



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**EVALUACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO Y COSTO
DE CONSTRUCCIÓN PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES
APORTICADOS DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERÍA
CONFINADA EN UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO
NIVELES, PUNO 2022**

TESIS

PRESENTADA POR:

RAUL ALEJANDRO MAMANI LLANOS

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

PUNO – PERÚ

2024



NOMBRE DEL TRABAJO

EVALUACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO Y COSTO DE CONSTRUCCIÓN PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES APORTICADOS DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERÍA CONFINADA EN UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO NIVELES, PUNO

AUTOR

RAUL ALEJANDRO MAMANI LLANOS

RECuento de palabras

59763 Words

RECuento de caracteres

277847 Characters

RECuento de páginas

269 Pages

Tamaño del archivo

6.3MB

Fecha de entrega

Jan 14, 2024 6:29 PM GMT-5

Fecha del informe

Jan 14, 2024 6:31 PM GMT-5

● **5% de similitud general**

El total combinado de todas las coincidencias, incluidas las fuentes superpuestas, para cada base de datos

- 4% Base de datos de Internet
- Base de datos de Crossref
- 3% Base de datos de trabajos entregados
- 0% Base de datos de publicaciones
- Base de datos de contenido publicado de Crossref

● **Excluir del Reporte de Similitud**

- Material bibliográfico
- Material citado
- Material citado
- Coincidencia baja (menos de 10 palabras)



Firmado digitalmente por
VITULAS QUILLE Yasmani Teofilo
FAU 20145496170 soft
Motivo: Certifico la precisión e
integridad de este documento
Fecha: 2024.01.14 18:47:11
-05'00'



Firmado digitalmente por CASTILLO
ARONI Emilio FAU 20145496170
hard
Motivo: Doy V° B°
Fecha: 15.01.2024 19:15:09 -05:00

Resumen



DEDICATORIA

Dedico el presente trabajo: En primer lugar, a Dios por mostrarme el día a día con humildad, paciencia y sabiduría que todo es posible y en segundo lugar a mi hija, esposa, padre y hermanos quienes con su amor, apoyo y comprensión incondicional estuvieron siempre en mi etapa estudiantil; a ellos que siempre tuvieron palabras de motivación y perseverancia en los momentos más difíciles y que han sido incentivos en mi vida para seguir adelante.

Raul Alejandro Mamani Llanos



AGRADECIMIENTO

A la Universidad Nacional del Altiplano de Puno a mi apreciada Escuela Profesional de Ingeniería Civil, por darme la oportunidad de estudiar en sus aulas y en ellas poder desarrollar conocimientos y habilidades. A todos los docentes ingenieros civiles, por compartir sus conocimientos en bien de mi formación profesional. A todos mis compañeros y amigos, sin excluir a ninguno, con quienes he compartido experiencias inolvidables.

Al Ing. Yasmani Teófilo Vitulas Quille, por su asesoría y brindarme amablemente sus conocimientos de forma imparcial durante la elaboración del presente trabajo de investigación.

Raul Alejandro Mamani Llanos



ÍNDICE GENERAL

	Pág.
DEDICATORIA	
AGRADECIMIENTO	
ÍNDICE GENERAL	
ÍNDICE DE FIGURAS	
ÍNDICE DE TABLAS	
ACRÓNIMOS	
RESUMEN	19
ABSTRACT.....	20
CAPÍTULO I	
INTRODUCCIÓN	
1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	23
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	24
1.2.1. Pregunta general	25
1.2.2. Preguntas específicas	25
1.3. HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN	25
1.3.1. Hipótesis general.....	25
1.3.2. Hipótesis específicas.....	25
1.4. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA.....	26
1.5. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN.....	27
1.5.1. Objetivo general.....	27
1.5.2. Objetivos específicos	28
CAPÍTULO II	
REVISIÓN DE LITERATURA	
2.1. ANTECEDENTES	29
2.1.1. Antecedentes internacionales.....	29
2.1.2. Antecedentes nacionales	31



2.2.	MARCO TEÓRICO - GENERALIDADES	35
2.2.1.	Conceptos que fundamentan la investigación.....	35
2.2.2.	Historial sísmico en el departamento de Puno	39
2.2.3.	Métodos para análisis sísmico	40
2.3.	INGENIERÍA SÍSMICA FUNDAMENTADA EN EL DESEMPEÑO	45
2.3.1.	Concepto sobre el desempeño.....	45
2.3.2.	Niveles de desempeño	46
2.3.3.	Demandas sísmicas	54
2.3.4.	Espectro de demanda a un espectro de capacidad en el formato ADRS ..	58
2.3.5.	Objetivo para diseñar por desempeño.....	60
2.3.6.	Curva de la capacidad de estructuras	61
2.3.7.	Fluencia efectiva y modelo bilineal	64
2.3.8.	Procedimiento del espectro de capacidad	66
2.3.9.	Parámetros básicos para una linealización equivalente	70
2.3.10.	Punto de cruce para el espectro de demanda y capacidad.....	73
2.3.11.	Determinación del punto de desempeño o rendimiento	73
2.3.12.	Método del espectro de capacidad – intersección con MADRS.	75
2.3.13.	Evaluación del punto de desempeño obtenido	79
2.4.	INFORMACIÓN INELASTICO EN MATERIALES	80
2.4.1.	Modelos o tipos para el concreto armado	81
2.4.2.	Tipo esfuerzo deformación para el acero.....	81
2.4.3.	Tipo esfuerzo deformación para el concreto.....	83
2.5.	NORMATIVAS ACTUALES Y VIGENTES PARA EL DISEÑO	88
2.6.	DESARROLLO PARA UN ANALISIS Y DISEÑO LINEAL	89
2.6.1.	Generalidades.....	89
2.6.2.	Estructuración	89
2.6.3.	Pre dimensionamiento de elementos estructurales	92
2.6.4.	Cargas y combinaciones de carga	95
2.6.5.	Diseño para concreto armado en los elementos esctructurales	98
2.6.6.	Diseño para elementos estructurales de albañilería confinada	103
2.7.	COSTOS Y PRESUPUESTOS	110
2.7.1.	Definición de metrado	110
2.7.2.	Definición de presupuesto	110



CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. MATERIALES	112
3.1.1. Materiales en evaluación	112
3.1.2. Materiales empleados para el proceso de la investigación	112
3.2. METODOLOGÍA DEL ANÁLISIS	113
3.2.1. Tipo de investigación.....	113
3.2.2. Nivel de investigación	114
3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA	115
3.3.1. Población	115
3.3.2. Muestra	115
3.3.3. Clasificación de la investigación: Transversal.....	117
3.3.4. Diseño de la investigación: No experimental	117
3.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA RECOLECTAR DATOS	118
3.4.1. Técnicas para recopilar información.....	118
3.4.2. Instrumentos para recopilar información.....	118
3.5. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES	119

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. GENERALIDADES	120
4.1.1. Características de los materiales para el análisis y diseño	120
4.1.2. Cargas muertas y vivas distribuidas.....	121
4.1.3. Configuración estructural	123
4.2. ANALISIS LINEAL DE LA ESTRUCTURA	125
4.2.1. Análisis estático y dinámico para el sistema Pórticos de C°A°	125
4.2.2. Análisis estático y dinámico para el sistema de Albañilería confinada ..	131
4.3. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES	135
4.3.1. Diseño de elementos estructurales – porticos de C°A°.....	135
4.3.2. Diseño de elementos estructurales - albañilería confinada.....	170
4.4. PROCESO DEL ANÁLISIS ESTÁTICO INELASTICO	184
4.4.1. Proceso del análisis pushover	184
4.4.2. Rótulas plásticas	186



4.4.3. Espectros de demanda elástica.....	187
4.5. ANÁLISIS PARA PÓRTICOS DE CONCRETO – NO LINEAL.....	188
4.5.1. Distribución de las cargas laterales.....	188
4.5.2. Cálculo de la curva de capacidad de la estructura	189
4.5.3. Representación bilineal de la curva de capacidad	191
4.5.4. Espectro de capacidad de la estructura	192
4.5.5. Puntos de desempeño – Pórticos de concreto armado	193
4.6. ANÁLISIS PARA ALBAÑILERÍA CONFINADA - NO LINEAL	211
4.6.1. Distribución de las cargas laterales.....	211
4.6.2. Cálculo de la curva de capacidad de la estructura	212
4.6.3. Representación bilineal de la curva de capacidad	213
4.6.4. Espectro de capacidad de la estructura	214
4.6.5. Punto de desempeño – albañilería confinada.....	215
4.7. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO	233
4.7.1. Objetivos de desempeño	233
4.7.2. Evaluación del desempeño para cada nivel de demanda sísmica	234
4.8 PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS	240
4.8.1. Determinación de esfuerzos cortantes en la base.....	240
4.8.2. Determinación de desplazamientos absolutos	242
4.8.3. Derivas por nivel para – pórticos de C°A° y albañilería confinada.....	244
4.8.4. Rigidez lateral efectiva	248
4.8.5. Ductilidad.....	250
4.8.6. Costos de construcción para pórticos de C°A° y albañilería confinada...	252
V. CONCLUSIONES.....	258
VI. RECOMENDACIONES	260
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	262

Tema: Costo y desempeño sísmico

Área: Estructuras

Línea de investigación: Análisis y diseño estructural

FECHA DE SUSTENTACION: 23/01/2024



ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1	Dispersión de la energía producida por un sismo 35
Figura 2	Comportamiento dúctil y no dúctil 38
Figura 3	Sismo producido en la provincia de lampa el 2016 40
Figura 4	Respuesta análisis lineal y no lineal..... 41
Figura 5	Espectro de Pseudo Aceleración 55
Figura 6	Sismo de Servicio Según ATC-40 56
Figura 7	Sismo de Diseño Según ATC-40 57
Figura 8	Sismo Máximo Según ATC-40..... 58
Figura 9	Espectro de capacidad (ADRS)..... 59
Figura 10	Espectro de respuesta con 5% de amortiguamiento..... 59
Figura 11	Objetivos de desempeño comunes, esenciales y seguridad critica 60
Figura 12	Etapas o pasos del Análisis Pushover 62
Figura 13	Principio de las rigideces tangenciales..... 65
Figura 14	Principio de las áreas iguales 65
Figura 15	Rango en la curva elástica e inelástica..... 66
Figura 16	Representación bilineal del espectro de capacidad..... 69
Figura 17	Punto de intersección del espectro de demanda y curva de capacidad. 73
Figura 18	Verificación del Punto de desempeño..... 74
Figura 19	Espectro de capacidad y representación bilineal..... 76
Figura 20	Espectro de demanda y espectro de capacidad. 77
Figura 21	Determinación del máximo desplazamiento esperado del MADRS..... 79
Figura 22	Sectorización de la curva de capacidad propuesto por el ATC-40. 80
Figura 23	Representación elasto plástica 82
Figura 24	Curva de Park y Paulay 82
Figura 25	Representación Trilineal 83
Figura 26	Representación de Whitney. 84
Figura 27	Curva no confinado de concreto de Hognestad 85
Figura 28	Grafico parábola - rectángulo de cálculo CEB. 86
Figura 29	concreto confinado con estribos rectangulares. 86
Figura 30	Curva para concreto confinado de Mander..... 87



Figura 31	Asimetría en elevación y planta.....	90
Figura 32	Rótula plástica en viga y losa monolítica.....	91
Figura 33	Continuidad de muros y discontinuidad de columna.....	92
Figura 34	Asignación de cargas	98
Figura 35	Factores de reducción para el diseño	99
Figura 36	Propuesta de vivienda multifamiliar	116
Figura 37	Cargas de gravedad para Pórticos de Concreto Armado.....	122
Figura 38	Cargas de gravedad para Albañilería Confinada.....	122
Figura 39	Modelamiento en planta para el sistema - pórticos de C°A°	123
Figura 40	Modelamiento en planta para el sistema de Albañilería	125
Figura 41	Definición para sismo estático en Pórticos de C°A°- dirección "X".....	126
Figura 42	Definición para sismo estático en Pórticos de C°A°- dirección "Y"	126
Figura 43	Zonas Sísmicas del Perú	127
Figura 44	Asignación espectral - para Pórticos de Concreto.	130
Figura 45	Asignación del espectro de diseño en Pórticos de Concreto.....	131
Figura 46	Definición para sismo estático en Albañilería - dirección "X".....	132
Figura 47	Definición para sismo estático en Albañilería - dirección "Y"	132
Figura 48	Asignación espectral - para Albañilería.....	133
Figura 49	Asignación del espectro de diseño - Albañilería.....	134
Figura 50	Sección transversal de una viga.	135
Figura 51	Verificación del cálculo de acero longitudinal de la viga Eje 1-1	136
Figura 52	Área de acero obtenido de Etabs.....	136
Figura 53	Momento máximo actuante en la viga en el extremo izquierdo en Tn-m..	136
Figura 54	Momento máximo actuante en la viga en el centro en Tn-m.....	137
Figura 55	Momento máximo actuante en la viga en el extremo derecho en Tn-m...	138
Figura 56	Refuerzo longitudinal de viga Eje 1-1.	139
Figura 57	Refuerzo longitudinal de viga Eje 2-2.	139
Figura 58	Refuerzo longitudinal de viga Eje 3-3	139
Figura 59	Refuerzo longitudinal de viga Eje 4-4.	140
Figura 60	Refuerzo longitudinal de viga Eje 5-5.	140
Figura 61	Refuerzo longitudinal de viga Eje 6-6.	140
Figura 62	Cortante máximo en la viga en el extremo izquierdo (Tn) - Eje 1-1	141
Figura 63	Requerimiento de estribos en vigas.	142
Figura 64	Diseño de columna C- (1.00 x 0.25) Eje 2-2	143



Figura 65	Gráfico de interacción para C -1.00x0.25m ² en dirección "X-X"	145
Figura 66	Gráfico de interacción para C-1.00 x 0.25m ² en dirección "Y-Y".	145
Figura 67	Esfuerzo cortante existente en la columna 1.00 x 0.25 m ²	146
Figura 68	Envolvente de diagrama de momento en la columna 1.00 x 0.25.	146
Figura 69	Diseño de columna C-(0.70X0.25) Eje 1-1.....	149
Figura 70	Gráfico de interacción para C-0.70x0.25m ² en dirección "X-X".....	151
Figura 71	Gráfico de interacción para C-0.70 x 0.25m ² en dirección "Y-Y".	151
Figura 72	Esfuerzo cortante existente en la columna 0.70 x 0.25 m ²	151
Figura 73	Envolvente de diagrama de momento en la columna 0.70 x 0.25m ²	152
Figura 74	Diseño de columna C- (0.25X0.60) Eje 1-1.....	154
Figura 75	Gráfico de interacción para C-0.25x0.60m ² en dirección "X-X".....	156
Figura 76	Gráfico de interacción para C-0.25x060m ² en dirección "Y-Y"	156
Figura 77	Esfuerzo cortante existente en la columna 0.60 x 0.25m ²	157
Figura 78	Envolvente de diagrama de momento en la columna 0.60 x 0.25m ²	157
Figura 79	Diseño de columna C- (1.00 x 0.25) Eje 1-1.	159
Figura 80	Gráfico de interacción para C-1.00x0.25m ² en dirección "X-X".....	161
Figura 81	Grafico de interacción para C-1.00x0.25m ² en dirección "Y-Y".....	161
Figura 82	Esfuerzo cortante existente en la columna 1.00 x 0.25m ²	161
Figura 83	Envolvente de diagrama de momento en la columna 1.00 x 0.25m ²	162
Figura 84	Conceptualización para losa aligerada e = 20 cm.....	164
Figura 85	Mu (-) y Mu(+).	164
Figura 86	Envolvente de momentos para diseño de losa aligerada (Tn-m).	165
Figura 87	Acero positivo corrido 1/2", Acero negativo (bastón) 1/2" y 3/8"	165
Figura 88	Envolvente de cortantes (Tn).	166
Figura 89	Cimentación propuesta para pórticos de concreto armado.	167
Figura 90	Esquema de presiones de suelo (menores a 1.51 kg/cm ²).	167
Figura 91	Diseño de cimentación.....	167
Figura 92	Cimentación para sus elementos de la albañilería.	179
Figura 93	Esquema de presiones de suelo.....	179
Figura 94	Definición para una carga gravitacional no lineal.	185
Figura 95	Casos de carga creados para el análisis pushover.	186
Figura 96	Muestra de rotulas plásticas en ambas direcciones.....	186
Figura 97	Espectro de respuesta sísmica (Sa vs T)- para Pórticos de Concreto.....	188
Figura 98	Cargas laterales en Pórticos de C°A°, en dirección "X"	188



Figura 99 Cargas laterales en Pórticos de C°A°, en dirección "Y" -.....	189
Figura 100 Caso ANLE y su curva de capacidad para "X"	190
Figura 101 Caso ANLE y su curva de capacidad para "Y"	190
Figura 102 Caso ANLE y su recta bilineal de la curva de capacidad - "X".....	191
Figura 103 Caso ANLE y su recta bilineal de la curva de capacidad - "Y".....	191
Figura 104 Sismo de servicio y su punto de desempeño para "X".....	196
Figura 105 Sismo de servicio y su punto de desempeño para "Y".....	199
Figura 106 Sismo de diseño y su punto de desempeño para "X".....	202
Figura 107 Sismo de diseño y su punto de desempeño para "Y".....	205
Figura 108 Sismo máximo y su punto de desempeño para "X".....	208
Figura 109 Sismo máximo y su punto de desempeño para "Y".....	211
Figura 110 Cargas laterales en la dirección "X" - Albañilería confinada.	211
Figura 111 Cargas laterales en la dirección "Y" - Albañilería confinada.	212
Figura 112 Curva de capacidad caso ANLE - "X".....	212
Figura 113 Curva de capacidad caso ANLE - "Y".....	213
Figura 114 Representación bilineal de la curva de capacidad caso ANLE - "X".	213
Figura 115 Representación bilineal de la curva de capacidad caso ANLE - "Y".	214
Figura 116 Punto de desempeño para la demanda sísmica de servicio en "X".....	218
Figura 117 Punto de desempeño para la demanda sísmica de servicio en "Y".....	221
Figura 118 Punto de desempeño para la demanda sísmica de diseño en "X".....	224
Figura 119 Punto de desempeño para la demanda sísmica de diseño en "Y".....	227
Figura 120 Punto de desempeño para la demanda sísmica máxima en "X".	230
Figura 121 Punto de desempeño para la demanda sísmica máxima en "Y".	233
Figura 122 Objetivos de desempeño para edificaciones básicas o comunes.....	234
Figura 123 Desempeño sísmico para la dirección "X" - Pórticos de Concreto.....	235
Figura 124 Desempeño sísmico para la dirección "Y" - Pórticos de Concreto.....	236
Figura 125 Desempeño sísmico para la dirección "X" - Albañilería Confinada.....	238
Figura 126 Desempeño sísmico para la dirección "Y" - Albañilería confinada.....	239
Figura 127 Comparación de fuerzas cortantes en la dirección "X".....	241
Figura 128 Comparación de fuerzas cortantes en la dirección "Y".....	242
Figura 129 Diagrama de desplazamientos laterales en la dirección "X".....	243
Figura 130 Diagrama de desplazamientos laterales en la dirección "Y".....	244
Figura 131 Derivas en la dirección "X e Y" - Pórticos de concreto armado.....	245
Figura 132 Derivas en la dirección "X e Y" - Albañilería confinada.....	246



Figura 133 Comparación del volumen de concreto.....	253
Figura 134 Comparación de la cantidad de Acero utilizado	254
Figura 135 Comparación de costos por partida para los sistemas estructurales.....	255
Figura 136 Comparación de presupuestos.....	256



ÍNDICE DE TABLAS

	Pág.
Tabla 1	Desempeños y sus diferentes estados de daño 47
Tabla 2	Tipos de desempeños para las estructuras..... 52
Tabla 3	Objetivos de desempeño básicas para estructuras convencionales. 61
Tabla 4	Dimensiones de losas en una dirección..... 93
Tabla 5	Pre dimensionamiento de columnas y sus valores “n” y “p” 95
Tabla 6	Materiales usados comúnmente y sus pesos específicos. 96
Tabla 7	Cargas mínimas usadas como sobrecargas 97
Tabla 8	Esfuerzos internos generados en columnas de confinamiento..... 107
Tabla 9	Operacionalización para las variables usadas. 119
Tabla 10	Características técnicas para el concreto..... 120
Tabla 11	Características técnicas para el acero..... 120
Tabla 12	Especificaciones técnicas de la albañilería. 121
Tabla 13	Características de los elementos estructurales - Pórticos de C°A° 124
Tabla 14	Características de elementos estructurales – Albañilería..... 124
Tabla 15	Valores para cada zona sísmica 128
Tabla 16	Tipos de suelo y sus Periodos TL y Tp..... 128
Tabla 17	Sistemas estructurales y su valor R..... 129
Tabla 18	Aceleración Espectral para Puno - Pórticos de Concreto. 130
Tabla 19	Parámetros para el cálculo del espectro de diseño..... 133
Tabla 20	Aceleración espectral para PUNO- Albañilería confinada. 134
Tabla 21	Comparación de valores obtenidos en el Etabs y cálculo manual. 138
Tabla 22	Carga axial y momento nominal para (C- 1.00 x 0.25m ²) 144
Tabla 23	Fuerzas internas C- 1.00 x 0.25 m ² 144
Tabla 24	Combinaciones según E-0.60 para SISMO X, (C-1.00x0.25m ²)..... 144
Tabla 25	Combinaciones según E-0.60 para SISMO Y, (C-1.00x0.25m ²)..... 145
Tabla 26	Momentos probables en columna M22 y M33 (ton-m)..... 147
Tabla 27	Demanda máxima para diseño por capacidad..... 147
Tabla 28	Carga axial nominal y momento nominal para, (C- 0.70x0.25m ²). 149
Tabla 29	Fuerzas internas C-0.70x0.25 m ² 150
Tabla 30	Combinaciones según E-0.60 para SISMO X, (C-0.70x0.25m ²)..... 150



Tabla 31	Combinaciones según E-0.60 para SISMO Y, (C-0.70x0.25m ²).....	150
Tabla 32	Momentos probables en columna M22 y M33 (ton-m).	152
Tabla 33	Demanda máxima para diseño por capacidad.....	152
Tabla 34	Carga axial y momento nominal para, (C-0.25x0.60m ²).	154
Tabla 35	Fuerzas internas C- 0.25x0.60 m2.	155
Tabla 36	Combinaciones según E-0.60 para SISMO X, (C-0.25x0.60m ²).....	155
Tabla 37	Combinaciones según E-0.60 para SISMO Y, (C-0.25x0.60m ²).....	155
Tabla 38	Momentos probables en columna M22 y M33 (ton-m).	157
Tabla 39	Demanda máxima para diseño por capacidad.....	157
Tabla 40	Carga axial y momento nominal para, (C-1.00x0.25m ²).	159
Tabla 41	Fuerzas internas C - 1.00 x 0.25 m2	160
Tabla 42	Combinaciones según E-0.60 para sismo X, (C-1.00x0.25m ²).....	160
Tabla 43	Combinaciones según E-0.60 para SISMO Y, (C-1.00x0.25m ²).....	160
Tabla 44	Momentos probables en columna M22 y M33 (ton-m).	162
Tabla 45	Demanda máxima para diseño por capacidad.....	162
Tabla 46	Densidad de muros según E- 0.70.....	170
Tabla 47	Esfuerzo axial y su verificación.....	171
Tabla 48	Control a la fisuración - fuerza cortante para un sismo severo.....	171
Tabla 49	Fuerza de corte que actúa en el entrepiso.	172
Tabla 50	Sumatoria de resistencia al corte de muros.....	172
Tabla 51	Resistencia al corte del Edificio y su verificación.	172
Tabla 52	Comprobación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal.	173
Tabla 53	Resistencia al corte para cada muro y su verificación.	173
Tabla 54	Diseño de Vigas soleras.....	174
Tabla 55	Columnas para confinamiento y su diseño.	175
Tabla 56	Dimensiones definitivas de las columnas de confinamiento.	175
Tabla 57	Diseño en las columnas de confinamiento.....	176
Tabla 58	Resumen del cálculo de la cimentación para cada muro	176
Tabla 59	Valores del espectro de respuesta sísmica (Sa vs T).....	187
Tabla 60	Cargas laterales para pórticos de C°A° en dirección "X" y "Y"	188
Tabla 61	Valores en dirección "X" para la curva de capacidad.....	189
Tabla 62	Valores en dirección "Y" para la curva de capacidad.....	190
Tabla 63	Valores en dirección "X" para la recta bilineal.....	191
Tabla 64	Valores en dirección "Y" para la recta bilineal.....	192



Tabla 65	Factor de participación modal y coeficiente de masa efectiva en "X".....	192
Tabla 66	Factor de participación modal y coeficiente de masa efectiva en "Y".....	192
Tabla 67	Espectro para pórticos de C°A° con demanda de servicio en "X".....	195
Tabla 68	Espectro para pórticos de C°A° con demanda de servicio en "Y".....	198
Tabla 69	Espectro para pórticos de C°A° con demanda de diseño en "X".....	201
Tabla 70	Espectro para pórticos de C°A° con demanda de diseño en "Y".....	204
Tabla 71	Espectro para Pórticos de C°A° con demanda máxima en "X".....	207
Tabla 72	Espectro para pórticos de C°A° con demanda máxima en "Y".....	210
Tabla 73	Cargas laterales para albañilería la dirección "X" y "Y".....	211
Tabla 74	Valores en dirección "X" para la curva de capacidad.....	212
Tabla 75	Valores en dirección "Y" para la curva de capacidad.....	213
Tabla 76	Valores en dirección "X" para la recta bilineal.....	214
Tabla 77	Valores en dirección "Y" para la recta bilineal.....	214
Tabla 78	Factor de participación modal y coeficiente de masa efectiva en "X".....	215
Tabla 79	Factor de participación modal y coeficiente de masa efectiva en "Y".....	215
Tabla 80	Espectro para albañilería con demanda de servicio en "X".....	217
Tabla 81	Espectro para albañilería con demanda de servicio en "Y".....	220
Tabla 82	Espectro para albañilería con demanda de diseño en "X".....	223
Tabla 83	Espectro para albañilería con demanda de diseño en "Y".....	226
Tabla 84	Espectro para albañilería con demanda máxima en "X".....	229
Tabla 85	Espectro para albañilería con demanda máxima en "Y".....	232
Tabla 86	Puntos de desempeño para "X" y "Y"- Pórticos de C°A°.....	234
Tabla 87	Evaluación del desempeño - Pórticos de concreto armado.....	237
Tabla 88	Puntos de desempeño para "X" y "Y"-Albañilería confinada.....	237
Tabla 89	Evaluación del Desempeño - Albañilería confinada.....	240
Tabla 90	Comparación en dirección "X" de fuerzas cortantes.....	240
Tabla 91	Comparación en dirección "Y" de fuerzas cortantes.....	240
Tabla 92	Comparación en dirección "X" de desplazamientos laterales.....	242
Tabla 93	Comparación en dirección "Y" de desplazamientos laterales.....	243
Tabla 94	Derivas máximas en dirección "X" - Pórticos de Concreto.....	244
Tabla 95	Derivas máximas en dirección "Y" - Pórticos de Concreto.....	245
Tabla 96	Derivas máximas en dirección "X"- Albañilería confinada.....	246
Tabla 97	Derivas máximas en dirección "Y"- Albañilería confinada.....	246
Tabla 98	Comparación de ductilidades - Pórticos.....	250



Tabla 99	Comparación de ductilidades - Albañilería.....	251
Tabla 100	Cantidades de concreto para pórticos y albañilería.....	253
Tabla 101	Cantidades de acero aplicado para cada sistema estructural.....	254
Tabla 102	Costos por partida según sistema estructural.	255
Tabla 103	Comparación de presupuesto para cada sistema estructural.	256



ACRÓNIMOS

ATC	: Applied Technology Council
ACI	: American Concrete Institute
ANLE	: Análisis no lineal estático
ADRS	: Acceleration Displacement Response Spectrum
FEMA	: Federal Emergency Management Agency
MADRS	: Modified Acceleration Displacement Response Spectrum
MEC	: Método de Espectro de Capacidad
PUCP	: Pontificia Universidad Católica del Perú
RNE	: Reglamento Nacional de Edificaciones
Sa	: Pseudo Aceleración
SEAOC	: Structural Engineer Association of California



RESUMEN

Generalmente, los diseños estructurales para edificaciones utilizan el método del análisis lineal. Sin embargo, el R.N.E no contempla ciertas variables que afectan en el comportamiento de la estructura, dando así respuestas alejadas de la realidad. En ese entender, el objetivo de esta tesis es realizar un análisis no lineal estático para evaluar los costos y el nivel de desempeño de la estructura de cinco niveles. El edificio se ha diseñado en base a dos sistemas estructurales, pórticos y Albañilería, con un análisis y diseño convencional primeramente; establecido por el R.N.E, obteniéndose de forma exitosa las cantidades de acero para cada elemento estructural, donde finalmente se puede determinar el costo relacionado a estructuras. La metodología aplicada es con un enfoque cuantitativo, el tipo de investigación es de nivel descriptivo con un diseño no experimental transversal. Finalmente se realizar el análisis no lineal estático, para así poder realizar su interpretación y respuesta frente a los diversos movimientos sísmicos establecidos por el ATC-40. Obteniendo resultados, para el diseño del sistema de pórticos, donde no está dentro de los objetivos de desempeño establecidos en el SEAOC, esto debido a que supera la capacidad resistente de estructura que es 16.9 cm llegando así a un rango de “Colapso”; caso similar ocurre para la albañilería donde para la dirección “X” y “Y”, no está dentro de los objetivos de desempeño superando la capacidad resistente de la edificación que es 7.4 cm y 8.6 cm respectivamente. Concluyendo que un diseño convencional establecido por el R.N.E no garantiza el buen comportamiento de la estructura, así también se puede mencionar que el sistema de pórticos tiene un mejor comportamiento en el análisis no lineal y una variación de costos de 15.24% con respecto al sistema de albañilería.

Palabras clave: Albañilería, Costos, Desempeño, Diseño, Pórticos.



ABSTRACT

Generally, structural designs for buildings use the linear analysis method. However, the R.N.E. does not consider certain variables that affect the behavior of the structure, thus giving answers that are far from reality. In that understanding, the objective of this thesis is to perform a nonlinear static analysis to evaluate the costs and performance level of the five-story structure. The building has been designed based on two structural systems, portal frames and masonry, with a conventional analysis and design firstly; established by the R.N.E, successfully obtaining the quantities of steel for each structural element, where finally the cost related to structures can be determined. The methodology applied is a quantitative approach, the type of research is descriptive with a non-experimental cross-sectional design. Finally, a nonlinear static analysis will be performed, in order to be able to interpret and respond to the different seismic movements established by the ATC-40. Obtaining results for the design of the portal system, where it is not within the performance objectives established in the SEAOC, because it exceeds the resistant capacity of the structure, which is 16.9 cm, thus reaching a "Collapse" range; a similar case occurs for the masonry where for the "X" and "Y" directions, it is not within the performance objectives, exceeding the resistant capacity of the building, which is 7.4 cm and 8.6 cm, respectively. It can be concluded that a conventional design established by the R.N.E. does not guarantee the good performance of the structure. It can also be mentioned that the portal frame system has a better performance in the nonlinear analysis and a cost variation of 15.24% with respect to the masonry system.

Key words: Masonry, Cost, Performance, Design, Gantries.



CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

Los edificios destinados a departamentos diseñados por concreto armado tienen una alta demanda es estos últimos años, así como viviendas hechas de albañilería confinada, por lo cual el mismo análisis y diseño estructural es un tema muy importante en la obtención de las respuestas y en la ejecución de construcciones, misma de las estructuras. Es por ello que nos hacemos la pregunta ¿Nuestra vivienda o departamento tendrá la capacidad de aguantar un terremoto?; los movimientos sísmicos son sucesos inevitables, donde son capaces de generar desastres de gran magnitud, es por ello que las estructuras se vuelven en protagonistas, ya que de estas dependerá responsabilidad de la seguridad para muchas vidas; interpretado de forma diferente decimos que un comportamiento sísmico frente a una estructura diseñada inadecuadamente es la razón principal de decesos de vidas humanas, así como también pérdidas económicas. En consecuencia, es una responsabilidad tener en cuenta que el diseño de un edificio de concreto armado o albañilería confinada no finaliza cuando se han alcanzado las secciones definitivas de sus elementos estructurales o cuando se ha determinado el área de acero del edificio. Por el contrario, es en ese momento cuando debe comenzar la evaluación del comportamiento de la estructura ante las distintas demandas sísmicas. Por otro lado también expertos del IGP, han indicado que se prevé un terremoto de magnitud 9, comparado al acontecido en 1868, todo este suceso en la zona sur de nuestro país.

En vista de ello, el objetivo de esta tesis de investigación es evaluar el rendimiento de acuerdo con el ATC-40. Esta evaluación se llevará a cabo mediante el enfoque del espectro de capacidad, que es una técnica que permite utilizar una solución gráfica para conocer el grado de desempeño.



En esta tesis se pretende determinar el desempeño sísmico y realizar la comparación de costos de construcción para dos sistemas estructurales planteados en este trabajo de investigación las cuales son por un lado el sistema pórticos de concreto y albañilería confinada; para una edificación destinada a una vivienda multifamiliar de cinco niveles, empleando la metodología indicada en la norma ATC -40, del espectro de capacidad.

La presente investigación está compuesta de los siguientes capítulos mencionados a continuación:

Para el capítulo I, se presenta la introducción, el planteamiento del problema, antecedentes de la investigación, formulación del problema, hipótesis de la investigación, justificación y objetivos del trabajo realizado.

Para el capítulo II, se hace mención a la revisión literaria, un resumen sobre el historial sísmico en Puno, así como también definiciones sobre el análisis lineal estático y análisis no lineal estático y demás temas que serán aplicados en el trabajo de investigación.

Para el capítulo III, se hace mención a la metodología aplicada en el trabajo de investigación, la cual describe el tipo, nivel, diseño y su clasificación del estudio, así mismo se hace mención a la población, muestra, instrumentos y técnicas para poder desarrollar la investigación.

Para el capítulo IV, se hará mención al desarrollo del estudio a través del análisis tanto lineal y no lineal de la edificación obteniendo resultados como derivas, fuerzas cortantes, entre otros. Así mismo también se hará la discusión de los mismos resultados obtenidos y la relación que guardan la eficiencia estructural con su costo.



1.1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La elaboración del análisis y diseño para las estructuras es probablemente uno de los asuntos más relevantes en la obtención de respuestas para un proyecto de edificación, sin embargo en la actualidad los diseños para estructuras realizadas en albañilería o concreto armado son elaborados por medio de métodos establecidos por el RNE, el cual no contempla ciertas variables que afectan en las respuestas reales de la edificación, generando así incertidumbre respecto a su comportamiento real frente a las diferentes demandas sísmicas.

Por otro lado, se cuenta con la alternativa de realizar a través de un análisis no lineal en el cual, nos permite realizar un modelamiento donde se plasmará a través de respuestas, un comportamiento real de una edificación, ya sea cuando se apliquen solicitaciones horizontales y verticales, pudiéndose saber su desempeño y capacidad en relación a cargas externas.

En el mes de enero del año 2016 hubo una modificatoria a la norma E 0.30 para el reglamento nacional de edificaciones, considerando una zona más de las ya existentes en la norma denominada zona 4 Zona que involucra la costa del Perú y ubicando al departamento de Puno entre las zonas 2 y 3, donde esta última está catalogada como (altamente sísmica). Esta información sumada a los constantes movimientos reportados en los últimos años en Puno, las cuales son de baja intensidad, tal como el sucedido el 2015 en el mes de diciembre donde se sintió en varios puntos de la ciudad de Puno.

Pique del Pozo (1995), indica respecto al diseño sismorresistente que está orientado en los llamados criterios de diseño que normalmente van desarrollados en las normas de diseño; el cual define cual será el comportamiento deseado. Así también indica que la mayoría de normas del mundo coinciden en que los objetivos generales de las



construcciones sismorresistentes deben cumplir con los siguientes principios tal como prevenir daños estructurales, evitar el colapso o daños graves esto para terremotos intensos y larga duración (usualmente uno durante su vida de servicio del edificio). Es por tal motivo que, en función a la experiencia reciente es estos últimos años, se ha logrado documentar con mayor amplitud los eventos sísmicos donde se ha visto que tanto las aceleraciones como las deformaciones que pueden surgir ante un sismo de diseño son muy elevadas. Ante ello la incertidumbre en la obtención de las demandas y capacidades para una estructura.

Bertero (2004), hace mención que “La filosofía general esta en total acuerdo con el concepto de diseño integral. Sin embargo, las metodologías de diseño, según los códigos actuales, no alcanzan a realizar las metas y objetivos de esta filosofía”

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

Para que cualquier estructura mantenga su operatividad y evite la pérdida de vidas humanas y económicas, todo ello está relacionado con un mal comportamiento estructural a lo largo de su vida útil, por lo que debe mantenerse en unos niveles de comportamiento aceptables para que el funcionamiento de la estructura sea satisfactorio (Tolentino, et al. 2011).

Para la presente tesis de investigación se empleará una metodología, para hacer una evaluación y comparación del nivel de daño, mediante métodos fundamentados en el desempeño sísmico, así como también el costo que influirá cada sistema estructural relacionada con su comportamiento frente a sollicitaciones sísmicas, establecidas por el ATC -40, las cuales son el sismo de servicio, sismo de diseño, este sismo es el considerado por la norma E 0.30 para sus análisis sismorresistentes y finalmente el sismo máximo para lo cual la pregunta que se plantea para nuestro trabajo de investigación es:



1.2.1. Pregunta general

¿Qué diferencias existen en el comportamiento estructural y presupuestal del sistema aporticado de concreto armado y albañilería confinada ante una amenaza sísmica de un edificio multifamiliar en la ciudad de Puno?

1.2.2. Preguntas específicas

- ¿Cómo será el desempeño sísmico del sistema estructural aporticado de concreto armado frente a las distintas sollicitaciones sísmicas, según la E – 030 (Diseño sismorresistente)?
- ¿Cómo será el desempeño sísmico del sistema estructural de albañilería confinada frente a las distintas sollicitaciones sísmicas, según la E – 030 (Diseño sismorresistente)?
- ¿En qué sistema estructural se tendrá un mayor costo y mejor eficiencia respecto a un análisis estructural?

1.3. HIPÓTESIS DE LA INVESTIGACIÓN

1.3.1. Hipótesis general

Los sistemas estructurales aporticado de concreto armado y albañilería confinada satisfacen los lineamientos establecidos en el R.N.E E – 0.30, pero tienen diferencias de costos de construcción significativas.

1.3.2. Hipótesis específicas

- El sistema estructural aporticado de concreto armado tendrá un buen desempeño sísmico frente a las distintas sollicitaciones sísmicas, según la E-0.30 (Diseño sismorresistente).



- El sistema estructural de albañilería confinada tendrá un buen desempeño sísmico frente a las distintas sollicitaciones sísmicas, según la E – 0.30 (Diseño sismorresistente).
- En el sistema estructural aporticado de concreto armado se obtendrá un mayor costo al ser comparado con el sistema de albañilería confinada, así como también tendrá una mejor eficiencia respecto a un análisis estructural.

1.4. JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

En las costas del anillo de fuego del pacífico, donde se registran el 85% de los sismos anuales, se han producido movimientos sísmicos en los últimos años, y el Perú se encuentra en una zona con alto peligro sísmico. Este fenómeno natural ha tenido un impacto significativo en países como Chile, Honduras, Japón, y México.

Asimismo, el Perú se encuentra en la región conocida como el "cinturón de fuego", que se distingue por albergar algunas de las zonas de subducción más relevantes del planeta. Esto resulta en una actividad sísmica y volcánica significativa en las áreas comprendidas por dicho cinturón.

Así mismo Ley Cuen (2019), Según su investigación, menciona que en los últimos años nuestro país (Perú), ha sido víctima de terremotos de gran magnitud. Los eventos sísmicos como el que ocurrió en la ciudad de Arequipa en 2001 y el sismo en Pisco en 2007 demuestran que nuestro país es muy susceptible a los terremotos. Con la práctica común de construir de manera informal, sin supervisión ni controles de calidad, se espera que estas estructuras tengan un comportamiento inadecuado ante un sismo, lo que causaría pérdidas tanto humanas como económicas. Teniendo en cuenta que la norma E – 0.30 ha sido modificada y permite que las estructuras sufran daño, se puede inferir que estas estructuras sean deficientes y más vulnerables a los sismos.



En ese entender la presente investigación buscar realizar una comparación de dos sistemas estructurales, donde primeramente se va a diseñar, analizar y evaluar el desempeño de una edificación de uso común destinado a departamentos, cuando esta es sometida a diferentes demandas sísmicas planteadas por el ATC -40 (servicio, diseño y máxima). Así mismo veremos la efectividad, de la normativa vigente ante una amenaza sísmica probable como el sismo máximo considerando como no descrito en la normativa E -0.30. Así también el presente trabajo tendrá un impacto en ciencia ya que con la información obtenida podrá servir para futuras investigaciones relacionadas al comportamiento de edificaciones en el rango no lineal o inelástico; también brinda un impacto económico ya que se podrá conocer el sistema estructural más eficiente garantizando la inversión realizada en la edificación planteada. Finalmente, como impacto ambiental se puede mencionar que a través del estudio realizado por desempeño se logra optar por un sistema estructural óptimo donde se podrá reducir los daños y por lo cual también reducir los mantenimientos que se suelen hacer en corto plazo producto de ciertos movimientos sísmicos; en la cual en ciertas ocasiones se hace uso de manera exagerada los materiales de construcción; así como también evitar la contaminación audiovisual y optimizar los recursos naturales.

1.5. OBJETIVOS DE LA INVESTIGACIÓN

1.5.1. Objetivo general

Evaluar el nivel de desempeño sísmico y costo de construcción para sistemas estructurales aporticado de concreto armado y albañilería confinada en un edificio multifamiliar de cinco niveles, Puno 2022.



1.5.2. Objetivos específicos

- Determinar el nivel de desempeño sísmico del sistema estructural aporticado de concreto armado del edificio de cinco niveles, frente a las distintas sollicitaciones sísmicas según la NTP – E 0.30 (Diseño sismorresistente).
- Determinar el nivel de desempeño sísmico del sistema estructural de albañilería confinada del edificio de cinco niveles, frente a las distintas sollicitaciones sísmicas según la NTP – E 0.30 (Diseño sismorresistente).
- Contrastar el costo de construcción y la eficiencia estructural para cada sistema estructural propuesto.



CAPÍTULO II

REVISIÓN DE LITERATURA

2.1. ANTECEDENTES

2.1.1. Antecedentes internacionales

Guarderas (2015), Desarrolló la tesis “Análisis Comparativo de los Sistemas Estructurales Aporticado y Muros Portantes para un Edificio de 10 Pisos en Quito” el propósito de la investigación consistió en analizar y contrastar los parámetros estructurales generales de dos opciones constructivas distintas; una con sistema aporticado y la otra que incluye muros portantes. Este estudio se llevó a cabo en un edificio de diez pisos ubicado en la ciudad de Quito. La metodología utilizada para los sistemas implicó introducir la geometría, distribución en planta y alturas, según lo indicado en el plano de arquitectura, en el programa ETABS 2015. Se ingresaron las propiedades de los materiales previstos, se realizó el pre dimensionamiento de los elementos estructurales, completándolo con la información necesaria para llevar a cabo el análisis estructural. Se llega a las siguientes conclusiones, la edificación de albañilería exhibe los valores más elevados de cortante basal tanto estáticas como dinámicas. Esto se atribuye al hecho de que dicho edificio tiene la mayor carga estructural en comparación con el otro sistema. Por otro lado, el edificio con sistema aporticado presenta mayores derivas máximas en comparación con el edificio con muros, indicando así una menor rigidez y, al mismo tiempo, una mayor susceptibilidad a sufrir daños.

Orellana y Parra (2017), exponen en su trabajo de investigación la evaluación de respuesta sísmica por desempeño de una edificación esencial aporticado de hormigón armado típico en la provincia de Cuenca – Ecuador, a



través del análisis pushover y análisis dinámico no lineal empleando el software Sap2000, según las normas Ecuatorianas de la construcción. Obteniendo como resultados desplazamientos máximos mediante cada metodología, hizo las comparaciones ante ellos y se verificó que las derivas están dentro del límite permisible. Concluyendo así que el edificio no colapso según la clasificación de niveles, y además esta no cumple con el nivel de desempeño sísmico para estructuras esenciales ya que todas las vigas colapsaron antes los estados límites que se presentaron, quedando incapaz de seguir en funcionamiento

Rojas et al. (2022), en su revista de investigación donde lleva por título “Mampostería confinada vs Pórticos de hormigón” hace una comparación de estos dos sistemas estructurales en Santiago de Cuba donde menciona que un 60 % de viviendas son estructuras de porticos que incumplen los requerimientos de diseño sismorresistente, por otro lado la albañilería un sistema poco usado dice que puede proveer un adecuado comportamiento ante un evento sísmico, finalmente llega a la conclusión donde demuestra que aunque ambos sistemas garantizan un comportamiento sísmico adecuado, el sistema de mampostería tiene una reducción de costos en un 46%, evidenciando una viabilidad técnica y económica siendo ideal para viviendas hasta dos niveles.

Zuñiga y Terán (2008), mencionan en su revista de investigación titulada “Evaluación basada en desplazamientos de edificaciones de mampostería confinada”; que las tendencias relacionadas a la arquitectura y necesidad de urbanización en México han dado lugar a edificaciones de mampostería, donde la estructuración no llega a satisfacer las condiciones de que se necesitan para brindar un buen desempeño sísmico. Es por ello que mencionan la importancia de que las edificaciones de mampostería sean analizadas con procedimientos basados



en desempeño. Ya que un análisis no lineal ofrece una estimación razonable su curva de capacidad, así mismo también menciona que una vez obtenido los desplazamientos laterales para la edificaciones evaluada, será posible evaluar el nivel de daño estructural para los diferentes muros de mampostería y así finalmente evaluar el desempeño sísmico de una edificación.

El FEMA-273 (1997) menciona que la teoría relacionados en el desempeño son actuales y deben ser cuidadosamente y minuciosamente evaluados y examinados con los ocupantes. Se deduce el término nivel de desempeño para representar los objetivos del diseño. El desempeño obtenido de una estructura se puede explicar cualitativamente en términos de la seguridad brindada hacia los ocupantes durante y posterior al movimiento sísmico, su costo y sencillez de arreglar la edificación antes del sismo, el tiempo durante el cual el edificio paraliza su servicio o funcionamiento para que pueda realizarse su reparación, la arquitectura, la economía e influencia sobre la comunidad. Los niveles de daño del edificio están estrechamente correlacionados con estos atributos de comportamiento sísmo-resistente. El grado sufrido de daño del edificio se clasifica en un nivel de desempeño del edificio. Para obtener este nivel, consiste de un punto de desempeño estructural, donde describe los daños tolerables o no tolerables para los elementos estructurales y no estructural.

2.1.2. Antecedentes nacionales

Pique del Pozo (1995), reveló que el método de diseño utilizado en la actualidad se basa en un único nivel de intensidad o demanda sísmica. Sin embargo, dentro de la filosofía de diseño, se hace mención que toda edificación que esté sometida a un sismo o terremoto fuerte debe tener un diseño que evite el



colapso en lugar de evitar daños estructurales. Una de las deficiencias de la ingeniería sismorresistente en el país es la representación inadecuada de este criterio ya mencionado, con el método de diseño convencional. No se puede garantizar la capacidad real de la estructura en estas condiciones, ya que el diseño en condiciones límite sísmica no se ha comprobado ni calibrado con respecto a las demandas sísmicas.

Barreto y Samayani (2017) llevaron a cabo una evaluación estructural del pabellón en la facultad de ingeniería civil de la UNAS, construido en 1987. Para prevenir y reducir posibles daños ante un sismo severo, donde realizaron un análisis en los rangos elástico e inelástico, seguido de una evaluación y predicción del comportamiento estructural. Por lo tanto, calcularon el desempeño de la estructura ya existente. Con este propósito, se llevó a cabo el levantamiento arquitectónico y estructural, y se determinó la resistencia a la compresión de los elementos portantes. En primera instancia, se utilizó un esclerómetro para este propósito, seguido de la extracción de núcleos mediante una perforación con diamantina. Para identificar el diámetro, la ubicación y el recubrimiento del refuerzo de acero en los elementos estructurales. La información recolectada permitió realizar modelos para la evaluación lineal y no lineal. Adicionalmente, se propuso fortalecer la estructura mediante la introducción de muros de corte con el encamisado de columnas, con el objetivo de incrementar la rigidez lateral. Además, se planteó el refuerzo de las vigas mediante el uso de fibra de carbono, con la finalidad de mejorar la capacidad de resistencia de la sección.

Ñaca (2017), presento en su trabajo de investigación un análisis comparativo de costos entre sistemas estructurales aporticado dual y albañilería confinada para un edificio en el distrito de Puno. Donde primeramente realiza su



respectivo análisis y diseño para sus diferentes elementos estructurales que comprenden cada sistema planteado; finalmente después de realizar un diseño óptimo determina los costos que demandaran dichos sistemas en estudio, logrando obtener una variación de costos de 59.64% a favor de sistema de albañilería.

Esteba (2017), utilizo en análisis estático y dinámico no lineal en su investigación para determinar el comportamiento y nivel de desempeño de una estructura de concreto en la provincia de Puno. Para el cual plantea realizar un estudio y diseño de una edificación de siete plantas, iniciando por un análisis elástico lineal y un diseño conforme al RNE. Posteriormente, utilizó dos enfoques de análisis no lineal para su explicación y solución antes sucesos sísmicos. El primer método es un análisis estático que aplica cargas monótonas a la estructura para determinar su nivel de desempeño; esta técnica se conoce como análisis pushover o no lineal. Y el segundo fue un evento dinámico que estudio utilizando una técnica llamada análisis tiempo – historia o dinámica ya que este método brindaría un comportamiento con mayor precisión. Esto permitió ver como varia la respuesta del edificio a lo largo del tiempo. Como resultado final de su investigación, llego a la conclusión de que, para un desplazamiento de 4.46 cm de la edificación estudiada, el rendimiento estructural en un análisis no lineal estático y dinámico se ubica en el rango de nivel de ocupación inmediata. También demuestra que se producen rigideces muy elevadas y significativas en un análisis y diseño elástico utilizando el RNE. Es por tal razón que sugirió la reducción de dimensiones de algunas partes estructurales. Lo que condujo a un replanteo y nuevo análisis, generando así su nuevo desplazamiento de 5.27 cm, sin embargo la edificación sigue en el rango de ocupación inmediata.



Quispe y Apaza (2017), hace mención en su tesis un análisis de comparación y diseño para los sistemas estructurales de concreto y albañilería confinada para un edificio destinado a un área administrativa, para lo cual realizaron un modelamiento, análisis sísmico según los parámetros establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones logrando obtener resultados en las cuales ambos sistemas tienen un comportamiento adecuado ante amenazas sísmicas, sin embargo el sistema de albañilería confinada llega a ser más económica y es eficiente para la construcción de dicho edificio en estudio.

Avalos (2018), expuso en su trabajo de investigación el desempeño sísmico de viviendas autoconstruidas de albañilería confinada, evaluando los elementos existentes a través de métodos no destructivos, donde finalmente es modelado en el software Etabs v16. Obteniendo resultados en las cuales demuestra que son altamente vulnerables a los sismos obteniendo niveles de colapso. Finalmente propone como aporte de reforzamiento estructural a través de encamisados logrando el ensanche de columnas y donde llega a tener mejoras significativas en los niveles de desempeño.

Asenjo (2021), en su trabajo de investigación titulada “ Análisis Comparativo de costos y tiempo entre Sistemas Estructurales Aporticado y Albañilería Confinada de una Edificación en el distrito de Jaén”, tuvo como finalidad realizar la comparación entre estos dos sistemas ya mencionados logrando obtener resultados producto de la elaboración de planos y metrados estructurales una variación en precios de S/ 138,501.48 soles a favor del sistema aporticado, así como también 2 días de diferencia en la ejecución de partidas predominantes de concreto armado, 18 días en movimientos de tierra y concreto simple; logrando concluir que el sistema aporticado es más eficiente con un

35.54% en costo y 1.85% en tiempo de ejecución de partidas, por lo cual recomienda para edificaciones de cinco niveles realizarlas con un sistema aporticado y para edificaciones de hasta tres niveles de albañilería confinada.

2.2. MARCO TEÓRICO - GENERALIDADES

Este capítulo incluye conceptos generales sobre costos, la clasificación en base al desempeño sísmico, según la metodología no lineal o pushover, también se explican los conceptos de las distintas definiciones relacionadas con el análisis estático en su rango elástico e inelástico, así como como su comportamiento sísmico.

2.2.1. Conceptos que fundamentan la investigación

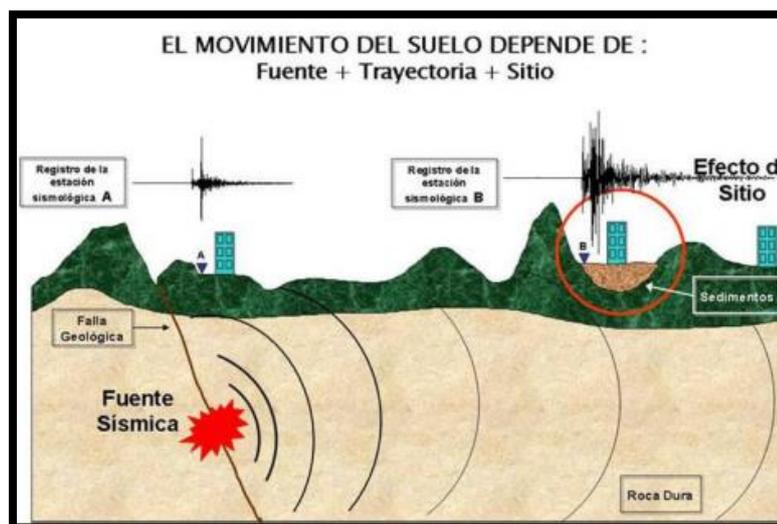
2.2.1.1. Sismos en los diseños de edificaciones

Peligro sísmico

El peligro se representa por medio de valores máximos del movimiento del terreno, la intensidad del movimiento y muy recientemente por un parámetro global de la respuesta estructural (Bolaños & Monroy, 2004).

Figura 1

Dispersión de la energía producida por un sismo



Nota: Adaptado de Marín (2012)

Es la posibilidad de que produzca un suceso físico como resultado de un movimiento sísmico, que podría manifestarse a través del desplazamiento del terreno, deslizamientos de tierra, licuefacción, inundaciones, ruptura de fallas, etc. Estos sucesos se denomina consecuencias colaterales de terremoto (Bolaños & Monroy, 2004).

La magnitud y ubicación de estos efectos secundarios estarán en función de varios factores, principalmente de las características del suelo y del lugar, pero sin duda de aspectos específicos del terremoto como pueden ser el hipocentro, mecanismo, magnitud, duración, etc.

Para la figura 1 se puede apreciar un mecanismo donde una energía liberada de un terremoto viaja desde su hipocentro hasta la ubicación de una estructura. Una porción de la energía se transforma en ondas sísmicas ante la ocurrencia de un terremoto. Estas ondas al viajar por tierra se amplifican, reflejan, refractan, presentándose en forma de una excitación sísmica (Marin, 2012).

2.2.1.2 Evaluación sísmica

Rótulas plásticas

La rótula plástica se puede describe como mecanismos ubicados en áreas determinadas de diversos componentes estructurales que posibilitan la liberación de energía, facilitando de esta manera la redistribución de las fuerzas y, con ello, mejorando el comportamiento general de la estructura. Las rótulas plásticas aparecen en el instante en que el momento al que está siendo sometido la sección sobrepasa el momento plástico de dicha sección (Nuñez, 2018).

El punto en el que la sección comienza a girar exclusivamente y ya no puede soportar un momento flector mayor se conoce como rótula plástica. La



posición para el punto se establece en una dimensión determinada que varía en función del tipo de unión para los distintos elementos y de las características particulares de la sección en cuestión. (Aguiar, 2008).

Es un mecanismo para amortiguar la energía donde posibilita el rote o deformación. Su aplicación se destina a explicar la deformación experimentada por un sector en una viga sometida a flexión. (Condori, 2021).

Demanda sísmica

Es una representación para el desplazamiento de un suelo ocasionado por terremotos que impactan en la edificación. La exigencia se muestra a través de estimaciones de los movimientos o deformaciones anticipadas que se prevé que experimente la edificación para el proceso de la evaluación estática no lineal. Frente a la técnica tradicional del análisis elástico lineal, que consiste en expresar la demanda mediante la aplicación de fuerzas laterales predeterminadas a la estructura, este enfoque puede considerarse alternativo (ATC-40, 1996).

Curva de Capacidad

Gráfico representado por la cortante generada en la base de la estructura, denominado con la letra “V”, y el desplazamiento lateral, “d”, en la parte superior de la misma estructura; denominado como la curva pushover (ATC-40, 1996).

Intensidad sísmica

La intensidad de un sismo está determinada por el grado de violencia que se experimenta en el área afectada. La evaluación de esta magnitud es cualitativa y se hace observando los daños generados por un sismo en las edificaciones, terrenos, objetos, así como también el impacto que se tiene en las personas. La

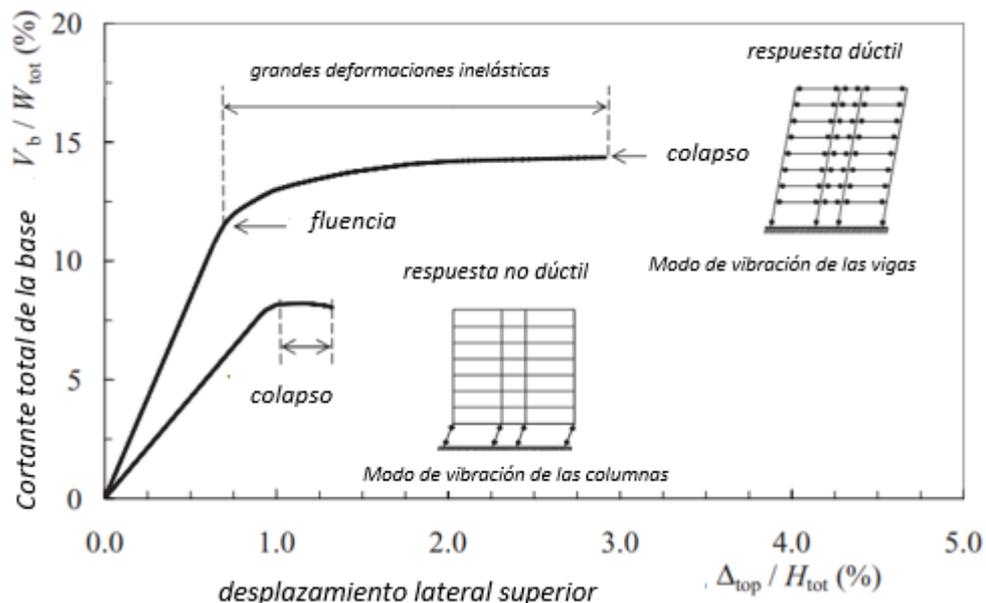
escala de intensidades modificadas de Mercalli, es una escala descriptiva de 12 grados, la cual es empleada para medir la intensidad. (Bolaños & Monroy, 2004)

Ductilidad

La ductilidad se refiere a la aptitud de un, componente, material o estructuras para experimentar alteraciones inelásticas con flexibilidad y una disminución de su resistencias que esten dentro del marco aceptable. Se hace una relación de la respuesta estructural de sistemas tanto ductiles como no ductiles en la figura 2. Donde los sistemas no ductiles experimentan fallas cuando alcanzan su limite de resistencia a deformarse inelásticamente muy rapido. Mas alla de esta resistencia maxima, los sistemas no ductiles colapsan de manera subita. En contraste, los sistemas ductiles muestran deformaciones inelásticas significativas (Elnashai & Di Sarno, 2008).

Figura 2

Comportamiento dúctil y no dúctil



Nota: Elnashai & Di Sarno (2008)



2.2.2. Historial sísmico en el departamento de Puno

(Tavera, 2016), reporta que el borde occidental de América del Sur es una de las regiones que son sísmicamente más activas en el mundo y su actividad más importante está relacionada al proceso de subducción de la placa de Nazca y la placa Sudamericana, y como sabemos el Perú es parte de esta región. Un segundo tipo de sismicidad es la producida por las deformaciones corticales, presentes sobre la Cordillera Andina y a lo largo de la zona denominada Sub-andina. Los sismos a través de la historia que también produjeron daños y pérdidas en el departamento de Puno se mencionan de forma cronológica a continuación:

- 1747: Sin precisarse la fecha y mes, durante este año ocurrió un fuerte sismo que ocasiono. Grandes destrozos, además de aguas cenagosas (aguas estancadas con lodo y barro con mucho color verdoso) en los distritos de Ayapata, provincia de Carabaya, pereciendo mucha gente.
- 1928: Abril 09 de abril a las 12 horas con 30 minutos un terremoto de magnitud de 6.9 se produce en la ciudad de Carabaya – Puno, generando gran destrucción de viviendas, iglesias y las viviendas que no fueron destruidas en su mayoría quedaron inhabilitadas. Las localidades de Ituata y Macusani tuvieron severos daños.
- 1952: Febrero, 26 a las 06 horas con 31 minutos ocurre un evento de sismo de intensidad 7.5 en la escala de Richter afectando las ciudades de Coasa, Macusani y Puno.
- Sismo ocurrido el 1 de diciembre del 2016 con una magnitud de 6.0ML en la provincia de lampa generando pérdidas de vidas humanas y desastres en las viviendas tal como se ve en la figura 3, así mismo también ocurrió otros de magnitud de 5.6 y 5.8 ML el 2 y 31 de mayo del 2020.

Figura 3

Sismo producido en la provincia de lampa el 2016



Nota: Imágenes de la destrucción y graves daños ocasionados por el sismo. Recuperado de <https://peru21.pe/lima/puno-primeras-imagenes-destruccion-lampa-fuerte-sismo-videos>.

- En el 2023 se han reportado sismos de diferentes magnitudes como el ocurrido en Juliaca el 1 de abril con una magnitud de 4.7, así también en amantani el 25 de agosto con una magnitud de 4.6, en ilave con una magnitud de 4.5 el 10 de octubre y en el distrito de Capaso el 28 de octubre con una magnitud de 4. Como se puede apreciar en el historial de reportes sísmicos en el Perú y específicamente en Puno suceden y van a seguir sucediendo diferentes movimientos sísmicos para los cuales debemos de estar alertas y básicamente se debe garantizar la seguridad estructural de las edificaciones existentes, así como también de las futuras edificaciones.

2.2.3. Métodos para análisis sísmico

“En el marco del análisis lineal, los atributos de una estructura dada, incluidas la rigidez y la amortiguación, muestran constancia y no experimentan variación en el tiempo. Cada desplazamiento, esfuerzo y reacción se relaciona directamente con el tamaño de las distintas cargas impuestas. No obstante, en un análisis inelástico, ciertas características de la estructura comenzarán a variar conforme al tiempo y surgirán deformaciones. Debido a la posibilidad de que

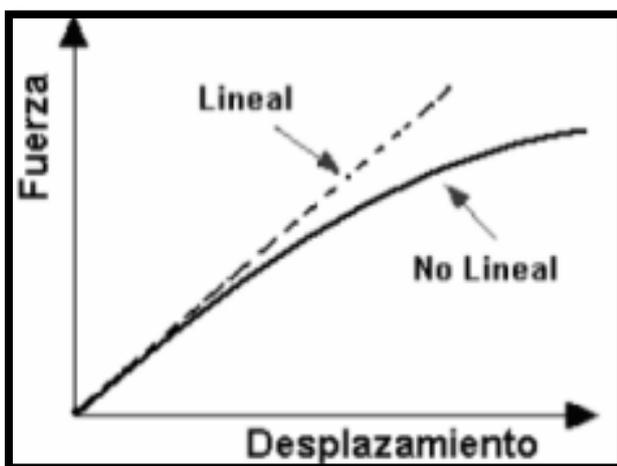
también cambien las cualidades estructurales, esta reacción no suele ser proporcional a las cargas que se aplican.” (Moreno, 2006).

2.2.3.1. Análisis estático lineal

El modelo estructural equivalente utilizado en este análisis particular consta de uno o más grados de libertad y se distingue por una rigidez elástica lineal y una amortiguación viscosa equivalente. La sollicitación sísmica de entrada se modela mediante una fuerza lateral semejante, esto con la finalidad de inducir o generar mismos esfuerzos, así como también deformaciones que los generados por el terremoto que se está representando. Utilizando el modo de vibración principal del edificio como referencia, se distribuye la fuerza lateral a lo largo de la altura del edificio, y se calculan las fuerzas y desplazamiento internos producto del análisis elástico lineal (Moreno, 2006).

Figura 4

Respuesta análisis lineal y no lineal



Nota: Jaramillo & Riveros (2011)

La representación lineal mostrado en la figura 4, parte de la suposición de que la relación entre cargas aplicadas y los desplazamientos resultantes son lineales. En otras palabras, se sigue el principio de superposición, donde duplicar



la magnitud de la carga conlleva a una respuesta del modelo que es el doble en términos de desplazamiento y fuerzas internas. Es por ello que las estructuras a cierto nivel de carga, exhiben un comportamiento no lineal. Aunque en varias situaciones un análisis elástico será apropiado, hay situaciones en las que la solución lineal generará resultados incorrectos. En tales casos, se hace necesario llevar a cabo un análisis pushover o no lineal (Jaramillo & Riveros, 2011).

2.2.3.2. Análisis estático no lineal

El análisis inelástico también conocido como análisis no lineal es otro método que busca evaluar la respuesta en un rango no lineal de una estructura. En comparación del análisis tiempo – historia, en el método no lineal estático se determina los valores máximos de diversas respuestas de la estructura, en lugar de analizar su evolución a lo largo del tiempo (Mora & Villalba, 2006).

Se fundamenta en el análisis estático al tener en cuenta la respuesta inelástica de los materiales. Hay diversas normas disponibles para llevar a cabo este tipo de evaluación, como el FEMA - 440/273/356, ATC -40. Sin embargo, todos tienen en común utilizar una curva conocida como curva de capacidad para describir las características no lineales (fuerza - deformación) de la estructura que se está investigando.

El máximo desplazamiento que posiblemente pueda ocurrir durante un sismo específico se calcula mediante el uso de una demanda sísmica. La principal ventaja de este enfoque en comparación con el análisis elástico es que considera directamente los efectos de respuesta no lineal del material. El análisis lineal, por su parte, requiere que estos efectos se tengan en cuenta de forma aproximada mediante el uso del factor de comportamiento del espectro. Es por eso que en la



determinación del cálculo de fuerzas internas y desplazamientos tendrán mayor veracidad durante un sismo (Guerra & Ortiz, 2012).

2.2.3.3. Análisis dinámico lineal

“Toda estructura se presenta como un conjunto el cual comprende uno o varios grados de libertad, con su matriz de rigidez elástica lineal y una matriz de amortiguamiento equivalente. La influencia sísmica que afecta a la estructura es modelada empleando un análisis modal. En el contexto de esta investigación en particular, partimos del supuesto de que la respuesta dinámica de una estructura puede determinarse analizando la respuesta de cada modo de vibración mediante el espectro de respuesta elástico lineal. Los únicos modos que se tienen en cuenta a tal efecto son los que contribuyen de forma sustancial a la respuesta de la estructura o el edificio. De acuerdo con los requisitos, a menudo se incluye varios modos de vibrar diferentes para activar en torno al 90% de la masa efectiva. Para la evaluación dinámica inelástica, se realiza un estudio paso a paso de un comportamiento de la estructura, utilizando datos verídicos o acelerogramas artificiales como patrones de movimiento de entrada. Para ambos escenarios, se lleva a cabo el cálculo de las fuerzas correspondientes y los desplazamientos internos mediante un análisis elástico en el rango lineal.” (Moreno, 2006).

2.2.3.4. Análisis dinámico no lineal

Este análisis se utiliza para representar la estructura de forma comparable al análisis dinámico lineal; sin embargo, también incluye la respuesta no lineal del material de forma directa. La diferencia radica en que la demanda sísmica de entrada es representada mediante una función de historias en el tiempo, como por ejemplo los acelerogramas. Esto conlleva a una evaluación progresiva de



respuesta de la edificación etapa por etapa. Se trata de una metodología de análisis más avanzada actualmente disponible. Donde permite incorporar la contribución de los componentes no estructurales y ofrece la posibilidad de considerar la interacción entre suelo y la estructura.

Para aplicar esta metodología, es necesario emplear programas informáticos de alto rendimiento o avanzados de análisis en dimensiones 2D y 3D, y estas respuestas deben ser analizados y examinados con precaución debido a las posibles incertidumbres inherentes que pueden estar presentes en el modelamiento y también en la acción sísmica

El resultado puede ser altamente influenciado por las particularidades del sismo de entrada, por lo que es necesario llevar a cabo múltiples análisis de historias en el tiempo utilizando diversos reportes de acelerogramas. Realizar este análisis para anticipar los valores de fuerzas y desplazamientos en respuesta a un evento sísmico resulta ser muy oneroso. El mayor valor de un análisis dinámico tiempo - historia, radica en su capacidad como herramienta de investigación avanzada, permitiendo simular con detalle el comportamiento de una edificación. Esto implica la descripción precisa de los desplazamientos previstos, así como la representación detallada de la distribución y dispersión del daño, la división esfuerzos de gravedad y cortantes, así como también la configuración de la curva histerética.

El análisis dinámico no lineal es una técnica eficaz que puede reproducir con gran detalle el comportamiento de una estructura. Esta es una de las ventajas más importantes de este tipo de análisis. Esto incluye los desplazamientos previstos, la distribución y propague de los daños, la dispersión de las fuerzas



verticales y cortantes, y la configuración de las curvas histeréticas (Guerra & Ortiz, 2012).

Un movimiento sísmico radica en la naturaleza dinámica de la carga, lo que ocasiona la fluctuación temporal de las fuerzas interiores de un sistema y su estado, vinculado en función a deformaciones y desplazamientos. En consecuencia, mientras que en un caso estático consta de una sola solución que no depende del tiempo, resolver un caso dinámico implica describir el comportamiento de la estructura en cada momento durante el tiempo evaluado. Esto implica gran esfuerzo analítico y numéricos considerable, lo que a su vez puede requerir el uso de herramientas computacionales (Mora & Villalba, 2006).

2.3. INGENIERÍA SÍSMICA FUNDAMENTADA EN EL DESEMPEÑO

El diseño de edificaciones orientado en el desempeño es un método de diseño para el cual los criterios estructurales se expresan mediante de elección de un objetivo específico de desempeño. En contraste con el método tradicional, en el cual el criterio estructural se establece por exigencias sobre los elementos, que resultan de un nivel predeterminado de fuerza cortante aplicada (ATC-40, 1996).

El diseño basado en desempeño se basa en la clasificación de esquemas de evaluación que permiten el dimensionamiento de los detalles estructurales, para que frente a diferentes niveles de movimientos del terreno los daños en la estructura no superaran ciertos estados límites. (Bertero , 1992)

2.3.1. Concepto sobre el desempeño

La evaluación del desempeño se expresa en función del grado de daño sufrido en la edificación causado por un evento sísmico, así como el efecto de



estos daños en las actividades que siguen al evento, con el objetivo de determinar su nivel de tolerancia (Aguiar, 2003).

Teniendo en cuenta los factores mencionados, es evidente que la “ingeniería basada en el rendimiento o desempeño”, también denominado Performance - Based Earthquake Engineering (PBEE), en la literatura inglesa, es una etapa que inicia en la concepción de un proyecto y continúa durante todo el periodo de vida útil de la estructura. Este procedimiento abarca la elección de los objetivos de desempeño, la ubicación del lugar, el diseño preliminar y definitivo, la evaluación para la aceptabilidad durante la revisión, el diseño, el aseguramiento de la calidad durante la construcción y finalmente, la conservación de la edificación.

Cada etapa es esencial en un procedimiento y el éxito del diseño, y debe llevarse a cabo de forma que conduzca a niveles aceptables que se ajusten al objetivo de desempeño elegido (Bonett, 2003). El consejo de tecnología aplicada (ATC) del estado de California publicó en el año de 1996 un documento titulado “ATC – 40, Seismic Evaluation And Retrofit Of Concrete Buildings”, que significa “Evaluación sísmica y rehabilitación de edificios de concreto”, cuyo objetivo es controlar y predecir con mayor precisión el comportamiento del edificio con el fin de garantizar un comportamiento adecuado dada la funcionalidad y envergadura del edificio.

2.3.2. Niveles de desempeño

El nivel de desempeño se refiere a un límite de daño específico, indicando una condición crítica o tolerable establecida en función de tres (03) aspectos fundamentales las cuales son:

- Los eventuales daños físicos sobre los elementos estructurales, así como en los no estructurales.
- El riesgo para la seguridad de las personas dentro del edificio, causados por los daños ocasionados
- La funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (ATC-40, 1996).

El nivel de desempeño suele expresarse en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de elementos estructurales o no estructurales, etc.) (SEAOC, 1995).

El ATC-40 (1996) establece el nivel de desempeño de los diferentes elementos estructurales y no estructurales de forma independiente, con la intención de combinarlos para definir el nivel de desempeño de la estructura evaluada o analizada.

2.3.2.1 Propuesta del comité visión 2000 (SEAOC, 1995)

El comité Visión 2000 define cuatro niveles de desempeño. La tabla 1 muestra en forma resumida las características principales vinculadas a estos niveles de desempeño, así como su vínculo con los estados de daño tanto estructural y no estructural.

Tabla 1

Desempeños y sus diferentes estados de daño

Nivel de Desempeño	Estado de daño	Descripción
Totalmente Operacional	Despreciable	Daño nulo o despreciable tanto estructural como no estructural. Todas las instalaciones, incluidos los sistemas de evacuación, funcionan con normalidad.



Nivel de Desempeño	Estado de daño	Descripción
Operacional	Leve	Agrietamiento en componentes estructurales. Daño en contenidos y elementos arquitectónicos entre moderado y grave. Después de realizar algunos pequeños arreglos, el edificio puede usarse normalmente.
Seguridad de vida	Moderado	Daños moderados en algunos en algunos componentes. Existe disminución de resistencia y rigidez del sistema resistente a cargas laterales. Aunque sigue operativo, algunos elementos no estructurales y contenidos podrían dañarse. Puede ser necesario clausurar temporalmente el edificio para llevar a cabo reparaciones y reforzamiento.
Prevención al colapso	Severo	Daños significativos a componentes estructurales. Falla de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede probablemente ser necesario demoler el edificio.
Colapso	Completo	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total de la edificación. No será posible las reparaciones

Nota: Adaptado del SEAOC Comité Visión 2000 (1995)

- a. **Totalmente operacional:** Es el nivel en el que esencialmente no hay daños. La edificación sigue siendo completamente segura para sus usuarios. Todo el contenido y los servicios de la edificación siguen siendo útiles y accesibles. La reparación generalmente no es necesaria.
- b. **Operacional:** En este nivel, los elementos no estructurales y el contenido de la edificación sufren daños moderados, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. Sin embargo, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales, pero el daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo. Se requieren generalmente algunas reparaciones menores.
- c. **Seguridad de vida:** Este nivel está relacionado con daños moderados en elementos estructurales y no estructurales y algunos contenidos de la edificación. La rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas



laterales adicionales han disminuido significativamente, pero todavía hay un margen de seguridad para el colapso. Es posible que los daños causados impidan que la estructura se utilice de inmediato después del sismo, por lo que es probable que sea necesario llevar a cabo una rehabilitación, siempre y cuando sea viable económicamente.

- d. Prevención al colapso:** En este punto, la disminución de la rigidez lateral y la resistencia del sistema está comprometiendo la estabilidad de la estructura y se acerca a su colapso. A pesar de que los elementos que soportan cargas verticales están en funcionamiento, los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallas locales. Bajo estas circunstancias, la estructura es insegura para sus ocupantes y puede no ser económicamente viable repararla.

2.3.2.2 Planteamiento del ATC -40

Los rangos de desempeño establecidos por la norma del ATC-40, son independientes ya sean en los componentes tanto no estructurales como estructurales. Así mismo estos niveles se componen tanto para elementos estructurales y no estructurales.

- **Nivel de desempeño para los elementos estructurales**

Describe los posibles estados de deterioro para la estructura. Para lo cual definimos tres estados límites de daño discretos: inmediata ocupación, seguridad y estabilidad estructural, seguido de dos niveles intermedios: daño controlado y seguridad limitada.

Están determinados a través de su nombre y número, siendo este último conocido por su número estructural de desempeño, abreviado como SP-n, donde n representa el número asignado. Esta variación se menciona a continuación.



Inmediata ocupación, SP-1: El sistema que soporta solicitudes verticales y horizontales continúan prácticamente sin cambios significativos; es posible que se haya producido daño estructural mínimo, con un riesgo insignificante para la vida, y la edificación sigue operando en su totalidad (ATC-40, 1996).

Daño controlado, SP-2: Constituye un grado de daño que se sitúa entre los límites de la ocupación y seguridad. No hay peligro para las personas; no obstante, existe la posibilidad de que se vean afectadas (ATC-40, 1996).

Seguridad, SP-3: Aunque la mayoría de los componentes del edificio siguen intactos, existe la posibilidad de que la estructura haya sufrido daños importantes. Existe una amenaza tanto para los que están dentro y fuera. La reparación de los conlleva una importante carga financiera (ATC-40, 1996).

Seguridad limitada, SP-4: Representa un grado de daño que oscila entre los límites de la seguridad y la estabilidad estructural, suponiendo un peligro para las personas que se encuentran dentro del edificio (ATC-40, 1996).

Estabilidad estructural, SP-5: Indica un grado de deterioro en que el sistema estructural está a punto de desmoronarse total o parcialmente. Ha habido daños considerables, con una degradación considerable de la rigidez y resistencia del sistema ante cargas laterales, a pesar de que los componentes destinados a soportar cargas verticales aún conserven suficiente capacidad para prevenir el colapso. No sólo existe un riesgo enorme en caso de réplicas, sino que también hay riesgo considerable tanto para las personas que están dentro como para las que están fuera. Es necesario hacer reparaciones importantes (ATC-40, 1996).

No considerado, SP-6: No está relacionado con un grado de comportamiento estructural, sino con un escenario en el que sólo se realiza una evaluación sísmica



de los componentes que no son estructurales. La evaluación de los componentes no estructurales es el único objetivo de esta evaluación (ATC-40, 1996).

- **Nivel de desempeño para los componentes no estructurales**

Detalla los posibles niveles de deterioro de los elementos no estructurales, identificando cuatro estados de daño: operacional, inmediata ocupación, seguridad y amenaza. Estos estados se designan con la abreviatura NP-n (Nonstructural Performance, donde n representa una letra).

NP-A Operacional: Tras el evento sísmico, los sistemas, componentes y elementos no estructurales se mantienen indemnes y en funcionamiento. Se espera que todos los equipos y maquinarias sigan operativos, a pesar de que algunos servicios externos puedan no estar completamente disponibles.

NP-B Inmediata ocupación: Los sistemas, componentes y elementos no estructurales se mantienen en su posición, experimentando interrupciones mínimas que no afectan ni restringen su operatividad. Se garantiza un nivel de seguridad para los ocupantes.

NP-C Seguridad: Involucra un daño significativo en sistemas, componentes y elementos no estructurales, aunque sin llegar al colapso o a interrupciones que representen una amenaza seria para los ocupantes. No se anticipa fallos en componentes críticos, pero es posible que el equipo y maquinaria queden fuera de servicio. Puede haber algunas personas afectadas, pero el riesgo de pérdida de vidas debido a daños en componentes no estructurales es bajo.

NP-D Amenaza: Implica un daño significativo en sistemas, componentes y elementos no estructurales, aunque no llega al colapso de elementos grandes y

pesados que puedan representar un peligro para un grupo de personas. El riesgo de pérdida de vidas debido a daños en componentes no estructurales es alto.

NP-E No considerado: No está vinculado con un nivel de desempeño de los componentes no estructurales, sino que representa una situación en la cual solo se lleva a cabo una evaluación sísmica de los componentes estructurales. Se focaliza únicamente en evaluar el desempeño de los elementos estructurales.

- **Nivel de desempeño de la edificación**

Detallan o hacen referencia a los potenciales niveles de deterioro de la construcción. Estos niveles de desempeño se derivan de la adecuada combinación de los niveles de rendimiento de la estructura y de los componentes no estructurales.

Tabla 2

Tipos de desempeños para las estructuras.

NIVELES DE DESEMPEÑO DE LA EDIFICACION						
NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL						
Niveles de desempeño no estructural	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5	SP-6
	Ocupacion Inmediata	Control de daños	Seguridad	Seguridad limitada	Estabilidad estructural	No considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupacion Inmediata	1-B Ocupacion inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza reducida	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	NR

Leyenda:

	Nivel de desempeño en la edificación comúnmente utilizado (SP- NP)
	Otras posibles combinaciones de SP-NP
NR	Combinación No recomendada de SP-NP

Nota: Adaptado del ATC – 40 (1996)



En la tabla 2, se muestra las diversas combinaciones donde se han resaltado e identificado los cuatro niveles de desempeño de edificaciones más comúnmente referenciados; operacional (1-A), inmediata ocupación (1-B), seguridad (3-C) y estabilidad estructural (5-E), así como otros niveles de desempeño posibles (2-A, 2-B, etc.). La denominación NR, corresponde a niveles de desempeño no recomendables en el sentido que no deben ser considerados en la evaluación.

Estos niveles están vinculados a la descripción siguiente:

Operacional, 1-A: Se vincula principalmente con la funcionalidad. Los daños en los componentes estructurales son básicamente mínimos. Los sistemas y elementos no estructurales siguen operativos. Cualquier reparación necesaria hacia la estructura no afecta ninguna función. Se preserva la seguridad de los ocupantes y las funciones de los servicios del edificio, incluso si los externos no están disponibles.

Inmediata ocupación, 1-B: Es el nivel más empleado para construcciones críticas. Los espacios, sistemas y equipos de la edificación siguen siendo utilizables. Los servicios primarios continúan operativos. Es posible que algunos servicios secundarios experimenten pequeñas interrupciones de fácil y pronta reparación. La seguridad de los ocupantes se conserva.

Seguridad vital, 3-C: Representa un nivel de daño con una probabilidad baja de amenaza contra la vida. Este nivel de desempeño es el que se anticipa alcanzar mediante la implementación de los códigos sísmicos vigentes en la actualidad. En otras palabras, corresponde a un desempeño equiparable al obtenido al aplicar de manera sistemática los códigos de diseño sísmico actuales.



Se caracteriza por mostrar daños mínimos en los componentes estructurales y, posiblemente, la falla o inclinación de los componentes no estructurales. Existe la posibilidad incluso de que falle algún elemento peligroso y algunos elementos primarios (como los servicios de agua, electricidad, etc.) y secundarios (acabados, fachadas, etc.), siempre y cuando no representen un riesgo para la vida de los ocupantes (Guerra & Ortiz, 2012).

Estabilidad estructural, 5-E: En el nivel de destrucción, la estructura resistente a fuerzas laterales carece de capacidades para resistir una réplica; solo el sistema resistente a cargas verticales puede conservar la estabilidad de la estructura, incrementando así el riesgo para la vida. El grado de daño estructural implica que no es necesario examinar los componentes no estructurales. Sin embargo, la evacuación del edificio se hace imprescindible debido al riesgo para los ocupantes y transeúntes derivado del colapso o fallo de dichos componentes no estructurales.

2.3.3. Demandas sísmicas

La razón de ser de la actividad sísmica se basa en los desplazamientos, que se obtienen a partir de los desplazamientos de la tierra. Siempre que se produce un evento sísmico se producen patrones de deformación complejos en la estructura y se forman (ATC-40, 1996).

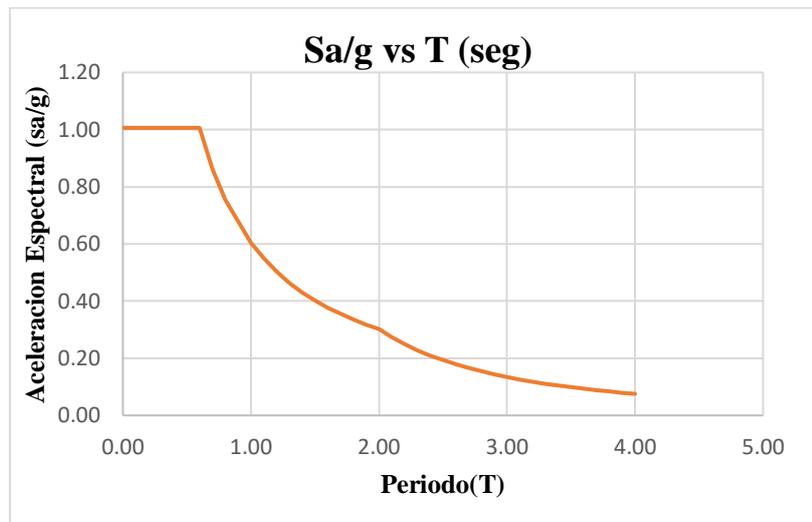
Un espectro de respuesta de diseño es un espectro de respuesta relativamente suave que ofrece un indicador de la cantidad necesaria de resistencia sísmica para un diseño. Esto puede verse en la figura 5. Para poder realizar un análisis sísmico, debe indicarse el espectro de diseño (Duggal, 2013). Para poder crear o construir el espectro, es posible desarrollar parámetros que muestren estas circunstancias en función del lugar de estudio establecido.

El espectro elástico de respuesta de aceleraciones según lo establecido en el reglamento E- 0.30, corresponde a una demanda sísmica denominado como sismo de diseño donde está en función por los siguientes factores:

$$S_{a(diseño)} = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} \cdot g$$

Figura 5

Espectro de Pseudo Aceleración



Nota: Elaboración Propia

El espectro de demanda debe crearse inicialmente sin tener en cuenta ninguna reducción, así mismo debe de considerarse un amortiguamiento inherente del sistema durante su rango elástico, suele ser del 5%.

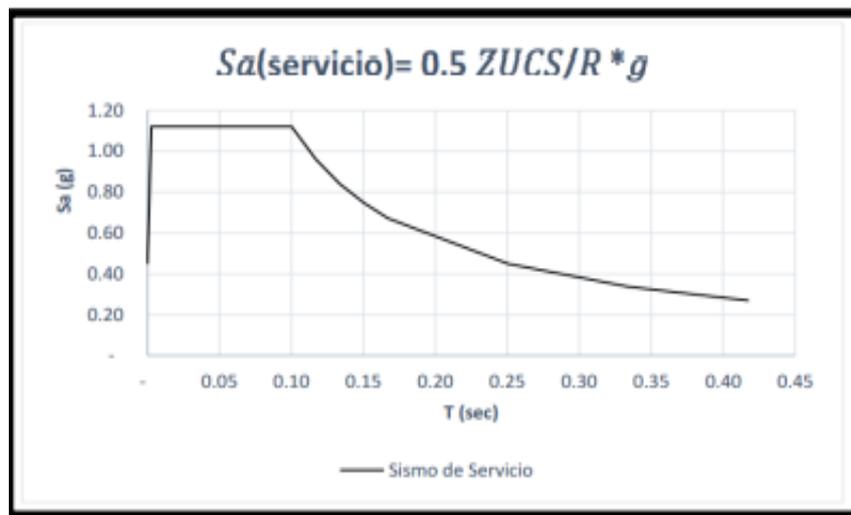
Basta con tener en cuenta el amortiguamiento natural del sistema en su fase elástica, que suele ser del 5%, para construir el espectro de demanda antes de poder utilizarlo. Esto debe hacerse sin ninguna reducción. A medida que avancemos, iremos desarrollando una familia de espectros modificados, empezando por el primero, en el que será posible localizar el punto de desempeño de la estructura. Estos espectros modificados podrán utilizarse de acuerdo a las diversas metodologías que se utilizan actualmente (ATC-40, 1996).

- **Sismo de Servicio, S_a (SERVICIO)**

Para este Sismo de Servicio, el cual se ilustra en la figura 6, se describe como el nivel sísmico el cual tiene un 50% de probabilidad de ser superado o sobrepasado en un tiempo de 50 años. El Sismo de Servicio o sismo frecuente de movimiento del suelo, probablemente es experimentado durante la vida útil del edificio. El periodo de retorno habitual de este tipo de sismo es de unos 75 años, según la probabilidad.

Figura 6

Sismo de Servicio Según ATC-40



Nota: El espectro de servicio es la mitad del espectro de diseño según el ATC-40.

El espectro elástico para un nivel de sismo designado como de servicio (según el ATC – 40), puede obtenerse fácilmente multiplicándolo por 0.5 el sismo de diseño. Esto se debe a que, según los resultados de peligrosidad de un lugar específico, el emplazamiento determinado, representa la mitad del movimiento relacionado al tradicional sismo de diseño. En consecuencia, dados los mismos parámetros iniciales, un ejemplo de sismo de servicio sería:

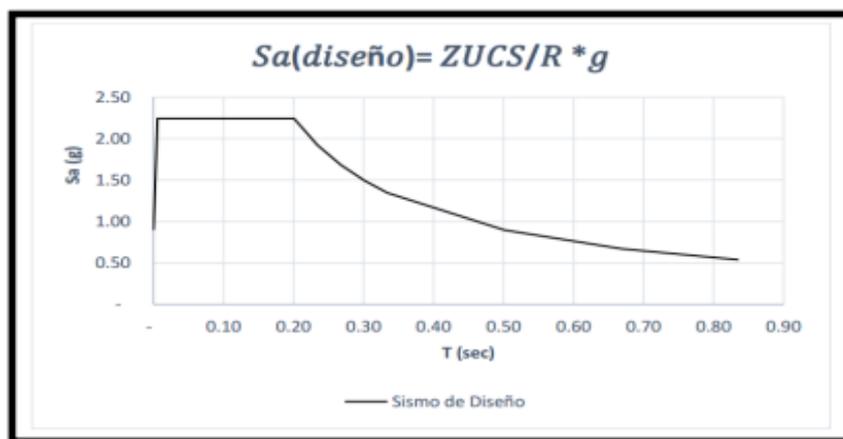
$$S_{a(servicio)} = 0.5 * \frac{Z.U.C.S}{R} . g$$

- **Sismo de Diseño, Sa (DISEÑO)**

Según la figura 7, este sismo tiene un 10% de probabilidad de ser superado en un plazo de 50 años y se conoce como sismo de diseño. Este diseño denominado de diseño es de poca frecuencia y tiene su intensidad moderada y severa donde puede surgir u ocurrir durante el periodo de vida útil de la estructura. Basándonos en la probabilidad, podemos estimar que el terremoto de diseño posee un tiempo de retorno medio de 475 años. Para efectos del desarrollo del espectro de respuesta elástica, la siguiente información es crucial:

Figura 7

Sismo de Diseño Según ATC-40



Nota: La figura muestra el ejemplo de un espectro de diseño.

- **Sismo Máximo, Sa (MÁXIMO)**

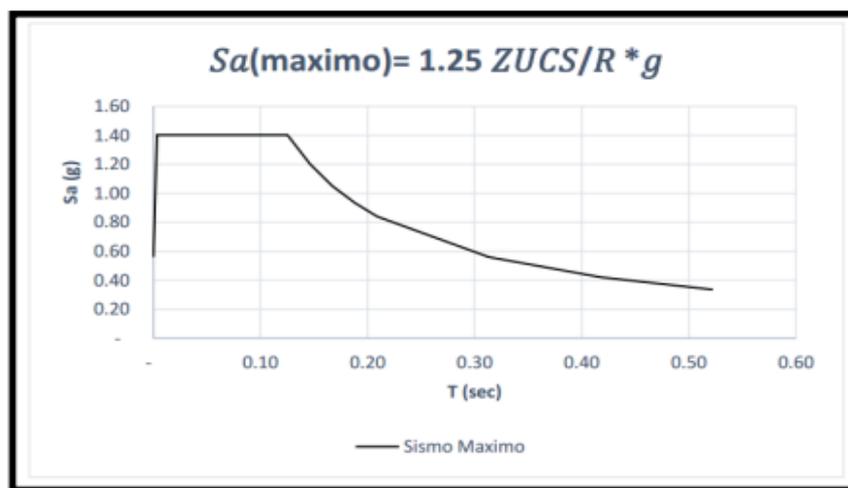
El sismo máximo, representado en la figura 8, es el nivel más alto dentro de un marco geológico conocido donde estará definido la edificación o estructura. Este movimiento que ocurre en el suelo puede ser interpretado como un nivel sísmico que tiene, una probabilidad de 5% a ser sobrepasado en un periodo de 50 años. Este movimiento es de 1.25 o 1.5 veces el sismo de diseño. También este sismo de mayor magnitud tiene un tiempo de retorno de unos 975 años, expresado en términos de probabilidad.

Un ejemplo de sismo máximo con las mismas características que el anterior sismo sería 1.25 veces el sismo de diseño. Básicamente se trata de un método sencillo para conseguir el espectro elástico de un nivel sísmico designado como sismo máximo, según el ATC – 40.

$$S_{a(\text{máximo})} = 1.25 * \frac{Z.U.C.S}{R} . g$$

Figura 8

Sismo Máximo Según ATC-40



Nota: Este tipo de espectro será siempre 1.25 veces el espectro de diseño según el ATC-40

2.3.4. Espectro de demanda a un espectro de capacidad en el formato

ADRS

En general, a cada punto perteneciente a la curva del espectro de respuesta se le asigna una aceleración espectral, S_a , una velocidad espectral, S_v , un desplazamiento espectral, S_d y su periodo correspondiente, T. Para poder realizar la conversión de un espectro de su forma normal que se encuentra en función a una aceleración espectral vs periodo a un modelo ADRS, será indispensable determinar el valor S_{di} en cada punto perteneciente a la curva. A través de las ecuaciones siguientes. En la figura 10 se presenta un espectro de demanda, mientras en figura 9 observamos un espectro de capacidad el cual es la conversión

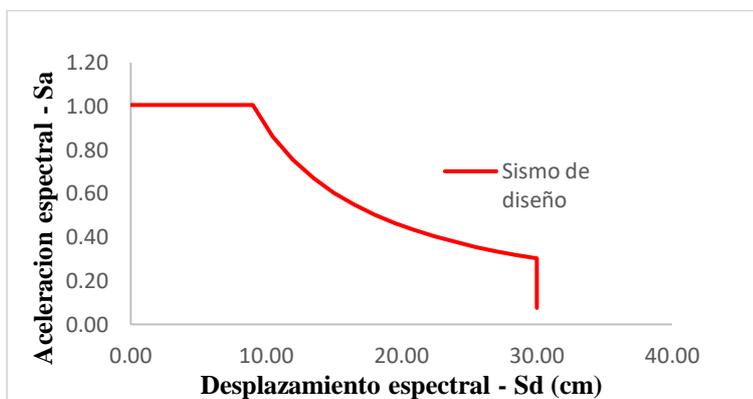
que estará en función de una pseudo aceleración y un pseudo desplazamiento también conocido como espectro de respuesta de aceleración vs desplazamiento.

$$S_v = \omega S_d = \frac{S_a}{\omega} ; \omega = \frac{2\pi}{T}$$

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

Figura 9

Espectro de capacidad (ADRS)

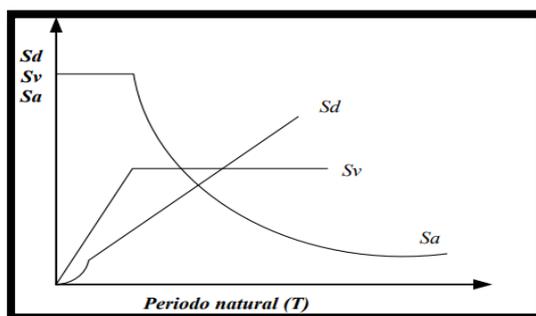


Nota: La figura muestra un espectro de capacidad

Para la determinación de un espectro de respuesta se debe tener en consideración los factores de zona, importancia, amplificación y su factor de suelo.

Figura 10

Espectro de respuesta con 5% de amortiguamiento



Nota: Adaptado de Duggal (2013)

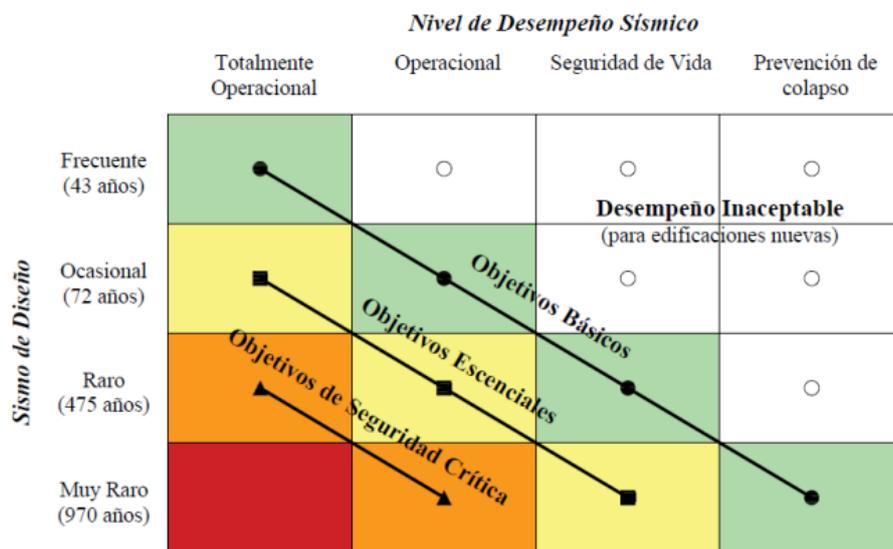
2.3.5. Objetivo para diseñar por desempeño

Los niveles de comportamiento del edificio y los niveles de peligrosidad sísmica se combinan para proporcionar los objetivos de comportamiento o desempeño sismorresistente del edificio que se está evaluando (SEAOC, 1995).

a) *Propuesta del SEAOC, 1995*

Figura 11

Objetivos de desempeño comunes, esenciales y seguridad crítica



Nota: Adaptado del SEAOC Comité Visión 2000, 1995

Los objetivos de desempeño se pueden interpretar de una manera sencilla mediante una tabla denominada “Matriz de desempeño”, en la cual las columnas están representadas por las diferentes demandas sísmicas y las filas están comprendidas por los niveles de desempeño tal como se ilustra en la figura 11.

De manera análoga a la normativa peruana, el SEAOC propone y categoriza las edificaciones en tres grupos, según su nivel o grado de importancia durante y después de un evento sísmico:

- Para las edificaciones básicas, estarán incluidos edificios comunes, tales como viviendas, hoteles, etc.
- Para las edificaciones esenciales, estarán incluidos aquellas estructuras que tienen a su cargo las operaciones luego de un evento sísmico, tales como hospitales, estaciones de policías, establecimientos de salud, etc.
- Para edificaciones críticas, son aquellas que por su alto contenido peligroso son considerados de alto riesgo, por ejemplo, centrales nucleares.

b) *Propuesta del ATC,1996*

Tabla 3

Objetivos de desempeño básicas para estructuras convencionales.

Nivel de amenaza sísmica	Nivel de desempeño de la estructura			
	Operacional	Ocupacion inmediata	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Servicio	-	-	-	-
Diseño	-	-	✓	-
Maximo	-	-	-	✓

Nota: Adaptado del ATC - 40, 1996

En esta propuesta la cual esta mencionada en la tabla 3, se tiene en cuenta que hay una gran cantidad de objetivos por desempeño para una estructura, donde pueden asignarse combinando niveles de desempeño de una edificio y las demandas sísmicas de diseño (ATC-40, 1996).

2.3.6. Curva de la capacidad de estructuras

La capacidad para una estructura se refleja a través de una curva donde puede verse el desplazamiento producto de la fuerza aplicada a la edificación. Este método producirá valores que proporcionarán una comprensión más completa del comportamiento para una edificación. La obtención de esta curva se llevará a cabo utilizando los resultados generados por el software, donde brindará información

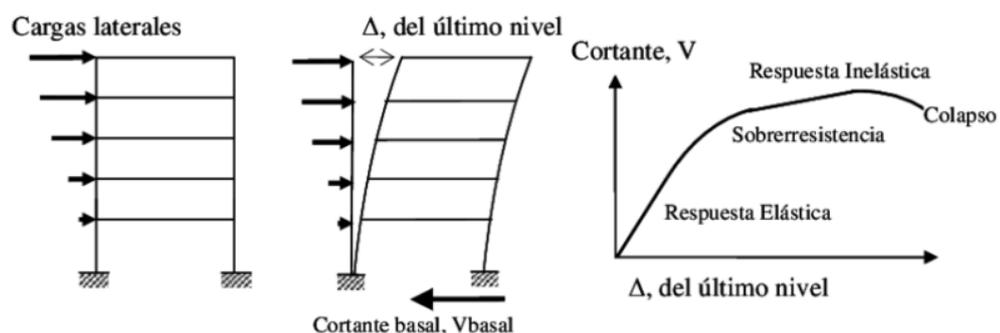
del comportamiento de la estructura una vez que haya excedido su rango lineal. Posteriormente, para poder emplear el método propuesto por el ATC -40, denominado “Método del espectro de capacidad”, debe de realizarse una conversión de la curva de capacidad, el cual está en función de desplazamientos y cortantes basales, a un espectro de capacidad; este es una representación gráfica de la curva de capacidad ya mencionada denominada ADRS (Duarte, et al., 2017).

2.3.6.1. Análisis estático no lineal Pushover

Este tipo de análisis estático incremental se utiliza para encontrar la curva de capacidad de una estructura o elemento donde esta curva estará en función de desplazamiento del último nivel frente a la fuerza cortante basal. Su fundamento teórico es la aplicación de un patrón de cargas laterales progresivamente mayores hasta llegar a una situación de falla o estado de límite denominado punto de desempeño. (Choque & Luque, 2019).

Figura 12

Etapas o pasos del Análisis Pushover



Nota: Arango & Paz (2009)

En función del tipo de falla, se asignarán las rótulas plásticas a cada elemento de la estructura. Será necesario comenzar con la aplicación de un patrón de cargas laterales a partir de una condición de carga de gravedad no lineal. Producto de la aplicación de cargas, la estructura inicia con una respuesta elástica

relacionada a una rigidez inicial, posteriormente con el aumento de fuerzas los elementos comenzaran a superar su fluencia, donde comenzara la disminución de rigidez y resistencia, para ello ya se considera que esta actuando en el rango inelastico proporcional a du ductilidad (Choque & Luque, 2019).

Carateristicas de un Analisis no lineal estatico (Pushover)

- Se puede hallar la curva de capacidad
- Nos permite determinar y evaluar la ductilidad que presenta la estructura
- Nos da la facilidad de identificar, los estados limites de servicios, modos de falla para los componentes de la estructura, fluencia, la historia de cortantes y deformaciones en la estructura bajo las diferentes demandas sismicas.

2.3.6.2 Procedimiento para determinar la curva de capacidad

El objetivo de esta curva de capacidad estructural es revelar la respuesta al modo inicial de vibración de la estructura. Para ello se parte del supuesto de que la reacción primaria de una estructura es el modo fundamental de vibración. Esta distribución es la que se utiliza en el estudio del análisis inelástico. Como consecuencia de ello, la distribución de cargas es triangular invertida, lo que representa la respuesta al primer modo de vibración. La siguiente ecuación puede utilizarse para determinar el aumento de la carga lateral de un piso dado en función de la variación del componente k (FEMA-440, 2005 & Mora, et al., 2006).

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^N W_i h_i^k} V_b$$

Donde:

W_i : *Peso del piso i*

h_i : *altura de entrepiso i*



V_b : Fuerza cortante en la base

k : factor vinculado al periodo de la estructura ($k = 1$, si $T < 0.5\text{seg}$ ó $k = 2$, si $T \geq 2.5\text{seg}$)

2.3.7. Fluencia efectiva y modelo bilineal

La aparición de la primera rótula significa el final de la fase elástica de la estructura, pero como se ve en la figura 13 (b), no hay un cambio notable o relevante en la rigidez o la resistencia lateral inmediatamente después de la primera rotula.

Si aumentan o se forman más rótulas gradualmente, la rigidez lateral de la estructura disminuye hasta notarse evidente la variación y la estructura va teniendo su rigidez lateral significativamente menor.

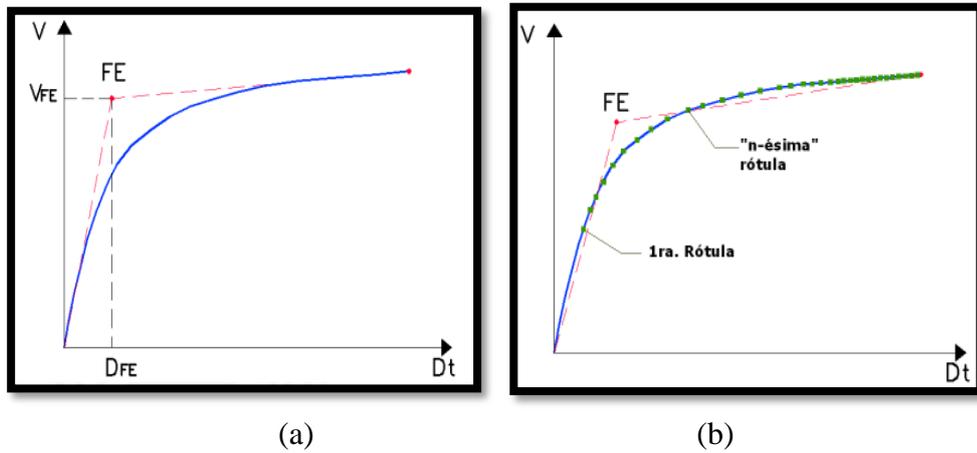
Para construir modelos bilineales básicos es necesario especificar un límite elástico simbólico, asignándolo como fluencia efectiva, que será la intersección de dos segmentos lineales. El límite elástico viene determinado por una serie de factores, donde se harán mención a dos a continuación (Navarro & Fernández, 2006).

a) Criterio de las rigideces tangentes

Se dibujan dos líneas tangentes a la curva de capacidad, una dentro del rango elástico y la siguiente en el punto donde alcanza la cortante máxima, tal como se puede apreciar en la figura 13. La intersección de estas tangentes define el punto de fluencia FE (D_{FE}, V_{FE}). (Aguar R. , 2003).

Figura 13

Principio de las rigideces tangenciales.

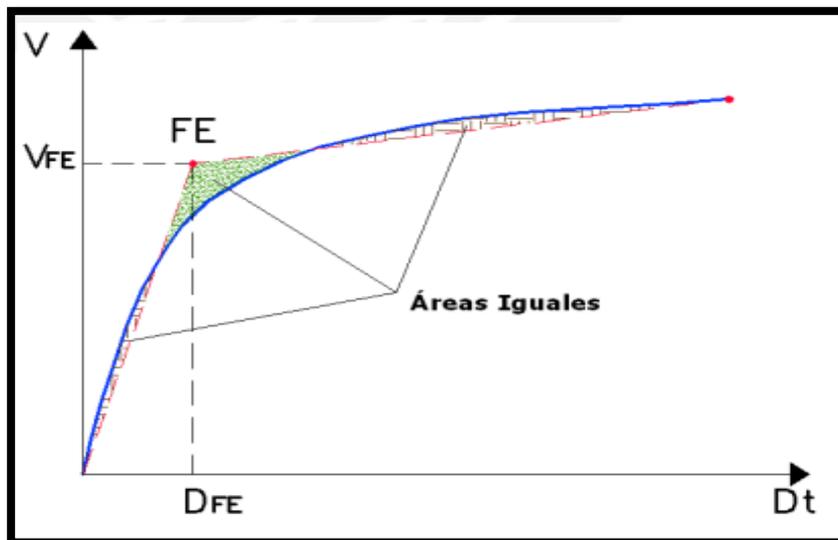


Nota: Adaptado de Aguiar (2003)

b) Criterios de las áreas iguales

Figura 14

Principio de las áreas iguales



Nota: Adaptado de Aguiar 2003)

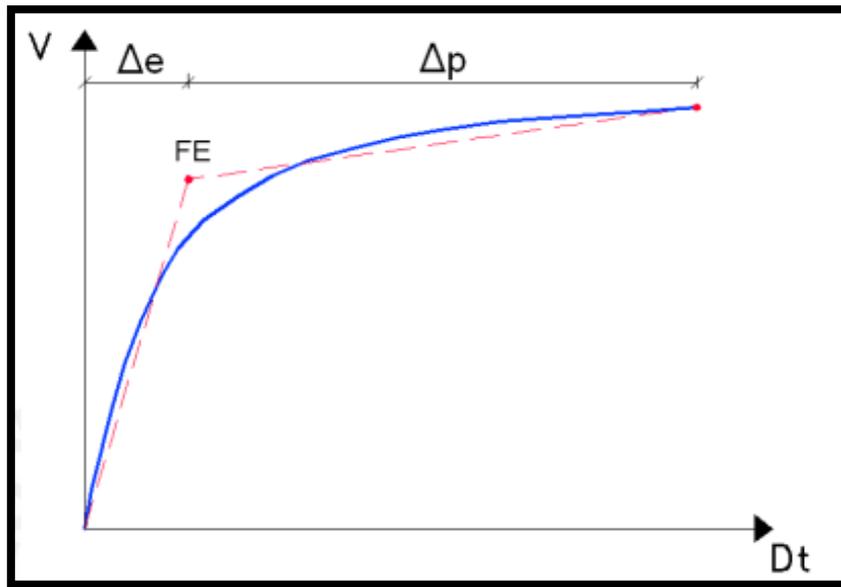
Se establece el punto de fluencia con el objetivo de equilibrar las áreas tanto exterior como interior de la curva de capacidad, en relación con el modelo bilineal, de manera que sean aproximadamente equivalentes (Aguiar R. , 2003); así como se puede apreciar en la figura 12.

- Zonas elásticas e inelásticas del modelo bilineal

Como se observa en la figura 15, los rangos de desplazamiento elástico (Δe) e inelástico (Δp) para una estructura están definidas por el límite elástico efectivo de la curva de capacidad (FE).

Figura 15

Rango en la curva elástica e inelástica



Nota: Adaptado de Aguiar (2003)

2.3.8. Procedimiento del espectro de capacidad

El enfoque del espectro de capacidad es una metodología de análisis estático no lineal capaz de proporcionar resultados extremadamente eficaces cuando se utiliza para el diseño, la evaluación y el refuerzo de estructuras de concreto existentes. Utilizando la intersección de la curva de capacidad (pushover), que luego se transforma en un espectro de capacidad, y un espectro de respuesta reducido, es posible determinar el desplazamiento máximo. En la figura 17 se muestra visualmente un ejemplo de cómo reacciona un edificio ante un movimiento sísmico (Carrillo, 2007 & Gómez, 2007).

Para utilizar el enfoque del espectro de capacidad, es necesario determinar tres componentes principales: la capacidad, la demanda y el desempeño (Gómez, 2007 & Zabala, 2017).

2.3.8.1 Creación del espectro de capacidad a partir de la curva de capacidad

La curva de capacidad, que está en términos de la cortante basal y su desplazamiento respectivo, debe convertirse a un espectro de capacidad la cual también es una curva que estará en términos de aceleración y desplazamiento como formato ADRS (Espectro de respuesta de aceleración - desplazamiento), todo este procedimiento para poder utilizar el método del espectro de capacidad, como se indica explícitamente en el ATC – 40; es decir S_a vs S_d . Para poder hacer el cambio es necesario emplear las ecuaciones siguientes:

$$PF_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]}{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]}$$
$$\alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g \right]^2}{\left[\sum_{i=1}^N w_i / g \right] \left[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g \right]}$$
$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}$$
$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{techo,1}}$$

Donde:

PF_1 : Factor de participación para el modo 1 de vibración

α_1 : Coeficiente de masa efectiva para el modo 1 de vibración

ϕ_{i1} : Amplitud para el modo 1 en el piso i

N : Piso N, que encuentra en la parte más alta de la estructura



- V_i : Cortante basal
- W : Carga muerta del edificio
- S_a : Aceleración espectral
- S_d : Desplazamiento espectral
- Δ_{techo} : Desplazamiento del techo

El procedimiento general para poder realizar la modificación de la curva de capacidad a un espectro de capacidad, primeramente debemos de hallar el factor de participación modal (PF_1) y el coeficiente de masa modal α_1 , empleando las ecuaciones mencionadas anteriormente. Luego para cada punto de la curva de capacidad V , desplazamiento, calcule su punto de S_a , S_d correspondiente usando las ecuaciones de aceleración espectral y desplazamiento espectral.

2.3.8.2 Construcción de la representación bilineal del espectro de capacidad

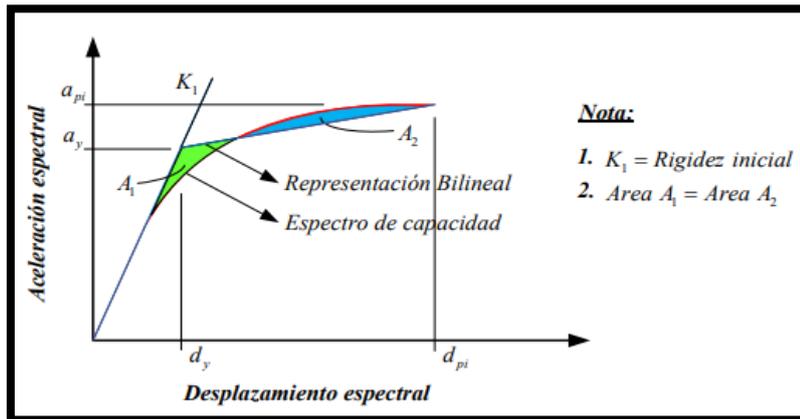
Es necesario disponer de un modelo bilineal del espectro de capacidad para determinar la amortiguación efectiva y la reducción adecuada del espectro de demanda. La determinación de la posición del punto a_{pi} , d_{pi} es necesario para el desarrollo de la representación bilineal. Esto servirá como punto de prueba de la capacidad estimada del ingeniero para generar un espectro de respuesta de demanda reducido. Si se ubica que el espectro de capacidad y el espectro de respuesta reducido se cruzan en la intersección prevista de a_{pi} , d_{pi} , entonces asumimos a este punto como el punto de desempeño. La primera aproximación del punto a_{pi} , d_{pi} ; y las aproximaciones posteriores se asignarán como a_{p1} , d_{p1} , a_{p2} , d_{p2} , y así secuencialmente. Cuando se trata de hacer estimaciones, la

aproximación de desplazamientos iguales suele ser una herramienta muy útil (ATC-40, 1996).

Consideremos el ejemplo de la representación bilineal en la Figura 16.

Figura 16

Representación bilineal del espectro de capacidad.



Nota: Adaptado del ATC-40 (1996)

La representación bilineal según el ATC-40 es de la siguiente manera:

1. trazar una línea recta desde el punto de origen con una pendiente equivalente a la rigidez inicial K_i de la estructura dentro del rango elástico.
2. Definir un punto de desempeño de prueba a_{pi} , d_{pi} , donde también se emplea para obtener un espectro de demanda reducido.
3. A partir del punto de prueba, se debe dibujar una línea que cruce la línea establecida en la primera etapa. La pendiente de la segunda línea deberá ser tal que intersecte con la primera, en el punto a_y , d_y , así mismo las áreas A_1 y A_2 , que se encuentran por encima y por debajo de la curva del espectro de capacidad tendrán que ser iguales. Esta restricción se aplica para asegurar que la curva de capacidad y su representación bilineal compartan las mismas energías. El punto a_y , d_y , representa el punto de fluencia de la estructura, en un formato bilineal; como se aprecia en la figura 14.

2.3.8.3 Conversión del espectro de demanda sísmica a un formato ADRS

Como se muestra en la figura 5, las representaciones de los espectros de respuesta suelen expresarse mediante la aceleración espectral (S_a) y el periodo (T). Sin embargo, para localizar la posición del desempeño, es necesario utilizar la representación bilineal del espectro de capacidad y el espectro de respuesta en el formato ADRS de la demanda sísmica. Esto se debe a que el formato ADRS se utiliza para representar la demanda sísmica.

$$S_a = \omega^2 S_d$$

$$\omega = \frac{2\pi}{T}$$

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

2.3.9. Parámetros básicos para una linealización equivalente

Los pasos o métodos analizados previamente hasta ahora se relacionan principalmente con el ATC -40, y una parte considerable del proceso seguirá siendo estudiado del ATC-40, así como también del FEMA 440. Las siguientes expresiones presentan las ecuaciones del desarrollo que pueden utilizarse para calcular el periodo y amortiguamiento efectivo. El "método del espectro de capacidad" es una técnica que proporciona un punto de desempeño para la estructural mediante la intersección de la demanda con el espectro de capacidad. También describiremos una forma de ajustar el espectro de demanda para converger con esta técnica. La reducción del espectro de demanda inicial se consigue mediante la intervención de la amortiguación efectiva y el periodo efectivo. Para los parámetros lineales equivalentes nos referimos al periodo, T_{eff}



y el amortiguamiento efectivo, B_{eff} . Se utiliza el análisis estadístico para generar estos resultados, que minimizan las elevadas inconsistencias de la varianza que existe entre la respuesta máxima de un sistema inelástico y su homólogo lineal.

- **Periodo efectivo**

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$$

Para $\mu > 6.5$

$$T_{eff} = \left[0.89 \left(\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right) + 1 \right] T_0$$

NOTA: Tener en cuenta que estas expresiones se aplican solo para

Donde:

T_{eff} : Periodo efectivo

T_0 : Periodo efectivo

- **Amortiguamiento efectivo**

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$$

Para $\mu > 6.5$

$$B_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$$

Donde:

μ : Ductilidad

β_{eff} : Amortiguamiento efectivo

β_0 : Amortiguamiento viscoso inherente a la estructura

- **Reducción espectral para un amortiguamiento efectivo**

Para adecuar el espectro de respuesta inicial al nivel de amortiguación efectivo (β_{eff}), los métodos de linealización equivalente utilizados en la práctica generalmente necesitan el uso de factores de reducción espectral. El coeficiente de amortiguación es el término utilizado para describir estos componentes, que dependen de la amortiguación efectiva $B(\beta_{eff})$.

Se ajusta un espectro de aceleración utilizando este coeficiente de amortiguación efectivo de la manera siguiente:

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

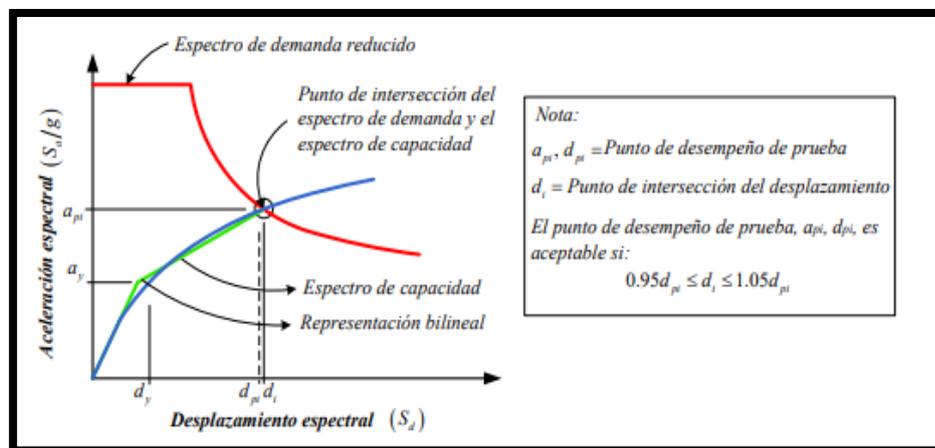
$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})(en\%)}$$

2.3.10. Punto de cruce para el espectro de demanda y capacidad

Si el desplazamiento hallado en la intersección entre el espectro de capacidad y espectro de demanda, d_i , se encuentra dentro del rango del 5% ($0.95d_{pi} \leq d_i \leq 1.05d_{pi}$) del desplazamiento en el punto de desempeño tentativo, a_{pi} , d_{pi} , este se convertirá en el punto definitivo de desempeño.

Figura 17

Punto de intersección del espectro de demanda y curva de capacidad.



Nota: Adaptado del ATC-40 (1996)

Caso contrario si la intersección del espectro de demanda y el espectro de capacidad no se encuentra dentro de la tolerancia aceptable, se seleccionara un nuevo punto a_{pi} , d_{pi} y el proceso se volverá a repetir. La figura 15 muestra la teoría antes mencionado. El punto de desempeño muestra el desplazamiento de la estructura máxima esperada para una demanda sísmica específica. (ATC-40, 1996).

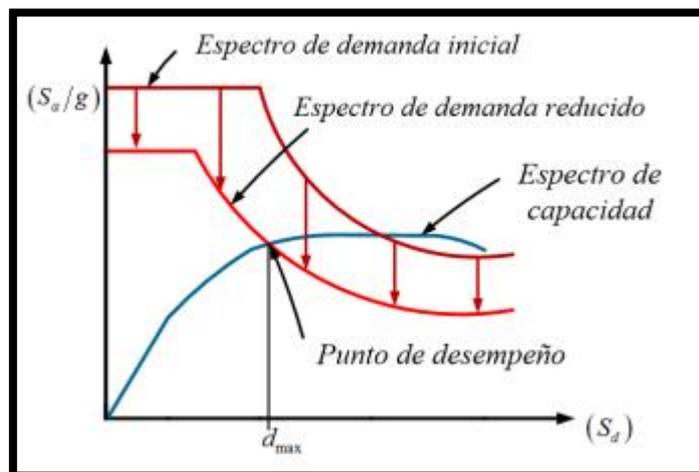
2.3.11. Determinación del punto de desempeño o rendimiento

Cuando ya se tiene definido la curva de capacidad y el espectro de demanda, el punto de intersección indicará el punto de desempeño o rendimiento como se aprecia en la figura 18.

Es responsabilidad de la evaluación del desempeño garantizar que tanto los componentes estructurales como los no estructurales no sufran daños superiores a los niveles objetivo admisibles que se hayan establecido para las fuerzas y desplazamientos relacionados con la solicitud de desplazamiento (Bazan & Meli, 2002).

Figura 18

Verificación del Punto de desempeño.



Nota: Adaptado del ATC-40

A efectos del diseño de nuevas estructuras, así como a efectos de rehabilitación en caso de que un movimiento sísmico cause pequeños daños, es esencial verificar o evaluar el comportamiento de esta estructura. La obtención de este punto nos hace entender mejor el comportamiento de la estructura, la cual previamente es sometido a diferentes intensidades de movimientos sísmicos.

Este punto de desempeño o rendimiento permite incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo.

En el ATC-40 se describen algunos de los métodos y pasos que deben seguirse para hallar el punto de desempeño. Todos estos pasos se han ido mejorando en el documento FEMA 440, Actualmente, existe una gran variedad



de métodos que se pueden utilizar para determinar la posición del desempeño. A continuación, mencionaremos los métodos que aparecen en el ATC-40:

- Método del espectro de capacidad - Procedimiento A: Iteración Directa
- Método del espectro de capacidad - Procedimiento B: Intersección con demanda MADRS.
- Método del espectro de capacidad - Procedimiento C: Búsqueda de posibles puntos de desempeño.
- Método de los coeficientes (FEMA 356)

Para nuestro trabajo de investigación tomaremos como método de trabajo el procedimiento B: intersección con MADRS.

2.3.12. Método del espectro de capacidad – intersección con MADRS.

Para esta alternativa de solución, un punto de rendimiento o desempeño es determinado como el punto de encuentro entre el espectro de capacidad con el ADRS modificado conocido como MADRS.

La finalidad de este método es hallar el desplazamiento máximo de un sistema no lineal mediante un sistema lineal equivalente, usando el amortiguamiento efectivo β_{eff} y el periodo efectivo T_{eff} .

Para obtener el desplazamiento y aceleración máxima de una estructura, para una demanda sísmica se deben de seguir los pasos siguientes:

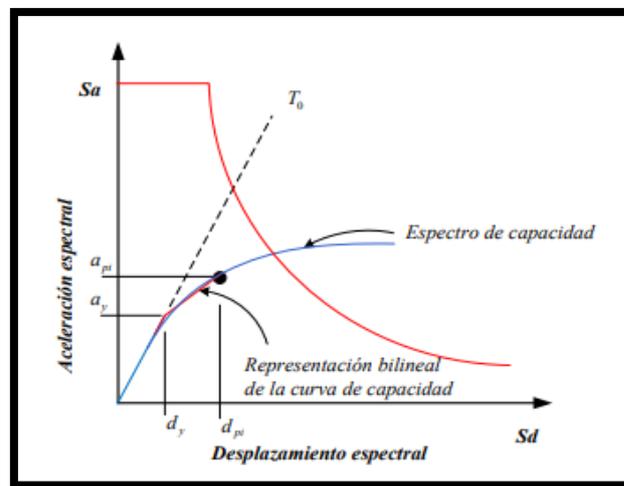
1. Se requiere la disponibilidad de un espectro de demanda que incluya una amortiguación inicial, ($\beta_i = 5\%$)
2. De acuerdo con la norma ATC – 40, el espectro de demanda sísmica elegido debe convertirse en un espectro de respuesta aceleración – desplazamiento

también denominado ADRS, este espectro de respuesta, servirá como primera curva de demanda inicial ADRS.

3. Elaborar una curva de la estructura analizada o evaluada denominada curva de capacidad, esta curva estará en función de fuerza cortante y desplazamiento. Esta curva deberá ser convertida a un espectro de capacidad de acuerdo al procedimiento indicado en el ATC-40.

Figura 19

Espectro de capacidad y representación bilineal.

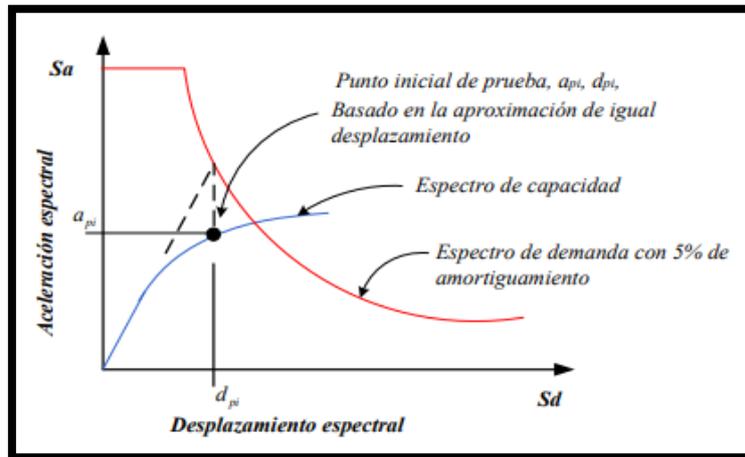


Nota: FEMA-440 (2005)

4. Utilizando los procedimientos descritos en la sección 2.3.8.2, realice una representación bilineal del espectro de capacidad. La figura 19 ilustra, como se determina el periodo inicial, T_0 , el desplazamiento de fluencia, d_y y aceleración, a_y .
5. Seleccione un punto de desempeño o rendimiento inicial (Aceleración y desplazamiento máximo, a_{pi} , d_{pi}). Este punto tentativo inicial puede ser el desplazamiento obtenido del espectro de capacidad, o podría ser cualquier otro punto arbitrario a criterio del ingeniero. En la figura 20 se puede apreciar un ejemplo del punto tentativo de desempeño.

Figura 20

Espectro de demanda y espectro de capacidad.



Nota: FEMA-440 (2005)

6. Para la representación bilineal que se realiza en el paso 4, es requisito calcular los valores de rigidez pos-elástica, α y ductilidad μ , como se muestra a continuación:

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)}$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y}$$

7. Utilizando los resultados calculados de la rigidez post-elástica, α y ductilidad, μ determinadas en el paso 6, ahora calcularemos el amortiguamiento efectivo, β_{eff} , y periodo efectivo correspondiente, T_{eff} .

Para $1.0 < \mu < 4.0$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0$$

$$T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0$$

Para $4.0 < \mu < 6.5$

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$$

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0$$

Para $\mu > 6.5$

$$B_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 + \beta_0$$

$$T_{eff} = \left[0.89 \left(\sqrt{\frac{(\mu - 1)}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right) + 1 \right] T_0$$

8. Realice reajuste en al ADRS inicial para β_{eff} , utilizando la amortiguación efectiva que se ha hallado en el paso 7..
9. Para construir el espectro de respuesta de aceleración – desplazamiento modificado, llamando MADRS, es necesario multiplica solo las ordenadas de aceleración, que se obtienen del ADRS para β_{eff} , por el factor de modificación ,M , que se determinó usando el periodo efectivo, T_{eff} .

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}} \right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_0} \right)^2 \left(\frac{T_0}{T_{sec}} \right)^2$$

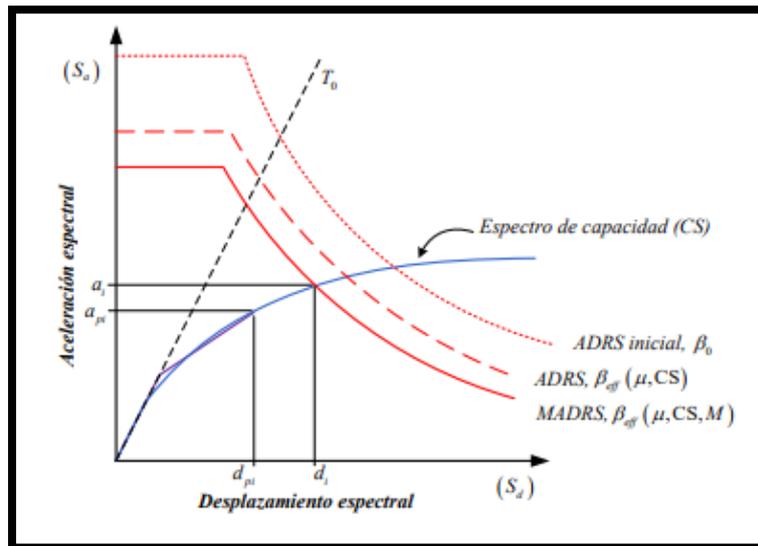
$$\left(\frac{T_0}{T_{sec}} \right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}$$

10. Calcular la aceleración máxima prevista, y el desplazamiento máximo anticipado, d_i , como el punto de intersección entre el MADRS y una curva de capacidad tal como se ilustra puede ver en la figura 21.
11. Contrastar el máximo desplazamiento esperado, d_i , con el desplazamiento arbitrario inicial. Si esta se encuentra dentro del rango aceptable, el punto de

desempeño corresponde a d_i y a_i . Caso contrario sino llegara a estar dentro de la tolerancia aceptable repetir el proceso desde el paso 5 usando a d_i y a_i como nuevo punto inicial o arbitrario.

Figura 21

Determinación del máximo desplazamiento esperado del MADRS.



Nota: FEMA-440 (2005)

2.3.13. Evaluación del punto de desempeño obtenido

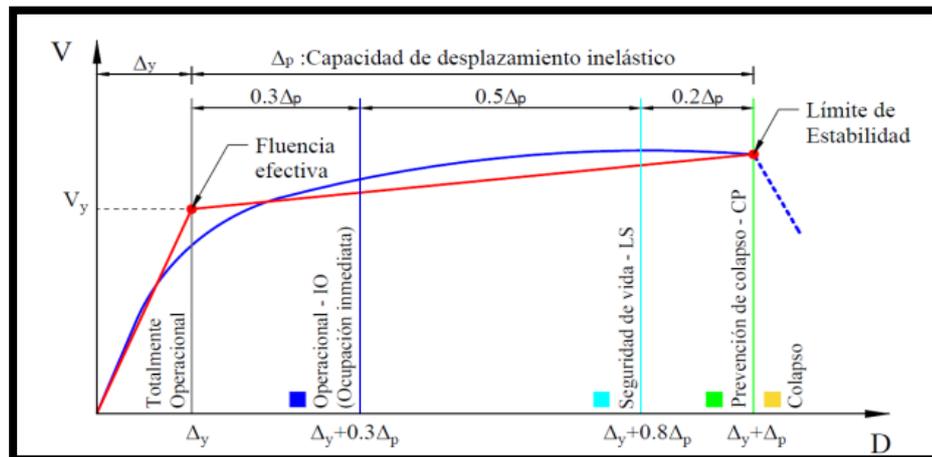
Los procesos que se crearon en el ATC-40 para el cálculo del punto de comportamiento o desempeño, en sus diferentes grados de exigencia sísmica, han sido utilizados por nosotros para llegar a esta fase de la evaluación. Llegados a este punto, estamos en condiciones de evaluar y analizar la importancia de estos puntos de comportamiento de nuestro edificio.

Sectorizamos o delimitamos la curva de capacidad, como se ilustra en la figura 22, para evaluar el grado de daño actual. El ATC-40, que puede encontrarse en el capítulo 11 contiene las limitaciones de las respuestas (límites que no cambiarán en el código FEMA 356, pero sí en su terminología).

Para calificar el nivel de desempeño, el ATC-40 establece una sectorización de la representación bilineal de la curva de capacidad.

Figura 22

Sectorización de la curva de capacidad propuesto por el ATC-40.



Nota: Adaptado del ATC-40 (1996)

2.4. INFORMACIÓN INELASTICO EN MATERIALES

Para realizar el modelamiento de edificaciones en un software, los componentes que se consideraran generalmente para conformar los elementos estructurales, nos referimos prácticamente al acero de refuerzo y concreto, en caso de este último ya sea confinado y no confinado. Debido a que los componentes estructurales están formados por concreto, el refuerzo transversal debe colocarse en la ubicación especificada.

Cuando el concreto no confinado se carga uniaxialmente en compresión y experimenta grandes cantidades de deformación axial durante las primeras fases de carga, su coeficiente de Poisson suele situarse entre 0,15 y 0,20. A medida que las tensiones se acercan a los valores de resistencia no confinada del concreto, las deformaciones transversales son bastante elevadas debido a la micro fisuración interna gradual. El concreto falla debido a una rotura longitudinal. Es bien sabido que cuando el refuerzo transversal está presente, se encuentra en una condición no confinada ya que experimenta



relativamente pocas tensiones a bajos niveles de deformación longitudinal. Como resultado, la curva tensión-deformación que proporcionan Kent y Park es la misma tanto para el concreto confinado como para el no confinado cuando las tensiones unitarias son inferiores a 0,002. Dado que el módulo de Poisson del material no ha provocado una expansión significativa del volumen de concreto, se supone que a estos niveles de deformación unitaria y, en consecuencia, de tensiones, la armadura transversal no se limita al núcleo del elemento estructural. A medida que aumenta la magnitud de las deformaciones transversales, el refuerzo transversal provoca un confinamiento entre el concreto del núcleo. Como consecuencia de ello, la armadura transversal ofrece una presión de confinamiento pasiva que mejora en gran medida la relación esfuerzo y deformación del concreto cuando los valores de deformación son grandes (Ruiz, 2000).

2.4.1. Modelos o tipos para el concreto armado

El concreto, que tiene un fuerte comportamiento a compresión, y el acero de armadura, que tiene un alto rendimiento a tracción, son los dos componentes complementarios que forman el concreto armado, que es un componente estructural heterogéneo de diseño complejo.

Es necesario las representaciones idealizadas de las relaciones esfuerzo y deformación para el concreto armado y el acero con el fin de llevar a cabo el análisis y la evaluación de las estructuras. Estas representaciones se desarrollan a partir de datos experimentales. Seguidamente, se presentan algunos modelos que describen sus propiedades para refuerzos longitudinales de acero y concreto.

2.4.2. Tipo esfuerzo deformación para el acero

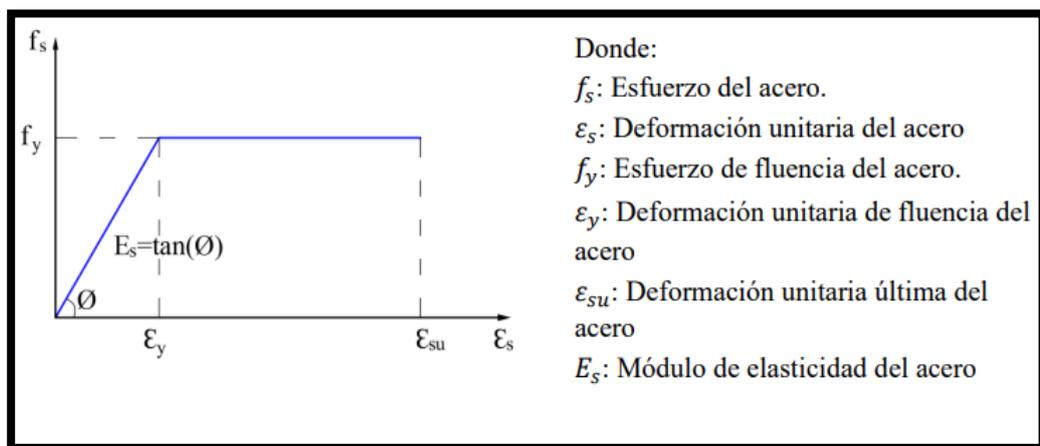
Los modelos más usados son el elasto - plástico, la curva completa y el trilineal (Park & Paulay, 1980).

2.4.2.1 Tipo elastoplástico perfecto

Es modelo de representación bilineal tal como se ve en la figura 23 es el más simple y frecuente. Se obvia la resistencia superior de fluencia, así como también el incremento de esfuerzo por endurecimiento por deformación. Este tipo modelo no es apropiado para la evaluación del desempeño.

Figura 23

Representación elasto plástica

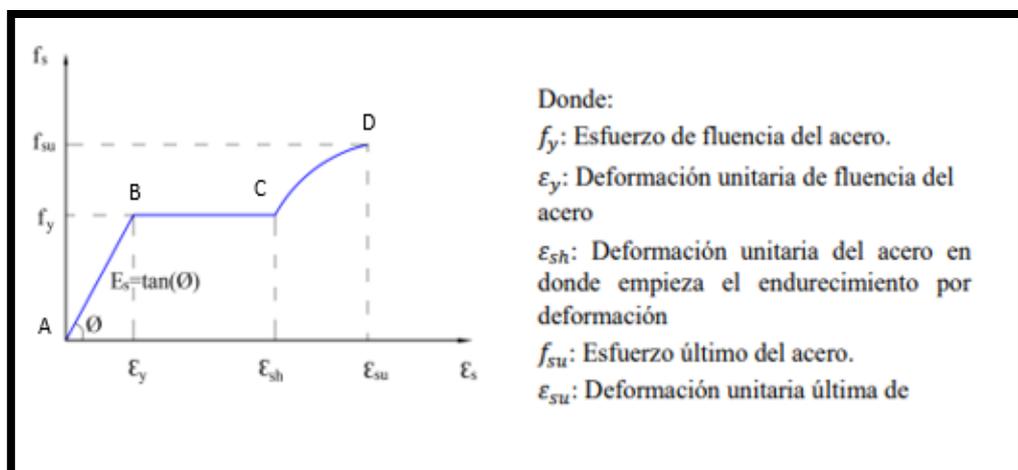


Nota: Park & Paulay (1980)

2.4.2.2 Tipo de curva de park y Paulay

Figura 24

Curva de Park y Paulay



Nota: Park & Paulay (1980)

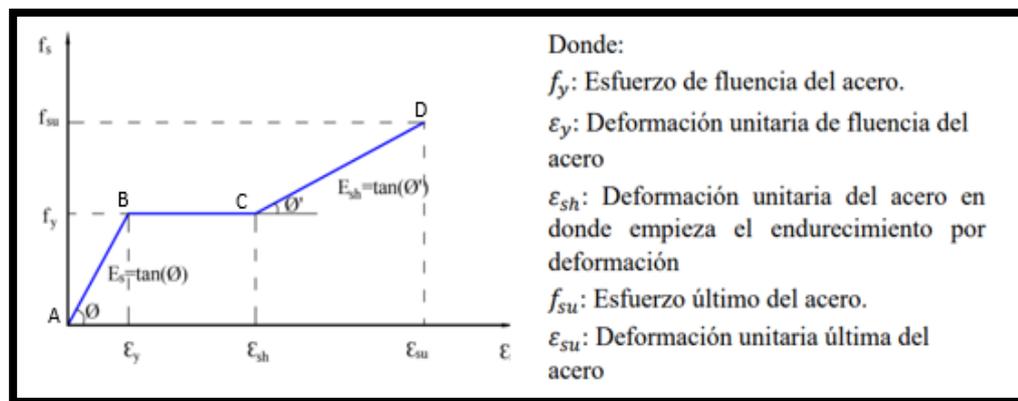
Este modelo de curva pertenece a una idealización más refinada tal como se puede ver en la figura 24.

Los valores para un esfuerzo y deformación al inicio del punto de fluencia son (ϵ_y, f_y) , y para el endurecimiento sus valores corresponden a (ϵ_{sh}) y a la falla (ϵ_{su}, f_{su}) ; puntos donde son muy necesarios para delimitar la curva.

2.4.2.3 Tipo de curva trilineal

Figura 25

Representación Trilineal



Nota: Park & Paulay (1980)

En la figura 25, tal como se ve el tramo AB representa el rango elástico, caracterizado por tener una pendiente comparable a su módulo de elasticidad (E_s), la recta BC, denominado también escalón de fluencia (f_y), la deformación se incrementa hasta ϵ_{sh} (deformación al comienzo de la región de endurecimiento).

En la parte final, denotada como CD, se menciona la zona de endurecimiento producto de la deformación, e indica la pendiente igual a ϵ_{sh} .

2.4.3. Tipo esfuerzo deformación para el concreto

La relación de esfuerzo y la deformación para el concreto es más complicada que del acero, ya que no tiene una forma definida. Esto se debe

también a diversas causas, como la duración de la carga, de la calidad de los materiales, del confinamiento, entre otros factores.

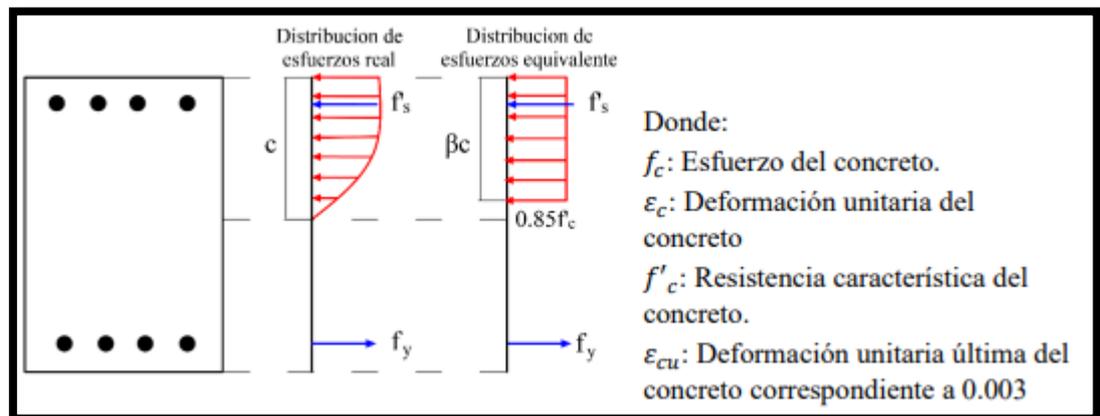
A continuación, en los siguientes ítems se presentan algunos modelos conocidos:

2.4.3.1 Concreto no confinado

- **Bloque rectangular del ACI o Whitney**

Figura 26

Representación de Whitney.



Nota: Adaptado de Whitney (1937)

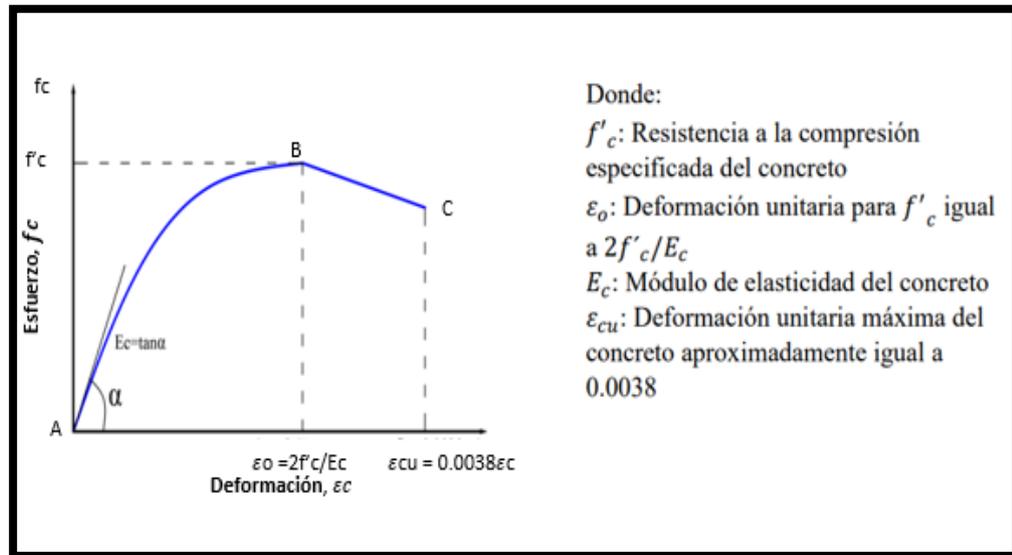
Whitney (1987), también denominado bloque del ACI, es muy empleado en el diseño y evaluación ya que es muy básico y conservador. Este tipo de modelamiento considera una distribución uniforme de forma rectangular de esfuerzos de compresión. Y “ β ”, tiene un valor de 0.85 para los concretos donde su resistencia es menor a 280 kg/cm², como se puede apreciar en la figura 26. Este tipo de modelo cuenta con la aprobación del ACI, así como de la normativa peruana; lo cual hace válido para hacer diseños de secciones de concreto armado.

- **Curva de Hognestad**

Este tipo de modelo es uno de los más utilizados para interpretar el comportamiento para un concreto no confinado (Ottazzi, 2003).

Figura 27

Curva no confinado de concreto de Hognestad .



Nota: Adaptado de Hognestad (1951)

Como se puede apreciar en la figura 27, la sección AB adopta una forma parabólico debido al aumento de la deformación en el concreto, esto hasta alcanzar $\epsilon_0 = 0.002$, valor que corresponde el máximo esfuerzo a compresión ($f'_c = 0.85 f_c$), este segmento se representa de manera cercana por una parábola.

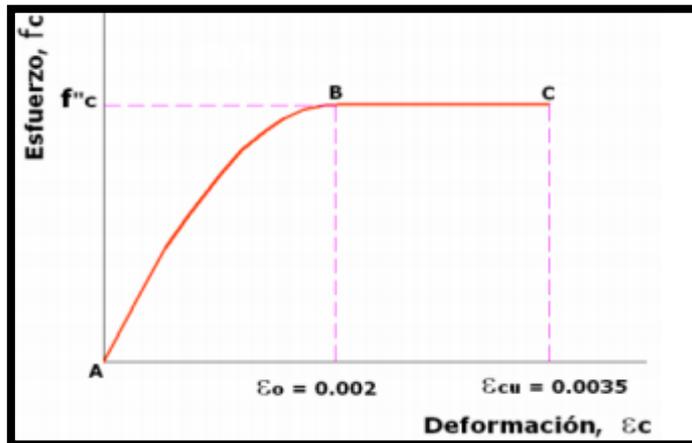
La línea BC, indica la disminución de la resistencia del concreto, a causa de fisuras internas existentes que se han ido formado en los componentes, así mismo la deformación continuara incrementándose hasta alcanzar un valor máximo (ϵ_{cu} , comprendido entre 0.003 y 0.004), que coincide al punto de ruptura o falla del elemento.

- **Curva del CEB**

El comité europeo del concreto (CEB 1978), figura 28, propone un modelo inelástico perfectamente plástico. Este tipo de modelo se emplea para diseños de concreto armado en flexión simple (Ottazzi, 2003).

Figura 28

Grafico parábola - rectángulo de cálculo CEB.



Nota: Park & Paulay (1980)

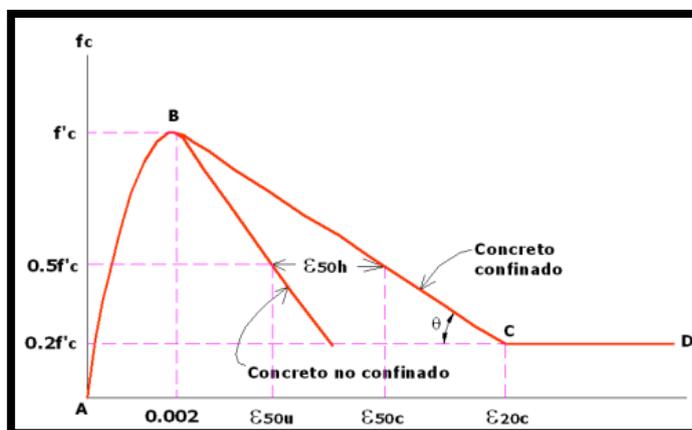
De forma similar al modelo comentado anteriormente, muestra un sector AB que tiene forma de parábola hasta alcanzar los puntos de máxima tensión en el concreto ($f'_c = 0.85f_c$) y la deformación que corresponde a esos puntos (ϵ_0). La deformación del concreto seguirá aumentando hasta alcanzar su valor máximo (ϵ_{cu}) el cual se producirá cuando el concreto está sometido a esfuerzos continuos (Navarro & Fernández, 2006).

2.4.3.2 Concreto confinado

- **Curva de kent y park**

Figura 29

concreto confinado con estribos rectangulares.



Nota: Navarro & Fernández (2006)

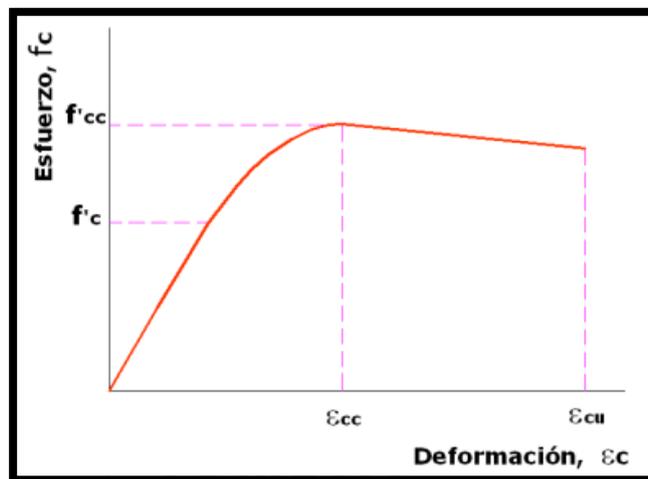
Este tipo de modelo de kent y park es muy usado para casos de concreto confinado con estribos rectangulares.

Como se puede apreciar en la figura 29, no se ha modificado la resistencia del concreto por la presencia del confinamiento, más bien su efecto se ha considerado en la longitud de la rama descendente de la curva (Park & Paulay, 1980).

- **Curva de Mander**

Figura 30

Curva para concreto confinado de Mander.



Nota: Mander, Priestley y Park (1988)

Este tipo particular de modelo, que puede verse en la figura 30, tiene una curva inicial que se eleva más allá de la resistencia no confinada del concreto f'_c , y finalmente alcanza la resistencia confinada a la compresión f'_{cc} . A esta sección le sigue una curva decreciente que viene determinada por las especificaciones del acero de confinamiento (Paulay & Priestkey, 1992).

La curva esfuerzo y deformación de Mander se caracteriza por la siguiente ecuación mostrada:

$$f_c = \frac{(f'_{cc} \cdot x \cdot r)}{(r - 1 + xr)}$$

Donde:

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}}$$
$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right]$$
$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + 1.4 \frac{\rho_s f_{yh} e_{sm}}{f'_{cc}}$$
$$r = \frac{E_c}{(E_c - E_{sec})}$$
$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}}$$

En esta presente investigación, se ha trabajado con la curva esfuerzo – deformación de Mander para concreto confinado en compresión.

2.5. **NORMATIVAS ACTUALES Y VIGENTES PARA EL DISEÑO**

La documentación relativa a los procesos de diseño y análisis de respuesta de los sistemas estructurales propuestos se obtuvo de publicaciones, códigos y reglamentos para llevar a cabo esta investigación. Durante la investigación, se utilizaron los siguientes documentos.

La norma E-0.20 "cargas" se empleó para la medición de cargas en el análisis lineal. Para el análisis sísmico se utilizó la norma E-0.30 "diseño sismorresistente". Para el diseño de los elementos estructurales se utilizaron las normas E-0.60 y E-0.70.

Para la evaluación y análisis no lineal se ha consultado las normas ATC-40, SEAOC, FEMA 440, donde hacen mención a los métodos, procedimientos, sectorización entre otros.



2.6. DESARROLLO PARA UN ANALISIS Y DISEÑO LINEAL

2.6.1. Generalidades

La estructura actual del trabajo de investigación se basa en el "Reglamento Nacional de Edificaciones" (RNE), que tiene como referencias básicas los siguientes ítems del RNE:

- Norma E.020 Cargas
- Norma E.030 Diseño Sismo resistente
- Norma E.050 Suelos y Cimentaciones
- Norma E.060 Concreto Armado
- Norma E.070 Albañilería

2.6.2. Estructuración

De acuerdo con (Oviedo, 2016) en su libro sobre Diseño Sismorresistente de Edificaciones de Concreto Armado, se establece que la estructuración debe ser conceptualizada como un sistema o conjunto de elementos y componentes que se organizan de manera ordenada para cumplir con una función específica. El desarrollo de un sistema, comienza con la formulación de los objetivos que se intenta alcanzar y de las restricciones que deben tenerse en cuenta. El proceso es repetitivo; inicia con consideraciones generales, que se afinan en aproximaciones, a medida que se recopila información sobre el problema.

Criterios para una estructuración adecuada

- Simplicidad y simetría

La experiencia ha demostrado que el comportamiento sísmico de las estructuras simples es superior en varios aspectos estructurales. Esto se debe

al hecho de que el comportamiento sísmico de las estructuras simples es más fácil de predecir durante el diseño que el de las estructuras complejas, y también es mucho más sencillo conceptualizar una estructura simple que una compleja (Blanco, 1994).

Como se ilustra en la figura 31, en caso de que los centros de masa y rigidez no coincidan, puede prevalecer un efecto de torsión sobre la resistencia de los elementos, además de la traslación.

Figura 31

Asimetría en elevación y planta



Nota: Recuperado de <http://textos.pucp.edu.pe/texto/C07-Predimensionamiento-y-Estructuración-Curso-Albañilería-Estructural>

- **Resistencia y Ductilidad**

La estructura planteada para la edificación debe de contar con una resistencia adecuada frente a las distintas cargas ya sean de sismo o cargas permanentes; las resistencias frente a las cargas de sismo deben de existir por lo menos en las dos direcciones ortogonales, de tal manera que se garantice la estabilidad de la estructura. Al considerar la ductilidad a una estructura de concreto armado, y teniendo en cuenta que el concreto es un material por

naturaleza frágil debemos de dar una adecuada ductilidad a los elementos, generando así que ocurra primero una falla dúctil y no frágil (Blanco, 1994).

- **Monolitismo e Hiperestaticidad**

La presencia de hiperestaticidad en las estructuras aumenta su capacidad de resistencia al facilitar el desarrollo de rótulas plásticas, que mejoran la disipación de la energía sísmica. La característica monolítica de una estructura, como se ilustra en la figura 32, significa que, debido a su composición del mismo material, toda la estructura funciona como un solo elemento (Blanco, 1994).

Figura 32

Rótula plástica en viga y losa monolítica



Nota: Recuperado de <http://es.slideshare.net/luisventura52/hav-capitulo-i>

- **Continuidad y Uniformidad de la Estructura**

Toda estructura deberá mantener una continuidad tanto en su distribución horizontal como en vertical como se puede ver en la figura 33, esto garantiza que no haya o genere cambios muy bruscos de rigidez en los componentes estructurales ya que de esta manera podremos evitar concentraciones de esfuerzos en dichos elementos (Blanco, 1994).

Figura 33

Continuidad de muros y discontinuidad de columna



Nota: Recuperado de <http://textos.pucp.edu.pe/texto/C07-Predimensionamiento>.

- **Rigidez Lateral**

Las edificaciones deberán contar con una rigidez lateral para que puedan resistir fuerzas horizontales y así no sufrir deformaciones importantes, estas deformaciones provocadas generalmente durante un sismo, ocasionan mayor efecto de pánico en los usuarios que habitan la edificación. Es por ello que será necesario contar con elementos estructurales que brinden una rigidez lateral como son las placas, muros las cuales podrán ser combinados con los pórticos conformados por vigas y columnas (Blanco, 1994).

2.6.3. Pre dimensionamiento de elementos estructurales

Es una etapa que permite estimar las dimensiones iniciales de los diferentes elementos estructurales, sobre la base práctica del Ingeniero “Antonio Blanco Blasco” y del R.N.E en su capítulo E-0.60 (concreto armado).

- **Pre dimensionamiento de losas aligeradas**

Según Blanco (1994), indica “Usar el peralte de losa aligerada, tomando los siguientes criterios” según la tabla 4.

Tabla 4

Dimensiones de losas en una dirección

Dimensiones según criterio	
Luz libre menor a 4.00 m	h= 17 cm
Luz libre entre 4.00 a 5.50 m	h= 20 cm
Luz libre entre 5.00 a 6.50 m	h = 25 cm
Luz libre entre 6.00 a 7.50 m	h = 30cm

Nota: Alturas de losa aligerada de acuerdo a la luz libre existente

- **Pre dimensionamiento de vigas**

El RNE en su capítulo E – 0.60 (Concreto Armado), recomienda:

$$h = L/10 \geq 0.25 \text{ m}$$

$$h = L/12 \geq 0.25 \text{ m}$$

$$b = 0.3h @ 0.5h \geq 0.25 \text{ m}$$

Donde:

b : base de la viga

h : Peralte de la viga

L : Longitud entre ejes de columna

Blanco (1994), sugiere dimensiones más usuales en vigas

- Luces $\leq 5.50 \text{ m}$: 0.25 x 0.50, 0.30 x 0.50
- Luces $\leq 6.50 \text{ m}$: 0.25 x 0.60, 0.30 x 0.60, 0.40 x 0.60
- Luces $\leq 7.50 \text{ m}$: 0.25 x 0.70, 0.30 x 0.70, 0.40 x 0.70, 0.50 x 0.70
- Luces $\leq 8.50 \text{ m}$: 0.30 x 0.75, 0.40 x 0.75, 0.30 x 0.80, 0.40 x 0.80

El RNE en su capítulo E – 0.70 para (Albañilería confinada), recomienda:

- El peralte mínimo de las vigas soleras será igual al espesor de la losa de techo.
- Para el ancho mínimo en una viga solera será equivalente al ancho del muro portante.

• Pre dimensionamiento de Columnas

Debido a que las columnas están sujetas a la carga axial y al momento de flexión, su tamaño debe ser considerado. De manera similar, evaluamos cuál de los dos tiene un impacto en el dimensionamiento. Podemos observar que cuando se analiza un edificio con muchos niveles, la carga axial juega un papel importante en la estructura. En contraste con el momento en que se dimensiona buscando una sección total con el objetivo, la carga axial en servicio ejerce un esfuerzo de 0,45 f_c . En cambio, si examinamos un edificio con luces pequeñas pero significativas, podemos observar que los momentos pueden causar excentricidades significativas. En otras palabras, buscamos una sección con un peralte significativo que la dirección debe tener en cuenta (Blanco, 1994).

Para el pre dimensionamiento se elegirá los diferentes tipos de columna tal como se ve en la tabla 5, con sus cargas más críticas y luego realizar su metrado de cargas correspondiente.

$$bD = \frac{P}{n \cdot f'_c}$$

Donde:

D : dimensión de la sección en la orientación del análisis sísmico de la columna.

b : la otra dimensión de la sección de la columna.

P : Carga total que soporta la columna.

n : Factor que define el tipo y comportamiento estructural de la columna.

f'_c : resistencia a compresión del concreto.

Tabla 5*Pre dimensionamiento de columnas y sus valores “n” y “p”*

Valores de n y P				
Tipo de columna			P	n
Por altura	C1	Primer Nivel	1.10P	0.3
		Cuatro ultimos niveles	1.10P	0.25
Por Ubicación	C2 & C3	Columnas externas de porticos interiores	1.25P	0.25
	C4	Columnas de esquina	1.50P	0.2

Nota: Adaptado del RNE

- **Pre dimensionamiento de Columnas de confinamiento**

Las columnas de confinamiento tendrán un peralte mínimo de 15 cm. En situaciones donde las vigas soleras se interrumpen debido a la presencia de ductos en la losa del techo o a limitaciones en los límites de la propiedad, la altura mínima de la columna de confinamiento correspondiente debe ser lo suficientemente amplia para permitir el anclaje de la sección recta del refuerzo longitudinal presente en la viga solera, además del recubrimiento necesario (RNE, 2018).

- **Pre dimensionamiento de muros portantes**

$$t \geq \frac{h}{20} \text{ para las zonas sismicas 2 y 3}$$

$$t \geq \frac{h}{25} \text{ para la zona sismica 1}$$

Donde:

h: es la altura libre entre los elementos de arriostre horizontales o la altura efectiva de pandeo

t : espesor efectivo del muro

2.6.4. Cargas y combinaciones de carga

Toda estructura, en este caso un modelo de sistema estructural, será sometida a cargas y fuerzas generadas por peso propio, cargas vivas y fuerzas de

sismo, entre otras. Estas cargas y fuerzas tendrán efectos ambientales, asentamientos diferenciales y cambios en las secciones que limitarán el análisis de la estructura.

- **Carga muerta**

Se considera al peso real de los materiales que conforman y de los que deberán soportar la edificación, calculados en base a los pesos unitarios que aparecen en la tabla 6, (R.N.E, 2018).

Tabla 6

Materiales usados comúnmente y sus pesos específicos.

Materiales	KN/m³ (kgf/m³)
Materiales de Albañilería	
Unidades de arcilla cocida solidas	18.0 (1800)
Unidades de arcilla cocida huecas	13.0 (1350)
Concreto Simple de	
Grava	23.0 (2300)
Concreto armado	Añadir 1.0 (100) al peso del concreto simple

Nota: Adaptado de la Norma E-0.20

También podrá usarse pesos unitarios menores cuando se justifique. debidamente (R.N.E, 2018).

- **Carga viva**

Se emplearán minimamente los valores que se indican en la tabla 1 del capítulo E-0.20 del R.N.E, según los diferentes tipos de uso. Cuando el uso u ocupación no este mencionado con ninguno de los mencionados en la tabla 1 el proyectista determinara la carga viva proporcionando un soporte detallado del peso empleado. En cada proyecto debe mencionarse claramente el valor de los considerado en dicho edificio (R.N.E, 2018).

A continuación, en la tabla 7, se menciona algunas cargas vivas aplicadas en el trabajo de investigación.



Tabla 7

Cargas mínimas usadas como sobrecargas

OCUPACIÓN O USO	CARGAS REPARTIDAS Kpa (Kgf/m ²)
Hoteles	
Cuartos	2.0 (200)
Salas públicas	De acuerdo a lugares de asamblea
Almacenaje y servicios	5.0 (500)
Corredores y escaleras	4.0 (400)
Tiendas	5.0 (500) Ver 6.4
Corredores y escaleras	5.0 (500)
Viviendas	2.0 (200)
Corredores y escaleras	2.0 (200)

Nota: Adaptado de la norma E – 0.20.

- **Combinaciones de carga**

De acuerdo al R.N.E, en su capítulo E- 0.60, las combinaciones sugeridas para el diseño para concreto armado son las siguientes.

Las combinaciones empleadas para nuestro diseño lineal fueron las siguientes:

U1: 1.4 CM + 1.7 CV

U2: 1.25 (CM + CV) + SX

U3: 1.25 (CM + CV) - SX

U4: 1.25 (CM + CV) + SY

U5: 1.25 (CM + CV)-SY

U6: 0.9 CM + SX

U7: 0.9 CM - SX

U8: 0.9 CM + SY

U9: 0.9C M – SY

Donde:

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

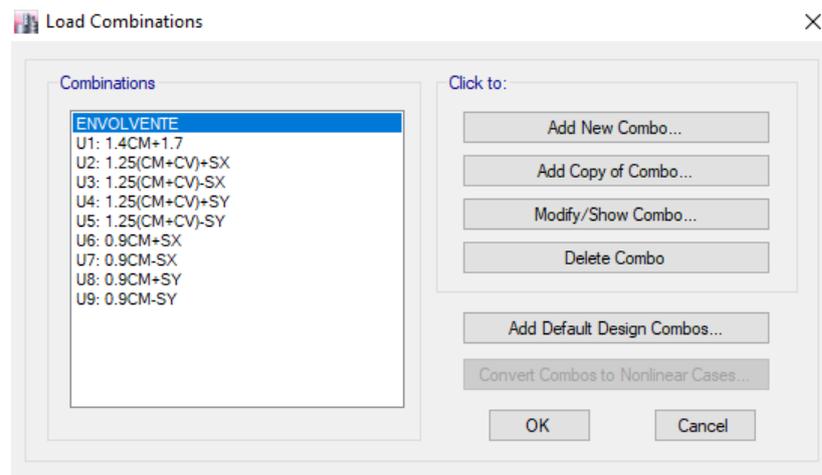
SX: Carga de sismo en la dirección X

SY: Carga de sismo en la dirección Y

Todas estas combinaciones han sido ingresadas al software como se puede ver en la figura 34.

Figura 34

Asignación de cargas



Nota: Combinaciones de carga consideradas en el software Etabs v.16

2.6.5. Diseño para concreto armado en los elementos estructurales

En un diseño se tomarán en consideración los siguientes conceptos siguientes.

La resistencia nominal de cada elemento también se conoce como resistencia de diseño, que se modifica por un factor de resistencia según la demanda. Hay tres diseños de resistencia:

- Flexion : $\phi M_n \geq M_u$
- Cortante : $\phi V_n \geq V_u$
- Axial : $\phi P_n \geq P_u$

Los factores de reducción mencionados anteriormente están descritos en la norma E – 0.60, dependiendo del tipo de sollicitación estructural.

En estos factores de reducción de capacidad como se ve en la tabla 35, están incluidos errores en los cálculos, cambios en la resistencia de los materiales, mano de obra empleada y dimensiones. Las vigas, que son estructuras diseñadas para fallar fácilmente a la flexión con la fluencia del acero en tracción, tienen el valor más alto de ϕ . En contraste, las columnas tienen el valor más bajo de ϕ porque pueden fallar en modo frágil cuando la resistencia del concreto es esencial, lo que provoca el colapso de toda la estructura, lo que resulta en una reparación muy difícil

Figura 35

Factores de reducción para el diseño

FACTORES DE REDUCCION	ϕ
Para flexion	0.90
Para cortante y torsion	0.85
Para flexo- compresion (Columnas)	
Para elementos con refuerzo en espiral	0.75
Para elementos con refuerzo estribos	0.70

Nota: Adaptado del RNE E – 0.60, 2018

2.6.5.1. Peralte efectivo (d)

Es la altura desde el punto de la fibra más alejada en compresión hasta el centroide de la capa de varillas en tracción.

El peralte efectivo está dado por:

$$d = h - Rec - \phi_{estr.} - \frac{\phi_{long.}}{2}$$

Donde:

d : peralte efectivo



- h : altura de la viga
- Rec : recubrimiento
- $\emptyset_{estr.}$: diámetro del estribo
- $\emptyset_{long.}$: diámetro del acero longitudinal

Sin embargo, en ocasiones cuando no se conoce el diámetro del acero, es posible estimar el peralte de la siguiente manera:

Para refuerzos en una sola capa $d = h - 6 \text{ cm}$

Para refuerzos en dos capas $d = h - 9 \text{ cm}$

2.6.5.2. Diseño de elementos sometidos a flexión

Los miembros en flexión son elementos estructurales de sección prismática sujetos a cargas transversales las cuales producen solicitaciones de flexión y cortante. Estos elementos estructurales deben ser diseñados para tener la resistencia suficiente frente a las solicitaciones (flexión y cortante).

Para el diseño estructural deberá cumplir:

$$M_u = \emptyset M_n$$

Donde:

M_u : Momento último

M_n : Momento nominal

\emptyset : Factor de reducción

2.6.5.3. Cuantía de acero en tracción (ρ)

Estas cuantías de acero son muy necesarias ya que otorgan la resistencia requerida en un diseño estructural, además el acero es un elemento muy resistente a fuerzas de tracción, y complementan al buen comportamiento frente a esfuerzos

de compresión del concreto. La cuantía de refiere básicamente a la relación entre el área de acero respecto al área bruta del elemento estructural de concreto, en su sección transversal.

La ecuación de la cuantía está dada por:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d}$$

Para poder utilizar el diseño basado en flexión para los elementos debemos de tener en consideración el tipo de falla deseado, el cual deberá ser la falla dúctil donde la sección experimenta deformaciones significativas.

$$\rho = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

El valor β_1 es 0.85 cuando la resistencia del concreto es inferior a que 280 kg/cm^2 . Si este no es el caso este disminuirá en 0.05 por cada incremento de 70 kg/cm^2 en la resistencia del concreto, no siendo su valor menor a 0.65.

Para poder calcular el área de acero requerido en el diseño existen tres métodos

- Método de la ecuación cuadrática
- Método del tanteo
- Método de las tablas del ACI (Parámetro k)

Tipos de fallas: Según Blanco (1994).

Existen tres tipos de falla en la flexión

- *falla dúctil*: Se conoce como falla dúctil cuando el acero en tracción llega primero a su estado de fluencia antes que el concreto inicie su aplastamiento en el extremo comprimido.

$$\rho < \rho_b$$

- *falla balanceada*: Se conoce como falla balanceada si simultáneamente inicia la fluencia del acero y el aplastamiento del concreto.

$$\rho = \rho_b$$

- *falla frágil*: Se conoce como falla frágil si primeramente se inicia el aplastamiento del concreto antes que inicie la fluencia del acero en tracción la cual implica una falla violenta.

$$\rho > \rho_b$$

2.6.5.4 Diseño de columnas

Las columnas son componentes estructurales que son sometidos principalmente a esfuerzos de flexo - compresión. Por lo tanto, toda sección sujeta a estos esfuerzos ya mencionados debería estar diseñada de tal modo que la composición de esfuerzos actuantes siempre fuera inferior que la combinación de momento flector y carga axial resistente. Esto se representa en un diagrama de interacción (RNE, 2018).

$$Pu \leq \phi P_n$$

Para nuestra investigación desarrollada, las columnas se han diseñado empleando el software ETABS 2016; haciendo cumplir las exigencias de resistencia y cuantías mínimas.

- **Cuantía mínima**

La cuantía mínima establecida en el RNE es del 1% la cual representa la relación entre el área de acero y el área de la sección bruta de la columna.



- **Cuantía máxima**

De acuerdo con el RNE, el acero longitudinal máxima permitida es del 6%. Este límite es proporcional a la superficie de acero respecto a la superficie bruta de la sección del pilar.

Controlar las deformaciones en función del tiempo y garantizar que el momento de fluencia supere al momento de fisuración constituye al límite inferior del área de refuerzo longitudinal. Por el contrario, el límite superior sirve principalmente para evitar que las secciones presenten un comportamiento frágil, abordando la congestión del acero.

2.6.6. Diseño para elementos estructurales de albañilería confinada

En esta sección se llevará a cabo el cálculo de la resistencia al corte global, las fuerzas internas bajo condiciones de sismo severo, sismo moderado y la respectiva verificación del agrietamiento en los niveles. Para el diseño se tendrá en cuenta las siguientes procedimientos o etapas (RNE, 2018).

- Densidad mínima de muros
- Control de fisuración
- Verificación de la resistencia al corte del edificio
- Verificación de necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros
- Verificación del agrietamiento diagonal en los entrepisos

Para nuestro proyecto se tendrán en cuenta las siguientes variables:

L : Longitud de cada muro en sus respectivas direcciones.

Pg : Peso gravitacional considerando (100%CM+25%CV).

Ve : Fuerza cortante del muro producido por el sismo moderado.

Me : Momento flector del muro producido por el sismo moderado.



- Vu** : Fuerza cortante última producido por el sismo severo.
- Mu** : Momento flector último producido por el sismo severo.
- VE** : Cortante obtenido del entrepiso producido por el sismo severo.
- v'm** : Resistencia al corte de los muros de albañilería.
- α** : Factor de reducción de resistencia al corte por efectos de esbeltez.
- t** : Espesor de muros.

2.6.6.1 Densidad mínima de muros

La densidad mínima para los muros portantes, se emplea también para el pre dimensionamiento, con el fin de evitar posibles escenarios de colapso completo. La densidad efectiva de muros portantes para resistir sismos severos se calcula mediante la fórmula de verificación de la resistencia al corte del edificio. La densidad mínima de muros portantes a reforzar en cada dirección del edificio se obtendrá mediante la siguiente expresión (RNE, 2018).

$$\frac{\text{Area de Corte de los Muros Reforzados}}{\text{Area de la Planta Típica}} = \sum \frac{L \cdot t}{A_p} \geq \frac{Z \cdot U \cdot S \cdot N}{56}$$

Donde “Z”, “U” y “S” corresponden a los factores de zona sísmica.

N: número de pisos

L: longitud total del muro

t: espesor efectivo del muro

La distribución de muros con sus nomenclaturas respectivas se encuentra en el apartado de Anexos – planos de estructuras de albañilería confinada.

2.6.6.2. Esfuerzo axial máximo

El esfuerzo axial máximo (σ_m), originado por la carga de gravedad máxima de servicio), incluyendo el 100% de carga viva, será menor a:

$$\sigma_m = \frac{P_m}{L \cdot t} \leq 0.2f_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0.15f'_m$$

En caso de que el esfuerzo axial actuante en el muro no cumpla con lo establecido por la norma E 0.70 se recomienda cambiar el tipo de ladrillo, y/o tipo de se aparejo (soga, cabeza) hasta verificar que cumpla según la formula (RNE, 2018).

2.6.6.3. Control de fisuración

El propósito de este monitoreo es prevenir la fisura de los muros en caso de sismos moderados, que son los más comunes. Por lo tanto, se tiene cuenta las fuerzas cortantes generadas por un sismo moderado. Se debe comprobar en cada entrepiso que los muros de albañilería cumplan con la expresión que regula la aparición de fisuras por corte (RNE, 2018).

$$V_e \leq 0.55 V_m = \text{Fuerza cortante admisible}$$

Para unidades de arcilla

$$V_m = 0.5v_m \cdot \alpha \cdot t + 0.23P_g$$

Donde:

V_e : fuerza cortante producida por el sismo severo

V_m : fuerza cortante asociada al agrietamiento diagonal

v_m : resistencia característica a corte de la albañilería

P_g : carga gravitacional

L : longitud total del muro

α : *Factor de reducción de resistencia al corte*

2.6.6.4. Verificación de la resistencia al corte del edificio

- a) Con el fin de brindar una resistencia y rigidez adecuada al edificio, es necesario que la resistencia al corte supere la fuerza cortante producida por el sismo severo es decir que:

$$\sum V_{mi} \geq V_{Ei}$$

Donde:

V_{Ei} : Se refiere a la fuerza cortante presente en el entrepiso “i” de la edificación, producida por el sismo severo.

V_{mi} : Resistencia al corte de los muros.

2.6.6.5. Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros

- Cualquier muro confinado que experimente una fuerza cortante durante un sismo de diseño que sea superior o igual a su resistencia al corte $V_u \geq V_m$, o que exhiba un esfuerzo a compresión axial generada por la carga de gravedad considerando toda la sobrecarga, $\sigma_m = \frac{P_m}{LT}$, mayor o igual que $0.05f_m$, debe tener las columnas de confinamiento con su refuerzo horizontal anclado.
- En edificaciones con más de tres niveles, será necesario aplicar refuerzos horizontales a todos los muros estructurales del primer nivel.

2.6.6.6. Verificación del agrietamiento diagonal en los entrepisos superiores

En cada entrepiso al primero, deberán verificarse para cada muro confinado que:

$$V_{mi} > V_{ui}$$

En caso de que esta condición no sea cumplida, el entrepiso “i” experimentara agrietamientos y sus confinamientos de dicho entrepiso deberán ser diseñados para resistir “ V_{mi} ”, de manera analoga al primer entrepiso (RNE, 2018).

2.6.6.7. Diseño de columnas de confinamiento

Para el diseño de las columnas de confinamiento se ha empleado lo estipulado según la norma E 0.70 del Reglamento Nacional de Edificaciones, tal como se aprecia en la tabla 8.

Tabla 8

Esfuerzos internos generados en columnas de confinamiento.

FUERZAS INTERNAS EN COLUMNAS DE CONFINAMIENTO			
COLUMNA	V_c (fuerza cortante)	T (tracción)	C (compresión)
INTERIOR	$\frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$V_{m1} \frac{h}{L} - P_c$	$P_c - \frac{V_{m1} \cdot h}{2L}$
EXTREMA	$1.5 \frac{V_{m1} \cdot L_m}{L(N_c + 1)}$	$F - P_c$	$P_c + F$

Nota: Adaptado del RNE E – 0.60, 2018

Donde:

V_{m1} : Resistencia al corte de los muros de albañilería del piso 01

L_m : Longitud del paño mayor o 0.5L, lo que sea mayor

N_c : Número de columnas de confinamiento

P_c : Sumatoria de cargas gravitacionales

h : Altura del primer entrepiso

- **Diseño por compresión:**

El cálculo del área de la sección se realizará considerando que la columna esta conectada en su longitud por el panel de albañilería al que se encuentra confinando y por los muros transversales de ser el caso. El área del

núcleo (A_n) bordeado por los estribos se obtendrá mediante la expresión. (E-0.70,2018, pág. 11)

$$A_n = A_s + \frac{C/\phi - A_s f_y}{0.85 \delta f'_c}$$

Donde:

ϕ : 0.7 o 0.75, según se utilice estribos cerrados o zunchos, respectivamente

δ : 0.8, para columnas sin muros transversales, 1 para muros transversales

- **Diseño por corte fricción (V_c):**

La sección transversal (A_{cf}) de las columnas de confinamiento se diseñara para soportar la acción de corte fricción, con la expresión siguiente. (E070,2018, pág. 11).

$$A_{cf} = \frac{V_c}{0.2 f'_c \phi} \geq A_c \geq 15t \text{ (cm}^2\text{); donde } \phi = 0.85$$

- **Determinación del refuerzo vertical**

El refuerzo vertical colocado en las columnas de confinamiento debe tener la capacidad de soportar la acción combinada de corte-fricción y tracción; así también, debe desarrollar por lo menos una tracción igual a la capacidad resistente a tracción del concreto; para su diseño se debe colocar 4 varillas para formar un núcleo confinado. El refuerzo vertical (A_s) será la suma del refuerzo requerido por corte – fricción y el refuerzo requerido por tracción (A_{st}). (E070,2018, pág. 12)

$$A_{sf} = \frac{V_c}{f_y \cdot \mu \cdot \phi} \quad ; \quad A_{st} = \frac{T}{f_y \cdot \phi}$$

$$A_s = A_{sf} + A_{st} \geq 0.1 \frac{f'_c \cdot A_c}{f_y} \dots \dots \dots (\text{minimo } 4 \phi 8\text{mm})$$

Donde:

Para el diseño el factor de reducción será $\phi = 0.8$, así mismo cuenta con un coeficiente de fricción de valor $\mu = 0.8$, para juntas sin tratamiento y $\mu = 1.0$, para juntas sin la lechada de cemento y sea rugosa.

- **Determinación de los estribos de confinamiento**

Los estribos de las columnas de confinamiento podrán ser ya sea estribos cerrados con ganchos a 135° , estribos de $1\frac{3}{4}$ de vuelta o zunchos con ganchos a 180° . En los extremos de las columnas, en una altura no menor de 45 cm o $1.5d$ (por debajo o encima de la solera, dintel o sobrecimiento), deberá colocarse el menor de los siguientes espaciamientos entre estribos. (E070,2018, pág. 12).

$$s_1 = \frac{A_v \cdot f_y}{0.3 t_n f'_c \left(\frac{A_c}{A_n} - 1 \right)} \quad s_2 = \frac{A_v \cdot f_y}{0.12 t_n f'_c}$$
$$s_3 = \frac{d}{4} \geq 5 \text{ cm} \quad s_4 = 10 \text{ cm}$$

Donde:

d : Peralte de la columna

t_n : Espesor del núcleo confinado

A_v : Suma de las ramas paralelas del estribo

2.6.6.7. Diseño de vigas soleras

El área de la sección transversal de la viga solera (A_{CS}), debe de ser lo bastante amplia para contener el refuerzo longitudinal (A_S), permitiendo usar vigas chatas con un peralte igual al espesor de la losa del techo. En la solera se colocará estribos mínimos (RNE, 2018).



$$T_s = V_{m1} \cdot \frac{L_m}{2L}$$
$$A_s = \frac{T_s}{\phi f_y} \geq 0.1 \frac{f'_c \cdot A_{cs}}{f_y}$$

Donde:

ϕ : 0.9

A_{cs} : Área de la sección transversal de la solera

2.7. COSTOS Y PRESUPUESTOS

2.7.1. Definición de metrado

El metrado es el cálculo o la cuantificación por partidas de la cantidad de obra a ejecutar, el fraccionamiento de la cuantificación se realiza a través de partidas que conforman una lista ordenada de trabajos y requerimientos definidos. Los metrados se realizan con el objetivo de calcular la cantidad de obra a realizar, que al ser multiplicado por su costo unitario el cual está conformado por la mano de obra, equipos, herramientas y materiales; se obtiene un costo (Ramos, 2019).

Vásquez (2011), Podemos definir el metrado como la cantidad a obtener, definida por el nombre de la partida y su unidad, la cual es calculada por mediciones acotadas en los planos y/o con el uso del escalímetro, aunque no existe en la base de datos de la Real Academia Española. El metrado se calcula para calcular la cantidad de trabajo a evaluar, presupuestar y programar, así como para calcular los materiales de obra, la cantidad de horas de mano de obra y la cantidad de horas de maquinaria utilizadas para una partida específica.

2.7.2. Definición de presupuesto

Según la ICG (2021), define que el presupuesto de obra está definido por un costo directo (suma total de partidas), conformado por el análisis de precios



unitarios que es el precio parcial por unidad de medida, para el cual comprende la inversión que se necesita para ejecutar una partida. Los precios unitarios están conformados por la mano de obra, materiales, equipo y herramientas.



CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. MATERIALES

3.1.1. Materiales en evaluación

Para el presente trabajo de investigación se ha considerado como materiales en evaluación al concreto, acero de refuerzo y muros portantes de albañilería todos estos pertenecientes y que conforman la estructura de pórticos de concreto armado y albañilería confinada en estudio.

3.1.2. Materiales empleados para el proceso de la investigación

Los materiales que serán considerados dentro del proyecto tienen como finalidad obtener una buena investigación, además se desarrollará una metodología la cual permitirá obtener las respuestas estructurales de ambos sistemas planteados de la edificación como son las derivas de entrepiso a través del análisis dinámico lineal, costos y así mismo también podremos determinar el desempeño sísmico el cual podrá compararse y evaluarse entre los dos sistemas estructurales. Por lo cual detallamos a continuación:

- **Software ETABS 2016**

Este software ha tenido un papel fundamental en el modelamiento y diseño lineal de la estructura para el sistema de porticos y albañilería confinada, por otro lado también ha sido esencial en el análisis estáticos no lineal, logrando obtener resultados muy importantes; como son los desplazamientos de entrepiso, pesos sísmicos, diagrama de curva de capacidad, nivel de desempeño entre otros.



- **Software AutoCAD 2019**

Software de mucha importancia ya que se utilizó para plasmar a través de dibujos y gráficos todo el diseño de los diferentes elementos estructurales.

- **Microsoft Word, Excel**

Programas con amplia gama que se utilizaron durante el proceso de estudio.

- **Software Revit 2018**

Con el fin de diseñar la estructura arquitectónica, la distribución y la fachada del edificio propuesto para viviendas multifamiliares, se utilizará este software.

- **Software Safe 2016**

Programa empleado para el diseño de la cimentación, para los dos sistemas estructurales planteados (albañilería confinada y aporticado de concreto armado).

3.2. METODOLOGÍA DEL ANÁLISIS

3.2.1. Tipo de investigación

Pura o básica

Baena (2014), este tipo de investigación es el estudio de un problema destinado exclusivamente a la búsqueda de conocimientos. Su propósito es formular nuevos conocimientos o modificar los principios teóricos que ya existen, incrementando los saberes científicos.

Es básica, ya que destaca las ventajas y desventajas de cada sistema estructural frente a un sismo, proporcionando un conocimiento más técnico que



facilita la selección del sistema estructural apropiado para un edificio multifamiliar.

3.2.2. Nivel de investigación

Investigación Descriptiva:

Aunque no se formulen hipótesis, los estudios descriptivos son capaces de cuantificar variables por sí solos; las variables en cuestión se describen detalladamente en los objetivos del estudio (Arias, 2012).

Hernández et al. (2014), afirma que los estudios descriptivos tienen como objetivo medir y recopilar datos sobre las variables que se van a estudiar de forma grupal o individual, en la cuales se identifican las cualidades y rasgos específicos de cualquier fenómeno o acontecimiento que se va a estudiar.

Tamayo (2006), indica que la categoría de investigación descriptiva abarca la elaboración detallada, registro, interpretación y análisis de la naturaleza actual, así como la estructura o etapas de los cambios; este nivel de investigación se centra en destacar conclusiones predominantes o en comprender el funcionamiento actual de una persona, grupo o cosa. La investigación descriptiva se ocupa de realidades existentes, caracterizándose principalmente por proporcionar una interpretación precisa.

El nivel de estudio de nuestro trabajo de investigación es descriptivo ya que el trabajo involucra el comportamiento y determinar esa capacidad que poseerá el edificio, cuando esta será expuesta a diferentes demandas sísmicas.



3.3. POBLACIÓN Y MUESTRA

3.3.1. Población

Tamayo (2006), presenta la concepción de universo, el cual, aunque se le asigna una definición similar, difiere en contenido y tratamiento según los que produce. La población se refiere a la totalidad de un fenómeno de estudio e incluye todas las unidades poblacionales relacionadas con dicho fenómeno. Para un contexto de una investigación en particular, se cuantifica como un conjunto de N entidades que comparten una cualidad en especial, llamándose así a esto como población por representar la cantidad absoluta del fenómeno objeto de la investigación. Cuando se evalúa la totalidad de la población y no será necesario llevar a cabo un muestreo, se afirma que se explorado el universo.

Arias (2012), La población, o específicamente la población objetivo, se refiere a un conjunto de elementos, ya sea finito o infinito, que comparten características comunes y para los cuales serán extensivas las conclusiones de la investigación. La delimitación de esta está determinada por el problema de investigación y los objetivos planteados. Para la presente investigación se consideró como población a todas las edificaciones de cinco (05) niveles, destinadas a viviendas multifamiliares o departamentos de uso común dentro de la ciudad de Puno. Esto debido a que están sujetos a sufrir daños ante un eventual movimiento sísmico.

3.3.2. Muestra

Hernández et al. (2014), las muestras no probabilísticas, también conocidas como “muestras dirigidas”, representan un método de selección que se

guía por las características específicas de la investigación en lugar de basarse en un criterio estadístico de generalización.

Tamayo (2006), indica que la muestra se refiere al conjunto de procedimientos empleados para analizar la asignación de características específicas en la generalidad de un universo o grupo, basándose en la observación de una fracción de la población en cuestión. En el contexto de la investigación actual, la muestra consiste en un edificio de cinco (05) niveles destinado a departamentos ubicado en la ciudad de Puno.

Descripción del área de investigación

Ubicación del proyecto

La presente investigación evalúa el proyecto de la edificación de cinco niveles ubicada en el jirón José Balta con número 863 del barrio Huascar en la Ciudad de Puno.

Características de la estructura evaluada

Figura 36

Propuesta de vivienda multifamiliar



Nota: En la figura se puede apreciar la vivienda destinada a departamentos

Es una edificación que tiene un área de terreno de 240 m² y un área de construcción de 175 m², que cuenta con cinco (05) niveles, teniendo un diseño novedoso e innovador destinado para una vivienda multifamiliar.



- Primera Planta

Esta planta está compuesta por una cochera de tamaño mediano y un departamento constituido por tres dormitorios, tres baños, su cocina y una sala-comedor.

- Planta típica

Esta planta consta de cuatro niveles las cuales están destinadas para departamentos las cuales están compuestos por tres dormitorios, tres baños, su cocina, sala – comedor, su área de estudio y su cuarto de servicio.

3.3.3. Clasificación de la investigación: Transversal

Hernández et al. (2014), Para una investigación, el diseño transversal necesariamente recopila información en un solo momento y durante un solo periodo de tiempo. El objetivo es describir las variables y analizar cómo se relacionan entre si estas mismas variables en un momento determinado.

3.3.4. Diseño de la investigación: No experimental

Avila (2006) caracteriza la investigación no experimental como aquella en la que la variable independiente no puede ser manipulada, denominándola como atributiva. Así también no se realiza un control estricto sobre las variables desconocidas para este tipo de investigación. Se analizan dos conjuntos distintos con el objetivo de identificar cual es el factor que distingue y establece una relación causa y efecto. Los resultados obtenidos en una investigación ex post facto, no se puede manifestar con certeza una relación causal entre dos o varias variables, ya que se examina retrospectivamente el fenómeno en cuestión.

Identificación de Variables

Variables dependientes:



- Nivel de desempeño del pórtico de concreto armado y de la albañilería confinada (Variable cualitativa politómica).
- Costo del pórtico de concreto armado y la albañilería confinada (Variable cuantitativa continua).

VARIABLES INDEPENDIENTES

- Derivas inelásticas (Variable cuantitativa continua).
- Demandas sísmicas (Variable cuantitativa discreta).

3.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS PARA RECOLECTAR DATOS

3.4.1. Técnicas para recopilar información

Rojas (2011), indica que se consideran técnicas a las acciones, actividades o procedimientos tales como entrevistas, observación, documentación, entre otras.

La técnica para la recolección de datos del trabajo que se realizó para la evaluación, está relacionada a la selección de información de documentos.

3.4.2. Instrumentos para recopilar información

Hernández et al. (2014), mencionan que es aceptable un instrumento de medición que capture resultados medibles que puedan reflejar con precisión las variables o conceptos que el investigador tenga en mente (p.199), para el trabajo a realizar según su característica, se tomara como instrumento el análisis, bajo las normas tales como el RNE, ATC-40, en forma de documentos digitales, softwares como Etabs v.16, Excel, Safe v.16, entre otros.



3.5. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

La tabla 9 muestra la operacionalización de variables con su respectivas dimensiones e indicadores

Tabla 9

Operacionalización para las variables usadas.

Variable	Dimensiones	Indicadores
Variable independiente: Demandas sísmicas.	Características del lugar en estudio	- Factores del suelo - Importancia del edificio - Coeficiente de amplificación de sismo - Factor de zona
Variable independiente: Derivas	Desplazamientos	- Altura de entrepiso - Rigidez del edificio
Variable dependiente: Nivel de desempeño.	Cantidad de daño	- Curva de capacidad - Representación bilineal de la curva - Espectros de capacidad
Variable dependiente: Costos para pórticos de C°A y albañilería confinada.	Cantidad de material usado Análisis de precios unitarios	- Concreto - Acero - Elementos de albañilería

Nota: Elaboración propia

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. GENERALIDADES

Para poder realizar la comparación tanto de desempeños y costos de nuestros dos sistemas estructurales se ha comenzado modelándolo y realizando un análisis y diseño lineal, primeramente, todo esto siguiendo los parámetros establecidos en el R.N.E, logrando obtener resultados muy importantes que implicaran en el diseño tales como:

- Esfuerzos en los elementos ya sean de tipo viga, columnas o muros
- Derivas de entrepiso
- Los diagramas de momentos y las fuerzas cortantes
- Las reacciones en los apoyos de los diferentes tipos de columnas

4.1.1. Características de los materiales para el análisis y diseño

Tabla 10

Características técnicas para el concreto.

Descripcion del concreto	Valor
Resistencia a la compresion, f_c	210 kg/cm ²
Peso unitario	2400 kg/m ³
Modulo de Poisson	0.15
Modulo de elasticidad, E_c	217370.65 kg/cm ²
Modulo de corte, G_c	94508.98 kg/cm ²

Nota: Los datos mencionados en la tabla fueron incorporados en el software Etabs v.16

Tabla 11

Características técnicas para el acero.

Descripcion del Acero	Valor
Esfuerzo de fluencia, f_y	4200 kg/cm ²
Peso unitario	7850 kg/m ³
Modulo de elasticidad, E_s	2000000 kg/cm ²

Nota: RNE E-0.60 (2018)

Tabla 12*Especificaciones técnicas de la albañilería.*

Descripcion albañilería	Valor
Resistencia a la compresion, f_m	65 kg/cm ²
Resistencia al corte , v_m	8.1 kg/cm ²
Modulo de elasticidad, E_m	32500 kg/cm ²
Modulo de Corte, G_m	13000 kg/cm ²

Nota: RNE E-0.70 (2018)

4.1.2. Cargas muertas y vivas distribuidas

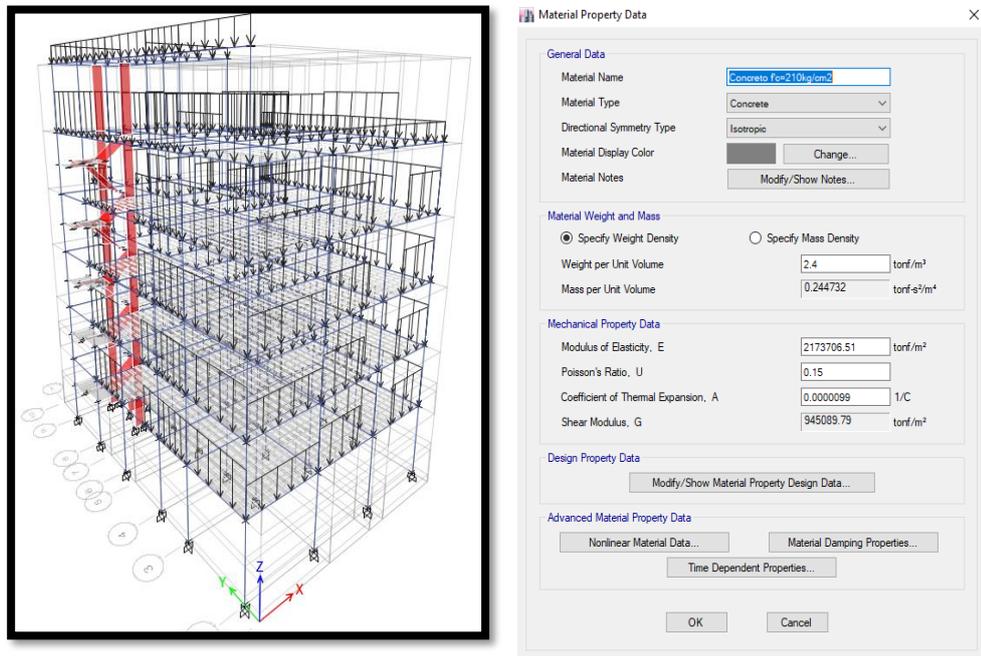
Para poder realizar el análisis y diseño respectivamente de los dos sistemas estructurales evaluados (pórticos de concreto armado y albañilería confinada), es necesario incluir en el modelamiento estructural (idealización), las cargas de servicio (carga viva y muerta) con sus características de los materiales mencionados en las tablas 7 y 8. Las cargas actuantes que se mencionan a continuación son las presentes en la estructura para ambos sistemas planteados en el estudio.

- Aligerado de 0.20 m : 300 kg/m³
- Piso acabado : 100 kg/m²
- S/C en azotea : 100 kg/m²
- S/C para viviendas : 200 kg/m²

En la figura 37, se puede apreciar el modelamiento del sistema estructural aporticado con las cargas en los muros distribuidas en cada nivel, así mismo también se ve las características del material del concreto insertadas de forma satisfactoria en el software Etabs v.16, toda esta información se puede apreciar en las tablas 10 y 11 donde esta las especificaciones técnicas del concreto y las especificaciones técnicas del acero.

Figura 37

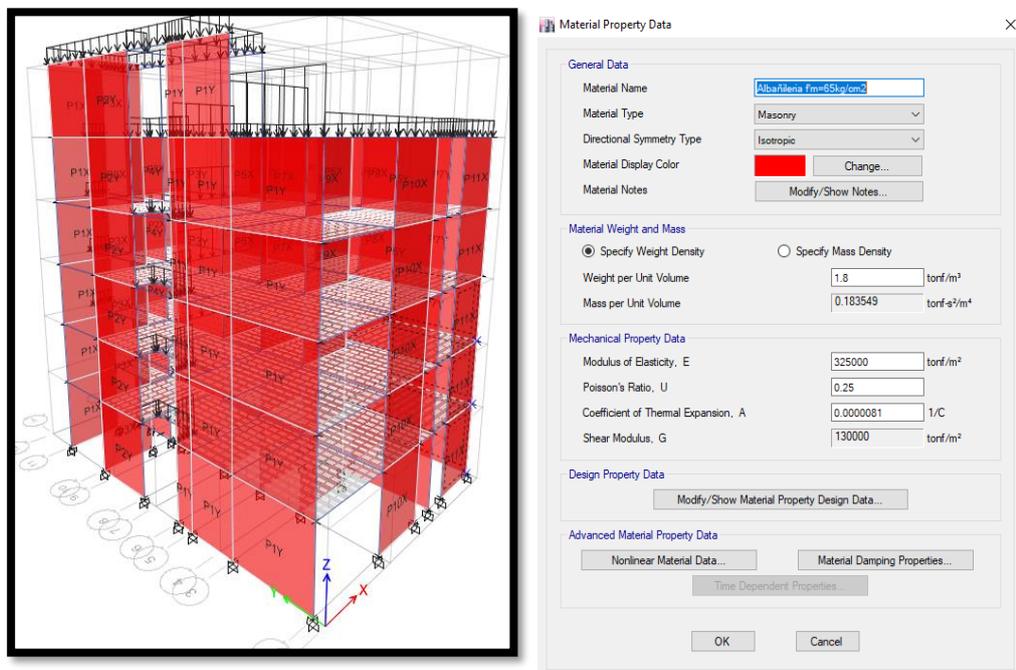
Cargas de gravedad para Pórticos de Concreto Armado.



Nota: Cargas y Características de los materiales insertadas en el software para pórticos.

Figura 38

Cargas de gravedad para Albañilería Confinada.



Nota: Cargas y Características de los materiales insertadas en el software para albañilería.

Para la figura 38, se puede visualizar el modelamiento del sistema estructural de albañilería con las cargas de muros en el último nivel, así como las cargas vivas distribuidas por piso, así mismo se muestra las características del material de albañilería insertadas en el software Etabs v.16.

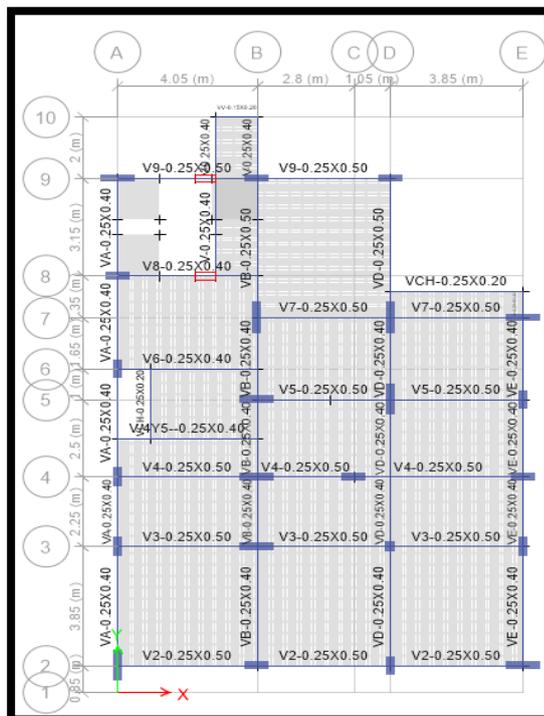
4.1.3. Configuración estructural

4.1.3.1. Configuración para el sistema pórticos de concreto armado

La estructura para el sistema de pórticos, cuenta con losas aligeradas que descansan sobre vigas principales, y estas están apoyadas sobre los diferentes tipos de columnas. Estas dimensiones fueron analizadas quedando como dimensiones definitivas para dicho sistema tal como se puede apreciar en la tabla 13 y en la figura 39.

Figura 39

Modelamiento en planta para el sistema - pórticos de C°A°



Nota: se puede ver la asignación de vigas y ubicación de columnas

Tabla 13*Características de los elementos estructurales - Pórticos de C°A°.*

Elementos estructurales	
Columnas C-1	1.00 m x 0.25 m
Columnas C-2	0.70 m x 0.25 m
Columnas C-3	0.60 m x 0.25 m
Columnas C-4	1.00 m x 0.25 m
Vigas principales 2, 3 ,4 ,5 ,6, 7, 8, 9	0.25 m x 0.50 m
Vigas secundarias en el eje A, B,C,D,E	0.25 m x 0.40 m
Losa aligerada	0.20 m

Nota: La tabla muestra las dimensiones definitivas de los diferentes elementos estructurales

4.1.3.2. Configuración para el sistema de albañilería confinada

La estructura para el sistema de albañilería, cuenta con losas aligeradas que están apoyadas y transmiten su carga sobre los muros portantes. Estas dimensiones fueron previamente analizadas quedando como dimensiones definitivas para el sistema de albañilería.

Tabla 14*Características de elementos estructurales – Albañilería.*

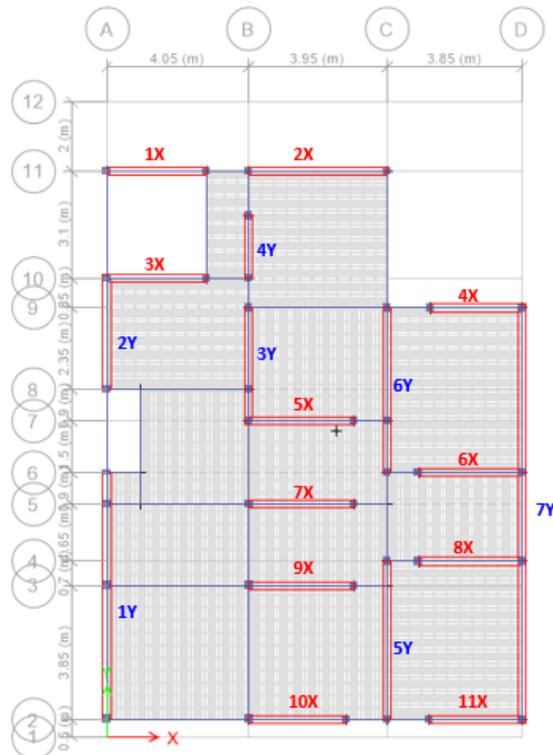
Elementos estructurales	
Muros portantes ejes A, B, C, D	e = 0.25 m
Muros portantes ejes 2, 3, 4, 5 , 6, 7, 9, 10, 11	e = 0.25 m
Columnas de confinamiento	0.25 m x 0.35 m
Columnas de confinamiento	0.25 m x 0.30 m
Columnas de confinamiento	0.25 m x 0.25 m
Vigas soleras	0.25 m x 0.20 m
Losa aligerada	0.20 m

Nota: La tabla muestra las dimensiones definitivas de los diferentes elementos estructurales

En la tabla 14 se muestra los elementos estructurales que comprende el sistema de albañilería confinada, tales como muros vigas soleras, entre otros. Así mismo para la figura 40 puede verse los muros portantes ya distribuidos con sus nomenclaturas correspondientes.

Figura 40

Modelamiento en planta para el sistema de Albañilería



Nota: En la figura de puede ver la distribución de los muros portantes.

4.2. ANALISIS LINEAL DE LA ESTRUCTURA

En primer lugar, se llevará a cabo un análisis estático convencional. Luego se procederá a realizar según la norma E-0.30 un análisis dinámico para las direcciones “X” y “Y”. El propósito del análisis sísmico es proporcionar ductilidad, rigidez, así mismo darle estabilidad para satisfacer las diferentes demandas sísmicas.

4.2.1. Análisis estático y dinámico para el sistema Pórticos de C°A°

4.2.1.1. Sismo estático aplicado en ETABS v.16

En el menú, selecciona “Define/Load Patterns, este procedimiento nos llevará a la ventana de “Define load patterns”, en las cuales se podrá definir los coeficientes, así como también las direcciones de las cargas de sismos tal como se muestra en las figuras 41 y 42.

Figura 41

Definición para sismo estático en Pórticos de C°A°- dirección "X".

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

Bottom Story

Nota: Reporte de Etabs v.16.

Figura 42

Definición para sismo estático en Pórticos de C°A°- dirección "Y".

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

Bottom Story

Nota: Reporte de Etabs v.16.

4.2.1.2. Sismo dinámico modal espectral

Con un análisis dinámico y cumplimiento los parámetros establecidos en la norma E - 0.30 como son las derivas; podremos diseñar los diferentes elementos estructurales de la edificación.

Espectro de diseño

El R.N.E en su ítem E 0.30 en su artículo 3 describe la filosofía del diseño sismorresistente.

De acuerdo a la norma E 0.30 para la zona que corresponde a este trabajo de investigación es la ciudad de Puno en la que está contemplada como zona 3 con un factor correspondientes $Z=0.35$.

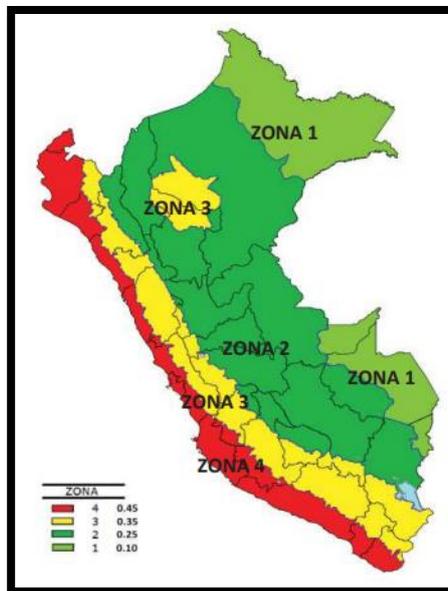
Por lo cual, las características que se describen y servirán para modelar el espectro sísmico se mencionan a continuación.

Zonificación Sísmica

El territorio nacional se encuentra dividido en cuatro zonas propuesto por la norma E-0.30. La zonificación propuesta está basada en la distribución espacial de la sismicidad registrada, las características generales de los movimientos sísmicos y como se disminuyen estos con la distancia del epicentro (RNE, 2018).

Figura 43

Zonas Sísmicas del Perú



Nota: RNE E – 0.30 (2018)

El distrito de Puno se ubica en zona de clasificación sísmica 03, que se categoriza como una zona media alta, su factor será $Z= 0.35$ como se puede apreciar en la figura 43 y tabla 15.

Tabla 15*Valores para cada zona sísmica*

Factores de Zona	
Zona	Z
4	0.45
3	0.35
2	0.25
1	0.10

Nota: RNE E – 0.30 (2018)

Condiciones geotécnicas: factor S y factor Tp

El suelo sobre el cual estará cimentado el proyecto, posee un esfuerzo admisible de 1.51 kg/cm², valor que, de acuerdo a las características detalladas en la norma, este suelo es del tipo S2 (suelos intermedios) y le corresponde un valor para S= 1.15; un valor de Tp= 0.6s y TL=2.00s, según la tabla 16.

Tabla 16*Tipos de suelo y sus Periodos TL y Tp*

	Perfiles de suelo			
	S₀	S₁	S₂	S₃
T_p (seg)	0.3	0.4	0.6	1.0
T_L (seg)	3.0	2.5	2.0	1.6

Nota: Adaptado del RNE E – 0.30 (2018)

Factor de amplificación sísmica: C

Se define este factor como:

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

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

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

Los cuales son periodos que se refieren al perfil de suelo determinado y T será el periodo fundamental de vibrar de la edificación.

Categoría de la edificación, coeficiente de uso e importancia: U

La edificación en análisis se clasifica dentro de la categoría C (Edificaciones comunes), fijándole un valor de $U= 1.0$, según la tabla 7.

Coefficiente de reducción de las fuerzas sísmicas: R

El coeficiente de reducción de las fuerzas sísmicas se obtiene a través del producto del coeficiente básico de reducción R_0 , mostrado en la tabla 17; y los factores de irregularidad tanto en planta como en altura; para nuestro caso el coeficiente R_0 se determina según la característica o sistema estructural de la edificación en la dirección evaluada. Siendo un $R_0=8$ (pórticos de concreto armado). Así mismo se tendrá que determinar los factores de irregularidad tanto en planta como en altura para nuestro caso presenta dos tipos de irregularidad; la primera irregularidad es en altura (piso blando) y la segunda irregularidad será en planta (esquinas entrantes), para ver a detalle ir ANEXOS 01.

Tabla 17

Sistemas estructurales y su valor R

Sistema Estructural	Coefficiente basico de reduccion R_0
Concreto armado	
Porticos	8
Albañileria confinada	3

Nota: RNE E – 0.30 (2018)

Aceleración espectral de diseño (S_a)

Esta aceleración espectral para la estructura estará dada por el producto de los valores mencionados anteriormente en el ítem 2.3.3.

Para cada dirección a ser analizada se deberá emplear el espectro inelástico de pseudo aceleraciones como se ve en la tabla 18 definido por:

Tabla 18

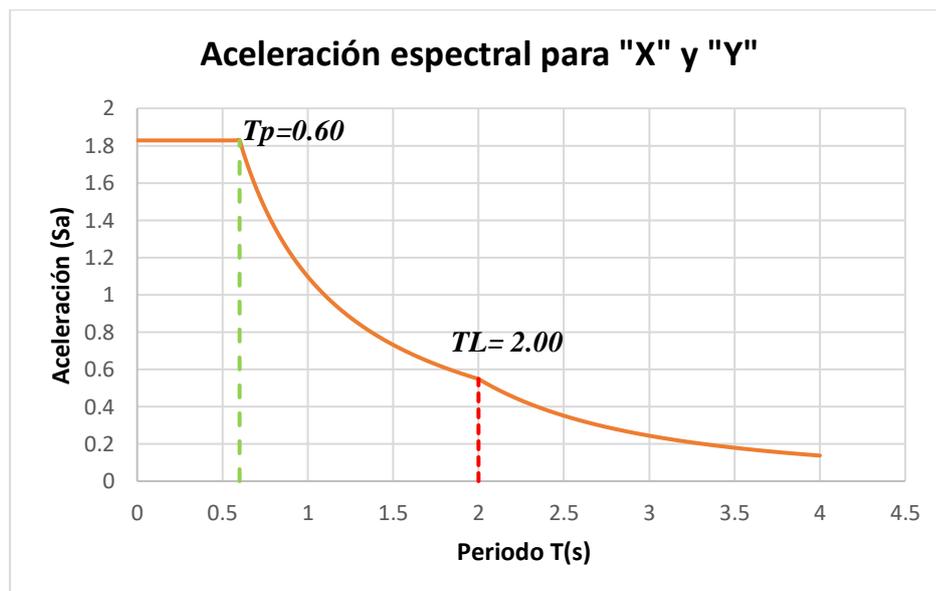
Aceleración Espectral para Puno - Pórticos de Concreto.

T	C	Para X-X	Para Y-Y	Sa/g
		Sa	Sa	
0.0	2.500	1.828	1.828	0.186
0.1	2.500	1.828	1.828	0.186
0.1	2.500	1.828	1.828	0.186
1.1	1.364	0.997	0.997	0.102
1.2	1.250	0.914	0.914	0.093
1.3	1.154	0.844	0.844	0.086
1.4	1.071	0.783	0.783	0.080
1.5	1.000	0.731	0.731	0.075
1.6	0.937	0.686	0.686	0.070
1.7	0.882	0.645	0.645	0.066
1.8	0.833	0.609	0.609	0.062
1.9	0.789	0.577	0.577	0.059
2.0	0.750	0.548	0.548	0.056
2.1	0.680	0.497	0.497	0.051
2.2	0.620	0.453	0.453	0.046
2.3	0.567	0.415	0.415	0.042
2.4	0.521	0.381	0.381	0.039
2.5	0.480	0.351	0.351	0.036
3.0	0.333	0.244	0.244	0.025
3.5	0.245	0.179	0.179	0.018
4.0	0.188	0.137	0.137	0.014

Nota: la tabla muestra el espectro utilizado para el análisis del sistema de Aporticado.

Figura 44

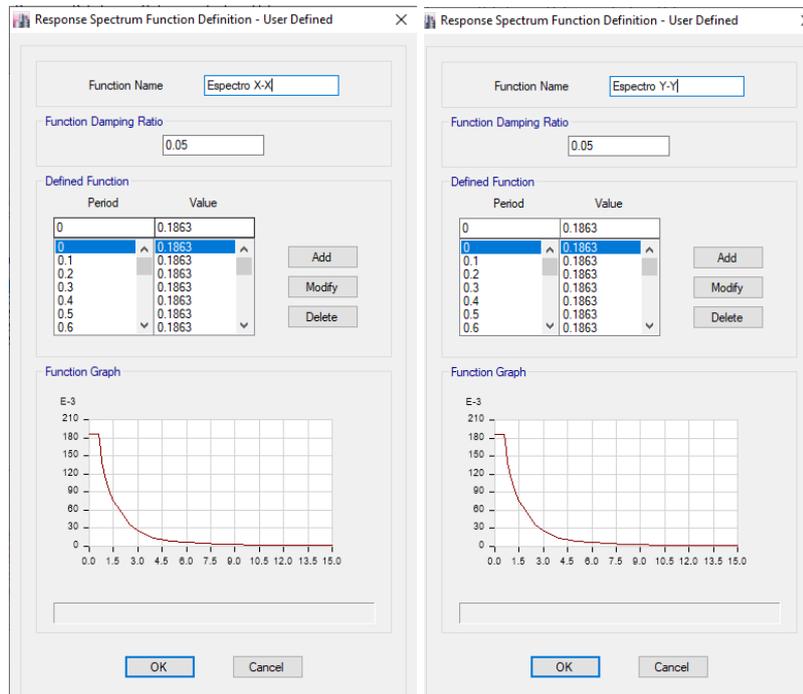
Asignación espectral - para Pórticos de Concreto.



Nota: Elaboración Propia.

Figura 45

Asignación del espectro de diseño en Pórticos de Concreto.



Nota: Reporte de Etabs v.16

En la figura 45 se observa los espectros de diseño tanto para la dirección “X” y para “Y”, insertados en el software Etabs v.16; para poder realizar un análisis lineal y así realizar el diseño de los diferentes elementos estructurales ya sean vigas, columnas entre otros.

4.2.2. Análisis estático y dinámico para el sistema de Albañilería confinada

4.2.2.1. Sismo estático aplicado en Etabs v.16

En el menú, selecciona “Define/Load Patterns, este procedimiento nos llevará a la ventana de “Define Load Patterns”, en las cuales se podrá definir los coeficientes, así como también las direcciones de las cargas de sismos tal como se muestra en las figuras 46 y 47.

Figura 46

Definición para sismo estático en Albañilería - dirección "X".

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

Bottom Story

Nota: Reporte de Etabs v.16.

Figura 47

Definición para sismo estático en Albañilería - dirección "Y"

Seismic Load Pattern - User Defined

Direction and Eccentricity

X Dir Y Dir

X Dir + Eccentricity Y Dir + Eccentricity

X Dir - Eccentricity Y Dir - Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Overwrite Eccentricities

Factors

Base Shear Coefficient, C

Building Height Exp., K

Story Range

Top Story

Bottom Story

Nota: Reporte de Etabs v.16.

4.2.2.2 Sismo dinámico modal espectral

Como ya se mencionó en el ítem 4.2.1.2 podremos diseñar a partir de un análisis dinámico y cumpliendo con lo establecido en la norma E – 0.30.

Aceleración espectral de diseño (Sa)

Se empleará un espectro de pseudo aceleraciones para cada dirección en análisis, la cual estará definido como se muestra en la figura 48, los datos e información como son el factor de zona, esta mencionado en la tabla 15, así mismo los periodos T_p y T_L están descritos en la tabla 16. A continuación en la tabla 19

se muestra un resumen de los valores requeridos para el espectro de diseño en el sistema de albañilería confinada.

Tabla 19

Parámetros para el cálculo del espectro de diseño

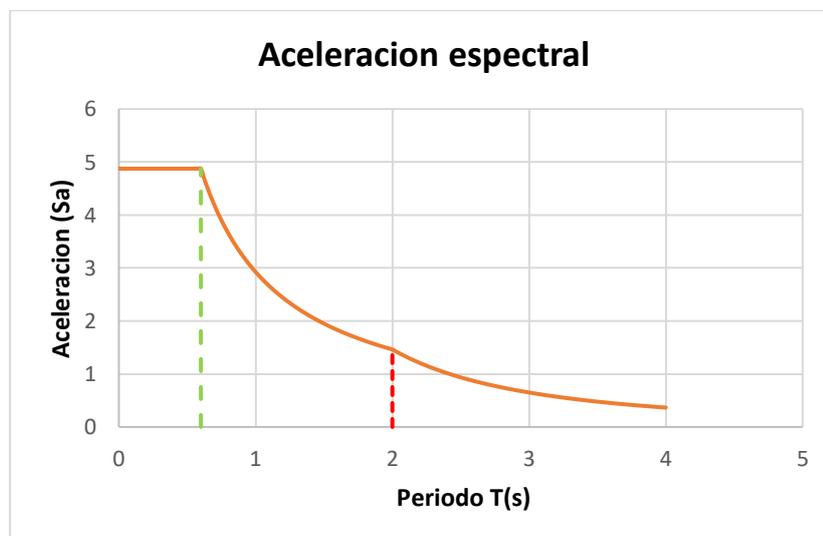
Descripción	Valores
Factor de zona	$Z = 0.35$ (Zona 3)
Factor de suelo	$U = 1.00$ (Categoría C)
Factor de uso	$S = 1.15$
Periodo T_p	$T_p = 0.60$
Periodo T_L	$T_L = 2.00$
Coefficiente básico de reducción	$R_o = 3$ (Dirección "X") $R_o = 3$ (Dirección "Y")
Coefficiente de reducción	$I_{ax} = 1; I_{px} = 0.90$ $R_x = (I_a) \cdot (I_p) \cdot (R_o) = 2.7$ $I_{ay} = 1; I_{py} = 0.90$ $R_y = (I_a) \cdot (I_p) \cdot (R_o) = 2.7$
Aceleración de la gravedad	$g = 9.81 \text{ m/s}^2$

Nota: La tabla muestra un resumen de los parámetros para realizar el espectro de diseño

El sistema estructural de albañilería confinada como se puede ver en la tabla 19 presenta irregularidades en planta (esquinas entrantes); la cual esta descrita y desarrollada en ANEXOS 01

Figura 48

Asignación espectral - para Albañilería.



Nota: Elaboración Propia.

Tabla 20

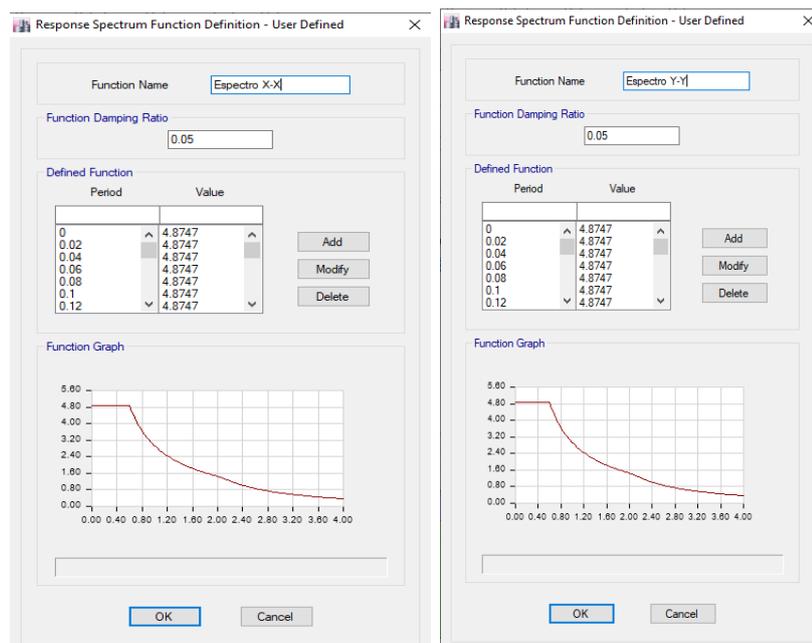
Aceleración espectral para PUNO- Albañilería confinada.

T	C	Para X-X	Para Y-Y	Sa/g
		Sa	Sa	
0.0	2.500	4.875	4.875	0.497
0.1	2.500	4.875	4.875	0.497
0.1	2.500	4.875	4.875	0.497
0.6	2.500	4.875	4.875	0.497
1.1	1.364	2.659	2.659	0.271
1.2	1.250	2.437	2.437	0.248
1.3	1.154	2.250	2.250	0.229
1.4	1.071	2.089	2.089	0.213
1.5	1.000	1.950	1.950	0.199
1.6	0.937	1.828	1.828	0.186
1.7	0.882	1.720	1.720	0.175
1.8	0.833	1.625	1.625	0.166
1.9	0.789	1.539	1.539	0.157
2.0	0.750	1.462	1.462	0.149
2.1	0.680	1.326	1.326	0.135
2.2	0.620	1.209	1.209	0.123
2.3	0.567	1.106	1.106	0.113
2.4	0.521	1.016	1.016	0.104
2.5	0.480	0.936	0.936	0.095
3.0	0.333	0.650	0.650	0.066
3.5	0.245	0.478	0.478	0.049
4.0	0.188	0.366	0.366	0.037

Nota: la tabla muestra el espectro utilizado para el análisis del sistema de albañilería.

Figura 49

Asignación del espectro de diseño - Albañilería.



Nota: Reporte de Etabs v.16

4.3. DISEÑO DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

4.3.1. Diseño de elementos estructurales – porticos de C°A°

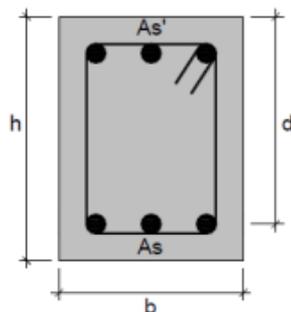
4.3.1.1. Diseño De Vigas

Para el diseño de nuestras vigas empleamos el software adecuado denominado ETABS, donde se ha introducido las dimensiones pre definidas en el pre dimensionamiento para así luego realizar la verificación en el análisis. Finalmente, se logra obtener un diseño adecuado y óptimo.

Se determinaron las cantidades de acero tanto longitudinal como transversal para vigas, conforme está establecido según los parámetros de la norma E 0.60. Además, la norma señala que las vigas deben tener una cuantía mínima de refuerzo de 0.0033. A continuación, se describe el acero longitudinal y de corte en los siguientes cálculos.

Figura 50

Sección transversal de una viga.



Nota: Esta es una imagen referencial de la distribución del acero

- *Diseño por flexión*

$$w = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695xM_u}{\phi x f'_c x b x d^2}}$$

$$\rho = w \frac{f'_c}{f_y}$$

$$A_s = \rho x b x d$$

Diseño de viga más crítica del eje 1 segundo Piso

Figura 51

Verificación del cálculo de acero longitudinal de la viga Eje 1-1



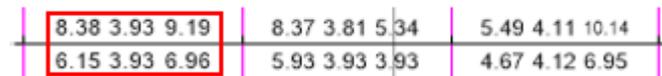
Nota: La verificación se realiza en la VP- 201 de la estructura.

Verificación del cálculo del acero longitudinal de la viga

- Cálculo ETABS

Figura 52

Área de acero obtenido de Etabs.

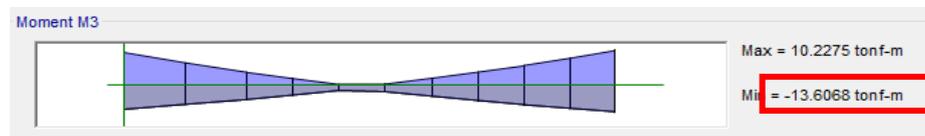


- Cálculo manual

Acero (-) Superior (lado izquierdo)

Figura 53

Momento máximo actuante en la viga en el extremo izquierdo en Tn-m.



Nota: Reporte Etabs V.16

DATOS:

$$M_u = 13.60 \text{ tonf} - m$$

$$\varphi = 0.9$$

$$h = 0.50m$$

$$b = 0.25m$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bullet \quad w = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 13.60 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 25 \times 45^2}}$$

$$w = 0.1423$$

$$\bullet \quad \rho = w \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.0071$$

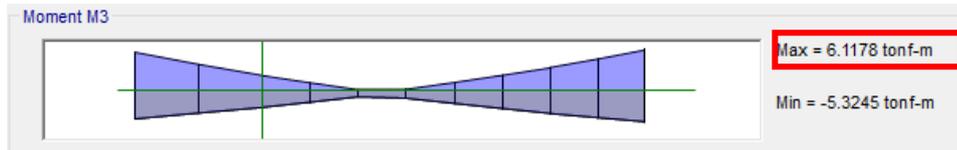
$$\bullet \quad A_s = \rho b x d$$

$$A_s = 8.36 \text{ cm}^2$$

Acero (+) inferior (Medio)

Figura 54

Momento máximo actuante en la viga en el centro en Tn-m



Nota: Reporte Etabs V.16

DATOS:

$$M_u = 6.12 \text{ tonf} - m$$

$$\varphi = 0.9$$

$$h = 0.50m$$

$$b = 0.25m$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bullet \quad w = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 6.12 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 25 \times 45^2}}$$

$$w = 0.0608$$

$$\bullet \quad \rho = w \frac{f'_c}{f_y}$$

$$\rho = 0.0030$$

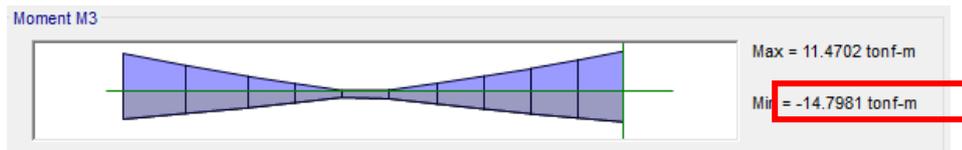
- $A_s = \rho b x d$

$$A_s = 3.92 \text{ cm}^2$$

Acero (-) superior (lado derecho)

Figura 55

Momento máximo actuante en la viga en el extremo derecho en Tn-m.



Nota: Reporte Etabs V.16

DATOS:

$$M_u = 14.79 \text{ tonf} - m$$

$$\varphi = 0.9$$

$$h = 0.50m$$

$$b = 0.25m$$

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

- $w = 0.8475 - \sqrt{0.7182 - \frac{1.695 \times 18.03 \times 10^5}{0.9 \times 210 \times 25 \times 45^2}}$

$$w = 0.1562$$

- $\rho = w \frac{f'_c}{f_y}$; $\rho = 0.0078$

- $A_s = \rho b x d$; $A_s = 9.18 \text{ cm}^2$

Resumen y comparación de los resultados obtenidos:

Tabla 21

Comparación de valores obtenidos en el Etabs y cálculo manual.

UBICACIÓN	Superior o inferior	As con Etabs (cm2)	As comprobacion manual (cm2)
Extremo derecho	Superior	9.19	9.18
Medio	inferior	3.93	3.92
Extremo izquierdo	superior	8.38	8.36

Nota: La comparación se realizó con fines de garantizar un buen diseño

Figura 56

Refuerzo longitudinal de viga Eje 1-1.



Figura 57

Refuerzo longitudinal de viga Eje 2-2.

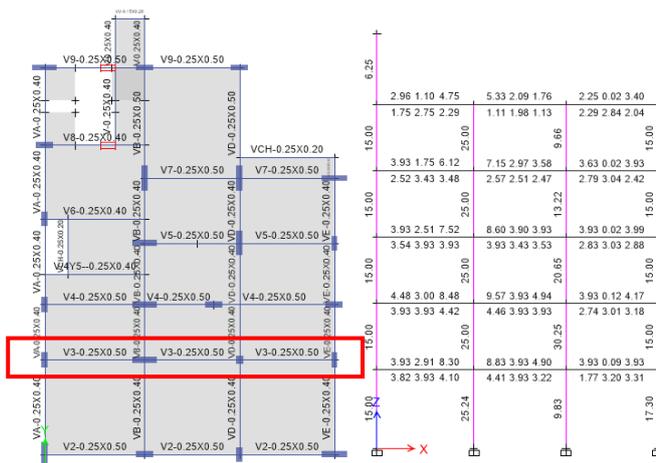


Figura 58

Refuerzo longitudinal de viga Eje 3-3

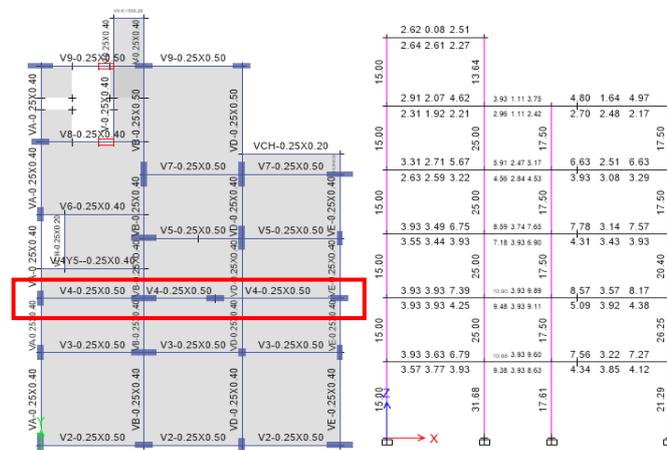


Figura 59

Refuerzo longitudinal de viga Eje 4-4.



Figura 60

Refuerzo longitudinal de viga Eje 5-5.

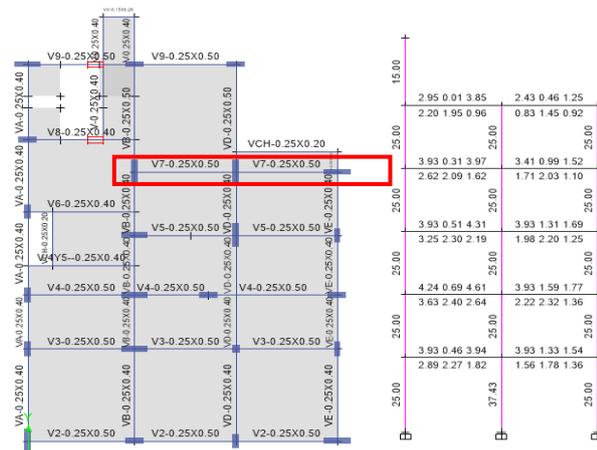
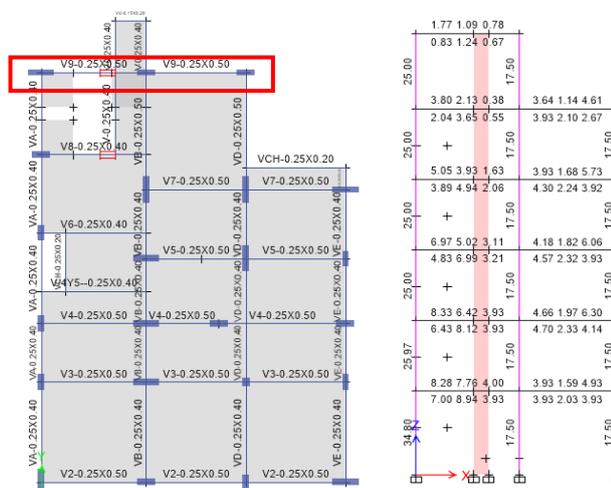


Figura 61

Refuerzo longitudinal de viga Eje 6-6.



- **Diseño por corte**

V- 0.25x0.50

La viga corresponde a una viga con responsabilidad sísmica y por tanto se aplica lo indicado en el Cap. 21 de E.060.

Figura 62

Cortante máximo en la viga en el extremo izquierdo (Tn) - Eje 1-1



Nota: Reporte Etabs V.16

Para nuestro diseño se tiene: $V_u = 9.91 \text{ tonf}$

• **Cálculo de la resistencia a la cortante del concreto:**

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}xbxd$$

$$V_c = 0.53\sqrt{210}x25x45$$

$$V_c = 8640.48\text{kgf} \approx 8.64\text{tonf}$$

Como $V_c \leq V_u$, entonces requiere acero de refuerzo (estribos)

• **Cálculo del acero de refuerzo por corte:**

$$V_n = V_c + V_s$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{9.91}{0.85} = 11.66 \text{ tonf}$$

$$V_s = 11.66 - 8.64$$

$$V_s = 3.02 \text{ tonf}$$

Usando estribos 3/8" de dos ramas

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

$$s = \frac{(1.42)(4200)(45)}{(3.02)(1000)}$$

$$s = 88.86 \text{ cm}$$

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \approx 20\text{cm}$$

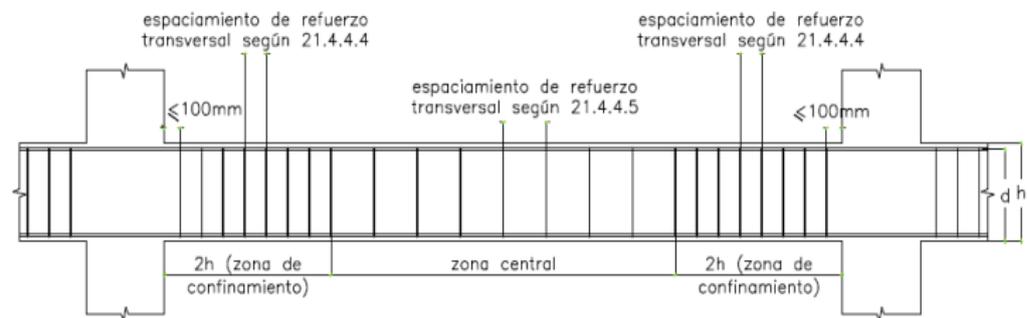
- **Cálculo de la zona de confinamiento:**

$$2*d=2(45)=90\text{ cm}$$

Verificamos los límites de espaciamiento dentro y fuera de la zona de confinamiento.

Figura 63

Requerimiento de estribos en vigas.



Nota: Adaptado de la norma *E-0.60 fig. 21.4.4*

- **Espaciamiento máximo dentro de la zona de confinamiento**

Los espacios permitidos dentro de la región de confinamiento, en el caso de sistemas duales tipo II, son:

$$\frac{d}{4} = \frac{45}{4} = 11.25\text{ cm}$$

$$8db = 8 * (1.59) = 12.72\text{ cm}$$

$$24db_{estr} = 24 * (0.95) = 22.8\text{ cm}$$

Por tanto, se elegirá como espaciamiento de diseño para los estribos:

$$S = 10\text{ cm}$$

- **Espaciamiento máximo fuera de la zona de confinamiento**

Se aplicará el espaciamiento fuera de la zona de confinamiento (claro de la viga), para sistemas duales tipo II, debe ser como máximo igual a “d/2”:

$$S_{max} = \frac{d}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \approx 20cm$$

Usar estribos ϕ 3/8", 1@0.05; 10@0.10; Resto @ 0.20 C/Extremo

4.3.1.2 Diseño De Columnas

Para nuestro diseño de columnas se ha utilizado el software ETABS 2016 inicialmente se colocó una sección según el pre dimensionamiento, luego después de hacer el análisis de la resistencia de la columna y haciendo que sea mayor que las solicitaciones producto de las combinaciones, se logró obtener secciones adecuadas para cada tipo de columna. Según el reglamento nacional de edificaciones en su sección de concreto armado, se indica que la cantidad de acero longitudinal mínima es de 1.0%, lo cual fue un factor a tener muy en consideración para la distribución de los aceros de la columna.

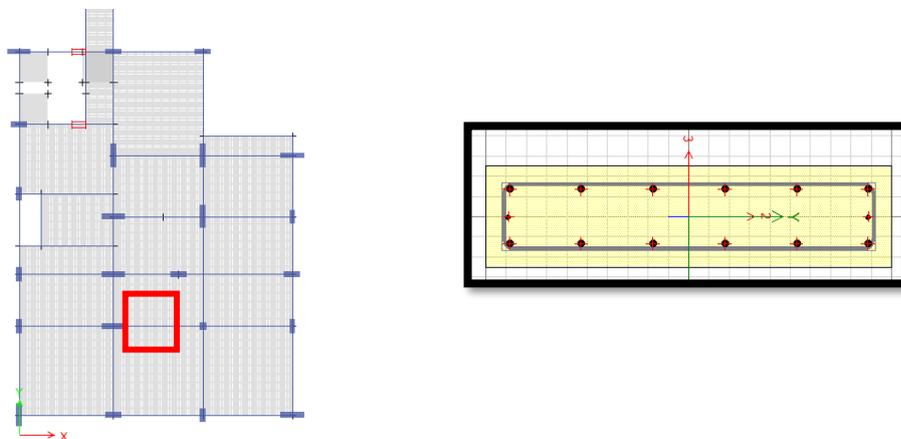
- **Diseño por flexo-compresión:**

La cuantía de refuerzo longitudinal no debe ser inferior al 1% ni exceder el 6% del área total de la sección transversal.

COLUMNA TIPO C-1 (Columna de interior)

Figura 64

Diseño de columna C- (1.00 x 0.25) Eje 2-2



Nota: Este tipo de columna es una interior con refuerzo longitudinal 12ϕ 5/8" + 2ϕ 1/2".

El diseño se efectuará considerando el efecto biaxial de las fuerzas sobre la columna, para la sección planteada en la figura 64. Además, se satisface si se verifica que la carga más crítica permanece dentro del diagrama de interacción biaxial. Los diagramas de interacción se han determinado en el software ETABS.

Tabla 22

Carga axial y momento nominal para (C- 1.00 x 0.25m²)

MOMENTO 22					MOMENTO 33				
Puntos	90°		270°		Puntos	0°		180°	
	P(tonf)	M22(tonf-m)	P(tonf)	M22(tonf-m)		P(tonf)	M33(tonf-m)	P(tonf)	M33(tonf-m)
1	308.45	0.00	308.45	0.00	1	308.45	0.00	308.45	0.00
2	308.45	4.51	308.45	-4.51	2	308.45	17.80	308.45	-17.80
3	304.57	7.29	304.57	-7.29	3	308.45	27.90	308.45	-27.90
4	273.37	9.43	273.37	-9.43	4	283.52	36.44	283.52	-36.44
5	239.22	11.17	239.22	-11.17	5	254.71	43.36	254.71	-43.36
6	201.06	12.30	201.06	-12.30	6	223.88	48.98	223.88	-48.98
7	158.45	12.95	158.45	-12.95	7	190.91	53.14	190.91	-53.14
8	108.56	13.22	108.56	-13.22	8	154.26	56.27	154.26	-56.27
9	92.36	13.33	92.36	-13.33	9	133.39	60.48	133.39	-60.48
10	71.55	13.25	71.55	-13.25	10	109.72	63.78	109.72	-63.78
11	43.18	12.18	43.18	-12.18	11	76.98	62.28	76.98	-62.28
12	1.36	9.16	1.36	-9.16	12	36.15	53.09	36.15	-53.09
13	-53.85	4.94	-53.85	-4.94	13	-3.21	40.64	-3.21	-40.64
14	-76.07	2.62	-76.07	-2.62	14	-45.22	24.12	-45.22	-24.12
15	-98.28	0.00	-98.28	0.00	15	-98.28	0.00	-98.28	0.00

Nota: Elaboración propia

Tabla 23

Fuerzas internas C- 1.00 x 0.25 m²

Nivel	Carga	P(tn)	V2(tn)	V3(tn)	M2(tn-m)	M3(tn-m)
1°	CM	-67.41	0.05	0.24	0.24	0.40
1°	CV	-14.63	0.08	0.07	0.06	0.11
1°	SISXX	15.91	14.89	0.74	1.12	40.28
1°	SISYY	15.63	4.28	2.58	3.88	11.56

Nota: La tabla muestra los esfuerzos a los que está sometido la columna

Tabla 24

Combinaciones según E-0.60 para SISMO X, (C-1.00x0.25m²).

DIRECCIÓN	SISMO XX			
	COMBOS	P(tonf)	M2(tonf-m)	M3(tonf-m)
SISXX POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	119.24	0.44	0.75
	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	118.46	1.49	40.92
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	86.64	-0.74	-39.64
	U4=0.9CM+SISXX	76.58	1.33	40.64
	U5=0.9CM-SISXX	44.76	-0.91	-39.92
SISXX NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	118.46	-1.49	-40.92
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	86.64	0.74	39.64
	U4=0.9CM+SISXX	76.58	-1.33	-40.64
	U5=0.9CM-SISXX	44.76	0.91	39.92

Nota: La tabla muestra las combinaciones de carga para el diagrama de interacción

Tabla 25

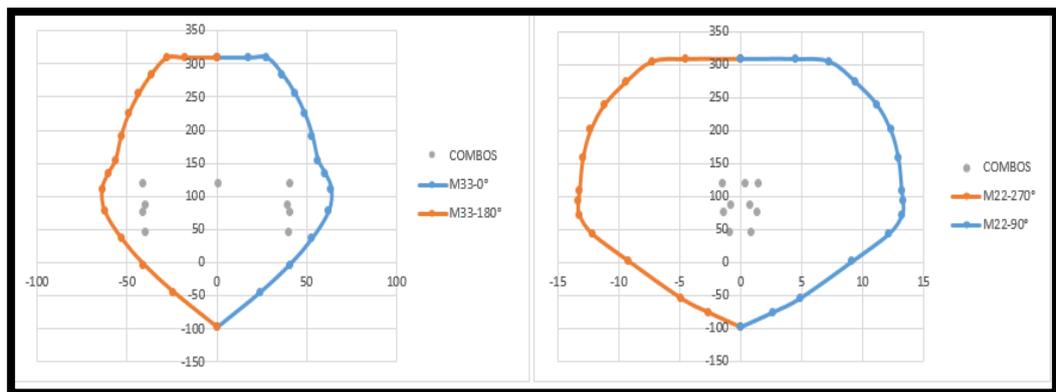
Combinaciones según E-0.60 para SISMO Y, (C-1.00x0.25m²).

DIRECCIÓN	SISMO YY			
	COMBOS	P(tonf)	M2(tonf-m)	M3(tonf-m)
SISYY POSITIVO	U1=1.4CM+1.7CV	119.24	0.44	0.75
	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	118.17	4.25	12.19
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	86.92	-3.50	-10.92
	U4=0.9CM+SISYY	76.30	4.09	11.91
	U5=0.9CM-SISYY	45.04	-3.67	-11.20
SISYY NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	118.17	-4.25	-12.19
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	86.92	3.50	10.92
	U4=0.9CM+SISYY	76.30	-4.09	-11.91
	U5=0.9CM-SISYY	45.04	3.67	11.20

Nota: La tabla muestra las combinaciones de carga para el diagrama de interacción

Figura 65

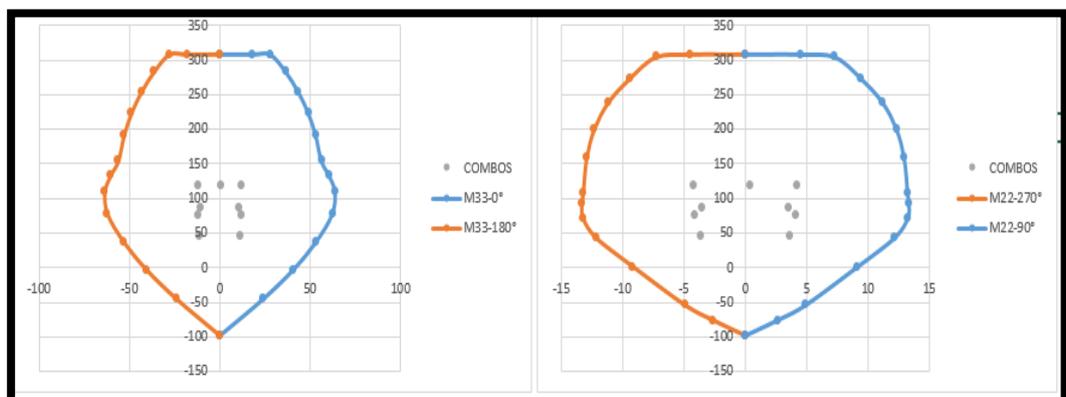
Gráfico de interacción para C -1.00x0.25m² en dirección "X-X".



Nota: Elaboración propia

Figura 66

Gráfico de interacción para C-1.00 x 0.25m² en dirección "Y-Y".



Nota: Elaboración propia

- **Diseño por corte:**

Para calcular el refuerzo por cortante en columnas, se utiliza la envolvente de fuerzas resultantes aplicadas a la columna en estudio. También se toman en cuenta los criterios establecidos por el diseño sísmico.

La fuerza cortante obtenida del análisis se muestra a continuación:

Figura 67

Esfuerzo cortante existente en la columna 1.00 x 0.25 m².

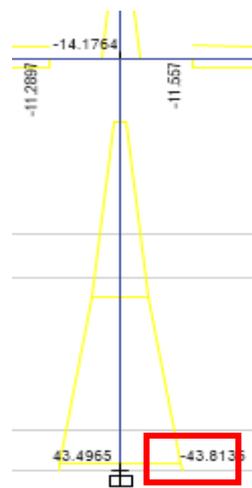


Nota: Reporte de Etabs v.16

Para el diseño por capacidad de la sección se requiere de los momentos actuantes en los extremos:

Figura 68

Envolvente de diagrama de momento en la columna 1.00 x 0.25.



El cortante por capacidad viene dado por la fórmula:

$$V_u = \frac{M_{prs} + M_{pri}}{h_n}$$

Según ítem 21.6.5.1 de E 0.60 “Concreto Armado”

Se considera como una simplificación el valor del momento probable en los extremos.

$$M_{prs} = 1.25 \left(\frac{M_u}{\phi} \right), \text{ con } M_u = \phi M_n$$

Entonces se tiene:

Tabla 26

Momentos probables en columna M22 y M33 (ton-m)

	M22(tn-m)	M33(tn-m)
Mprs	5.47	5.70
Mpri	6.63	60.85

Tabla 27

Demanda máxima para diseño por capacidad.

Mprs	5.7
Mpri	60.85

Entonces tenemos:

Máxima fuerza cortante basada en momentos máximos probables:

$$V_u = \frac{5.70 + 60.85}{3.3} = 20.16 \text{ tn}$$

Máxima cortante obtenida del análisis:

$$V_u = 17.04 \text{ tn}$$

Como:

$$V_{u(pri)} > V_{u(analisis)}$$

- **Diseño del refuerzo por fuerza cortante**

Entonces se empleará la fuerza obtenida del análisis para el diseño por corte para el refuerzo dentro de la zona de confinamiento.

$$V_c = (0.53)(\sqrt{f'c}) \left(1 + \frac{N_u}{140 \cdot A_g} \right) b_w \cdot d$$



Para lo cual:

Nu: Carga axial P_u máxima de las combinaciones de carga

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \cdot \left(1 + \frac{115.55(10^3)}{140 \cdot (25) \cdot (100)}\right) (25) \cdot (94)$$

$$V_c = 24.01 \text{ tn}$$

Por lo tanto $V_c > V_u$, entonces se requiere de refuerzo por corte.

- **Espaciamiento máximo dentro de la zona de confinamiento (So)**

Los límites de espaciamento dentro de la zona de confinamiento, para sistemas aporticados, son:

$$\frac{1}{3}b = \frac{1}{3} * 0.25 = 0.083 \text{ m}$$

$$6db = 6 * 1.59 = 0.095 \text{ m}$$

$$0.10 \text{ m}$$

Por tanto, elegimos como espaciamento de diseño para los estribos:

$$S = 10 \text{ cm}$$

- **Longitud de la zona de confinamiento L_o**

$$h = 1.00 \text{ m}$$

$$\frac{1}{6}L_n = \frac{1}{6}(3.3) = 0.55 \text{ m}$$

$$0.50 \text{ m}$$

$$L_o = 1.00 \text{ m}$$

- **Espaciamiento máximo fuera de la zona de confinamiento**

Se aplicará que el espaciamento fuera de la zona de confinamiento, para sistemas aporticados, el cual debe ser:

$$10dbl = 10 * (1.59) = 0.159 \text{ m}$$

$$0.25 \text{ m}$$

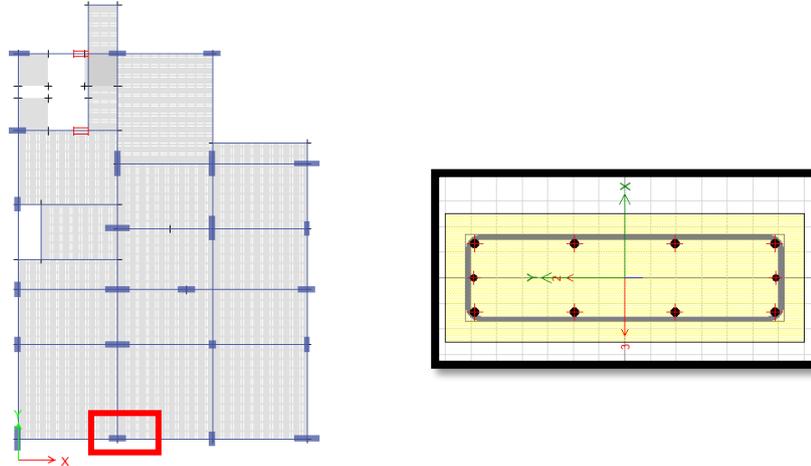
$$S = 0.15 \text{ m (Fuera de la zona de confinamiento).}$$

Usar estribos: 1 ϕ 3/8", 1@ 0.05, 10@ 0.10, Resto @ 0.15 C/E

COLUMNA TIPO C-2 (Columna extremas de pórticos interiores)

Figura 69

Diseño de columna C-(0.70X0.25) Eje 1-1



Nota: Este tipo de columnas es una exterior con refuerzo longitudinal $8 \phi 5/8'' + 2 \phi 1/2''$.

El diseño se efectuará considerando el efecto biaxial de las fuerzas sobre la columna, para la sección planteada en la figura 69. Además, se verifica que la carga más crítica se encuentra dentro del diagrama de interacción biaxial. Los diagramas de interacción se han determinado en el software ETABS.

Tabla 28

Carga axial nominal y momento nominal para, (C- 0.70x0.25m²).

MOMENTO 22					MOMENTO 33				
Puntos	90°		270°		Puntos	0°		180°	
	P(tonf)	M22(tonf-m)	P(tonf)	M22(tonf-m)		P(tonf)	M33(tonf-m)	P(tonf)	M33(tonf-m)
1	215.47	0.00	215.47	0.00	1	215.47	0.00	215.47	0.00
2	215.47	3.11	215.47	-3.11	2	215.47	9.17	215.47	-9.17
3	212.94	5.05	212.94	-5.05	3	215.47	14.02	215.47	-14.02
4	191.05	6.54	191.05	-6.54	4	196.52	18.26	196.52	-18.26
5	167.15	7.74	167.15	-7.74	5	175.27	21.74	175.27	-21.74
6	140.51	8.52	140.51	-8.52	6	153.40	24.45	153.40	-24.45
7	110.87	8.96	110.87	-8.96	7	129.45	26.59	129.45	-26.59
8	76.13	9.12	76.13	-9.12	8	103.11	28.23	103.11	-28.23
9	64.44	9.20	64.44	-9.20	9	90.16	29.95	90.16	-29.95
10	49.31	9.14	49.31	-9.14	10	74.22	31.77	74.22	-31.77
11	29.23	8.41	29.23	-8.41	11	55.03	31.11	55.03	-31.11
12	0.61	6.34	0.61	-6.34	12	26.84	26.47	26.84	-26.47
13	-36.94	3.46	-36.94	-3.46	13	0.26	20.39	0.26	-20.39
14	-52.49	1.84	-52.49	-1.84	14	-32.10	11.15	-32.10	-11.15
15	-68.04	0.00	-68.04	0.00	15	-68.04	0.00	-68.04	0.00

Nota: Elaboración propia

Tabla 29

Fuerzas internas C-0.70x0.25 m²

Nivel	Carga	P(tn)	V2(tn)	V3(tn)	M2(tn-m)	M3(tn-m)
1°	CM	-37.61	-0.04	-0.09	-0.08	0.12
1°	CV	-5.96	-0.01	-0.03	-0.02	0.02
1°	SISXX	15.17	10.97	0.22	0.51	20.95
1°	SISYY	5.39	3.65	0.78	1.74	6.95

Nota: La tabla muestra los esfuerzos a los que está sometido la columna

Tabla 30

Combinaciones según E-0.60 para SISMO X, (C-0.70x0.25m²).

DIRECCIÓN	SISMO XX			
	COMBOS	P(tonf)	M2(tonf-m)	M3(tonf-m)
	U1=1.4CM+1.7CV	62.77	-0.16	0.19
SISXX POSITIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	69.62	0.37	21.11
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	39.28	-0.64	-20.78
	U4=0.9CM+SISXX	49.01	0.43	21.05
	U5=0.9CM-SISXX	18.68	-0.58	-20.84
	SISXX NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	69.62	-0.37
U3=1.25(CM+CV)-SISXX		39.28	0.64	20.78
U4=0.9CM+SISXX		49.01	-0.43	-21.05
U5=0.9CM-SISXX		18.68	0.58	20.84

Nota: La tabla muestra las combinaciones de carga para el diagrama de interacción

Tabla 31

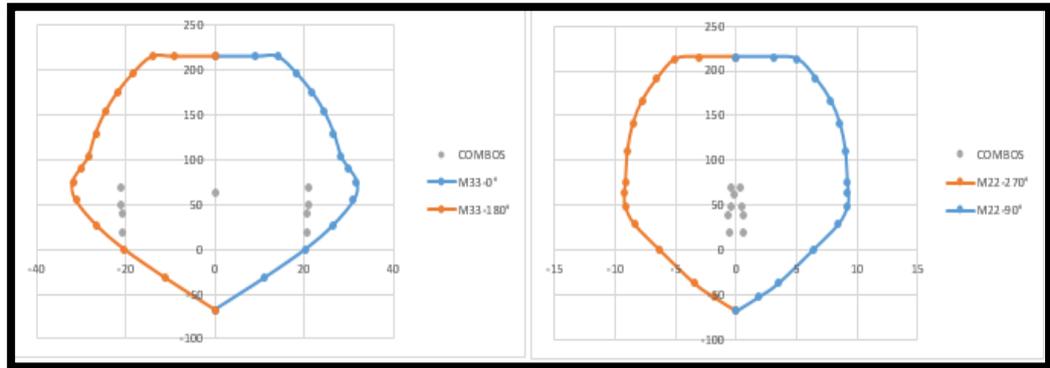
Combinaciones según E-0.60 para SISMO Y, (C-0.70x0.25m²).

DIRECCIÓN	SISMO YY			
	COMBOS	P(tonf)	M2(tonf-m)	M3(tonf-m)
	U1=1.4CM+1.7CV	62.77	-0.16	0.19
SISYY POSITIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	59.84	1.61	7.12
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	49.06	-1.87	-6.79
	U4=0.9CM+SISYY	39.23	1.67	7.06
	U5=0.9CM-SISYY	28.46	-1.81	-6.85
	SISYY NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	59.84	-1.61
U3=1.25(CM+CV)-SISYY		49.06	1.87	6.79
U4=0.9CM+SISYY		39.23	-1.67	-7.06
U5=0.9CM-SISYY		28.46	1.81	6.85

Nota: La tabla muestra las combinaciones de carga para el diagrama de interacción

Figura 70

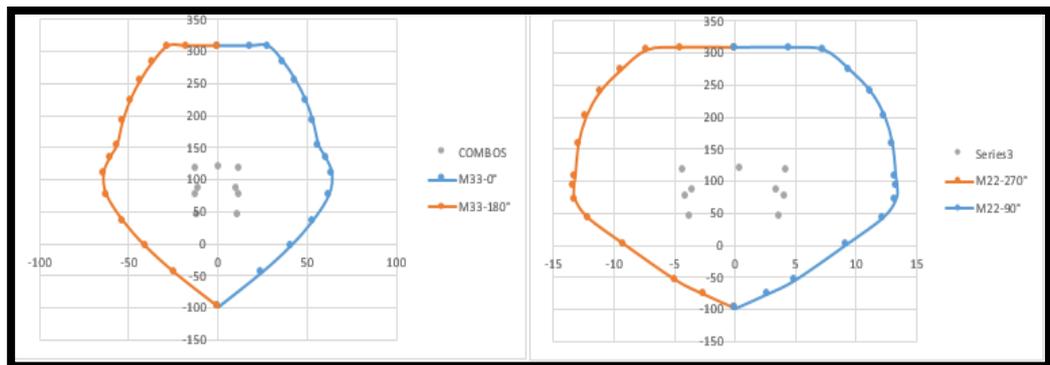
Gráfico de interacción para C-0.70x0.25m² en dirección "X-X".



Nota: Elaboración propia

Figura 71

Gráfico de interacción para C-0.70 x 0.25m² en dirección "Y-Y".



Nota: Elaboración propia

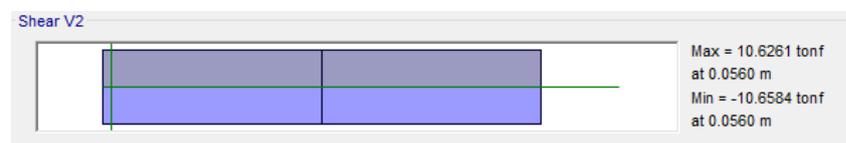
- **Diseño por corte:**

Para poder obtener el refuerzo por cortante en las columnas, se emplea la envolvente de las fuerzas resultantes que se tiene en la columna analizada. Se considerará además los requisitos pro diseño sísmico.

La fuerza cortante obtenida del análisis de muestra a continuación:

Figura 72

Esfuerzo cortante existente en la columna 0.70 x 0.25 m².

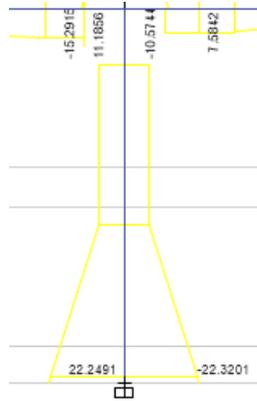


Nota: Reporte de Etabs v.16

Para el diseño por capacidad de la sección se requiere de los momentos actuantes en los extremos:

Figura 73

Envolvente de diagrama de momento en la columna 0.70 x 0.25m²



Entonces se tiene:

Tabla 32

Momentos probables en columna M22 y M33 (ton-m).

	M22(ton-m)	M33(ton-m)
Mprs	2.68	10.45
Mpri	3.92	31

Tabla 33

Demanda máxima para diseño por capacidad.

Mprs	10.45
Mpri	31

Entonces tenemos:

Máxima fuerza cortante basada en momentos máximos probables:

$$V_u = \frac{10.45 + 31}{3.3} = 12.56 \text{ tn}$$

Máxima cortante obtenida del análisis:

$$V_u = 10.65 \text{ tn}$$

Como:

$$V_{u(pri)} > V_{u(analisis)}$$



- **Diseño del refuerzo por fuerza cortante**

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \cdot \left(1 + \frac{68.06(10^3)}{140 \cdot (25) \cdot (70)}\right) (25) \cdot (64)$$

$$V_c = 15.70 \text{ tn}$$

Por lo tanto $V_c > V_u$, entonces se requiere de refuerzo por corte.

- **Espaciamiento máximo dentro de la zona de confinamiento (So)**

Los límites de espaciamento dentro de la zona de confinamiento, para sistemas aporticados, son:

$$\frac{1}{3}b = \frac{1}{3} * 0.25 = 0.083 \text{ m}$$

$$6db = 6 * 1.59 = 0.095 \text{ m}$$

$$0.10 \text{ m}$$

Por tanto, elegimos como espaciamento de diseño para los estribos:

$$S = 10 \text{ cm}$$

- **Longitud de la zona de confinamiento Lo**

$$h = 0.70 \text{ m}$$

$$\frac{1}{6}L_n = \frac{1}{6}(3.3) = 0.55 \text{ m}$$

$$0.50 \text{ m}$$

$$L_o = 0.70 \text{ m}$$

- **Espaciamiento máximo fuera de la zona de confinamiento**

Se aplicará que el espaciamento fuera de la zona de confinamiento, para sistemas aporticados, el cual debe ser:

$$10dbl = 10 * (1.59) = 0.159 \text{ m}$$

$$0.25 \text{ m}$$

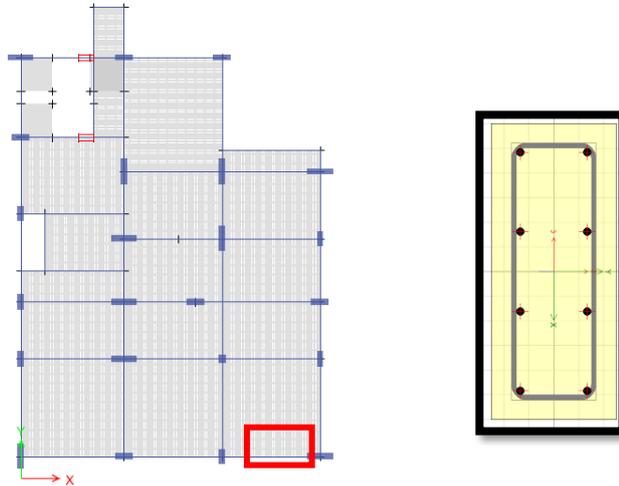
$$S = 0.15 \text{ m (Fuera de la zona de confinamiento).}$$

Usar estribos: 1 ϕ 3/8", 1@ 0.05, 7@ 0.10, Resto @ 0.15 C/E

COLUMNA TIPO C-3 (Columna extremas de pórticos interiores)

Figura 74

Diseño de columna C- (0.25X0.60) Eje 1-1.



Nota: Este tipo de columna es una exterior con refuerzo longitudinal $8\phi 5/8"$.

El diseño se efectuará considerando el efecto biaxial de las fuerzas sobre la columna, para la sección planteada en la figura 74. Además, se satisface si se verifica que la carga más crítica se encuentra dentro del diagrama de interacción biaxial. Los diagramas de interacción se han determinado en el software ETABS.

Tabla 34

Carga axial y momento nominal para, (C-0.25x0.60m²).

MOMENTO 22					MOMENTO 33				
Puntos	90°		270°		Puntos	0°		180°	
	P(tonf)	M22(tonf-m)	P(tonf)	M22(tonf-m)		P(tonf)	M33(tonf-m)	P(tonf)	M33(tonf-m)
1	185.97	0.00	185.97	0.00	1	185.97	0.00	185.97	0.00
2	185.97	6.53	185.97	-6.53	2	185.97	2.80	185.97	-2.80
3	185.97	10.11	185.97	-10.11	3	183.27	4.48	183.27	-4.48
4	169.16	13.21	169.16	-13.21	4	164.64	5.78	164.64	-5.78
5	150.50	15.71	150.50	-15.71	5	144.14	6.85	144.14	-6.85
6	131.29	17.63	131.29	-17.63	6	121.11	7.56	121.11	-7.56
7	110.08	19.10	110.08	-19.10	7	95.15	7.98	95.15	-7.98
8	86.61	20.17	86.61	-20.17	8	64.87	8.20	64.87	-8.20
9	74.76	21.34	74.76	-21.34	9	55.83	8.26	55.83	-8.26
10	59.77	22.60	59.77	-22.60	10	44.48	8.21	44.48	-8.21
11	42.61	21.94	42.61	-21.94	11	27.90	7.54	27.90	-7.54
12	15.85	18.11	15.85	-18.11	12	1.50	5.64	1.50	-5.64
13	-6.53	13.65	-6.53	-13.65	13	-33.82	2.96	-33.82	-2.96
14	-35.45	6.66	-35.45	-6.66	14	-47.15	1.57	-47.15	-1.57
15	-60.48	0.00	-60.48	0.00	15	-60.48	0.00	-60.48	0.00

Nota: Elaboración propia

Tabla 35

Fuerzas internas C- 0.25x0.60 m2.

Nivel	Carga	P(tn)	V2(tn)	V3(tn)	M2(tn-m)	M3(tn-m)
1°	CM	-37.0924	0.0827	-0.5906	-0.4848	0.0947
1°	CV	-5.9496	0.0132	-0.1151	-0.0947	0.015
1°	SISXX	3.3902	3.7132	1.245	2.9284	4.7309
1°	SISYY	10.4101	1.2364	3.953	9.187	1.5733

Nota: La tabla muestra los esfuerzos a los que está sometido la columna

Tabla 36

Combinaciones según E-0.60 para SISMO X, (C-0.25x0.60m2).

DIRECCIÓN	SISMO XX			
	COMBOS	P(tonf)	M2(tonf-m)	M3(tonf-m)
	U1=1.4CM+1.7CV	62.04	-0.84	0.16
SISXX POSITIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	57.19	2.20	4.87
	U3=1.25(CM+CV)-SISXX	50.41	-3.65	-4.59
	U4=0.9CM+SISXX	36.77	2.49	4.82
	U5=0.9CM-SISXX	29.99	-3.36	-4.65
	SISXX NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	57.19	-2.20
U3=1.25(CM+CV)-SISXX		50.41	3.65	4.59
U4=0.9CM+SISXX		36.77	-2.49	-4.82
U5=0.9CM-SISXX		29.99	3.36	4.65

Nota: La tabla muestra las combinaciones de carga para el diagrama de interacción

Tabla 37

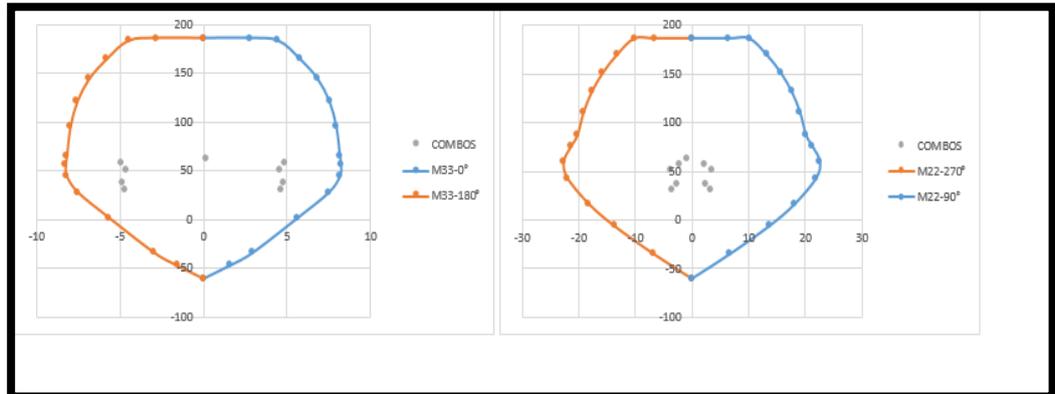
Combinaciones según E-0.60 para SISMO Y, (C-0.25x0.60m²).

DIRECCIÓN	SISMO YY			
	COMBOS	P(tonf)	M2(tonf-m)	M3(tonf-m)
	U1=1.4CM+1.7CV	62.04	-0.84	0.16
SISYY POSITIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	64.21	8.46	1.71
	U3=1.25(CM+CV)-SISYY	43.39	-9.91	-1.44
	U4=0.9CM+SISYY	43.79	8.75	1.66
	U5=0.9CM-SISYY	22.97	-9.62	-1.49
	SISYY NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISYY	64.21	-8.46
U3=1.25(CM+CV)-SISYY		43.39	9.91	1.44
U4=0.9CM+SISYY		43.79	-8.75	-1.66
U5=0.9CM-SISYY		22.97	9.62	1.49

Nota: La tabla muestra las combinaciones de carga para el diagrama de interacción

Figura 75

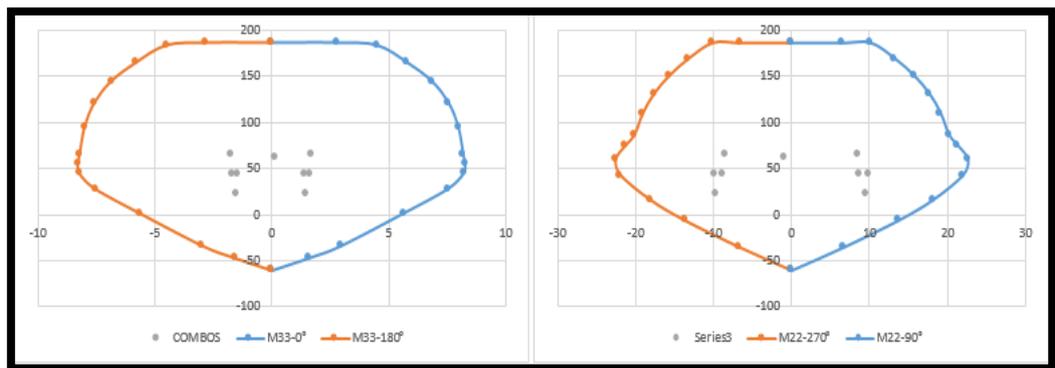
Gráfico de interacción para C-0.25x0.60m² en dirección "X-X".



Nota: Elaboración propia

Figura 76

Gráfico de interacción para C-0.25x060m² en dirección "Y-Y".



Nota: Elaboración propia

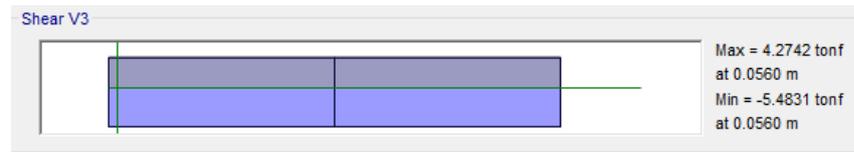
- **Diseño por corte:**

Para calcular el refuerzo por cortante en columnas, se utiliza la envolvente de fuerzas resultantes aplicadas a la columna en estudio. También se toman en cuenta los criterios establecidos por el diseño sísmico.

La fuerza cortante obtenida del análisis se muestra a continuación, así mismo para el diseño por capacidad de la sección se requiere de los momentos actuantes en los extremos:

Figura 77

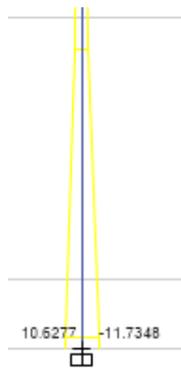
Esfuerzo cortante existente en la columna 0.60 x 0.25m².



Nota: Reporte Etabs V.16

Figura 78

Envolvente de diagrama de momento en la columna 0.60 x 0.25m²



Entonces se tiene:

Tabla 38

Momentos probables en columna M22 y M33 (ton-m).

	M22(tn-m)	M33(tn-m)
Mprs	5.04	6.59
Mpri	12.29	6.59

Tabla 39

Demanda máxima para diseño por capacidad.

Mprs	6.59
Mpri	12.29

Entonces tenemos:

Máxima fuerza cortante basada en momentos máximos probables:

$$V_u = \frac{6.59 + 12.39}{3.3} = 5.75 \text{ tn}$$

Máxima cortante obtenida del análisis:

$$V_u = 5.48 \text{ tn}$$



Como:

$$V_{u(pri)} > V_{u(analisis)}$$

- **Diseño del refuerzo por fuerza cortante**

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \cdot \left(1 + \frac{66.05(10^3)}{140 \cdot (25) \cdot (60)}\right) (25). (54)$$

$$V_c = 13.62 \text{ tn}$$

Por lo tanto $V_c > V_u$, entonces se requiere de refuerzo por corte.

- **Espaciamiento máximo dentro de la zona de confinamiento (So)**

Los límites de espaciamento dentro de la zona de confinamiento, para sistemas aporticados, son:

$$\frac{1}{3}b = \frac{1}{3} * 0.25 = 0.083 \text{ m}$$

$$6db = 6 * 1.59 = 0.095 \text{ m}$$

$$0.10 \text{ m}$$

Por tanto, elegimos como espaciamento de diseño para los estribos:

$$S = 10 \text{ cm}$$

- **Longitud de la zona de confinamiento Lo**

$$h = 0.60 \text{ m}$$

$$\frac{1}{6}L_n = \frac{1}{6}(3.3) = 0.55 \text{ m}$$

$$0.50 \text{ m}$$

$$L_o = 0.60 \text{ m}$$

- **Espaciamiento máximo fuera de la zona de confinamiento**

Se aplicará que el espaciamento fuera de la zona de confinamiento, para sistemas aporticados, el cual debe ser:

$$10dbl = 10 * (1.59) = 0.159 \text{ m}$$

$$0.25 \text{ m}$$

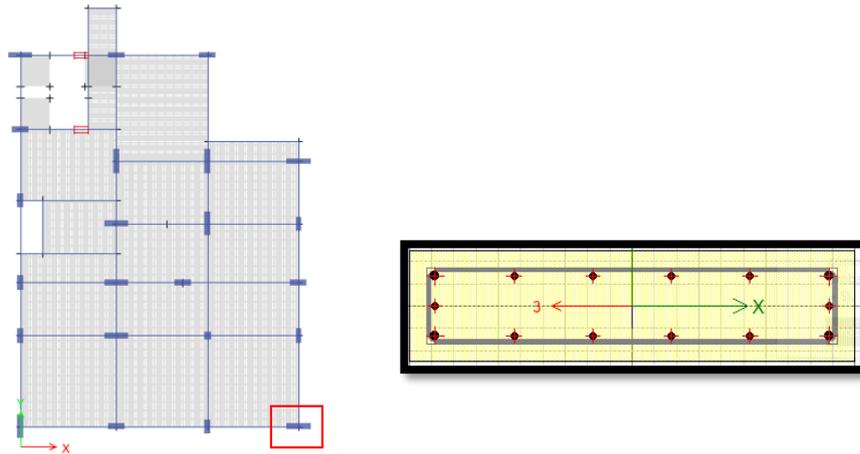
$S = 0.15 \text{ m}$ (Fuera de la zona de confinamiento).

Usar estribos: $1 \phi 3/8''$, $1@ 0.05$, $6@ 0.10$, Resto @ 0.15 C/E

COLUMNA TIPO C-4 (Columna de esquina)

Figura 79

Diseño de columna C- (1.00 x 0.25) Eje 1-1.



Nota: Este tipo de columna es una exterior con refuerzo longitudinal $10\phi 5/8 + 4\phi 3/4''$.

El diseño se efectuará considerando el efecto biaxial de las fuerzas sobre la columna, para la sección planteada en la Figura 79. Además, se satisface si se verifica que la carga más crítica se encuentra dentro del diagrama de interacción biaxial. Los diagramas de interacción se han determinado en el software Etabs.

Tabla 40

Carga axial y momento nominal para, (C-1.00x0.25m²).

MOMENTO 22					MOMENTO 33				
Puntos	90°		270°		Puntos	0°		180°	
	P(tonf)	M22(tonf-m)	P(tonf)	M22(tonf-m)		P(tonf)	M33(tonf-m)	P(tonf)	M33(tonf-m)
1	321.97	0.00	321.97	0.00	1	321.97	0.00	321.97	0.00
2	321.97	20.74	321.97	-20.74	2	321.97	4.72	321.97	-4.72
3	320.97	31.28	320.97	-31.28	3	315.79	7.55	315.79	-7.55
4	291.49	40.34	291.49	-40.34	4	283.57	9.73	283.57	-9.73
5	261.23	47.88	261.23	-47.88	5	247.82	11.53	247.82	-11.53
6	228.58	54.27	228.58	-54.27	6	207.17	12.73	207.17	-12.73
7	193.32	59.41	193.32	-59.41	7	161.35	13.45	161.35	-13.45
8	153.66	63.83	153.66	-63.83	8	106.46	13.85	106.46	-13.85
9	132.73	68.65	132.73	-68.65	9	87.17	13.99	87.17	-13.99
10	109.01	72.80	109.01	-72.80	10	61.93	13.89	61.93	-13.89
11	76.25	71.97	76.25	-71.97	11	29.40	12.76	29.40	-12.76
12	35.49	62.78	35.49	-62.78	12	-15.77	9.53	-15.77	-9.53
13	-4.97	49.86	-4.97	-49.86	13	-76.42	4.95	-76.42	-4.95
14	-53.07	30.64	-53.07	-30.64	14	-98.69	2.63	-98.69	-2.63
15	-120.96	0.00	-120.96	0.00	15	-120.96	0.00	-120.96	0.00

Nota: Elaboración propia

Tabla 41

Fuerzas internas C - 1.00 x 0.25 m²

Nivel	Carga	P(tn)	V2(tn)	V3(tn)	M2(tn-m)	M3(tn-m)
1°	CM	-33.8988	-0.2227	-0.6129	-0.5838	-0.2175
1°	CV	-3.9167	-0.0276	-0.1185	-0.0984	-0.0256
1°	SISXX	21.9546	1.1658	17.9886	52.2558	2.1423
1°	SISYY	12.9643	2.6083	9.0668	26.0736	4.8135

Nota: La tabla muestra los esfuerzos a los que está sometido la columna

Tabla 42

Combinaciones según E-0.60 para sismo X, (C-1.00x0.25m²)

DIRECCIÓN	SISMO XX			
	COMBOS	P(tonf)	M2(tonf-m)	M3(tonf-m)
	U1=1.4CM+1.7CV	54.12	-0.98	-0.35
SISXX POSITIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	69.22	51.40	1.84
	U2=1.25(CM+CV)-SISXX	25.31	-53.11	-2.45
	U4=0.9CM+SISXX	52.46	51.73	1.95
	U5=0.9CM-SISXX	8.55	-52.78	-2.34
SISXX NEGATIVO	U2=1.25(CM+CV)+SISXX	69.22	-51.40	-1.84
	U2=1.25(CM+CV)-SISXX	25.31	53.11	2.45
	U4=0.9CM+SISXX	52.46	-51.73	-1.95
	U5=0.9CM-SISXX	8.55	52.78	2.34

Nota: La tabla muestra las combinaciones de carga para el diagrama de interacción

Tabla 43

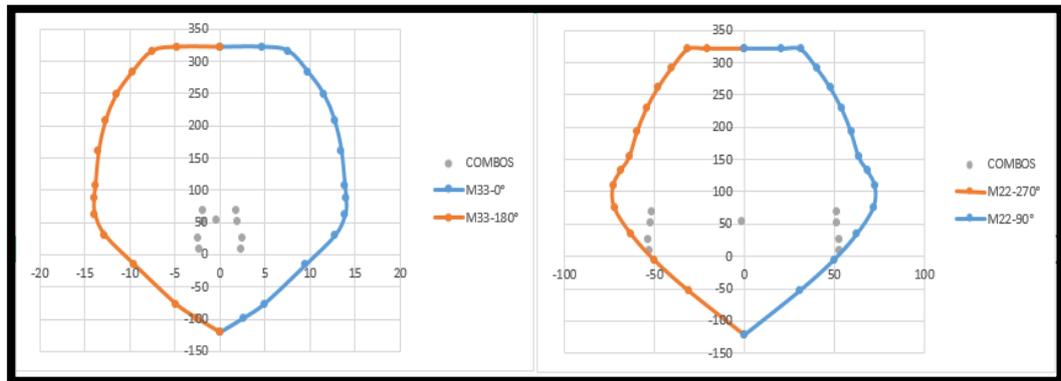
Combinaciones según E-0.60 para SISMO Y, (C-1.00x0.25m²).

DIRECCIÓN	SISMO YY			
	COMBOS	P(tonf)	M2(tonf-m)	M3(tonf-m)
	U1=1.4CM+1.7CV	54.12	-0.98	-0.35
SISYY POSITIVO	U6=1.25(CM+CV)+SISYY	60.23	25.22	4.51
	U7=1.25(CM+CV)-SISYY	34.31	-26.93	-5.12
	U8=0.9CM+SISYY	43.47	25.55	4.62
	U9=0.9CM-SISYY	17.54	-26.60	-5.01
SISYY NEGATIVO	U6=1.25(CM+CV)+SISYY	60.23	-25.22	-4.51
	U7=1.25(CM+CV)-SISYY	34.31	26.93	5.12
	U8=0.9CM+SISYY	43.47	-25.55	-4.62
	U9=0.9CM-SISYY	17.54	26.60	5.01

Nota: La tabla muestra las combinaciones de carga para el diagrama de interacción

Figura 80

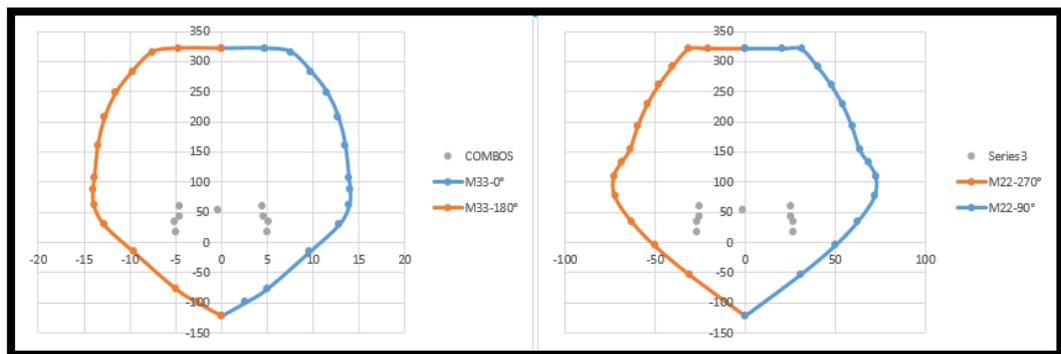
Gráfico de interacción para C-1.00x0.25m² en dirección "X-X".



Nota: Elaboración propia

Figura 81

Gráfico de interacción para C-1.00x0.25m² en dirección "Y-Y".



Nota: Elaboración propia

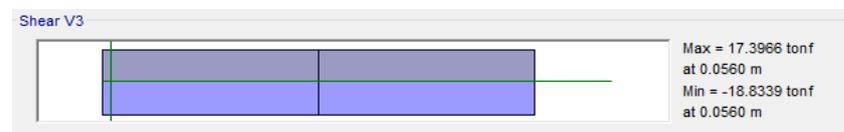
- **Diseño por corte:**

Para poder obtener el refuerzo por cortante en las columnas, se emplea la envolvente de las fuerzas resultantes que se tiene en la columna analizada. Se considerará además los requisitos pro diseño sísmico.

La fuerza cortante obtenida del análisis de muestra a continuación:

Figura 82

Esfuerzo cortante existente en la columna 1.00 x 0.25m².

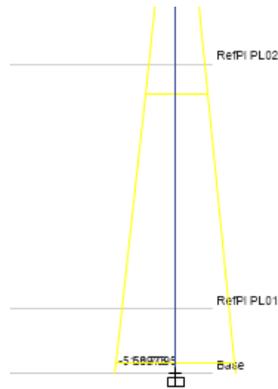


Nota: Reporte de Etabs v.16

Para el diseño por capacidad de la sección se requiere de los momentos actuantes en los extremos:

Figura 83

Envolvente de diagrama de momento en la columna 1.00 x 0.25m²



Entonces se tiene:

Tabla 44

Momentos probables en columna M22 y M33 (ton-m).

	M22(ton-m)	M33(ton-m)
Mprs	5.01	4.35
Mpri	72.07	6.98

Tabla 45

Demanda máxima para diseño por capacidad.

Mprs	5.01
Mpri	72.07

Entonces tenemos:

Máxima fuerza cortante basada en momentos máximos probables:

$$V_u = \frac{5.01 + 72.07}{3.3} = 23.35 \text{ tn}$$

Máxima cortante obtenida del análisis:

$$V_u = 18.83 \text{ tn}$$

Como:

$$V_{u(pri)} > V_{u(analysis)}$$



- **Diseño del refuerzo por fuerza cortante**

$$V_c = 0.53\sqrt{210} \cdot \left(1 + \frac{68.21(10^3)}{140 \cdot (25) \cdot (100)}\right) (25) \cdot (94)$$

$$V_c = 21.57 \text{ tn}$$

Por lo tanto $V_c < V_u$, entonces no se requiere de refuerzo por corte sin embargo por tratarse de un elemento el cual está sometido a esfuerzos de flexo - compresión se pondrá sus estribos correspondientes

- **Espaciamiento máximo dentro de la zona de confinamiento (So)**

Los límites de espaciamento dentro de la zona de confinamiento, para sistemas aporricados, son:

$$\frac{1}{3}b = \frac{1}{3} * 0.25 = 0.083 \text{ m}$$

$$6db = 6 * 1.59 = 0.095 \text{ m}$$

$$0.10 \text{ m}$$

Por tanto, elegimos como espaciamento de diseño para los estribos:

$$S = 10 \text{ cm}$$

- **Longitud de la zona de confinamiento Lo**

$$h = 1.00 \text{ m}$$

$$\frac{1}{6}L_n = \frac{1}{6}(3.3) = 0.55 \text{ m}$$

$$0.50 \text{ m}$$

$$L_o = 1.00 \text{ m}$$

- **Espaciamiento máximo fuera de la zona de confinamiento**

Se aplicará que el espaciamento fuera de la zona de confinamiento, para sistemas aporricados, el cual debe ser:

$$10dbl = 10 * (1.91) = 0.191 \text{ m}$$

$$0.25 \text{ m}$$

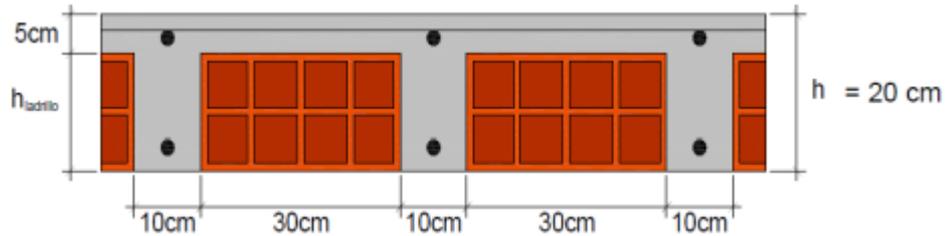
$$S = 0.15 \text{ m (Fuera de la zona de confinamiento).}$$

Usar estribos: 1 ϕ 3/8", 1@ 0.05, 8@ 0.10, Resto @ 0.15 C/E

4.3.1.3. Diseño De Losa Aligerada

Figura 84

Conceptualización para losa aligerada $e = 20$ cm



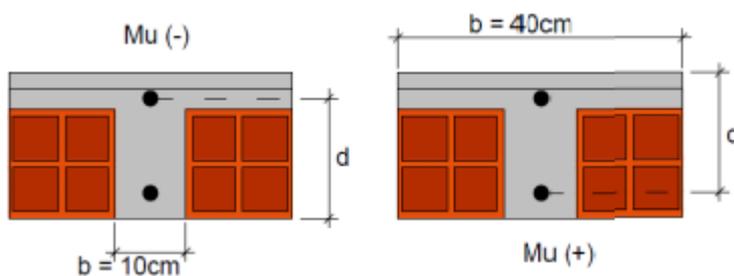
$$A_s = \frac{M_u}{0.9 * f_y * (d - \frac{a}{2})}$$

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

$$d = h - 0.03m$$

Figura 85

$M_u (-)$ y $M_u (+)$



$$A_{smin} = \frac{0.7 * \sqrt{f'_c}}{f_y} * b_w * d$$

$$b_w = 10 \text{ cm}$$

$$A_{smáx} = 0.75 * \rho_b * b_w * d$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * f'_c * \beta_1}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

- **Diseño por corte:**

$$V_c = 1.1(0.85)(0.53)\sqrt{f'_c} * b * d$$

- **Refuerzo por temperatura**

$$A_s = 0.0018 * b * h_f$$

$$N^{\circ} \text{ varillas en } b = \frac{A_s}{\text{Area de la varilla}}$$

$S \leq 5h_f$ ó $S \leq 45$ cm, se recomienda un espaciamiento máximo de 25cm, para evitar el agrietamiento.

h_f : espesor de la losa superior

- **Metrado de cargas**

CARGA MUERTA

Peso propio de la losa $0.30 \times 0.40 = 0.12$ tn/m

Peso de acabados: $0.10 \times 0.40 = 0.04$ tn/m

Peso de tabiquería: $0.27 \times 0.40 = 0.11$ tn/m

WD= 0.27 tn/m

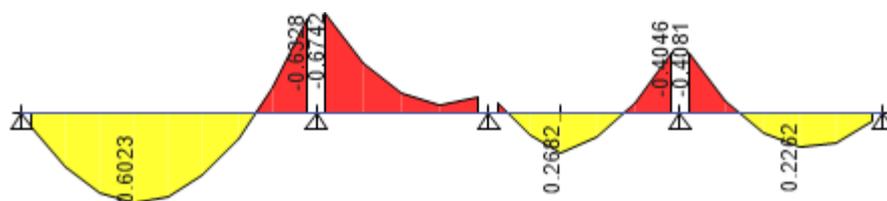
CARGA VIVA

Sobrecarga $0.2 \times 0.40 = 0.08$ tn/m

WL=0.08 tn/m

Figura 86

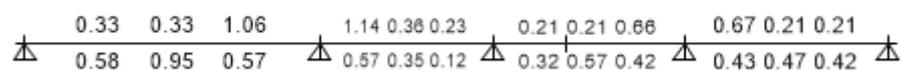
Envolvente de momentos para diseño de losa aligerada (Tn-m).



Nota: Momentos positivos y negativos con sus respectivos valores

Figura 87

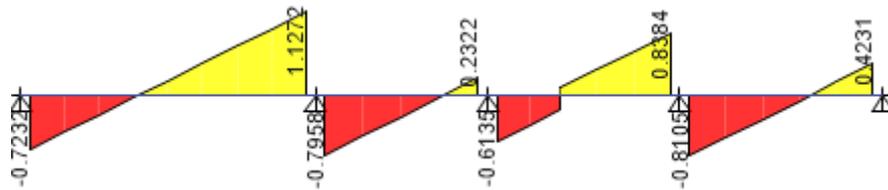
Acero positivo corrido 1/2", Acero negativo (bastón) 1/2" y 3/8"



Nota: Cálculo de acero para la losa aligerada se ha realizado en el lugar más crítico

Figura 88

Envolvente de cortantes (Tn).



Nota: la imagen muestra el diagrama de las cortantes máximas producidas

$$V_c = \frac{(0.85)(0.53)\sqrt{210}(17)(10)}{1000} = 1.11 \text{ tn} \geq 0.81 \text{ tn}$$

"El concreto absorberá todo el corte producido en la vigueta"

$$A_{stemp} = 0.0018(100)(5) = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$N_{varillas \text{ en } b} = \frac{0.90}{0.32} = 2.8125$$

$$S = \frac{100}{2.8125} = 35.56 \text{ cm}$$

$$S = 5(5) = 25 \text{ cm}$$

$$Usar: \varnothing 1/4'' @ 0.25$$

4.3.1.4. Diseño de cimentación - pórticos de concreto armado

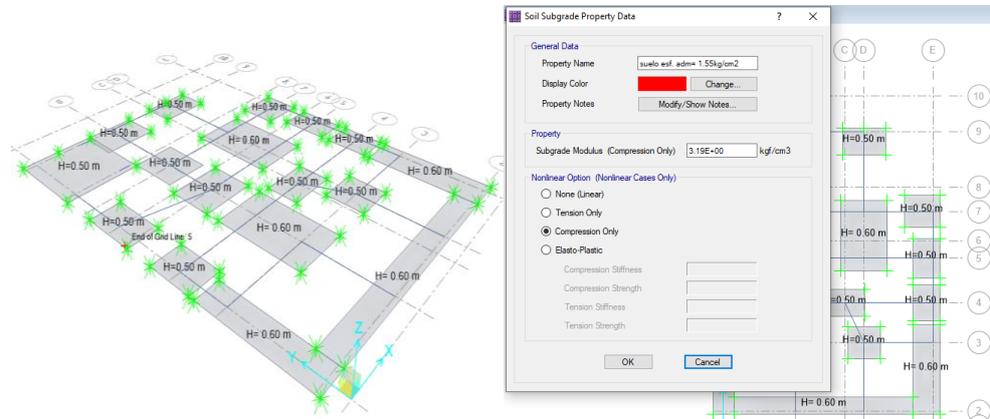
Los elementos estructurales pertenecientes a la cimentación tienen por finalidad distribuir la carga concentrada que es transmitida a través de la columna sobre el terreno teniendo que ser menor o igual a la capacidad portante del suelo. Toda esta información relacionada a la capacidad portante del suelo, la profundidad mínima de cimentación, el tipo de suelo sobre el cual será construido la edificación, entre otros datos será recopilada a través del estudio de mecánica de suelos hecha en un laboratorio.

- **Descripción de la cimentación a diseñar**

Para el diseño de nuestras zapatas emplearemos un tipo de cimentación superficial.

Figura 89

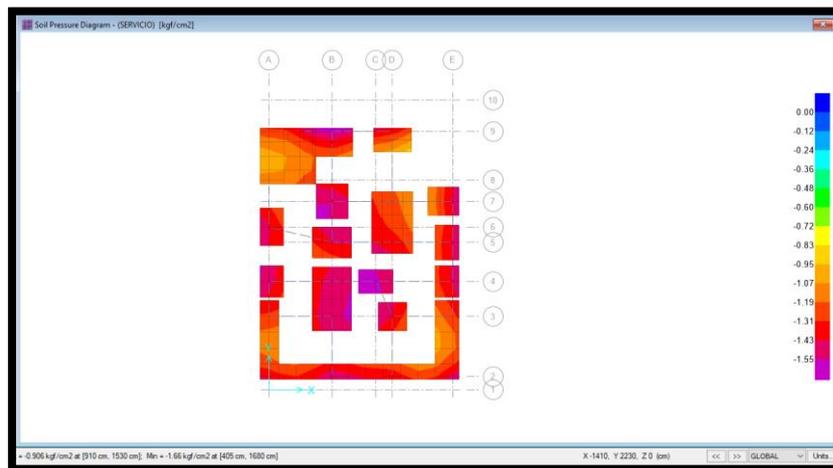
Cimentación propuesta para pórticos de concreto armado.



Nota: Reporte de Etabs v.16

Figura 90

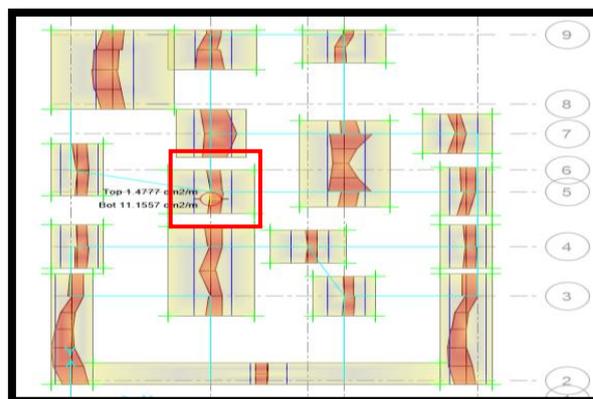
Esquema de presiones de suelo (menores a 1.51 kg/cm2).



Nota: Reporte de Etabs v.16

Figura 91

Diseño de cimentación

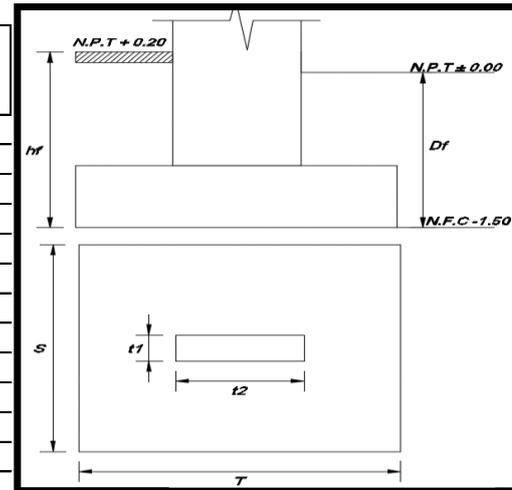


Nota: Reporte de Safe v.16



DISEÑO DE ZAPATA AISLADA Z-4

Datos Generales de la Zapata:		
t1 =	0.25	mts.
t2 =	1.00	mts.
PD =	49.98	Tn.
PL =	9.33	Tn.
σt =	1.55	kg/cm ² .
Df =	1.50	mts.
γt =	1.98	Tn/m ³ .
f'c =	210.00	kg/cm ² .
s/c =	100.00	kg/m ² .
Fy =	4200.00	kg/cm ² .
R =	7.50	cmt.
Øv =	1.27	cm.



ALTURA A NIVEL DE PISO TERMINADO hf = 1.70 mts.

1.- ESFUERZO NETO DEL TERRENO "σn":

σn = 12.03 Tn/m²

2.- AREA DE LA ZAPATA "Azap":

Azap = 4.93 m² S' x T = 2.220 x 2.220 m²

PARA CUMPLIR Lv1 = Lv2

T = 2.595 mts. Utilizar T = 2.500 mt

S = 1.845 mts. Utilizar S = 2.000 mt

USAR S x T 2.000 x 2.500

Lv1 = Lv2 = 0.750
0.875

3.- REACCIÓN NETA DEL TERRENO "Wnu":

Pu = 85.8287 Tn

Az = 5 m²

Wnu = 17.17 Tn/m²

4.- DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA "h" DE LA ZAPATA POR PUNZONAMIENTO:

CONDICIÓN DE DISEÑO:

Vc = Vu/Ø = (Pu-Wu.m.n)/Ø.... (I)

TAMBIÉN:

Ø = 0.85

Vc = 1.06√(f'c)xboxd(II)

Igualaremos las ec. I = II

Formando una ecuación de segundo Grado

Entonces d = 0.1827 mt

h = 27.04 cm **usar** h = 50.000 cm

dprom = 0.410 m



5.- VERIFICACIÓN DE CORTANTE:

$$\begin{aligned} L_v &= 0.875 && \text{mts.} \\ V_{du} &= 15.96 && T_n \\ V_n &= 18.78 && T_n \\ V_c &= 62.98 && T_n > V_n \quad \text{CONFORME} \end{aligned}$$

EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL:

6.- DISEÑO POR FLEXIÓN:

$$\begin{aligned} M_u &= 13.14 && T_n\text{-m} \\ b &= 200.00 && \text{cm} \end{aligned}$$

ITERANDO:

$$\emptyset d = \text{FACTOR DE REDUCCIÓN DE DISEÑO IGUAL A } 0.9^{\circ} \quad \emptyset d = \boxed{0.90}$$

$$\text{Usar } A_s = 8.59 \text{ cm}^2 \quad a = 1.01$$

7.- VERIFICACIÓN DE ACERO MÍNIMO:

$A_{smin} = (p_{temp}).(b).(d)$

$$A_{smin} = 14.76 \text{ cm}^2 < 8.59 \text{ cm}^2 \quad \text{USAR } A_{smin}$$

$$A_s = 14.76 \text{ cm}^2$$

CÁLCULO DE VARILLAS:

$A_{\emptyset} = \text{ÁREA DE LA VARILLA A USAR EN cm}^2$.

$$A_{\emptyset} = \boxed{5/8^{\circ}} \text{ cm}^2$$

$$n = A_s / A_{\emptyset} = 7.45 \text{ VARILLAS}$$

$$\text{usar } n = \boxed{9} \text{ VARILLAS}$$

$\emptyset v = \text{DIÁMETRO DE LA VARILLA USADA}$

$$\emptyset v = \boxed{5/8^{\circ}}$$

$\text{Separación} = (S - 2r - \emptyset v) / (n - 1)$

$$\text{Separación} = 22.880 \text{ cm}$$

$$\text{Usar Separación} = \boxed{20} \text{ cm}$$

$$\text{USAR: } 9 \text{ VARILLAS } \boxed{5/8^{\circ}} @ 20 \text{ cm}$$

EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL:

$$A_{s\text{long}} = 14.76 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 18.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{\emptyset} = \boxed{5/8^{\circ}} \text{ cm}^2$$

$$n = A_s / A_{\emptyset} = 9.32 \text{ VARILLAS}$$

$$\text{usar } n = \boxed{11} \text{ VARILLAS}$$

$\emptyset v = \text{DIÁMETRO DE LA VARILLA USADA}$

$$\emptyset v = \boxed{5/8^{\circ}}$$

$\text{Separación} = (S - 2r - \emptyset v) / (n - 1)$

$$\text{Separación} = 23.300 \text{ mts.}$$

$$\text{Usar Separación} = \boxed{20} \text{ mts.}$$

$$\text{USAR: } 11 \text{ VARILLAS } \boxed{5/8^{\circ}} @ 20 \text{ cm}$$

4.3.2. Diseño de elementos estructurales - albañilería confinada

Para el diseño de los muros portantes y elementos de confinamiento los cuales están comprendidos por columnas y vigas soleras se realizarán con las fuerzas cortantes y momentos, cargas gravitacionales y ciertos factores que se tendrán que determinar con las fórmulas que plantea la norma E 0.70.

4.3.2.1. Etapas para el diseño de los elementos de albañilería confinada

- **Densidad mínima de muros**

Hasta esta primera parte se puede observar que la densidad en cada dirección es superior a la necesaria sin embargo esto no significa que la estructuración es todavía la adecuada, en los posteriores cálculos se llegara a un diseño final de la edificación.

Tabla 46

Densidad de muros según E- 0.70

Dirección X				Dirección Y			
Muro	Longitud L(m)	Espesor t(m)	$L \times t$ m ²	Muro	Longitud L(m)	Espesor t(m)	$L \times t$ m ²
1X	2.85	0.23	0.6555	1Y	7.350	0.23	1.6905
2X	4.10	0.23	0.9430	2Y	3.250	0.23	0.7475
3X	2.00	0.23	0.4600	3Y	3.400	0.23	0.7820
4X	2.65	0.23	0.6095	4Y	2.150	0.23	0.4945
5X	3.05	0.23	0.7015	5Y	4.700	0.23	1.0810
6X	2.95	0.23	0.6785	6Y	5.350	0.23	1.2305
7X	3.05	0.23	0.7015	7Y	12.000	0.23	2.7600
8X	2.95	0.23	0.6785	-	-	-	-
9X	3.05	0.23	0.7015	-	-	-	-
10X	2.75	0.23	0.6325	-	-	-	-
11X	2.65	0.23	0.6095	-	-	-	-

$$\sum Lxt = 7.376 \text{ m}^2$$

$$Z.U.S.N = 2.0125$$

$$\frac{\sum L.t}{A_p} = \frac{7.376}{175.03} = 0.042$$

$$\sum Lxt = 8.790 \text{ m}^2$$

$$Z.U.S.N = 2.0125$$

$$\frac{\sum L.t}{A_p} = \frac{8.970}{175.03} = 0.050$$

$$\frac{Z.U.S.N}{56} = 0.036$$

$$\frac{Z.U.S.N}{56} = 0.036$$

- **Esfuerzo axial máximo**

Donde el esfuerzo axial máximo del muro, deberá ser inferior a 0.15 veces la resistencia característica a compresión axial de la albañilería (f'_m).

Tabla 47

Esfuerzo axial y su verificación

Muro	L (m)	t (m)	Pm (Kg)	σ_m (Kg/cm ²)	$0.2f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right]$ (Kg/cm ²)	Observación
P1X	2.85	0.23	27244.80	4.16	11.64	Muro Correcto
P2X	4.10	0.23	37283.70	3.95	11.64	Muro Correcto
P3X	2.85	0.23	30355.20	4.63	11.64	Muro Correcto
P4X	3.20	0.23	23037.00	3.13	11.64	Muro Correcto
P5X	3.05	0.23	39819.40	5.68	11.64	Muro Correcto
P6X	2.95	0.23	30070.80	4.43	11.64	Muro Correcto
P7X	3.05	0.23	41615.10	5.93	11.64	Muro Correcto
P8X	2.95	0.23	29460.50	4.34	11.64	Muro Correcto
P9X	3.05	0.23	46409.30	6.62	11.64	Muro Correcto
P10X	2.75	0.23	33125.50	5.24	11.64	Muro Correcto
P11X	2.65	0.23	23700.60	3.89	11.64	Muro Correcto
P1Y	7.35	0.23	75467.90	4.46	11.64	Muro Correcto
P2Y	3.50	0.23	36966.00	4.59	11.64	Muro Correcto
P3Y	2.90	0.23	46926.80	7.04	11.64	Muro Correcto
P4Y	2.15	0.23	22488.00	4.55	11.64	Muro Correcto
P5Y	4.70	0.23	51567.70	4.77	11.64	Muro Correcto
P6Y	5.60	0.23	63423.80	4.92	11.64	Muro Correcto
P7Y	12.00	0.23	99865.50	3.62	11.64	Muro Correcto

Nota: Elaboración propia

- **Control de fisuración**

Tabla 48

Control a la fisuración - fuerza cortante para un sismo severo.

Muro	Pg (Kg)	Ve-X (Kg)	Me-X (Kg-m)	Ve-Y (Kg)	Me-Y (Kg-m)	Ve (Kg)	Me (Kg-m)	$\frac{V_e L}{M_e}$	α	Vm (Kg)	$V_e \leq 0.55V_m$
P1X	25440.20	15478.30	37293.00	260.30	457.90	15478.30	37293.00	1.18	1.0	32399.00	No Fisurado
P2X	34469.10	23184.10	66344.00	328.10	544.50	23184.10	66344.00	1.43	1.0	46119.39	No Fisurado
P3X	27959.30	15815.90	37624.50	206.40	398.50	15815.90	37624.50	1.20	1.0	32978.39	No Fisurado
P4X	21337.40	13519.60	31812.00	85.20	192.70	13519.60	31812.00	1.36	1.0	34715.60	No Fisurado
P5X	35607.10	17500.70	41703.60	165.10	324.80	17500.70	41703.60	1.28	1.0	36600.38	No Fisurado
P6X	27418.30	17159.80	40607.50	142.90	270.20	17159.80	40607.50	1.25	1.0	33785.46	No Fisurado
P7X	36955.20	15657.50	40812.60	233.40	399.90	15657.50	40812.60	1.17	1.0	36910.45	No Fisurado
P8X	26863.80	17225.90	40794.10	143.20	270.50	17225.90	40794.10	1.25	1.0	33657.92	No Fisurado
P9X	40878.10	16131.70	41244.90	205.40	369.10	16131.70	41244.90	1.19	1.0	37812.71	No Fisurado
P10X	29749.30	14581.50	36571.40	140.90	289.30	14581.50	36571.40	1.10	1.0	32458.59	No Fisurado
P11X	21793.70	14053.40	33522.30	87.70	197.50	14053.40	33522.30	1.11	1.0	29697.30	No Fisurado
P1Y	69336.40	677.40	1171.40	50406.50	200917.60	50406.50	200917.60	1.84	1.0	91864.62	No Fisurado
P2Y	33927.30	245.40	475.30	21214.90	47865.60	21214.90	47865.60	1.55	1.0	40405.78	No Fisurado
P3Y	41804.80	253.90	488.30	18065.50	39460.20	18065.50	39460.20	1.56	1.0	41286.10	No Fisurado
P4Y	20150.90	207.40	343.20	9470.40	17488.30	9470.40	17488.30	1.16	1.0	24661.96	No Fisurado
P5Y	46489.30	784.50	1160.10	19588.50	55680.70	19588.50	55680.70	1.65	1.0	54473.04	No Fisurado
P6Y	56847.10	728.30	1107.10	20869.00	60051.70	20869.00	60051.70	1.86	1.0	62910.08	No Fisurado
P7Y	92726.60	668.00	1502.50	56046.40	268361.30	56046.40	268361.30	2.51	1.0	133107.12	No Fisurado

Nota: Elaboración propia

- **Verificación de la resistencia al corte del edificio**

Tabla 49

Fuerza de corte que actúa en el entrepiso.

PISO	Caso de carga	Cortante en X	Cortante en Y
PISO 01	Sismo Severo X-X	381.4861 tn-f	-
PISO 01	Sismo Severo Y-Y	-	381.4861 tn-f

Tabla 50

Sumatoria de resistencia al corte de muros.

Muro	Vm (Kg)	$\sum V_{mi}$
P1X	32399.00	
P2X	46119.39	
P3X	32978.39	
P4X	34715.60	
P5X	36600.38	
P6X	33785.46	387135.20
P7X	36910.45	
P8X	33657.92	
P9X	37812.71	
P10X	32458.59	
P11X	29697.30	
P1Y	91864.62	
P2Y	40405.78	
P3Y	41286.10	
P4Y	24661.96	448708.70
P5Y	54473.04	
P6Y	62910.08	
P7Y	133107.12	

Nota: Elaboración propia

Tabla 51

Resistencia al corte del Edificio y su verificación.

Resistencia al corte en Dirección X del Edificio, $\sum V_{mi} =$	387135.195	cumple
Resistencia al Corte en Dirección Y del Edificio, $\sum V_{mi} =$	448708.702	cumple
Cortante por Sísmo Severo en Dirección X, $V_{Ei} =$	381486.1	$\sum V_{mi} \geq V_E$
Cortante por Sísmo Severo en Dirección Y, $V_{Ei} =$	381486.1	

Nota: Elaboración propia

- **Verificación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal en los muros**

En la tabla 52 se realiza la verificación a través de las comparaciones entre la resistencia al corte último y la resistencia última al corte del muro.

Tabla 52

Comprobación de la necesidad de colocar refuerzo horizontal.

<i>Muro</i>	V_{m1} (kg)	$\frac{V_{m1}}{V_{e1}}$	$2 \leq \frac{V_{m1}}{V_{e1}} \leq 3$	V_u (Kg)	Condición
P1X	32399.00	2.09	2.09	32399.00	Reforzar
P2X	46119.39	1.99	1.99	46119.39	Reforzar
P3X	32978.39	2.09	2.09	32978.39	Reforzar
P4X	34715.60	2.57	2.57	34715.60	No Reforzar
P5X	36600.38	2.09	2.09	36600.38	Reforzar
P6X	33785.46	1.97	1.97	33785.46	Reforzar
P7X	36910.45	2.36	2.36	36910.45	Reforzar
P8X	33657.92	1.95	1.95	33657.92	Reforzar
P9X	37812.71	2.34	2.34	37812.71	Reforzar
P10X	32458.59	2.23	2.23	32458.59	Reforzar
P11X	29697.30	2.11	2.11	29697.30	Reforzar
P1Y	91864.62	1.82	1.82	91864.62	Reforzar
P2Y	40405.78	1.90	1.90	40405.78	Reforzar
P3Y	36628.60	2.29	2.29	41286.10	Reforzar
P4Y	24661.96	2.60	2.60	24661.96	Reforzar
P5Y	54473.04	2.78	2.78	54473.04	Reforzar
P6Y	65238.83	3.01	3.00	62607.00	Reforzar
P7Y	133107.12	2.37	2.37	133107.12	Reforzar

Nota: Elaboración propia

- **Verificación del agrietamiento diagonal en los entrepisos superiores**

Tabla 53

Resistencia al corte para cada muro y su verificación.

<i>Muro</i>	V_m (Kg)	$V_{Ei - X}$ (Kg)	$V_{Ei - Y}$ (Kg)	V_{Ei} (Kg)	$V_m \geq V_{Ei}$
P1X	32399.00	30956.60	520.60	30956.60	Resistente
P2X	46119.39	46068.20	656.30	46068.20	Resistente
P3X	32978.39	31631.70	412.90	31631.70	Resistente
P4X	34715.60	27039.20	170.40	27039.20	Resistente
P5X	36600.38	35001.50	330.20	35001.50	Resistente
P6X	33785.46	33119.50	285.80	33119.50	Resistente
P7X	36910.45	31315.00	466.80	31315.00	Resistente
P8X	33657.92	33451.70	286.30	33451.70	Resistente
P9X	37812.71	32263.30	410.90	32263.30	Resistente
P10X	32458.59	29163.00	281.80	29163.00	Resistente
P11X	29697.30	28106.80	175.40	28106.80	Resistente
P1Y	91864.62	1354.90	90813.10	90813.10	Resistente
P2Y	40405.78	490.70	39429.80	39429.80	Resistente
P3Y	36628.60	507.80	36130.90	36130.90	Resistente
P4Y	24661.96	414.90	18940.80	18940.80	Resistente
P5Y	54473.04	1569.00	39177.00	39177.00	Resistente
P6Y	65238.83	1456.60	41738.10	41738.10	Resistente
P7Y	133107.12	1336.10	112092.80	112092.80	Resistente

Nota: Elaboración propia

4.3.2.2 Diseño De Vigas Soleras

La viga solera se diseñará a tracción pura para soportar una fuerza igual a T_s , estas vigas son las que se colocaran en los muros en la parte superior y también estarán entre las columnas, su función principal será la de confinamiento. Sobre estas vigas reposan las viguetas del techo, las cuales se encuentran sobre estos muros portantes. Su función es la de transferir las cargas del techo sobre los muros, repartiéndolas de forma uniforme.

Tabla 54

Diseño de Vigas soleras.

Muro	T_s (Kg)	As- requerida (cm ²)	As min	As col	Arreglo	Arreglo Estribos
P1X	16199	4.29	2.5	4.29	4 ϕ 1/2"	ϕ 8mm, 1@5cm, 4@10cm, resto 25 cm C/E
P2X	23060	6.10	2.5	6.10	4 ϕ 1/2" + 2 ϕ 3/8"	ϕ 8mm, 1@5cm, 4@10cm, resto 25 cm C/E
P3X	16489	4.36	2.5	4.36	4 ϕ 1/2"	ϕ 8mm, 1@5cm, 4@10cm, resto 25 cm C/E
P4X	17358	4.59	2.5	4.59	4 ϕ 1/2"	ϕ 8mm, 1@5cm, 4@10cm, resto 25 cm C/E
P5X	18300	4.84	2.5	4.84	4 ϕ 1/2"	ϕ 8mm, 1@5cm, 4@10cm, resto 25 cm C/E
P6X	16893	4.47	2.5	4.47	4 ϕ 1/2"	ϕ 8mm, 1@5cm, 4@10cm, resto 25 cm C/E
P7X	18455	4.88	2.5	4.88	4 ϕ 1/2"	ϕ 8mm, 1@5cm, 4@10cm, resto 25 cm C/E
P8X	16829	4.45	2.5	4.45	4 ϕ 1/2"	ϕ 8mm, 1@5cm, 4@10cm, resto 25 cm C/E
P9X	18906	5.00	2.5	5.00	4 ϕ 1/2"	ϕ 8mm, 1@5cm, 4@10cm, resto 25 cm C/E
P10X	16229	4.29	2.5	4.29	4 ϕ 1/2"	ϕ 8mm, 1@5cm, 4@10cm, resto 25 cm C/E
P11X	14849	3.93	2.5	3.93	4 ϕ 1/2"	ϕ 8mm, 1@5cm, 4@10cm, resto 25 cm C/E
P1Y	24060	6.37	2.5	6.37	4 ϕ 1/2" + 2 ϕ 3/8"	ϕ 8mm, 1@5cm, 4@10cm, resto 25 cm C/E
P2Y	20203	5.34	2.5	5.34	4 ϕ 1/2"	ϕ 8mm, 1@5cm, 4@10cm, resto 25 cm C/E
P3Y	18314	4.85	2.5	4.85	4 ϕ 1/2"	ϕ 8mm, 1@5cm, 4@10cm, resto 25 cm C/E
P4Y	12331	3.26	2.5	3.26	4 ϕ 1/2"	ϕ 8mm, 1@5cm, 4@10cm, resto 25 cm C/E
P5Y	13618	3.60	2.5	3.60	4 ϕ 1/2"	ϕ 8mm, 1@5cm, 4@10cm, resto 25 cm C/E
P6Y	17475	4.62	2.5	4.62	4 ϕ 1/2"	ϕ 8mm, 1@5cm, 4@10cm, resto 25 cm C/E
P7Y	33277	8.80	2.5	8.80	4 ϕ 5/8" + 1 ϕ 1/2"	ϕ 8mm, 1@5cm, 4@10cm, resto 25 cm C/E

Nota: Elaboración propia

El área indicada para la sección transversal de la viga solera debe ser suficiente para albergar el acero calculado, empleándose vigas chatas con un peralte de igual espesor que la losa del techo. En la solera se colocará estribos mínimos: 6 mm, 1@5cm, 4@10cm, resto @ 25 cm.

4.3.2.3 Diseño De Columnas De Confinamiento

Tabla 55

Columnas para confinamiento y su diseño.

Muro	Número de Columnas Nc	Diseño de Columnas de Confinamiento						
		Long. Paño Mayor, Lm (m)	0.5 L (m)	Pg (Kg)	Pc (Kg)	Vc (Kg)	T (Kg)	C (Kg)
P1X	2	2.85	1.425	25440.2	12720.1	16199	-108.7	25331.5
P2X	2	4.10	2.05	34469.1	17234.6	23060	331.5	34800.6
P3X	2	2.85	1.425	27959.3	13979.7	16489	-1495	26464
P4X	2	3.20	1.6	21337.4	10668.7	17358	755.21	22092.6
P5X	2	3.05	1.525	35607.1	17803.6	18300	-4808	30799.3
P6X	2	2.95	1.475	27418.3	13709.2	16893	-1496	25922.7
P7X	2	3.05	1.525	36955.2	18477.6	18455	-2666	34289.6
P8X	2	2.95	1.475	26863.8	13431.9	16829	-1244	25619.3
P9X	2	3.05	1.525	40878.1	20439.1	18906	-4858	36019.9
P10X	2	2.75	1.375	29749.3	14874.7	16229	-615.7	29133.6
P11X	2	2.65	1.325	21793.7	10896.9	14849	1266.2	23059.9
P1Y	3	3.85	3.675	69336.4	23112.1	18045	10458	56682.7
P2Y	2	3.50	1.75	33927.3	16963.7	20203	-5924	28002.8
P3Y	2	2.90	1.45	41804.8	20902.4	18314	-9733	32071.4
P4Y	2	2.15	1.075	20150.9	10075.5	12331	-3805	16345.6
P5Y	3	2.35	2.35	46489.3	15496.4	10214	2381.4	33374.3
P6Y	3	3.00	2.8	56847.1	18949	13106	-1923	35974.9
P7Y	4	4.75	6	92726.6	23181.7	19966	15510	61873.7

Nota: Elaboración propia

Tabla 56

Dimensiones definitivas de las columnas de confinamiento.

Muro	t (m)	Dimensión de Columnas de Confinamiento					Columna Final	
		An (cm ²)	Acf (cm ²)	Aminimo conf	A req (cm ²)	D (cm)	T (cm)	D real (cm)
P1X	0.23	196.3	453.8	345.0	453.8	20	25	30
P2X	0.23	291.0	645.9	345.0	645.9	28	25	35
P3X	0.23	166.5	461.9	345.0	461.9	20	25	30
P4X	0.23	131.5	486.2	345.0	486.2	21	25	30
P5X	0.23	201.2	512.6	345.0	512.6	22	25	30
P6X	0.23	162.2	473.2	345.0	473.2	21	25	30
P7X	0.23	285.9	517.0	345.0	517.0	22	25	30
P8X	0.23	159.7	471.4	345.0	471.4	20	25	30
P9X	0.23	303.2	529.6	345.0	529.6	23	25	30
P10X	0.23	234.3	454.6	345.0	454.6	20	25	30
P11X	0.23	139.3	415.9	345.0	415.9	18	25	25
P1Y	0.23	509.9	505.5	345.0	509.9	22	25	30
P2Y	0.23	178.8	565.9	345.0	565.9	25	25	35
P3Y	0.23	211.4	513.0	345.0	513.0	22	25	30
P4Y	0.23	106.4	345.4	345.0	345.4	15	25	25
P5Y	0.23	276.8	286.1	345.0	345.0	15	25	25
P6Y	0.23	302.8	367.1	345.0	367.1	16	25	25
P7Y	0.23	449.9	559.3	345.0	559.3	24	25	30

Nota: Elaboración propia

Tabla 57

Diseño en las columnas de confinamiento.

Diseño de Refuerzo Longitudinal y estribos										
Muro	Asf (cm ²)	Ast (cm ²)	As- requerido (cm ²)	Arreglo	S1 (cm)	S2 (cm)	S3 (cm)	S colocar (cm)	45 cm ó 1.5d	Arreglo (Estribos)
P1X	5.67	0.03	5.70	4 φ 1/2"+2φ 3/8"	8.54	7.98	6.75	5	45	φ8mm,9@5cm,4@10cm,rto25 cm C/E
P2X	8.07	0.09	8.17	6 φ 1/2"+2φ 3/8"	9.28	7.98	8	5	45	φ8mm,9@5cm,4@10cm,rto25 cm C/E
P3X	5.77	0.42	6.19	4 φ 1/2"+2φ 3/8"	8.54	7.98	6.75	5	45	φ8mm,9@5cm,4@10cm,rto25 cm C/E
P4X	6.08	0.21	6.29	4 φ 1/2"+2φ 3/8"	8.54	7.98	6.75	5	45	φ8mm,9@5cm,4@10cm,rto25 cm C/E
P5X	6.41	1.35	7.75	6 φ 1/2"	8.54	7.98	6.75	5	45	φ8mm,9@5cm,4@10cm,rto25 cm C/E
P6X	5.91	0.42	6.33	4 φ 1/2"+2φ 3/8"	8.54	7.98	6.75	5	45	φ8mm,9@5cm,4@10cm,rto25 cm C/E
P7X	6.46	0.75	7.21	6 φ 1/2"	8.54	7.98	6.75	5	45	φ8mm,9@5cm,4@10cm,rto25 cm C/E
P8X	5.89	0.35	6.24	4 φ 1/2"+2φ 3/8"	8.54	7.98	6.75	5	45	φ8mm,9@5cm,4@10cm,rto25 cm C/E
P9X	6.62	1.36	7.98	6 φ 1/2"	8.54	7.98	6.75	5	45	φ8mm,9@5cm,4@10cm,rto25 cm C/E
P10X	5.68	0.17	5.85	4 φ 1/2"+2φ 3/8"	8.54	7.98	6.75	5	45	φ8mm,9@5cm,4@10cm,rto25 cm C/E
P11X	5.20	0.35	5.55	4 φ 1/2"+2φ 3/8"	7.65	7.98	5.5	5	45	φ8mm,9@5cm,4@10cm,rto25 cm C/E
P1Y	6.32	2.93	9.25	6 φ 1/2"+2φ 3/8"	8.54	7.98	6.75	5	45	φ8mm,9@5cm,4@10cm,rto25 cm C/E
P2Y	7.07	1.66	8.73	6 φ 1/2"+2φ 3/8"	9.28	7.98	8	5	45	φ8mm,9@5cm,4@10cm,rto25 cm C/E
P3Y	6.41	2.73	9.14	6 φ 1/2"+2φ 3/8"	8.54	7.98	6.75	5	45	φ8mm,9@5cm,4@10cm,rto25 cm C/E
P4Y	4.32	1.07	5.38	4 φ 1/2"	7.65	7.98	5.5	5	45	φ8mm,9@5cm,4@10cm,rto25 cm C/E
P5Y	3.58	0.67	4.24	4 φ 1/2"	7.65	7.98	5.5	5	45	φ8mm,9@5cm,4@10cm,rto25 cm C/E
P6Y	4.59	0.54	5.13	4 φ 1/2"	7.65	7.98	5.5	5	45	φ8mm,9@5cm,4@10cm,rto25 cm C/E
P7Y	6.99	4.34	11.34	6 φ 5/8"	8.54	7.98	6.75	5	45	φ8mm,9@5cm,4@10cm,rto25 cm C/E

Nota: Elaboración propia

4.3.2.4 Diseño de Cimentación - Albañilería Confinada

La cimentación para el sistema de albañilería consta de cimientos corridos con una capacidad portante de 1.51 kg/cm² y profundidad de desplante de 1.5 m.

Tabla 58

Resumen del cálculo de la cimentación para cada muro

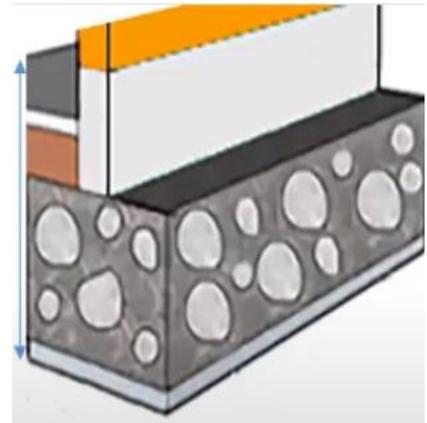
Muros	L	PD	PL	PU	σn	A cim	B (m)	B (m)	Reacción ultima del suelo (kg/cm ²)	Lv (m)	Cortante máxima Vua (tn)	Cortante admisible Vu (tn)	Verificación Vua < Vu
	m	kg/m	kg/m	kg/m	tn/m ²	m ²	usar	definitivo					
1X	2.85	6225.14	496.59	9559.40	12.03	0.80	0.80	0.80	1.20	0.34	4.1	26.5	Cumple
2X	4.10	5841.72	538.45	9093.78	12.03	0.76	0.80	0.80	1.14	0.34	3.9	26.5	Cumple
3X	2.85	6807.22	659.36	10651.02	12.03	0.89	0.90	1.00	1.18	0.39	4.65	26.5	Cumple
4X	3.20	4636.32	416.56	7199.00	12.03	0.60	0.60	1.00	1.20	0.24	2.91	26.5	Cumple
5X	3.05	8010.00	1083.20	13055.44	12.03	1.09	1.00	1.00	1.31	0.44	5.78	26.5	Cumple
6X	2.95	6424.65	705.20	10193.36	12.03	0.85	0.85	1.00	1.20	0.37	4.41	26.5	Cumple
7X	3.05	7810.40	871.63	12416.33	12.03	1.04	1.00	1.00	1.24	0.44	5.5	26.5	Cumple
8X	2.95	6294.89	690.35	9986.44	12.03	0.84	0.85	1.00	1.18	0.37	4.32	26.5	Cumple
9X	3.05	7736.39	843.76	12265.34	12.03	1.02	1.00	1.00	1.23	0.44	5.43	26.5	Cumple
10X	2.75	7434.78	962.93	12045.67	12.03	1.01	1.00	1.00	1.21	0.44	5.34	26.5	Cumple
11X	2.65	5702.86	564.37	8943.43	12.03	0.75	0.75	1.00	1.19	0.32	3.79	26.5	Cumple
1Y	7.35	6539.83	654.32	10268.10	12.03	0.86	0.90	0.80	1.14	0.39	4.48	26.5	Cumple
2Y	3.50	6717.10	680.91	10561.49	12.03	0.88	0.90	0.80	1.17	0.39	4.61	26.5	Cumple
3Y	2.90	7412.86	1385.19	12732.83	12.03	1.06	1.00	1.00	1.27	0.44	5.64	26.5	Cumple
4Y	2.15	6435.85	852.56	10459.53	12.03	0.87	0.90	1.00	1.16	0.39	4.57	26.5	Cumple
5Y	4.70	6807.96	847.45	10971.81	12.03	0.92	0.95	1.00	1.16	0.42	4.83	26.5	Cumple
6Y	5.60	6971.29	921.10	11325.68	12.03	0.95	0.95	1.00	1.19	0.42	4.99	26.5	Cumple
7Y	12.00	5378.00	466.64	8322.48	12.03	0.70	0.70	0.80	1.19	0.29	3.48	26.5	Cumple

Nota: Elaboración propia

Diseño de cimiento corrido

f'c =	100 kg/cm ²
fy =	4200 kg/cm ²
db =	1.27 cm
Rec =	7.50 cm
γ C° simple	2200 kg/m ³
γ C° armado	2400 kg/m ³
Esf. Adm del terreno (σt) =	1.51 kg/cm ²
Prof. De la ciment (Df) =	1.50 m
γ t =	1.98 tn/m ³
s/c =	0.10 tn/m ²
Esp. Muro	0.25 m

Df = 1.50



Longitud de Desarrollo del acero de columnas

$$Ld_1 = \left(0.0075 * \frac{fy}{\sqrt{f'c}} \right) * db$$

Ld1 = 40.01 cm

$$Ld_2 = (0.0044 * fy) * db$$

Ld2 = 23.47 cm

Rec = 7.50 cm

La altura mínima de cimiento corrido es de 30 cm

H = 50.00 cm

Cargas

Carga muerta = 6225.14 kg/m

Carga viva = 496.59 kg/m

"CARGAS DEL MURO "1X"

Carga última amplificada

$$CU = 1.4 CM + 1.7 CV$$

CU = 9559.40 kg/m

Esfuerzo último neto del terreno

σn = 12.03 tn/m²

Calculo de las dimensiones

A cim = 0.80 m²

El largo se asume de 1m

B = 80.00 cm

Por seguridad H>B

H = 100.00 cm

VERIFICACIÓN

Cálculo de la reacción última del suelo

$$q_u = 11.95 \text{ tn/m}^2$$

Verificación por corte a flexión

(Concreto ciclópeo)

$$\phi = 0.5 \quad \text{factor de red. Concreto ciclopeo}$$

$$L_v = 0.34 \text{ m}$$

$$\begin{array}{ccc} H & & L_v \\ 1.00 \text{ m} & > & 0.34 \text{ m} \end{array}$$

Usar V Max

**Cálculo de cortante
máxima**

$$V_{ua} = q_u * (L_v) * A$$

$$V_{ua} = 4.04$$

**Cálculo de cortante
admisible**

$$V_u = \phi * 0.53 * \sqrt{f'c} * b_o * h$$

$$b_o = 1$$

$$V_u = 26.5$$

<

Cumple

Verificación por punzonamiento

$$\begin{array}{ccc} H/2 = & 50 & \\ H/2 & > & L_v \\ 0.5 \text{ m} & > & 0.34 \text{ m} \end{array}$$

Dimensiones finales

$$B = \boxed{80.00 \text{ cm}}$$

$$H = \boxed{100.00 \text{ cm}}$$

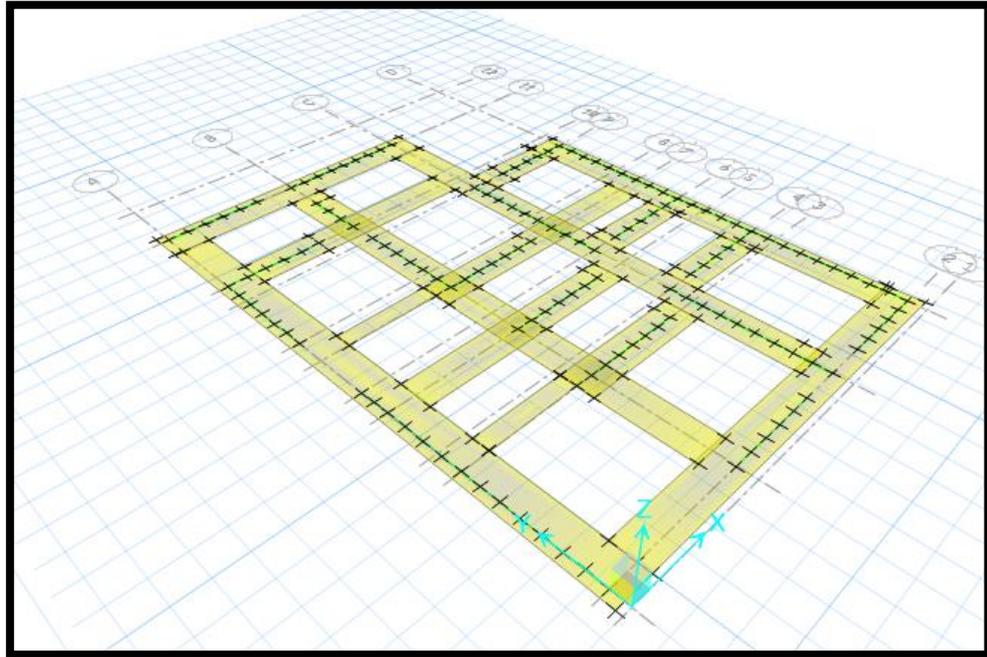
$$\text{Largo} = \text{Largo del muro}$$

Así mismo en la figura 92 y 93 se ha realizado la verificación en el software Safe V.16 dando veracidad al diseño que se realizó de forma manual, así como también logrando obtener las dimensiones definitivas de la cimentación para el sistema de albañilería confinada. Los planos definitivos de la cimentación para este sistema se pueden ver en ANEXOS 08.

La tabla 58 muestra un resumen de las dimensiones obtenidas a través del cálculo para el cimiento corrido en cada muro para el sistema estructural de albañilería confinada.

Figura 92

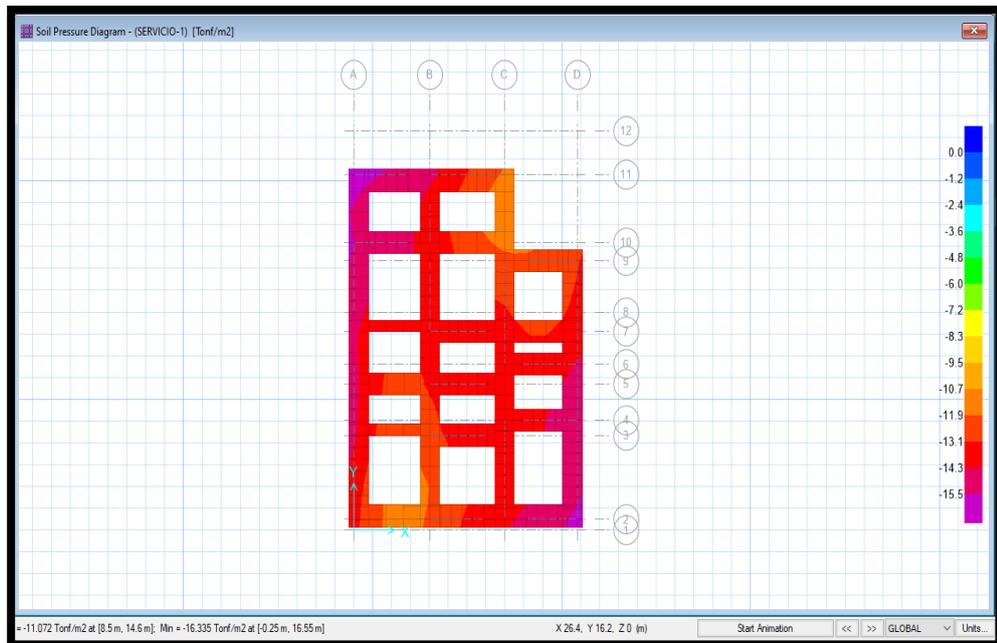
Cimentación para sus elementos de la albañilería.



Nota: Reporte Safe v.16

Figura 93

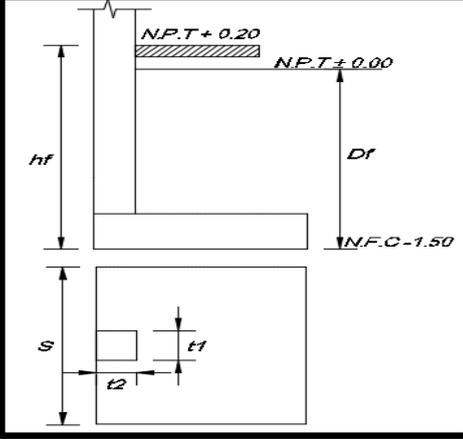
Esquema de presiones de suelo



Nota: Reporte Safe v.16

DISEÑO DE ZAPATA MEDIANERA Z-1

Datos Generales de la Zapata:	
$t_1 =$	0.30 mts.
$t_2 =$	0.25 mts.
$PD =$	21.31 Tn.
$PL =$	2.74 Tn.
$\sigma_t =$	1.55 kg/cm ² .
$Df =$	1.50 mts.
$yt =$	1.98 Tn/m ³ .
$f'_c =$	210.00 kg/cm ² .
$s/c =$	100.00 kg/m ² .
$F_y =$	4200.00 kg/cm ² .
$R =$	7.50 cmt
$\emptyset_v =$	1.27 cm.



ALTURA A NIVEL DE PISO TERMINADO $hf =$ 1.70 mts.

1.- ESFUERZO NETO DEL TERRENO " σ_n ":

$\sigma_n =$ 12.03 Tn/m²

2.- ÁREA DE LA ZAPATA " A_{zap} ":

$A_{zap} =$ 2.00 m²

PARA CUMPLIR $L_{v1} = L_{v2}$

$T =$ 1.051 mts. Utilizar $T =$ 1.100 mt

$S =$ 1.902 mts. Utilizar $S =$ 2.000 mt

USAR $S \times T$ 2.000 x 1.100

$L_{v1} = L_{v2} =$ 0.850
0.850

3.- REACCIÓN NETA DEL TERRENO " W_{nu} ":

$P_u =$ 34.492 Tn

$A_z =$ 2.2 m²

$W_{nu} =$ 15.68 Tn/m²

4.- DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA " h " DE LA ZAPATA POR PUNZONAMIENTO:

CONDICIÓN DE DISEÑO:

$V_c = V_u / \emptyset = (P_u - W_u \cdot m \cdot n) / \emptyset \dots (I)$

TAMBIÉN:

$\emptyset =$ 0.85

$V_c = 1.06 \sqrt{f'_c} \cdot x \cdot b \cdot x \cdot d \dots (II)$

Igualaremos las ec. I = II

Formando una ecuación de segundo Grado

Entonces $d =$ 0.1448 mt

$h =$ 23.25 cm usar $h =$ 50.000 cm

$d_{prom} =$ 0.410 m

5.- VERIFICACIÓN DE CORTANTE:

$L_v =$ 0.850 mts.

$V_{du} =$ 13.80 Tn.

$V_n =$ 16.23 Tn.

$V_c =$ 62.98 Tn $> V_n$ **CONFORME**



EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL:

6.- DISEÑO POR FLEXIÓN:

Mu = 11.33 Tn-m
d = 41.00 cm².
F'c = 210.00 kg/cm²
Fy = 4200.00 kg/cm²
b = 200.00 cm

ITERANDO:

Ød = FACTOR DE REDUCCIÓN DE DISEÑO IGUAL A 0.9

Ød =

Usar As = 7.39 cm² a = 0.869

7.- VERIFICACIÓN DE ACERO MÍNIMO:

Asmin = (ptemp).(b).(d)

Asmin = 14.76 cm². < 7.39 cm². **USAR Asmin**

As = 14.76 cm².

CÁLCULO DE VARILLAS:

AØ = ÁREA DE LA VARILLA A USAR EN cm².

AØ = cm².

n = As/AØ = 11.62 VARILLAS

usar n = VARILLAS

Øv = DIÁMETRO DE LA VARILLA USADA

Øv =

Separación = (S -2r - Øv) / (n - 1)

Separación = 16.700 cm

Usar Separación = cm

USAR: 12 VARILLAS @ 15 cm

EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL:

Aslong = 14.76 cm²

Ast = 8.12 cm²

AØ = cm².

n = As/AØ = 6.39 VARILLAS

usar n = VARILLAS

Øv = DIÁMETRO DE LA VARILLA USADA

Øv =

Separación = (S -2r - Øv) / (n - 1)

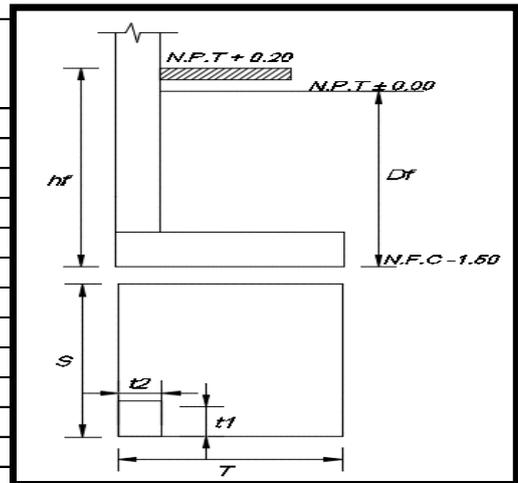
Separación = 15.620 mts.

Usar Separación = mts.

USAR: 7 VARILLAS @ 15 cm

DISEÑO DE ZAPATA ESQUINADA Z-2

Datos Generales de la Zapata:		
t1 =	0.30	mts.
t2 =	0.25	mts.
PD =	17.50	Tn.
PL =	2.11	Tn.
σt =	1.55	kg/cm ² .
Df =	1.50	mts.
yt =	1.98	Tn/m ³ .
f'c =	210.00	kg/cm ² .
s/c =	100.00	kg/m ² .
Fy =	4200.00	kg/cm ² .
R =	7.50	cmt
Øv =	1.27	cm.



ALTURA A NIVEL DE PISO TERMINADO hf = 1.70 mts.

1.- ESFUERZO NETO DEL TERRENO " σn ":

σn = 12.03 Tn/m²

2.- ÁREA DE LA ZAPATA " Azap ":

Azap = 1.63 m²

PARA CUMPLIR Lv1 = Lv2

T = 1.252 mts. Utilizar T = 1.300 mt

S = 1.302 mts. Utilizar S = 1.300 mt

USAR S x T 1.300 x 1.300

Lv1 = Lv2 = 1.050
1.000

3.- REACCIÓN NETA DEL TERRENO " Wnu ":

Pu = 28.087 Tn

Az = 1.69 m²

Wnu = 16.62 Tn/m²

4.- DIMENSIONAMIENTO DE LA ALTURA " h " DE LA ZAPATA POR PUNZONAMIENTO:

CONDICIÓN DE DISEÑO:

Vc = Vu/Ø = (Pu-Wu.m.n)/Ø.... (I)

TAMBIÉN:

Ø = 0.85

Vc = 1.06√(f'c)xboxd(II)

Igualemos las ec. I = II

Formando una ecuación de segundo Grado

Entonces d = 0.1226 mt

h = 21.03 cm usar h = 50.000 cm

dprom = 0.410 m



5.- VERIFICACIÓN DE CORTANTE:

$$\begin{aligned} L_v &= 1.000 && \text{mts.} \\ V_{du} &= 12.75 && \text{Tn.} \\ V_n &= 15.00 && \text{Tn.} \\ V_c &= 40.94 && \text{Tn} > V_n \quad \mathbf{CONFORME} \end{aligned}$$

EN DIRECCIÓN LONGITUDINAL:

6.- DISEÑO POR FLEXIÓN:

$$\begin{aligned} M_u &= 10.80 && \text{Tn-m} \\ d &= 41.00 && \text{cm.} \\ F'_c &= 210.00 && \text{kg/cm}^2 \\ F_y &= 4200.00 && \text{kg/cm}^2 \\ b &= 130.00 && \text{cm} \end{aligned}$$

ITERANDO:

$$\phi_d = \text{FACTOR DE REDUCCIÓN DE DISEÑO IGUAL A 0.9} \quad \phi_d = \boxed{0.90}$$

$$\text{Usar } A_s = 7.08 \text{ cm}^2 \quad a = 1.282$$

7.- VERIFICACIÓN DE ACERO MÍNIMO:

$A_{smin} = (\rho_{temp}) \cdot (b) \cdot (d)$

$$A_{smin} = 9.59 \text{ cm}^2 < 7.08 \text{ cm}^2 \quad \mathbf{USAR } A_{smin}$$

$$A_s = 9.59 \text{ cm}^2$$

CÁLCULO DE VARILLAS:

$A_\phi = \text{ÁREA DE LA VARILLA A USAR EN cm}^2$

$$A_\phi = \boxed{1/2"} \text{ cm}^2$$

$$n = A_s / A_\phi = 7.55 \text{ VARILLAS}$$

$$\mathbf{usar } n = \boxed{8} \text{ VARILLAS}$$

$\phi_v = \text{DIÁMETRO DE LA VARILLA USADA}$

$$\phi_v = \boxed{1/2"} \text{ cm}$$

$\text{Separación} = (S - 2r - \phi_v) / (n - 1)$

$$\text{Separación} = 16.250 \text{ cm}$$

$$\text{Usar Separación} = \boxed{15} \text{ cm}$$

$$\mathbf{USAR: 8 VARILLAS } \boxed{1/2"} @ \mathbf{15 cm}$$

La existencia de este tipo de zapata es debido a que en el proyecto se contempla un garaje para lo cual era necesario poner vigas peraltadas con sus respectivas columnas generando así un pórtico donde va a ir apoyado la losa, finalmente estas combinaciones de vigas y columnas tienen un apoyo en unas zapatas de concreto armado para lo cual está descrito en esta hoja de cálculo.



EN DIRECCIÓN TRANSVERSAL:

Aslong = 9.59 cm²

Ast = 9.59 cm²

AØ = 1/2" cm²

n = As/AØ = 7.55 VARILLAS

usar n = 8 VARILLAS

Øv = DIÁMETRO DE LA VARILLA USADA

Øv = 1/2"

Separación = (S - 2r - Øv) / (n - 1)

Separación = 16.250 mts.

Usar Separación = 15 mts.

USAR: 8 VARILLAS 1/2" @ 15 cm

4.4. PROCESO DEL ANÁLISIS ESTÁTICO INELASTICO

4.4.1. Proceso del análisis pushover

Una vez realizado el modelamiento y creado los patrones del comportamiento de materiales y elementos estructurales, el software ETABS v16 nos brinda curvas de capacidad las cuales representan una para cada dirección del sismo, esto y debido a que se aplicó y realizó el análisis de la estructura habiéndose aplicado los sismos para el sentido del eje X, así como también para el sentido del eje Y.

Todo ello se realiza en la dirección del primer modo fundamental hasta el colapso de la estructura, lo que permite determinar la curva de capacidad del edificio, que es una relación entre la carga lateral aplicada y su desplazamiento. El análisis estático no lineal, también conocido como pushover, se realiza aplicando fuerzas horizontales, que son las que se muestran en las tablas 65 y 73.

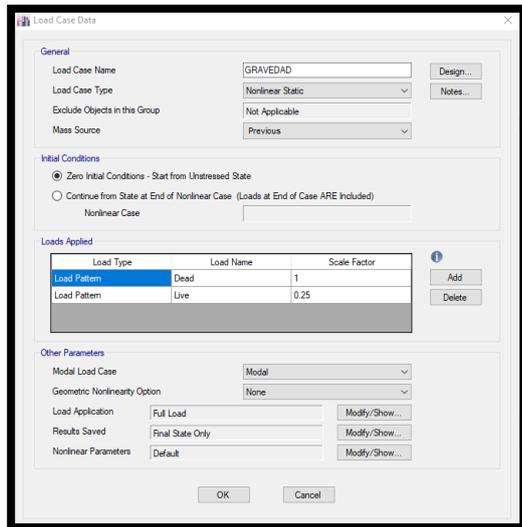
Estimación de la carga no lineal gravitacional

Para calcular el peso (P), se sumará la carga viva y carga permanente. Este porcentaje se calculará de acuerdo con la norma E 0,30. En nuestra situación

particular, la categoría a la que pertenecerá nuestro edificio va a ser la categoría C, y esto significa que aportaremos el veinticinco por ciento de la carga viva.

Figura 94

Definición para una carga gravitacional no lineal.



Nota: Etabs v.16

Descripción de los casos de carga

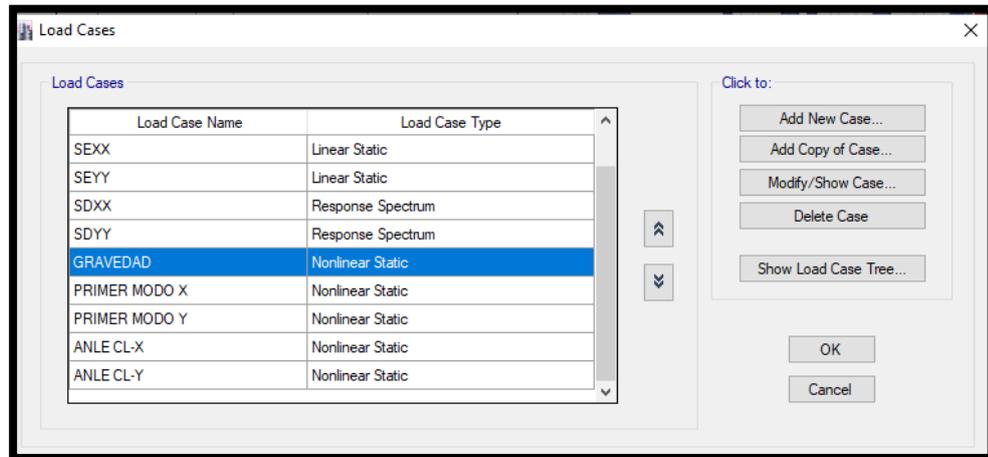
Para realizar un análisis estático en su rango inelástico denominado también análisis pushover, se consideran los diversos casos de carga que se describen a continuación.

- **Modal:** Se conserva el caso de carga modal, del análisis elástico
- **Sismo dinámico (SDXX, SDYY):** Carga del espectro de respuesta que evalúa la participación del espectro definido, para ambas direcciones en análisis.
- **Gravedad:** Carga estática no lineal la cual considera la carga muerta en su 100% con 25% de participación de la carga viva.
- **ANLE:** Carga estática no lineal a partir del patrón de cargas de fuerzas laterales.
- **PRIMER MODO:** Carga estática no lineal para el primer modo de vibración.

Después de la carga de gravedad.

Figura 95

Casos de carga creados para el análisis pushover.



Nota: Etabs v.16

Fuerza cortante basal

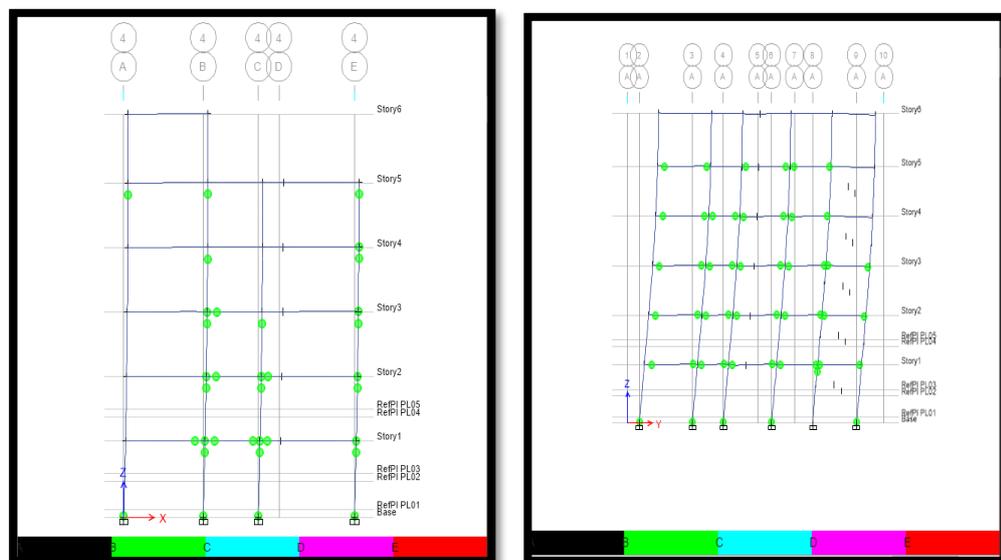
La fuerza de corte en la base del edificio, en la dirección a evaluar se calculará con la siguiente expresión. Estos datos se muestran en la tabla 60 y 73.

$$V = \frac{Z \cdot U \cdot C \cdot S}{R} P ; \frac{C}{R} \geq 0.125$$

4.4.2. Rótulas plásticas

Figura 96

Muestra de rotulas plásticas en ambas direcciones.



Nota: Etabs v.16

Se hizo el seguimiento a las rotulas plásticas que fueron asignadas a cada elemento estructural, logrando apreciarse en los resultados las primeras rotulas en vigas producto de las cargas aplicadas.

4.4.3. Espectros de demanda elástica

En nuestra investigación, trabajaremos con un espectro de demanda elástico, lo que significa que no lo dividiremos por el factor de reducción (R) del análisis de respuesta espectral. Nuestro análisis se realizó utilizando el espectro de diseño elástico calculado, que se muestra en la figura 97 y en la tabla 53. Además, en estas figuras se muestran los espectros de servicio y máximo.

Tabla 59

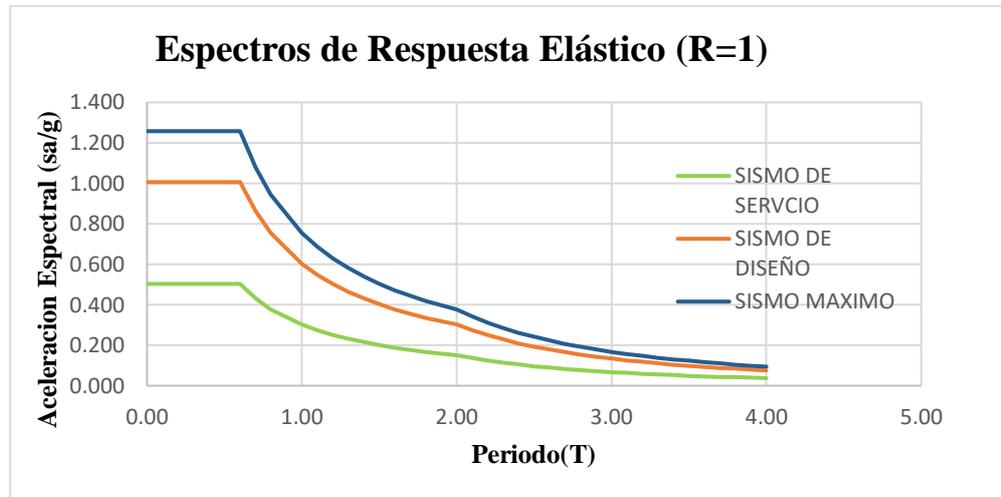
Valores del espectro de respuesta sísmica (S_a vs T).

T(s)	C	Sismo de servicio	Sismo de Diseño	Sismo Máximo
		0.5($S_{diseño}$)	$S_{diseño}$	1.25($S_{diseño}$)
		S_a/g	S_a/g	S_a/g
0.00	2.50	0.503	1.006	1.258
0.10	2.50	0.503	1.006	1.258
0.20	2.50	0.503	1.006	1.258
0.30	2.50	0.503	1.006	1.258
0.40	2.50	0.503	1.006	1.258
0.50	2.50	0.503	1.006	1.258
0.60	2.50	0.503	1.006	1.258
0.70	2.14	0.431	0.863	1.078
0.80	1.88	0.377	0.755	0.943
0.90	1.67	0.335	0.671	0.839
1.00	1.50	0.302	0.604	0.755
1.10	1.36	0.274	0.549	0.686
1.20	1.25	0.252	0.503	0.629
1.30	1.15	0.232	0.464	0.581
1.40	1.07	0.216	0.431	0.539
1.50	1.00	0.201	0.403	0.503
1.60	0.94	0.189	0.377	0.472
1.70	0.88	0.178	0.355	0.444
1.80	0.83	0.168	0.335	0.419
1.90	0.79	0.159	0.318	0.397
2.00	0.75	0.151	0.302	0.377
2.10	0.68	0.137	0.274	0.342
2.20	0.62	0.125	0.249	0.312
2.30	0.57	0.114	0.228	0.285
2.40	0.52	0.105	0.210	0.262
2.50	0.48	0.097	0.193	0.242
2.60	0.44	0.089	0.179	0.223
2.70	0.41	0.083	0.166	0.207
2.80	0.38	0.077	0.154	0.193
2.90	0.36	0.072	0.144	0.179
3.00	0.33	0.067	0.134	0.168
3.10	0.31	0.063	0.126	0.157
3.20	0.29	0.059	0.118	0.147
3.30	0.28	0.055	0.111	0.139
3.40	0.26	0.052	0.104	0.131
3.50	0.24	0.049	0.099	0.123
3.60	0.23	0.047	0.093	0.116
3.70	0.22	0.044	0.088	0.110
3.80	0.21	0.042	0.084	0.105
3.90	0.20	0.040	0.079	0.099
4.00	0.19	0.038	0.075	0.094

Nota: Elaboración propia

Figura 97

Espectro de respuesta sísmica (S_a vs T)- para Pórticos de Concreto.



Nota: Elaboración Propia

4.5. ANÁLISIS PARA PÓRTICOS DE CONCRETO – NO LINEAL

4.5.1. Distribución de las cargas laterales

Tabla 60

Cargas laterales para pórticos de C°A° en dirección "X" y "Y".

Piso	P_i (Tn)	h_i (m)	$P_i (h_i)^k$	α_i	F_i (Tn)
5	186.13	14.50	2698.82	0.32	60.04
4	194.48	11.70	2275.46	0.27	50.62
3	194.48	8.90	1730.90	0.20	38.51
2	194.48	6.10	1186.35	0.14	26.39
1	201.63	3.30	665.39	0.08	14.80
TOTAL	971.210				190.37

Nota: Elaboración propia

Figura 98

Cargas laterales en Pórticos de C°A°, en dirección "X"

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story5	D5	60.04	0	0
Story4	D4	50.62	0	0
Story3	D3	38.51	0	0
Story2	D2	26.39	0	0
Story1	D1	14.80	0	0

Nota: Reporte Etabs v.16

Figura 99

Cargas laterales en Pórticos de C°A°, en dirección "Y"-

Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story5	D5	0	60.04	0
Story4	D4	0	50.62	0
Story3	D3	0	38.51	0
Story2	D2	0	26.39	0
Story1	D1	0	14.80	0

Nota: Reporte de Etabs v.16

4.5.2. Cálculo de la curva de capacidad de la estructura

Ya colocados los casos de carga no lineal con sus respectivos patrones el paso siguiente será hacer correr el modelo. Mucho dependerá de los patrones establecidos ya que esto influirá en el tiempo que pueda tomar en completar el análisis computacional. El software nos indicara si se ha logrado la convergencia en los casos, si no se llegó al máximo número de pasos salvados, etc.

Concluido el análisis computacional, los resultados pueden visualizarse, accediendo al menú “Display/show Static Pushover Curve”, para observar las curvas de capacidad para cada caso analizado se debe elegir “Resultant Base shear vs Monitored Displacement”. Los resultados se muestran a continuación.

Tabla 61

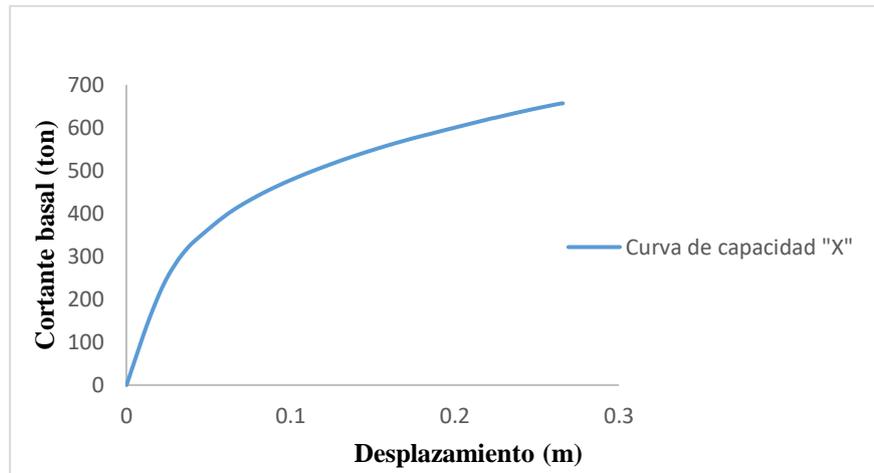
Valores en dirección "X" para la curva de capacidad.

Desplazamiento(m)	Cortante basal (tonf)
0.000	0.000
0.258	257.212
0.048	358.089
0.083	448.888
0.265	656.835

Nota: Datos extraídos del software Etabs v.16

Figura 100

Caso ANLE y su curva de capacidad para "X"



Nota: Elaboración Propia

Tabla 62

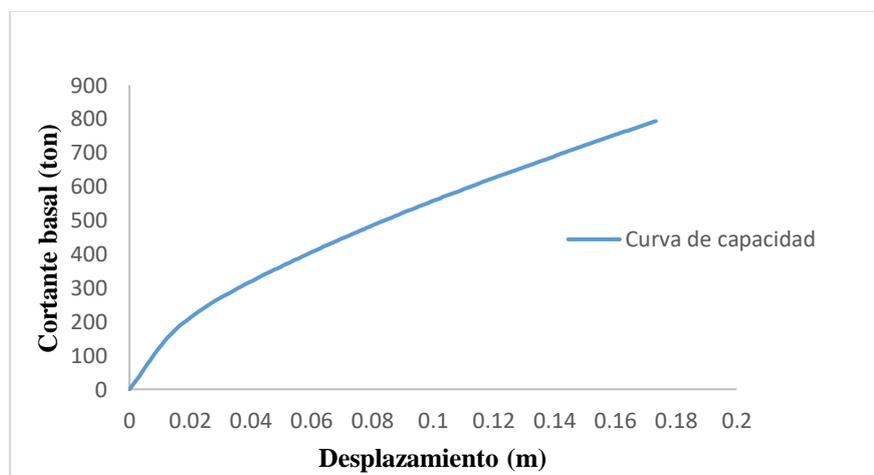
Valores en dirección "Y" para la curva de capacidad.

Desplazamiento(m)	Cortante basal (tonf)
0.000	0.000
0.008	118.562
0.035	323.240
0.094	592.619
0.169	866.849

Nota: Datos extraídos del software Etabs v.16

Figura 101

Caso ANLE y su curva de capacidad para "Y".



Nota: Elaboración Propia

4.5.3. Representación bilineal de la curva de capacidad

Tabla 63

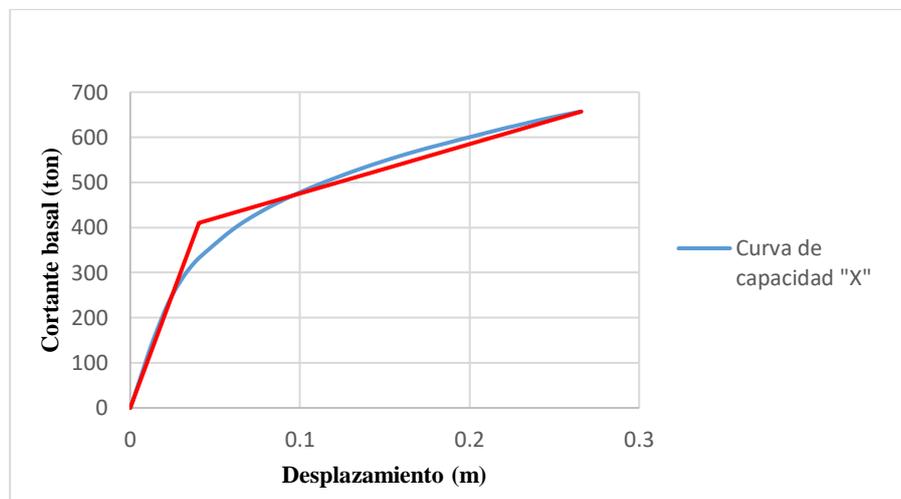
Valores en dirección "X" para la recta bilineal.

Desplazamiento(m)	Cortante basal (tonf)
0.000	0.000
0.040	410.580
0.266	656.835

Nota: Datos calculados manualmente.

Figura 102

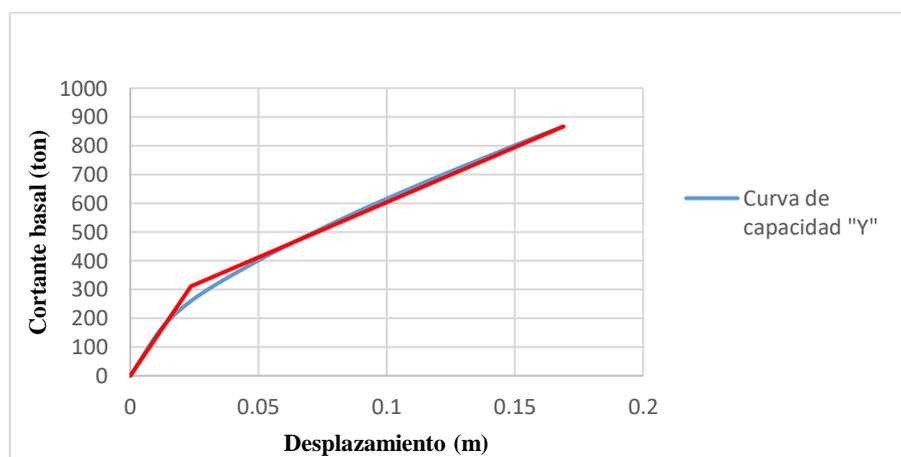
Caso ANLE y su recta bilineal para la dirección "X".



Nota: Elaboración Propia.

Figura 103

Caso ANLE y su recta bilineal para la dirección "Y".



Nota: Elaboración Propia.

Tabla 64

Valores en dirección "Y" para la recta bilineal.

desplazamiento(m)	V (tonf)
0.000	0.000
0.024	310.400
0.169	866.849

Nota: Datos calculados manualmente.

4.5.4. Espectro de capacidad de la estructura

Como consecuencia del análisis estático, se obtuvo lo siguiente:

Tabla 65

Factor de participación modal y coeficiente de masa efectiva en "X".

<i>Modo 2</i>				
T ₁ =0.456seg				
Nivel	(ϕ)	$\left(\frac{W}{g}\right)$	$\left(\frac{W}{g}\right)x(\phi_1)$	$\left(\frac{W}{g}\right)x(\phi_1^2)$
5	1.000	18.973	18.973	18.973
4	0.853	19.825	16.910	14.423
3	0.676	19.825	13.411	9.072
2	0.441	19.825	8.746	3.859
1	0.206	20.554	4.232	0.871
Σ		99.002	62.272	47.198
PF ₁ =	1.32			
α_1 =	0.83			

Nota: Elaboración propia

Tabla 66

Factor de participación modal y coeficiente de masa efectiva en "Y".

<i>Modo 1</i>				
T ₁ =0.486seg				
Nivel	(ϕ)	$\left(\frac{W}{g}\right)$	$\left(\frac{W}{g}\right)x(\phi_1)$	$\left(\frac{W}{g}\right)x(\phi_1^2)$
5	1.000	18.973	18.973	18.973
4	0.900	19.825	17.843	16.058
3	0.700	19.825	13.878	9.714
2	0.450	19.825	8.921	4.015
1	0.200	20.554	4.111	0.822
Σ		99.002	63.725	49.582
PF ₁ =	1.29			
α_1 =	0.83			

Nota: Elaboración propia

4.5.5. Puntos de desempeño – Pórticos de concreto armado

Procedemos a evaluar el comportamiento sísmico de la estructura de acuerdo con las normas dadas por ATC-40 y FEMA 440. Para ello, nuestro estudio de investigación ha adoptado el enfoque del espectro de capacidad como método de elección. La intersección con MADRS, frente a varios niveles de demanda sísmica (servicio, diseño y máxima) es el resultado del procedimiento B.

4.5.5.1. Desempeño para el nivel de demanda de servicio

Para la determinación de un posible punto de prueba, primero debemos superponer el espectro de respuesta elástica en el formato ADRS y el espectro de capacidad, como se muestra en la Figura 17. Esto se consigue aproximando desplazamientos y, para ello, indicaremos que el desplazamiento espectral inelástico es el mismo que se produciría si la estructura presentara un comportamiento inelástico, junto con su correspondiente representación bilineal. A través de un procedimiento iterativo se obtiene el amortiguamiento efectivo, β_{eff} , y el periodo efectivo, T_{eff} , todo esto para el cálculo del punto de desempeño tal como se menciona.

- Punto de desempeño para la dirección “X”

Punto de desempeño arbitrario

$$a_{pi} = 0.411g$$

$$d_{pi} = 3.430 \text{ cm}$$

Punto de fluencia de la representación bilineal

$$a_y = 0.283 g$$

$$d_y = 1.633 \text{ cm}$$

Periodo inicial

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} = 0.482 \text{ seg}$$

Ductilidad

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = 2.193$$

Rigidez post-elástica

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.399$$

Periodo efectivo

Para $1.00 < \mu < 4.00$

$$T_{eff} = (0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1)T_0 = 0.588 \text{ seg}$$

Amortiguamiento efectivo

Para $1.00 < \mu < 4.00$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 = 10.109$$

Coefficiente de amortiguamiento efectivo

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.217$$

Factor de modificación

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}\right) = 1.003$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento (ADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$(S_a)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento modificado (MADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} \times M$$

$$(S_a)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$



Tabla 67

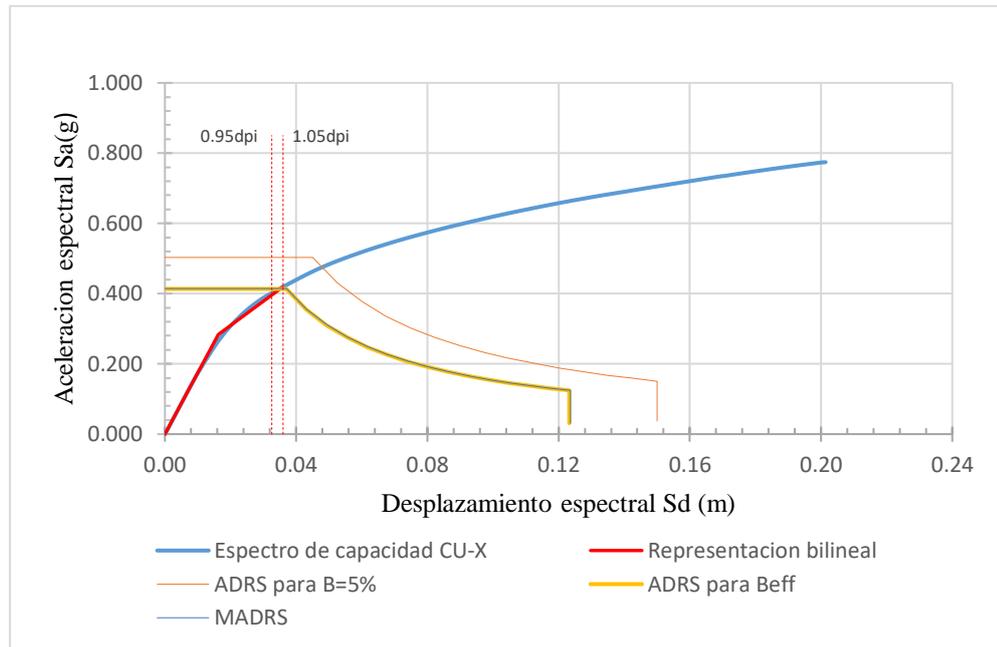
Espectro para pórticos de C^oA^o con demanda de servicio en "X".

Espectro de respuesta (ADRS) inicial B=5 % - sismo de servicio		Espectro de respuesta (ADRS) para Beff- sismo de servicio		Espectro de respuesta de aceleracion- desplazamiento modificado (MADRS)	
Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)
0.503	0.000	0.413	0.000	0.415	0.000
0.503	0.001	0.413	0.001	0.415	0.001
0.503	0.005	0.413	0.004	0.415	0.004
0.503	0.011	0.413	0.009	0.415	0.009
0.503	0.020	0.413	0.016	0.415	0.016
0.503	0.031	0.413	0.026	0.415	0.026
0.503	0.045	0.413	0.037	0.415	0.037
0.431	0.053	0.354	0.043	0.355	0.043
0.377	0.060	0.310	0.049	0.311	0.049
0.335	0.068	0.276	0.055	0.276	0.056
0.302	0.075	0.248	0.062	0.249	0.062
0.274	0.083	0.225	0.068	0.226	0.068
0.252	0.090	0.207	0.074	0.207	0.074
0.232	0.098	0.191	0.080	0.191	0.080
0.216	0.105	0.177	0.086	0.178	0.087
0.201	0.113	0.165	0.092	0.166	0.093
0.189	0.120	0.155	0.099	0.155	0.099
0.178	0.128	0.146	0.105	0.146	0.105
0.168	0.135	0.138	0.111	0.138	0.111
0.159	0.143	0.131	0.117	0.131	0.117
0.151	0.150	0.124	0.123	0.124	0.124
0.137	0.150	0.112	0.123	0.113	0.124
0.125	0.150	0.102	0.123	0.103	0.124
0.114	0.150	0.094	0.123	0.094	0.124
0.105	0.150	0.086	0.123	0.086	0.124
0.097	0.150	0.079	0.123	0.080	0.124
0.089	0.150	0.073	0.123	0.074	0.124
0.083	0.150	0.068	0.123	0.068	0.124
0.077	0.150	0.063	0.123	0.063	0.124
0.072	0.150	0.059	0.123	0.059	0.124
0.067	0.150	0.055	0.123	0.055	0.124
0.063	0.150	0.052	0.123	0.052	0.124
0.059	0.150	0.048	0.123	0.049	0.124
0.055	0.150	0.046	0.123	0.046	0.124
0.052	0.150	0.043	0.123	0.043	0.124
0.049	0.150	0.040	0.123	0.041	0.124
0.047	0.150	0.038	0.123	0.038	0.124
0.044	0.150	0.036	0.123	0.036	0.124
0.042	0.150	0.034	0.123	0.034	0.124
0.040	0.150	0.033	0.123	0.033	0.124
0.038	0.150	0.031	0.123	0.031	0.124

Nota: Elaboración propia

Figura 104

Sismo de servicio y su punto de desempeño para "X".



Nota: Elaboración Propia

Una vez realizado todo este procedimiento se obtiene el punto de desempeño definitivo $d_p = 3.583$ cm y $a_p = 0.418g$ la cual cumplirá con la condición impuesta en el ATC-40 la cual menciona que; $(0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi})$ es decir $(3.258 \text{ cm} \leq 3.583 \text{ cm} \leq 3.602 \text{ cm})$ como se puede apreciar en la figura 104.

- Punto de desempeño para la dirección "Y"

Punto de desempeño arbitrario

$$a_{pi} = 0.485g$$

$$d_{pi} = 4.045 \text{ cm}$$

Punto de fluencia de la representación bilineal

$$a_y = 0.256 g$$

$$d_y = 1.210 \text{ cm}$$

Periodo inicial

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} = 0.436 \text{ seg}$$

Ductilidad

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = 3.472$$

Rigidez post-elástica

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.379$$

Periodo efectivo

Para $1.00 < \mu < 4.00$

$$T_{eff} = (0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1)T_0 = 0.719 \text{ seg}$$

Amortiguamiento efectivo

Para $1.00 < \mu < 4.00$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 = 18.325$$

Coefficiente de amortiguamiento efectivo

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.486$$

Factor de modificación

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}\right) = 1.517$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento (ADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$(S_a)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento modificado (MADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} x M$$

$$(S_a)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

Tabla 68

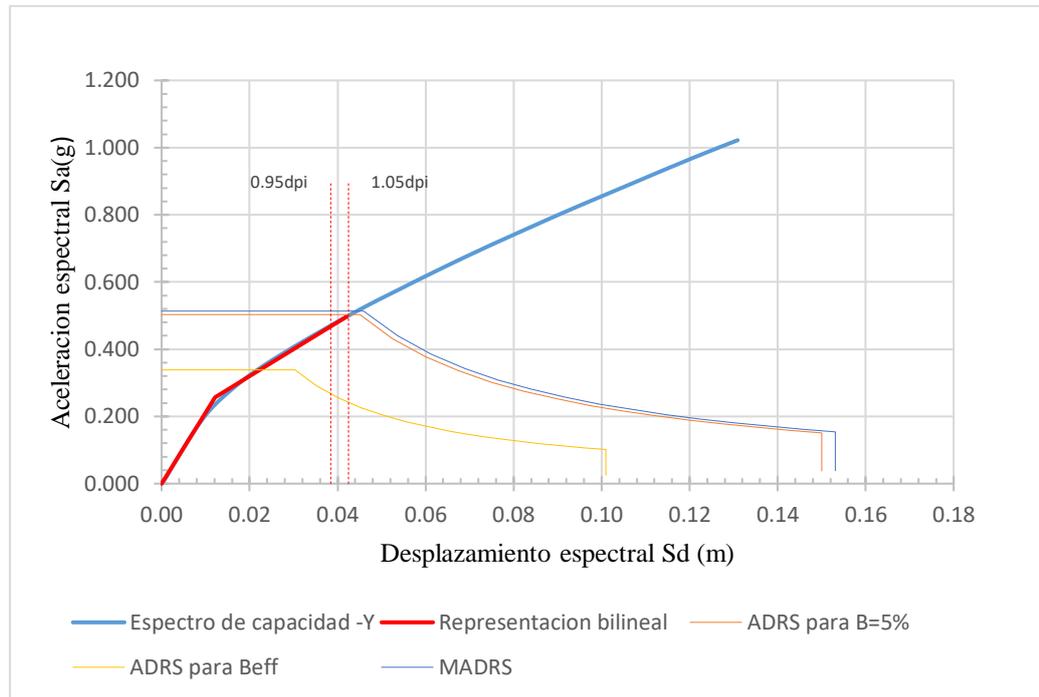
Espectro para pórticos de C°A° con demanda de servicio en "Y".

Espectro de respuesta (ADRS) inicial B=5 % - sismo de servicio		Espectro de respuesta (ADRS) para Beff- sismo de servicio		Espectro de respuesta aceleracion- desplazamiento modificado (MADRS)	
Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)
0.503	0.000	0.339	0.000	0.513	0.000
0.503	0.001	0.339	0.001	0.513	0.001
0.503	0.005	0.339	0.003	0.513	0.005
0.503	0.011	0.339	0.008	0.513	0.011
0.503	0.020	0.339	0.013	0.513	0.020
0.503	0.031	0.339	0.021	0.513	0.032
0.503	0.045	0.339	0.030	0.513	0.046
0.431	0.053	0.290	0.035	0.440	0.054
0.377	0.060	0.254	0.040	0.385	0.061
0.335	0.068	0.226	0.045	0.342	0.069
0.302	0.075	0.203	0.050	0.308	0.077
0.274	0.083	0.185	0.056	0.280	0.084
0.252	0.090	0.169	0.061	0.257	0.092
0.232	0.098	0.156	0.066	0.237	0.100
0.216	0.105	0.145	0.071	0.220	0.107
0.201	0.113	0.135	0.076	0.205	0.115
0.189	0.120	0.127	0.081	0.193	0.122
0.178	0.128	0.119	0.086	0.181	0.130
0.168	0.135	0.113	0.091	0.171	0.138
0.159	0.143	0.107	0.096	0.162	0.145
0.151	0.150	0.102	0.101	0.154	0.153
0.137	0.150	0.092	0.101	0.140	0.153
0.125	0.150	0.084	0.101	0.127	0.153
0.114	0.150	0.077	0.101	0.116	0.153
0.105	0.150	0.071	0.101	0.107	0.153
0.097	0.150	0.065	0.101	0.099	0.153
0.089	0.150	0.060	0.101	0.091	0.153
0.083	0.150	0.056	0.101	0.085	0.153
0.077	0.150	0.052	0.101	0.079	0.153
0.072	0.150	0.048	0.101	0.073	0.153
0.067	0.150	0.045	0.101	0.068	0.153
0.063	0.150	0.042	0.101	0.064	0.153
0.059	0.150	0.040	0.101	0.060	0.153
0.055	0.150	0.037	0.101	0.057	0.153
0.052	0.150	0.035	0.101	0.053	0.153
0.049	0.150	0.033	0.101	0.050	0.153
0.047	0.150	0.031	0.101	0.048	0.153
0.044	0.150	0.030	0.101	0.045	0.153
0.042	0.150	0.028	0.101	0.043	0.153
0.040	0.150	0.027	0.101	0.041	0.153
0.038	0.150	0.025	0.101	0.039	0.153

Nota: Elaboración propia

Figura 105

Sismo de servicio y su punto de desempeño para "Y".



Nota: Elaboración Propia.

Una vez realizado todo este procedimiento se obtiene el punto de desempeño definitivo $d_p = 4.202 \text{ cm}$ y $a_p = 0.495g$ la cual cumplirá con la condición impuesta en el ATC-40 la cual menciona que; $(0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi})$ es decir $(3.843 \text{ cm} \leq 4.202 \text{ cm} \leq 4.247 \text{ cm})$ como se puede apreciar en la figura 105.

4.5.5.2. Desempeño para el nivel de demanda de diseño

- Punto de desempeño para la dirección "X"

Punto de desempeño arbitrario

$$a_{pi} = 0.591g$$

$$d_{pi} = 8.902 \text{ cm}$$

Punto de fluencia de la representación bilineal

$$a_y = 0.391 g$$

$$d_y = 2.343 \text{ cm}$$

Periodo inicial

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} = 0.491 \text{ seg}$$

Ductilidad

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = 3.938$$

Rigidez post-elástica

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.184$$

Periodo efectivo

$$\text{Para } 1.00 < \mu < 4.00$$

$$T_{eff} = (0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1)T_0 = 0.866 \text{ seg}$$

Amortiguamiento efectivo

$$\text{Para } 1.00 < \mu < 4.00$$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 = 19.399$$

Coefficiente de amortiguamiento efectivo

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.518$$

Factor de modificación

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}\right) = 1.216$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento (ADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento modificado (MADR) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} x M$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

Tabla 69

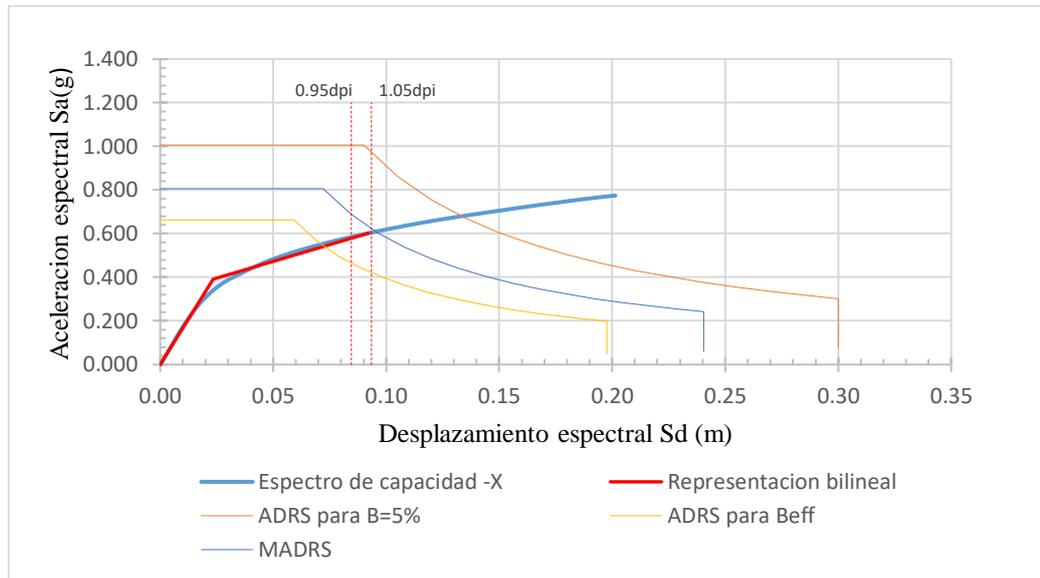
Espectro para pórticos de C°A° con demanda de diseño en "X".

Espectro de respuesta (ADRS) inicial B=5 % - sismo de diseño		Espectro de respuesta (ADRS) para Beff- sismo de diseño		Espectro de respuesta aceleracion- desplazamiento modificado (MADRS)	
Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)
1.006	0.000	0.663	0.000	0.806	0.000
1.006	0.003	0.663	0.002	0.806	0.002
1.006	0.010	0.663	0.007	0.806	0.008
1.006	0.023	0.663	0.015	0.806	0.018
1.006	0.040	0.663	0.026	0.806	0.032
1.006	0.063	0.663	0.041	0.806	0.050
1.006	0.090	0.663	0.059	0.806	0.072
0.863	0.105	0.568	0.069	0.691	0.084
0.755	0.120	0.497	0.079	0.605	0.096
0.671	0.135	0.442	0.089	0.538	0.108
0.604	0.150	0.398	0.099	0.484	0.120
0.549	0.165	0.362	0.109	0.440	0.132
0.503	0.180	0.331	0.119	0.403	0.144
0.464	0.195	0.306	0.128	0.372	0.156
0.431	0.210	0.284	0.138	0.346	0.168
0.403	0.225	0.265	0.148	0.323	0.180
0.377	0.240	0.249	0.158	0.302	0.192
0.355	0.255	0.234	0.168	0.285	0.204
0.335	0.270	0.221	0.178	0.269	0.216
0.318	0.285	0.209	0.188	0.255	0.228
0.302	0.300	0.199	0.198	0.242	0.240
0.274	0.300	0.180	0.198	0.219	0.240
0.249	0.300	0.164	0.198	0.200	0.240
0.228	0.300	0.150	0.198	0.183	0.240
0.210	0.300	0.138	0.198	0.168	0.240
0.193	0.300	0.127	0.198	0.155	0.240
0.179	0.300	0.118	0.198	0.143	0.240
0.166	0.300	0.109	0.198	0.133	0.240
0.154	0.300	0.101	0.198	0.123	0.240
0.144	0.300	0.095	0.198	0.115	0.240
0.134	0.300	0.088	0.198	0.108	0.240
0.126	0.300	0.083	0.198	0.101	0.240
0.118	0.300	0.078	0.198	0.095	0.240
0.111	0.300	0.073	0.198	0.089	0.240
0.104	0.300	0.069	0.198	0.084	0.240
0.099	0.300	0.065	0.198	0.079	0.240
0.093	0.300	0.061	0.198	0.075	0.240
0.088	0.300	0.058	0.198	0.071	0.240
0.084	0.300	0.055	0.198	0.067	0.240
0.079	0.300	0.052	0.198	0.064	0.240
0.075	0.300	0.050	0.198	0.060	0.240

Nota: Elaboración propia

Figura 106

Sismo de diseño y su punto de desempeño para "X".



Nota: Elaboración Propia.

Una vez realizado todo este procedimiento se obtiene el punto de desempeño definitivo $d_p = 9.229$ cm y $a_p = 0.602g$ la cual cumplirá con la condición impuesta en el ATC-40 la cual menciona que; $(0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi})$ es decir $(8.456\text{ cm} \leq 9.229\text{ cm} \leq 9.347\text{ cm})$ como se puede apreciar en la figura 106.

- **Punto de desempeño para la dirección "Y"**

Punto de desempeño arbitrario

$$a_{pi} = 0.858\text{ g}$$

$$d_{pi} = 10.047\text{ cm}$$

Punto de fluencia de la representación bilineal

$$a_y = 0.356\text{ g}$$

$$d_y = 1.771\text{ cm}$$

Periodo inicial

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} = 0.447\text{ seg}$$

Ductilidad

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = 5.759$$

Rigidez post-elástica

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.301$$

Periodo efectivo

$$\text{Para } 4.00 < \mu < 6.50$$

$$T_{eff} = (0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1)T_0 = 0.849 \text{ seg}$$

Amortiguamiento efectivo

$$\text{Para } 4.00 < \mu < 6.50$$

$$\beta_{eff} = 14 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 = 20.523$$

Coefficiente de amortiguamiento efectivo

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.551$$

Factor de modificación

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}\right) = 1.523$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento (ADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento modificado (MADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} x M$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

Tabla 70

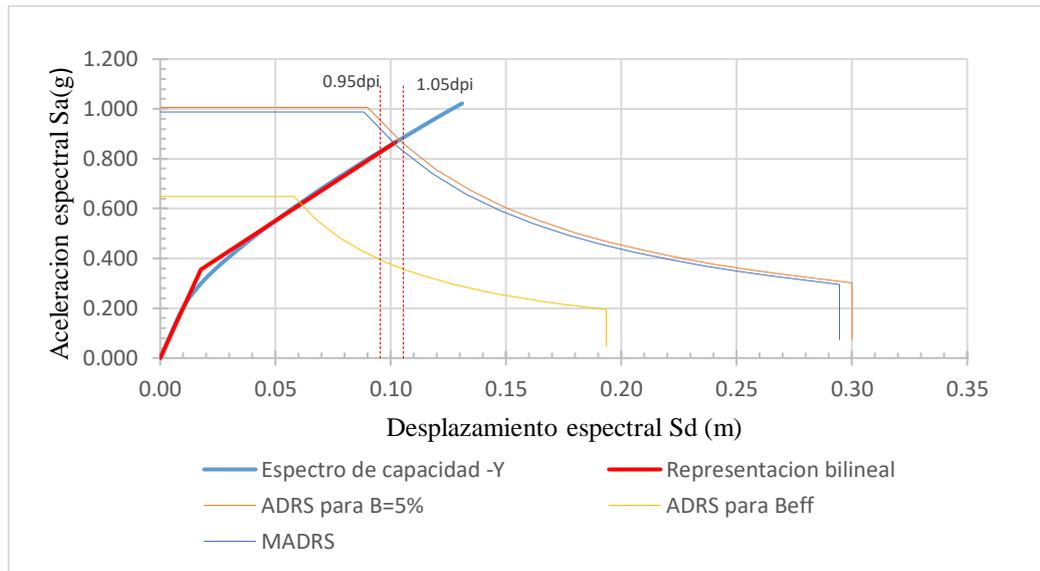
Espectro para pórticos de C^oA^o con demanda de diseño en "Y".

Espectro de respuesta (ADRS) inicial B=5 % - sismo de diseño		Espectro de respuesta (ADRS) para Beff- sismo de diseño		Espectro de respuesta aceleracion- desplazamiento modificado (MADRS)	
Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)
1.006	0.000	0.649	0.000	0.988	0.000
1.006	0.003	0.649	0.002	0.988	0.002
1.006	0.010	0.649	0.006	0.988	0.010
1.006	0.023	0.649	0.015	0.988	0.022
1.006	0.040	0.649	0.026	0.988	0.039
1.006	0.063	0.649	0.040	0.988	0.061
1.006	0.090	0.649	0.058	0.988	0.088
0.863	0.105	0.556	0.068	0.847	0.103
0.755	0.120	0.486	0.077	0.741	0.118
0.671	0.135	0.432	0.087	0.659	0.133
0.604	0.150	0.389	0.097	0.593	0.147
0.549	0.165	0.354	0.106	0.539	0.162
0.503	0.180	0.324	0.116	0.494	0.177
0.464	0.195	0.299	0.126	0.456	0.191
0.431	0.210	0.278	0.135	0.423	0.206
0.403	0.225	0.259	0.145	0.395	0.221
0.377	0.240	0.243	0.155	0.370	0.236
0.355	0.255	0.229	0.164	0.349	0.250
0.335	0.270	0.216	0.174	0.329	0.265
0.318	0.285	0.205	0.184	0.312	0.280
0.302	0.300	0.195	0.193	0.296	0.295
0.274	0.300	0.177	0.193	0.269	0.295
0.249	0.300	0.161	0.193	0.245	0.295
0.228	0.300	0.147	0.193	0.224	0.295
0.210	0.300	0.135	0.193	0.206	0.295
0.193	0.300	0.125	0.193	0.190	0.295
0.179	0.300	0.115	0.193	0.175	0.295
0.166	0.300	0.107	0.193	0.163	0.295
0.154	0.300	0.099	0.193	0.151	0.295
0.144	0.300	0.093	0.193	0.141	0.295
0.134	0.300	0.086	0.193	0.132	0.295
0.126	0.300	0.081	0.193	0.123	0.295
0.118	0.300	0.076	0.193	0.116	0.295
0.111	0.300	0.071	0.193	0.109	0.295
0.104	0.300	0.067	0.193	0.103	0.295
0.099	0.300	0.064	0.193	0.097	0.295
0.093	0.300	0.060	0.193	0.091	0.295
0.088	0.300	0.057	0.193	0.087	0.295
0.084	0.300	0.054	0.193	0.082	0.295
0.079	0.300	0.051	0.193	0.078	0.295
0.075	0.300	0.049	0.193	0.074	0.295

Nota: Elaboración propia

Figura 107

Sismo de diseño y su punto de desempeño para "Y".



Nota: Elaboración Propia

Una vez realizado todo este procedimiento se obtiene el punto de desempeño definitivo $d_p = 10.202 \text{ cm}$ y $a_p = 0.866 \text{ g}$ la cual cumplirá con la condición impuesta en el ATC-40 la cual menciona que; $(0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi})$ es decir $(9.538 \text{ cm} \leq 10.202 \text{ cm} \leq 10.542 \text{ cm})$ como se puede apreciar en la figura 107.

4.5.5.3. Desempeño para el nivel de demanda máximo

- Punto de desempeño para la dirección "X"

Punto de desempeño arbitrario

$$a_{pi} = 0.636 \text{ g}$$

$$d_{pi} = 10.820 \text{ cm}$$

Punto de fluencia de la representación bilineal

$$a_y = 0.407 \text{ g}$$

$$d_y = 2.459 \text{ cm}$$

Periodo inicial

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} = 0.493 \text{ seg}$$

Ductilidad

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = 4.369$$

Rigidez post-elástica

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.165$$

Periodo efectivo

$$\text{Para } 4.00 < \mu < 6.50$$

$$T_{eff} = (0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1)T_0 = 0.846 \text{ seg}$$

Amortiguamiento efectivo

$$\text{Para } 4.00 < \mu < 6.50$$

$$\beta_{eff} = 14 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 = 20.078$$

Coefficiente de amortiguamiento efectivo

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.538$$

Factor de modificación

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}\right) = 1.052$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento (ADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento modificado (MADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} x M$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$



Tabla 71

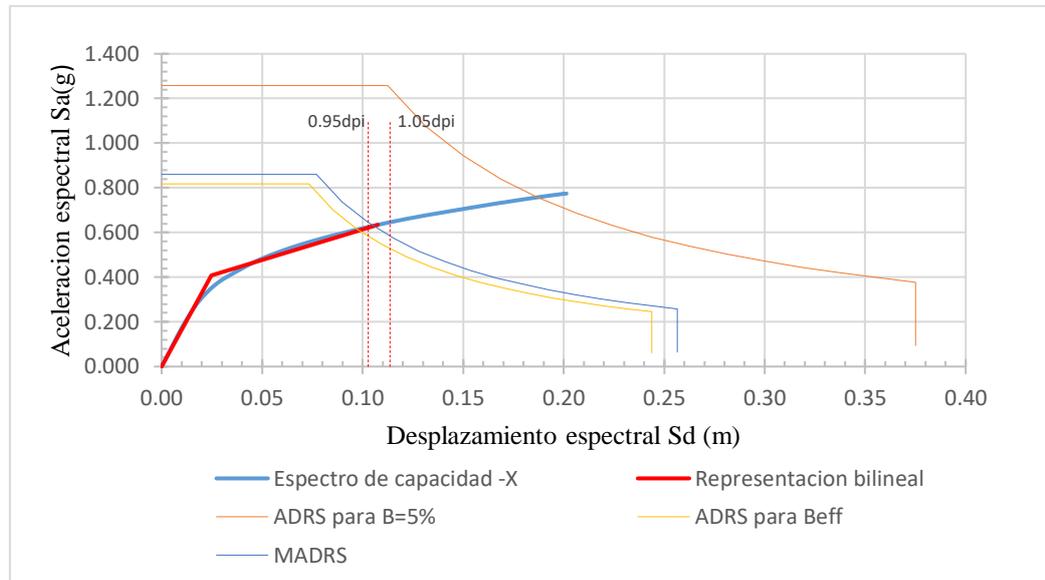
Espectro para Pórticos de C°A° con demanda máxima en "X".

Espectro de respuesta (ADRS) inicial B=5 % - sismo maximo		Espectro de respuesta (ADRS) para Beff- sismo maximo		Espectro de respuesta aceleracion- desplazamiento modificado (MADRS)	
Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)
1.258	0.000	0.818	0.000	0.860	0.000
1.258	0.003	0.818	0.002	0.860	0.002
1.258	0.013	0.818	0.008	0.860	0.009
1.258	0.028	0.818	0.018	0.860	0.019
1.258	0.050	0.818	0.033	0.860	0.034
1.258	0.078	0.818	0.051	0.860	0.053
1.258	0.113	0.818	0.073	0.860	0.077
1.078	0.131	0.701	0.085	0.737	0.090
0.943	0.150	0.613	0.098	0.645	0.103
0.839	0.169	0.545	0.110	0.574	0.115
0.755	0.188	0.491	0.122	0.516	0.128
0.686	0.206	0.446	0.134	0.469	0.141
0.629	0.225	0.409	0.146	0.430	0.154
0.581	0.244	0.377	0.158	0.397	0.167
0.539	0.263	0.350	0.171	0.369	0.180
0.503	0.281	0.327	0.183	0.344	0.192
0.472	0.300	0.307	0.195	0.323	0.205
0.444	0.319	0.289	0.207	0.304	0.218
0.419	0.338	0.273	0.219	0.287	0.231
0.397	0.356	0.258	0.232	0.272	0.244
0.377	0.375	0.245	0.244	0.258	0.257
0.342	0.375	0.223	0.244	0.234	0.257
0.312	0.375	0.203	0.244	0.213	0.257
0.285	0.375	0.185	0.244	0.195	0.257
0.262	0.375	0.170	0.244	0.179	0.257
0.242	0.375	0.157	0.244	0.165	0.257
0.223	0.375	0.145	0.244	0.153	0.257
0.207	0.375	0.135	0.244	0.142	0.257
0.193	0.375	0.125	0.244	0.132	0.257
0.179	0.375	0.117	0.244	0.123	0.257
0.168	0.375	0.109	0.244	0.115	0.257
0.157	0.375	0.102	0.244	0.107	0.257
0.147	0.375	0.096	0.244	0.101	0.257
0.139	0.375	0.090	0.244	0.095	0.257
0.131	0.375	0.085	0.244	0.089	0.257
0.123	0.375	0.080	0.244	0.084	0.257
0.116	0.375	0.076	0.244	0.080	0.257
0.110	0.375	0.072	0.244	0.075	0.257
0.105	0.375	0.068	0.244	0.071	0.257
0.099	0.375	0.065	0.244	0.068	0.257
0.094	0.375	0.061	0.244	0.065	0.257

Nota: Elaboración propia

Figura 108

Sismo máximo y su punto de desempeño para "X".



Nota: Elaboración Propia

Una vez realizado todo este procedimiento se obtiene el punto de desempeño definitivo $d_p = 10.745$ cm y $a_p = 0.634g$ la cual cumplirá con la condición impuesta en el ATC-40 la cual menciona que; $(0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi})$ es decir $(10.279\text{ cm} \leq 10.745\text{ cm} \leq 11.361\text{ cm})$ como se puede apreciar en la figura 108.

- **Punto de desempeño para la dirección "Y"**

Punto de desempeño arbitrario

$$a_{pi} = 1.018\text{ g}$$

$$d_{pi} = 13.006\text{ cm}$$

Punto de fluencia de la representación bilineal

$$a_y = 0.366\text{ g}$$

$$d_y = 1.837\text{ cm}$$

Periodo inicial

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} = 0.449\text{ seg}$$

Ductilidad

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = 7.235$$

Rigidez post-elástica

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.287$$

Periodo efectivo

$$\text{Para } 4.00 < \mu < 6.50$$

$$T_{eff} = (0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1)T_0 = 0.939 \text{ seg}$$

Amortiguamiento efectivo

$$\text{Para } 4.00 < \mu < 6.50$$

$$\beta_{eff} = 14 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 = 20.995$$

Coefficiente de amortiguamiento efectivo

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.565$$

Factor de modificación

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}\right) = 1.686$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento (ADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento modificado

(MADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} x M$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

Tabla 72

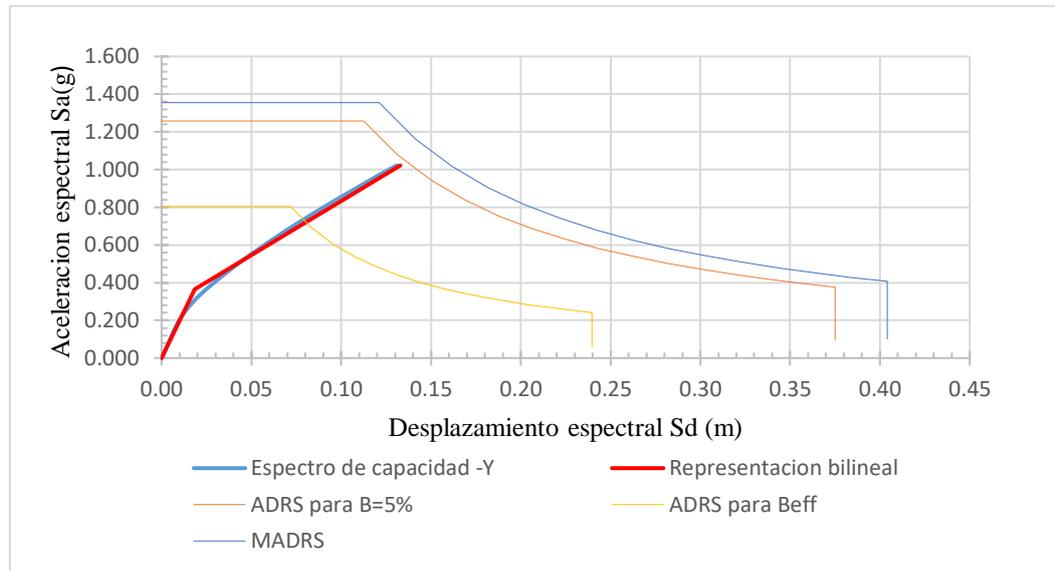
Espectro para pórticos de C°A° con demanda máxima en "Y".

Espectro de respuesta (ADRS) inicial B=5 %- sismo máximo		Espectro de respuesta (ADRS) para Beff- sismo máximo		Espectro de respuesta aceleracion- desplazamiento modificado (MADRS)	
Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)
1.258	0.000	0.804	0.000	1.355	0.000
1.258	0.003	0.804	0.002	1.355	0.003
1.258	0.013	0.804	0.008	1.355	0.013
1.258	0.028	0.804	0.018	1.355	0.030
1.258	0.050	0.804	0.032	1.355	0.054
1.258	0.078	0.804	0.050	1.355	0.084
1.258	0.113	0.804	0.072	1.355	0.121
1.078	0.131	0.689	0.084	1.161	0.141
0.943	0.150	0.603	0.096	1.016	0.162
0.839	0.169	0.536	0.108	0.903	0.182
0.755	0.188	0.482	0.120	0.813	0.202
0.686	0.206	0.438	0.132	0.739	0.222
0.629	0.225	0.402	0.144	0.678	0.242
0.581	0.244	0.371	0.156	0.625	0.263
0.539	0.263	0.344	0.168	0.581	0.283
0.503	0.281	0.321	0.180	0.542	0.303
0.472	0.300	0.301	0.192	0.508	0.323
0.444	0.319	0.284	0.204	0.478	0.343
0.419	0.338	0.268	0.216	0.452	0.364
0.397	0.356	0.254	0.228	0.428	0.384
0.377	0.375	0.241	0.240	0.407	0.404
0.342	0.375	0.219	0.240	0.369	0.404
0.312	0.375	0.199	0.240	0.336	0.404
0.285	0.375	0.182	0.240	0.307	0.404
0.262	0.375	0.167	0.240	0.282	0.404
0.242	0.375	0.154	0.240	0.260	0.404
0.223	0.375	0.143	0.240	0.241	0.404
0.207	0.375	0.132	0.240	0.223	0.404
0.193	0.375	0.123	0.240	0.207	0.404
0.179	0.375	0.115	0.240	0.193	0.404
0.168	0.375	0.107	0.240	0.181	0.404
0.157	0.375	0.100	0.240	0.169	0.404
0.147	0.375	0.094	0.240	0.159	0.404
0.139	0.375	0.089	0.240	0.149	0.404
0.131	0.375	0.083	0.240	0.141	0.404
0.123	0.375	0.079	0.240	0.133	0.404
0.116	0.375	0.074	0.240	0.125	0.404
0.110	0.375	0.070	0.240	0.119	0.404
0.105	0.375	0.067	0.240	0.113	0.404
0.099	0.375	0.063	0.240	0.107	0.404
0.094	0.375	0.060	0.240	0.102	0.404

Nota: Elaboración propia

Figura 109

Sismo máximo y su punto de desempeño para "Y".



Nota: Elaboración Propia

4.6. ANÁLISIS PARA ALBAÑILERÍA CONFINADA - NO LINEAL

4.6.1. Distribución de las cargas laterales

Tabla 73

Cargas laterales para albañilería la dirección "X" y "Y".

Piso	P_i (Tn)	h_i (m)	$P_i (h_i)^k$	α_i	F_i (Tn)
5	210.04	14.50	3045.61	0.33	185.33
4	202.70	11.70	2371.64	0.26	144.32
3	202.70	8.90	1804.07	0.20	109.78
2	202.70	6.10	1236.49	0.13	75.24
1	216.31	3.30	713.82	0.08	43.44
TOTAL	1034.465				558.11

Nota: Elaboración propia

Figura 110

Cargas laterales en Albañilería, en dirección "X".

El cuadro de diálogo muestra la configuración de cargas laterales para un conjunto de carga (Load Set 1 of 1). La tabla de datos es:

Story	Diaphragm	F_x tonf	F_y tonf	M_z tonf-m
Story5	D5	185.33	0	0
Story4	D4	144.32	0	0
Story3	D3	109.78	0	0
Story2	D2	75.24	0	0
Story1	D1	43.44	0	0

Nota: Reporte de Etabs v.16

Figura 111

Cargas laterales en Albañilería, en dirección "Y".

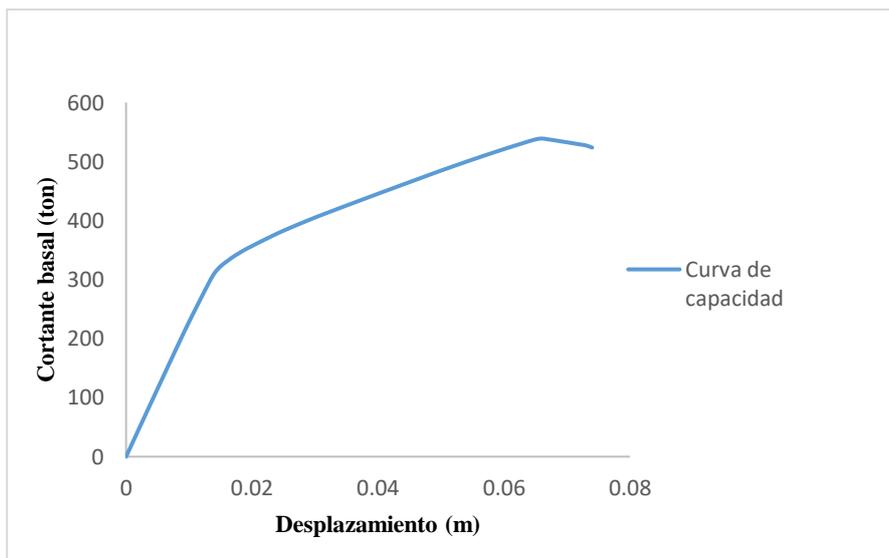
Load Set 1 of 1				
Story	Diaphragm	Fx tonf	Fy tonf	Mz tonf-m
Story5	D5	0	185.33	0
Story4	D4	0	144.32	0
Story3	D3	0	109.78	0
Story2	D2	0	75.24	0
Story1	D1	0	43.44	0

Nota: Reporte de Etabs v.16

4.6.2. Cálculo de la curva de capacidad de la estructura

Figura 112

Caso ANLE y su curva de capacidad para "X".



Nota: Elaboración Propia

Tabla 74

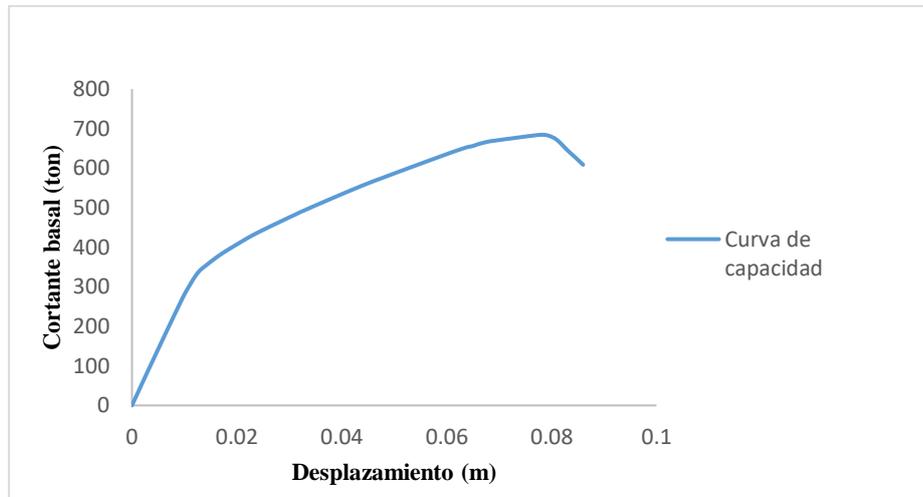
Valores en dirección "X" para la curva de capacidad.

Desplazamiento(m)	Cortante basal (tonf)
0.000	0.000
0.014	310.382
0.044	461.190
0.067	537.607
0.074	523.705

Nota: Datos extraídos del software Etabs v.16

Figura 113

Caso ANLE y su curva de capacidad para "Y".



Nota: Elaboración Propia

Tabla 75

Valores en dirección "Y" para la curva de capacidad.

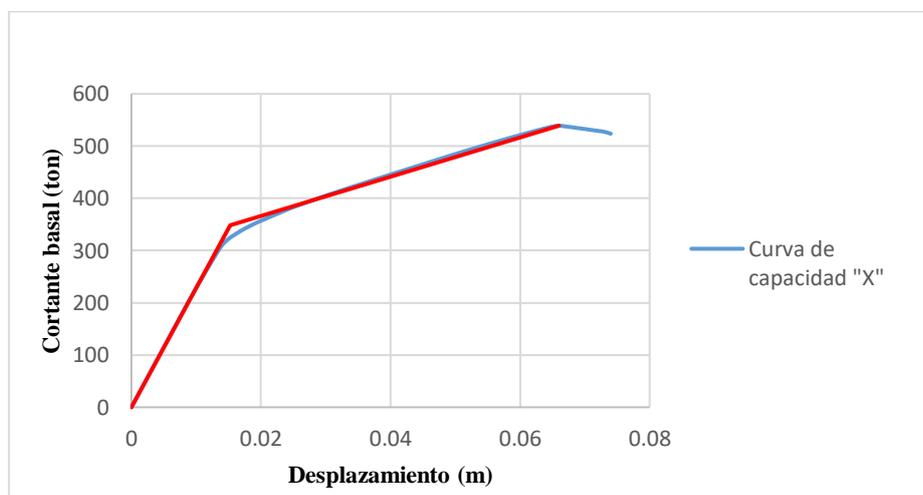
Desplazamiento(m)	Cortante basal (tonf)
0.000	0.000
0.011	303.824
0.032	488.233
0.077	683.180
0.086	608.623

Nota: Datos extraídos del software Etabs v.16

4.6.3. Representación bilineal de la curva de capacidad

Figura 114

Caso ANLE y su recta bilineal para la dirección "X".



Nota: Elaboración Propia

Tabla 76

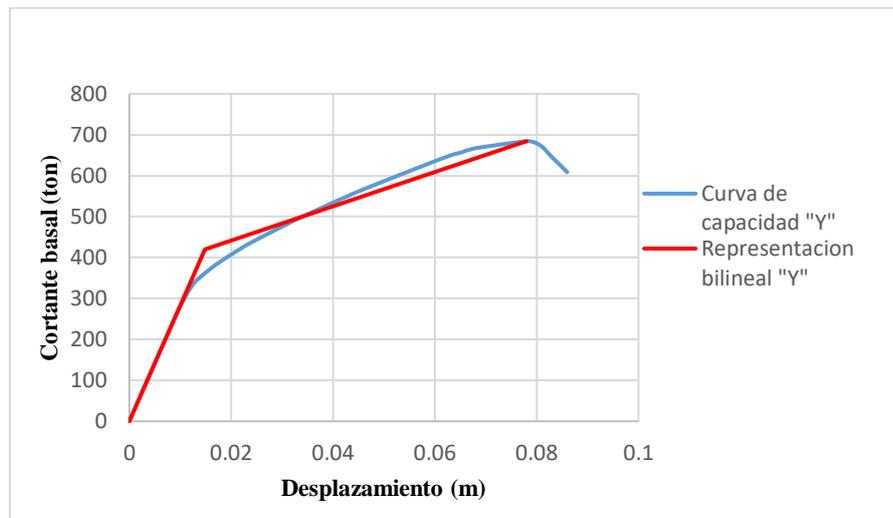
Valores en dirección "X" para la recta bilineal.

Desplazamiento(m)	Cortante basal (tonf)
0.00	0.00
0.02	348.26
0.07	539.00

Nota: Datos calculados manualmente

Figura 115

Caso ANLE y su recta bilineal para la dirección "Y".



Nota: Elaboración Propia

Tabla 77

Valores en dirección "Y" para la recta bilineal.

desplazamiento(m)	V (tonf)
0.00	0.00
0.01	420.00
0.08	684.37

Nota: Datos calculados manualmente

4.6.4. Espectro de capacidad de la estructura

Del estudio de las fuerzas estáticas se obtuvieron los siguientes resultados, que figuran en la Tabla 78. El factor de participación modal es función tanto del peso como del modo de vibración.

Tabla 78

Factor de participación modal y coeficiente de masa efectiva en "X".

Modo 1				
$T_1=0.349\text{seg}$				
Nivel	(ϕ)	$\left(\frac{W}{g}\right)$	$\left(\frac{W}{g}\right)x(\phi_1)$	$\left(\frac{W}{g}\right)x(\phi_1^2)$
5	1.000	21.411	21.411	21.411
4	0.822	20.663	16.990	13.969
3	0.622	20.663	12.857	8.000
2	0.400	20.663	8.265	3.306
1	0.178	22.050	3.920	0.697
Σ		105.451	63.443	47.384
$PF_1 =$	1.34			
$\alpha_1 =$	0.81			

Nota: Elaboración propia

Tabla 79

Factor de participación modal y coeficiente de masa efectiva en "Y".

Modo 2				
$T_1=0.305\text{seg}$				
Nivel	(ϕ)	$\left(\frac{W}{g}\right)$	$\left(\frac{W}{g}\right)x(\phi_1)$	$\left(\frac{W}{g}\right)x(\phi_1^2)$
5	1.000	21.411	21.411	21.411
4	0.841	20.663	17.376	14.612
3	0.636	20.663	13.149	8.368
2	0.409	20.663	8.453	3.458
1	0.182	22.050	4.009	0.729
Σ		105.451	64.399	48.577
$PF_1 =$	1.33			
$\alpha_1 =$	0.81			

Nota: Elaboración propia

4.6.5. Punto de desempeño – albañilería confinada

4.6.5.1. Desempeño para el nivel de demanda de servicio

- Punto de desempeño para la dirección "X"

Punto de desempeño arbitrario

$$a_{pi} = 0.413 \text{ g}$$

$$d_{pi} = 1.567 \text{ cm}$$

Punto de fluencia de la representación bilineal

$$a_y = 0.349 \text{ g}$$

$$d_y = 0.099 \text{ cm}$$

Periodo inicial

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} = 0.338 \text{ seg}$$

Ductilidad

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = 1.50$$

Rigidez post-elástica

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.332$$

Periodo efectivo

Para $1.00 < \mu < 4.00$

$$T_{eff} = (0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1)T_0 = 0.354 \text{ seg}$$

Amortiguamiento efectivo

Para $1.00 < \mu < 4.00$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 = 6.088$$

Coefficiente de amortiguamiento efectivo

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.054$$

Factor de modificación

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}\right) = 0.849$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento (ADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento modificado (MADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} x M$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

Tabla 80

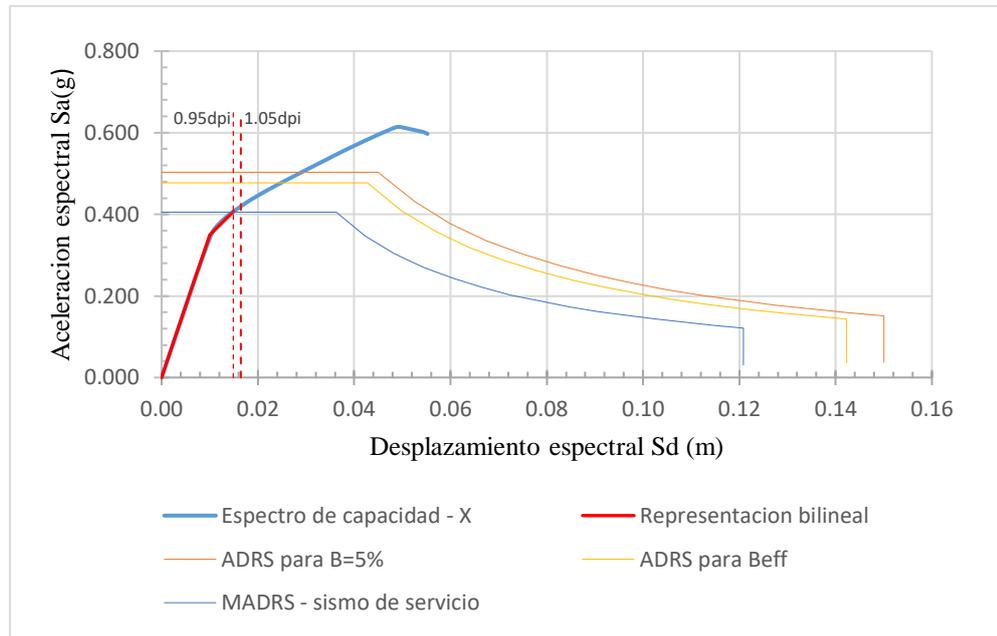
Espectro para albañilería con demanda de servicio en "X".

Espectro de respuesta (ADRS) inicial B=5 % - sismo de servicio		Espectro de respuesta (ADRS) para Beff- sismo de servicio		Espectro de respuesta aceleracion- desplazamiento modificado (MADRS)	
Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)
0.503	0.000	0.477	0.000	0.405	0.000
0.503	0.001	0.477	0.001	0.405	0.001
0.503	0.005	0.477	0.005	0.405	0.004
0.503	0.011	0.477	0.011	0.405	0.009
0.503	0.020	0.477	0.019	0.405	0.016
0.503	0.031	0.477	0.030	0.405	0.025
0.503	0.045	0.477	0.043	0.405	0.036
0.431	0.053	0.409	0.050	0.347	0.042
0.377	0.060	0.358	0.057	0.304	0.048
0.335	0.068	0.318	0.064	0.270	0.054
0.302	0.075	0.286	0.071	0.243	0.060
0.274	0.083	0.260	0.078	0.221	0.066
0.252	0.090	0.239	0.085	0.203	0.073
0.232	0.098	0.220	0.092	0.187	0.079
0.216	0.105	0.205	0.100	0.174	0.085
0.201	0.113	0.191	0.107	0.162	0.091
0.189	0.120	0.179	0.114	0.152	0.097
0.178	0.128	0.168	0.121	0.143	0.103
0.168	0.135	0.159	0.128	0.135	0.109
0.159	0.143	0.151	0.135	0.128	0.115
0.151	0.150	0.143	0.142	0.122	0.121
0.137	0.150	0.130	0.142	0.110	0.121
0.125	0.150	0.118	0.142	0.100	0.121
0.114	0.150	0.108	0.142	0.092	0.121
0.105	0.150	0.099	0.142	0.084	0.121
0.097	0.150	0.092	0.142	0.078	0.121
0.089	0.150	0.085	0.142	0.072	0.121
0.083	0.150	0.079	0.142	0.067	0.121
0.077	0.150	0.073	0.142	0.062	0.121
0.072	0.150	0.068	0.142	0.058	0.121
0.067	0.150	0.064	0.142	0.054	0.121
0.063	0.150	0.060	0.142	0.051	0.121
0.059	0.150	0.056	0.142	0.047	0.121
0.055	0.150	0.053	0.142	0.045	0.121
0.052	0.150	0.050	0.142	0.042	0.121
0.049	0.150	0.047	0.142	0.040	0.121
0.047	0.150	0.044	0.142	0.038	0.121
0.044	0.150	0.042	0.142	0.036	0.121
0.042	0.150	0.040	0.142	0.034	0.121
0.040	0.150	0.038	0.142	0.032	0.121
0.038	0.150	0.036	0.142	0.030	0.121

Nota: Elaboración propia

Figura 116

Sismo de servicio y su punto de desempeño para "X".



Nota: Elaboración Propia

Una vez realizado todo este procedimiento se obtiene el punto de desempeño definitivo $d_p = 1.493 \text{ cm}$ y $a_p = 0.407g$ la cual cumplirá con la condición impuesta en el ATC-40 la cual menciona que; $(0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi})$ es decir $(1.488 \text{ cm} \leq 1.493 \text{ cm} \leq 1.645 \text{ cm})$ como se puede apreciar en la figura 116.

- **Punto de desempeño para la dirección "Y"**

Punto de desempeño arbitrario

$$a_{pi} = 0.426 \text{ g}$$

$$d_{pi} = 1.203 \text{ cm}$$

Punto de fluencia de la representación bilineal

$$a_y = 0.356g$$

$$d_y = 0.826 \text{ cm}$$

Periodo inicial

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} = 0.306 \text{ seg}$$

Ductilidad

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = 1.455$$

Rigidez post-elástica

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.430$$

Periodo efectivo

Para $1.00 < \mu < 4.00$

$$T_{eff} = (0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1)T_0 = 0.317 \text{ seg}$$

Amortiguamiento efectivo

Para $1.00 < \mu < 4.00$

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 = 5.912$$

Coefficiente de amortiguamiento efectivo

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.046$$

Factor de modificación

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}\right) = 0.885$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento (ADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento modificado (MADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} x M$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

Tabla 81

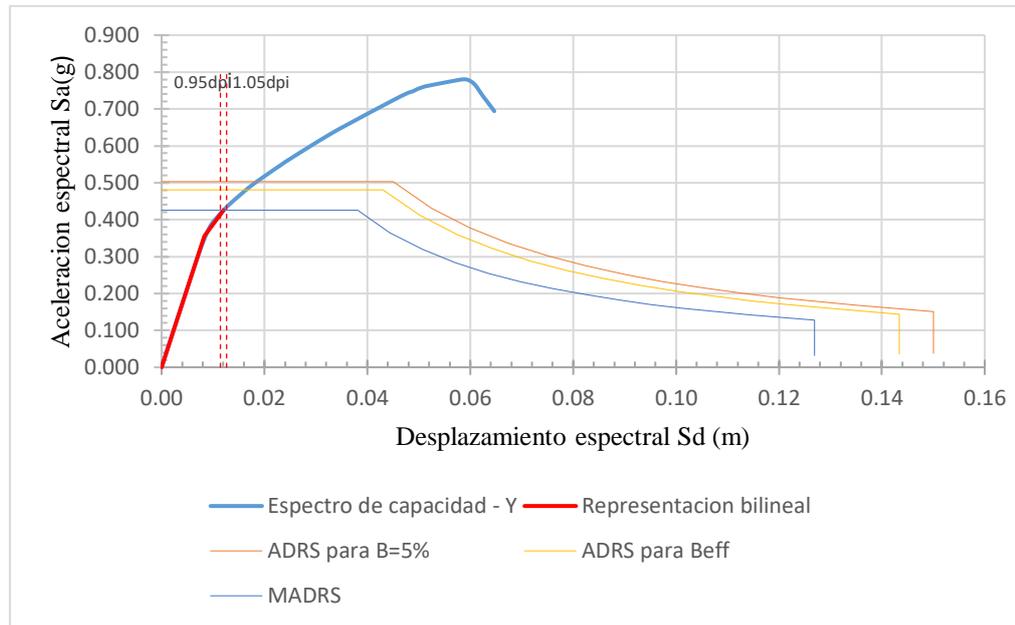
Espectro para albañilería con demanda de servicio en "Y".

Espectro de respuesta (ADRS) inicial B=5 % - sismo de servicio		Espectro de respuesta (ADRS) para Beff- sismo de servicio		Espectro de respuesta aceleracion- desplazamiento modificado (MADRS)	
Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)
0.503	0.000	0.481	0.000	0.426	0.000
0.503	0.001	0.481	0.001	0.426	0.001
0.503	0.005	0.481	0.005	0.426	0.004
0.503	0.011	0.481	0.011	0.426	0.010
0.503	0.020	0.481	0.019	0.426	0.017
0.503	0.031	0.481	0.030	0.426	0.026
0.503	0.045	0.481	0.043	0.426	0.038
0.431	0.053	0.412	0.050	0.365	0.044
0.377	0.060	0.361	0.057	0.319	0.051
0.335	0.068	0.321	0.065	0.284	0.057
0.302	0.075	0.289	0.072	0.255	0.063
0.274	0.083	0.262	0.079	0.232	0.070
0.252	0.090	0.240	0.086	0.213	0.076
0.232	0.098	0.222	0.093	0.196	0.082
0.216	0.105	0.206	0.100	0.182	0.089
0.201	0.113	0.192	0.108	0.170	0.095
0.189	0.120	0.180	0.115	0.160	0.102
0.178	0.128	0.170	0.122	0.150	0.108
0.168	0.135	0.160	0.129	0.142	0.114
0.159	0.143	0.152	0.136	0.134	0.121
0.151	0.150	0.144	0.143	0.128	0.127
0.137	0.150	0.131	0.143	0.116	0.127
0.125	0.150	0.119	0.143	0.106	0.127
0.114	0.150	0.109	0.143	0.097	0.127
0.105	0.150	0.100	0.143	0.089	0.127
0.097	0.150	0.092	0.143	0.082	0.127
0.089	0.150	0.085	0.143	0.076	0.127
0.083	0.150	0.079	0.143	0.070	0.127
0.077	0.150	0.074	0.143	0.065	0.127
0.072	0.150	0.069	0.143	0.061	0.127
0.067	0.150	0.064	0.143	0.057	0.127
0.063	0.150	0.060	0.143	0.053	0.127
0.059	0.150	0.056	0.143	0.050	0.127
0.055	0.150	0.053	0.143	0.047	0.127
0.052	0.150	0.050	0.143	0.044	0.127
0.049	0.150	0.047	0.143	0.042	0.127
0.047	0.150	0.045	0.143	0.039	0.127
0.044	0.150	0.042	0.143	0.037	0.127
0.042	0.150	0.040	0.143	0.035	0.127
0.040	0.150	0.038	0.143	0.034	0.127
0.038	0.150	0.036	0.143	0.032	0.127

Nota: Elaboración propia

Figura 117

Sismo de servicio y su punto de desempeño para "Y".



Nota: Elaboración Propia

Una vez realizado todo este procedimiento se obtiene el punto de desempeño definitivo $d_p = 1.203 \text{ cm}$ y $a_p = 0.425g$ la cual cumplirá con la condición impuesta en el ATC-40 la cual menciona que; $(0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi})$ es decir $(1.143 \text{ cm} \leq 1.203 \text{ cm} \leq 1.263 \text{ cm})$ como se puede apreciar en la figura 117.

4.6.5.2. Desempeño para el nivel de demanda de diseño

- Punto de desempeño para la dirección "X"

Punto de desempeño arbitrario

$$a_{pi} = 0.603g$$

$$d_{pi} = 5.373 \text{ cm}$$

Punto de fluencia de la representación bilineal

$$a_y = 0.440 g$$

$$d_y = 1.262 \text{ cm}$$

Periodo inicial

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} = 0.339 \text{ seg}$$

Ductilidad

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = 4.317$$

Rigidez post-elástica

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.110$$

Periodo efectivo

$$\text{Para } 4.00 < \mu < 6.50$$

$$T_{eff} = (0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1)T_0 = 0.581 \text{ seg}$$

Amortiguamiento efectivo

$$\text{Para } 4.00 < \mu < 6.50$$

$$\beta_{eff} = 14 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 = 20.062$$

Coefficiente de amortiguamiento efectivo

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.538$$

Factor de modificación

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}\right) = 0.$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento (ADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento modificado (MADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.



$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} x M$$

$$(S_a)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

Tabla 82

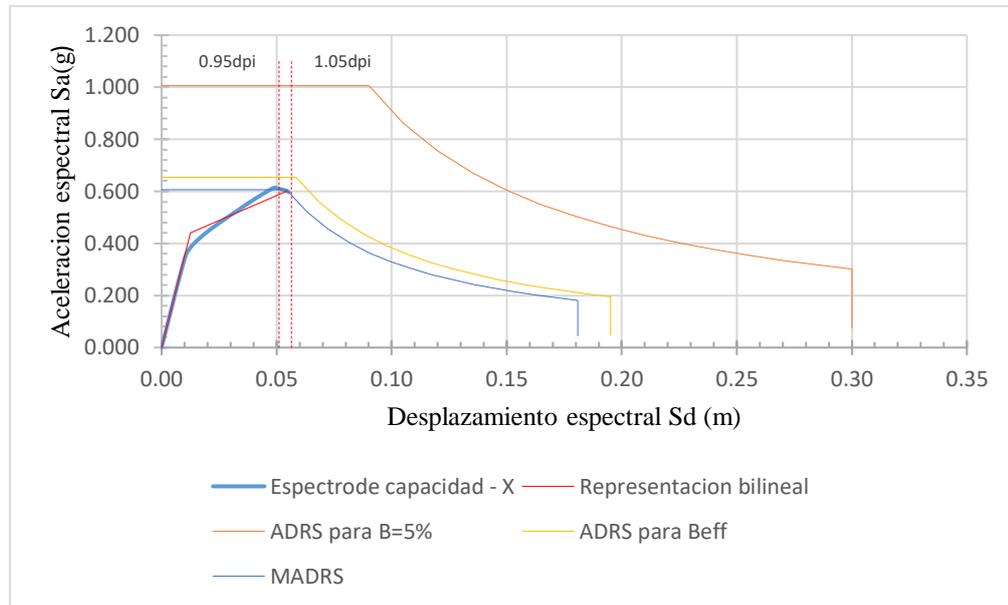
Espectro para albañilería con demanda de diseño en "X".

Espectro de respuesta (ADRS) inicial B=5 % - sismo de diseño		Espectro de respuesta (ADRS) para Beff- sismo de diseño		Espectro de respuesta aceleracion- desplazamiento modificado (MADRS)	
Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)
1.006	0.000	0.654	0.000	0.607	0.000
1.006	0.003	0.654	0.002	0.607	0.002
1.006	0.010	0.654	0.007	0.607	0.006
1.006	0.023	0.654	0.015	0.607	0.014
1.006	0.040	0.654	0.026	0.607	0.024
1.006	0.063	0.654	0.041	0.607	0.038
1.006	0.090	0.654	0.059	0.607	0.054
0.863	0.105	0.561	0.068	0.520	0.063
0.755	0.120	0.491	0.078	0.455	0.072
0.671	0.135	0.436	0.088	0.404	0.081
0.604	0.150	0.393	0.098	0.364	0.090
0.549	0.165	0.357	0.107	0.331	0.099
0.503	0.180	0.327	0.117	0.303	0.109
0.464	0.195	0.302	0.127	0.280	0.118
0.431	0.210	0.280	0.137	0.260	0.127
0.403	0.225	0.262	0.146	0.243	0.136
0.377	0.240	0.245	0.156	0.227	0.145
0.355	0.255	0.231	0.166	0.214	0.154
0.335	0.270	0.218	0.176	0.202	0.163
0.318	0.285	0.207	0.185	0.192	0.172
0.302	0.300	0.196	0.195	0.182	0.181
0.274	0.300	0.178	0.195	0.165	0.181
0.249	0.300	0.162	0.195	0.150	0.181
0.228	0.300	0.148	0.195	0.138	0.181
0.210	0.300	0.136	0.195	0.126	0.181
0.193	0.300	0.126	0.195	0.116	0.181
0.179	0.300	0.116	0.195	0.108	0.181
0.166	0.300	0.108	0.195	0.100	0.181
0.154	0.300	0.100	0.195	0.093	0.181
0.144	0.300	0.093	0.195	0.087	0.181
0.134	0.300	0.087	0.195	0.081	0.181
0.126	0.300	0.082	0.195	0.076	0.181
0.118	0.300	0.077	0.195	0.071	0.181
0.111	0.300	0.072	0.195	0.067	0.181
0.104	0.300	0.068	0.195	0.063	0.181
0.099	0.300	0.064	0.195	0.059	0.181
0.093	0.300	0.061	0.195	0.056	0.181
0.088	0.300	0.057	0.195	0.053	0.181
0.084	0.300	0.054	0.195	0.050	0.181
0.079	0.300	0.052	0.195	0.048	0.181
0.075	0.300	0.049	0.195	0.045	0.181

Nota: Elaboración propia

Figura 118

Sismo de diseño y su punto de desempeño para "X".



Nota: Elaboración Propia

Una vez realizado todo este procedimiento se obtiene el punto de desempeño definitivo $d_p = 5.448 \text{ cm}$ y $a_p = 0.601g$ la cual cumplirá con la condición impuesta en el ATC-40 la cual menciona que; $(0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi})$ es decir $(5.104 \text{ cm} \leq 5.448 \text{ cm} \leq 5.642 \text{ cm})$ como se puede apreciar en la figura 118.

- **Punto de desempeño para la dirección "Y"**

Punto de desempeño arbitrario

$$a_{pi} = 0.719 \text{ g}$$

$$d_{pi} = 4.436 \text{ cm}$$

Punto de fluencia de la representación bilineal

$$a_y = 0.429 \text{ g}$$

$$d_y = 0.999 \text{ cm}$$

Periodo inicial

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} = 0.306 \text{ seg}$$

Ductilidad

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = 4.515$$

Rigidez post-elástica

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.196$$

Periodo efectivo

$$\text{Para } 4.00 < \mu < 6.50$$

$$T_{eff} = (0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1)T_0 = 0.532 \text{ seg}$$

Amortiguamiento efectivo

$$\text{Para } 4.00 < \mu < 6.50$$

$$\beta_{eff} = 14 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 = 20.124$$

Coefficiente de amortiguamiento efectivo

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.539$$

Factor de modificación

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}\right) = 1.128$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento (ADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento modificado (MADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} x M$$



$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2}$$

Tabla 83

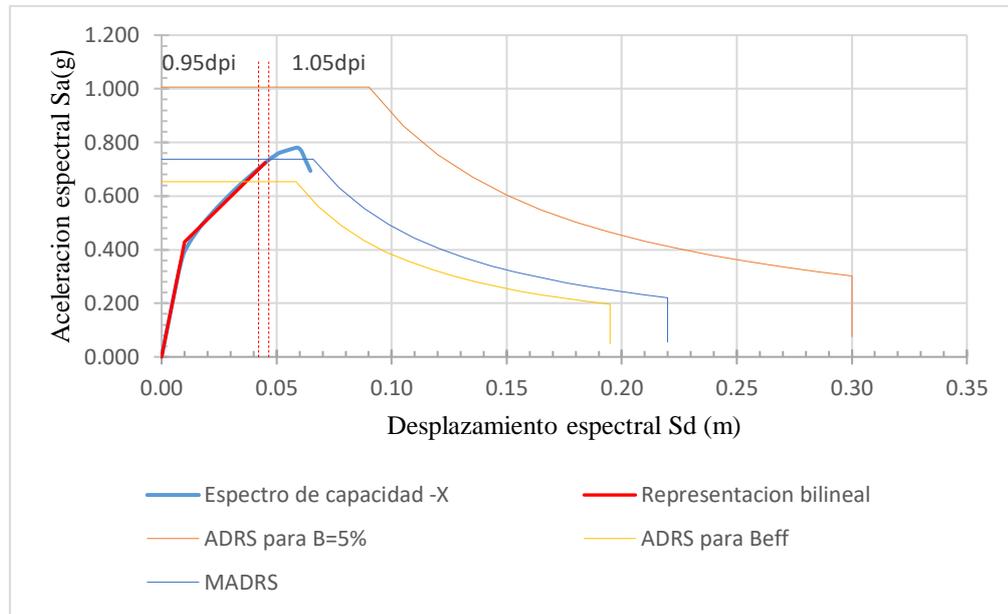
Espectro para albañilería con demanda de diseño en "Y".

Espectro de respuesta (ADRS) inicial B=5 % - sismo de diseño		Espectro de respuesta (ADRS) para Beff- sismo de diseño		Espectro de respuesta aceleracion- desplazamiento modificado (MADRS)	
Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)
1.006	0.000	0.654	0.000	0.737	0.000
1.006	0.003	0.654	0.002	0.737	0.002
1.006	0.010	0.654	0.006	0.737	0.007
1.006	0.023	0.654	0.015	0.737	0.016
1.006	0.040	0.654	0.026	0.737	0.029
1.006	0.063	0.654	0.041	0.737	0.046
1.006	0.090	0.654	0.058	0.737	0.066
0.863	0.105	0.560	0.068	0.632	0.077
0.755	0.120	0.490	0.078	0.553	0.088
0.671	0.135	0.436	0.088	0.492	0.099
0.604	0.150	0.392	0.097	0.442	0.110
0.549	0.165	0.356	0.107	0.402	0.121
0.503	0.180	0.327	0.117	0.369	0.132
0.464	0.195	0.302	0.127	0.340	0.143
0.431	0.210	0.280	0.136	0.316	0.154
0.403	0.225	0.261	0.146	0.295	0.165
0.377	0.240	0.245	0.156	0.277	0.176
0.355	0.255	0.231	0.166	0.260	0.187
0.335	0.270	0.218	0.175	0.246	0.198
0.318	0.285	0.206	0.185	0.233	0.209
0.302	0.300	0.196	0.195	0.221	0.220
0.274	0.300	0.178	0.195	0.201	0.220
0.249	0.300	0.162	0.195	0.183	0.220
0.228	0.300	0.148	0.195	0.167	0.220
0.210	0.300	0.136	0.195	0.154	0.220
0.193	0.300	0.125	0.195	0.142	0.220
0.179	0.300	0.116	0.195	0.131	0.220
0.166	0.300	0.108	0.195	0.121	0.220
0.154	0.300	0.100	0.195	0.113	0.220
0.144	0.300	0.093	0.195	0.105	0.220
0.134	0.300	0.087	0.195	0.098	0.220
0.126	0.300	0.082	0.195	0.092	0.220
0.118	0.300	0.077	0.195	0.086	0.220
0.111	0.300	0.072	0.195	0.081	0.220
0.104	0.300	0.068	0.195	0.077	0.220
0.099	0.300	0.064	0.195	0.072	0.220
0.093	0.300	0.061	0.195	0.068	0.220
0.088	0.300	0.057	0.195	0.065	0.220
0.084	0.300	0.054	0.195	0.061	0.220
0.079	0.300	0.052	0.195	0.058	0.220
0.075	0.300	0.049	0.195	0.055	0.220

Nota: Elaboración propia

Figura 119

Sismo de Diseño y su punto de desempeño para "Y".



Nota: Elaboración Propia

Una vez realizado todo este procedimiento se obtiene el punto de desempeño definitivo $d_p = 4.511$ cm y $a_p = 0.724$ g la cual cumplirá con la condición impuesta en el ATC-40 la cual menciona que; $(0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi})$ es decir $(4.214 \text{ cm} \leq 4.511 \text{ cm} \leq 4.658 \text{ cm})$ como se puede apreciar en la figura 119.

4.6.5.3. Desempeño para el nivel de demanda máximo

- Punto de desempeño para la dirección "X"

Punto de desempeño arbitrario

$$a_{pi} = 0.613 \text{ g}$$

$$d_{pi} = 4.851 \text{ cm}$$

Punto de fluencia de la representación bilineal

$$a_y = 0.395 \text{ g}$$

$$d_y = 1.128 \text{ cm}$$

Periodo inicial

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} = 0.339 \text{ seg}$$



Ductilidad

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = 4.366$$

Rigidez post-elástica

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.165$$

Periodo efectivo

$$\text{Para } 4.00 < \mu < 6.50$$

$$T_{eff} = (0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1)T_0 = 0.582 \text{ seg}$$

Amortiguamiento efectivo

$$\text{Para } 4.00 < \mu < 6.50$$

$$\beta_{eff} = 14 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 = 20.077$$

Coefficiente de amortiguamiento efectivo

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.538$$

Factor de modificación

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}\right) = 1.051$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento (ADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento modificado (MADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} x M$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

Tabla 84

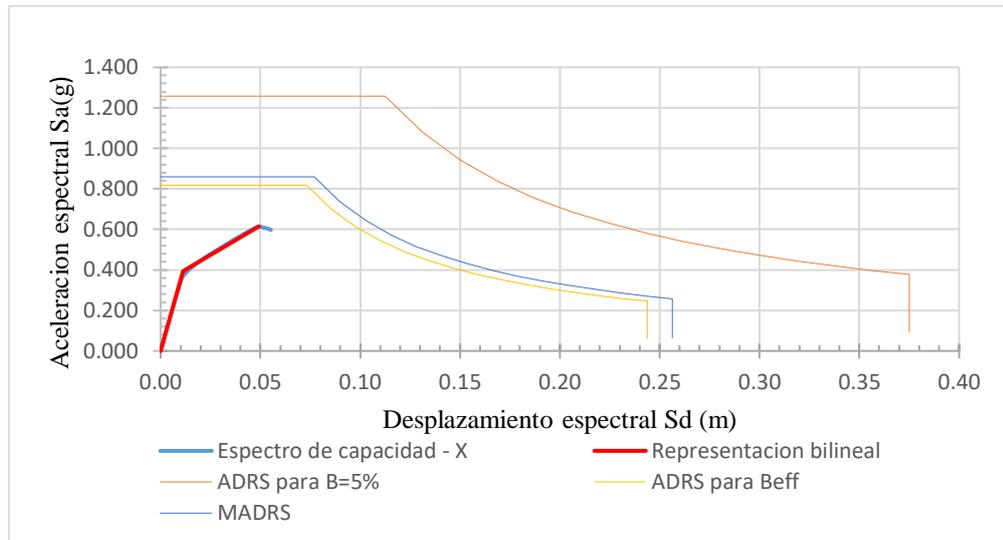
Espectro para albañilería con demanda máxima en "X".

Espectro de respuesta (ADRS) inicial B=5 % - sismo de máximo		Espectro de respuesta (ADRS) para Beff- sismo de máximo		Espectro de respuesta aceleracion- desplazamiento modificado (MADRS)	
Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)
1.258	0.000	0.818	0.000	0.860	0.000
1.258	0.003	0.818	0.002	0.860	0.002
1.258	0.013	0.818	0.008	0.860	0.009
1.258	0.028	0.818	0.018	0.860	0.019
1.258	0.050	0.818	0.033	0.860	0.034
1.258	0.078	0.818	0.051	0.860	0.053
1.258	0.113	0.818	0.073	0.860	0.077
1.078	0.131	0.701	0.085	0.737	0.090
0.943	0.150	0.613	0.098	0.645	0.103
0.839	0.169	0.545	0.110	0.573	0.115
0.755	0.188	0.491	0.122	0.516	0.128
0.686	0.206	0.446	0.134	0.469	0.141
0.629	0.225	0.409	0.146	0.430	0.154
0.581	0.244	0.377	0.158	0.397	0.167
0.539	0.263	0.350	0.171	0.368	0.179
0.503	0.281	0.327	0.183	0.344	0.192
0.472	0.300	0.307	0.195	0.322	0.205
0.444	0.319	0.289	0.207	0.303	0.218
0.419	0.338	0.273	0.219	0.287	0.231
0.397	0.356	0.258	0.232	0.271	0.244
0.377	0.375	0.245	0.244	0.258	0.256
0.342	0.375	0.223	0.244	0.234	0.256
0.312	0.375	0.203	0.244	0.213	0.256
0.285	0.375	0.185	0.244	0.195	0.256
0.262	0.375	0.170	0.244	0.179	0.256
0.242	0.375	0.157	0.244	0.165	0.256
0.223	0.375	0.145	0.244	0.153	0.256
0.207	0.375	0.135	0.244	0.142	0.256
0.193	0.375	0.125	0.244	0.132	0.256
0.179	0.375	0.117	0.244	0.123	0.256
0.168	0.375	0.109	0.244	0.115	0.256
0.157	0.375	0.102	0.244	0.107	0.256
0.147	0.375	0.096	0.244	0.101	0.256
0.139	0.375	0.090	0.244	0.095	0.256
0.131	0.375	0.085	0.244	0.089	0.256
0.123	0.375	0.080	0.244	0.084	0.256
0.116	0.375	0.076	0.244	0.080	0.256
0.110	0.375	0.072	0.244	0.075	0.256
0.105	0.375	0.068	0.244	0.071	0.256
0.099	0.375	0.065	0.244	0.068	0.256
0.094	0.375	0.061	0.244	0.064	0.256

Nota: Elaboración propia

Figura 120

Sismo máximo y su punto de desempeño para "X".



Nota: Elaboración Propia

- **Punto de desempeño para la dirección "Y"**

Punto de desempeño arbitrario

$$a_{pi} = 0.766 \text{ g}$$

$$d_{pi} = 6.090 \text{ cm}$$

Punto de fluencia de la representación bilineal

$$a_y = 0.534 \text{ g}$$

$$d_y = 1.254 \text{ cm}$$

Periodo inicial

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{d_y}{a_y g}} = 0.307 \text{ seg}$$

Ductilidad

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} = 4.916$$

Rigidez post-elástica

$$\alpha = \frac{\left(\frac{a_{pi}-a_y}{d_{pi}-d_y}\right)}{\left(\frac{a_y}{d_y}\right)} = 0.104$$

Periodo efectivo

$$\text{Para } 4.00 < \mu < 6.50$$

$$T_{eff} = (0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1)T_0 = 0.550 \text{ seg}$$

Amortiguamiento efectivo

$$\text{Para } 4.00 < \mu < 6.50$$

$$\beta_{eff} = 14 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0 = 20.253$$

Coefficiente de amortiguamiento efectivo

$$B = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff})} = 1.543$$

Factor de modificación

$$M = \left(\frac{T_{eff}}{T_0}\right)^2 \left(\frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu}\right) = 0.916$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento (ADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})}$$

$$(S_d)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

El espectro de respuesta aceleración – desplazamiento modificado (MADRS) se obtiene con las siguientes ecuaciones.

$$(S_a)_\beta = \frac{(S_a)_0}{B(\beta_{eff})} x M$$

$$(S_a)_\beta = \frac{T^2}{4\pi^2} (S_a)_\beta$$

Tabla 85

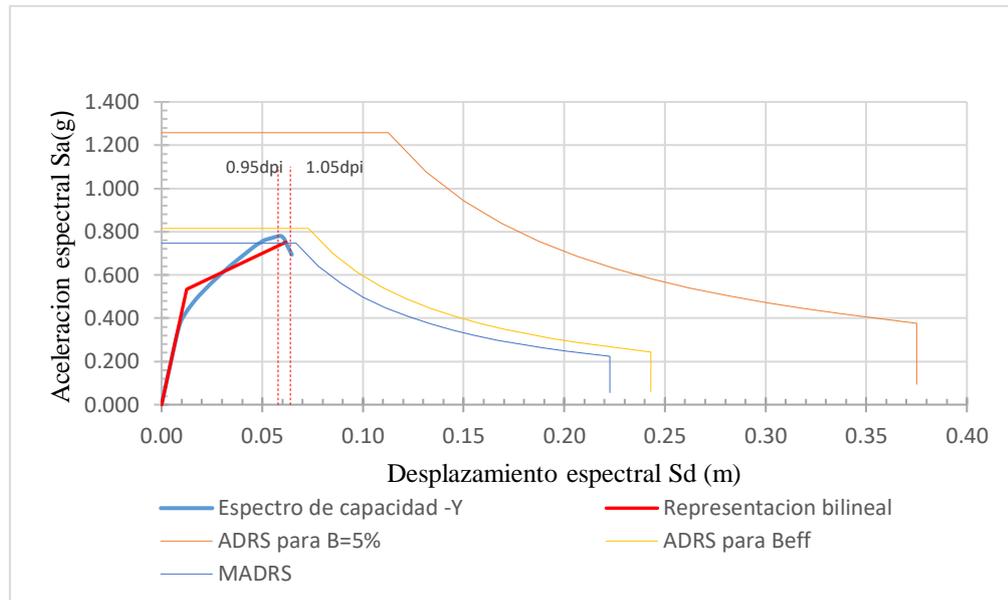
Espectro para albañilería con demanda máxima en "Y".

Espectro de respuesta (ADRS) inicial B=5 %- sismo de máximo		Espectro de respuesta (ADRS) para Beff- sismo de máximo		Espectro de respuesta aceleracion- desplazamiento modificado (MADRS)	
Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)	Sa (g)	Sd(m)
1.258	0.000	0.815	0.000	0.747	0.000
1.258	0.003	0.815	0.002	0.747	0.002
1.258	0.013	0.815	0.008	0.747	0.007
1.258	0.028	0.815	0.018	0.747	0.017
1.258	0.050	0.815	0.032	0.747	0.030
1.258	0.078	0.815	0.051	0.747	0.046
1.258	0.113	0.815	0.073	0.747	0.067
1.078	0.131	0.699	0.085	0.640	0.078
0.943	0.150	0.611	0.097	0.560	0.089
0.839	0.169	0.543	0.109	0.498	0.100
0.755	0.188	0.489	0.122	0.448	0.111
0.686	0.206	0.445	0.134	0.407	0.122
0.629	0.225	0.407	0.146	0.373	0.134
0.581	0.244	0.376	0.158	0.345	0.145
0.539	0.263	0.349	0.170	0.320	0.156
0.503	0.281	0.326	0.182	0.299	0.167
0.472	0.300	0.306	0.194	0.280	0.178
0.444	0.319	0.288	0.207	0.264	0.189
0.419	0.338	0.272	0.219	0.249	0.200
0.397	0.356	0.257	0.231	0.236	0.212
0.377	0.375	0.244	0.243	0.224	0.223
0.342	0.375	0.222	0.243	0.203	0.223
0.312	0.375	0.202	0.243	0.185	0.223
0.285	0.375	0.185	0.243	0.169	0.223
0.262	0.375	0.170	0.243	0.156	0.223
0.242	0.375	0.156	0.243	0.143	0.223
0.223	0.375	0.145	0.243	0.133	0.223
0.207	0.375	0.134	0.243	0.123	0.223
0.193	0.375	0.125	0.243	0.114	0.223
0.179	0.375	0.116	0.243	0.107	0.223
0.168	0.375	0.109	0.243	0.100	0.223
0.157	0.375	0.102	0.243	0.093	0.223
0.147	0.375	0.096	0.243	0.087	0.223
0.139	0.375	0.090	0.243	0.082	0.223
0.131	0.375	0.085	0.243	0.078	0.223
0.123	0.375	0.080	0.243	0.073	0.223
0.116	0.375	0.075	0.243	0.069	0.223
0.110	0.375	0.071	0.243	0.065	0.223
0.105	0.375	0.068	0.243	0.062	0.223
0.099	0.375	0.064	0.243	0.059	0.223
0.094	0.375	0.061	0.243	0.056	0.223

Nota: Elaboración propia

Figura 121

Sismo máximo y su punto de desempeño para "Y".



Nota: Elaboración Propia

Una vez realizado todo este procedimiento se obtiene el punto de desempeño definitivo $d_p = 6.165$ cm y $a_p = 0.751g$ la cual cumplirá con la condición impuesta en el ATC-40 la cual menciona que; $(0.95d_{pi} \leq d_p \leq 1.05d_{pi})$ es decir $(5.785$ cm ≤ 6.165 cm ≤ 6.395 cm) como se puede apreciar en la figura 121.

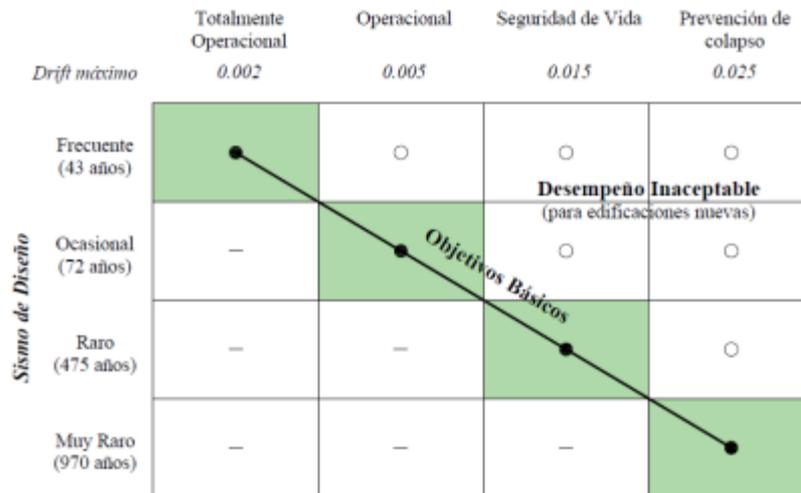
4.7. EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO

4.7.1. Objetivos de desempeño

Según la norma E -0.30, las estructuras no deben de colapsar ni ocasionar daños graves a las personas, aunque pueden sufrir daños significativos en sismos severos (diseño). Sin embargo, las estructuras deben de soportar sismos moderados (servicio), lo que permite experimentar daños reparables. Estos principios de diseño sismorresistente se puede relacionarse con los objetivos básicos de desempeño establecidos por el SEAOC Visión 2000, tal como se muestra en la figura 122; estos objetivos son aceptables para edificaciones comunes como las estudiadas en el presente trabajo de investigación.

Figura 122

Objetivos de desempeño para edificaciones básicas o comunes



Nota: La figura muestra los objetivos de desempeño para una vivienda.

4.7.2. Evaluación del desempeño para cada nivel de demanda sísmica

El proceso detallado de la obtención de los puntos de desempeño, para el sistema estructural de pórticos de concreto armado para cada demanda de movimiento sísmica se ilustra en el ítems 2.3.8.

4.8.2.1 Nivel de desempeño para pórticos de concreto armado

Tabla 86

Puntos de desempeño para "X" y "Y"- Pórticos de C°A°

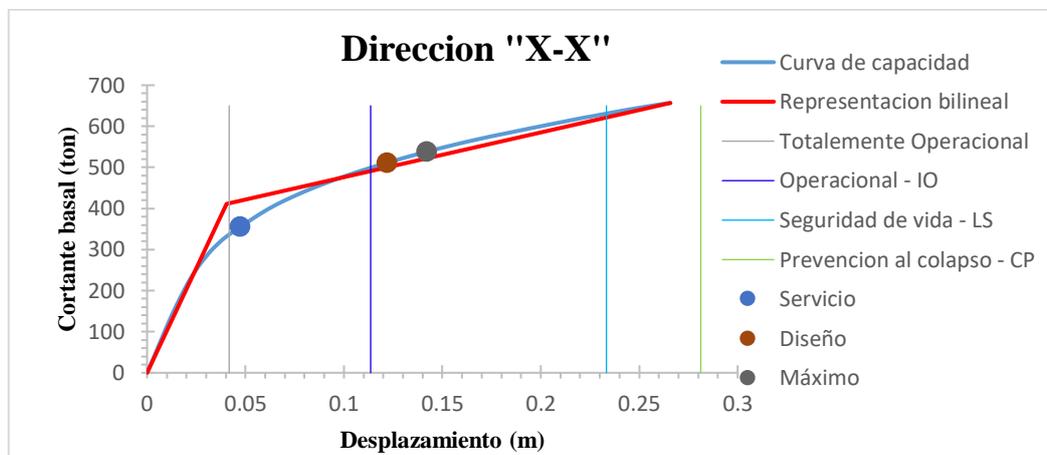
Dirección	Sismo	Dp (m)	V (Tonf)
X-X	Frecuente	-	-
	servicio	0.0473	354.84
	Diseño	0.1218	511.04
	Maximo	0.1418	537.92
Y-Y	Frecuente	-	-
	servicio	0.0542	421.18
	Diseño	0.1316	771.81
	Maximo	-	-

- Ante el sometimiento de la demanda sísmica de SERVICIO en la dirección “X”, la edificación se encuentra en el rango de OPERACIONAL con se puede ver la figura 123.

- Ante el sometimiento de la demanda sísmica de DISEÑO en la dirección “X”, la edificación se encuentra en el rango de SEGURIDAD DE VIDA con se puede ver la figura 123.
- Ante el sometimiento de la demanda sísmica MAXIMÁ en la dirección “X”, la edificación se encuentra en el rango de SEGURIDAD DE VIDA con se puede ver la figura 123.

Figura 123

Desempeño sísmico para pórticos de concreto en dirección "X"-.

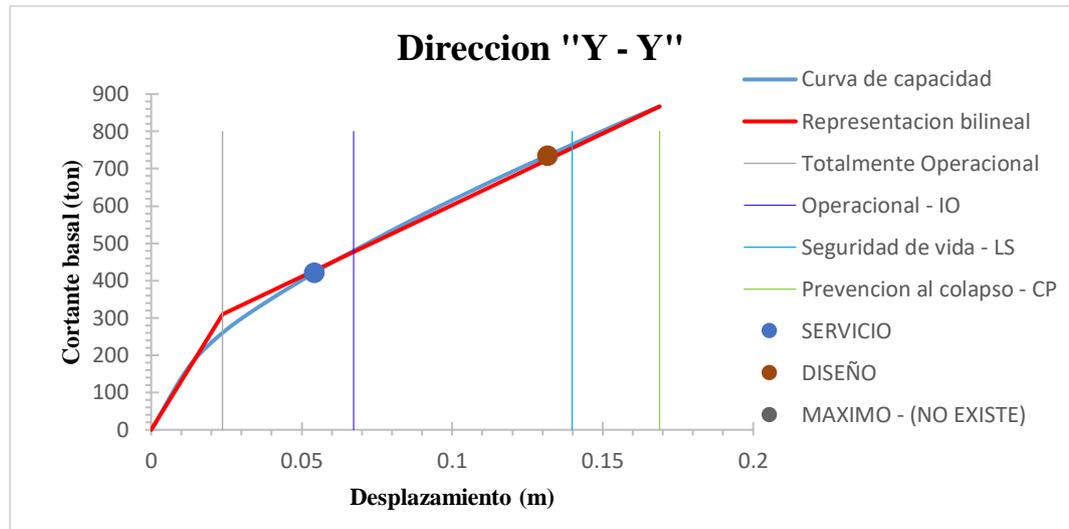


Nota: Elaboración Propia

- Ante el sometimiento de la demanda sísmica de SERVICIO en la dirección “Y”, la edificación se encuentra en el rango de OPERACIONAL como se puede ver la figura 124.
- Ante el sometimiento de la demanda sísmica de DISEÑO en la dirección “Y”, la edificación se encuentra en el rango de SEGURIDAD DE VIDA, como se puede ver la figura 124.
- Ante el sometimiento de la demanda sísmica MAXIMÁ en la dirección “Y”, la edificación presentara grandes problemas ante la acción de un sismo de magnitud máxima, esto debido a que el espectro de demanda es mayor que la capacidad resistente de la estructura.

Figura 124

Desempeño sísmico para pórticos de concreto en dirección "Y"-.



Nota: Elaboración Propia

La estructura cumple las normas de comportamiento tanto para los sismos de diseño como para los de servicio. Se observan mayores desplazamientos en la dirección X-X, lo que concuerda con el diseño, dado que en esta dirección se detectan las mayores derivas. Debido a que la estructura se encuentra dentro del rango de "seguridad vital", lo que indica que ha sufrido daños importantes, no ha podido cumplir el objetivo para un sismo máximo en la dirección X-X.

En la dirección Y-Y no cumple el objetivo de desempeño para un sismo máximo debido a que, como se muestra en la Figura 124, la demanda sísmica supera la capacidad resistente de la estructura; por lo tanto, no hay ningún punto de desempeño lo cual significa un colapso inminente.

Como se puede apreciar en las figuras 123 y 124 para un sismo de diseño el cual también es considerado en la norma E 0.30 se encontrará en un nivel de desempeño de seguridad de vida donde el estado de daño según la tabla 1 será MODERADO, presentando pérdida de resistencia y rigidez del sistema frente a cargas laterales.

Tabla 87

Evaluación del desempeño - Pórticos de concreto armado

Dirección	Sismo	Totalmente operacional (TO)	Operacional (IO)	Seguridad de vida (LS)	Prevención de colapso (PC)	¿Cumple objetivo de Desempeño?
X-X	frecuente					-
	Servicio					SI
	Diseño					SI
	Maximo					NO
Y-Y	frecuente					-
	Servicio					SI
	Diseño					SI
	Maximo					NO EXISTE

Nota: Elaboración Propia.

4.8.2.2 Nivel de desempeño para albañilería confinada

Tabla 88

Puntos de desempeño para "X" y "Y"-Albañilería confinada.

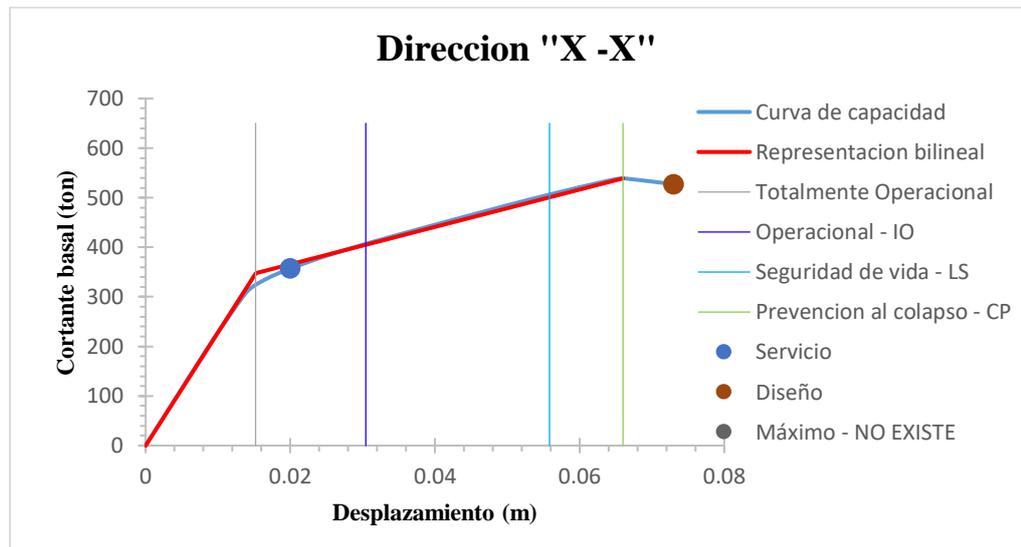
Dirección	Sismo	Dp (m)	V (Tonf)
X-X	Frecuente	-	-
	servicio	0.0200	356.955
	Diseño	0.0730	527.335
	Maximo	-	-
Y-Y	Frecuente	-	-
	servicio	0.0160	373.355
	Diseño	0.0600	635.399
	Maximo	0.0820	658.980

- El edificio se encuentra en el rango OPERACIONAL, como se ilustra en la Figura 125, cuando está sometido a la demanda sísmica de SERVICIO en la dirección "X".
- El edificio se encuentra más allá del rango de PREVENCIÓN AL COLAPSO, como se ilustra en la Figura 125, cuando está sometido a la demanda sísmica de DISEÑO en la dirección "X".
- Cuando el edificio se expone a la demanda sísmica MAXIMA en la dirección "X", causará daños de gran magnitud al extremo de quedar inoperativo la

misma estructura, esto debido a que el espectro de demanda supera la capacidad resistente de la estructura.

Figura 125

Desempeño sísmico para albañilería en dirección "X".



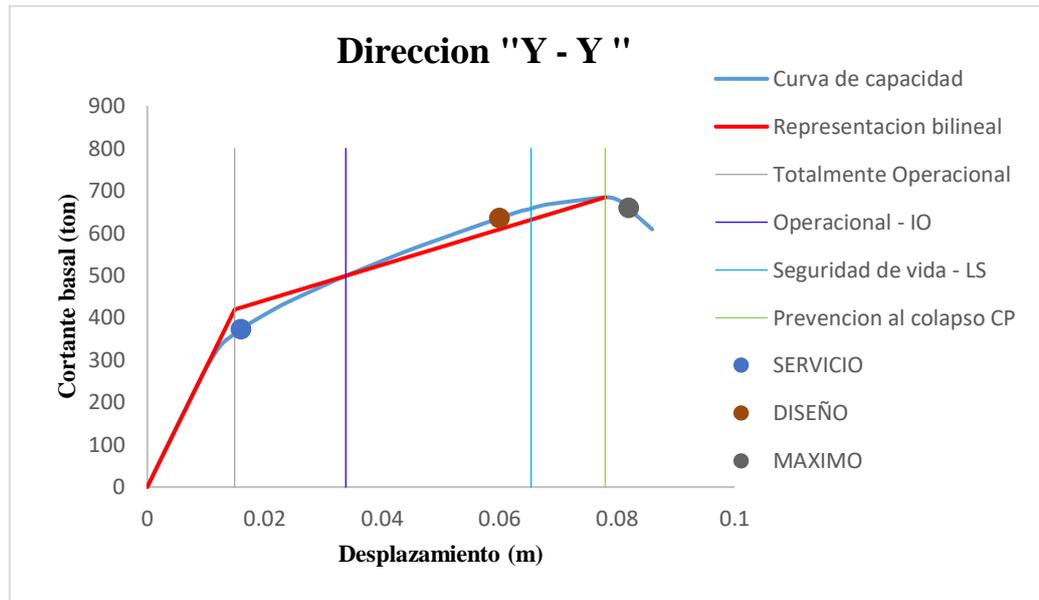
Nota: Elaboración Propia

- El edificio se encuentra en el rango OPERACIONAL, como se ilustra en la Figura 126, cuando está sometido a la demanda sísmica de SERVICIO en la dirección "Y".
- El edificio se encuentra en el rango de SEGURIDA DE VIDA, como se ilustra en la Figura 126, cuando está sometido a la demanda sísmica de DISEÑO en la dirección "Y".
- El edificio se encuentra en el rango de COLAPSO, como se ilustra en la Figura 126, cuando está sometido a la demanda sísmica MÁXIMA en la dirección "Y".

En la figura 125 y 126 se ve que para un sismo de diseño el cual está considerado en la norma E 0.30 se encuentra en un nivel de desempeño de COLAPSO y SEGURIDAD DE VIDA respectivamente lo cual podemos decir según la tabla 1 que sus estados de daño serán COMPLETO y MODERADO.

Figura 126

Desempeño sísmico para albañilería en dirección "Y"



Nota: Elaboración Propia

En cuanto la estructura entra en el rango de colapso, satisface el criterio de comportamiento para el sismo de servicio, pero no para el sismo de diseño. En la dirección X-X presenta desplazamientos mayores, lo que concuerda con los resultados del diseño ya que las derivas máximas aparecen en esta dirección. La figura 125 demuestra que la demanda sísmica supera la capacidad resistente de la estructura; en consecuencia, no existe ningún punto de desempeño lo cual indicaría un colapso inminente y resultaría en la destrucción completa del edificio, incumpliendo así el objetivo para un sismo máximo en la dirección X-X.

Para la dirección Y-Y se alcanzan los objetivos para el sismo de servicio como para el diseño; sin embargo, en el sismo máximo existe un punto de desempeño que excede del rango de "prevención al colapso", representando un nivel de colapso donde su estado de daño será completo por lo cual existe una pérdida total de soporte de la edificación y no será posible las reparaciones.

Tabla 89

Evaluación del Desempeño - Albañilería confinada

Dirección	Sismo	Totalmente operacional (TO)	Operacional (IO)	Seguridad de vida (LS)	Prevención de colapso (PC)	¿Cumple objetivo de Desempeño?
X-X	frecuente					-
	Servicio					SI
	Diseño					NO
	Maximo					NO EXISTE
Y-Y	frecuente					-
	Servicio					SI
	Diseño					SI
	Maximo					NO

Nota: Elaboración Propia.

4.8 PRESENTACIÓN Y DISCUSIÓN DE RESULTADOS OBTENIDOS

4.8.1. Determinación de esfuerzos cortantes en la base

Tabla 90

Comparación en dirección "X" de fuerzas cortantes.

NIVEL	CORTANTE BASAL (tonf)		% de variación de cortante basal
	ALBAÑILERIA	PORTICOS	
Piso 5	117.59	45.67	61.16%
Piso 4	195.46	77.64	60.28%
Piso 3	252.78	102.41	59.49%
Piso 2	290.37	119.15	58.97%
Piso 1	309.45	127.38	58.84%

Nota: La tabla muestra la comparación y variación de las cortantes obtenidas.

Se obtuvieron las fuerzas cortantes en la estructura, tanto para la dirección "X" e "Y" para los sistemas estructurales pórticos de concreto armado y albañilería confinada para un diseño lineal.

Tabla 91

Comparación en dirección "Y" de fuerzas cortantes.

NIVEL	CORTANTE BASAL (tonf)		% de variación de cortante basal
	ALBAÑILERIA	PORTICOS	
Piso 5	100.0181	48.8915	51.12%
Piso 4	165.6034	83.8252	49.38%
Piso 3	214.6204	111.2532	48.16%
Piso 2	248.2089	130.7201	47.33%
Piso 1	266.9859	141.0326	47.18%

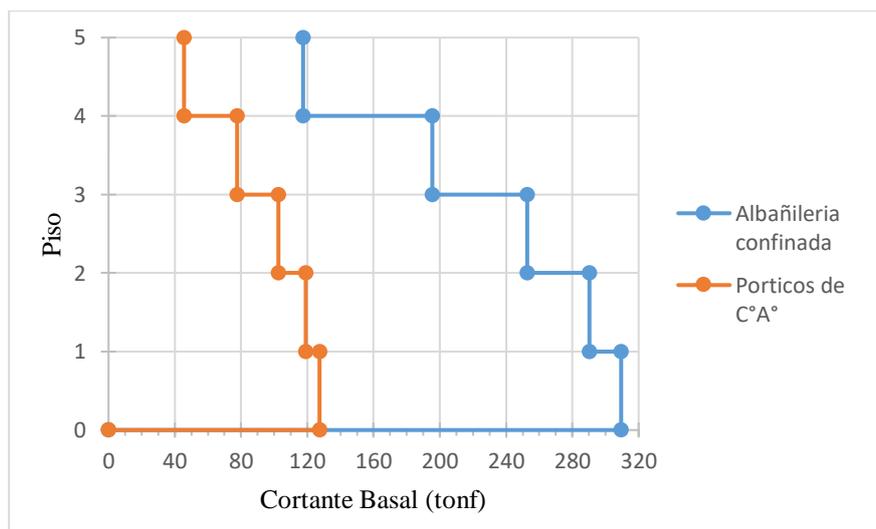
Nota: La tabla muestra la comparación y variación de las cortantes obtenidas.

Se ha realizado un análisis comparativo de los resultados obtenidos respecto a las fuerzas cortantes basales máximas las cuales se producen siempre en el primer piso. Para lo cual en la dirección “X” en el sistema de albañilería tendrá una cortante de 309.45 tonf y para Pórticos de C°A° una cortante basal de 127.38 tonf, tal como se puede apreciar en la tabla 90 y figura 127, donde el porcentaje de variación que existe es de 58.84% con respecto al sistema de albañilería confinada.

Así mismo también se ha realizado el análisis comparativo de los resultados obtenidos para la dirección “Y”, en donde se observa en la tabla 91 y figura 128, donde ambos sistemas planteados presentan sus mayores cortantes basales en el primer piso; para la albañilería una cortante de 266.98 tonf y para Pórticos de C°A°, una cortante de 141.03 tonf. Generando una variación porcentual de 47.18% con respecto al sistema de albañilería confinada.

Figura 127

Comparación de cortantes basales en dirección "X"

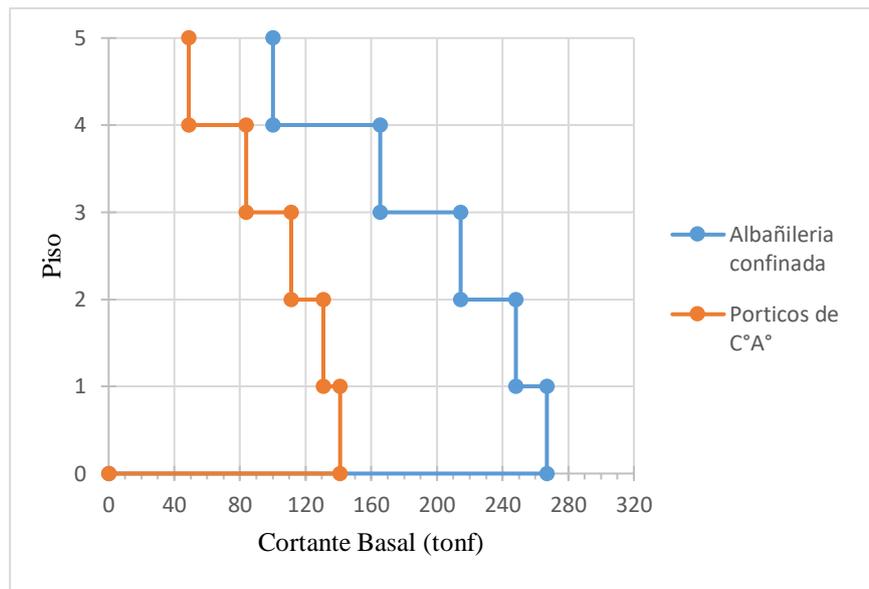


Nota: Elaboración propia

Por lo tanto, se puede verificar a través de la comparación realizada que el sistema de albañilería confinada ante la presencia de un sismo, presentara mayores cortantes basales donde sus elementos estructurales sufrirán mayores esfuerzos a diferencia del sistema de Pórticos.

Figura 128

Comparación cortantes basales en dirección "Y"



Nota: Elaboración propia

4.8.2. Determinación de desplazamientos absolutos

Tabla 92

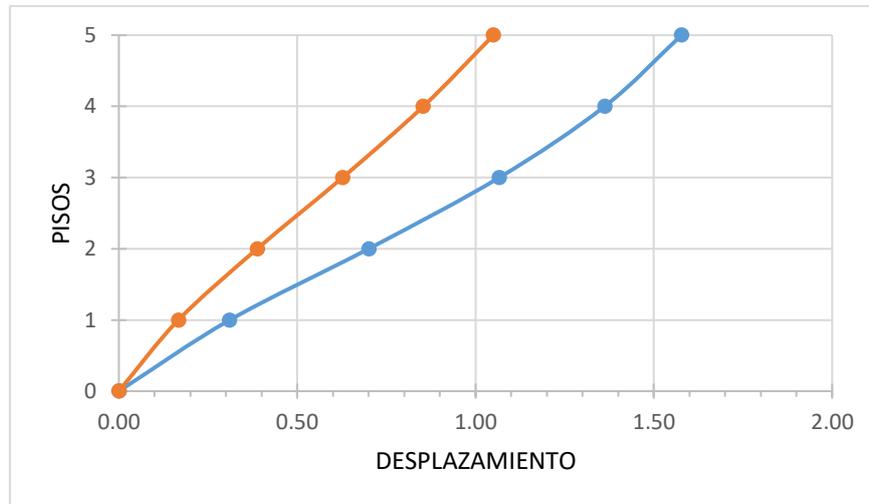
Comparación en dirección "X" de desplazamientos laterales.

NIVEL	Desplazamientos (cm)		% de variación de desplazamientos
	PORTICOS	ALBAÑILERIA	
Piso 5	1.5776	1.0505	66.59%
Piso 4	1.3620	0.8535	62.67%
Piso 3	1.0666	0.6273	58.81%
Piso 2	0.7005	0.3880	55.39%
Piso 1	0.3111	0.1670	53.68%

Nota: Elaboración propia

Figura 129

Gráfico de desplazamientos para la dirección "X".



Nota: Elaboración propia

Se realiza un análisis comparativo de los desplazamientos máximos obtenidos que se dan en el último nivel tanto para la dirección "X" y "Y", tal como se puede apreciar en las figuras 129. Así mismo en la tabla 92, Se puede observar que la variación porcentual mayor para la dirección "X", será de 66.59% con respecto al sistema de pórticos. También haciendo las comparaciones de resultados para la dirección "Y" tal como se ve en la tabla 93 y figura 130, se ve que la mayor variación porcentual se presenta en el piso cinco con un 53.54% respecto al sistema pórticos de C°A°.

Tabla 93

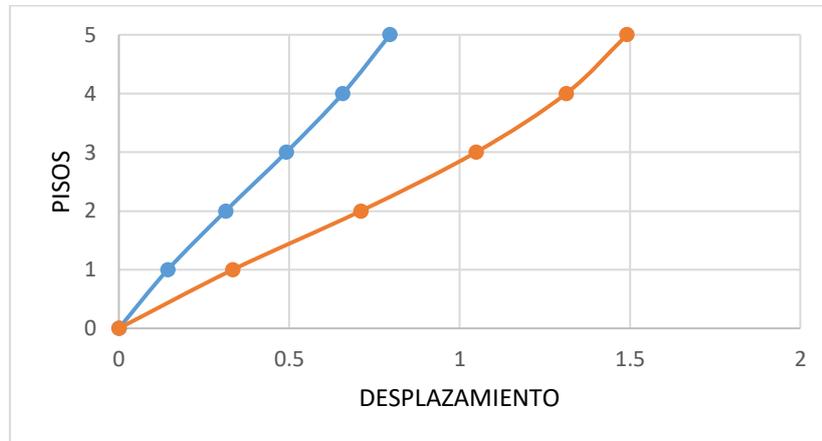
Comparación en dirección "Y" de desplazamientos laterales.

NIVEL	Desplazamientos (cm)		% de variación de desplazamientos
	PORTICOS	ALBAÑILERIA	
Piso 5	1.4918	0.7957	53.34%
Piso 4	1.313	0.6574	50.07%
Piso 3	1.0485	0.4916	46.89%
Piso 2	0.7104	0.3134	44.12%
Piso 1	0.3347	0.1438	42.96%

Nota: Elaboración propia

Figura 130

Gráfico de desplazamientos para la dirección "Y".



Nota: Elaboración propia

Por lo tanto, se puede verificar para este caso de las comparaciones que ante un eventual movimiento sísmico el sistema estructural pórticos de concreto armado presenta mayores desplazamientos laterales, esto debido a que dicho sistema en su composición misma es un sistema dúctil a comparación de la albañilería el cual es un sistema mucho más rígido.

4.8.3. Derivas por nivel para – pórticos de C°A° y albañilería confinada

Las respectivas derivas y desplazamiento de cada piso se verificaron conforme a las cargas de sismo asignadas con la norma E 0.30, para que así cumpla y estén dentro de los parámetros establecidos en la en el R.N.E.

Tabla 94

Derivas máximas en dirección "X" - Pórticos de Concreto.

$R_o =$	8	$I_a =$	0.75	$Der. max =$	0.007
$R =$	5.4	$I_p =$	0.90		

PISO	ALTURA (m)	Desplazamiento (m)	$\Delta_i = \Delta_2 - \Delta_1$	$\Delta_i = (\Delta_2 - \Delta_1) / h_i$	$(\Delta_i / h_i) * R * 0.85$	Control E-0.30	% de Variación
Piso 5	14.50	0.0158	0.0022	0.0008	0.0035	Cumple	49.51%
Piso 4	11.70	0.0136	0.0030	0.0011	0.0048	Cumple	30.82%
Piso 3	8.90	0.0107	0.0037	0.0013	0.0060	Cumple	14.27%
Piso 2	6.10	0.0070	0.0039	0.0014	0.0064	Cumple	8.81%
Piso 1	3.30	0.0031	0.0031	0.0009	0.0043	Cumple	38.18%

Nota: Elaboración propia

Tabla 95

Derivas máximas en dirección "Y" - Pórticos de Concreto.

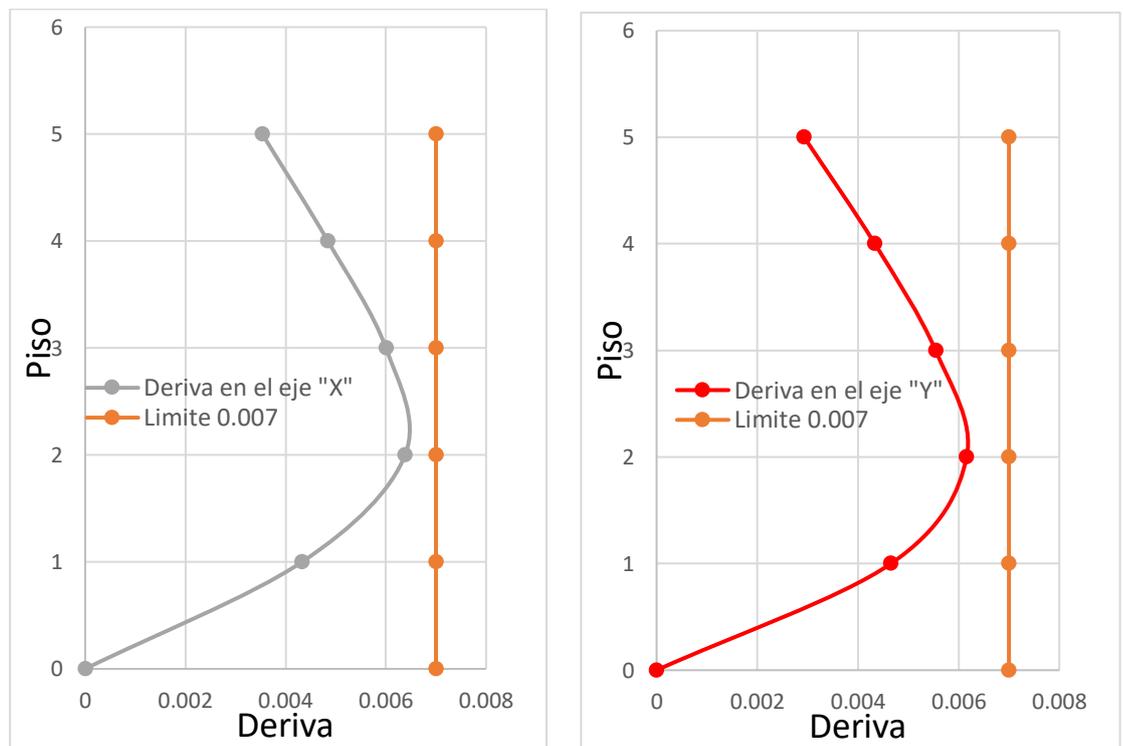
$R_o =$	8	$Ia =$	0.75	$Der. max =$	0.007
$R =$	5.4	$Ip =$	0.90		

PISO	ALTURA (m)	Desplazamiento (m)	$\Delta_i = \Delta_2 - \Delta_1$	$\Delta_i = (\Delta_2 - \Delta_1) / h_i$	$(\Delta_i / h_i) * R * 0.85$	Control E-0.30	% de Variacion
Piso 5	14.50	0.0149	0.0018	0.0006	0.0029	Cumple	58.13%
Piso 4	11.70	0.0131	0.0026	0.0009	0.0043	Cumple	38.06%
Piso 3	8.90	0.0105	0.0034	0.0012	0.0055	Cumple	20.82%
Piso 2	6.10	0.0071	0.0038	0.0013	0.0062	Cumple	12.02%
Piso 1	3.30	0.0033	0.0033	0.0010	0.0047	Cumple	33.49%

Nota: Elaboración propia

Figura 131

Derivas en pórticos de concreto en dirección "X e Y".



Nota: Elaboración propia

La figura 131 muestra las derivas obtenidas donde vemos que el son casi similares en el piso dos sin embargo en la tabla 95 podemos notar con mayor precisión el porcentaje de variación donde en la dirección “Y” podemos decir que es levemente más rígido que en la dirección “X”.

Tabla 96

Derivas máximas en dirección "X"- Albañilería confinada.

$R_o =$	3	$Ia =$	1.00	$Der. max =$	0.005
$R =$	2.7	$Ip =$	0.9		

PISO	ALTURA (m)	Desplazamiento (m)	$\Delta_i = \Delta_2 - \Delta_1$	$\Delta_i = (\Delta_2 - \Delta_1) / h_i$	$(\Delta_i / h_i) \cdot R \cdot 0.85$	Control E-0.30	% de Variación
Piso 5	14.50	0.0105	0.0020	0.0007	0.0016	Cumple	67.71%
Piso 4	11.70	0.0085	0.0023	0.0008	0.0019	Cumple	62.92%
Piso 3	8.90	0.0063	0.0024	0.0009	0.0020	Cumple	60.77%
Piso 2	6.10	0.0039	0.0022	0.0008	0.0018	Cumple	63.77%
Piso 1	3.30	0.0017	0.0017	0.0005	0.0012	Cumple	76.77%

Nota: Elaboración propia

Tabla 97

Derivas máximas en dirección "Y"- Albañilería confinada.

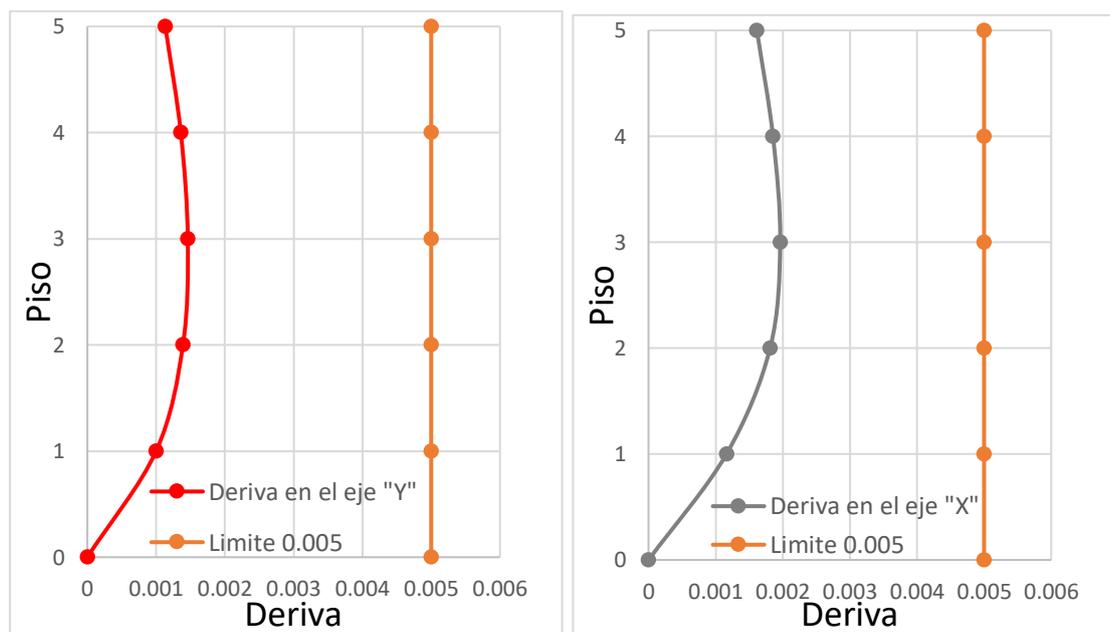
$R_o =$	3	$Ia =$	1.00	$Der. max =$	0.005
$R =$	2.7	$Ip =$	0.9		

PISO	ALTURA (m)	Desplazamiento (m)	$\Delta_i = \Delta_2 - \Delta_1$	$\Delta_i = (\Delta_2 - \Delta_1) / h_i$	$(\Delta_i / h_i) \cdot R \cdot 0.85$	Control E-0.30	% de Variación
Piso 5	14.50	0.0080	0.0014	0.0005	0.0011	Cumple	77.33%
Piso 4	11.70	0.0066	0.0017	0.0006	0.0014	Cumple	72.82%
Piso 3	8.90	0.0049	0.0018	0.0006	0.0015	Cumple	70.79%
Piso 2	6.10	0.0031	0.0017	0.0006	0.0014	Cumple	72.20%
Piso 1	3.30	0.0014	0.0014	0.0004	0.0010	Cumple	80.00%

Nota: Elaboración propia

Figura 132

Derivas en albañilería confinada en dirección "X e Y".



Nota: Elaboración propia



Se realiza un análisis comparativo de los resultados de las derivas obtenidas. Donde para la dirección “X”, como se puede ver en la tabla 94 y tabla 96, se observa que el sistema porticos de C°A° tiene una diferencia respecto a su parametro máximo establecido en la norma E-0.30 de 8.81% a comparación del sistema de albañilería confinada que presenta una diferencia de un 60.77%, graficamente tambien se puede apreciar estas diferencias en las figuras 131 y 132.

En la dirección “Y”, como se ve en la tabla 95 y tabla 97, el sistema Porticos de C°A° presenta una diferencia porcentual de 12.02% el cual es menor al del sistema de albañilería que presenta 70.79% con respecto a sus parametros maximos establecidos en la norma E-0.30, graficamente tambien se puede apreciar esas diferencias en las figuras 131 y 132.

En la tesis de (Quispe y Apaza, 2017), “ Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción del edificio administrativo del distrito de Santa Lucía”, presenta derivas con variaciones respecto a su parametro maximo de 22.85% y 37.15% para la dirección “X” esto para las estructuras de concreto y albañilería; en la dirección “Y”, presenta una variacion de derivas de 2.85% y 34.51% tanto para concreto y albañilería respectivamente.

En la tesis de (Mezones Lopez, 2018), “ Estudio comparativo entre diseño de Concreto Armado y Albañilería confinada para edificaciones comerciales de 2 a 3 niveles en la ciudad de Piura”, obtuvo las derivas correspondientes de entrepiso donde para la dirección “X” y “Y”, del sistema estructural de concreto armado sus derivas máximas oscilan entre 0.00545 y 0.00699; donde podemos apreciar en el sistema de concreto existe una variacion con respecto asu parametro máximo de

22.14% y 0.14% para las direcciones “X” y “Y” respectivamente; mientras que para el sistema de albañilería sus derivas máximas obtenidas tanto en la dirección “X” y “Y” oscilan entre 0.00482 y 0.00096; lo cual representa con respecto a su parámetro máximo una variación porcentual de 3.6% y 80.8% tanto para “X” y “Y”. Por lo tanto, se puede comprobar que siempre el sistema de albañilería tendrá derivas menores debido a su parámetro máximo que es 0.005 en comparación al de concreto armado que es 0.007, entonces una forma de poder medir su eficiencia es relacionando la deriva obtenida con la deriva máxima. Para nuestro trabajo y los trabajos que se han mencionado se puede notar que el sistema de albañilería tiene mayor eficiencia respecto al de concreto armado.

4.8.4. Rigidez lateral efectiva

Esta comparación es obtenida a partir del resultado obtenido de la curva de capacidad de la estructura; esta rigidez indica el aporte de los elementos que evitarán deformaciones ante cargas horizontales.

Dirección X-X- Pórticos de concreto armado

Desplazamiento Último : $(D_u, V_u) = (0.266 \text{ m}, 656.836 \text{ tonf})$

Punto de fluencia efectiva : $(D_y, V_y) = (0.040 \text{ m}, 410.580 \text{ tonf})$

: $0.6V_y = 246.348 \text{ tonf}$

: $D_{0.6} = 0.024 \text{ m}$

Rigidez lateral efectiva : $K_e = \frac{0.6 V_y}{D_{0.6}} = 10149.788 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$

Dirección Y-Y – Pórticos de concreto armado

Desplazamiento Último : $(D_u, V_u) = (0.169 \text{ m}, 866.849 \text{ tonf})$

Punto de fluencia efectiva : $(D_y, V_y) = (0.024 \text{ m}, 310.400 \text{ tonf})$

: $0.6V_y = 186.240 \text{ tonf}$

: $D_{0.6} = 0.014 \text{ m}$



$$\text{Rigidez lateral efectiva} \quad : \quad K_e = \frac{0.6V_y}{D_{0.6}} = 13102.242 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Dirección X-X- Albañilería confinada

$$\text{Desplazamiento Ultimo} \quad : \quad (D_u, V_u) = (0.066 \text{ m}, 539.002 \text{ tonf})$$

$$\text{Punto de fluencia efectiva} \quad : \quad (D_y, V_y) = (0.0152 \text{ m}, 348.257 \text{ tonf})$$

$$: \quad 0.6V_y = 208.954 \text{ tonf}$$

$$: \quad D_{0.6} = 0.009 \text{ m}$$

$$\text{Rigidez lateral efectiva} \quad : \quad K_e = \frac{0.6V_y}{D_{0.6}} = 22911.403 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

Dirección Y-Y – Albañilería confinada

$$\text{Desplazamiento Ultimo} \quad : \quad (D_u, V_u) = (0.078 \text{ m}, 684.374 \text{ tonf})$$

$$\text{Punto de fluencia efectiva} \quad : \quad (D_y, V_y) = (0.015 \text{ m}, 422.319 \text{ tonf})$$

$$: \quad 0.6V_y = 253.392 \text{ tonf}$$

$$: \quad D_{0.6} = 0.009 \text{ m}$$

$$\text{Rigidez lateral efectiva} \quad : \quad K_e = \frac{0.6V_y}{D_{0.6}} = 28225.008 \frac{\text{tonf}}{\text{m}}$$

En la tesis de (choque y Luque, 2019), titulado “Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E 0.30”, obtuvo los pesos para un sistema aporticado y muros estructurales de 3015.764 tonf y 2458.48 tonf respectivamente; así mismo también determino las rigideces laterales tanto para la dirección “X” y “Y” de 12827.636 tonf/m y 15219.166 tonf/m respectivamente para un sistema aporticado; haciendo las comparaciones con otro sistema planteado de muros estructurales donde obtuvo resultado de 12514.71 tonf/m y 11555.266 tonf/m para las direcciones “X” y “Y”. Donde concluye que el sistema de pórticos es más rígido.

La rigidez de los muros en el sistema de albañilería confinada es significativa en el comportamiento de la capacidad global de toda la estructura que se ha analizado, limitando así los desplazamientos laterales. Como se puede

observar las rigideces del sistema de albañilería son mayores en comparación al sistema de pórticos; lo cual demuestra que el sistema de albañilería es más rígido para ambas direcciones y en comparación con la tesis ya mencionada, se observa que las estructuras con mayor peso también les corresponde una mayor rigidez.

4.8.5. Ductilidad

Dirección X-X- Pórticos de concreto armado

Desplazamiento Ultimo : $(D_u, V_u) = (0.266 \text{ m}, 656.836 \text{ tonf})$

Punto de fluencia efectiva : $(D_y, V_y) = (0.040 \text{ m}, 410.580 \text{ tonf})$

: $\mu = 6.65$

Dirección Y-Y – Pórticos de concreto armado

Desplazamiento Ultimo : $(D_u, V_u) = (0.169 \text{ m}, 866.849 \text{ tonf})$

Punto de fluencia efectiva : $(D_y, V_y) = (0.024 \text{ m}, 310.400 \text{ tonf})$

: $\mu = 7.04$

La ductilidad obtenida para la estructura aporticada es $\mu = 6.65$ en la dirección “X” y para la dirección “Y” es $\mu = 7.04$; las ductilidades de la estructura se muestran en la tabla 98. Como se puede ver las ductilidades globales de la estructura para ambos sentidos del análisis son menores a 8 por lo que se puede decir que el R asumido para el diseño debería de considerarse un poco menor al valor establecido por la norma esto con el fin de lograr un mejor desempeño.

Tabla 98

Comparación de ductilidades - Pórticos

Ductilidad - Pórticos de concreto			
Dirección	Sismo	μ_a	μ_a / μ
X-X	servicio	1.18	17.78%
	diseño	3.05	45.79%
	máximo	3.55	53.31%
Y-Y	servicio	2.26	32.07%
	diseño	5.48	77.87%
	máximo	-	-

Nota: Elaboración propia

Dirección X-X- Albañilería confinadaDesplazamiento Ultimo : $(D_u, V_u) = (0.266 \text{ m}, 656.836 \text{ tonf})$ Punto de fluencia efectiva : $(D_y, V_y) = (0.040 \text{ m}, 410.580 \text{ tonf})$: $\mu = 4.34$ ***Dirección Y-Y – Albañilería confinada***Desplazamiento Ultimo : $(D_u, V_u) = (0.169 \text{ m}, 866.849 \text{ tonf})$ Punto de fluencia efectiva : $(D_y, V_y) = (0.024 \text{ m}, 310.400 \text{ tonf})$: $\mu = 5.21$

La ductilidad obtenida para la estructura de albañilería es $\mu = 4.34$ en la dirección “X” y para la dirección “Y” es $\mu = 5.21$; las ductilidades para cada nivel de sismo y sus comparaciones respecto a la ductilidad de la estructura se muestran en la tabla 99. Como se puede apreciar las ductilidades obtenidas de la estructura dan resultados donde para la dirección “X”, es menor al establecido por la norma el cual es 5 y para la dirección “Y” es mayor al indicado también por la norma; lo cual podemos concluir que para la dirección “X”, debe de considerarse este menor valor con la finalidad de obtener un mejor desempeño.

Tabla 99***Comparación de ductilidades - Albañilería***

Ductilidad - Albañilería confinada			
Dirección	Sismo	μ_d	μ_d / μ
X-X	servicio	1.32	30.3%
	diseño	4.80	110.6%
	máximo	-	-
Y-Y	servicio	1.07	20.5%
	diseño	4.01	76.9%
	máximo	5.48	105.1%

Nota: Elaboración propia

Finalmente podemos mencionar la importancia del análisis no lineal ya que a través de este tipo de análisis podemos realizar una verificación del factor real de reducción sísmica “R”, esto debido a que la ductilidad es igual a dicho



factor según lo propuesto por (Newmark y Veletsos, 1996), sin embargo existe otras propuestas tales como lo propuesto por (Bertero, 1986), Witthaker et al. 1987, ATC -19 (1995), donde en sus propuestas consideran el producto de diferentes variables y la común de ellas es el valor de la ductilidad. Toda esta información podemos encontrarla en la revista internacional de Ingeniería de Estructuras titulada con el nombre de “*Factores de reducción de respuestas. Estados del arte y estudio comparativo entre códigos*”.

4.8.6. Costos de construcción para pórticos de C°A° y albañilería confinada

Los resultados que se han obtenido a continuación son respecto a la descripción mencionado en el objetivo general, y específico; luego de haber realizado el análisis y diseño de los dos sistemas estructurales (pórticos de concreto armado y albañilería confinada), se comenzó a dibujar los planos detalladamente y únicamente de ESTRUCTURAS, mencionados en el ANEXO 08, para así posteriormente poder cuantificar los materiales empleados a través de los respectivos metrados, descritos en el ANEXO 03; por consiguiente mostraremos los resultados que se han obtenido de ambos sistemas, estas se dividirán por partidas más influyentes en el proyecto.

a) Volumen de concreto según elemento y sistema estructural

Con los resultados obtenidos de los metrados de estructuras en la partida de concreto armado se pudo obtener un total de 149.24 m³ de concreto para el sistema de albañilería confinada y 239.32 para el sistema pórticos de concreto armado, lo cual representa un 60.36% de variación tal como se puede apreciar en la comparación siguiente:

Tabla 100

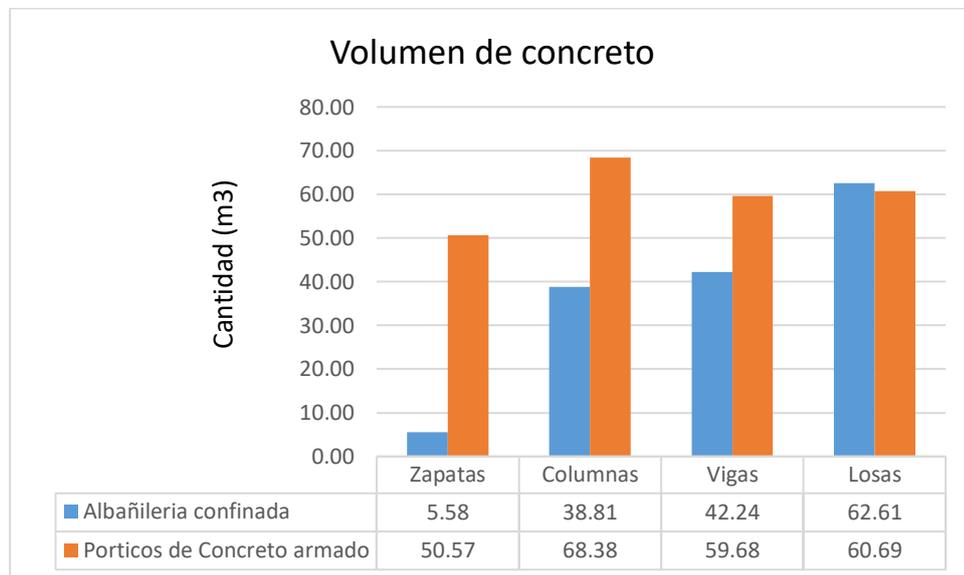
Cantidades de concreto para pórticos y albañilería.

<i>Concreto (m3)</i>	<i>Albañilería confinada</i>	<i>Porticos de Concreto armado</i>
Zapatas	5.58	50.57
Columnas	38.81	68.38
Vigas	42.24	59.68
Losas	62.61	60.69
TOTAL	149.24	239.32
	VARIACION	60.36%

Nota: Elaboración propia

Figura 133

Comparación del volumen de concreto



Nota: Elaboración propia

En la tesis de (Asenjo, 2022), Estudio comparativo entre concreto armado y albañilería, existe una diferencia de volúmenes de concreto en vigas de 42.15 m³ y en columnas de 0.95 m³, con lo que podemos deducir que estas partidas son influyentes en el costo.

b) Cantidad de acero según elemento y sistema estructural

Con los resultados obtenidos del metrado correspondiente al acero se procedió a realizar la comparación siguiente obteniendo una variación de 149.72% a favor de la albañilería confinada.

Tabla 101

Cantidades de acero aplicado para cada sistema estructural

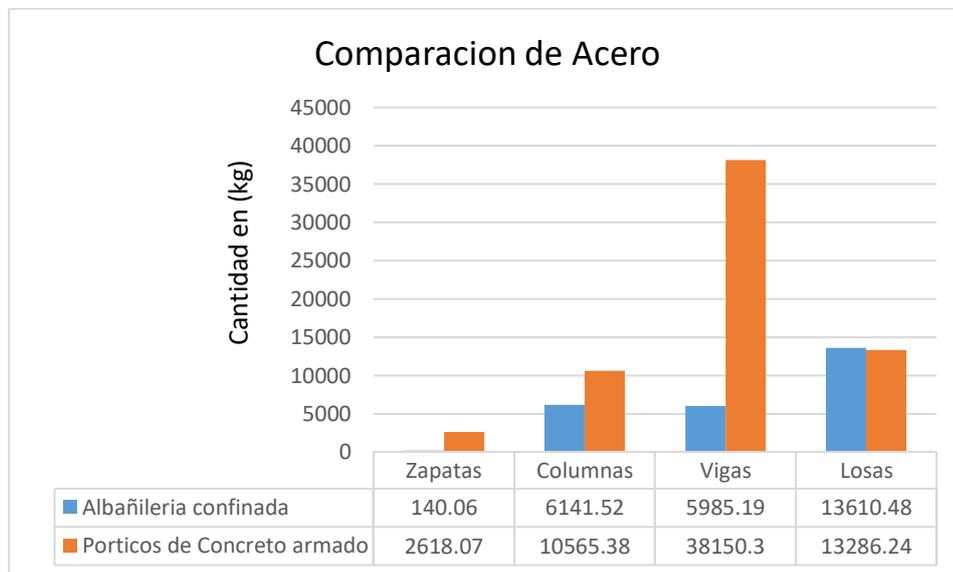
<i>Acero (kg)</i>	<i>Albañilería confinada</i>	<i>Porticos de Concreto armado</i>
Zapatas	140.06	2618.07
Columnas	6141.52	10565.38
Vigas	5985.19	38150.3
Losas	13610.48	13286.24
TOTAL	25877.25	64619.99
	VARIACION	149.72%

Nota: Elaboración Propia

Como se puede ver en la tabla 99 las vigas poseen mayor cantidad de acero requerido esto debido a que estos elementos son los elementos fundamentales que soportaran las cargas gravitacionales y sísmicas.

Figura 134

Comparación de la cantidad de Acero utilizado



Nota: Elaboración propia

En la tesis de (Asenjo, 2022), las partidas de mayor influencia en el costo son las vigas y vigas de conexión existiendo una variación de 1624.34 kg y 939.45 kg. Así mismo la variación existente entre ambos sistemas es de 13.71% con respecto a las cantidades de acero.

c) **Comparación de los costos por partida en ambos sistemas estructurales propuestos**

Tabla 102

Costos por partida según sistema estructural.

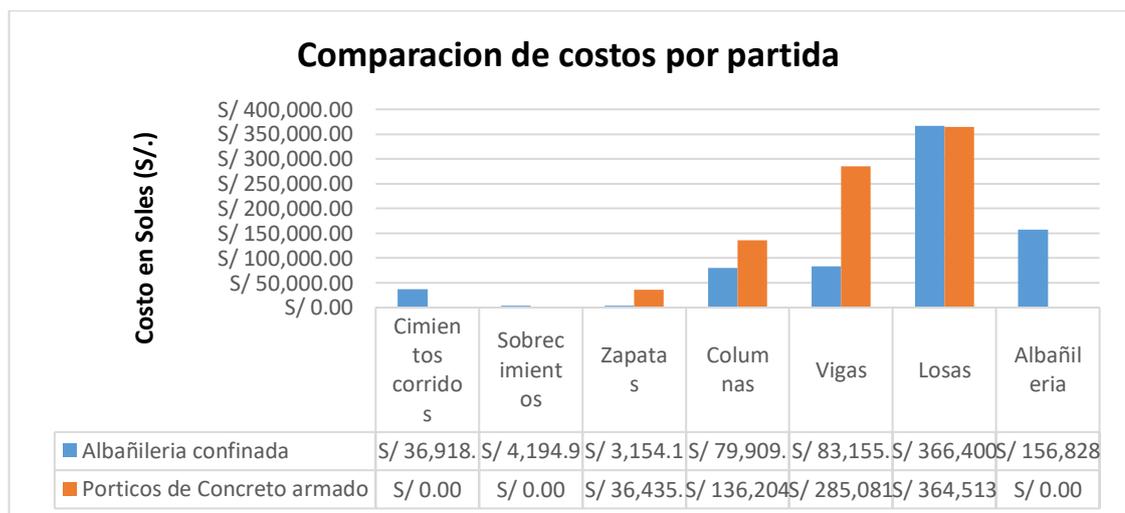
<i>Costo por partidas mas influyentes</i>	<i>Albañilería confinada</i>	<i>Porticos de Concreto armado</i>
Cimientos corridos	S/ 36,918.83	S/ 0.00
Sobrecimientos	S/ 4,194.94	S/ 0.00
Zapatatas	S/ 3,154.17	S/ 36,435.10
Columnas	S/ 79,909.89	S/ 136,204.80
Vigas	S/ 83,155.71	S/ 285,081.80
Losas	S/ 366,400.33	S/ 364,513.26
Albañilería	S/ 156,828.91	S/ 0.00
TOTAL	S/ 730,562.78	S/ 822,234.96
	VARIACION	12.55%

Nota: Elaboración Propia

En la tabla 100, se hace las comparaciones de los elementos principales que componen cada sistema estructural donde las columnas y las vigas son los componentes que se llevan las mayores cantidades del presupuesto.

Figura 135

Confrontación de costos por partida para ambos estructuras.



Nota: Elaboración propia

d) Comparación de presupuesto total según sistema estructural

En la comparación de presupuesto para cada sistema estructural planteado, se tiene una inversión de S/. 743,222.52 para el sistema de albañilería confinada y de S/. 856,499.19 para el sistema pórticos de concreto armado; representando un 15.24 % de ahorro para el sistema de albañilería confinada.

Tabla 103

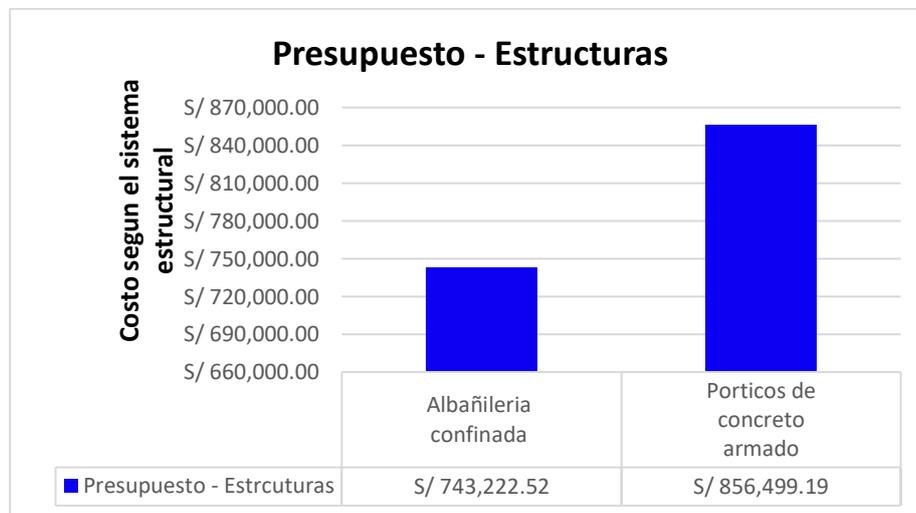
Comparación de presupuesto para cada sistema estructural.

<i>Presupuesto - Estructuras</i>	
Albañilería confinada	S/ 743,222.52
Porticos de concreto armado	S/ 856,499.19
VARIACION	15.24%

Nota: Elaboración propia

Figura 136

Confrontación de presupuestos



Nota: Elaboración propia

En la tesis de (Ñaca, 2017), “Análisis comparativo de costos para los sistemas estructurales aporticado dual y albañilería confinada de un edificio de departamentos en la ciudad de Puno”, obtuvo los costos para ambos sistemas estructurales analizados donde para la albañilería confinada llega a costar S/ 662,



131.94 y para un sistema dual S/ 1'057,006.42, notándose un incremento del 59.64% con respecto a la albañilería.

En la tesis de (Quispe y Apaza, 2017), “Análisis y diseño estructural comparativo entre los sistemas de concreto armado y albañilería confinada para la construcción del edificio administrativo del distrito de Santa Lucía”, hace mención al costo que obtiene cada sistema en evaluación donde determina que el sistema de concreto armado es ligeramente mayor con una variación de S/ 19,172.97 soles la cual representa un 3.82% con respecto al sistema de albañilería.

En la tesis de (Asenjo, 2022), “Análisis comparativo de costos y tiempo entre sistemas estructurales aporricado y albañilería confinada de una edificación en el distrito de Jaén 2021”, este estudio comprende una edificación de cinco niveles donde el costo obtenido para el sistema de Albañilería llega a tener un monto de S/ 528,164.55 y para el sistema aporricado un monto de S/ 389,663.07, representando un ahorro del 26.22% respecto al sistema de albañilería.

Por lo tanto a través de estos tres trabajos de investigación y el presente trabajo realizado se puede apreciar que generalmente los sistemas de concreto armado pueden tener un costo mayor sin embargo existe casos donde ocurre lo contrario donde el sistema de albañilería tiene un costo mayor.



V. CONCLUSIONES

- En cuanto a la evaluación que se realizó a través del análisis no lineal, para conocer el desempeño, se determinó que esta metodología proporciona un resultado adecuado del nivel de desempeño, en términos de rigidez de la estructura, ductilidad y disipación de energía. También se ha podido ver a través de los resultados que el costo de un sistema de concreto llega a tener un costo más elevado que un sistema de albañilería dentro del marco del diseño de forma lineal. Sin embargo, existe la probabilidad que dentro del diseño no lineal el sistema de albañilería pueda llegar a tener un costo igual o mayor al de concreto armado.
- Se obtuvo como resultado final del análisis no lineal estático para el sistema estructural pórticos de concreto armado un desempeño de nivel SEGURIDAD DE VIDA para ambas direcciones “X” y “Y”, con un desplazamiento de 0.12 m y 0.13m respectivamente, para una demanda sísmica de diseño tendiendo un estado de daño MODERADO donde existirá pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente a cargas laterales; como se menciona en la Tabla 1. La cual significa que la estructura ante un eventual sismo de probabilidad de 50 años, tenga posibles daños de forma global.
- Para el sistema de albañilería confinada se obtuvo como resultado final del análisis no lineal estático un desempeño de nivel de COLAPSO para la dirección “X”, con un desplazamiento de 0.07 m, teniendo un estado de daño COMPLETO donde no será posible las reparaciones; para la dirección “Y”, se tendrá un desempeño de SEGURIDAD DE VIDA, con un desplazamiento de 0.06 m. Para la cual, ante un posible sismo de probabilidad de 50 años, la estructura tenga posibles daños de forma global en esta dirección tal como menciona en la tabla 1.



- Se realizó una comparación de costos netamente en estructuras, entre ambos sistemas obteniendo una diferencia de S/ 113,276.67 entre el sistema aporticado de concreto y albañilería. Donde se aprecia en la tabla 101 que el sistema pórticos de concreto armado llega a tener un costo más elevado y esto prueba que existe un ahorro en la inversión de este proyecto si se opta por el sistema de albañilería confinada, también se ha podido apreciar a través de resultados obtenidos que ambos sistemas estructurales están dentro de los parámetros de control tales como la deriva para un análisis lineal, sin embargo, dentro de estas comparaciones con respecto a sus parámetros máximos se ve que el sistema de albañilería se comportaría mejor que el sistema de pórticos ya que presentaría una diferencia del 60.77% a comparación del 8.81% que presenta el sistema de pórticos. La diferencia de sus eficiencias ocurre en el análisis estático no lineal donde se ha determinado que ambos sistemas estructurales no cumplen con los objetivos de desempeño establecidos con el SEAOC Visión 2000 como se muestra en la figura 11, para EDIFICACIONES BÁSICAS la cual podríamos comparar como un parámetro de control, así como las distorsiones de entrepiso mencionadas en el RNE E-0.30, todo esto para un análisis no lineal.



VI. RECOMENDACIONES

El presente trabajo realizado es inspirar y fomentar el uso del análisis no lineal en el diseño de las estructuras que se construyan en el futuro. Como resultado, se sugiere lo siguiente:

- En primer lugar, como punto de partida tener una adecuada estructuración, análisis y diseño de la edificación, todo esto con las normativas vigentes de diseño sísmico, así como de concreto armado entre otras.
- Se recomienda desarrollar un diseño basado en el desempeño sísmico para edificaciones nuevas, así como para la evaluación de existentes donde sea necesario. Debido a que este método posibilita la verificación de si la estructura cumplirá los principios de diseño mencionados en la norma E 0.30, así como también los objetivos de desempeño establecidos según sea su importancia de la edificación. Por otra parte, esta metodología nos permite estimar el comportamiento real que tendría la estructura ante un determinado nivel de demanda sísmica.
- A diferencia del sistema estructural de albañilería confinada, que ofrece principalmente rigidez lateral y limita los desplazamientos del edificio, el sistema estructural de pórticos de hormigón armado confiere a la estructura la capacidad de ser dúctil. Por lo que se sugiere que en la fase de estructuración se tenga en consideración estos conceptos con el fin de establecer una apropiada distribución de estos elementos que trabajaran estructuralmente y así aportar ambas características y no tener edificaciones demasiados dúctiles o rígidos.
- Para profundizar en la investigación de los elementos estructurales de concreto, albañilería y/o acero, se aconseja continuar sin interrupción la línea de estudio sobre "análisis no lineal".



- Se recomienda para determinar un valor más confiable o de mayor precisión del punto de desempeño para estructural esenciales (hospitales, plantas nucleares), optar por un análisis no lineal dinámico, llamado también análisis tiempo - historia el cual es más complejo, más preciso y real. Así mismo para este tipo de análisis se requiere un gran rendimiento computacional por lo que también recomendamos antes de realizar este análisis optar por un ordenador (PC) de alta velocidad.



VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abanto, T. F. (2017). *Analisis y Diseño de Edificaciones de Albañileria* (Segunda ed.). Lima, Perú: San Marcos.
- Aguiar, R. (2003). *Sistema de Computacion CEINCI3 Para Evaluar Daño Sismico en los Paises Bolivarianos*. (C. d. Cientificas, Ed.) Quito, Ecuador: Ediespe.
- Aguiar, R. (2008). *Analisis Sismico de edificios*. Quito, Ecuador: Centro de Investigaciones Cientificas.
- Arango, S., & Paz, A. (12 de diciembre de 2009). Propuesta Metodologica para la Evaluación del Desempeño Estructural de una Estanteria Metálica. *E.I.A (Escuela de Ingeniería de Antioquia)*, 139-154.
- Arias, F. (2012). *El Proyecto de Investigacion* (Sexta ed.). Caracas, Venezuela: Episteme, C.A.
- Asenjo Lozano, E. (2022). *Análisis Comparativo de Costos y Tiempo entre Sistemas Estructurales Aporticado y Albañileria confinada de una Edificación en el Distrito de Jaén -2021*. Universidad Nacional de Jaén, Jaén, Perú.
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concret Building* (Vol. 01). Redwood City, California: Applied Technology Council.
- Avila, H. (2006). *Introduccion a la Metodologia de la Investigacion*. (eumed.net, Ed.) México.
- Bazán, E., & Meli, R. (2002). *Diseño Sismico de Edificios*. México: Limusa.
- Bertero, V. (1992). Lessons Learned From Recent Catastrophic Earthquakes. Primera Conferencia Internacional Torroja,.
- Bertero, V., & Bozorgnia, Y. (2004). *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering* (Vol. 11). New York, EE.UU: CRC PREES.
- Blanco, A. (1994). *Estructuracion y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado*.



- Bolaños Luna, A. M., & Monroy Concha, O. M. (2004). *Espectros de Peligro Sísmico Uniforme*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Bolaños Luna, A., & Monroy Concha, O. (2004). *Espectro de Peligro sísmico Uniforme*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú.
- Carrillo, J. (12 de Junio de 2007). Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras Utilizando un Diseño por Desempeño. 12. Obtenido de <http://www.scielo.org.co/pdf/dyna/v75n155/a09v75n155.pdf>
- Choque Sucasaca, J., & Luque Solis, E. (2019). *Análisis estático no lineal y evaluación del desempeño sísmico de un edificio de 8 niveles diseñado con la norma E 0.30*. Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, Arequipa, Peru.
- Duarte Bonilla, C., Martínez Chavarria, M., & Santamaria Díaz, J. (2017). *Análisis Estático no Lineal (Pushover) del cuerpo central del edificio de la universidad de El Salvador. (Tesis de pregrado)*. Universidad de El Salvador, Salvador, Salvador .
- Elnashai, A., & Di Sarno, L. (2008). *Fundamentals of EARTHQUAKE ENGINEERING* (Primera ed.). WILEY.
- Escudero Sanchez, C., & Cortez Suarez, L. (2018). *Técnicas y Métodos Cualitativos para la investigación Científica* (Primera Edición ed.). Machala, Ecuador : UTMACH.
- FEMA-440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. California: Federal Emergency Management Agency .
- García Nuñez, M. A. (2018). *Estudio sobre la efectividad del factor de sobre - resistencia del criterio columna fuerte- viga débil en el diseño sísmico de porticos de hormigón mediante el análisis dinámico no lineal*. Escuela Técnica Superior de Ingeniería de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, Barcelona, España.
- Gómez, S. (2007). *Seismic Modern Analysis: Applied Ethics*. Mexico: Trillas Sa De Cv.



- Guerra, H. D., & Ortiz, R. (2012). *Analisis Dinamico Inelasticos de estructuras Aporticadas en Concreto Reforzado (Tesis de pregrado)*. Universidad Industrial de Santander, Bucaramanga, Colombia.
- Habibullah, A., & Pyle, S. (1998). Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis. *Structure Magazine*.
- Hernández, R., Fernández, C., & Baptista, P. (2014). *Metodologia de la investigacion* (Quinta ed.). México: McGRAW-HILL.
- Jaramillo, R., & Riveros, C. E. (2011). *Anañisis no lineal Dinamico Tridimensional de Edificios en concreto reforzado sometidos a los registros del sismo de Quetame (2008) (Tesis de pregrado)*. Pontificie Universidad Javeriana, Bogota, Colombia.
- Marin, F. (2012). *Evaluacion del Riesgo Sismico del Centro Historico de la Ciudad de Huanuco (Tesis de Mestria, Ingenieria Civil)*. Universidad Nacional de Ingenieria.
- Mezones Lopez, R. (2018). *Estudio Comparativo entre diseño de Concreto Armado y Albañileria Confinada para edificaciones comerciales de 2 a 3 niveles en la ciudad de Piura*. Universidad Nacional de Piura, Piura.
- Mora, M., & Villalba, J. (27 de julio de 2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las Metodologias de Analisis Sismico no Lineal. *Ingenierias Universidad de Medellin*, 16. Obtenido de <http://www.scielo.org.co/pdf/rium/v5n9/v5n9a06.pdf>
- Moreno, R. (2006). *Evaluacion del Riesgo Simico en Edificios Mediante Analisis Estatico no Lineal: Aplicacion a diversos escenarios sismicos de Barcelona (Tesis Doctoral)*. Universidad Politecnica de Cataluña, Barcelona.
- muñoz, s. s. (2010). *curvas de flagilidad* . puno: aadas.
- Navarro, C., & Fernández, J. (2006). *Desempeño Sismico de un Edificio Aporticado de Seis Pisos Diseñado con las normas Peruanas de Ediciaciones (tesis de pregrado)*. Pontificie Universidad Católica del Perú, Lima, Peru.



- Ñaca Ramirez, D. (2017). *Analisis Comparativo de Costos para los sistemas estructurales Aporticado dual y Albañileria confinada de un Edificio de departamentos en la ciudad de Puno*. Universidad Nacional del Altiplano, Puno.
- Ottazzi, G. (2003). *Apuntes del Curso de Concreto Armado I*. Lima: Fondo Editorial PUCP.
- Oviedo, R. (2016). *Diseño Sismorresistente de Edificaciones de Concreto Armado*. Lima, Perú: Oviedo Ingenieria.
- Park, R., & Paulay, T. (1980). *Estructuras de Concreto Reforzado*. México: Limusa.
- Paulay, R., & Priestkey, N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building*. New York: Wiley Interscience .
- Quiroz, E. A. (2017). *Vulnerabilidad sismica de una edificacion escolar tipica módulo 780 Pre NDSR-1997 mediante modelos no lineales (Tesis de maestria, Ingenieria civil)*. Pontificie Universidad Catolica del Perú, Lima, Perú.
- Ramos, J. (2019). *Costos y presupuestos en Edificacion*. Lima, Perú: Capeco.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, R. (2018). *Norma Técnica de Edificaciones NTE*. Lima, Perú.
- Ruiz, D. M. (2000). *Analisis no lineal Simplificado de estructuras (Tesis de pregrado)*. Universidad de los Andes, Bogota, colombia.
- SEAOC. (1995). *A Framework for Performance Based Desig. Vision 200 Committee*. Structural Engineers Association of california , California.
- Tamayo, M. (2006). *El Proceso de la Investigacion Cientifica (Cuarta ed.)*. México: Limusa S.A.
- Tavera, H. (2016). *Catálogo General de Isosistas para Sismos Peruanos*. Lima, Peru.
- Tolentino, D., Ruiz, S. E., Torres, M. A., & Montiel, M. A. (junio de 2011). *Confiabilidad de Estructuras considerando el daño acumulado en el tiempo. Ingenieria sísmica(0185-092X)*, 12. Obtenido de <https://www.scielo.org.mx/pdf/ris/n84/n84a2.pdf>



Vásquez Bustamante, O. (2011). *Todo sobre Presupuestos en Edificaciones* (cuarta ed.).

Lima: OSCAR VÁSQUEZ SAC.

Zabala, A. (2017). *Modelado y Análisis pushover de la Respuesta Sísmica de Estructuras de Acero (Tesis de Posgrado)*. Universidad Politécnica de Cartagena, Cartagena.



ANEXOS

ANEXO 01 : Irregularidades para el sistema de pórticos de concreto armado y albañilería confinada

ANEXO 02 : Esfuerzos en cada muro para el análisis de albañilería

ANEXO 03 : Metrados correspondientes para pórticos de concreto armado y albañilería confinada.

ANEXO 04 : Boletas de cotización de materiales

ANEXO 05 : Análisis de precios unitarios y presupuesto para pórticos de concreto armado y albañilería confinada.

ANEXO 06 : Estudio de mecánica de suelos

ANEXO 07 : Planos de arquitectura de la vivienda multifamiliar.

ANEXO 08 : Planos de estructura de la vivienda multifamiliar.

ANEXO 09 : Matriz de consistencia



DECLARACIÓN JURADA DE AUTENTICIDAD DE TESIS

Por el presente documento, Yo PAUL ALEJANDRO MAMANI LLANOS,
identificado con DNI 72168706 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado

INGENIERIA CIVIL

informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación denominada:

“EVALUACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO Y COSTO DE CONSTRUCCIÓN
PORO SISTEMAS ESTRUCTURALES APORTICADOS DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERÍA
CONFINDO EN UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO NIVELES, PUNO 2022 ”

Es un tema original.

Declaro que el presente trabajo de tesis es elaborado por mi persona y **no existe plagio/copia** de ninguna naturaleza, en especial de otro documento de investigación (tesis, revista, texto, congreso, o similar) presentado por persona natural o jurídica alguna ante instituciones académicas, profesionales, de investigación o similares, en el país o en el extranjero.

Dejo constancia que las citas de otros autores han sido debidamente identificadas en el trabajo de investigación, por lo que no asumiré como tuyas las opiniones vertidas por terceros, ya sea de fuentes encontradas en medios escritos, digitales o Internet.

Asimismo, ratifico que soy plenamente consciente de todo el contenido de la tesis y asumo la responsabilidad de cualquier error u omisión en el documento, así como de las connotaciones éticas y legales involucradas.

En caso de incumplimiento de esta declaración, me someto a las disposiciones legales vigentes y a las sanciones correspondientes de igual forma me someto a las sanciones establecidas en las Directivas y otras normas internas, así como las que me alcancen del Código Civil y Normas Legales conexas por el incumplimiento del presente compromiso

Puno 22 de DICIEMBRE del 2023

FIRMA (obligatoria)



Huella



AUTORIZACIÓN PARA EL DEPÓSITO DE TESIS O TRABAJO DE INVESTIGACIÓN EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL

Por el presente documento, Yo ROUL ALEJANDRO YAMONI LLONES
identificado con DNI 72168706 en mi condición de egresado de:

Escuela Profesional, Programa de Segunda Especialidad, Programa de Maestría o Doctorado
INGENIERIA CIVIL

informo que he elaborado el/la Tesis o Trabajo de Investigación denominada:

"EVALUACIÓN DEL NIVEL DE DESEMPEÑO SÍSMICO Y COSTO DE CONSTRUCCIÓN PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES PORTICADOS DE CONCRETO ARMADO Y ALBAÑILERÍA CONFIRMADO EN UN EDIFICIO MULTIFAMILIAR DE CINCO NIVELES, PUNO 2022
para la obtención de Grado, Título Profesional o Segunda Especialidad.

Por medio del presente documento, afirmo y garantizo ser el legítimo, único y exclusivo titular de todos los derechos de propiedad intelectual sobre los documentos arriba mencionados, las obras, los contenidos, los productos y/o las creaciones en general (en adelante, los "Contenidos") que serán incluidos en el repositorio institucional de la Universidad Nacional del Altiplano de Puno.

También, doy seguridad de que los contenidos entregados se encuentran libres de toda contraseña, restricción o medida tecnológica de protección, con la finalidad de permitir que se puedan leer, descargar, reproducir, distribuir, imprimir, buscar y enlazar los textos completos, sin limitación alguna.

Autorizo a la Universidad Nacional del Altiplano de Puno a publicar los Contenidos en el Repositorio Institucional y, en consecuencia, en el Repositorio Nacional Digital de Ciencia, Tecnología e Innovación de Acceso Abierto, sobre la base de lo establecido en la Ley N° 30035, sus normas reglamentarias, modificatorias, sustitutorias y conexas, y de acuerdo con las políticas de acceso abierto que la Universidad aplique en relación con sus Repositorios Institucionales. Autorizo expresamente toda consulta y uso de los Contenidos, por parte de cualquier persona, por el tiempo de duración de los derechos patrimoniales de autor y derechos conexos, a título gratuito y a nivel mundial.

En consecuencia, la Universidad tendrá la posibilidad de divulgar y difundir los Contenidos, de manera total o parcial, sin limitación alguna y sin derecho a pago de contraprestación, remuneración ni regalía alguna a favor mío; en los medios, canales y plataformas que la Universidad y/o el Estado de la República del Perú determinen, a nivel mundial, sin restricción geográfica alguna y de manera indefinida, pudiendo crear y/o extraer los metadatos sobre los Contenidos, e incluir los Contenidos en los índices y buscadores que estimen necesarios para promover su difusión.

Autorizo que los Contenidos sean puestos a disposición del público a través de la siguiente licencia: Creative

Commons Reconocimiento-NoComercial-CompartirIgual 4.0 Internacional. Para ver una copia de esta licencia, visita: <https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/>

En señal de conformidad, suscribo el presente documento.

Puno 22 de DICIEMBRE del 2023

FIRMA (obligatoria)



Huella