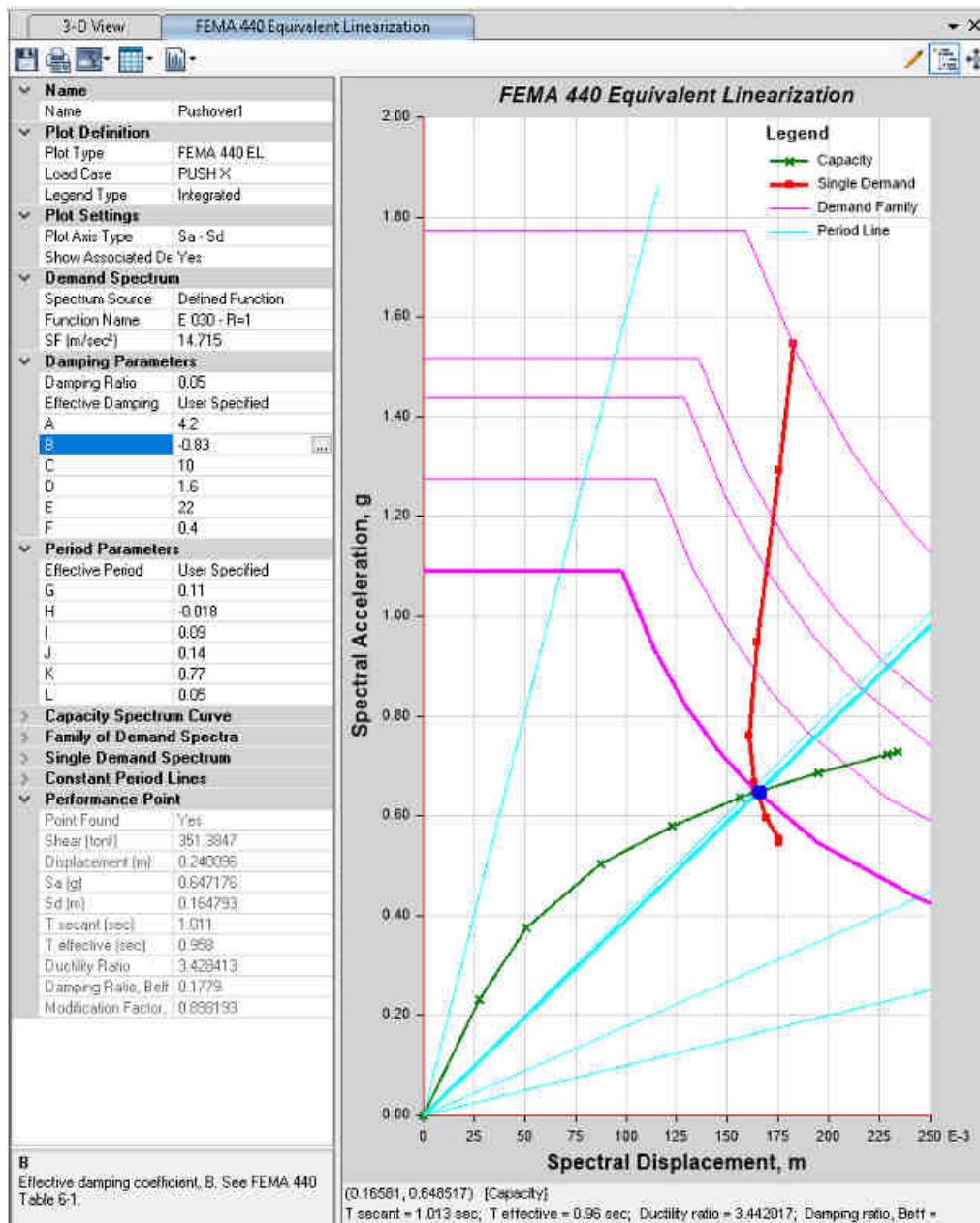


Figura N° 7. 6:

Punto de desempeño de la estructura para una demanda sísmica de servicio (SM).



**Dirección Y-Y**

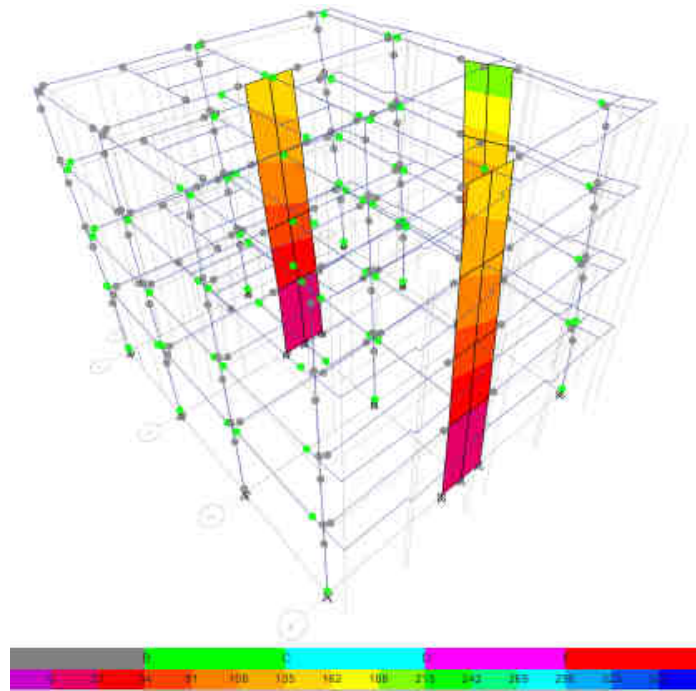
**Tabla N° 7, 2:**

*Curva de capacidad X.*

<b>TABLE: Base Shear vs Monitored Displacement</b>												
<b>Step</b>	<b>Monitored Displ (m)</b>	<b>Base Force (tonf)</b>	<b>A-B</b>	<b>B-C</b>	<b>C-D</b>	<b>D-E</b>	<b>&gt;E</b>	<b>A-IO</b>	<b>IO-LS</b>	<b>LS-CP</b>	<b>&gt;CP</b>	<b>Total</b>
0	0	0	448	0	0	0	0	448	0	0	0	448
1	0.0075	48.2122	448	0	0	0	0	448	0	0	0	448
2	0.0507	232.1254	382	66	0	0	0	448	0	0	0	448
3	0.1004	316.7051	288	160	0	0	0	440	8	0	0	448
4	0.1485	354.3943	242	206	0	0	0	398	50	0	0	448
5	0.1508	355.9548	242	206	0	0	0	394	54	0	0	448
6	0.1509	355.9664	242	206	0	0	0	394	54	0	0	448
7	0.1509	356.0214	242	206	0	0	0	394	54	0	0	448
8	0.1510	356.0368	242	206	0	0	0	394	54	0	0	448
9	0.1797	372.2431	228	218	2	0	0	364	80	2	2	448
10	0.1797	372.2282	228	218	2	0	0	364	80	2	2	448

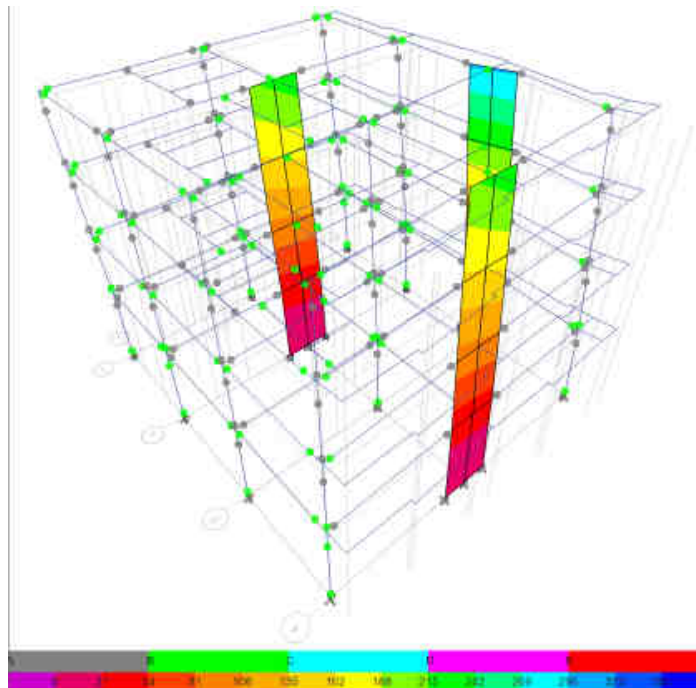
**Figura N° 7. 7:**

*Formación de rotulas plásticas para una demanda sísmica de servicio (SS).*



**Figura N° 7. 8:**

*Formación de rotulas plásticas para una demanda sísmica de servicio (SD).*



**Figura N° 7. 9:**

*Formación de rotulas plásticas para una demanda sísmica de servicio (SM).*

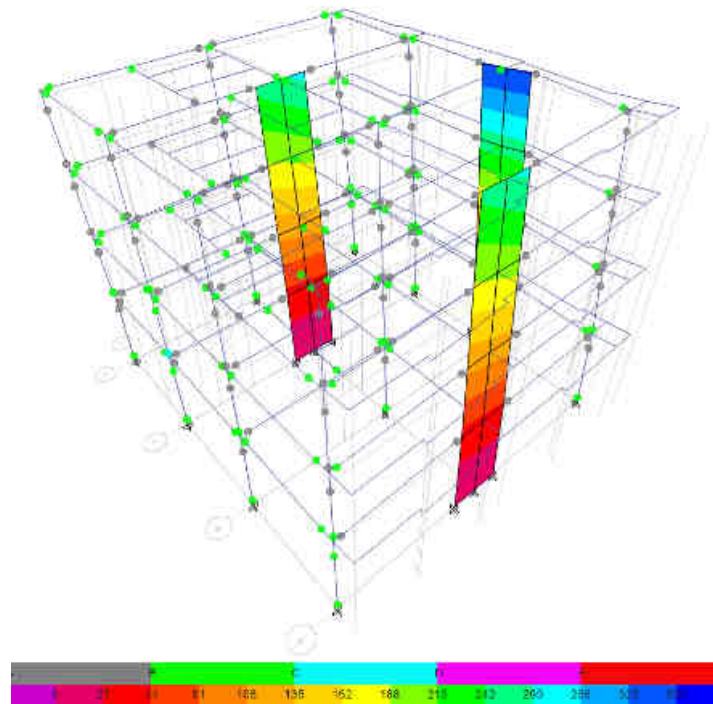


Figura N° 7. 10:

Punto de desempeño de la estructura para una demanda sísmica de servicio (SS).

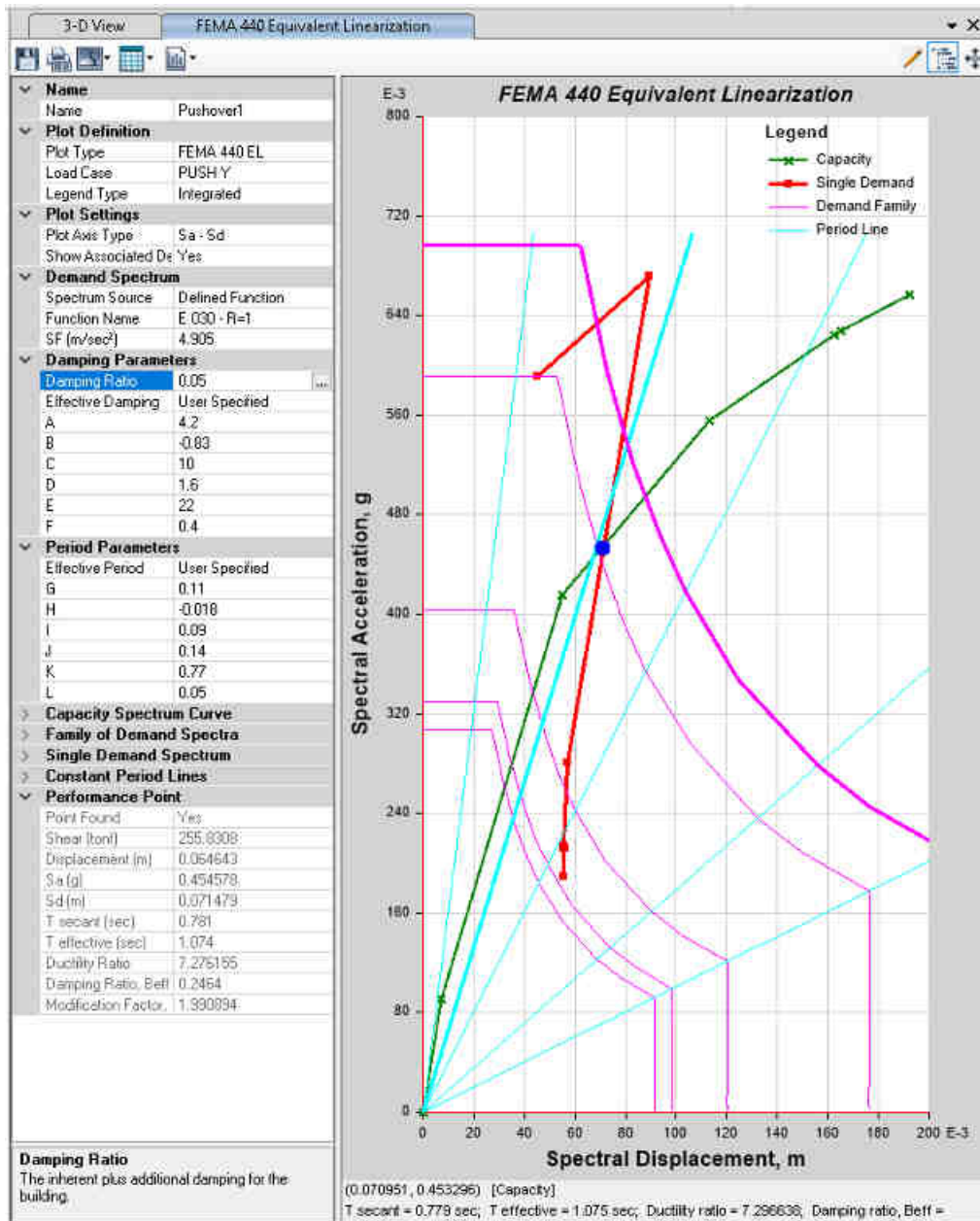


Figura N° 7. 11:

Punto de desempeño de la estructura para una demanda sísmica de servicio (SD).

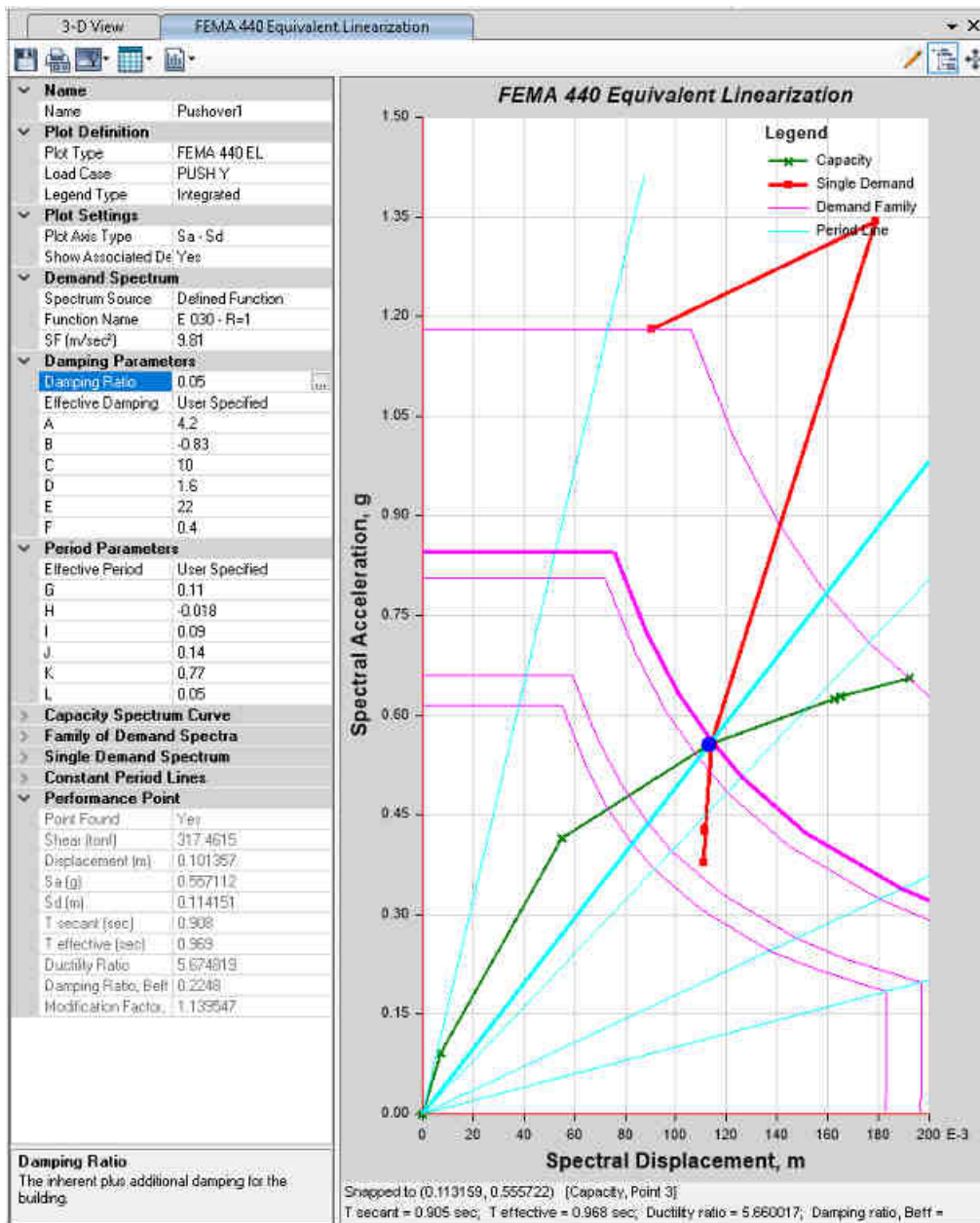
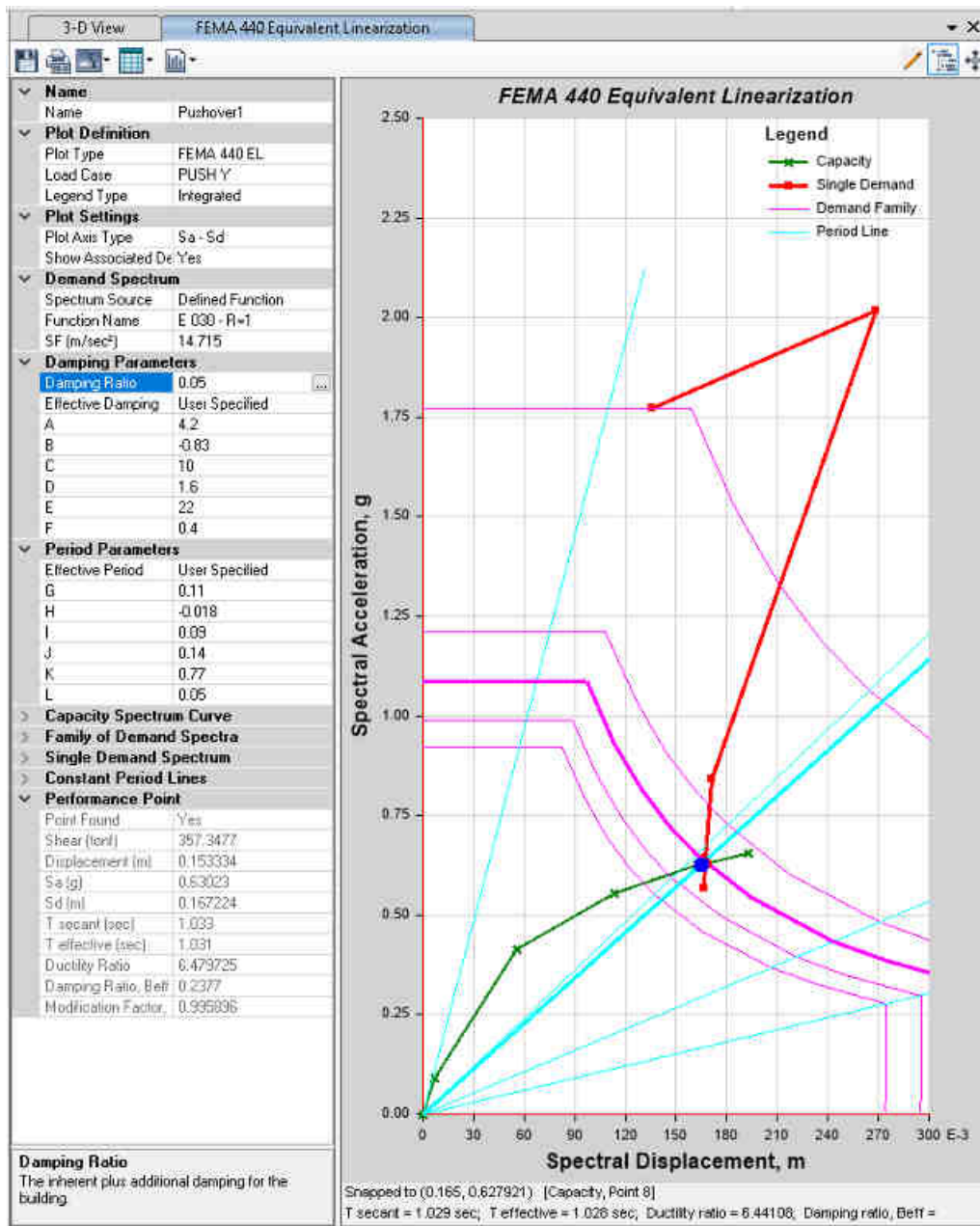


Figura N° 7. 12:

Punto de desempeño de la estructura para una demanda sísmica de servicio (SM).





## **ANEXO IV: Matriz de consistencia**

**Tabla N° 7, 3:**

*Matriz de consistencia.*

EVALUACIÓN POR DESEMPEÑO SÍSMICO Y COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO, HUACHO-2020					
PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	VARIABLES	DIMENSIONES	METODOLOGÍA
<p><b>Problema principal:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>¿Cómo la evaluación por desempeño sísmico mejora el comportamiento estructural de un edificio, Huacho-2020?</li> </ul>	<p><b>Objetivo principal:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Determinar el aporte de la evaluación por desempeño sísmico para mejorar el comportamiento estructural de un edificio, Huacho-2020.</li> </ul>	<p><b>Hipótesis principal:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>La aplicación de la evaluación por desempeño sísmico mejorará el comportamiento estructural de un edificio, Huacho-2020.</li> </ul>	<p><b>Variable Independiente:</b> Evaluación por desempeño sísmico</p>	<p>Niveles de demanda sísmica</p> <p>No linealidad de los materiales</p> <p>Análisis por capacidad</p>	<p><b>1.- Tipo de investigación</b> Aplicativo y enfoque mixto</p> <p><b>2.- Nivel de investigación:</b> Descriptivo y explicativo.</p> <p><b>3.- Diseño de investigación:</b> No experimental y transeccionales correlacional-causales</p> <p><b>4.- Caso de investigación:</b> Edificio de 4 pisos de concreto armado.</p> <p><b>5.- Instrumento de recolección de datos:</b> Planos estructurales de la edificación y cuadros de datos.</p> <p><b>6.- Procesamiento de análisis y datos:</b> Cálculos en software, gráficos y tablas en Excel.</p>
<p><b>Problema específico:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>¿Cómo la evaluación por desempeño sísmico aporta en el mejoramiento del punto de desempeño estructural de un edificio, Huacho-2020?</li> <li>¿Cómo la evaluación por desempeño sísmico aporta en el mejoramiento del nivel de desempeño estructural de un edificio, Huacho-2020?</li> <li>¿Cómo la evaluación por desempeño sísmico aporta en la obtención de mejores objetivos de desempeño estructural de un edificio, Huacho-2020?</li> <li>¿Cómo la evaluación por desempeño sísmico reduce el grado de daño estructural de un edificio, Huacho-2020?</li> </ul>	<p><b>Objetivo específico:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>Determinar el aporte de la evaluación por desempeño sísmico para optimizar el punto de desempeño estructural de un edificio, Huacho-2020.</li> <li>Determinar el aporte de la evaluación por desempeño sísmico para optimizar el nivel de desempeño estructural de un edificio, Huacho-2020.</li> <li>Determinar el aporte de la evaluación por desempeño sísmico para poder cumplir con el objetivo de desempeño estructural de un edificio, Huacho-2020.</li> <li>Determinar el aporte de la evaluación por desempeño sísmico para reducir el grado de daño estructural de un edificio, Huacho-2020.</li> </ul>	<p><b>Hipótesis específico:</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>La aplicación de la evaluación por desempeño sísmico optimizará el punto de desempeño estructural de un edificio, Huacho-2020.</li> <li>La aplicación de la evaluación por desempeño sísmico optimizará el nivel de desempeño estructural de un edificio, Huacho-2020.</li> <li>Con la aplicación de la evaluación por desempeño sísmico se podrá cumplir con el objetivo de desempeño estructural de un edificio, Huacho-2020.</li> <li>La aplicación de la evaluación por desempeño sísmico reducirá el grado de daño estructural de un edificio, Huacho-2020.</li> </ul>			