

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS IDA,
CONSIDERANDO INTERACCIÓN FLUIDO - ESTRUCTURA DE TANQUES
ELEVADOS DE CONCRETO ARMADO PARA ALMACENAMIENTO DE
AGUA EN EL DISTRITO CIUDAD NUEVA - TACNA”

TESIS

Presentada por:

Bach. Leo Bryan Aguirre Aguilar

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

TACNA – PERÚ
2024

UNIVERSIDAD NACIONAL JORGE BASADRE GROHMANN

Facultad de Ingeniería Civil, Arquitectura y Geotecnia

Escuela Profesional de Ingeniería Civil

**“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS IDA,
CONSIDERANDO INTERACCIÓN FLUIDO - ESTRUCTURA DE
TANQUES ELEVADOS DE CONCRETO ARMADO PARA
ALMACENAMIENTO DE AGUA EN EL DISTRITO
CIUDAD NUEVA - TACNA”**

Tesis sustentada y aprobada el día 08 de febrero de 2024 estando integrado el Jurado Calificador por:

PRESIDENTE

: 

Dr. Ing. Victor Yapuchura Platero

SECRETARIO

: 

Mtro. Ing. César José Avendaño Jihuallanga

VOCAL

: 

Dr. Ing. Denny Geovanni Calderón Paniagua

ASESOR DE TESIS

: 

Mtro. Ing. Wilber Percy Mendoza Ramirez

CERTIFICADO DE SIMILITUD

Yo, **Mtro. Ing. Wilber Percy Mendoza Ramirez**, en mi condición de asesor acreditado por la Resolución de Facultad N° 112-2023-FIAG/UNJBG de la tesis denominada: **“EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO SÍSMICO MEDIANTE ANÁLISIS IDA, CONSIDERANDO INTERACCIÓN FLUIDO - ESTRUCTURA DE TANQUES ELEVADOS DE CONCRETO ARMADO PARA ALMACENAMIENTO DE AGUA EN EL DISTRITO CIUDAD NUEVA - TACNA”**, presentado por el Bachiller Leo Bryan Aguirre Aguilar, para optar el título profesional de Ingeniero Civil, habiendo cumplido con lo establecido en el reglamento de originalidad y de similitud de trabajos de investigación y producción intelectual, considerando que según la revisión, evaluación y análisis realizado a través del software Antiplagio **TURNITIN** cuenta con el nivel de similitud cuyo porcentaje es 12%, por lo que **CERTIFICO LA SIMILARIDAD** de la tesis, la cual está de acuerdo al nivel **PERMITIDO**, para continuar con los trámites correspondientes y para su publicación en el repositorio Institucional.

Se emite el presente certificado con fines de continuar con los trámites respectivos para su obtención del título profesional.



Firma de Asesor

DNI N°: 00520705

Nombre y apellidos del asesor: **Mtro. Ing. Wilber Percy Mendoza Ramirez**

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por darme la fortaleza y las oportunidades necesarias para poder continuar con mi desarrollo profesional.

A mis docentes, de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil e investigadores que he podido conocer en distintos eventos y cursos, por ver aptitudes en mí, ayudarme a desarrollar el pensamiento crítico e incentivar el desarrollo de la investigación científica.

A la Universidad Nacional Jorge Basadre Grohmann, por ser mi alma mater, y casa de profesionales con mucho potencial por dar a la comunidad.

DEDICATORIA

A mi madre, por su apoyo incondicional durante toda mi formación profesional y ser ejemplo de valores humanos y guía permanente para el cumplimiento de mis objetivos personales y profesionales.

A mi padre, por formarme en valores humanos y ser pieza clave en los distintos ámbitos en los que hoy puedo desarrollarme personal y profesionalmente.

A mi hermano, por ser mi compañero y motivo para seguir mejorando como persona y profesional.

ÍNDICE DE CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	iv
DEDICATORIA.....	v
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	vi
ÍNDICE DE TABLAS	xiv
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xviii
RESUMEN.....	xxv
ABSTRACT	xxvi
INTRODUCCIÓN	1
1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	2
1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA	2
1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	3
1.2.1. Problema Principal	3
1.2.2. Problemas Secundarios	3
1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	4
1.3.1. Relevancia Social	4
1.3.2. Implicaciones Prácticas	4
1.3.3. Utilidad Metodológica.....	5
1.4. OBJETIVOS.....	5

1.4.1. Objetivo Principal:	5
1.4.2. Objetivos Secundarios:.....	5
2. MARCO TEÓRICO	6
2.1. ANTECEDENTES	6
2.1.1. Antecedentes Internacionales	6
2.1.2. Antecedentes Nacionales.....	7
2.2. BASES TEÓRICAS	9
2.2.1. Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño.....	9
2.2.1.1. Primera Generación (PBEE-1).....	9
2.2.1.2. Segunda Generación (PEER PBEE)	11
2.2.1.3. Niveles de Desempeño Sísmico.....	13
2.2.1.4. Objetivos de Desempeño	25
2.2.1.5. Filosofía de diseño estructural según la NTE E.030.....	30
2.2.2. Demanda Sísmica.....	31
2.2.2.1. Selección y procesamiento de Acelerogramas.....	31
2.2.2.2. Peligro Sísmico Nacional.....	35
2.2.2.3. Propiedades dinámicas y estudios de sitio en la ciudad de Tacna	36
2.2.3. Análisis Sísmico No Lineal de Estructuras	38
2.2.3.1. Análisis No lineal Dinámico	38
2.2.3.2. Fuentes de No Linealidad	39

2.2.3.3.	Inelasticidad del Material.....	39
2.2.3.4.	No linealidades geométricas	40
2.2.4.	Modelización de Elementos Estructurales	41
2.2.4.1.	Ventajas y Limitaciones del uso de Secciones Fibra	43
2.2.5.	Modelos Constitutivos de los Materiales	46
2.2.5.1.	Modelo del Concreto en Compresión Confinado y No Confinado.....	46
2.2.5.2.	Modelo del Concreto en Tracción.....	55
2.2.5.3.	Modelo del Acero de Refuerzo en Tracción	56
2.2.5.4.	Modelo del Acero de Refuerzo en Compresión.....	59
2.2.5.5.	Modelo del Acero de Refuerzo considerando el Pandeo Inelástico.....	60
2.2.6.	Longitud de Rótula Plástica en Columnas y Vigas	63
2.2.7.	Capacidad por Corte y Modelo de fuerza cortante - deformación para definición de rótula por corte	66
2.2.7.1.	Resistencia al Corte de elementos de Concreto Armado Rectangulares	67
2.2.7.2.	Incorporación del Efecto de Corte en los Diagramas Momento Curvatura.....	68
2.2.7.3.	Rigideces y Deformaciones por Corte para Definición de Rótulas	72
2.2.7.4.	Cortante Máximo en Columnas L.....	73
2.2.8.	Modelo Simplificado del Comportamiento Hidrodinámico del Agua	76
2.2.8.1.	Modelo Hidrodinámico de Hernández Barrios (2018)	76
2.2.8.2.	Distribución Espacial de Resortes de la Masa Convectiva	79

2.2.9.	Interacción Suelo Estructura en Edificaciones	81
2.2.9.1.	Interacción Inercial	85
2.2.9.2.	Interacción Cinemática	94
2.2.9.3.	Enfoques de modelado para Edificios Empotrados con Sótano	95
2.2.10.	Análisis Incremental Dinámico (IDA).....	99
2.2.10.1.	Objetivos del Análisis Incremental Dinámico	99
2.2.10.2.	Fundamentos del Análisis Incremental Dinámico.....	100
2.2.10.3.	Escalado de registros para análisis IDA	100
2.2.10.4.	Generación de curva IDA por interpolación y su resumen	104
2.2.11.	Curvas de Fragilidad.....	106
2.2.12.	Índices de Daño Sísmico	108
2.2.12.1.	Índices de daño locales	109
2.2.12.2.	Nivel de daño en miembros de Concreto Armado	109
2.2.12.3.	Índices de daño globales.....	112
2.3.	DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS.....	112
2.3.1.	Análisis IDA.....	112
2.3.2.	Curva IDA.....	112
2.3.3.	Medida de Intensidad	113
2.3.4.	Medida de Daño	113
2.3.5.	Aceleración espectral	113

2.3.6.	Peligrosidad Sísmica	113
2.3.7.	Acelerograma	113
2.3.8.	Deriva máxima de entrepiso.....	113
2.3.9.	Objetivo de Desempeño	114
2.3.10.	Nivel de Desempeño.....	114
2.3.11.	BSE-1N.....	114
2.3.12.	BSE-2N.....	114
2.3.13.	Curva de fragilidad	114
3.	MARCO METODOLÓGICO	115
3.1.	HIPÓTESIS	115
3.1.1.	Hipótesis Principal	115
3.1.2.	Hipótesis Secundarias	115
3.2.	OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES.....	115
3.3.	TIPO DE INVESTIGACIÓN	117
3.4.	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN.....	117
3.5.	POBLACIÓN Y MUESTRA DE ESTUDIO	117
3.5.1.	Población.....	117
3.5.2.	Muestra.....	117
3.6.	TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS	118
3.6.1.	Técnicas de Recolección de Datos	118

3.6.2.	Instrumentos de Recolección de Datos	118
3.7.	ANÁLISIS DE DATOS	119
3.7.1.	Características generales de los Tanques Elevados.....	119
3.7.1.1.	Tanque Elevado MC - I.E. Mariscal Cáceres.....	119
3.7.1.2.	Tanque Elevado MO - I.E. Manuel A. Odría.....	120
3.7.2.	Acelerogramas de Sismos Seleccionados.....	121
3.7.3.	Modelo Hidrodinámico del Agua.....	125
3.7.3.1.	Modelo de Tanque Elevado MC	125
3.7.3.2.	Modelo de Tanque Elevado MO.....	126
3.7.3.3.	Distribución espacial de Resortes y Amortiguadores	127
3.7.4.	Modelos Constitutivos del Concreto y Acero de Refuerzo.....	130
3.7.4.1.	Modelo Constitutivo del Acero de Refuerzo	130
3.7.4.2.	Modelo Constitutivo del Concreto.....	131
3.7.5.	Ensayos Cíclicos Experimentales para Calibración de Modelo	136
3.7.6.	Modelo de Interacción Suelo Estructura	140
3.7.6.1.	Propiedades Dinámicas del Suelo.....	140
3.7.6.2.	Cálculo de Rigidez y Amortiguamiento en la Cimentación	141
3.7.6.3.	Distribución de Resortes en la Cimentación	145
3.7.7.	Definición de Nivel de Desempeño Sísmico de Tanques Elevados MC y MO	150
3.7.7.1.	Objetivos de Desempeño	150

3.7.7.2.	Demanda Sísmica.....	151
3.7.7.3.	Niveles de Daño en Vigas y Columnas.....	155
3.7.7.4.	Definición de Medida de Daño (DM) para las curvas IDA	155
3.7.8.	Modelo Estructural para Análisis Incremental Dinámico	156
3.7.8.1.	Discretización y Definición Secciones Fibra en Columnas y Vigas.....	157
3.7.8.2.	Definición de Modelo Fluido Estructura en SAP2000	163
3.7.8.3.	Definición de Modelo de Interacción Suelo Estructura en SAP2000	165
3.7.8.4.	Análisis Modal.....	166
3.7.8.5.	Verificación de Capacidad al Corte y Definición de Rótulas por Corte	170
3.7.8.6.	Escalamiento de Acelerogramas para Análisis Incremental Dinámico	175
3.7.8.7.	Procedimiento para Modelado y Realización Análisis IDA en SAP2000	182
4.	RESULTADOS	190
4.1.	PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS	190
4.1.1.	Curvas IDA de los Tanque Elevados MC y MO.....	192
4.1.2.	Curvas IDA resumen.....	195
4.1.3.	Mecanismos de Colapso de los Tanques Elevados	197
4.1.3.1.	En Tanque Elevado MC.....	197
4.1.3.2.	En Tanque Elevado MO.....	202
4.1.4.	Curvas de Fragilidad en base a Curvas IDA	207
4.1.5.	Evaluación del Desempeño Sísmico	215

4.2. COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS.....	220
4.2.1. Discusión Hipótesis Principal	220
4.2.2. Discusión Hipótesis Secundaria	220
5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	222
5.1. CONCLUSIONES.....	222
5.2. RECOMENDACIONES	224
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	225
Anexo A. Matriz de Consistencia.....	232
Anexo B. Funciones de Impedancia para modelo Interacción Suelo Estructura.	233
Anexo C. Factores de Escala aplicados acelerogramas seleccionados	237
Anexo D. Rigideces y Amortiguamiento dinámicos ingresados en SAP2000.....	239
Anexo E. Derivas de entrepiso máximas.....	246
Anexo F. Planos Estructurales de Tanques Elevados.....	250

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 <i>Niveles de desempeño y descripción de los estados de daño.</i>	15
Tabla 2.2 <i>Niveles de desempeño para las estructuras</i>	20
Tabla 2.3 <i>Niveles de desempeño del edificio objetivo.</i>	25
Tabla 2.4 <i>Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales.</i>	27
Tabla 2.5 <i>Probabilidad de excedencia y periodo de retorno.</i>	28
Tabla 2.6 <i>Objetivos de desempeño.</i>	28
Tabla 2.7 <i>Objetivo Básico de Desempeño de Edificios Existentes.</i>	29
Tabla 2.8 <i>Objetivo Básico de Desempeño Equivalente a Estándares para Construcciones Nuevas.</i>	30
Tabla 2.9 <i>Información general del conjunto de registros sísmicos seleccionados.</i>	33
Tabla 2.10 <i>Caracterización de suelos por velocidades Vs30.</i>	37
Tabla 2.11 <i>Parámetros estadísticos para la relación esfuerzo-deformación monótonica de la base de datos de laboratorio.</i>	59
Tabla 2.12 <i>Ecuaciones empíricas para la longitud de rótula plástica.</i>	65
Tabla 2.13 <i>Ecuaciones para la determinación del cortante máximo en muros.</i>	75
Tabla 2.14 <i>Amortiguamiento histerético del suelo, β_s (de Tabla 19.3-3 de ASCE/SEI 7-16.</i>	87
Tabla 2.15 <i>Valores de reducción de velocidad de onda de corte y módulo de corte para diversas clases de sitios y amplitudes de vibración.</i>	89
Tabla 2.16 <i>Ejecuciones generadas mediante algoritmo de rastreo hunt & fill para el registro 14</i>	101
Tabla 2.17 <i>Propuesta de índices de daño para diferentes niveles de desempeño.</i>	111
Tabla 3.1 <i>Operacionalización de variables.</i>	116

Tabla 3.2 <i>Tanques elevados en el distrito de Ciudad Nueva seleccionados para evaluación de desempeño.</i>	118
Tabla 3.3 <i>Características de registros sísmicos seleccionados.</i>	122
Tabla 3.4 <i>Duración de los registros seleccionados y duración significativa obtenida.</i>	124
Tabla 3.5 <i>Parámetros del modelo simplificado del cisterna MC.</i>	125
Tabla 3.6 <i>Parámetros del modelo simplificado del tanque elevado MC.</i>	126
Tabla 3.7 <i>Parámetros del modelo simplificado del cisterna MO.</i>	126
Tabla 3.8 <i>Parámetros del modelo simplificado del tanque elevado MO.</i>	127
Tabla 3.9 <i>Ángulos de distribución de resortes y amortiguadores de tanque MC.</i>	129
Tabla 3.10 <i>Ángulos de distribución de resortes y amortiguadores de tanque MO.</i>	129
Tabla 3.11 <i>Valores de k_i y c_i para ingresar a modelo de Tanque Elevado MC y MO.</i>	129
Tabla 3.12 <i>Parámetros elásticos obtenidos en el sondaje LW-18.</i>	141
Tabla 3.13 <i>Velocidad promedio efectiva tomando en cuenta la sobrecarga de la estructura del Tanque MC.</i>	142
Tabla 3.14 <i>Velocidad promedio efectiva tomando en cuenta la sobrecarga de la estructura del Tanque MO.</i>	143
Tabla 3.15 <i>Parámetros para cálculo de rigideces y amortiguamientos de suelo para Tanque MC.</i>	144
Tabla 3.16 <i>Parámetros para cálculo de rigideces y amortiguamientos de suelo para Tanque MO.</i>	145
Tabla 3.17 <i>Valores de rigidez dinámica y amortiguamiento dinámico para resortes verticales en el fondo de cimentación para Tanque MC.</i>	147
Tabla 3.18 <i>Valores de rigidez dinámica y amortiguamiento dinámico para resortes verticales en el fondo de cimentación para Tanque MO.</i>	147

Tabla 3.19 <i>Valores de rigidez y amortiguamiento para resortes horizontales en Tanque Elevado MC.</i>	148
Tabla 3.20 <i>Valores de rigidez y amortiguamiento para resortes horizontales en Tanque Elevado MO.</i>	149
Tabla 3.21 <i>Objetivos de Desempeño para los Tanques Elevados MC y MO.</i>	151
Tabla 3.22 <i>Deformación límite en núcleo de concreto y acero de refuerzo correspondiente al final de un rango de Desempeño.</i>	155
Tabla 3.23 <i>Niveles de daño en función a derivas máximas para elementos verticales.</i>	156
Tabla 3.24 <i>Valores para definición de rótulas de sección fibra de plasticidad distribuida en Tanque MC.</i>	162
Tabla 3.25 <i>Valores para definición de rótulas de sección fibra de plasticidad distribuida en Tanque MO.</i>	163
Tabla 3.26 <i>Comparación de los periodos calculados analíticamente y obtenidos en SAP2000 de los modos convectivos de los Tanque MC y MO.</i>	168
Tabla 3.27 <i>Primeros 10 modos posteriores a modos de modelo hidrodinámico para Tanque MC.</i>	169
Tabla 3.28 <i>Primeros 10 modos posteriores a modos de modelo hidrodinámico para Tanque MO.</i>	169
Tabla 3.29 <i>Niveles de demanda de Tanque MC para escalar acelerogramas en análisis IDA.</i> .	177
Tabla 3.30 <i>Niveles de demanda de Tanque MO para escalar acelerogramas en análisis IDA.</i> .	178
Tabla 3.31 <i>Valores de G/G_{max} y β_s a distintas demanda para modelo de ISE en Tanque MC.</i>	182
Tabla 3.32 <i>Valores de G/G_{max} y β_s a distintas demanda para modelo de ISE en Tanque MO.</i>	182

Tabla 4.1 <i>Aceleraciones espectrales para cada estado límite de deriva del Tanque MC.</i>	210
Tabla 4.2 <i>Aceleraciones espectrales para cada estado límite de deriva del Tanque MO.</i>	211
Tabla 4.3 <i>Curvas de Fragilidad Sísmica del Tanque Elevado MC considerando 3 niveles de desempeño.</i>	212
Tabla 4.4 <i>Curvas de Fragilidad Sísmica del Tanque Elevado MO considerando 3 niveles de desempeño.</i>	213
Tabla 4.5 <i>Aceleraciones espectrales para niveles de desempeño evaluados en Tanques Elevados MC y MO</i>	215

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 <i>Una visualización de la ingeniería sísmica basada en desempeño.</i>	10
Figura 2.2 <i>Marco probabilístico de la ingeniería sísmica basada en desempeño.</i>	11
Figura 2.3 <i>Niveles y Rangos de Desempeño de un edificio objetivo.</i>	24
Figura 2.4 <i>Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios.</i>	26
Figura 2.5 <i>Ubicación de sondeos geofísicos MASW y estaciones acelerográficas.</i>	36
Figura 2.6 <i>Discretización de una sección típica de hormigón armado.</i>	40
Figura 2.7 <i>Tipos de modelos de componentes estructurales.</i>	41
Figura 2.8 <i>Núcleo efectivamente confinado para estribos rectangulares.</i>	48
Figura 2.9 <i>Efecto de arco tridimensional en el núcleo de columnas rectangulares.</i>	49
Figura 2.10 <i>Esfuerzos de confinamiento en sección rectangular.</i>	50
Figura 2.11 <i>Modelo esfuerzo-deformación para cargas monotónicas de concreto confinado y no confinado.</i>	52
Figura 2.12 <i>Curva esfuerzo-deformación a tracción del concreto.</i>	56
Figura 2.13 <i>Parámetros de la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.</i>	57
Figura 2.14 <i>Curva esfuerzo-deformación a compresión del acero de refuerzo en función del parámetro rb.</i>	60
Figura 2.15 <i>Distribución de curvatura a lo largo de una viga bajo momento último.</i>	64
Figura 2.16 <i>Curva idealizada de fuerza-deformación cortante para la rótula por corte.</i>	67
Figura 2.17 <i>Degradación del cortante con el incremento de la ductilidad por rotación.</i>	69
Figura 2.18 <i>Valores de ductilidad por rotación asociados a la degradación del cortante.</i>	70
Figura 2.19 <i>Modelos equivalentes del sistema dinámico fluido-estructura.</i>	77
Figura 2.20 <i>Rigidez en forma radial que permite un óptimo comportamiento de interacción fluido-estructura.</i>	79

Figura 2.21 <i>Deformación de un resorte i-ésimo y sus componentes verticales.</i>	80
Figura 2.22 <i>Esquema de un análisis directo de interacción suelo-estructura utilizando modelado continuo por elementos finitos.</i>	81
Figura 2.23 <i>Esquema de un enfoque de subestructura para el análisis de la interacción suelo-estructura.</i>	83
Figura 2.24 <i>Esquema de deflexiones causadas por una fuerza aplicada.</i>	85
Figura 2.25 <i>Efectos inerciales de la interacción suelo-estructura sobre la aceleración espectral (cortante de base) asociada con el alargamiento del periodo y el cambio de amortiguación.</i>	88
Figura 2.26 <i>Distribución vertical del resorte utilizada para reproducir la rigidez rotacional total k_{yy}.</i>	93
Figura 2.27 <i>Configuración de un edificio integrado con un sótano rodeado por el terreno con una pendiente nivelada en todos lados.</i>	96
Figura 2.28 <i>Enfoques de modelado para cimentaciones empotradas con sótano.</i>	96
Figura 2.29 <i>Versión simplificada de Modelo 4.</i>	97
Figura 2.30 <i>Ejemplo de caracterización del peligro para evaluaciones basadas en el tiempo.</i>	103
Figura 2.31 <i>Ejemplo de interpolación usando spline y aproximación lineal por partes.</i>	105
Figura 2.32 <i>Ejemplo de 20 curvas IDA asociadas a sus estados límite.</i>	105
Figura 2.33 <i>Resumen de curva IDA y correspondientes estados límite en los percentiles 16%, 50% y 84%.</i>	106
Figura 2.34 <i>Diagrama de Flujo para la determinación de Curvas de Fragilidad de Curvas IDA.</i>	108
Figura 2.35 <i>Estados de esfuerzo-deformación recomendados para el núcleo confinado de concreto.</i>	110
Figura 3.1 <i>Secciones de columna L para Tanque Elevado MC.</i>	119

Figura 3.2 <i>Secciones de vigas para Tanque Elevado MC.</i>	120
Figura 3.3 <i>Sección de columna L para Tanque Elevado MO.</i>	121
Figura 3.4 <i>Secciones de vigas para Tanque Elevado MO.</i>	121
Figura 3.5 <i>Espectros de respuesta para $\xi = 5\%$ de sismos seleccionados para componente Este-Oeste.</i>	123
Figura 3.6 <i>Espectros de respuesta para $\xi = 5\%$ de sismos seleccionados para componente Norte-Sur.</i>	123
Figura 3.7 <i>Distribución de Resortes y amortiguadores para las masas convectivas del tanque elevado y cisterna MC y MO.</i>	128
Figura 3.8 <i>Curvas esfuerzo deformación utilizadas para el acero de refuerzo ASTM A615M Gr.60.</i>	131
Figura 3.9 <i>Núcleo de concreto efectivamente confinado y zona no confinada de sección PL-01 de Tanque Elevado MC.</i>	132
Figura 3.10 <i>Núcleos de concreto efectivamente confinado y zona no confinada de sección PL-1 de Tanque Elevado MO.</i>	133
Figura 3.11 <i>Curva esfuerzo deformación del concreto confinado y no confinado para la sección PL-01 del Tanque Elevado MC.</i>	134
Figura 3.12 <i>Curva esfuerzo deformación del concreto confinado y no confinado para la sección PL-1 del Tanque Elevado MO.</i>	135
Figura 3.13 <i>Curva esfuerzo deformación para concreto en tracción para secciones PL-01 y PL-1.</i>	136
Figura 3.14 <i>Detalles de refuerzo y comportamiento histerético de sección LM estudiada por Ou & Truong.</i>	137
Figura 3.15 <i>Protocolo de carga de ensayo experimental realizado por Ou & Truong.</i>	138

Figura 3.16 <i>Comparación de modelo de Ou & Truong (2018) vs modelo computacional SAP2000.</i>	139
Figura 3.17 <i>Perfil de Vs obtenidos en sondaje LW-18 – SENCICO.</i>	140
Figura 3.18 <i>Distribución de resortes y amortiguadores verticales en Tanque Elevado MC y MO.</i>	146
Figura 3.19 <i>Distribución de resortes y amortiguadores en Tanque Elevado MC y MO.</i>	149
Figura 3.20 <i>Espectros de diseño de acuerdo a ASCE 7 y espectros de peligro uniforme a distintos niveles de peligro para la zona de estudio.</i>	152
Figura 3.21 <i>Espectro de diseño de acuerdo a normal ACI 350.3-20 para Tanque MC y MO.</i>	153
Figura 3.22 <i>Espectros de diseño de acuerdo a norma E.030 y espectros de peligro uniforme a distintos niveles de peligro para la zona de estudio.</i>	154
Figura 3.23 <i>Ejemplo de definición de material concreto en SAP2000.</i>	158
Figura 3.24 <i>Ejemplo de definición de material acero de refuerzo en SAP2000.</i>	159
Figura 3.25 <i>Secciones de columnas L de Tanque MC creadas en Section Designer de SAP2000.</i>	159
Figura 3.26 <i>Secciones de viga de Tanque MC creadas en Section Designer de SAP2000.</i>	160
Figura 3.27 <i>Secciones de columna y viga de Tanque MO creadas en Section Designer de SAP2000.</i>	160
Figura 3.28 <i>Ubicación (ξ_i) y pesos (ω_i) de rótulas en elementos tipo frame para discretización de vigas y columnas.</i>	162
Figura 3.29 <i>Modelo hidrodinámico simplificado en SAP2000 de Tanque Elevado y Cisterna MC.</i>	164
Figura 3.30 <i>Elementos Link de modelo ISE asignados en cimentación de Tanque Elevado MC.</i>	166

Figura 3.31 Definición de análisis Modal en SAP2000 para tanques elevados MC y MO.	167
Figura 3.32 Verificación de la capacidad por corte y flexión de las vigas del Tanque MC.	171
Figura 3.33 Verificación de la capacidad por corte y flexión de las vigas del Tanque MO.	172
Figura 3.34 Definición de Rótula por corte en SAP2000.	174
Figura 3.35 Curva de Peligro Sísmico para periodo $T=0.45$ s, $\xi=5\%$ para Lat. -17.98, Long. - 70.24.	176
Figura 3.36 Curva de Peligro Sísmico para periodo $T=0.30$ s, $\xi=5\%$ para Lat. -17.98, Long. - 70.24.	177
Figura 3.37 Espectros de peligro uniforme (UHS) para niveles de demanda de Tanque MC. ..	179
Figura 3.38 Espectros de peligro uniforme (UHS) para niveles de demanda de Tanque MO. ..	179
Figura 3.39 Espectros geomean escalados a $S_a(T=0.45s)$ para el nivel de demanda $T_r = 2326$ años.	180
Figura 3.40 Espectros geomean escalados a $S_a(T=0.30s)$ para el nivel de demanda $T_r = 568$ años.	181
Figura 3.41 Modelos estructurales computacionales en SAP2000 de Tanque MC y MO.	184
Figura 3.42 Definición de funciones en SAP2000.	185
Figura 3.43 Definición de casos de carga no lineales tiempo historia por integración directa.	186
Figura 3.44 Casos de carga no lineales tiempo historia definidos en SAP2000 para análisis IDA	187
Figura 3.45 Definición de amortiguamiento de rayleigh para análisis no lineal tiempo historia.	187
Figura 3.46 Definición de Solver para ejecución de análisis.	188
Figura 4.1 Elevación en planos y en modelo estructural de Tanque MO.	190
Figura 4.2 Elevación en planos y en modelo estructural de Tanque MC.	191

Figura 4.3 <i>Curvas IDA del Tanque Elevado MC en el Eje X-X.</i>	193
Figura 4.4 <i>Curvas IDA del Tanque Elevado MC en el Eje Y-Y.</i>	193
Figura 4.5 <i>Curvas IDA del Tanque Elevado MO en el Eje X-X.</i>	194
Figura 4.6 <i>Curvas IDA del Tanque Elevado MO en el Eje Y-Y.</i>	194
Figura 4.7 <i>Curva IDA resumen del Tanque MC en el Eje X-X para sus percentiles 16, 50 y 84.</i>	195
Figura 4.8 <i>Curva IDA resumen del Tanque MC en el Eje Y-Y para sus percentiles 16, 50 y 84.</i>	195
Figura 4.9 <i>Curva IDA resumen del Tanque MO en el Eje X-X para sus percentiles 16, 50 y 84.</i>	196
Figura 4.10 <i>Curva IDA resumen del Tanque MO en el Eje Y-Y para sus percentiles 16, 50 y 84.</i>	196
Figura 4.11 <i>Derivas máximas de entrepiso por niveles en Tanque MC para registro R4.</i>	197
Figura 4.12 <i>Derivas máximas de entrepiso por niveles en Tanque MC para registro R9.</i>	198
Figura 4.13 <i>Estados de daño en rótulas en modelo de Tanque MC para registro R4.</i>	199
Figura 4.14 <i>Formación de rótulas en Tanque Elevado MC para registro R4.</i>	200
Figura 4.15 <i>Estado de fibras de acero durante formación de rótulas en Tanque Elevado MC para registro R4.</i>	201
Figura 4.16 <i>Estado de fibras de concreto durante formación de rótulas Tanque MC para registro R4.</i>	201
Figura 4.17 <i>Derivas máximas de entrepiso por niveles en Tanque MO para registro R5.</i>	203
Figura 4.18 <i>Derivas máximas de entrepiso por niveles en Tanque MO para registro R6.</i>	203
Figura 4.19 <i>Formación de rótulas en Tanque Elevado MO para registro R6.</i>	204
Figura 4.20 <i>Formación de rótulas en Tanque Elevado MO para registro R6.</i>	205

Figura 4.21 Estado de fibras de acero durante formación de rótulas en Tanque MO para registro R6.	206
Figura 4.22 Estado de fibras de concreto durante formación de rótulas Tanque MO para registro R6.	206
Figura 4.23 Limites de deriva máxima vs Curvas IDA de Tanque MC en Eje X-X.	208
Figura 4.24 Limites de deriva máxima vs Curvas IDA de Tanque MC en Eje Y-Y.	208
Figura 4.25 Limites de deriva máxima vs Curvas IDA de Tanque MO en Eje X-X.	209
Figura 4.26 Limites de deriva máxima vs Curvas IDA de Tanque MO en Eje Y-Y.	209
Figura 4.27 Curvas de Fragilidad Sísmica del Tanque Elevado MC considerando 3 niveles de desempeño.	214
Figura 4.28 Curvas de Fragilidad Sísmica del Tanque Elevado MO considerando 3 niveles de desempeño.	214
Figura 4.29 Evaluación del límite de deriva de la Norma E.030 para el Tanque MC.	216
Figura 4.30 Evaluación del límite de deriva de la Norma E.030 para el Tanque MO.	217
Figura 4.31 Curva de Fragilidad del Tanque Elevado MC vs Demandas Normativas.	218
Figura 4.32 Curva de Fragilidad del Tanque Elevado MO vs Demandas Normativas.	219

RESUMEN

La presente investigación pretende evaluar el desempeño estructural mediante la aplicación de un método de probabilístico en estructuras de tanques elevados de almacenamiento de agua en el distrito de Ciudad Nueva, teniendo conocimiento previo de las zonas de alto riesgo sísmico en la ciudad de Tacna. Con este propósito se evalúan dos Tanques Elevados de Concreto armado ubicados en dos instituciones educativas emblemáticas del distrito en mención, para ello se vio adecuada la aplicación del método de análisis incremental dinámico (IDA), además de tomar en cuenta la influencia del líquido almacenado y el suelo mediante modelos interacción fluido-estructura y suelo-estructura.

La investigación inicia con determina las derivas máximas de entrepiso para una serie de demandas sísmicas que provienen de la selección de 11 registros sísmicos que son escalados a 8 niveles de demanda de acuerdo a la metodología FEMA P58 y 7 adicionales con la finalidad de determinar los mecanismos de colapso. Determinadas las derivas máximas se determina el desempeño por medio de curvas de fragilidad generadas en base a las curvas IDA determinadas.

La investigación el del tipo aplicada y descriptiva, así como su diseño de investigación es experimental basado en la aplicación del análisis incremental dinámico.

Finalmente, se concluyó que los tanques elevados evaluados cumplen con los objetivos de desempeño con una probabilidad de al menos el 99% de encontrarse en un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata (IO) para una demanda del 2% en 50 años, aunque se encontró que los mecanismo que producen su colapso no son los óptimos.

Palabras clave: Análisis Incremental Dinámico, Tanque Elevado, Interacción Fluido-Estructura, Interacción Suelo-Estructura

ABSTRACT

The present research aims to evaluate the structural performance by applying a probabilistic method in elevated water storage tank structures in the Ciudad Nueva district, having prior knowledge of the high seismic risk areas in the city of Tacna. For this purpose, two Elevated Reinforced Concrete Tanks located in two emblematic educational institutions of the district in question were evaluated. For this purpose, the application of the incremental dynamic analysis (IDA) method was considered appropriate, in addition to taking into account the influence of the stored liquid and the soil through fluid-structure and soil-structure interaction models.

The investigation begins by determining the maximum interstory drifts ratio for a series of seismic demands that come from the selection of 11 seismic records that are scaled to 8 demand levels according to the FEMA P58 methodology and 7 additional ones in order to determine the mechanisms of collapse. Once the maximum drifts have been determined, the performance is determined through fragility curves generated based on the IDA curves.

The research is of the applied and descriptive type, as well as its research design is experimental based on the application of incremental dynamic analysis.

Finally, it was concluded that the elevated tanks evaluated meet the performance objectives with a probability of at least 99% of being at an Immediate Occupancy (IO) performance level for a demand of 2% in 50 years, although it was found that the mechanisms that produces its collapse are not optimal.

Keywords: Incremental Dynamic Analysis, Elevated Tank, Fluid-Structure Interaction, Soil-Structure Interaction

INTRODUCCIÓN

La ciudad de Tacna en los último año ha tenido un crecimiento vertiginoso, que ha suscitado la generación de proyectos de construcción a nivel educativo, salud y de servicios públicos. Este mismo crecimiento también ha provocado el aumento de la oferta educativa en la ciudad. En este contexto es que entre el año 2021 y 2022 las instituciones educativas Mariscal Cáceres y Manuel A. Odria contaron con trabajos de mejoramiento y ampliación, en los que se incluyó la construcción de tanques elevados de almacenamiento de agua, debido al aumento de la demanda estudiantil proyectada.

Los tanques elevados para almacenamiento de agua son estructuras esenciales que son imprescindibles para la operación continua de la infraestructura pública que puede servir de refugio en caso de sismo, lo que hace necesaria la evaluación del desempeño estructural de los mismos mediante métodos de análisis adecuados. En este sentido, el análisis dinámico incremental es uno de los métodos de análisis más sofisticados para evaluar el desempeño estructural bajo un enfoque probabilístico.

La presente investigación tiene como objetivo aplicar el método de análisis incremental dinámico para determinar el desempeño estructural de los tanques elevados en el distrito de Ciudad Nueva de la Ciudad de Tacna, buscando también tener implicaciones prácticas y metodológicas futuras, ya que el proceso de evaluación utilizado y las consideraciones tomadas durante el desarrollo de los modelos computacionales pueden ser replicables para estructuras similares.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

1.1. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

Debido al vertiginoso crecimiento de la ciudad de Tacna, se ha visto necesaria la construcción de distintos centros educativos, complejos deportivos, sedes institucionales, centros de salud, etc. Junto con esta infraestructura, al ser el suministro de agua necesario para su funcionamiento, se han construido estructuras de almacenamiento de agua del tipo tanque elevado, presentándose configuraciones estructurales de tipo pórticos o de muros estructurales de concreto armado.

Estas infraestructuras se ubican a lo largo de toda la ciudad de Tacna, donde se tienen diferentes tipos de suelo de fundación, y por lo mismo, distintos niveles de amplificación sísmica. Esto se vio evidenciado en el terremoto del 23 de junio de 2001, donde la zona más afectada en Tacna fue el cono norte de la ciudad, caracterizado por un terreno suelto, de suelos rellenados no consolidados y donde la destrucción de viviendas fue total (Kuroiwa, 2016).

La Norma E.030 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018) en la Tabla N°07, se indica: “No se aplica a estructuras de péndulo invertido”, refiriéndose con ello a los tanques elevados. Debido a ello se presenta incertidumbre en la metodología de análisis sísmico y desempeño de estas estructuras que sigue el ingeniero calculista.

En relación a lo expuesto, se ve necesario evaluar si las estructuras de tanques elevados, construidas a la fecha en el distrito de ciudad nueva, cumplirán con los objetivos de desempeño adecuados para su operación continua. Para ello se requiere un análisis avanzado, que incluya el comportamiento no lineal de los elementos de concreto armado, así como la influencia del líquido almacenado y el terreno de fundación.

El análisis incremental dinámico ha sido adoptado por las directrices del FEMA de EE.UU. y establecido como el método de vanguardia para determinar la capacidad de colapso global (Vamvatsikos & Allin Cornell, 2002), por lo que es un método de análisis más preciso para estimar el desempeño estructural bajo cargas sísmicas. Acorde a ello se seguirá la metodología planteada por Vamvatsikos & Cornell (2004) y el FEMA P58 para evaluar el desempeño sísmico de las estructuras.

1.2. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

1.2.1. Problema Principal

- ¿Cuál es el desempeño sísmico de los tanques elevados de concreto armado en el distrito Ciudad Nueva – Tacna aplicando análisis incremental dinámico considerando la interacción fluido-estructura y suelo-estructura?

1.2.2. Problemas Secundarios

- ¿Cumple el desempeño sísmico de los tanques elevados en el distrito de Ciudad Nueva-Tacna con los objetivos de desempeño de acuerdo a la normativa peruana y americana?
- ¿Cuáles son los modelos constitutivos de los materiales, modelo hidrodinámico del agua y modelo de interacción suelo-estructura empleados en el análisis no lineal de tanques elevados?
- ¿Cómo realizar un análisis no lineal incremental dinámico en tanques elevados de concreto armado mediante la metodología propuesta por el FEMA P58?

1.3. JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

De acuerdo a la web INFOBRAS de la La Contraloría General de la República (2022) el Gobierno Regional de Tacna entre periodos del 2019 al 2022 tiene 39 obras entre finalizadas y en ejecución. Entre estas obras se encuentran infraestructura educativa (17), infraestructura de salud (4), sedes institucionales y centros de atención (7), entre otras obras viales y de servicios de agua potable y riego (11). El 72% de las obras ejecutadas entre estos periodos requiere un servicio de agua continua para su funcionamiento, por lo que cuentan con sistemas indirectos de servicio teniendo en muchos casos tanques elevados de concreto armado. Los tanques elevados para almacenamiento de agua son estructuras esenciales que son imprescindibles para la operación continua de la infraestructura pública que puede servir de refugio en caso de sismo, lo que hace necesaria la evaluación del desempeño estructural de los mismos mediante métodos avanzados de análisis.

1.3.1. Relevancia Social

La presente investigación tiene una relevancia social, ya que la evaluación del desempeño estructural ante diferentes intensidades sísmicas permitirá evaluar la funcionalidad continua de las estructuras de almacenamiento de agua, el cual es uso de la comunidad de estudiantes ubicados en el distrito de ciudad nueva.

1.3.2. Implicaciones Prácticas

La investigación tiene implicaciones prácticas, ya que sus resultados permiten evaluar si la práctica de diseño actual de los tanques construidos es adecuada para garantizar un correcto desempeño estructural, tomando en cuenta que la norma peruana, E.30 Diseño Sismorresistente, no considera parámetros para el diseño de reservorios de agua apoyados o elevados al estar

enfocada únicamente en edificaciones, siendo necesario recurrir a normas internacionales, como la americana.

1.3.3. Utilidad Metodológica

Esta investigación tiene una utilidad metodológica, ya que el proceso de evaluación utilizado y las consideraciones tomadas durante el desarrollo de los modelos computacionales son fácilmente replicable en estructura de tanques elevados de mayor capacidad o edificaciones de pórticos de concreto armado.

1.4. OBJETIVOS

1.4.1. Objetivo Principal:

- Determinar el desempeño sísmico de los tanques elevados de concreto armado en el distrito Ciudad Nueva – Tacna aplicando análisis incremental dinámico considerando la interacción fluido-estructura y suelo-estructura.

1.4.2. Objetivos Secundarios:

- Verificar el cumplimiento de los objetivos de desempeño de los tanques elevados en el distrito de Ciudad Nueva-Tacna de acuerdo a la normativa peruana y americana.
- Determinar los modelos constitutivos de los materiales, modelo hidrodinámico del agua y modelo de interacción suelo-estructura adecuados para realizar análisis no lineales en tanques elevados.
- Realizar un análisis no lineal incremental dinámico en tanques elevados de concreto armado mediante la metodología propuesta por el FEMA P58.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. ANTECEDENTES

2.1.1. *Antecedentes Internacionales*

El desempeño de los tanques elevados es una preocupación crítica durante los sismos fuertes. No deben colapsar después de un terremoto, ya que pueden usarse en necesidades esenciales como almacenar agua potable y apagar incendios. Para la década del 2000 se realizaron varios estudios que analizaron e investigaron el comportamiento dinámico de los tanques de almacenamiento de líquidos, sin embargo la mayoría de los estudios se centraron en el comportamiento, análisis y diseño sísmico de tanques apoyados sobre el suelo y muy pocos estudios se concentraron en el comportamiento de los tanques elevados. (Soroushnia et al., 2011). Las investigaciones recientes realizadas a tanques elevados, se enfocaron principalmente en estudiar la interacción fluido-estructura-suelo (Livaoglu & Dogangün, 2005, 2006) y también el efecto de oleaje (sloshing response) (Livaoglu, 2013; Livaoglu & Dogangün, 2008).

Livaoglu & Dogangün (2005) indican que la respuesta de oleaje (sloshing) prácticamente no se ve afectada por las propiedades del suelo y el empotramiento en suelos rígidos. De manera similar, las respuestas de desplazamiento del techo y cortante en la base tampoco se ven afectadas por el empotramiento en suelos relativamente rígidos, pero sí se ven afectadas por el empotramiento en suelos relativamente blandos. Complementariamente indica que la variación en el oleaje para tipos de suelo rígidos como S1 a S3 ($V_s > 309.22$ m/s) es pequeña, pero en el caso de suelos más blandos, las variaciones son comparativamente mayores (Livaoglu, 2013).

Posteriormente Livaoglu & Dogangün (2006) comparan modelos simplificados de masa concentrada y modelos de elementos finitos, llegando a la conclusión que el uso de modelos de

masa concentrada única, sin considerar un porcentaje de la masa del líquido como convectiva, proporciona cortantes en la base y momentos más pequeños tanto en condiciones de suelo rígido como flexible, esto a pesar que el modo impulsivo de vibración domina fuertemente el comportamiento sísmico de los tanques elevados. Asimismo, indican que para condiciones de suelo blando, los cortantes en la base, momentos, fuerzas axiales y desplazamiento laterales obtenidos mediante modelos de elementos finitos en los que se consideran las interacciones fluido-estructura-suelo resultan notablemente diferentes a los obtenidos mediante modelos simplificados de masas concentradas.

2.1.2. Antecedentes Nacionales

En el ámbito nacional también se han realizado investigaciones del comportamiento sísmico de tanques elevados, como la realizada en 2015 que evalúa la respuesta sísmica no lineal de 2 reservorios elevados tipo Intze ubicados en la ciudad de Lima (Huaranga, 2015), para lo cual se emplearon 4 acelerogramas de sismos históricos (Lima del 10 de octubre de 1966, de Ancash del 31 de mayo de 1970, de Lima del 03 de octubre de 1974 y Pisco del 15 de agosto de 2007), normalizados para un nivel de diseño, concluyendo que el diseño de ambos reservorios es adecuado para resistir los momentos volcantes de los sismos de diseño. Asimismo, el refuerzo por corte colocado en ambos reservorios cumple con los criterios de resistencia, sin embargo este refuerzo es insuficiente para que la falla por flexión se desarrolle en su totalidad, ya que la falla por corte sucede antes de que la sección alcance su curvatura de agotamiento.

Por otro lado, siendo el análisis incremental dinámico un método de análisis más preciso para estimar el desempeño estructural bajo cargas sísmicas además de ser el método de vanguardia para determinar la capacidad de colapso global (Vamvatsikos & Allin Cornell, 2002), también se han realizado aplicaciones del mismo para el análisis del desempeño sísmico en el territorio

nacional, algunos de ellos en unidades escolares (Chacón Álvarez & Paz Fuentes, 2016; Gálvez, 2011; Loa et al., 2021; Velásquez & Blondet, 2005).

Gálvez (2011) estudió un procedimiento para analizar una estructura en el rango inelástico y calibrando los elementos estructurales de la edificación con ensayos reales del PEER, hasta obtener resultados muy similares al ensayo, asegurándose que el modelo disipa la energía de manera similar al ensayo real. Sobre el procedimiento de análisis concluye que si bien el análisis no lineal es un procedimiento mucho más tedioso, brinda información más certera para predecir la respuesta estructural y verificar el diseño, además de dar los medios para calcular la respuesta estructural más allá del rango elástico, incluyendo el deterioro de la resistencia y de la rigidez asociado con el comportamiento inelástico de los materiales y grandes desplazamientos. Indica también se requiere contar con una base de datos de ensayos de laboratorio de materiales y elementos, así como conjuntos de registros sísmicos apropiados para poder aplicar adecuadamente la metodología descrita.

Estudios más recientes, como el realizado por Loa et al. (2021) evalúa las diferencias en términos de pérdidas económicas de aplicar la metodología de rehabilitación sísmica incremental (ISR) o la rehabilitación en una sola etapa. Para ello analiza tres propuestas de rehabilitación para mejorar el comportamiento sísmico de edificios escolares típicos en Perú. Fue necesario un análisis de costos del ciclo de vida (life-cycle cost) para evaluar el probable impacto económico de los tres proyectos ISR, con base en la metodología P58 del FEMA (Federal Emergency Management Agency). Como parte del estudio se obtuvieron las curvas IDA para una demanda de 20 acelerogramas de sismos peruanos y chilenos, escalados a 8 niveles de intensidad de acuerdo a la metodología del FEMA P58 utilizando información de peligro sísmico publicada por SENCICO.

2.2. BASES TEÓRICAS

2.2.1. Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño

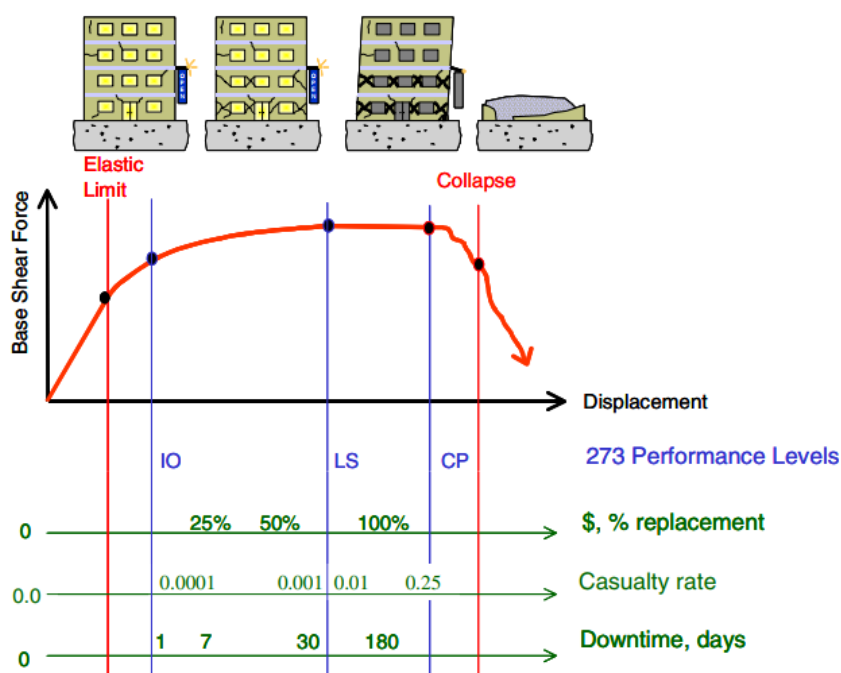
La ingeniería sísmica basada en desempeño (PBEE) implica el diseño, la evaluación, la construcción, el monitoreo de la función y el mantenimiento de instalaciones de ingeniería cuyo desempeño bajo cargas comunes y extremas responde a las diversas necesidades y objetivos de los propietarios-usuarios y la sociedad. Se basa en la premisa de que el desempeño se puede predecir y evaluar con una confianza cuantificable para hacer, junto con el cliente, compensaciones inteligentes e informadas basadas en consideraciones del ciclo de vida en lugar de solo los costos de construcción (Krawinkler & Miranda, 2004).

2.2.1.1. Primera Generación (PBEE-1)

Documentos tales como el SEAOC Vision 2000 (1995), ATC-40 (1996), FEMA 273 (1997), FEMA 274 (1997) y FEMA 356 (2000) se clasifican como parte de la primera generación de PBEE que presenta procedimientos de evaluación y diseño para edificios. Estos procedimientos conceptualizaron el problema como se muestra en la Figura 2.1. Se visualiza el edificio como si estuviera cargado por fuerzas laterales inducidas por el terremoto, que dan como resultado una respuesta no lineal y el daño resultante. Luego se establecen relaciones entre los índices de respuesta estructural (desplazamientos entre pisos, deformaciones inelásticas de los miembros y fuerzas de los miembros) y descripciones orientadas al desempeño tales como Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso (Moehle & Deierlein, 2004). Teniendo en cuenta todos estos desarrollos, también se pueden identificar varias deficiencias de la primera generación del PBEE:

Figura 2.1

Una visualización de la ingeniería sísmica basada en desempeño.



Nota. Adaptado de Moehle & Deierlein, 2004.

- Las demandas de ingeniería se basan en técnicas de análisis simplificadas, incluidos métodos de análisis estáticos y lineales; donde se utilizan métodos dinámicos o no lineales, faltan en gran medida las calibraciones entre las demandas calculadas y el desempeño de los componentes.
- El desempeño estructural se define sobre la base de los estados de desempeño de los componentes, donde se supone que el desempeño general del sistema es igual al peor rendimiento calculado para cualquier componente del edificio.
- Los niveles de rendimiento estándar no abordan directamente algunas de las principales preocupaciones de las partes interesadas, es decir, los costos probables de reparación y la pérdida de tiempo de ocupación en el edificio, debido a daños inducidos por terremotos.

2.2.1.2. Segunda Generación (PEER PBEE)

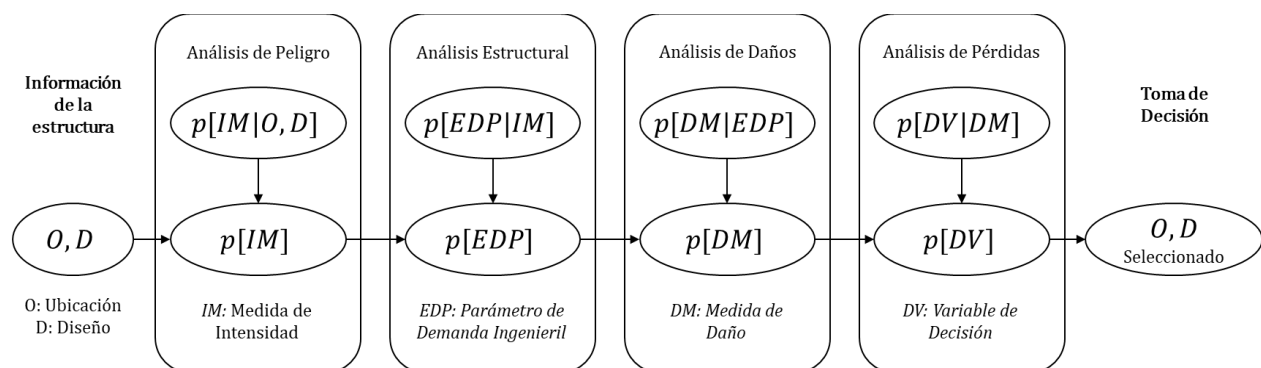
El Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) desarrolló una metodología más robusta para la ingeniería sísmica basada en el desempeño, llamada next generation PBEE (PBEE-2 o PEER PBEE). Una característica central del enfoque del PEER es que sus principales resultados son medidas de desempeño a nivel del sistema: estimaciones probabilísticas de costos de reparación, accidentes y duración de la pérdida de uso ("dólares, muertes y tiempo de inactividad") (Porter, 2003).

Dada la incertidumbre inherente y la variabilidad en la respuesta sísmica, se deduce que una metodología basada en el desempeño debe formalizarse dentro de una base probabilística (Moehle & Deierlein, 2004). La Ecuación 2.1 y la Figura 2.2 muestran el marco establecido por el PEER.

$$\lambda(DV > dv) = \int_{im} \int_{dm} \int_{edp} G(dv|dm) dG(dm|edp) dG(edp|im) |d\lambda(im)| \quad (2.1)$$

Figura 2.2

Marco probabilístico de la ingeniería sísmica basada en desempeño.



Nota. Adaptado de Moehle & Deierlein, 2004.

Como se muestra en la ecuación 2.1, el marco PEER PBEE descompone la evaluación de desempeño en cuatro pasos de análisis: (1) análisis de peligro sísmico, (2) análisis de respuesta, (3)

análisis de daños y (4) análisis de pérdidas. Luego, el resultado del análisis se combina usando el teorema de probabilidad total. La descomposición del marco en las fases de análisis individuales permite a los expertos de diferentes disciplinas trabajar de forma independiente hacia la evaluación PBEE (Yang, 2013). Los siguientes párrafos resumen la evaluación PBEE en cada una de las fases de análisis.

- **Análisis de peligro sísmico:** el análisis de peligro sísmico probabilístico se utiliza generalmente para describir el peligro sísmico en un sitio. El resultado del análisis probabilístico de amenaza sísmica es una curva de amenaza sísmica, $\lambda(IM)$, que cuantifica la tasa anual de exceder un valor dado de la medida de intensidad sísmica (IM).
- **Análisis de respuesta:** la respuesta de los componentes estructurales y no estructurales bajo excitaciones sísmicas, a veces denominados parámetros de demanda de ingeniería (EDP), se obtiene mediante el uso de modelos analíticos, físicos o híbridos. Los resultados del análisis de respuesta son funciones estadísticas que relacionan los parámetros de demanda de ingeniería (como la deriva o el esfuerzo) con el peligro experimentado por la estructura.
- **Análisis de daños:** con base en datos de prueba, informes de reconocimiento posteriores al terremoto o simulación analítica, los estados de daño de los componentes estructurales y no estructurales se pueden caracterizar en términos de curvas de fragilidad. Las curvas de fragilidad son funciones de distribución acumulativa (CDFs) que representan la probabilidad de que se haya alcanzado o superado un estado de daño dada una medida cuantitativa de la EDP. El resultado del análisis es una descripción cuantitativa del estado del daño cuando el EDP ha alcanzado ciertos valores umbral.
- **Análisis de pérdidas:** el análisis de pérdidas traduce los resultados del análisis de daños en variables de decisión que los propietarios de edificios y las partes interesadas pueden utilizar

para tomar una decisión de gestión de riesgos. Los resultados del análisis de pérdidas pueden ser, por ejemplo, la probabilidad de exceder un cierto umbral para el costo de reparación durante un período de tiempo, la pérdida monetaria esperada para las reparaciones de la estructura y la pérdida monetaria total para la estructura con una determinada probabilidad de excedencia.

VARIABLES ALEATORIAS SE UTILIZAN PARA CUANTIFICAR EL RENDIMIENTO Y PARA PRESERVAR LAS INCERTIDUMBRES ESTADÍSTICAS INHERENTES AL PROBLEMA. El análisis de riesgo sísmico utiliza un análisis probabilístico del entorno sísmico, leyes de atenuación de movimientos sísmicos, y las condiciones del sitio para derivar un modelo para la intensidad sísmica en un sitio. El resultado del análisis de riesgo sísmico es una función estadística que representa la tasa anual de excedencia de ciertas medidas de intensidad $\lambda(IM > im)$. El análisis de la respuesta utiliza la EDP como la variable aleatoria y produce la función de probabilidad condicional, $G(edp|im)$, para representar la relación estadística entre EDP e IM. El análisis de daños utiliza la medida el daño (DM) como la variable aleatoria y los resultados del análisis es una función de probabilidad condicional, $G(dm|edp)$, que se relaciona DM y EDP. Por último, el análisis de pérdidas utiliza la variable de decisión (DV) como la variable aleatoria y produce la función de probabilidad condicional, $G(dv|dm)$, que se relaciona DV y DM (Yang, 2013).

2.2.1.3. Niveles de Desempeño Sísmico

Se define como un estado o condición límite de daño, usado en la definición de los objetivos de desempeño. Está en función de tres aspectos fundamentales: (1) El daño físico de los componentes estructurales y no estructurales dentro del edificio. (2) La amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes del edificio debido al daño y (3) La funcionalidad del edificio posterior al sismo (SEAOC, 1995).

Los códigos para la evaluación del desempeño sísmico establecen diferentes niveles de desempeño sísmico tanto para elementos estructurales y no estructurales; sin embargo, todos están basados en los mismos criterios. Se presentan las principales propuestas consideradas como niveles de desempeño.

2.2.1.3.1. Propuesta del Comité Visión 2000

El Comité Visión 2000 (SEAOC, 1995) define cuatro niveles de desempeño:

- a. Totalmente Operacional:** Es el nivel en el cual no ocurren esencialmente daños. La edificación permanece completamente segura para sus ocupantes. Todo el contenido y los servicios de la edificación permanecen funcionales y disponibles para su uso. En general no se requieren reparaciones.
- b. Operacional:** En este nivel se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y en el contenido de la edificación, e incluso algunos daños leves en los elementos estructurales. El daño es limitado y no compromete la seguridad de la estructura para continuar siendo ocupada inmediatamente después del sismo, no obstante, los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales pueden interrumpir parcialmente algunas funciones normales. En general se requieren algunas reparaciones menores.
- c. Seguridad de Vida:** Este nivel está asociado a la ocurrencia de daños moderados en elementos estructurales y no estructurales, así como en algunos contenidos de la edificación. Existe una reducción de la rigidez lateral de la estructura y la capacidad de resistir cargas laterales adicionales, posiblemente en un gran porcentaje, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso. Los daños producidos pueden impedir que la estructura sea ocupada inmediatamente después del sismo, con lo cual, es probable que sea necesario proceder a su rehabilitación, siempre y cuando sea viable y se justifique desde un punto de vista económico.

d. Prevención de colapso: En este nivel la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema compromete la estabilidad de la estructura aproximándose al colapso. Los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales, aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser técnicamente viable desde un punto de vista económico.

La Tabla 2.1 resume las principales características asociadas a estos niveles de desempeño y su relación con los estados de daño estructural y no estructural.

Tabla 2.1

Niveles de desempeño y descripción de los estados de daño.

Nivel de Desempeño	Estado de daño	Descripción
Totalmente Operacional	Despreciable	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones funcionan normalmente.
Operacional	Leve	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. El edificio puede ser utilizado normalmente luego de pequeños arreglos.
Seguridad de vida	Moderado	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente para realizar reparaciones y reforzamiento.
Prevención de colapso	Severo	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Colapso	Completo	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Nota. Reproducido de SEAOC, 1995.

2.2.1.3.2. *Propuesta del FEMA 356*

El FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency, 2000) define niveles de desempeño de forma independiente para los elementos estructurales y no estructurales. Los niveles de desempeño de un edificio son una combinación del nivel de desempeño estructural y el nivel de desempeño no estructural.

Niveles de desempeño para Elementos Estructurales.

Son asignados por un número n, llamado número de desempeño estructural y se identifican con la abreviatura SP-n (*Structural Performance*)

- a. Ocupación Inmediata, SP-1:** Es el estado de daño en el que sólo se ha producido un daño estructural muy limitado. Los sistemas básicos de resistencia de carga vertical y lateral del edificio mantienen casi todas sus características y capacidades previas al sismo. El riesgo de una lesión que pone en peligro la vida por una falla estructural es insignificante, y el edificio debe ser seguro para la salida, el ingreso y la ocupación.
- b. Control de daño, SP-2:** Este término en realidad no es un nivel específico, pero si un rango de daño post-sismo que podría variar desde SP-1 hasta SP-3. Proporciona un marcador de posición para las muchas situaciones en las que puede ser deseable limitar el daño estructural más allá del nivel de Seguridad de Vida, pero donde la ocupación no es el problema.
- c. Seguridad de Vida, SP-3:** Es el estado de daño en el cual un daño significativo a la estructura puede haber ocurrido pero aún mantiene algún margen contra el colapso estructural total o parcial. Los principales componentes estructurales no se han desprendido ni caído, lo que amenaza la seguridad de la vida dentro o fuera del edificio. Si bien pueden ocurrir lesiones durante el sismo, el riesgo de lesiones mortales por daños estructurales es muy bajo. Se debe esperar que sean necesarias reparaciones estructurales extensas antes de la reocupación del edificio, aunque el daño no siempre puede ser económicamente reparable. Se pretende que este

nivel de desempeño estructural sea menor que el nivel de desempeño esperado de los edificios nuevos que cumplentotalmente con los códigos.

- d. Seguridad Limitada, SP-4:** Este término en realidad no es un nivel específico, pero si un rango de daño post-sismo que podría variar desde SP-3 hasta SP-5. Proporciona un marcador de posición para la situación en la que un reforzamiento puede no cumplir con todos los requisitos estructurales del nivel de Seguridad de Vida. Incluye casos cuando el nivel de seguridad de vida completo no es rentable, o cuando solo se mitigan algunas deficiencias estructurales críticas.
- e. Estabilidad Estructural, SP-5:** Es el estado de daño estructural en el que el sistema estructural del edificio está a punto de sufrir un colapso parcial o total. Se ha producido un daño sustancial a la estructura, que podría incluir una degradación significativa de la rigidez y la resistencia del sistema resistente de cargas laterales. Sin embargo, todos los componentes importantes del sistema resistente de cargas de gravedad continúan con sus demandas de gravedad. Existe un alto riesgo de que se produzca el colapso por posibles réplicas. Es muy probable que los daños en estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables. Este nivel se proporciona principalmente para verificar específicamente si una estructura es estable ante sismos máximos.
- f. No Considerado, SP-6:** Este no es un nivel de desempeño, pero proporciona un marcador de posición para situaciones en las que sólo se realiza una evaluación sísmica no estructural o un reforzamiento.

Niveles de desempeño para Elementos No Estructurales

Son asignados por una letra n, llamada letra de desempeño no estructural y se identifican con la abreviatura NP-n (*Nonstructural Performance*)

- a. **Operacional, NP-A:** Es el estado de daño en el cual los sistemas y elementos no estructurales permanecen funcionales y en su sitio después del sismo.
- b. **Ocupación Inmediata, NP-B:** Es el estado de daño en el cual los sistemas y elementos no estructurales permanecen en su sitio. Pueden presentarse algunas limitaciones en el funcionamiento de algunos equipos y maquinarias. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, sin embargo el estado de seguridad sísmica no es afectado.
- c. **Seguridad de Vida, NP-C:** Este estado de daño incluye un daño considerable en los sistemas y elementos no estructurales pero sin llegar al colapso o poner en peligro a las personas dentro o fuera del edificio. Los sistemas, equipos y maquinaria no estructurales pueden verse afectados y podrían requerir el reemplazo o la reparación.
- d. **Peligro Reducido, NP-D:** Este estado de daño puede incluir un daño severo en los sistemas y elementos no estructurales pero sin llegar al colapso o caída de elementos grandes y pesados que puedan causar daños significativos a grupos de personas tales como parapetos, muros exteriores de mampostería, entre otros.
- e. **No Considerado, NP-E:** Este no es un nivel de desempeño, proporciona una designación para el caso común en el que los elementos no estructurales no se inspeccionan ni evalúan a menos que tengan un efecto directo en la respuesta estructural, como muros de relleno de mampostería u otras particiones pesadas.

Niveles de desempeño para las Estructuras

En la Tabla 2.2 se muestran las combinaciones de niveles de desempeño para las estructuras propuestas por el FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency, 2000). La combinación de un nivel de desempeño estructural y no estructural da lugar a un nivel de desempeño para la estructura que describe completamente el estado de daño límite deseado para una estructura y representa el comportamiento global del edificio.

- a. Operacional, 1-A:** Este es el nivel de desempeño relacionado con la *funcionalidad*. El daño a la estructura del edificio es limitado, por lo que la ocupación continúa siendo segura, y las reparaciones necesarias son menores y pueden llevarse a cabo sin interrupciones significativas para los ocupantes. De manera similar, el daño a los sistemas no estructurales y los contenidos relacionados con la funcionalidad son menores y no pondrán en peligro las funciones del edificio.
- b. Ocupación inmediata, 1-B:** Este nivel corresponde a los criterios más utilizados para edificaciones esenciales. Se espera que los espacios y sistemas del edificio sean razonablemente utilizables, a pesar que el contenido puede estar dañado. *Se mantiene la seguridad de los ocupantes.*
- c. Seguridad de Vida, 3-C:** Este nivel está destinado a lograr un estado de daño que presenta una probabilidad extremadamente baja de amenazas a la seguridad de vida, ya sea por daños estructurales (limitados) o por fallas de elementos no estructurales. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos de diseño convencionales.
- d. Estabilidad Estructural, 5-E:** El margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra casi al límite y la probabilidad del colapso ante posibles replicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. No se requiere evaluar los daños no estructurales debido al elevado nivel de daños estructurales. *No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que es necesario desalojar, o incluso demoler la estructura.*

Tabla 2.2

Niveles de desempeño para las estructuras

Niveles de Desempeño No Estructural	Niveles de Desempeño Estructural					
	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Control de daño	SP-3 Seguridad de Vida	SP-4 Seguridad Limitada	SP-5 Estabilidad Estructural	SP-6 No Considerado
NP-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Ocupación Inmediata	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
NP-D Peligro Reducido	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

	Niveles de desempeño comúnmente utilizados
	Otras posibles combinaciones de SP-NP
	Combinaciones No Recomendadas de SP-NP

Nota. Reproducido de FEMA 356, 2000.

2.2.1.3.3. Niveles de desempeño según el ASCE/SEI 41-17

Según el ASCE/SEI 41-17 (ASCE, 2017b) el nivel de desempeño de un edificio consiste en la combinación de un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural. El nivel de desempeño del edificio objetivo se designa alfanuméricamente. Los estados de daño descritos pueden ocurrir en algunos elementos en el nivel de desempeño estructural, pero es poco probable que todos los estados de daño descritos ocurran en todos los elementos de un edificio en ese nivel de desempeño estructural.

Niveles y Rangos de Desempeño Estructural

Será seleccionado de 6 niveles de desempeño estructural discretos y 2 rangos de desempeño estructural intermedios. Los niveles discretos de desempeño estructural son Ocupación Inmediata

(S-1), Control de daño (S-2), Seguridad de vida (S-3), Seguridad limitada (S-4), Prevención de colapso (S-5) y No Considerado (S-6). Los rangos de desempeño estructural intermedios son el Rango de Seguridad Mejorado y el Rango de Seguridad Reducido.

- **Ocupación Inmediata (S-1):** Se define como el estado de daño posterior al sismo en el cual solo se ha producido un daño estructural muy limitado, la estructura permanece segura para ocupar y esencialmente conserva su resistencia y rigidez inicial luego del sismo.
- **Rango de Seguridad Mejorado:** Se define como el rango continuo de estado de daño entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de ocupación inmediata S-1. Podrá ser deseable para minimizar el tiempo de reparación, la interrupción de operaciones o como medio de protección de contenido valioso cuando el costo de diseño para ocupación inmediata es excesivo.
- **Control de daño (S-2):** Se establece como punto medio entre la Seguridad de Vida y la Ocupación Inmediata. Su objetivo es proporcionar una mayor confiabilidad ante el colapso y sufrir menos daños que una estructura típica. Podría controlar los daños de tal manera que permita volver a funcionar más rápidamente que el nivel de Seguridad de Vida.
- **Seguridad de vida (S-3):** Se define como el estado de daño posterior al sismo en el que una estructura tiene sus componentes dañados pero conserva un margen de seguridad contra el inicio del colapso parcial o total. Algunos elementos pueden estar gravemente dañados pero no ha provocado riesgo de caída de escombros, ni dentro ni fuera del edificio.
- **Rango de Seguridad Reducida:** Se define como el rango continuo de estado de daño entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de prevención de colapso S-5.
- **Seguridad Limitada (S-4):** Se define como un estado de daño post sismo entre el nivel de seguridad de vida S-3 y el nivel de prevención de colapso S-5.

- **Prevención de Colapso (S-5):** Se define como el estado de daño posterior al sismo en el que una estructura tiene sus componentes dañados y continúa soportando cargas de gravedad, pero ya no cuenta con ningún margen de seguridad contra el colapso. Podría existir un riesgo significativo de lesiones causada por caída de escombros estructurales y es posible que la estructura no sea técnicamente práctica de reparar y no es seguro volver a ocuparla.
- **No Considerado (S-6):** Cuando una evaluación o rehabilitación no considere la estructura.

Niveles y Rangos de Desempeño No Estructural

Será seleccionado de 5 niveles de desempeño no estructural discretos, estos son: Operacional (N-A), Retención de posición (N-B), Seguridad de vida (N-C), Peligros reducidos (N-D) y No considerado (N-E). La norma proporciona solo disposiciones genéricas que se espera se apliquen a la mayoría de edificios, ya que ciertos niveles de desempeño no estructural pueden ser más o menos apropiados para ciertas clases de edificios y el estándar no distingue entre usos reales dentro de una clase.

- **Operacional (N-A):** Es el estado de daño posterior al sismo en el que los componentes no estructurales para el normal del edificio son funcionales, aunque es posible que se requiera una limpieza y reparación menor de algunos elementos. Lograr este nivel de desempeño no estructural requiere consideraciones de muchos elementos más allá de aquellos que normalmente están dentro del ámbito exclusivo del ingeniero estructural.
- **Retención de posición (N-B):** Es el estado de daño posterior al sismo en el que los componentes no estructurales pueden dañarse de modo que no pueden funcionar de inmediato, pero se mantienen en su lugar para evitar el daño causado por la caída, volteo o ruptura de las conexiones de servicios públicos. Implica reforzar y anclar ciertos componentes, que no se espera representen riesgo significativo para la seguridad de vida.

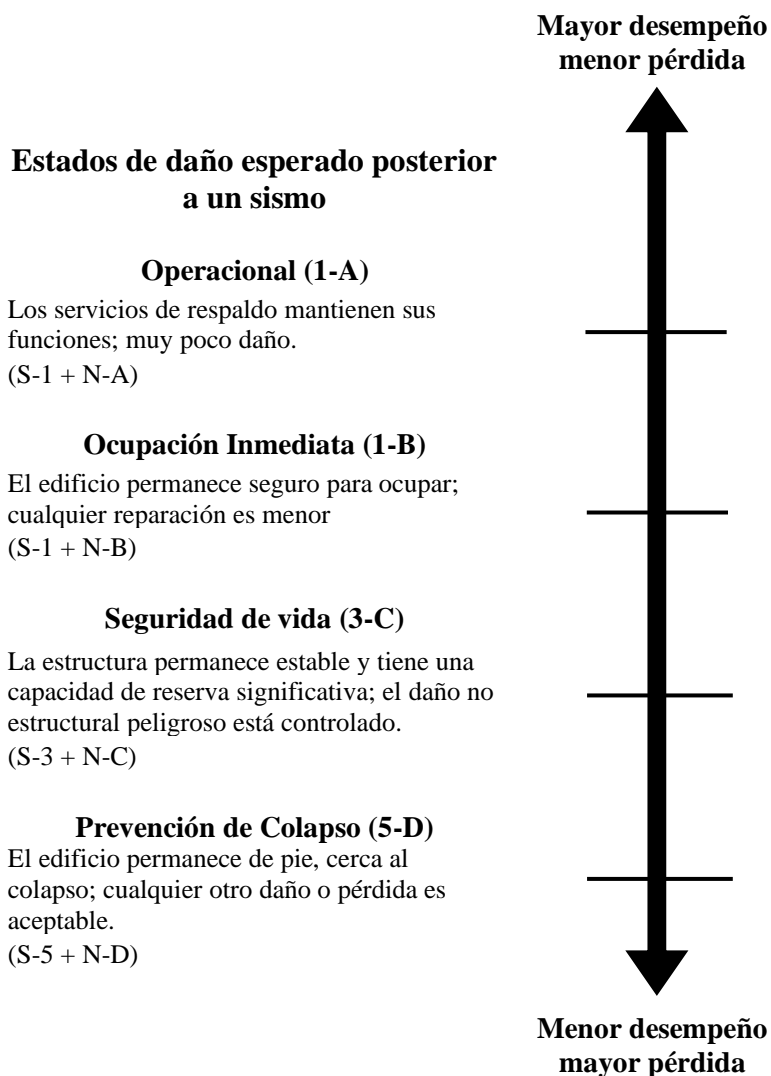
- **Seguridad de vida (N-C):** Es el estado de daño posterior al sismo en el que los componentes no estructurales pueden haber sufrido daños significativos y costosos, pero el daño consecuente no representa una amenaza para la seguridad de la vida. Las rutas de salida dentro del edificio no están completamente bloqueadas, pero pueden verse afectadas por escombros arquitectónicos, mecánicos o de mobiliario liviano, pero los sistemas de seguridad humana permanecen funcionales.
- **Peligros reducidos (N-D):** Es el estado de daño posterior al sismo en el que se han producido daños extensos a componentes no estructurales, pero a elementos grandes y pesados que representan un alto riesgo de caída para un gran número de personas (como parapetos, paneles de revestimiento, paredes o techos, estantes de almacenamiento), se evita que se caigan. Se han reducido los peligros asociados con componentes exteriores.
- **No considerado (N-E):** Cuando una evaluación o rehabilitación no considera todos los componentes no estructurales en uno de los niveles anteriores.

Designación de los Niveles de Desempeño del edificio objetivo

El nivel de desempeño de un edificio objetivo es designado alfanuméricamente. El número representa el nivel de desempeño estructural y la letra el nivel de desempeño no estructural. En la Figura 2.3 se muestran los niveles de desempeño de un edificio más comunes.

Figura 2.3

Niveles y Rangos de Desempeño de un edificio objetivo.



Nota. Reproducido de ASCE 41-17, 2017.

La Tabla 2.3 indica algunas combinaciones posibles de niveles de desempeño del edificio objetivo y proporciona nombres para aquellos con mayor probabilidad de ser seleccionados como base para el diseño.

Tabla 2.3

Niveles de desempeño del edificio objetivo.

Niveles de Desempeño No Estructural	Niveles de Desempeño Estructural					
	S-1 Ocupación Inmediata	S-2 Control de daño	S-3 Seguridad De Vida	S-4 Seguridad Limitada	S-5 Prevención de Colapso	S-6 No Considerado
N-A Operacional	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
N-B Retención de Posición	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	4-B	NR	NR
N-C Seguridad de Vida	1-C	2-C	3-C Seguridad de Vida	4-C	5-C	6-C
N-D Peligros Reducidos	NR	NR	3-D	4-D	5-D Prevención de Colapso	6-D
N-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E	Sin Evaluación o Reforzamiento

Nota. NR = No Recomendado. Reproducido de ASCE 41-17, 2017.

2.2.1.4. Objetivos de Desempeño

El primer paso en la ingeniería basada en el desempeño es la selección de los objetivos de desempeño para el diseño. Un objetivo de desempeño especifica el desempeño sísmico deseado del edificio. El desempeño sísmico se describe designando el estado de daño máximo permitido (nivel de desempeño) para un peligro sísmico identificado. Una vez que el propietario del edificio selecciona un objetivo de desempeño, el ingeniero puede identificar la demanda sísmica que se utilizará en el análisis y los criterios de aceptabilidad que se utilizarán para la evaluación y el diseño de los sistemas estructurales y no estructurales del edificio (ATC-40, 1996).

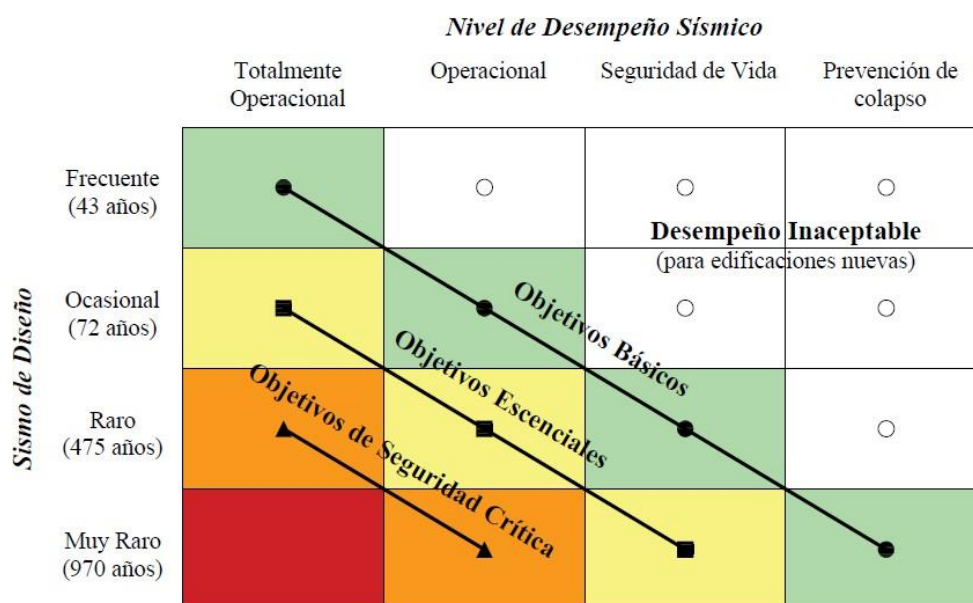
2.2.1.4.1. Propuesta del Comité VISION 2000

El comité VISION 2000 (SEAOC, 1995), considera las estructuras en tres grandes grupos, de acuerdo a su grado de importancia durante y después de un sismo: (1) estructuras críticas que

contienen cantidades de materiales peligrosos que podrían resultar en una amenaza inaceptable para un amplio sector de la comunidad, (2) estructuras esenciales que son las encargadas de todas las operaciones post terremoto, tales como hospitales, estaciones de bomberos, policía, centros de control de emergencia, etc., y (3) estructuras básicas que no están incluidas en los dos primeros grupos. La Figura 2.4 muestra la matriz propuesta por el comité VISION 2000 para definir los objetivos de desempeño. Las filas corresponden a los movimientos sísmicos de diseño y las columnas a los niveles de desempeño. Para el caso de estructuras existentes, es evidente que estos niveles recomendados de desempeño pueden requerir gastos económicos que resulten excesivamente altos (Bonett Díaz, 2003).

Figura 2.4

Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificios.



Nota. Reproducido de SEAOC, 1995.

2.2.1.4.2. Propuesta del FEMA 356

La amplia variedad de niveles de desempeño para edificios (Tabla 2.3) se puede combinar con varios niveles de sismo para formar muchos objetivos de desempeño posibles. Un objetivo de

desempeño de nivel doble o múltiple puede ser definido seleccionando dos o más desempeños esperados diferentes, uno para cada nivel de sismo.

En la Tabla 2.4 se muestra el objetivo de desempeño de Seguridad Básica para edificaciones convencionales, este es un objetivo de desempeño de nivel doble donde el edificio alcanza el nivel de desempeño Seguridad de Vida 3-C para el Sismo de Diseño (DE), y el nivel de desempeño de Estabilidad Estructural para el Sismo Máximo (ME).

Tabla 2.4

Objetivos de desempeño de seguridad básica para estructuras convencionales.

Nivel de amenaza sísmica	Nivel de desempeño de la estructura			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad de vida	Estabilidad Estructural
Servicio (SE)	-	-	-	-
Diseño (DE)	-	-	✓	-
Máximo (ME)	-	-	-	✓

Nota. Reproducido de ATC-40, 1996.

2.2.1.4.3. Objetivos de desempeño según el ASCE/SEI 41-17

Los objetivos de desempeño se seleccionarán considerando objetivos básicos, mejorados o limitados, o un objetivo propuesto a ser equivalente a las disposiciones para edificios nuevos (ASCE, 2017b).

Esta norma utiliza varios niveles probabilísticos de peligro sísmico para describir los movimiento sísmicos del suelo para los cuales se realizan evaluaciones de desempeño. En la Tabla 2.5 se muestra las probabilidades de excedencia de movimiento sísmico y el periodo de retorno correspondiente utilizado en la norma.

La Tabla 2.6 indica el rango de los objetivos de desempeño que podrían considerarse al usar esta norma para un edificio típico, para una categoría de riesgo dada.

Tabla 2.5

Probabilidad de excedencia y periodo de retorno.

Probabilidad de Excedencia	Periodo de Retorno (años)
50% / 30 años	43
50% / 50 años	72
20% / 50 años	225
10% / 50 años	475
5% / 50 años	975
2% / 50 años	2475

Nota. Reproducido de ASCE 41-17, 2017.

Tabla 2.6

Objetivos de desempeño.

Nivel de amenaza sísmica	Niveles de desempeño del edificio objetivo			
	Operacional (1-A)	Ocupación Inmediata (1-B)	Seguridad de Vida (3-C)	Prevención de Colapso (5-D)
50%/50 años	a	b	c	d
BSE-1E (20%/50 años)	e	f	g	h
BSE-2E (5%/50 años)	i	j	k	l
BSE-2N (ASCE 7 MCE _R)	m	n	o	p

Notas: Cada celda en la matriz representa un Objetivo de Desempeño discreto
 Los Objetivos de Desempeño en la matriz pueden ser usados para representar 3 tipos de objetivos de desempeño, que pueden ser seleccionados para un edificio que es asignado a la Categoría de Riesgo I o II, de la siguiente forma:

Objetivos de Desempeño Básico para edificios existentes (BPOE)	g & l
Objetivos Mejorados	g & i, j, m, n, o, ó p l & e ó f g & l & a, ó b k, m, n, ó solamente o
Objetivos Limitados	solamente g solamente l c, d, e, ó f

Nota. Reproducido de ASCE 41-17, 2017.

Los objetivos de desempeño varían en función de la categoría de riesgo asignada. Las categorías de riesgo se usan para facilitar la coordinación con las regulaciones y los códigos de construcción.

Objetivo Básico de Desempeño de Edificios Existentes (BPOE).

El BPOE acepta un nivel de seguridad más bajo y un mayor riesgo de colapso que el previsto por normas similares para edificios nuevos. Se espera que los edificios que cumplan con el BPOE experimenten pocos daños por terremotos moderados y relativamente frecuentes, pero significativamente más daños y pérdidas económicas potenciales por los terremotos más severos e infrecuentes que podrían afectarlos (ASCE, 2017b).

Para edificios nuevos, se han utilizado comúnmente probabilidades de excedencia del 2% en 50 años y del 10% en 50 años. Para el BPOE, los niveles de peligro sísmico se basan en probabilidades de superación del 5% en 50 años y del 20% en 50 años (ASCE, 2017b).

Tabla 2.7

Objetivo Básico de Desempeño de Edificios Existentes.

Categoría de Riesgo	Nivel de Amenaza Sísmica	
	BSE-1E	BSE-2E
I & II	SP Seguridad de Vida NSP Seguridad de Viga (3-C)	SP Prevención de Colapso NSP Peligros reducidos (5-D)
III	SP Control de daño NSP Retención de Posición (2-B)	SP Seguridad Limitada NSP Peligros reducidos (4-D)
IV	SP Ocupación inmediata NSP Retención de Posición (1-B)	SP Seguridad de Vida NSP Peligros reducidos (3-D)

Nota. Reproducido de ASCE 41-17, 2017.

Objetivo Básico de Desempeño Equivalente a Construcción Nuevas (BPON).

El BPON está destinado a proporcionar un rendimiento equivalente al previsto para edificios nuevos diseñados según ASCE 7. El BPON se clasifica como un caso especial de un objetivo de desempeño mejorado porque busca los mismos niveles de desempeño estructural y no

estructural más altos que el BPOE con niveles más altos de peligro sísmico. Aunque BPON intenta proporcionar un desempeño equivalente a un diseño de edificios nuevo, los sistemas laterales originales y resistentes a la carga por gravedad de un edificio existente, incluso después de su modernización, generalmente no son tan robustos como los de un edificio nuevo (ASCE, 2017b).

Tabla 2.8

Objetivo Básico de Desempeño Equivalente a Estándares para Construcciones Nuevas.

Categoría de Riesgo	Nivel de Amenaza Sísmica	
	BSE-1N	BSE-2N
I & II	SP Seguridad de Vida NSP Retención de Posición (3-B)	SP Prevención de Colapso NSP Peligros reducidos (5-D)
III	SP Control de daño NSP Retención de Posición (2-B)	SP Seguridad Limitada NSP Peligros reducidos (4-D)
IV	SP Ocupación inmediata NSP Operacional (1-A)	SP Seguridad de Vida NSP Peligros reducidos (3-D)

Nota. Reproducido de ASCE 41-17, 2017.

2.2.1.5. Filosofía de diseño estructural según la NTE E.030

La norma sísmica E.030 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018) establece 3 parámetros que tienen una interacción entre sí:

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

Adicional a esto, las edificaciones deben comportarse ante los sismos considerando que:

- i. La estructura no debería colapsar ni causar daños graves a las personas, aunque podría presentar daños importantes, debido a movimientos sísmicos calificados como severos para el lugar del proyecto.

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

Los principios anteriores hacen referencia a los objetivos de desempeño; (i) hace referencia a objetivos básicos (prevención de colapso y seguridad de vida), (ii) al objetivo básico de funcionalidad y (iii) a los objetivos esenciales.

Para cumplir estos principios las estructuras deben ser concebidas con estas características: simetría (en masas y rigideces en planta y elevación), peso mínimo, resistencia lateral y vertical, continuidad estructural, ductilidad, deformación lateral limitada, redundancia estructural, uso de materiales de alta calidad y adecuado proceso constructivo.

2.2.2. Demanda Sísmica

2.2.2.1. Selección y procesamiento de Acelerogramas

2.2.2.1.1. Procedimiento de selección

La selección adecuada de registros que consideren las condiciones de peligro para un sitio determinado ayuda a reducir la dispersión de los resultados y aumenta la precisión al lograr mejores estimaciones de la "media verdadera" (Kalkan & Chopra, 2010), por lo cual, es necesario definir las condiciones de peligro sísmico asociadas con un sitio. Los parámetros que deben considerarse al identificar las condiciones del escenario son aquellos que tienen la mayor influencia en la forma espectral del movimiento en el terreno, Graizer & Kalkan (2009) proponen los siguientes:

- Rango de magnitud de los eventos previstos significativos
- Rango de distancia del sitio desde la(s) falla(s) causal(es)

- Condición del sitio (geología del sitio generalmente descrita por la velocidad promedio de ondas de corte dentro de 30 m superficiales de suelo)
- Efecto de cuenca (si existe cuenca)
- Efecto de directividad

2.2.2.1.2. Registros sísmicos para su aplicación en zonas de subducción

Estrella et al. (2019) propone un conjunto de 26 pares de acelerogramas destinados a ampliar el alcance del FEMA P-695 para zonas propensas a terremotos de subducción, ya que los actuales conjuntos de registros del FEMA P-695 son representativos solo de sismos superficiales continentales. El propósito del FEMA P-695 es proporcionar una base racional para determinar los factores de desempeño sísmico global (NIST, 2010a), pero la aplicación de este conjunto de registros puede extenderse a otros análisis que evalúen el desempeño sísmico de sistemas estructurales en áreas de subducción (Estrella et al., 2019).

A continuación se mencionan los criterios que establece Estrella et al. (2019) para la selección de los registros sísmicos, que están acorde a la metodología del FEMA P-695:

- Magnitud del terremoto: se estableció una magnitud mínima de $M \geq 6,5$, debido a que los terremotos de gran magnitud tienen fuertes movimientos de mayor duración que liberan más energía.
- Tipo de fallo: para este conjunto de acelerogramas se incluyen terremotos superficiales continentales y terremotos de subducción profunda, señalando que hay pocos registros disponibles de estos últimos para uso de ingeniería.
- Distancia a la falla: se ha considerado una distancia mínima de 10 km.
- Componentes. Se seleccionaron registros con dos componentes ortogonales horizontales.

- Medidas de intensidad. Se establecieron límites de aceleración máxima del suelo (PGA) $> 0,2$ g y velocidad máxima del suelo (PGV) > 15 cm/s para cada uno de los componentes ortogonales.
- Número de registros por terremoto. Para evitar sesgos hacia eventos más recientes que han sido mejores y más ampliamente registrados, se estableció un límite de dos registros por terremoto.
- Corrección del acelerógrafo. Solo se incluyeron en el conjunto los movimientos del suelo con corrección instrumental y de línea base.
- Condiciones del suelo. Se incluyeron los movimientos del suelo registrados en sitios de roca blanda (Clase de sitio C) o suelo rígido (Sitio de clase D).

En la Tabla 1 muestra un resumen del conjunto propuesto, así como información adicional de los movimientos del suelo.

Tabla 2.9

Información general del conjunto de registros sísmicos seleccionados.

#	Sismo			Estación Acelerográfica		Tipo de Falla	
	Nombre	Magnitud	Año	País	Nombre		Fuente
1	Arequipa	8.4	2001	Perú	Arica Costanera	Renadic	Subducción
2	Arequipa	8.4	2001	Perú	Poconchile	Renadic	Subducción
3	Cape Mendocino	7	1992	USA	Rio Dell Overpass	CDMG	Falla Inversa
4	Coquimbo	8.4	2015	Chile	C110	CSN	Subducción
5	Coquimbo	8.4	2015	Chile	C260	CSN	Subducción
6	Chi-Chi	7.6	1999	Taiwán	TCU045	CWB	Falla Inversa
7	Duzce	7.1	1999	Turkey	Bolu	ERD	Transformante
8	Iquique	8.2	2014	Chile	T03A	CSN	Subducción
9	Iquique	8.2	2014	Chile	T10A	CSN	Subducción
10	Kaikoura	7.8	2016	New Zealand	CULC20	EQC	Subducción
11	Kobe	6.9	1995	Japan	Nishi-Akashi	CUE	Transformante

12	Landers	7.3	1992	USA	Coolwater	SCE	Transformante
13	Las Colinas	7.7	2001	El Salvador	EX01001U	UCA	Subducción
14	Loma Prieta	6.9	1989	USA	Capitola	CDMG	Transformante
15	Maule	8.8	2010	Chile	Angol	Renadic	Subducción
16	Maule	8.8	2010	Chile	StgoCentro	Renadic	Subducción
17	Mejillones	6.7	2007	Chile	Mejillones Puerto	Renadic	Subducción
18	Northridge	6.7	1994	USA	Canyon Country	USC	Falla Inversa
19	Pedernales	7.8	2016	Ecuador	AMNT	RENAC	Subducción
20	Pedernales	7.8	2016	Ecuador	APO1	RENAC	Subducción
21	Superstition Hills	6.5	1987	USA	El Centro Imp. Co.	CDMG	Transformante
22	Tarapaca	7.9	2005	Chile	Cuya	Renadic	Subducción
23	Tocopilla	7.7	2007	Chile	Papudo	Renadic	Subducción
24	Tocopilla	7.7	2007	Chile	Tocopilla	Renadic	Subducción
25	Tohoku	9	2011	Japan	IBR011	NIED	Subducción
26	Tohoku	9	2011	Japan	IBR012	NIED	Subducción

Nota. Reproducido de Estrella et al., 2019.

2.2.2.1.3. Duración significativa

Cuando se estudia la respuesta de estructuras sometidas a terremotos es posible seleccionar una duración de registro tal que dentro de esta se produzcan las respuestas máximas, sin correr el riesgo de obtener resultados muy alejados de los verdaderos (Husid, 1969).

La “duración significativa” del movimiento sísmico fue definida por Trifunac & Brady (1975) como el intervalo de tiempo que se obtiene al calcular entre el 5% y el 95% de la integral del cuadrado promedio de la aceleración, conocida como intensidad de Arias, que es un parámetro relacionado con la energía contenida en el acelerograma.

El uso del registro dentro de su “duración significativa”, reducirá el costo computacional en cada corrida del análisis no lineal historia de respuesta.

2.2.2.2. Peligro Sísmico Nacional

El peligro sísmico es una medida de la probabilidad que el sismo más fuerte que pueda ocurrir en una zona, en un cierto número de años, exceda (o no exceda) un determinado nivel de intensidad sísmica (intensidad, aceleración, velocidad, etc.).

En la región Tacna, desde el año 1868, no ocurre un sismo de gran magnitud lo que el IGP califica como silencio sísmico y por lo que se espera que ocurra un sismo de gran magnitud en los próximos años. Debido a ello se han desarrollado estudios locales para la determinación del espectro de peligro sísmico por parte de la Universidad Privada de Tacna (Ortiz Salas, 2011), y también estudios desarrollados para todo el territorio nacional (Roncal Castro, 2017).

Dentro de la investigación de Roncal Castro (2017), se desarrolla un software de ingeniería el cual fue transformado a una interfaz web con el propósito de brindar libremente a modo de consulta los resultados de la evaluación de peligro sísmico probabilístico en el Perú sobre una grilla que se extiende en todo el territorio nacional cada 0.1° geográfico en longitud-latitud.

Este aplicativo consta de cuatro partes:

- Mapa de geolocalización – Google Maps ©2017, Google.
- Graficador de Curvas de Peligro Sísmico (Probabilidad de excedencia anual vs. Aceleración espectral).
- Graficador de Espectros de Peligro Uniforme para periodos de retorno entre 1 y 10,000 años.
- Graficador de Espectros de Diseño.

Para el presente proyecto de tesis, es de interés el conocimiento de las curvas de peligro sísmico para la ciudad de Tacna. De esta forma se podrá completar el desarrollo de la evaluación por desempeño sísmico.

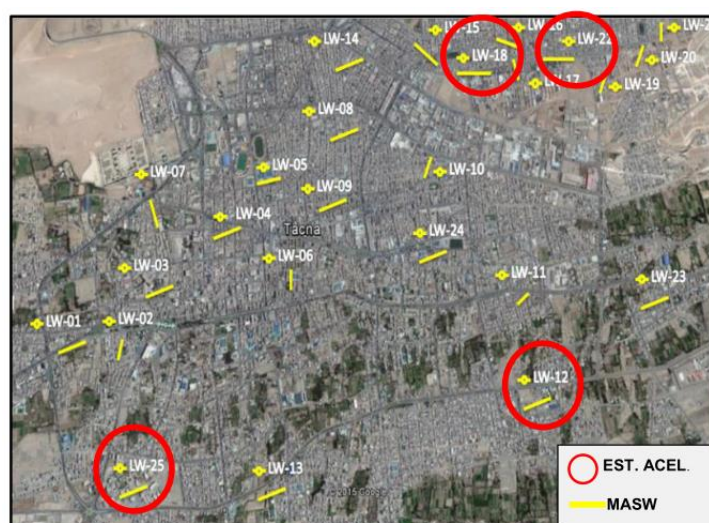
2.2.2.3. Propiedades dinámicas y estudios de sitio en la ciudad de Tacna

Una investigación de Alva Hurtado et al. (2015), determina las características dinámicas del suelo en la ciudad de Tacna, utilizando los registros de 04 estaciones, así como 25 sondeos geofísicos MASW, con los que se obtuvo velocidades de ondas Vs30 que varían de 326 m/s a 564 m/s, módulos de elasticidad que se encuentran dentro del rango de 135 kg/cm² a 3200 kg/cm², módulos de corte que varían de 535 kg/cm² a 3200 kg/cm² y períodos del suelo que varían de 0.10seg a 0.33seg, en los distritos de Ciudad Nueva, Alto de la Alianza, Pocollay y Tacna. De los resultados se concluye que las mayores amplificaciones sísmicas se presentarán en el Distrito de Ciudad Nueva y Alto de la Alianza. En la Figura 2.5 se muestran la ubicación de los sondeos realizados y la Tabla 2.10 muestra la caracterización de suelos en la ciudad de Tacna de acuerdo a las velocidades de ondas de corte Vs30 en las ubicaciones indicadas.

Como una extensión de la investigación mencionada, Alva Hurtado et al. (2020) utiliza registros sísmicos, mediciones de microtremores y análisis de respuesta del sitio (EL y NL),

Figura 2.5

Ubicación de sondeos geofísicos MASW y estaciones acelerográficas.



Nota. Reproducido de Alva Hurtado et al., 2015.

Tabla 2.10*Caracterización de suelos por velocidades Vs30.*

Ubicación	Sondaje	Vs 30	Clase de Sitio (IBC)	Clase de Sitio (E.030)
		(m/s)		
Tacna	MASW 01	470.00	C	S2
Tacna	MASW 02	524.00	C	S1
Tacna	MASW 03	448.00	C	S2
Tacna	MASW 04	520.00	C	S1
Tacna	MASW 05	540.00	C	S1
Tacna	MASW 06	531.00	C	S1
Tacna	MASW 07	484.00	C	S2
Tacna	MASW 08	492.00	C	S2
Tacna	MASW 09	524.00	C	S1
Tacna	MASW 10	458.00	C	S2
Pocollay	MASW 11	554.00	C	S1
Tacna	MASW 13	541.00	C	S1
Alto de la Alianza	MASW 14	427.00	C	S2
Alto de la Alianza	MASW 15	396.00	C	S2
Ciudad Nueva	MASW 16	363.00	C	S2
Ciudad Nueva	MASW 17	341.00	D	S2
Ciudad Nueva	MASW 19	346.00	D	S2
Ciudad Nueva	MASW 20	359.00	D	S2
Ciudad Nueva	MASW 21	433.00	C	S2
Pocollay	MASW 23	448.00	C	S2
Tacna	MASW 24	560.00	C	S1

Nota. Se incluye la clasificación de suelos de acuerdo a la norma E.030. Adaptado de Alva Hurtado et al., 2015.

clasificando la amplificación sísmica del suelo en Tacna como Clase C y Clase D (de acuerdo a norma IBC). Se obtuvo valores de amplificación de la aceleración del suelo de 1.3 y 1.6 con respecto a la roca madre para los sitios Clase C y Clase D, respectivamente; y valores de coeficientes de amplificación estructural que varían entre 3.2 y 3.5, mayores que el factor de amplificación estructural (valor de 2.5) del Código Sísmico Peruano E.030.

2.2.3. *Análisis Sísmico No Lineal de Estructuras*

Todavía hoy el diseño de edificios bajo cargas sísmicas se realiza principalmente asumiendo el análisis elástico lineal, a pesar de que se reconoce que carece significativamente de precisión y puede conducir a una subestimación no despreciable de la demanda de fuerzas y deformaciones, con respecto a su contraparte inelástica. Hasta hace relativamente poco tiempo (mediados de los años 90), la potencia de cálculo de los ordenadores no era lo suficientemente grande como para permitir la introducción general y el uso del análisis inelástico para el diseño y la evaluación de estructuras. Además, todas las metodologías de diseño que se emplean hoy en día se desarrollaron hace varios años, cuando el uso de procedimientos no lineales no estaba muy extendido, debido a la falta de recursos computacionales, pero también a la falta de los correspondientes conocimientos y experiencia necesarios dentro de la comunidad de ingenieros (Antoniou & Pinho, 2018).

2.2.3.1. **Análisis No lineal Dinámico**

El análisis dinámico no lineal, también llamado como análisis no lineal tiempo historia o análisis no lineal historia de respuesta, es una técnica más sofisticada que el análisis estático no lineal. El análisis dinámico no lineal se realiza utilizando un proceso de solución paso a paso de la ecuación básica de movimiento (NIST, 2017b):

$$M \left(\ddot{X}(t) + \ddot{u}(t) \right) + C\dot{X}(t) + KX(t) = 0 \quad (2.2)$$

donde M, C y K son respectivamente las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez de la estructura, $\ddot{u}(t)$ es la aceleración del suelo en función del tiempo (t) y $\ddot{X}(t)$, $\dot{X}(t)$ y $X(t)$ son los vectores de aceleración, velocidad y desplazamiento de la estructura en el tiempo t , en relación con el suelo, y son incógnitas.

2.2.3.2. Fuentes de No Linealidad

La principal fuente de no linealidad en las estructuras de edificios de baja y media altura es la inelasticidad del material y la fluencia plástica en los lugares de daños. En los edificios de mayor tamaño, aunque la inelasticidad de los materiales sigue desempeñando un papel importante, las grandes deformaciones (conocidas como efectos P-delta) y las no linealidades geométricas adquieren la misma importancia y deben tenerse en cuenta (Antoniou & Pinho, 2018).

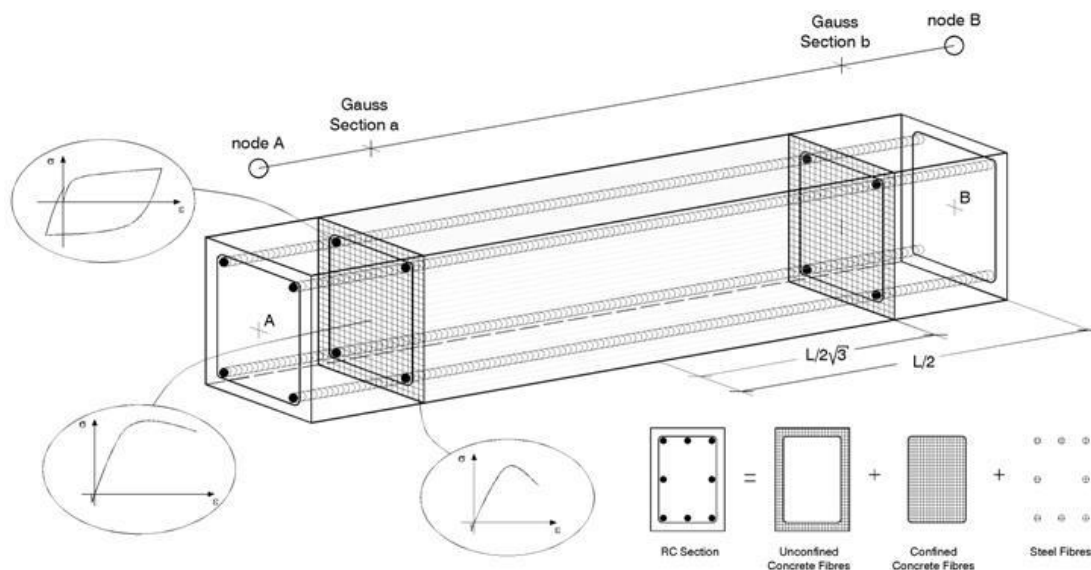
2.2.3.3. Inelasticidad del Material

Las inelasticidades del material se producen cuando las propiedades constitutivas de esfuerzo-deformación o fuerza-desplazamiento no son lineales, o cuando las propiedades del material cambian con las cargas aplicadas. A diferencia de los procedimientos de análisis lineal, donde los esfuerzos del material son siempre proporcionales a las deformaciones correspondientes y se supone un comportamiento elástico, en el análisis no lineal el comportamiento del material depende del estado de deformación actual y, posiblemente, de la historia pasada de deformación. Para estimar la tensión causada por la deformación en un lugar concreto de la estructura, deben proporcionarse expresiones completas para la relación esfuerzo-deformación uniaxial del material, incluidas las reglas histeréticas para la carga y descarga (Antoniou & Pinho, 2018).

La fuente de inelasticidad puede definirse a nivel de sección mediante la creación de un modelo de fibra para la sección. La discretización de una sección típica de concreto armado se representa en la Figura 2.6. Una sección de fibras consiste en la subdivisión del área en n áreas más pequeñas, a cada una de las cuales se le atribuye una relación esfuerzo-deformación del material uniaxial, es decir, acero de refuerzo y concreto, confinado y no confinado.

Figura 2.6

Discretización de una sección típica de hormigón armado.



Nota. Reproducido de Antoniou & Pinho, 2018.

Una vez definidas las relaciones constitutivas de cada material de la sección, y calculadas los esfuerzos en las fibras, se obtiene el estado de momento-curvatura seccional de los elementos viga-columna mediante la integración de la respuesta esfuerzo-deformación uniaxial no lineal de las fibras individuales. La estimación de la respuesta inelástica del miembro estructural requiere la integración de los esfuerzos calculados en secciones transversales de integración (denominadas secciones de Gauss a y b, en el ejemplo mostrado) (Antoniou & Pinho, 2018).

2.2.3.4. No linealidades geométricas

Las no linealidades geométricas implican no linealidades en las magnitudes cinemáticas y se producen debido a grandes desplazamientos, grandes rotaciones y grandes deformaciones independientes en relación con la deformada del elemento de la estructura (también conocidas como efectos P-delta). El efecto de las no linealidades geométricas en la respuesta de las estructuras puede ser desde despreciable, en los casos en que no se esperan grandes deformaciones, hasta

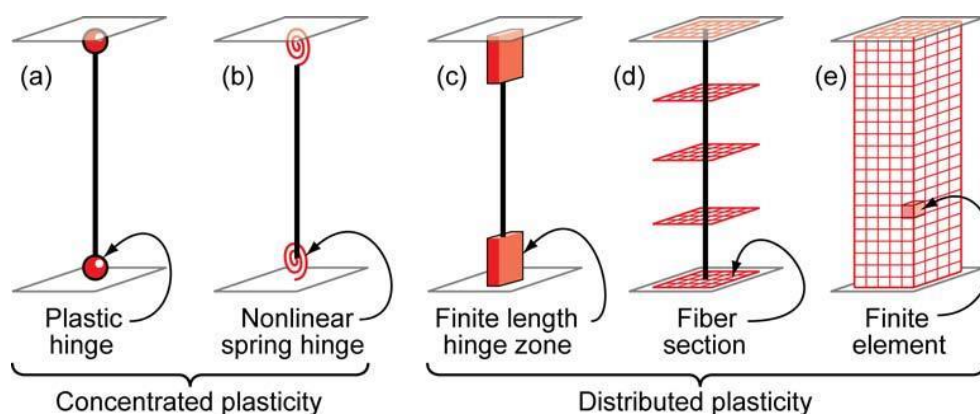
extremo, en estructuras grandes y esbeltas (Antoniou & Pinho, 2018). En el caso general, las no linealidades geométricas deben ser modeladas, ya que en última instancia pueden conducir a la pérdida de resistencia lateral, al ratcheting (una acumulación gradual de deformaciones residuales bajo carga cíclica) y a la inestabilidad dinámica (NIST, 2010b, 2013). Las grandes deformaciones laterales magnifican las demandas de fuerzas y momentos internos, provocando una disminución de la rigidez lateral efectiva. Con el aumento de las fuerzas internas, una menor proporción de la capacidad de la estructura queda disponible para sostener las cargas laterales, lo que conduce a una reducción de la resistencia lateral efectiva (Antoniou & Pinho, 2018).

2.2.4. Modelización de Elementos Estructurales

Los modelos de elementos estructurales inelásticos se pueden diferenciar por la forma en que la plasticidad se distribuye a través de las secciones transversales de los miembros y a lo largo de su longitud. Por ejemplo, en la Figura 2.7 se muestra una comparación de cinco tipos de modelos idealizados para simular la respuesta inelástica de vigas-columnas (NIST, 2010b).

Figura 2.7

Tipos de modelos de componentes estructurales.



Nota. Reproducido de NIST, 2010.

Como se discute en NIST (2013) los modelos más básicos se muestran a la izquierda, y son los llamados modelos de rótula plástica. Son modelos de plasticidad concentrada en los que todos los efectos no lineales se agrupan en un resorte inelástico, mientras que el resto del elemento sigue siendo lineal y elástico. A la derecha se encuentra un modelo de elementos finitos continuos detallado con reglas no lineales explícitas para la representación de la respuesta de sus componentes tridimensionales. Entre los dos extremos, hay varios tipos de elementos de fibra de plasticidad distribuida que proporcionan representaciones híbridas del comportamiento estructural.

Debido a los considerables recursos computacionales que se requieren, sólo se emplean generalmente dos estrategias principales diferentes en la reproducción de la respuesta inelástica de las estructuras, los modelos de "plasticidad concentrada" y de "plasticidad distribuida". En la plasticidad concentrada (o lumped), las deformaciones plásticas se "agrupan" en los extremos de un elemento elástico lineal y se basan en las relaciones momento-rotación de las secciones extremas para una fuerza axial determinada. Por otro lado, los elementos de plasticidad distribuida permiten la formación de rótulas plásticas en cualquier punto de la longitud de la barra, mientras que la inelasticidad se representa en términos de esfuerzos y deformaciones en las fibras de las secciones de integración, dando así cuenta de la interacción axial-momento. Existen diferentes variaciones e implementaciones de estas dos filosofías de modelización, así como enfoques híbridos que emplean características de ambas estrategias. Cada paquete de software de Elementos Finitos sigue sus propias formulaciones, aunque los principios principales para el modelado de los miembros de la estructura permanecerán (Antoniou & Pinho, 2018).

En los modelos de fibras o de plasticidad distribuida, los modelos de materiales uniaxiales se definen para capturar las características de tensión-deformación axial histerética no lineal en las secciones transversales. Se aplica la suposición de secciones planas que permanecen planas, donde las "fibras" de material uniaxial se integran numéricamente sobre la sección transversal para

obtener resultados de tensión (fuerza axial y momentos) y relaciones incrementales de momento-curvatura y fuerza-deformación axial. Los parámetros de la sección transversal luego se integran numéricamente en secciones discretas a lo largo de la longitud del miembro, utilizando funciones de interpolación de fuerza o desplazamiento (NIST, 2010b).

2.2.4.1. Ventajas y Limitaciones del uso de Secciones Fibra

Se pueden usar componentes de tipo fibra para proporcionar un nivel intermedio de detalle para modelos de plasticidad concentrada o de plasticidad distribuida. En este enfoque, una sección transversal se discretiza en fibras que describen la geometría de la sección, cada una de las cuales tiene un modelo de material no lineal uniaxial (NIST, 2017a). Las siguientes son algunas de las ventajas y desventajas de utilizar modelos de secciones de fibra para pórticos de concreto armado extraídas del documento del NIST (2017a) *Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings*.

2.2.4.1.1. Ventajas del uso de Secciones Fibra.

- Proporcionan una representación precisa de las propiedades de la sección, incluida la geometría y las propiedades de los materiales (acero, concreto), incluido el posible uso de modelos constitutivos de materiales uniaxiales complejos, lo que permite un mayor nivel de precisión al describir la respuesta de la sección.
- Es posible modelar secciones de prácticamente cualquier forma, incluidas geometrías, vigas en T y columnas de diferentes formas.
- El número de grados de libertad por elemento y el número de elementos generales generalmente no cambian en comparación con el uso de modelos de rótula plástica, lo que significa que el tamaño de la matriz de rigidez y el tamaño general del problema son aproximadamente los

mismos, siempre que las secciones no utilicen un Número excesivo de elementos fibra, que suele ser innecesario.

- Estos modelos se basan en los primeros principios de la respuesta esfuerzo-deformación de la fibra, lo que les permite manejar automáticamente la interacción P-M y P-M-M interacción en vigas y columnas.
- Estos modelos pueden capturar la deformación axial y los efectos de alargamiento asociados con la flexión y curvatura (debido a la apertura de grietas) y el desplazamiento del eje neutro. Para miembros restringidos, la deformación axial puede generar fuerzas axiales significativas que de otro modo se habría ignorado con otros tipos de modelos. Esto es especialmente importante cuando estas fuerzas actúan sobre otros miembros controlados por la fuerza.
- Los modelos de fibra se pueden utilizar para modelar algunos modos de comportamiento especiales, como la fractura de conexiones y el comportamiento solo compresión.
- Estos modelos pueden representar con precisión la interacción P-M y P-M-M y sus efectos sobre la resistencia y la rigidez, que pueden ser muy importantes para estimar con precisión los cortantes máximos en miembros con cargas axiales variables, como columnas y vigas. Por ejemplo, una columna que experimenta un aumento en la carga axial experimentará un aumento de resistencia y rigidez y atraerá sustancialmente más fuerza cortante. Este efecto no puede predecirse con precisión mediante bisagras concentradas.

2.2.4.1.2. Limitaciones y Desafíos del uso de Secciones Fibra.

- Implican un mayor coste de cálculo para la determinación del estado a nivel de sección, que depende del número de fibras utilizadas por sección y de la complejidad de los modelos de materiales uniaxiales. Sin embargo, normalmente se pueden lograr resultados satisfactorios con un número relativamente pequeño de fibras, lo que mantiene el tiempo de cálculo al mínimo.

- Se supone que las secciones planas siguen siendo planas, lo que no es cierto, especialmente en deformaciones grandes.
- Generalmente se supone que el corte y la torsión son elásticos, aunque generalmente es sencillo introducir resortes de corte no lineales desacoplados. Es difícil modelar la interacción entre el comportamiento de corte y axial/flexión.
- Si bien la formulación a base de fibra se basa en principios básicos y es muy precisa al representar las acciones axiales y de flexión de la sección, los modelos de fibra típicos no pueden representar el deslizamiento del barras de refuerzo (rebar bond slip).
- Los modelos basados en fibra normalmente tampoco pueden representar el comportamiento de fractura y pandeo de las barras de refuerzo. Incluso cuando los modelos de tipo fibra intentan tener en cuenta el pandeo y el comportamiento de fractura en el modelo esfuerzo-deformación del acero, esto a menudo conduce a problemas numéricos debido a la localización de la deformación.
- Es difícil modelar directamente el comportamiento complejo de “pinching” y degradación, especialmente en presencia de interacción cortante-flexión, aunque la formulación de la sección de fibra captura cierto comportamiento básico de pinching, especialmente cuando el modelo uniaxial de acero incluye el efecto Bauschinger. Esos efectos pueden incluirse modificando los modelos constitutivos de las fibras para afectar el comportamiento general de la sección, aunque podría resultar difícil calibrar dicho modelo para reproducir comportamientos muy complejos.
- La deformación axial puede dar lugar a resultados inesperados cuando se utiliza con diafragmas rígidos y otras restricciones similares; Se debe tener cuidado de no imponer restricciones

axiales a un modelo de fibra; de lo contrario, generalmente se debe evitar el uso de elementos de fibra si tales restricciones están presentes en el modelo.

2.2.5. Modelos Constitutivos de los Materiales

Para poder definir modelos con secciones tipo fibra es necesario asignar materiales uniaxiales para cada fibra en la sección. En una sección de concreto armado típicamente se usan tres materiales uniaxiales para poder modelar su comportamiento no lineal: acero de refuerzo, concreto confinado y concreto no confinado. En la presente sección se detallan los fundamentos teóricos de los modelos utilizados en la presente investigación.

2.2.5.1. Modelo del Concreto en Compresión Confinado y No Confinado

El confinamiento del concreto mediante disposiciones adecuadas de refuerzo transversal da como resultado un aumento significativo tanto de la resistencia como en la ductilidad. El concreto en el recubrimiento no estará confinado y eventualmente se volverá ineficaz una vez que se alcance la resistencia a la compresión, pero el concreto central seguirá soportando esfuerzos a altas deformaciones. Las distribuciones de esfuerzos de compresión para el núcleo y el recubrimiento de concreto serán las dadas por las relaciones esfuerzo-deformación del concreto confinado y no confinado. Un buen confinamiento del núcleo de concreto es esencial para que la columna tenga una capacidad de rotación plástica razonable y mantener la resistencia a la flexión en curvaturas altas (J. B. Mander et al., 1988).

Existen gran variedad de modelos para representar el comportamiento del concreto confinado y no confinado, para el presente estudio se utilizan las expresiones desarrolladas por Mander et al. (1988), quien propone un modelo unificado esfuerzo-deformación para el concreto confinado en miembros con secciones circulares o rectangulares, bajo carga estática o dinámica, ya sea aplicada de manera monotónica o cíclica. El modelo permite determinar la curva esfuerzo-

deformación de secciones de concreto con cualquier tipo convencional de confinamiento, ya sea con espirales, estribos circulares o estribos rectangulares con o sin ganchos suplementarios, con esfuerzos de confinamiento iguales o desiguales a lo largo de cada uno de los ejes transversales.

Se definen las expresiones necesarias para definir las relaciones esfuerzo-deformación para el concreto confinado y no confinado en secciones rectangulares, propuestas por (J. B. Mander, 1983; J. B. Mander et al., 1988).

2.2.5.1.1. Coeficiente de Confinamiento Efectivo en Secciones Rectangulares.

La Figura 2.8 y Figura 2.9 muestra el efecto de arco que se asume ocurre entre los niveles de refuerzo transversal. Se supone que la acción de arco actúa en forma de parábolas de segundo grado con una pendiente tangencial inicial de 45°. El arqueamiento se produce verticalmente entre capas de estribos transversales y barras de acero longitudinal. El área de concreto efectivamente confinada al nivel del estribo se encuentra restando el área de las parábolas que contienen el concreto no efectivamente confinado.

$$A_c = b_c d_c \quad (2.3)$$

$$\rho_{cc} = \frac{A_{st}}{A_c} \quad (2.4)$$

$$A_{cc} = A_c(1 - \rho_{cc}) \quad (2.5)$$

$$A_{cm} = \left(b_c - \frac{s'}{2}\right) \left(d_c - \frac{s'}{2}\right) \quad (2.6)$$

$$A_i = \sum_{i=1}^n \frac{w_i'^2}{6} \quad (2.7)$$

$$A_e = (A_c - A_i) \times \frac{A_{cm}}{A_c} \quad (2.8)$$

$$k_e = \frac{A_e}{A_{cc}} \quad (2.9)$$

Donde:

$b_c ; d_c$: Lado mayor al eje del estribo; lado menor al eje del estribo

A_c : Área del núcleo de la sección

A_{st} : Área total de acero longitudinal

ρ_{cc} : Cuantía del núcleo de la sección

A_{cc} : Área de concreto confinado

s' : Espaciamiento libre del estribo

A_{cm} : Área de la sección intermedia del núcleo entre niveles de refuerzo transversal

w' : Ancho libre entre barras longitudinales

n : Número de parábolas entre barras longitudinales

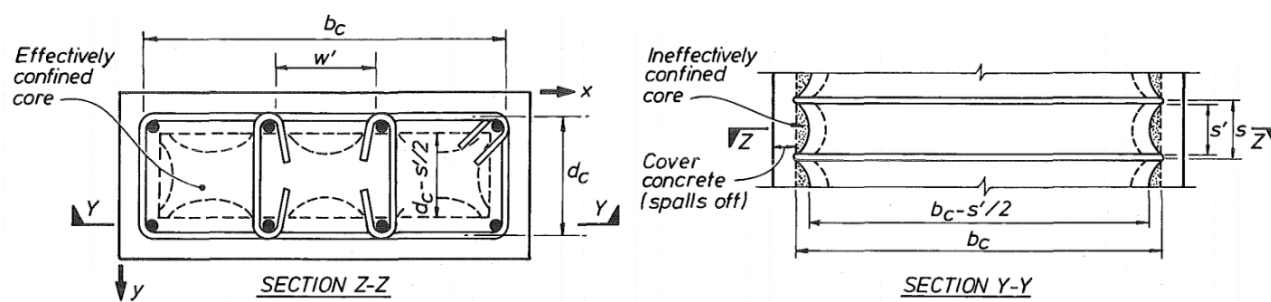
A_i : Área ineffectivamente confinada del núcleo al nivel del estribo

A_e : Área efectiva del núcleo confinado

k_e : Coeficiente efectivo de confinamiento

Figura 2.8

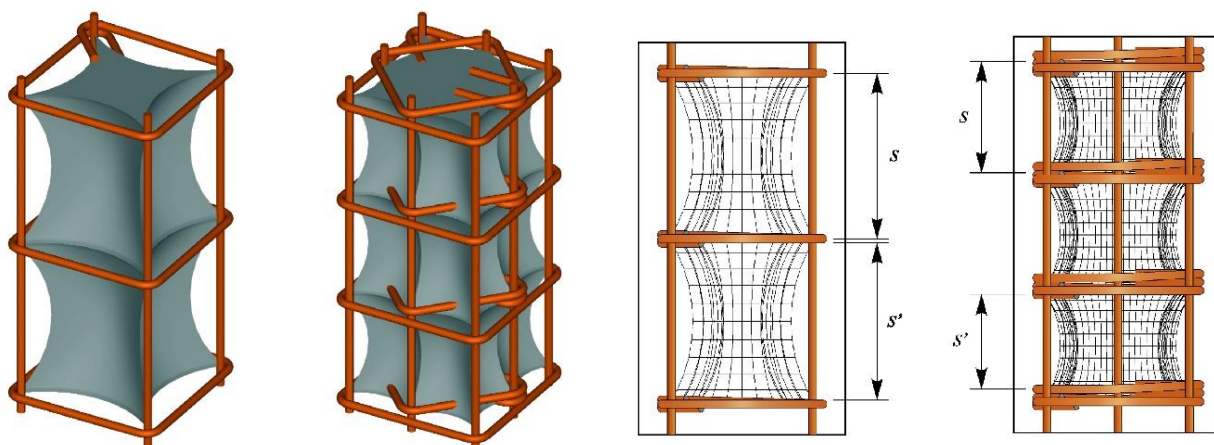
Núcleo efectivamente confinado para estribos rectangulares.



Nota. Reproducido de Mander et al., 1988.

Figura 2.9

Efecto de arco tridimensional en el núcleo de columnas rectangulares.



Nota. Reproducido de Paultre & Légeron, 2008.

2.2.5.1.2. *Esfuerzos laterales efectivos para secciones rectangulares.*

$$\rho_x = \frac{A_{sx}}{d_c s} \quad (2.10)$$

$$\rho_y = \frac{A_{sy}}{b_c s} \quad (2.11)$$

$$f_{lx} = \rho_x f_{yh} \quad (2.12)$$

$$f_{ly} = \rho_y f_{yh} \quad (2.13)$$

$$f'_{lx} = k_e f_{lx} \quad (2.14)$$

$$f'_{ly} = k_e f_{ly} \quad (2.15)$$

Donde:

A_{sx}, A_{sy} : Área de acero transversal en X e Y

ρ_x, ρ_y : Cuantía del acero transversal en X e Y

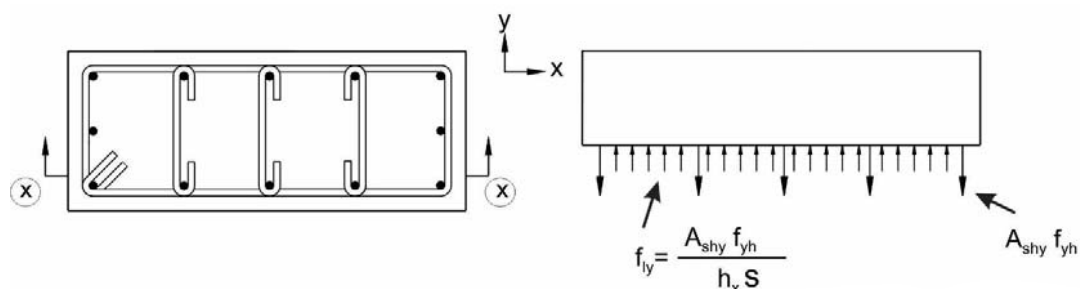
f_{yh} : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo transversal

f_{lx}, f_{ly} : Esfuerzo lateral en X e Y

f'_{lx}, f'_{ly} : Esfuerzo lateral efectivo en X e Y

Figura 2.10

Esfuerzos de confinamiento en sección rectangular.



Nota. Reproducido de Rodriguez, 2019.

2.2.5.1.3. *Esfuerzo de compresión del concreto confinado para secciones rectangulares.*

Dado que las secciones rectangulares pueden tener diferentes cantidades de cuantía ρ_x y ρ_y , el resultado desigual de los esfuerzos de confinamiento requiere que para determinar la resistencia del concreto confinado f'_{cc} se utilice un modelo constitutivo que involucre una superficie de resistencia última para esfuerzos de compresión multiaxiales. La superficie de resistencia última para el concreto se define en términos de superficies de compresión y tracción C y T respectivamente, que son la funciones del esfuerzo normal octaédrico σ_{oct} (J. B. Mander, 1983). Se presentan las expresiones y el procedimiento descrito en Mander, (1983), que se basa en un análisis numérico con el cual determinar el esfuerzo a compresión de concreto confinado f'_{cc} de una sección de concreto armado.

PASO 1: Determinados f'_{lx} y f'_{ly} , estos esfuerzos deben ser convertidos al menos e intermedio de los esfuerzos principales, de modo que $\sigma_1 > \sigma_2$.

$$\sigma_1 = -\min(f'_{lx}, f'_{ly}) \quad (2.16)$$

$$\sigma_2 = -\max(f'_{lx}, f'_{ly}) \quad (2.17)$$

PASO 2: Estimar el esfuerzo de confinamiento σ_3 , a partir del esfuerzo normal octaédrico σ_{oct} , el esfuerzo cortante octaédrico τ_{oct} , y el ángulo Lode θ .

$$\sigma_3 = -f'_c \quad (2.18)$$

$$\sigma_{oct} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (2.19)$$

$$\tau_{oct} = \frac{\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}}{3} \quad (2.20)$$

$$\cos \theta = \frac{\sigma_1 - \sigma_{oct}}{\sqrt{2}\tau_{oct}} \quad (2.21)$$

PASO 3: Determinar las dos superficies de resistencia última (T, C), usando el ratio de esfuerzo octaédrico $\bar{\sigma}_{oct}$ (notar que su valor debe ser negativo).

$$\bar{\sigma}_{oct} = \frac{\sigma_{oct}}{f'_c} \quad (2.22)$$

$$T = 0.069232 - 0.661091\bar{\sigma}_{oct} - 0.049350\bar{\sigma}_{oct}^2 \quad (2.23)$$

$$C = 0.122965 - 1.150502\bar{\sigma}_{oct} - 0.315545\bar{\sigma}_{oct}^2 \quad (2.24)$$

PASO 4: El esfuerzo cortante octaédrico τ_{oct} en la superficie de resistencia última se determina usando la función de interpolación $\bar{\tau}_{oct}$. Notar que τ'_{oct} debe ser positivo.

$$D = 4(C^2 - T^2) \cos^2 \theta \quad (2.25)$$

$$\bar{\tau}_{oct} = C \left[\frac{\frac{0.5D}{\cos \theta} + (2T - C)\sqrt{D + 5T^2 - 4TC}}{D + (2T - C)^2} \right] \quad (2.26)$$

$$\tau'_{oct} = f'_c \bar{\tau}_{oct} \quad (2.27)$$

PASO 5: El valor calculado de τ'_{oct} es utilizado junto con los esfuerzos de confinamiento σ_1 y σ_2 , para recalcular el esfuerzo principal mayor σ_3 .

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} - \sqrt{4.5\tau'_{oct}{}^2 - 0.75(\sigma_1 + \sigma_2)^2} \quad (2.28)$$

PASO 6: El valor del esfuerzo principal mayor calculado en el PASO 5 es comparado con el estimado en el PASO 2. Si los dos valores corresponden estrechamente la solución a convergido y el esfuerzo de confinamiento debe ser tomado como:

$$f'_{cc} = -\sigma_3 \quad (2.29)$$

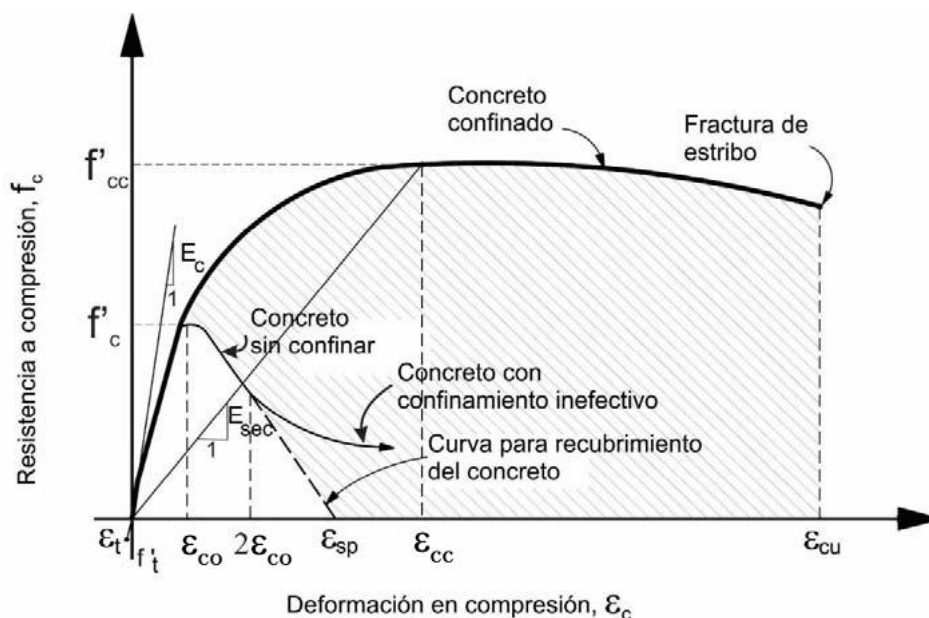
De lo contrario, el valor más preciso del PASO 5 se utiliza como la nueva estimación y el análisis numérico se repite desde el PASO 3 hasta lograr una convergencia satisfactoria.

2.2.5.1.4. *Curva Esfuerzo-Deformación uniaxial del Concreto Confinado y No Confinado.*

El modelo esfuerzo-deformación para concreto es diseñado para ser adecuado para concreto confinado y no confinado bajo cualquiera carga monotónica o cíclica (J. B. Mander, 1983). La curva completa se muestra en la Figura 2.11.

Figura 2.11

Modelo esfuerzo-deformación para cargas monotónicas de concreto confinado y no confinado.



Nota. Reproducido de Mander et al., 1988.

Donde:

f'_{cc} : Esfuerzo de compresión máximo del concreto confinado

f'_c : Esfuerzo de compresión máximo del concreto no confinado

E_c , E_{sec} : Módulo de elasticidad inicial del concreto y secante del concreto respectivamente

ε_{cc} : Deformación del concreto asociado al f'_{cc}

ε_{co} : Deformación del concreto asociado al f'_c

ε_{sp} : Deformación en la que el concreto no confinado se considera completamente desprendido (spalled) y deja de soportar carga alguna

La ecuación que define la curva esfuerzo deformación para el concreto confinado es la siguiente:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x^r}{r - 1 + x^r} \quad (2.30)$$

En el cual:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.31)$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c}, \quad f'_c \text{ en MPa} \quad (2.32)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (2.33)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (2.34)$$

Donde:

f'_c : Esfuerzo del concreto a compresión

ε_c : Deformación del concreto a compresión

r : Relación de módulos

x : Relación de deformaciones

Para el concreto no confinado las curvas esfuerzo-deformación experimentales se simplifican de igual manera que el concreto confinado, se emplean las mismas ecuaciones con la diferencia que los parámetros de la expresión quedarán definidos en función de f'_c y ε_{co} .

2.2.5.1.5. *Deformaciones del concreto ε_{co} , ε_{sp} , ε_{cc} y ε_{cu} .*

Mander et al. (1988), indica que la deformación ε_{co} puede ser asumida generalmente con el valor de 0.002, de igual forma otras recomendaciones indican valores entre 0.002 y 0.003 (NIST, 2017a). De Nicolo et al. (1994) estudió el comportamiento de los concretos enfocándose en el estudio de la deformación asociada con el máximo esfuerzo en el concreto. Una aproximación de su expresión para el cálculo ε_{co} de para concretos con f'_c entre 20 MPa y 80 MPa, se muestra (Rodelo et al., 2020):

$$\begin{aligned}\varepsilon_{co} &= 10^{-6} \left(\frac{50}{3} f'_c + \frac{5000}{3} \right), \quad f'_c \text{ en MPa} \\ \varepsilon_{co} &= 10^{-8} \left(\frac{490.5}{3} f'_c + \frac{500000}{3} \right), \quad f'_c \text{ en kg/cm}^2\end{aligned}\tag{2.35}$$

Para definir el comportamiento esfuerzo-deformación del concreto del recubrimiento (fuera del núcleo central confinado) la parte de la rama que cae en la región donde $\varepsilon_{co} > 2\varepsilon_{co}$ se asume que es una línea recta que alcanza el esfuerzo cero en la deformación de desprendimiento (spalling) ε_{sp} (J. B. Mander et al., 1988).

La deformación ε_{cc} , asociada al esfuerzo f'_{cc} del concreto confinado, es obtenida de acuerdo a las observaciones experimentales realizadas por Mander (1983), resumido en la siguiente relación:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right]\tag{2.36}$$

La deformación en el esfuerzo máxima ε_{cc} no representa la deformación máxima útil, ya que se pueden mantener altos esfuerzos de compresión para deformaciones varias veces mayores.

El límite útil ocurre cuando se producen fracturas en el refuerzo transversal, que se pueden estimar comparando la capacidad de deformación-energía del refuerzo transversal en el momento de la fractura con el aumento de la energía absorbida por el concreto (Paulay & Priestly, 1992). Una estimación conservadora de la deformación de compresión última es:

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (2.37)$$

En el cual:

$$\rho_s = \rho_x + \rho_y \quad (2.38)$$

Donde:

ε_{su} : Deformación del acero transversal cuando alcanza su resistencia máxima a tracción

ρ_s : Cuantía volumétrica del refuerzo transversal

f_{yh} : Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal

2.2.5.2. Modelo del Concreto en Tracción

Restrepo et al. (2015) propone un modelo simplificado de la expresión propuesta por Fields y Bischoff (2004) para definir la curva esfuerzo-deformación en tracción del concreto. Se define empleando las siguientes ecuaciones.

$$f_{cr} = 0.62\sqrt{f'_c} \quad (2.39)$$

$$\varepsilon_{cr} = \frac{f_{cr}}{E_c} \quad (2.40)$$

$$\beta = 0.9 \quad (2.41)$$

$$\varepsilon_{cto} = 0.0025 \quad (2.42)$$

$$f_{ct} = \begin{cases} E_c \varepsilon_{ct}, & \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cr} \\ \beta \left(1 - \frac{\varepsilon_{ct}}{\varepsilon_{cto}}\right) f_{cr}, & \varepsilon_{cr} \leq \varepsilon_c < \varepsilon_{cto} \end{cases} \quad (2.43)$$

Donde:

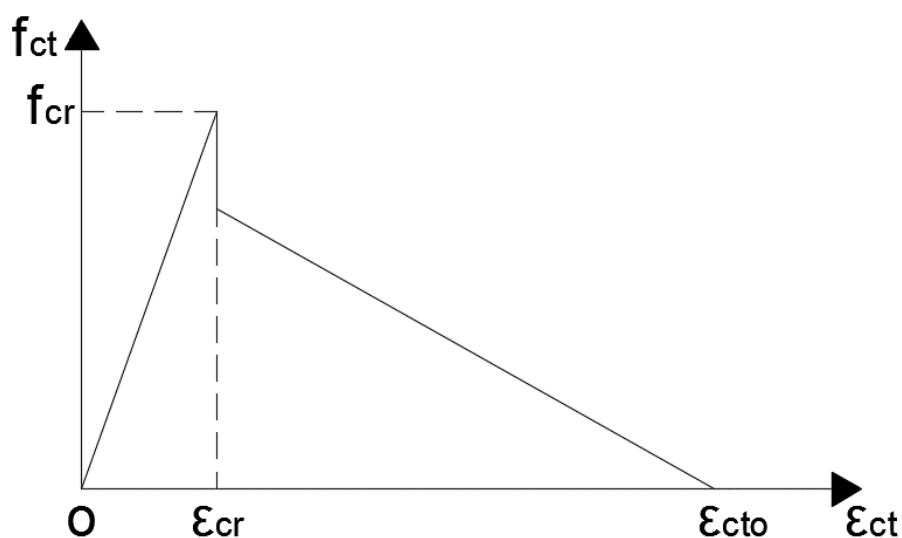
ε_{cr} : Deformación del concreto en el primero agrietamiento asociado al esfuerzo f_{cr}

ε_{cto} : Deformación máxima en tracción del concreto

β : Factor de reducción de la resistencia del concreto en tracción

Figura 2.12

Curva esfuerzo-deformación a tracción del concreto.



Nota. Reproducido de Restrepo et al., 2015.

2.2.5.3. Modelo del Acero de Refuerzo en Tracción

Debido a su simplicidad, el modelo constitutivo no lineal más comúnmente utilizado para el acero de refuerzo es un modelo elastoplástico perfecto. Si bien este tipo de modelo es apropiado para aceros con un límite elástico bien definido a bajos niveles de deformación, descuidar el endurecimiento por deformación puede llevar a subestimar la capacidad de flexión de los miembros y las demandas asociadas de adherencia y corte (T. J. Mander & Matamoros, 2019).

T. J. Mander & Matamoros (2019) presenta un modelo matemático para simular la curva esfuerzo-deformación de barras de acero de refuerzo a diferentes regímenes de carga. El modelo

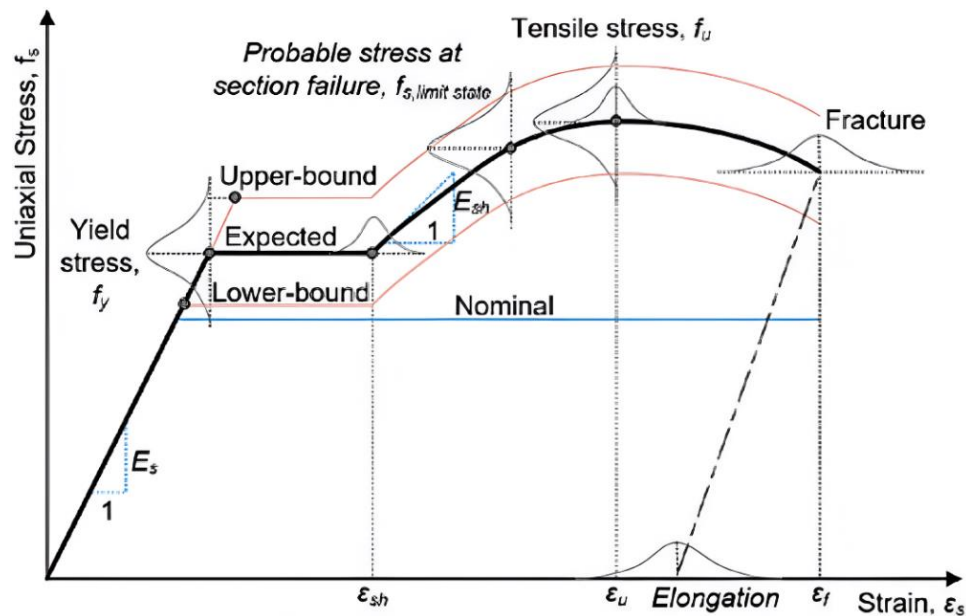
propuesto utiliza una única ecuación para caracterizar la curva esfuerzo-deformación completa de las barras de acero de refuerzo en función de las propiedades básicas del material.

$$f_s = \frac{E_s \varepsilon_s}{\left\{1 + \left|\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_y}\right|^{20}\right\}^{0.05} + \left|\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_f}\right|^{20}} + \frac{f_u - f_y}{1 + \left|\frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_f}\right|^{20}} \times \left|1 - \frac{|\varepsilon_u - \varepsilon_s|^p}{\{|\varepsilon_u - \varepsilon_{sh}|^{20p} + |\varepsilon_u - \varepsilon_s|^{20p}\}^{0.05}}\right| \quad (2.44)$$

$$p = \frac{E_{sh}(\varepsilon_u - \varepsilon_{sh})}{(f_u - f_y)} \leq 10 \quad (2.45)$$

Figura 2.13

Parámetros de la curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo.



Nota. Reproducido de T. J. Mander & Matamoros, 2019.

Donde:

f_s : Esfuerzo del acero de refuerzo para la deformación ε_s

ε_s : Deformación de interés del acero

E_s : Módulo de elasticidad del acero de refuerzo

E_{sh} : Módulo al inicio del endurecimiento por deformación

f_y : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo

f_u : Esfuerzo último del acero de refuerzo

ε_y : Deformación de fluencia del acero

ε_{sh} : Deformación al inicio del endurecimiento por deformación

ε_u : Deformación de para la resistencia a tracción f_u del acero

ε_f : Deformación de fractura del acero

p : Exponente para definir el endurecimiento por deformación

La ecuación 2.44 es una versión modificada de una propuesta previa realizada por J. B. Mander (1983), teniendo como principal mejora el uso de una única expresión para todo el rango de respuesta, además de ser aplicable a diferentes tipos y grados de acero, como aceros de refuerzo de grado intermedio ASTM A15; ASTM A615 Grado 60, 75, 80 y 100; ASTM A706 Grado 60 y 80; y ASTM A1035 Grado 100.

El estudio proporciona parámetros de distribución estadística y ecuaciones para calcular las propiedades de los materiales ya que los datos analizados incluyen el análisis de aproximadamente 636000 informes de certificación de fabricación de la base de datos del Concrete Reinforcing Steel Institute (CRSI). Este conjunto incluye datos para cada serie de barras de refuerzo producidas en los Estados Unidos desde el 1 de enero de 2011 hasta el 31 de diciembre de 2017. Así también se compiló una segunda base de datos basada en curvas esfuerzo-deformación obtenidas de informes de investigación de miembros de concreto armado. Una tercera incluye informes de fabricación recopilados en 1997 (T. J. Mander & Matamoros, 2019). Los valores medios de los parámetros de la ecuación 2.44 para la base de datos de fabricación y laboratorio, y sus correspondientes coeficientes de variación, se muestran en la Tabla 2.11.

Tabla 2.11

Parámetros estadísticos para la relación esfuerzo-deformación monotónica de la base de datos de laboratorio.

ASTM estándar	Gr.	f_y		ε_{sh}		E_{sh}		ε_u		f_u		ε_f	
		Media (ksi)	COV, %	Media (in./in.)	COV, %	Media (ksi)	COV, %	Media (in./in.)	COV, %	Media (ksi)	COV, %	Media (in./in.)	COV, %
A615	40	48	7.5	0.015	27	930	33	0.16	17	76	9	0.20	16
A615	40	52	13	0.014	22	1200	34	0.16	10	78	11	0.20	17
A615	60	72	10	0.009	41	1200	31	0.10	27	105	5	0.13	15
A706	60	70	5	0.013	39	1000	21	0.13	18	95	5	0.16	14
A706	80	86	4	0.008	26	1050	16	0.12	15	114	3	0.14	13
A1035	100	105	12	ε_y	12	7775	24	0.06	28	163	5	0.08	30

Nota. 1 ksi = 6.895 MPa. Reproducido de T. J. Mander & Matamoros, 2019.

2.2.5.4. Modelo del Acero de Refuerzo en Compresión

Para definir el comportamiento del acero en compresión se utilizará las expresiones propuestas por Dodd & Restrepo-Posada (1995), el cual permite relacionar los esfuerzos y deformaciones en tracción para determinar los correspondientes en compresión. Se debe precisar que estas son válidas siempre que no exista pandeo en el acero longitudinal, el cual se manifiesta al aumentar la esbeltez de un elemento, representado en este caso por la relación de aspecto s/d_b .

$$f_{sc} = -f_{st}(1 + \varepsilon_{st})^2 \quad (2.46)$$

$$\varepsilon_{sc} = -\frac{\varepsilon_{st}}{(1 + \varepsilon_{st})} \quad (2.47)$$

Donde:

f_{st} , ε_{st} : Esfuerzo y deformación del acero de refuerzo en la zona de tracción

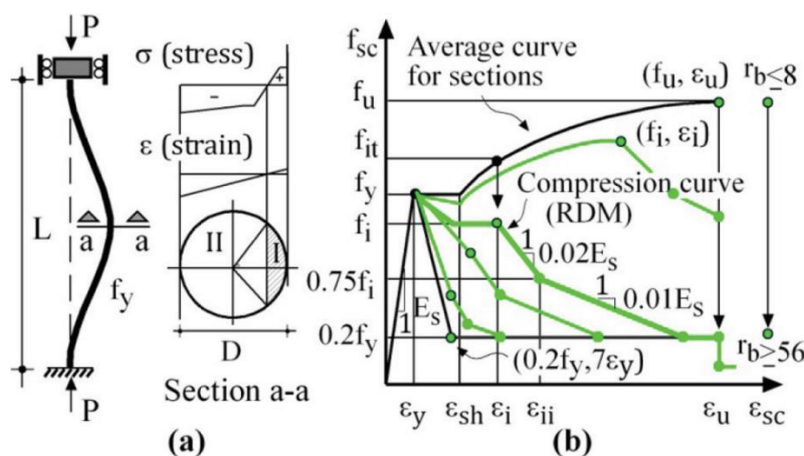
f_{sc} , ε_{sc} : Esfuerzo y deformación del acero de refuerzo en la zona de compresión

2.2.5.5. Modelo del Acero de Refuerzo considerando el Pandeo Inelástico.

La respuesta de las barras de refuerzo longitudinales juega un papel crucial en la respuesta sísmica de los edificios de concreto armado. Sometidas a esfuerzos de compresión crecientes, las barras de refuerzo sufren desplazamientos laterales llamados pandeo y exhiben una respuesta post-pico significativamente suavizada, lo que significa el final de la capacidad de deformación utilizable de un miembro. Muchos estudios han examinado los efectos del pandeo y han proporcionado datos experimentales, datos analíticos y modelos numéricos que ofrecen información invaluable sobre el comportamiento de pandeo de barras descubiertas y elementos de concreto aislados (Akkaya et al., 2019).

Figura 2.14

Curva esfuerzo-deformación a compresión del acero de refuerzo en función del parámetro r_b .



Nota. Reproducido de Akkaya et al., 2019.

De acuerdo a Akkaya et al. (2019), después de realizar una revisión exhaustiva de la literatura existente, determina que el modelo desarrollado por Dhakal and Maekawa (2002) para representar el pandeo de barras longitudinales, es el más adecuado para su implementación y mejora, por lo que con la finalidad de aumentar la aplicabilidad y precisión del modelo, realiza tres mejoras en la formulación para crear el *Modelo Refinado Dhakal-Maekawa* (RDM). Las

formulaciones refinadas se verificaron modelando 103 muestras de barras de refuerzo disponibles en la literatura. Se muestran las ecuaciones que definen el modelo RDM. Se debe precisar que el modelo únicamente es aplicable para relaciones de $s/d_b \geq 5$, ya que se asume que la barra de refuerzo pandea para valores de esbeltez mayores iguales a 5.

$$r_b = \left(\frac{s}{d_b}\right) \sqrt{\frac{f_y}{100}} \quad (2.48)$$

$$\left(\frac{s}{d_b}\right)_{min} = 5 \quad (2.49)$$

$$r_{b\ min} = 5 \sqrt{\frac{f_y}{100}} \quad (2.50)$$

$$\varepsilon_i^0 = \varepsilon_y(55 - 2.3r_b) \quad (2.51)$$

$$\varepsilon_{i\ max} = \varepsilon_y(55 - 2.3r_{b\ min}) \quad (2.52)$$

$$\varepsilon_i = \begin{cases} \frac{\varepsilon_i^0 \varepsilon_u}{\varepsilon_{i\ max}}, & \varepsilon_i^0 < \varepsilon_u < \varepsilon_{i\ max}; \varepsilon_i \geq 7\varepsilon_y \\ \varepsilon_i^0, & \varepsilon_u \geq \varepsilon_{i\ max} \end{cases} \quad (2.53)$$

$$\text{Si } \varepsilon_s = \varepsilon_i \rightarrow f_s = f_{it}; \text{ Si } \varepsilon_s = \varepsilon_{sc} \rightarrow f_s = f_{st} \quad (2.54)$$

$$f_i = \alpha f_y; \quad f_{it} \geq f_i \geq 0.2f_y \quad (2.55)$$

$$\alpha_1 = 0.8 + 1.8 \left(\frac{f_u}{f_y}\right) \left(\frac{d_b}{s}\right) \quad (2.56)$$

$$\alpha_2 = (1.1 - 0.016r_b) \quad (2.57)$$

$$\alpha = \begin{cases} \alpha_1 \alpha_2, & \varepsilon_i > \varepsilon_{sh} \\ 0.75 \alpha_1 \alpha_2, & \varepsilon_i \leq \varepsilon_{sh} \\ 0.75 \alpha_2 \left(\frac{f_{it}}{f_y}\right), & \varepsilon_u \leq \varepsilon_{i\ max} \wedge \varepsilon_i = 7\varepsilon_y \end{cases} \quad (2.58)$$

$$\varepsilon_{ii} = \varepsilon_i + \frac{0.25f_i}{0.02E_s} \quad (2.59)$$

$$f_{sc} = \begin{cases} E_s \varepsilon_{sc}, & \varepsilon_{sc} \leq \varepsilon_y \\ f_{st} \left\{ 1 - \left(1 - \frac{f_i}{f_{it}} \right) \left[\frac{(\varepsilon_{sc} - \varepsilon_y)}{(\varepsilon_i - \varepsilon_y)} \right] \right\}, & \varepsilon_y < \varepsilon_{sc} \leq \varepsilon_i ; \\ f_i - 0.02E_s(\varepsilon_{sc} - \varepsilon_i), & \varepsilon_i < \varepsilon_{sc} \leq \varepsilon_{ii} \\ 0.75f_i - 0.01E_s(\varepsilon_{sc} - \varepsilon_{ii}), & \varepsilon_{ii} < \varepsilon_{sc} \leq \varepsilon_u \end{cases} \quad f_{sc} \geq 0.2f_y \quad (2.60)$$

Donde:

d_b : Diámetro de la barra de refuerzo longitudinal

ε_i^0 : Deformación en el punto intermedio en modelo DM

f_i, ε_i : Esfuerzo y deformación en el punto intermedio en modelo RDM

f_{it} : Esfuerzo del modelo en tracción correspondiente a la deformación intermedia ε_i

f_{sc}, ε_{sc} : Esfuerzo de compresión y deformación del acero de refuerzo incluyendo pandeo

f_{st} : Esfuerzo del modelo en tracción correspondiente a la actual deformación ε_{sc}

f_u, ε_u : Esfuerzo y deformación última del modelo en tracción

s : Longitud del refuerzo longitudinal sin soporte de refuerzo transversal

r_b : Parámetro no dimensional para el pandeo del acero de refuerzo

$r_{b \min}$: Valor mínimo de r_b , calculado para $s/d_b = 5$

α : Relación de esfuerzo intermedio y esfuerzo de fluencia (f_i/f_y)

α_1 : Coeficiente para determinar f_i en modelo RDM

α_2 : Coeficiente para determinar f_i usado en modelo DM y RDM

ε_{ii} : Deformación correspondiente al esfuerzo de $0.75f_i$ en modelo RDM

$\varepsilon_{i \max}$: Deformación máxima en el punto intermedio calculada con $r_{b \min}$

ε_{sh} : Deformación al inicio del endurecimiento por deformación

2.2.6. Longitud de Rótula Plástica en Columnas y Vigas

Para elementos de concreto armado sometidos a flexión, la deformación plástica después de la fluencia del miembro se localiza en una zona pequeña, denominada *zona de rótula plástica*. La Figura 2.15 muestra parte de un miembro a flexión que ha alcanzado la curvatura máxima y momento en la sección crítica. La región de curvatura inelástica se extiende sobre una longitud de la viga y esta región es aquella en que el momento excede al momento de fluencia de la sección (R. Park & Paulay, 1983).

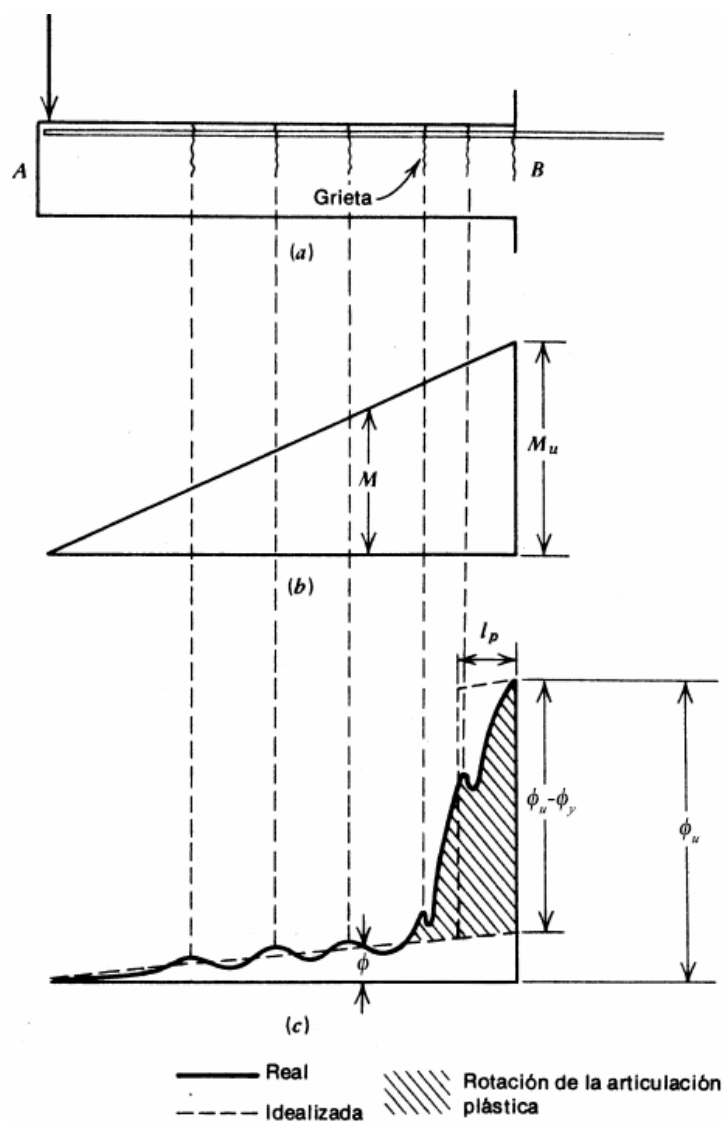
La longitud de rótula plástica L_p no es la longitud física de la región de la rótula sobre la cual se extiende la plasticidad real, en cambio, es una longitud equivalente sobre la cual se supone que una curvatura plástica dada es constante para la integración de curvaturas de la sección transversal a lo largo de la longitud del miembro para resolver la deflexión por flexión y la capacidad de rotación plástica del miembro. Se puede reemplazar el área inelástica en la etapa última mediante un rectángulo equivalente de altura $\phi_u - \phi_y$ y anchura L_p , que tenga la misma área que la distribución real de curvatura inelástica. En consecuencia, la rotación de la articulación plástica a un lado de sección crítica se puede expresar como (R. Park & Paulay, 1983).

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y)L_p \quad (2.61)$$

La longitud de rótula plástica es un parámetro de diseño importante donde se debe proporcionar un confinamiento intenso para aumentar la ductilidad del miembro para sobrevivir a eventos extremos como los terremotos. El comportamiento de dicha zona es muy complicado debido a la alta no linealidad de los materiales, la interacción y movimiento relativo entre los materiales que los constituyen y la localización de las deformaciones. Como resultado, la mayoría de los investigadores investigaron el problema mediante pruebas experimentales (Zhao et al., 2011).

Figura 2.15

Distribución de curvatura a lo largo de una viga bajo momento último.



Nota. (a) Viga, (b) Diagrama de momento, (c) Diagrama de curvatura. Adaptado de R. Park & Paulay, 1983.

Se han propuesto muchos modelos para estimar la longitud de rótula plástica en función de las propiedades de la columna. Investigadores anteriores han propuesto que la longitud de la bisagra plástica es proporcional a la longitud de la columna, L , la profundidad de la columna, D , y las propiedades del refuerzo longitudinal, como se muestra a continuación (Berry & Eberhard, 2008).

$$L_p = \xi_1 L + \xi_2 D + \xi_3 f_y d_b \quad (2.62)$$

Berry & Eberhard (2008) indica que la cantidad de deformación debida al deslizamiento de la adherencia varía con $f_y d_b / \sqrt{f'_c}$ y no sólo con $f_y d_b$, por lo que propone la siguiente modificación.

$$L_p = \xi_1 L + \xi_2 D + \xi_3 \frac{f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (2.63)$$

Los parámetros desconocidos (ξ_1 , ξ_2 y ξ_3) se calibran con resultados experimentales. En la Tabla 2.12 se muestran algunas ecuaciones empíricas propuestas por varios investigadores para la predicción de la longitud de rótula plástica, para unidades N y mm.

Tabla 2.12

Ecuaciones empíricas para la longitud de rótula plástica.

Referencia de Investigador	Expresión de longitud de rótula plástica (L_p)
Zahn (1985)	$(0.08L + 6d_s)(0.5 + 1.67n)$; $n = 3$ si $n \geq 3$
Priestley & Park (1987)	$0.08L + 6d_s$
Paulay & Priestley (1992)	$0.08L + 0.022d_s f_y$
Telemachos (2001)	$0.12L + 0.014d_s f_y$
Berry & Eberhard (2008)	$0.05L + 0.1 \frac{f_y d_b}{\sqrt{f'_c}} \leq \frac{L}{4}$
Eurocode 8	$0.1L + 0.015d_s f_y$
JRA code	$0.2L - 0.1h$; $0.1h \leq L_p \leq 0.5h$

Nota. L = altura de la columna, d_s = diámetro de las barras longitudinales, n = la relación de compresión axial, h = ancho de sección en la dirección de carga. Elaboración propia.

Para los modelos con secciones tipo fibra que requieren la definición de una longitud de rótula plástica el documento NIST (2017a) menciona que hay un amplio rango de ecuaciones y recomendaciones, entre las que recomienda el uso de la expresión propuesta por Berry & Eberhard (2008) ya que está basada en el análisis de bases de datos de ensayos a columnas de concreto

armado. Una regla general es el uso de $L_p = 0.5h$, que es razonablemente preciso para pórticos a momento con secciones típicas.

Para el caso específico de columnas con sección L, Wang et al. (2014) realiza el ensayo bajo carga cíclica de 6 columnas de sección L, determinando que las ecuaciones propuestas por Priestley & Park (1987), Zahn (1985) y el código JRA tienen una buena concordancia con los resultados experimentales. La ecuación propuesta por Zahn (1985), considerando el impacto de la relación de compresión axial, tiene la mayor precisión de todas las expresiones.

2.2.7. Capacidad por Corte y Modelo de fuerza cortante - deformación para definición de rótula por corte

Se han propuesto muchos modelos de histéresis para representar la relación fuerza cortante-deformación en las regiones críticas, sin embargo, los parámetros requeridos para los modelos de histéresis se adoptaron en su mayoría a partir de resultados experimentales. Esto se debe a que, a diferencia de la relación momento-rotación, el cálculo de fuerza cortante-deformación en una región de rótula plástica con momento y fuerza axial, no se puede llevar a cabo fácilmente debido a los factores más complejos involucrados en el mecanismo de transferencia de corte (Satyarno, 2000).

A efectos de la evaluación sísmica, la aplicación del rótulas por corte debe permitir una interacción cortante-flexión con las siguientes simplificaciones descritas por Satyarno (2000):

- La rótula por corte no se introduce para tener en cuenta el efecto del desarrollo de deformaciones por corte inelásticas, sino se utiliza específicamente para observar la ocurrencia de falla por corte en las regiones críticas.
- Una falla por corte ocurre cuando la resistencia al corte proporcionada es menor que la demanda de corte. Esto incluye la degradación de la resistencia al corte causada por el aumento de la

ductilidad rotacional. Si no se produce falla por corte, la rótula por corte permanece elástica incluso aunque haya grandes rotaciones inelásticas por flexión.

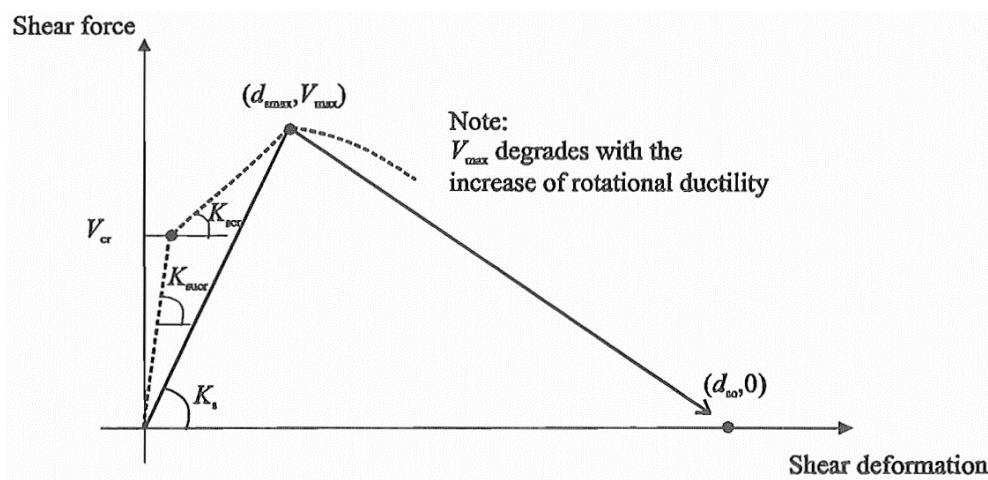
- La falla por corte se considera no dúctil, por lo tanto, la curva de fuerza cortante-deformación cortante para la rótula por corte es idealizada en la Figura 2.16.
- En condición elástica, la rigidez al corte es normalmente muy alta. Se considera aquí que No es necesario implementar un método complicado. Por lo tanto, el método propuesto por R. Park & Paulay, (1983), es usada para determinar la rigidez por corte de la rótula K_s .

2.2.7.1. Resistencia al Corte de elementos de Concreto Armado Rectangulares

La resistencia al corte de elementos de concreto armado, V , se compone de un mecanismo de resistencia del concreto V_c , un mecanismo del refuerzo transversal V_s , y un mecanismo debido a la carga de compresión axial V_n (Satyarno, 2000).

Figura 2.16

Curva idealizada de fuerza-deformación cortante para la rótula por corte.



Nota. Reproducido de Satyarno, 2000.

La Normativa Sísmica de Nueva Zelanda, NZS (1996) sugiere que la resistencia al corte se degrada a medida que aumenta la rotación inelástica a flexión inelástica en una región plástica debido a la pérdida de interbloqueo del agregado. Este fenómeno físico se tiene en cuenta

reduciendo el aporte del concreto a la resistencia al corte antes de la aparición de la rotación a flexión inelástica, por lo tanto la resistencia máxima se calcula con las siguientes expresiones.

Para vigas:

$$V_{max} = \phi_r \left(0.2\sqrt{f'_c}bd + \frac{A_v f_{yh} d}{s} \right) \quad (2.64)$$

Para columnas con estribos rectangulares:

$$V_{max} = \phi_r \left\{ 0.85 \left(0.29\sqrt{f'_c}0.8A_g + \frac{A_v f_{yh} d''}{s} \cot 30^\circ - N \tan \alpha \right) \right\} \quad (2.65)$$

Donde α es el ángulo entre el eje longitudinal de la columna y la recta que une los puntos del centro donde actúa la fuerza a compresión en el concreto en el nudo inicial y final, f_{yh} la resistencia de fluencia del refuerzo transversal, d'' es la longitud del núcleo confinado medido desde los extremos de los estribos, N es la carga axial, que es positiva en tensión y negativa en compresión y $\phi_r = 0.85$ es el factor de reducción de esfuerzos por corte que se introduce para reconocer que la teoría es solo aproximada.

2.2.7.2. Incorporación del Efecto de Corte en los Diagramas Momento

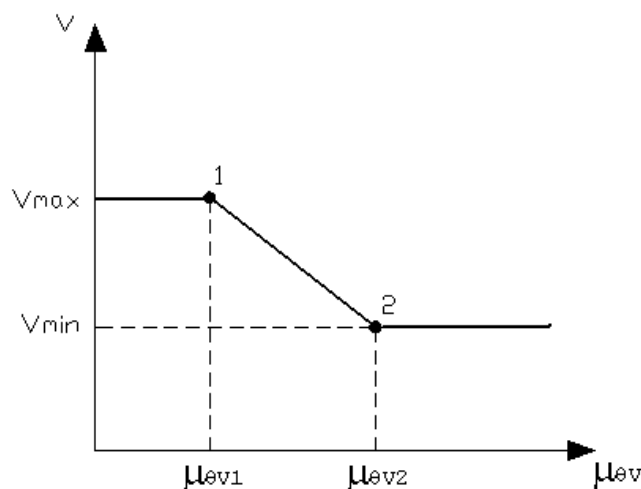
Curvatura

Se considera el efecto de corte en los diagramas momento-curvatura de elementos con poco refuerzo transversal, ya que la falla va a ser de corte y el elemento no va a ser capaz de desarrollar toda su capacidad a flexión, de tal forma que la ductilidad por curvatura que se obtiene al considerar únicamente el efecto de flexión no va a ser real y no solo eso sino que en el análisis no lineal, la rigidez en el rango inelástico es función del momento de rotura y si este punto no está bien determinado, por que falla el elemento por corte, se estará realizando en forma equivocada el análisis sísmico (Aguar, 2003).

En la Figura 2.17 se presenta el modelo numérico que ha sido adoptado por la Normativa Sísmica de Nueva Zelanda NZS (1996), para ver la degradación de la capacidad al corte en el rango inelástico (Aguiar, 2003).

Figura 2.17

Degradación del cortante con el incremento de la ductilidad por rotación.



Nota. Reproducido de Aguilar, 2003.

Una sección transversal de un elemento de concreto armado tiene una capacidad máxima de cortante V_{max} , que va a permanecer constante hasta el punto 1, que está asociado a una ductilidad por rotación $\mu_{\theta v1}$, luego de lo cual va a existir una degradación de la resistencia al corte hasta el punto 2 en que se produce la falla de corte. El punto 2 está asociado a una ductilidad por rotación $\mu_{\theta v2}$, con un cortante denominado V_{min} .

$$V_{min} = R_{\theta v2} V_{max} \quad (2.66)$$

La degradación de la resistencia al corte puede expresarse con la ductilidad rotacional como se muestra en la Figura 2.18, donde se muestran los valores de $\mu_{\theta v1}$ y $\mu_{\theta v2}$ para vigas y columnas. Por otro lado el valores de $R_{\theta v2}$ es calculado con las siguientes ecuaciones.

Para vigas:

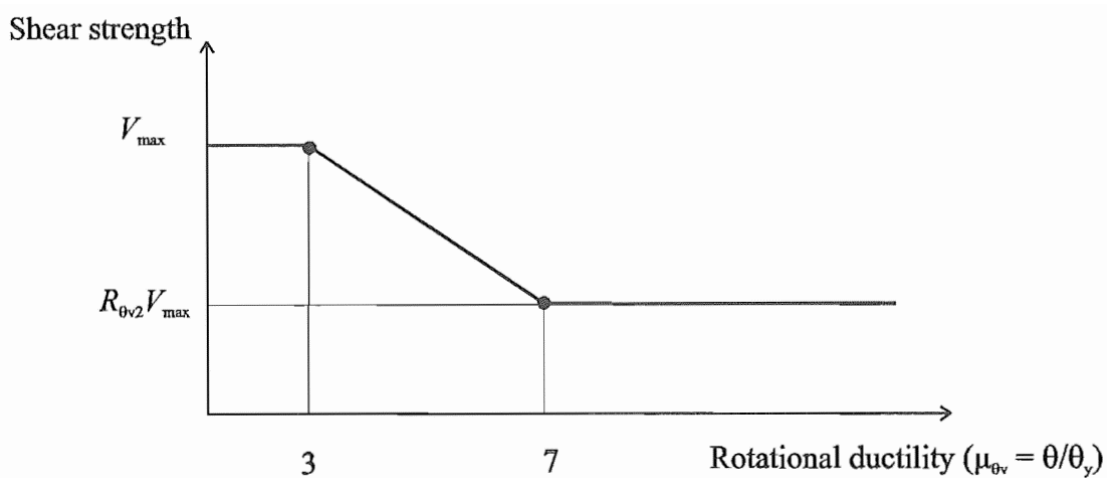
$$R_{\theta v2} = \frac{0.05\sqrt{f'_c}bd + \frac{A_v f_{yh} d}{s}}{0.20\sqrt{f'_c}bd + \frac{A_v f_{yh} d}{s}} \quad (2.67)$$

Para columnas:

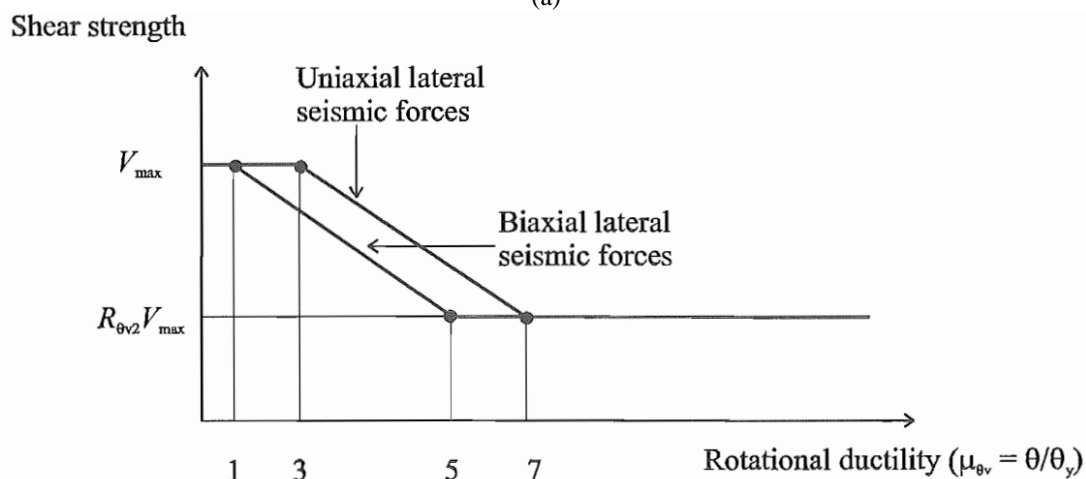
$$R_{\theta v2} = \frac{0.10\sqrt{f'_c}0.8A_g + \frac{A_v f_{yh} d''}{s} \cot 30^\circ - N \tan \alpha}{0.29\sqrt{f'_c}0.8A_g + \frac{A_v f_{yh} d''}{s} \cot 30^\circ - N \tan \alpha} \quad (2.68)$$

Figura 2.18

Valores de ductilidad por rotación asociados a la degradación del cortante.



(a)



(b)

Nota. (a) Para vigas, (b) para columnas. Reproducido de Satyarno, 2000.

Se puede considerar que en la zona de daño la ductilidad por rotación es aproximadamente igual a la ductilidad por curvatura (Satyarno, 2000). Con esta hipótesis la ductilidad por rotación se considera como demandas de curvatura para poder expresar en un solo gráfico el comportamiento a flexión y el comportamiento a corte (Aguiar, 2003).

La relación entre el momento a flexión M y el cortante V viene dado por la luz libre de corte, que es la distancia en la cual el diagrama de corte es constante. Para el caso sísmico la luz libre de corte es la distancia desde el extremo de un elemento hasta el punto de inflexión. En el análisis sísmico de una estructura el punto de inflexión va cambiando de posición pero no en una forma drástica, es factible determinar la ubicación exacta del punto de inflexión en un análisis paso a paso. Como aproximación se puede considerar que el punto de inflexión se encuentra en la mitad del elemento (Aguiar, 2003). En base a la luz libre de corte L^* se tiene que:

$$M = V L^* \quad (2.69)$$

En consecuencia, en el diagrama momento curvatura tradicional se incluirá el efecto de corte, utilizando la ecuación anterior para el efecto se debe multiplicar V_{max} o V_{min} , por la luz libre de corte, que se considera igual a $L/2$, siendo L , la longitud del elemento (Aguiar, 2003). Teniendo las curvas graficadas Aguiar (2003) indica se puede entender que:

- Si la curva de momento proveniente del corte se encuentra sobre la curva de flexión tradicional, la falla que se va a producir primero es de flexión.
- Si la curva de momento proveniente del corte se encuentra bajo la curva de flexión tradicional, la falla que se va a producir primero es la de corte. En este caso la sección analizada no va a ser capaz de desarrollar su capacidad a flexión.
- El caso intermedio entre los dos es el más complejo y ocurre cuando el momento debido al corte cruza la curva de flexión. En este caso la resistencia al corte disminuye a medida que

aumento la curvatura en la sección crítica. El punto de cruce de las dos curvas indica que la sección comenzó a fluir por flexión y luego cambia y se desarrolla una falla por corte.

2.2.7.3. Rigideces y Deformaciones por Corte para Definición de Rótulas

La rigidez al corte por unidad de longitud para las regiones no fisuradas K_{sucr} , es:

$$K_{sucr} = A_s G = \frac{0.4E_c b d}{f} \quad (2.70)$$

Donde A_s es el área de corte y G es el módulo de corte. Normalmente $A_s = bd/f$ y $G = 0.4E_c$, donde b es el ancho de la sección, d es el peralte efectivo y f es un factor que toma en cuenta la distribución de esfuerzos por corte no uniforme, $f = 1.2$ para secciones rectangulares y para secciones T e I, y E_c es el módulo de elasticidad del concreto (Satyarno, 2000).

Si la región está fisurada y la inclinación de fisura es θ_{scr} , y el refuerzo transversal está inclinado un ángulo θ_v , la rigidez al corte de la región fisurada está dada por la siguiente ecuación (R. Park & Paulay, 1983).

$$K_{scr} = \frac{\rho_t \sin^4 \theta_{scr} \sin^4 \theta_v (\cot \theta_v + \cot \theta_{scr})^2}{\sin^4 \theta_{scr} + n \rho_t \sin^4 \theta_v} E_s b d \quad (2.71)$$

Donde $n = E_s/E_c$, $\rho_t = A_v/b_s$, y E_s es el módulo de elasticidad del acero.

En la zona plástica la inclinación de fisuras tiende a propagarse y el valor θ_{scr} no es constante durante el desarrollo de las fuerzas aplicadas. En el análisis un valor constante de θ_{scr} es asumido, como 45° para vigas y 30° para columnas (Satyarno, 2000).

Después de agrietarse la región, la rigidez al corte se vuelve K_{scr} y esfuerzos en el refuerzo transversal comienzan a desarrollarse. Por lo tanto, se calcula la deformación por corte a la máxima resistencia al corte como sigue:

$$d_{smax} = \left(\frac{V_{cr}}{K_{sucr}} + \frac{V_s}{K_{scr}} \right) l_{ps} \quad (2.72)$$

Donde $V_{cr} = V_c$ para vigas y $V_{cr} = V_c + V_n$ para columnas. La longitud l_{ps} es la longitud de la región crítica por corte, que puede ser estimado de acuerdo a Satyarno (2000) como $l_{ps} = h \cot \theta_{scr}$. El valor de l_{ps} puede tomarse como el mayor de $0.9d$ o $0.72h$ para Wayghan & Sadeghian (2022)

Finalmente la rigidez inicial equivalente se calcula como:

$$K_s = \frac{V_{max}}{d_{smax}} \quad (2.73)$$

De la Figura 2.16 se tiene d_{so} es la deformación por corte cuando al resistencia por corte se vuelve muy pequeña, la cual es difícil de calcular porque normalmente los ensayos experimentales culminan tan pronto como es detectada la falla por corte. Sin embargo, basado en ensayos previos donde los miembros tienen una limitada cantidad de refuerzo transversal y fallaron eventualmente por corte, d_{so} puede ser estimado como sigue (Satyarno, 2000):

$$d_{so} \approx 2\varepsilon_{su}d'' \quad (2.74)$$

2.2.7.4. Cortante Máximo en Columnas L

De acuerdo a Pham & Li (2015), el efecto de las alas sobre la resistencia al corte de columnas L de concreto armado no se ha estudiado bien y generalmente se ignora su aporte en la práctica del diseño, lo cual es similar a las observaciones en muros de concreto armado con alas.

En un columna L, el ala solo mejoraría efectivamente la resistencia al corte si está comprimida. Cuando una columna está sometida a flexión de doble curvatura, las alas de la columna están bajo compresión en un extremo de la columna y bajo tracción en el otro extremo. En este caso, la resistencia al corte de la columna estará regida por el extremo más débil (el extremo de la columna con el ala que está bajo esfuerzos de tracción); por lo tanto, las alas no afectan significativamente la resistencia al corte sísmico de las columnas en forma de L (Pham & Li, 2015).

Pham & Li (2015) utiliza tres ecuaciones para predecir la resistencia al corte máxima que originalmente son propuestas en muros, para evaluar su aplicabilidad en columnas L. Evalúa los procedimientos proporcionados la sección 11.5 del ACI 318-14, sección 18.10 del ACI 318-14 y procedimientos del ASCE 43-05, concluyendo que las primeras de estas proporcionan un mejor ajuste con los resultados experimentales, mostrando además que estos procedimiento podrían usarse como una herramienta para la evaluación de la resistencia al corte de columnas en forma de L ignorando la contribución de las alas de concreto. Sin embargo, sólo un número limitado de los resultados se utilizaron para investigar la aplicabilidad de los tres modelos y el autor sugiere más datos experimentales con una gama más amplia de variables para verificar los resultados.

Por otro lado, investigaciones más recientes se han enfocado en estudiar la resistencia máxima al corte de muros con alas. En este sentido se tiene los estudios realizados por Ma et al. (2020), que mediante un modelo modificado de puntales y tirantes, incluyendo el efectos de las alas. Realizó una regresión no lineal para obtener la magnitud de coeficientes de una base de datos de 119 muros, proponiendo una ecuación que funciona mucho mejor que los métodos actuales y proporciona una guía para el diseño de muros cortos con alas. También se tiene el estudio realizado por Deger & Basdogan (2021) que propone ecuaciones empíricas que se derivan de un análisis de regresión con un enfoque de *machine learning* de una base de datos de 70 muros controlados por corte, 88 muros en la zona de transición, y 88 muros controlados a flexión. Concluye que las ecuaciones propuestas son fáciles de usar, interpretables y compatibles con el comportamiento físico, pudiendo estimar la resistencia al corte con razonable precisión.

En la Tabla 2.13 se muestra las ecuaciones para la determinación del cortante máximo en muros, pudiendo ser aplicables en columnas L, requiriendo mayor cantidad de estudios experimentales para tal fin, tal como indica Pham & Li (2015).

Tabla 2.13

Ecuaciones para la determinación del cortante máximo en muros.

(1) Sección 11.5 de ACI 318-14 (2014) En MPa	$V_{n1} = V_c + V_s \leq 0.83\sqrt{f'_c}t_w d$ <p>donde $d = 0.8l_w$</p> $V_c = 0.27\lambda\sqrt{f'_c}t_w d + \frac{N_u d}{4l_w}; \text{ o } V_c = \left[0.05\lambda\sqrt{f'_c} + \frac{l_w(0.1\lambda\sqrt{f'_c} + 0.2\frac{N_u}{l_w t_w})}{\frac{M_u l_w}{V_u l_w^2}} \right] t_w d$ $V_s = \frac{A_v f_y h d}{s}$
(2) Sección 18.10 de ACI 318-14 (2014) En MPa	$V_{n2} = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \leq 0.83 A_{cv} \sqrt{f'_c}$ <p>α_c es 0.25 para $h_w/l_w \leq 1.5$, 0.17 para $h_w/l_w \leq 2.0$, y varían linealmente de 0.25 a 0.17 entre 1.5 y 2.0</p>
(3) ASCE 43-05 (2005) En lb/pulg. ²	$V_{n3} = \phi dt_w \left(8.3\sqrt{f'_c} + 3.4\sqrt{f'_c} \left(\frac{h_w}{l_w} - 0.5 \right) + \frac{N_A}{4l_w t_w} + \rho_{se} f_y \right) \leq \phi 20\sqrt{f'_c} dt_w$ <p>Donde $d = 0.6l_w$, y $\rho_{se} = A\rho_v + B\rho_h$, A y B son constantes</p> <p>$A = 1$ y $B = 0$ para $\frac{h_w}{l_w} < 0.5$,</p> <p>$A = -\frac{h_w}{l_w} + 1.5$ y $B = \frac{h_w}{l_w} - 0.5$ para $0.5 < \frac{h_w}{l_w} < 1.5$; y</p> <p>$A = 0$ y $B = 1$ para $1.5 < \frac{h_w}{l_w}$</p>
(4) Ma et al. (2020) Modificación para muros cortos con alas a V_{ACI} En MPa	$V_{n4} = A_{cv}(k_1\sqrt{f'_c} + k_2\rho_t f_y)$ <p>Donde $k_1 = 0.50$ y $k_2 = 0.59$</p>
(5) Ma et al. (2020) Modificación para muros cortos con alas a V_{ASCE} En MPa	$V_{n5} = dt_w \left(k_1\sqrt{f'_c} + k_2\sqrt{f'_c} \left(\frac{h_w}{l_w} - 0.5 \right) + k_3 \frac{N_A}{l_w t_w} + k_4 \rho_{se} f_y \right)$ <p>Donde $k_1 = 8.02$, $k_2 = 2.95$, $k_3 = 0.41$ y $k_4 = 0.97$</p>
(6) Ma et al. (2020) Propuesta para muros cortos con alas En MPa	$V_{n6} = \left(0.32f_y f \rho_f t_f l_f + 0.18f_{yv} \rho_v t_w z_w + \frac{P}{2} \right) \frac{d_w}{h_w} + 0.54f_{yh} \rho_h t_w h_w;$ <p>Además $V_{n6} \leq 1.4\sqrt{f'_c} A_g$</p> <p>Donde: $d_w = l_w - t_f - \frac{1}{2} \left(\frac{0.32f_y f \rho_f t_f l_f + P}{0.59f'_c t_w} - \frac{t_f l_f}{t_w} \right)$</p>
(7) Deger & Basdogan (2021) Propuesta General En MPa	$v_{proposed} = (a) \frac{P}{A_g} + (b) \frac{\left(1 + \frac{1}{s/d_b} \right) (1 + \rho_f) f'_c \frac{t_w}{l_w}}{M/Vl_w} + (c) f_{yh} \rho_h$ <p>Muros controlados por corte: $a = 0.067$, $b = 0.38$ y $c = 0.004$</p> <p>Muros en transición: $a = 0.022$, $b = 0.33$ y $c = 0.0042$</p> <p>Muros controlados por flexión: $a = 0.039$, $b = 0.36$ y $c = 0.0038$</p>

Nota. Elaboración propia.

2.2.8. Modelo Simplificado del Comportamiento Hidrodinámico del Agua

Los primeros estudios sobre el comportamiento dinámico de un tanque de agua ante acciones sísmicas fueron realizados por Hoskins & Jacobsen (1934) quienes estudiaron teórica y experimentalmente las presiones causadas por el agua ante una simulación sísmica, señalando que las presiones eran producidas como si una determinada masa de agua definitiva estuviera siendo obligada a participar en el movimiento del tanque. Graham & Rodriguez (1952) estudiaron el efecto del oleaje del combustible en las aeronaves. Los resultados de estos autores indicaban que el fluido ejercía presiones sobre las paredes del contenedor de tal manera que estos podían separarse en una componente impulsiva y otra convectiva en un contenedor rectangular.

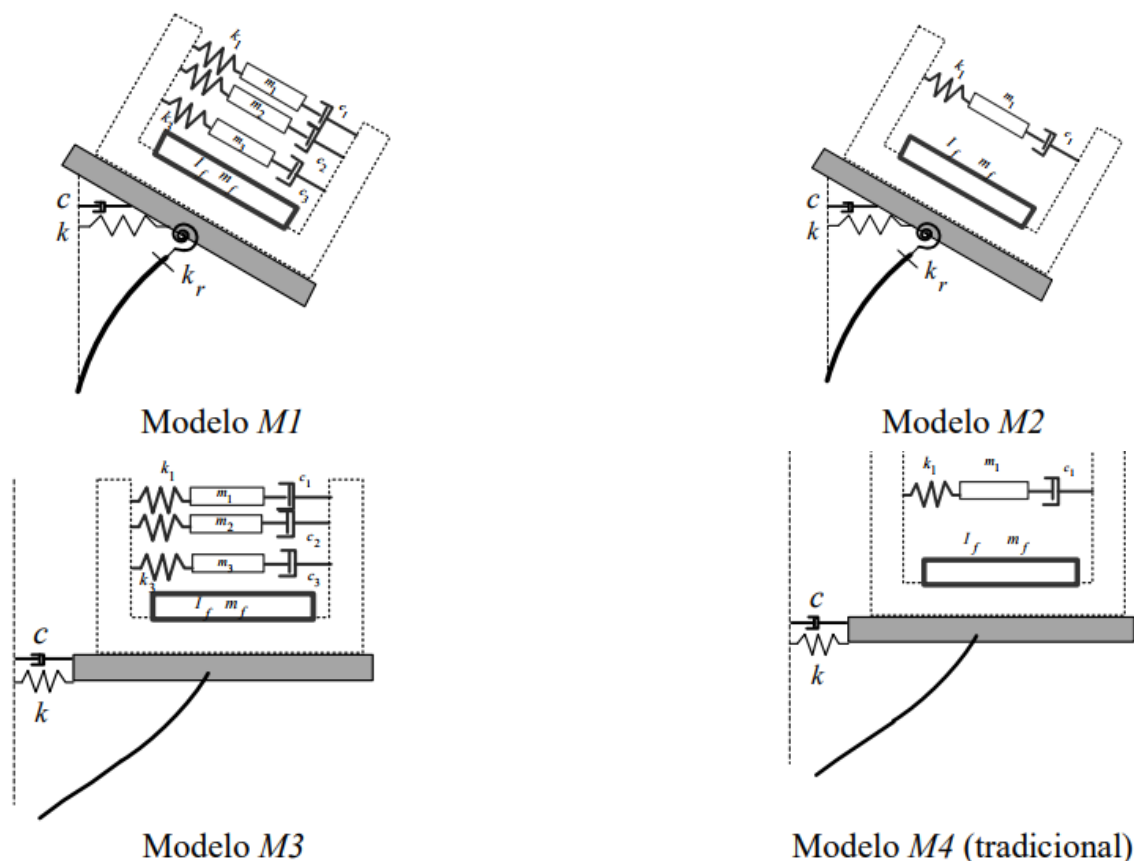
Estudios posteriores se basaron en el comportamiento impulsivo-convectivo del fluido en un contenedor, lo que llevó a formular una idealización a través de un modelo de masas y resortes, en el cual un porcentaje de masa total del agua permanece fija, masa impulsiva, y otro porcentaje es representado por n masas móviles, masas convectivas (Haroun, 1983; Housner, 1954, 1957, 1963).

2.2.8.1. Modelo Hidrodinámico de Hernández Barrios (2018)

Las ecuaciones propuestas por las normas técnicas, tal como el ACI 350.3 (ACI Committee 350, 2021), tienen su origen en un modelo simplificado para contenedores con paredes rígidas (Housner, 1957), Implícitamente dichas ecuaciones consideran que el contenedor no presenta cabeceo. Por otro lado el modelo propuesto por Hernández Barrios (2018) trata de complementar el modelo simplificado masa-resorte-amortiguador considerando 3 masas convectivas y la posibilidad de que se presente rotación en la base. Se compara 4 modelos simplificados mostrados en la Figura 2.19, que varían según sea el número de masas equivalentes del líquido que representan los modos convectivos y las propiedades de rigidez del elemento de apoyo.

Figura 2.19

Modelos equivalentes del sistema dinámico fluido-estructura.



Nota. Reproducido de Hernandez Barrios, 2018.

Si se considera que el contenedor puede desplazarse horizontalmente y rotar con respecto a su base se considera el modelo M1, que tiene una masa para el modo impulsivo y tres masas para los modos convectivos; y el modelo M2 tiene una masa para representar cada modo. Si el contenedor únicamente se puede desplazar en traslación, se considera como modelo M3 a aquel que tiene tres masas para representar los modos convectivos y una para el impulsivo; y como modelo M4 a aquel recomendado en la mayoría de los códigos de diseño con una masa que representa el modo convectivo y una para del modo impulsivo.

Hernández Barrios (2018) mediante un ejemplo aplicativo demuestra la importancia de considerar al menos tres masas convectivas para representar el oleaje del líquido. Para su ejemplo

la altura de ola máxima es de 213 cm para el caso de considerar tres masas para el modo convectivo y considerando una sola masa es de 85 cm. Por otro lado, considerar la rotación de la base del contenedor puede incrementar el momento de volteo en la cimentación en un 15%. De la misma forma realizó un análisis modal utilizando los valores de aceleración espectral típicos en la Ciudad de México. Como resultado obtuvo que los momentos de volteo en la cimentación se subestiman hasta en un 25% usando el modelo comúnmente empleado en la práctica profesional.

Se muestran las ecuaciones utilizadas, que son válidas para representar las masas convectivas e impulsivas de un líquido contenido en un tanque con forma rectangular.

Las masas convectivas se calculan con:

$$m_n = m_{liquido} \left[\frac{a}{h} \right] \left[\frac{8}{\pi^3} \right] \tanh \left[(2n-1)\pi \frac{h}{a} \right] \left[\frac{1}{(2n-1)} \right]^3 \quad (2.75)$$

y la masa del modo impulsivo:

$$m_f = m_{liquido} - \sum_{n=1}^{\infty} m_n \quad (2.76)$$

Las alturas de las masas convectivas medidas a partir del centro de masas del líquido son:

$$h_n = h \left[\frac{1}{2} - \frac{a}{h} \left[\frac{1}{(2n-1)\pi} \right] \tanh \left[(2n-1)\pi \frac{h}{2a} \right] \right] \quad (2.77)$$

mientras que para la masa del modo impulsivo,

$$h_f = - \frac{\sum_{n=1}^{\infty} m_n h_n}{m_f} \quad (2.78)$$

Las rigideces equivalentes de las masas convectivas son,

$$k_n = m_{liquido} \left[\frac{8g}{h} \right] \left[\frac{1}{(2n-1)\pi} \right]^2 \left[\tanh \left[(2n-1)\pi \frac{h}{a} \right] \right]^2 \quad (2.79)$$

el momento de inercia del líquido solidificado:

$$I_s = m_{liquido} \left[\frac{b^2 + h^2}{12} \right] \quad (2.80)$$

y el momento de inercia efectivo del líquido:

$$I_e = I_s \left[1 - \frac{4}{1 + r_1^2} + \frac{768}{r_1(1 + r_1^2)} \sum_{n=1}^{\infty} \tanh \left[(2n - 1)\pi \frac{h}{a} \right] \left[\frac{1}{(2n - 1)\pi} \right]^5 \right] \quad (2.81)$$

donde:

$$r_1 = \frac{h}{a} \quad (2.82)$$

El momento de inercia de la masa del modo impulsivo es,

$$I_f = I_e - m_f h_f^2 - \sum_{n=1}^{\infty} m_n h_n^2 \quad (2.83)$$

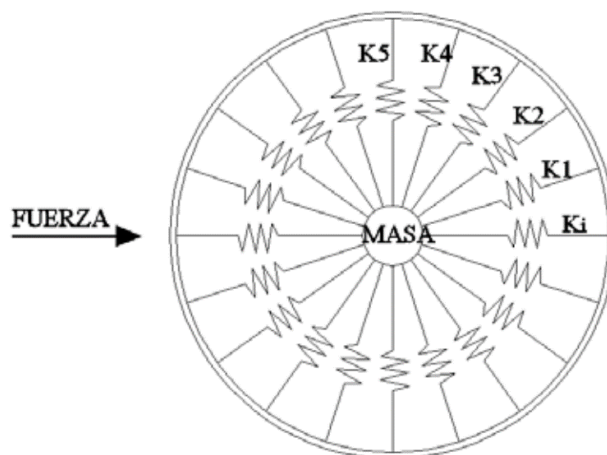
donde a es el largo del tanque, h es la altura del líquido, g es la aceleración de la gravedad.

2.2.8.2. Distribución Espacial de Resortes de la Masa Convectiva

La masa móvil se calcula en función a la geometría de la cuba de agua y el resorte lineal es idealizado mediante una sistema radial de resortes (Figura 2.20), que representa el movimiento del agua en forma espacial (Copa Pineda & Gonzales Salas, 1999).

Figura 2.20

Rigidez en forma radial que permite un óptimo comportamiento de interacción fluido-estructura.

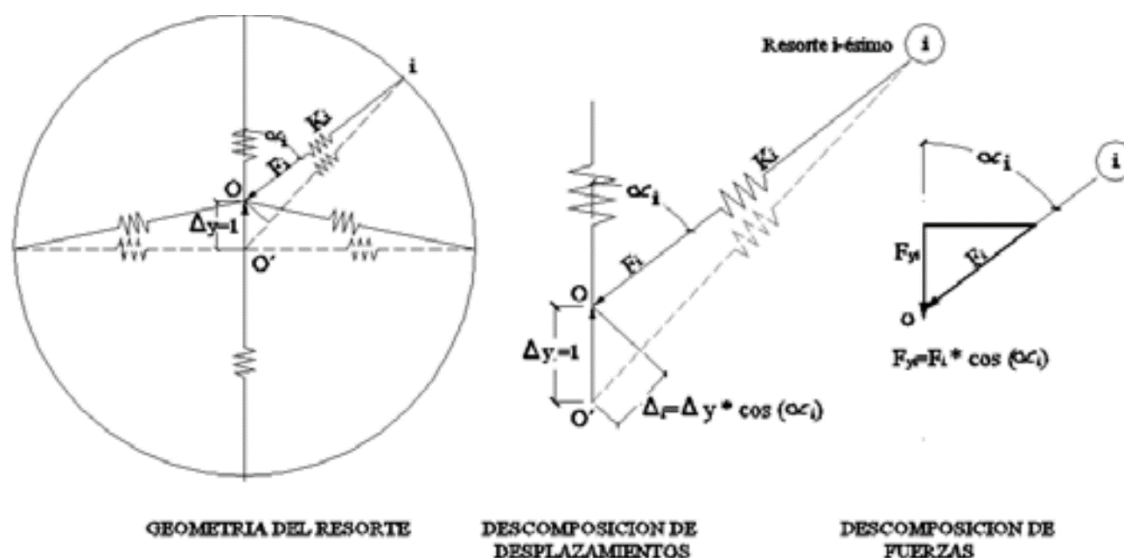


Nota. Reproducido de Copa Pineda & Gonzales Salas, 1999.

La rigidez de los resortes se calcula a partir del resorte total del agua K y el procedimiento consiste en aplicar un desplazamiento unitario $\Delta_y = 1$ como se muestra en la Figura 2.21, y por otro lado debido a la configuración axial simétrica se puede inferir que dicha rigidez K_i es constante. Al aplicar el desplazamiento unitario se producen en todos los resortes y calculamos la deformación lineal de un resorte i -ésimo que forma un ángulo α_i respecto al eje vertical, luego determinamos la componente vertical F_{yi} tal como se muestra en dicha figura. Luego la deducción de la rigidez de cada resorte obedece a un procedimiento muy sencillo.

Figura 2.21

Deformación de un resorte i -ésimo y sus componentes verticales.



Nota. Reproducido de Copa Pineda & Gonzales Salas, 1999.

Finalmente la distribución de la rigidez, y la rigidez K_i , está sujeta a la siguiente ecuación:

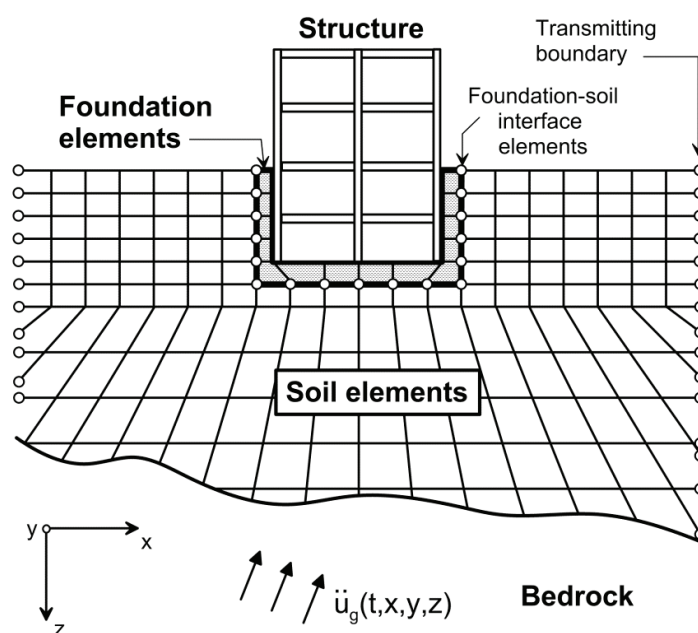
$$K_i = \frac{K}{\sum_{i=1}^n \cos^2 \alpha_i} \quad (2.84)$$

2.2.9. Interacción Suelo Estructura en Edificaciones

La respuesta de una estructura a un terremoto se ve afectada por las interacciones entre tres sistemas vinculados: la estructura, la cimentación y el suelo subyacente y circundante a los cimientos. El análisis de la interacción suelo-estructura evalúa la respuesta colectiva de estos sistemas a un movimiento del suelo específico en campo libre. El término campo libre se refiere a movimientos que no se ven afectados por vibraciones estructurales o la dispersión de ondas en los cimientos y alrededor de ellos (NIST, 2012). Los efectos de SSI se clasifican como efectos de interacción inercial, efectos de interacción cinemática y efectos de flexibilidad suelo-cimiento. Los términos interacción cinemática e inercial fueron introducidos en 1975 por Robert Whitman (Kausel, 2010). En el contexto del análisis y diseño en ingeniería, estos efectos están relacionados con:

Figura 2.22

Esquema de un análisis directo de interacción suelo-estructura utilizando modelado continuo por elementos finitos.



Nota. Reproducido de NIST, 2012.

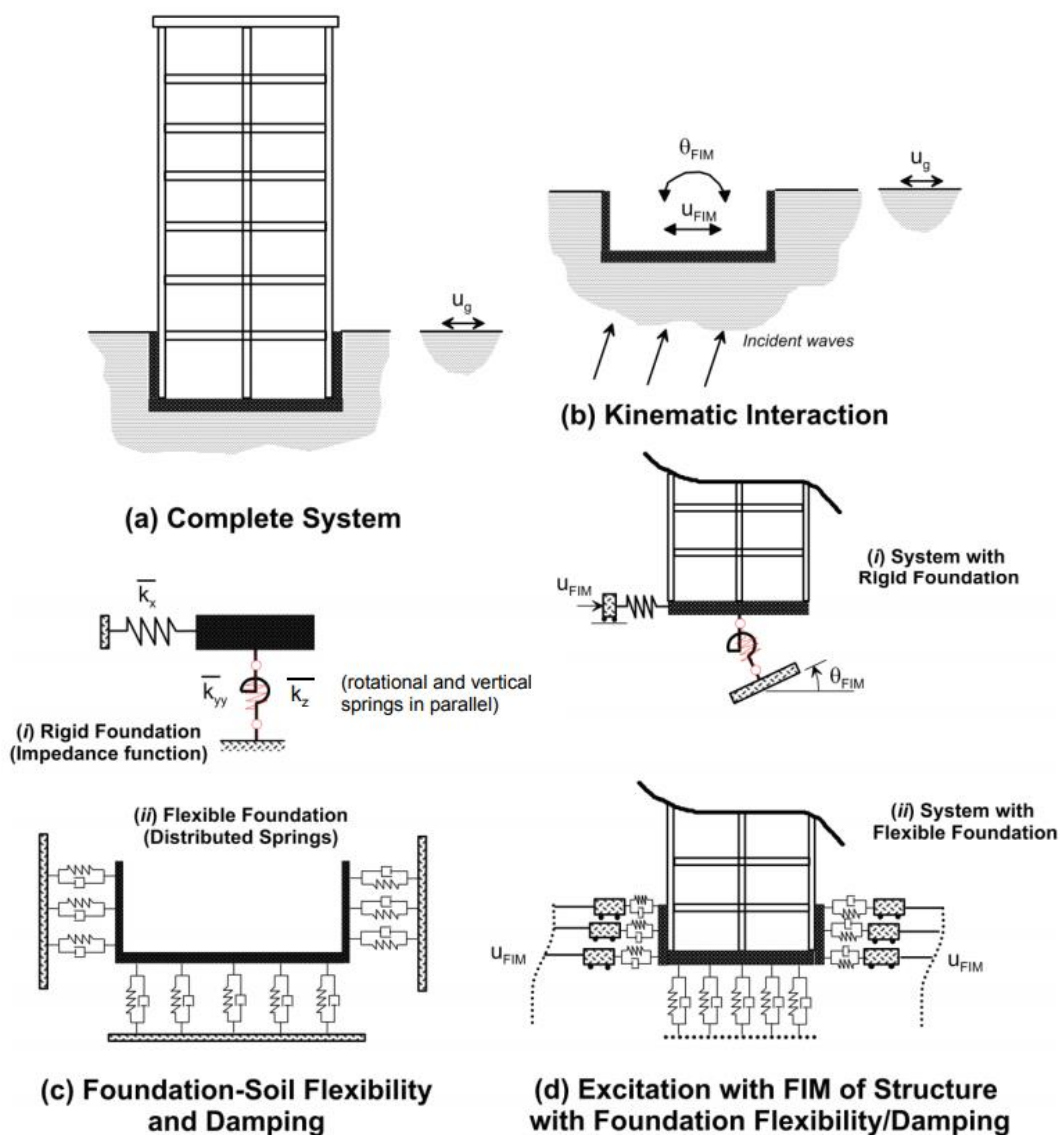
Los métodos que se pueden utilizar para evaluar los efectos anteriores se pueden clasificar como enfoques directos y de subestructura (NIST, 2012).

- Enfoque de análisis directo. En un análisis directo, el suelo y la estructura se incluyen dentro del mismo modelo y se analizan como un sistema completo como se muestra esquemáticamente en la Figura 2.22. El suelo a menudo se representa como continuo (elementos finitos) junto con los elementos estructurales y de cimientos, contornos de transmisión en los límites de la malla (mesh) de suelo y elementos de interfaz en los bordes de los cimientos.
- Enfoque de subestructura. En un enfoque de subestructura, el problema SSI se divide en partes distintas que se combinan para formular la solución completa. La consideración adecuada de los efectos del SSI en un enfoque de subestructura requiere:
 - (i) una evaluación de los movimientos del suelo en campo libre y las correspondientes propiedades del material del suelo,
 - (ii) una evaluación de funciones de transferencia para convertir movimientos de campo libre en movimientos de entrada de cimentación,
 - (iii) incorporación de resortes y amortiguadores (o elementos no lineales más complejos) para representar la rigidez y el amortiguamiento en la interfaz suelo-cimiento y,
 - (iv) un análisis de respuesta del sistema combinado de estructura-resorte/amortiguador con el movimiento de entrada de la base aplicado.

Como se muestra en la Figura 2.23, los pasos en un enfoque de subestructura son los siguientes:

Figura 2.23

Esquema de un enfoque de subestructura para el análisis de la interacción suelo-estructura.



Nota. (i) Sistema de Cimentación Rígida; (ii) Sistema de Cimentación Flexible. Reproducido de NIST, 2012.

- Especificación de un movimiento de entrada de cimentación (FIM), que es el movimiento de la losa de cimentación que da cuenta de la rigidez y geometría de la cimentación. Debido a que la inercia se trata por separado, el FIM (*foundation input motion*) se aplica a la condición teórica

de que la losa de cimentación y la estructura no tengan masa (Figura 2.23b). Este movimiento generalmente difiere del movimiento de campo libre (u_g), ya que involucra componentes tanto de traslación como de rotación y representa la demanda sísmica aplicada a los cimientos y al sistema estructural. Una vez establecido el movimiento en campo libre, se realizan análisis de propagación de ondas para estimar el movimiento de entrada de los cimientos a lo largo de la interfaz suelo-base de cimentación, como se muestra en la Figura 2.23d. Propiedades lineales equivalentes para el suelo (por ejemplo, módulo de corte, amortiguación del material) se puede evaluar como parte de este análisis.

- Las características de rigidez y amortiguación de la interacción suelo-cimentación se caracterizan utilizando modelos de función de impedancia relativamente simples o una serie de resortes y amortiguadores distribuidos. Las funciones de impedancia representan las características de rigidez y amortiguación dependientes de la frecuencia de la interacción suelo-cimentación. El uso de modelos de funciones de impedancia para fundaciones rígidas se ilustra en la Figura 2.23c(i). En la Figura 2.23c(ii) se ilustra el uso de una serie de resortes y amortiguadores distribuidos que actúan alrededor de la base flexible. El último caso de resortes y amortiguadores distribuidos es necesario cuando los elementos de cimentación no son rígidos o cuando los elementos internos las demandas (por ejemplo, momentos, cortes, deformaciones) son resultados requeridos del análisis.
- La superestructura se modela sobre la cimentación y el sistema se excita a través de la misma, desplazando los extremos de los resortes y amortiguadores utilizando los componentes oscilantes y traslacionales del FIM. Cabe señalar que el FIM varía con la profundidad. En el caso del modelo de resortes y amortiguadores, los desplazamientos diferenciales del suelo deben aplicarse a lo largo de la profundidad del empotramiento. Esta aplicación de

desplazamientos espacialmente variables introduce un componente rotacional al FIM, razón por la cual un componente rotacional no aparece específicamente en la Figura 2.23d(ii).

2.2.9.1. Interacción Inercial

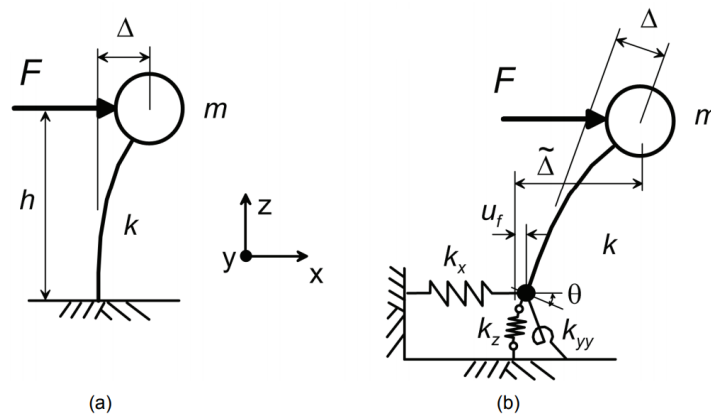
La interacción inercial se refiere a desplazamientos y rotaciones en el nivel de los cimientos de una estructura que resultan de fuerzas impulsadas por la inercia, como el corte de la base y el momento (NIST, 2012).

2.2.9.1.1. Comportamiento del sistema suelo-estructura

Considere una estructura de un solo grado de libertad con una rigidez k , y masa m , descansando sobre una base fija, como se muestra en la Figura 2.24a. Una fuerza estática F , provocan una deflexión Δ .

Figura 2.24

Esquema de deflexiones causadas por una fuerza aplicada.



Nota. (a) Estructura de base fija; y (b) Estructura con flexibilidad vertical, horizontal y rotacional en su base. Reproducido de NIST, 2012.

Ahora considere la misma estructura con resortes verticales, horizontales y rotacionales en su base, que representan los efectos de la flexibilidad del suelo contra una base rígida, como se muestra en la Figura 2.24b. La rigidez vertical del resorte en la dirección z se denota como k_z , la

rigidez del resorte horizontal en la dirección x como k_x , y el resorte rotacional como k_{yy} , que representa la rotación en el plano $x - z$ (alrededor del eje $y - y$). Si una fuerza F , se aplica a la masa en la dirección x , la estructura se desplaza, como lo hace en el sistema de base fija, pero el corte de la base (F) desplaza el resorte horizontal u_f , y el momento en la base ($F \times h$) rota el resorte rotacional θ . En consecuencia, la deflexión total con respecto al campo libre en la parte superior de la estructura es $\tilde{\Delta}$.

2.2.9.1.2. Alargamiento del Periodo Estructural y Amortiguamiento de la Cimentación

El alargamiento del período es un primer efecto de la interacción inercial. La consideración de la flexibilidad del suelo en el análisis lateral produce períodos fundamentales más largos y generalmente aumenta el grado de participación de masa en los modos fundamentales. El cambio a un período fundamental más largo siempre aumenta la respuesta de desplazamiento y puede aumentar o disminuir la respuesta de aceleración (Federal Emergency Management Agency, 2020).

Observaciones realizadas desde edificios instrumentados sacudidos por terremotos muestran que el parámetro más importante que controla la importancia de la interacción inercial es $h/(V_s T)$, que representa la *relación de rigidez estructura-suelo*. Los efectos inerciales son generalmente insignificantes para $h/(V_s T) < 0.1$, que ocurre en estructuras flexibles (p. ej., edificios con estructuras resistentes a momentos) ubicadas sobre suelo o roca competente. Por el contrario, los efectos inerciales tienden a ser significativos para estructuras rígidas, como muros de corte o edificios con armazones arriostrados, ubicados en suelos más blandos (Stewart et al., 1999).

Por otro lado, la amortiguación de los cimientos (β_f), es un segundo efecto de interacción inercial. Hay dos factores que contribuyen a la amortiguación de los cimientos: la amortiguación del suelo y la amortiguación por radiación. La amortiguación del suelo es la amortiguación

histerética (material) del suelo (β_s), similar al amortiguamiento viscoso inherente a la superestructura, pero es independiente del período de base flexible de la estructura. La amortiguación por radiación es la amortiguación en el sistema suelo-estructura causada por la generación y propagación de ondas lejos de la base, que son causadas por desplazamientos dinámicos de la base en relación con los desplazamientos en campo libre. La amortiguación de la radiación es mayor cuando la relación estructura-rigidez del suelo es mayor (Federal Emergency Management Agency, 2020).

El amortiguamiento histerético del suelo, ocurre debido al corte entre el suelo y la interfaz suelo-cimentación. Los valores de la relación de amortiguamiento histerético del suelo, β_s , para modelar el amortiguamiento histerético del suelo se pueden obtener a partir del análisis de respuesta del sitio determinado por un ingeniero geotécnico u opcionalmente de la Tabla 19.3-3 de ASCE/SEI 7-16, como se muestra en la Tabla 2.14.

Tabla 2.14

Amortiguamiento histerético del suelo, β_s (de Tabla 19.3-3 de ASCE/SEI 7-16).

Clase de Sitio	Aceleración máxima efectiva, $S_{DS}/2.5^{(1)}$			
	$S_{DS}/2.5 = 0$	$S_{DS}/2.5 = 0.1$	$S_{DS}/2.5 = 0.4$	$S_{DS}/2.5 \geq 0.8$
C	0.01	0.01	0.03	0.05
D	0.01	0.02	0.07	0.15
E	0.01	0.05	0.20	(2)
F	(2)	(2)	(2)	(2)

⁽¹⁾ Utilice una interpolación lineal para valores intermedios de $S_{DS}/2.5$

⁽²⁾ Realizar investigaciones geotécnicas específicas de sitio y análisis dinámicos de respuesta de sitio.

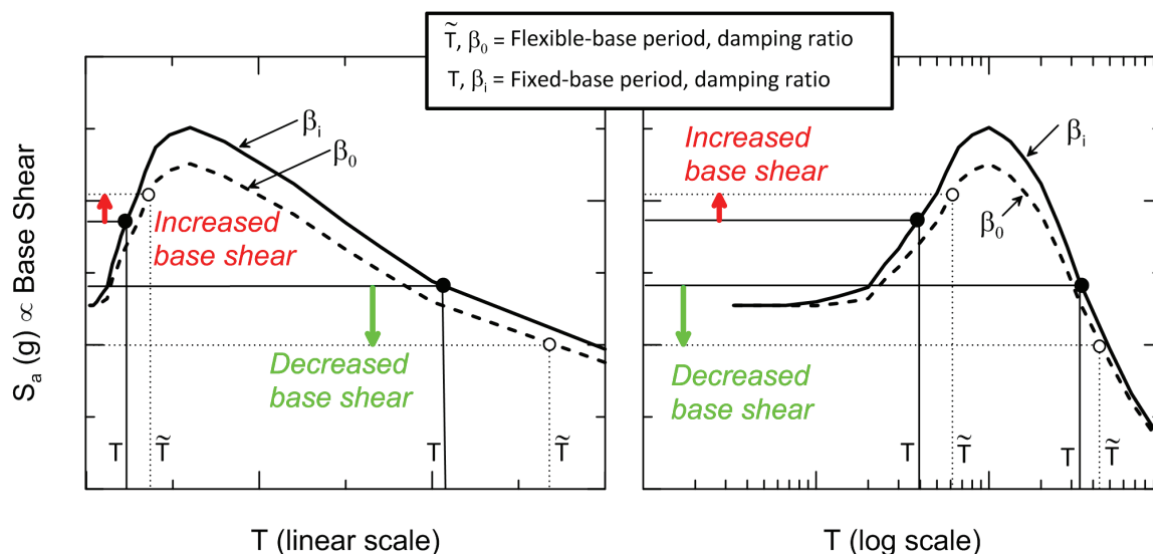
Nota. Adaptado de (ASCE, 2017a).

El efecto inercial sobre el corte de la base de un edificio se ilustra en la Figura 2.25. Debido a que el corte de base para la respuesta elástica comúnmente se calcula basándose en la pseudo

aceleración espectral en el primer modo, la figura representa la variación en la pseudo aceleración espectral versus el período tanto en escala lineal como logarítmica.

Figura 2.25

Efectos inerciales de la interacción suelo-estructura sobre la aceleración espectral (cortante de base) asociada con el alargamiento del periodo y el cambio de amortiguación.



Nota. Reproducido de NIST, 2012.

2.2.9.1.3. Modelos para Cimentaciones Rígidas y Suelos Uniformes

Hay muchas soluciones de función de impedancia disponibles para cimientos rígidos circulares o rectangulares ubicados en la superficie de un semi espacio uniforme, elástico o viscoelástico o incrustados en él. En el caso de una base rectangular rígida que descansa sobre la superficie de un semi espacio con velocidad de onda de corte V_s , Pais & Kausel (1988), Gazetas (1991) y Mylonakis et al. (2006) revisan las soluciones de impedancia en la literatura y presentan ecuaciones para calcular los términos de rigidez y amortiguamiento.

Las soluciones describen la rigidez traslacional y el amortiguamiento a lo largo de los ejes x , y , z , y rigidez rotacional y amortiguación alrededor de esos ejes (xx , yy , zz). La rigidez se

denota k_j , y es función de las dimensiones de la cimentación, el módulo de corte del suelo G , módulo de Poisson del suelo ν , modificadores de rigidez dinámica α_j , y modificadores de profundidad de cimentación η_j (NIST, 2012).

$$k_j = K_j \times \alpha_j \times \eta_j \quad (2.85)$$

$$K_j = GB^m f(B/L, \nu), \quad \alpha_j = f(B/L, a_0) \quad (2.86)$$

$$\eta_j = f\left(\frac{B}{L}, \frac{D}{B}, \frac{d_w}{B}, \frac{A_w}{BL}\right) \quad (2.87)$$

Donde K_j es la rigidez estática de la base a frecuencia cero para el modo j , y $m = 1$ para traslación, y $m = 3$ para rotación. Módulo de corte G , debería reflejar los efectos de la reducción del módulo al aumentar la amplitud de la deformación cortante. La norma ASCE-SEI 7-10 (ASCE, 2010), proporcionan la información presentada en la Tabla 2.15 para ajustar el módulo de corte para niveles de deformación grandes (NIST, 2012).

Tabla 2.15

Valores de reducción de velocidad de onda de corte y módulo de corte para diversas clases de sitios y amplitudes de vibración.

Clase de Sitio	Factor de Reducción (V_s)			Factor de Reducción (G/G_0)		
	$S_{Ds}/2.5$ ⁽¹⁾			$S_{Ds}/2.5$ ⁽¹⁾		
	≤ 0.1	0.4	≥ 0.8	≤ 0.1	0.4	≥ 0.8
A	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
B	1.00	0.97	0.95	1.00	0.95	0.90
C	0.97	0.87	0.77	0.95	0.75	0.60
D	0.95	0.71	0.32	0.90	0.50	0.10
E	0.77	0.22	⁽²⁾	0.60	0.05	⁽²⁾
F	⁽²⁾	⁽²⁾	⁽²⁾	⁽²⁾	⁽²⁾	⁽²⁾

⁽¹⁾ Utilice una interpolación lineal para valores intermedios de $S_{Ds}/2.5$

⁽²⁾ Realizar investigaciones geotécnicas específicas de sitio y análisis dinámicos de respuesta de sitio.

Nota. Adaptado de ASCE, 2010.

El módulo de corte máximo (a deformaciones pequeñas) G_0 , se puede calcular a partir de $G_0 = V_s^2 \rho_s$, donde V_s se toma como un valor efectivo promedio a lo largo de una profundidad de perfil efectiva z_p y ρ_s es la densidad de la masa de suelo. El modificador de rigidez dinámica α_j , están relacionados con la frecuencia adimensional $a_0 = \frac{\omega B}{V_s}$. Para el análisis en el dominio del tiempo, una sola frecuencia ω generalmente se selecciona con el fin de evaluar los coeficientes de resortes en la base y amortiguadores que dependen a_0 . Esta puede tomarse como la frecuencia correspondiente al período asociado con la respuesta dominante de la estructura. En la mayoría de los casos, este será el período del primer modo de la estructura con base flexible (NIST, 2012).

En los Anexo B se adjuntan las Tablas 2-2a, 2-2b, 2-3a y 2-3b del NIST (2012), que enumeran las expresiones para determinar las rigideces estáticas K_j , modificaciones de profundidad de cimentación η_j , modificadores de rigidez dinámica α_j y relaciones de amortiguación por radiación β_j . Las expresiones son similares a las propuestas por Pais & Kausel (1988), Gazetas (1991) y Mylonakis et al. (2006).

2.2.9.1.4. Efectos de Perfiles de Suelo No Uniformes

En la mayoría de los casos, los perfiles de V_s se evalúan lejos de los cimientos (es decir, en campo libre) y reflejan una variación del módulo de corte con la profundidad. La variación en el módulo de corte del suelo con la profundidad y la presencia de peso adicional de una estructura complica la selección de una velocidad de onda de corte apropiada en el cálculo de las rigideces estáticas de los cimientos. Para evaluar un único valor efectivo de V_s para su uso en cálculos, es necesario: (1) corregir los valores de V_s medidos en campo libre para tener en cuenta las presiones de sobrecarga asociadas con el peso agregado de la estructura; y (2) calcular un valor V_s efectivo promedio en un rango de profundidad apropiado (NIST, 2012).

Las mediciones en campo libre de la velocidad de la onda de corte (en profundidad) se pueden corregir para tener en cuenta las presiones de sobrecarga debidas al peso agregado de la estructura con la siguiente expresión:

$$V_{s,F}(z) \approx V_s(z) \left(\frac{\sigma'_v(z) + \Delta\sigma'_v(z)}{\sigma'_v(z)} \right)^{n/2} \quad 2.88$$

Donde $V_{s,F}(z)$ es la velocidad de la onda de corte corregida por sobrecarga a la profundidad z , $V_s(z)$ denota la velocidad de la onda de corte medida en campo libre a la profundidad z , $\sigma'_v(z)$ es el esfuerzo efectivo del peso propio del suelo a la profundidad z , y $\Delta\sigma'_v(z)$ es el incremento del esfuerzo vertical debido al peso de la estructura a la profundidad z , que puede calcularse utilizando la teoría clásica de distribución de esfuerzos de Boussinesq. La ecuación descrita suele ser significativa a poca profundidad (es decir, del 50% al 100% de la dimensión de la cimentación) (NIST, 2012).

Las velocidades de ondas de corte deben promediarse sobre una profundidad efectiva del perfil z_p , por debajo del nivel de soporte de la base. La profundidad del perfil se discretiza en capas que tienen un espesor Δz_i y una velocidad $V_{s,F}(z)_i$. Designada como $V_{s,avg}$, la velocidad efectiva promedio del perfil debe calcularse como la relación entre la profundidad del perfil z_p , y la suma del tiempo de viaje de la onda cortante a través de cada intervalo de profundidad. El intervalo de profundidad z_p , se puede tomar como la media dimensión de una base cuadrada equivalente que coincide con el área de la base real B_e^A , o la media dimensión de una cimentación cuadrada equivalente que coincida con el momento de inercia de la cimentación real B_e^I , se calcula de la siguiente manera (NIST, 2012):

$$V_{s,avg} = \frac{z_p}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{\Delta z_i}{(V_{s,F}(z))_i} \right)} \quad (2.89)$$

$$\text{Horizontal (x, y): } z_p = B_e^A, B_e^A = \sqrt{A/4} = \sqrt{BL} \quad (2.90)$$

$$\text{Balanceo (xx): } z_p \approx B_e^I, \text{ xx: } B_e^I = \sqrt[4]{0.75I_x} = \sqrt[4]{B^3L} \quad (2.91)$$

$$\text{Balanceo (yy): } z_p \approx B_e^I, \text{ yy: } B_e^I = \sqrt[4]{0.75I_y} = \sqrt[4]{BL^3} \quad (2.92)$$

Este enfoque puede, en principio, aplicarse a sistemas de cimentación efectivamente rígidos considerando B y L como las medias dimensiones de todo el plano de cimentación.

2.2.9.1.5. *Efectos de los Elementos de Cimentación Flexibles*

Las soluciones clásicas de función de impedancia, como las adjuntas en el Anexo B, se aplican estrictamente para cimentaciones rígidas. La interacción suelo-cimiento para cimientos rígidos se puede representar mediante resortes individuales para cada grado de libertad de cimiento, sin embargo, las losas de cimentación y los muros del sótano reales son elementos estructurales no rígidos.

La práctica típica no ajusta la función de impedancia para cimientos no rígidos, en cambio, los resortes se distribuyen a lo largo de la cimentación, como se ilustra en la Figura 2.23c. Los resortes distribuidos permiten que los cimientos se deformen de manera natural dadas las cargas impuestas por la superestructura y las reacciones del resorte. Para resortes verticales, esto se puede lograr calculando la impedancia traslación vertical y normalizándola por el área de la base para calcular la intensidad de rigidez k_z^i con dimensiones de fuerza por longitud cúbica y la intensidad de amortiguamiento c_z^i es similarmente calculada (NIST, 2012).

$$k_z^i = \frac{k_z}{4BL} \quad (2.93)$$

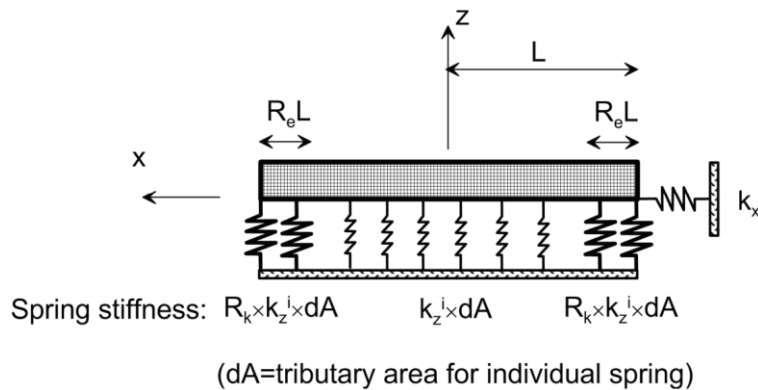
$$c_z^i = \frac{c_z}{4BL} \quad (2.94)$$

Como se ilustra en la Figura 2.26, la rigidez de un resorte vertical individual en la porción interior de la cimentación se puede tomar como el producto de k_z^i y el área tributaria del resorte

dA . Si este enfoque se utilizara en toda su longitud, se reproduciría la rigidez vertical de la cimentación, pero generalmente se subestimaría la rigidez rotacional. Esto ocurre porque la reacción vertical del suelo no es uniforme y tiende a aumentar cerca de los bordes de los cimientos. Usando un proceso similar con c_z^i se sobreestimaría la amortiguación de la radiación por balanceo. Esto ocurre porque los modos de vibración traslacional (incluida la traslación vertical) son fuentes de amortiguación de la radiación mucho más efectivas que los modos oscilantes (NIST, 2012).

Figura 2.26

Distribución vertical del resorte utilizada para reproducir la rigidez rotacional total k_{yy} .



Nota. Reproducido de NIST, 2012.

Para corregir la subestimación de la rigidez rotacional, a las tiras a lo largo del borde de la cimentación (de longitud $R_e L$) se les asignan resortes más rígidos. Cuando se combina con resortes en el interior, se reproduce la rigidez rotacional total de la base. De manera más general, el aumento en la rigidez del resorte, R_k , se puede calcular como una función de la relación de longitud del extremo de la base, R_e . Se puede seleccionar un valor de R_e (normalmente en el rango de 0,3 a 0,5), que luego proporciona un R_k único. En general, esto se considera una aproximación aceptable porque el balanceo es el modo de vibración de cimientos más crítico en la mayoría de las estructuras (NIST, 2012).

$$\text{Balanceo (yy): } R_{k,yy} = \frac{\left(\frac{3k_{yy}}{4k_z^l B L^3}\right) - (1-R_e)^3}{1 - (1-R_e)^3} \quad (2.95)$$

$$\text{Balanceo (xx): } R_{k,xx} = \frac{\left(\frac{3k_{xx}}{4k_z^l B^3 L}\right) - (1-R_e)^3}{1 - (1-R_e)^3} \quad (2.96)$$

Para corregir la sobreestimación del amortiguamiento rotacional, se utilizan el factor de rigidez R_k y la relación de longitud final R_e , y las intensidades del amortiguador en toda la longitud y el ancho de la base se reducen mediante un factor, R_c (NIST, 2012).

$$\text{Balanceo (yy): } R_{c,yy} = \frac{\frac{3c_{yy}}{4c_z^l B L^3}}{R_{k,yy}(1 - (1-R_e)^3) + (1-R_e)^3} \quad (2.97)$$

$$\text{Balanceo (xx): } R_{c,xx} = \frac{\frac{3c_{xx}}{4c_z^l B^3 L}}{R_{k,xx}(1 - (1-R_e)^3) + (1-R_e)^3} \quad (2.98)$$

2.2.9.2. Interacción Cinemática

La interacción cinemática resulta de la presencia de elementos rígidos en los cimientos sobre o dentro del suelo, lo que hace que los movimientos en la cimentación se desvíen de los movimientos en campo libre. Una de las causas de estas desviaciones es el *base-slab averaging*, en el que los movimientos del suelo espacialmente variables dentro de la envolvente del edificio se promedian dentro de la base de los cimientos debido a la rigidez y resistencia del sistema de cimentación. Otra causa de desviación son los *embedment effects*, en el que los movimientos a nivel de los cimentación se reducen como resultado de la reducción del movimiento del suelo con la profundidad bajo la superficie libre. Si los cimientos están soportados por pilotes, los pilotes interactúan con la propagación de ondas debajo de la losa de base, lo que puede modificar aún más los movimientos a nivel de la base de una estructura (NIST, 2012).

¿Bajo qué condiciones es importante considerar las diferencias entre los movimientos de entrada de cimientos y los movimientos del suelo en campo libre?

Los movimientos de los cimientos difieren de los movimientos del terreno en campo libre debido a los efectos de interacción cinemática resultantes de la presencia de elementos rígidos de los cimientos sobre o dentro del suelo.

Los efectos *base-slab averaging* se vuelven importantes dentro del rango de período de interés de ingeniería para tamaños de cimientos (medidos como la mitad del ancho del cimiento) de aproximadamente 20 m (66 pies) o más para sitios típicos de suelo o roca erosionada. Los efectos de empotramiento son sensibles a la profundidad de desplante y, por lo general, se vuelven importantes cuando una estructura tiene dos o más niveles de sótano. Tanto el promedio de la losa base como los efectos de empotramiento impactan principalmente en las ordenadas espectrales de períodos cortos (en períodos inferiores a aproximadamente 1,0 s).

Los efectos de la interacción inercial no contribuyen significativamente a las diferencias entre los movimientos de los cimientos y los movimientos de campo libre, excepto en un rango de frecuencia estrecho centrado en la frecuencia fundamental del sistema SSI.

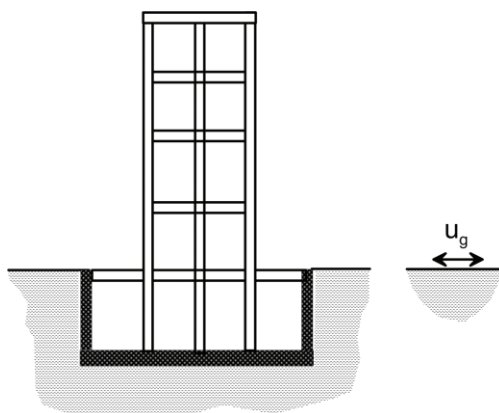
2.2.9.3. Enfoques de modelado para Edificios Empotrados con Sótano

Los enfoques de modelado varían según la configuración del edificio, la presencia de un sótano y el nivel de desplante. La Figura 2.27 ilustra una situación común de un edificio con un sótano rodeado de suelo nivelado en todos sus lados (NIST, 2012).

En la Figura 2.28 se muestran varias estrategias de modelado potenciales que se pueden utilizar para analizar un edificio de este tipo. De los enfoques de modelado ilustrados en NIST (2012), no hay consenso sobre cuál es el mejor enfoque, pero se detallan algunas las observaciones realizadas en dicho reporte:

Figura 2.27

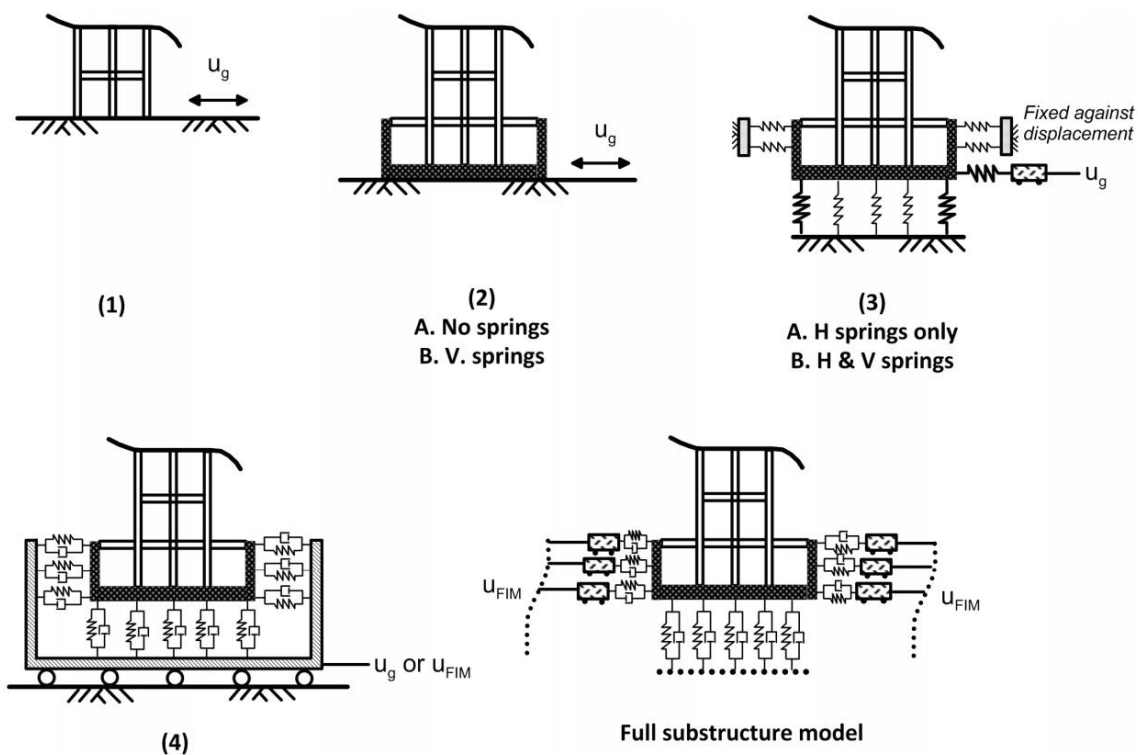
Configuración de un edificio integrado con un sótano rodeado por el terreno con una pendiente nivelada en todos lados.



Nota. Reproducido de NIST, 2012.

Figura 2.28

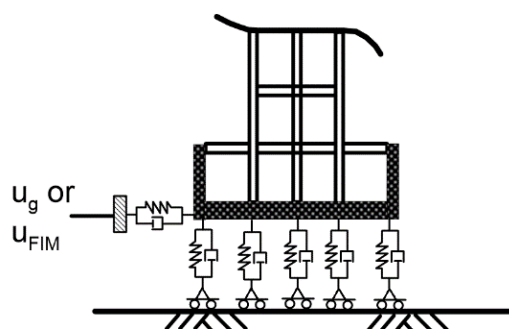
Enfoques de modelado para cimentaciones empotradas con sótano.



Nota. Reproducido de NIST, 2012.

Figura 2.29

Versión simplificada de Modelo 4.



Nota. Reproducido de PEER, 2017.

- **Modelo 1.** En este enfoque, se supone que el edificio está fijo al nivel del suelo y no se consideran efectos SSI. Algunos creen que este modelo es más apropiado para edificios con estructuras resistentes a momentos y con estructuras arriostradas, y menos apropiado para edificios con muros de corte.
- **Modelo 2.** En este enfoque, se ignora el suelo a los lados de los muros de contención, pero la estructura del sótano se incluye explícitamente en el modelo. Como base del modelo se toma el nivel del sótano más bajo. Se argumenta que la cantidad de movimiento requerido para desarrollar una presión pasiva de alguna importancia excede con creces la cantidad de movimiento anticipado en los muros de contención del sótano, por lo que la tierra retenida puede ignorarse de manera conservadora. Una variación de este modelo (Modelo 2A) tiene una base fija. Una segunda variación de este modelo (Modelo 2B) tiene resortes verticales debajo de los cimientos. El modelo 2A se utiliza ocasionalmente, aunque algunos lo limitan a las fases de diseño preliminar de sus proyectos. El modelo 2B se utiliza con más frecuencia, aunque algunos utilizan tanto el modelo 1 como el modelo 2B para vincular sus análisis para el diseño.

- **Modelo 3.** En este enfoque, se utilizan resortes horizontales para capturar el efecto del suelo circundante. Los extremos de los resortes se fijan contra la traslación y el movimiento del suelo se introduce en la base del modelo. Cuando se utiliza este enfoque de modelado, se utiliza un análisis pushover. Una variación de este modelo (Modelo 3A) se fija verticalmente. Una segunda variación de este modelo (Modelo 3B) incluye resortes verticales. Algunos utilizan ocasionalmente el modelo 3A, mientras que el modelo 3B se utiliza con más frecuencia.
- **Modelo 4.** En este enfoque, se unen resortes horizontales a paredes rígidas (lo que se conoce como “bañera”) y el movimiento del suelo se aplica a la bañera de modo que todos los extremos de los resortes horizontales se muevan junto con el movimiento de entrada. Este enfoque de modelado rara vez se utiliza, aunque es recomendado en los últimos años por el reporte *Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings* (PEER, 2017). Una versión simplificada del Modelo 4 tomada de PEER (2017) es mostrada en la Figura 2.29, considerando la interacción lateral únicamente en la base, que superaría las dificultades numéricas de considerar elementos rígidos en los elementos opuestos a la cimentación en el modelo tipo “bañera”.
- **Modelo de Subestructura Completa (MB).** Este enfoque de modelado se denomina modelo de referencia (o MB). Representa un enfoque de modelado integral en el que se utilizan amortiguadores para abordar la variación de la amortiguación del suelo, se considera la rotación de los cimientos y se aplica múltiples excitaciones a través de los resortes horizontales para que las entradas varíen a lo largo de la altura de las paredes del sótano. Este modelo no se utiliza actualmente en la práctica.

2.2.10. Análisis Incremental Dinámico (IDA)

El Análisis Dinámico Incremental (IDA) es un método de análisis paramétrico para estimar más a fondo el desempeño estructural bajo cargas sísmicas. Implica someter un modelo estructural a uno (o más) registros sísmicos, cada uno escalado a múltiples niveles de intensidad, produciendo así una (o más) curva (s) (llamadas curvas IDA) de respuesta parametrizada frente al nivel de intensidad (Vamvatsikos & Allin Cornell, 2002).

2.2.10.1. Objetivos del Análisis Incremental Dinámico

El análisis incremental dinámico ha sido adoptado por las directrices del FEMA de EE.UU. y establecido como el método de vanguardia para determinar la capacidad de colapso global (Vamvatsikos & Allin Cornell, 2002). Algunos de sus objetivos, incluyen:

1. Comprensión completa del rango de respuesta o "demandas" versus el rango de potenciales niveles de un registro sísmico.
2. Una mejor comprensión de las implicaciones estructurales de los niveles de movimiento del suelo más raros / más severos.
3. Mejor comprensión de los cambios en la naturaleza de la respuesta estructural a medida que aumenta la intensidad del movimiento del suelo (por ejemplo, cambios en los patrones de deformación máxima con la altura, inicio de la rigidez y degradación de la resistencia y sus patrones y magnitudes),
4. Producir estimaciones de la capacidad dinámica del sistema estructural global.
5. Dado un estudio IDA con múltiples registros, qué tan estables (o variables) son todos estos elementos de un registro de movimiento a otro.

2.2.10.2. Fundamentos del Análisis Incremental Dinámico

Para una mejor comprensión del método se presentan las siguientes definiciones extraídas de Vamvatsikos & Allin Cornell (2002):

- El factor de escala (SF) de un acelerograma escalado a_λ , es el escalar no negativo $\lambda \in [0, +\infty)$ que produce a_λ cuando se multiplica al registro de aceleración a_1 sin escalar (natural). Un valor de $\lambda = 1$ significa el acelerograma natural, $\lambda < 1$ es un acelerograma reducido, mientras que $\lambda > 1$ corresponde a uno ampliado.
- Medida de intensidad (IM) , es un escalar no negativo $IM \in [0, +\infty)$ que constituye una función, $IM = f_{a_1}(\lambda)$, que depende del acelerograma sin escalar a_1 , y aumenta linealmente con el factor de escala, λ . Ejemplos comunes de IMs escalables son la Aceleración máxima del terreno (PGA), Velocidad máxima del suelo (PGV), la aceleración espectral amortiguada $\xi = 5\%$ en el período del primer modo de la estructura ($S_a(T_1, 5\%)$), etc.
- Medida de daño (DM) es un escalar no negativo $DM \in [0, +\infty)$ que caracteriza la respuesta adicional del modelo estructural debido a una carga sísmica prescrita. Es una cantidad observable que forma parte o puede deducirse de los resultados del análisis dinámico no lineal correspondiente. Las opciones posibles podrían ser Máximo Cortante en la Base, rotaciones de nudos, ductilidades máximas de piso, varios índices de daño propuestos, deriva máxima en el techo, deriva angular máxima de entrepisos $\theta_1, \dots, \theta_n$ de una estructura con n-pisos, o su máximo, la deriva angular máxima de entrepiso $\theta_{max} = \max(\theta_1, \dots, \theta_n)$.

2.2.10.3. Escalado de registros para análisis IDA

2.2.10.3.1. Procedimiento de escalado recomendado por Vamvatsikos (2002).

Realizar un análisis IDA implica escalar apropiadamente cada registro seleccionado para cubrir todo el rango de respuesta estructural, desde la elasticidad hasta la fluencia y finalmente la

inestabilidad dinámica global. Vamvatsikos & Cornell (2004) desarrolla el uso del *algoritmo hunt & fill*, donde se elige la $S_a(T_1, 5\%)$ como IM e indica el uso al menos de 12 ejecuciones por registro como suficientes para lograr una buena relación entre velocidad y precisión. Sobre la sensibilidad del número de registros indica que 20 registros proporcionan una estimación relativamente precisa de los valores de desempeño, dando un total de al menos 240 ejecuciones de un modelo dado para obtener una curva IDA. En la Tabla 2.16 se muestra los pasos del algoritmo utilizados para el registro #14 del estudio de referencia.

Tabla 2.16

Ejecuciones generadas mediante algoritmo de rastreo hunt & fill para el registro 14

No.	cálculo de algoritmo	$S_a(T_1, 5\%) (g)$	θ_{max}
1		0.005	0.05%
2	$0.005 + 0.10$	0.105	0.79%
3	$0.105 + 0.10 + 1 \times 0.05$	0.255	2.02%
4	$0.255 + 0.10 + 2 \times 0.05$	0.455	3.01%
5	$0.455 + 0.10 + 3 \times 0.05$	0.705	5.85%
6	$0.705 + 0.10 + 4 \times 0.05$	1.005	$+\infty$
7	$0.705 + (1.005 - 0.705)/3$	0.805	18.83%
8	$0.805 + (1.005 - 0.805)/3$	0.872	$+\infty$
9	$(0.805 + 0.705)/2$	0.755	9.18%
10	$(0.705 + 0.455)/2$	0.580	3.27%
11	$(0.455 + 0.255)/2$	0.355	2.96%
12	$(0.255 + 0.105)/2$	0.180	1.34%

Nota. Reproducido de Vamvatsikos & Cornell, 2004.

2.2.10.3.2. Procedimiento de escalado recomendado por FEMA P58.

La metodología propuesta por el FEMA P58 (Federal Emergency Management Agency, 2018) en su Capítulo 4, nos da recomendaciones para el escalado de registros que puede aplicarse a un IDA. Las evaluaciones basadas en el tiempo requieren de curvas de peligro sísmico para

determinar la aceleración espectral $S_a(\bar{T})$ (\bar{T} es el promedio de los periodos T_1^x y T_1^y), y conjuntos de pares de registros sísmicos seleccionado y escalados para que coincidan con los espectros derivados de las curvas de peligro sísmico en el rango de periodo $T_{min} \leq T \leq T_{max}$ en un rango de frecuencias de excedencia (es decir intensidades sísmicas). El valor de T_{max} es tomado como mayor del doble del periodo fundamental T_1^x o T_1^y . El periodo T_{min} , es tomado como el menor de $0.2T_1^x$ o $0.2T_1^y$.

Se recomienda utilizar el siguiente procedimiento para determinar las intensidades de análisis IDA, así como para seleccionar y escalar los movimiento del suelo.

PASO 1: Seleccionar el Rango de Intensidades. Un rango de frecuencias de excedencia se considera apropiado si está asociado con un rango de intensidades de aceleración espectral que se esperaría que causaran daños a los edificios, desde insignificantes hasta pérdidas totales. Para edificios nuevos diseñados de acuerdo con ASCE/SEI 7-10, un rango apropiado de frecuencias excedentes es:

- La mínima frecuencia media anual de excedencia corresponde a $S_a(\bar{T}) = S_a^{min} = 0.05g$ para $\bar{T} \leq 1s$, y $S_a^{min} = 0.05/\bar{T}$ g caso contrario.
- La máxima frecuencia media anual de excedencia tomada 0.0002, con S_a^{max} tomado como $S_a(\bar{T})$ en esta frecuencia de excedencia.

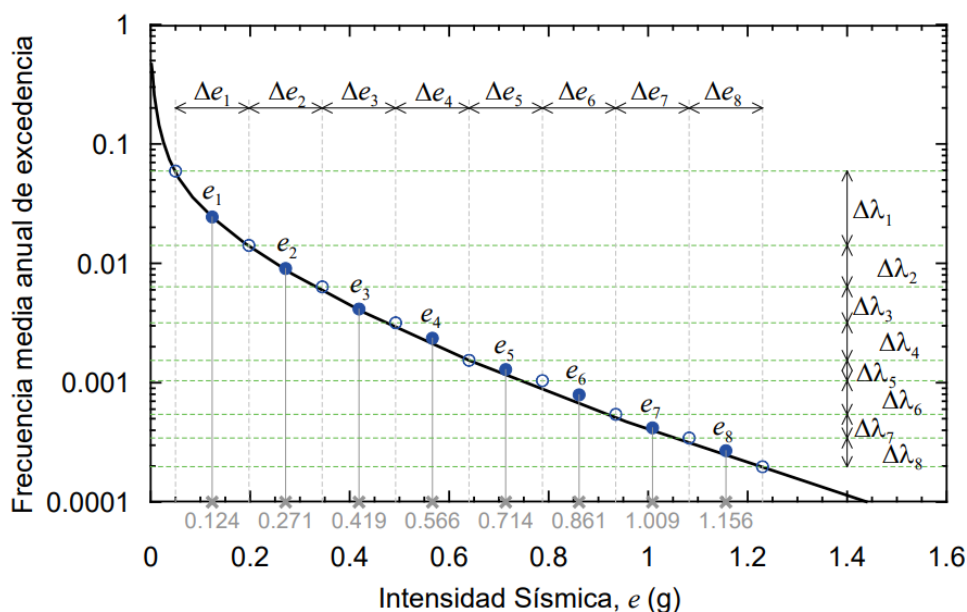
PASO 2: Seleccionar intensidades de análisis y escalar registros sísmicos.

1. Desarrollar una curva de peligro sísmico para $S_a(\bar{T})$.
2. Calcular el rango de aceleraciones espectrales S_a^{min} y S_a^{max} para el paso 1.
3. Dividir el rango de aceleraciones espectrales de S_a^{min} a S_a^{max} , en m intervalos ($m = 8$ es el recomendado); identificar el valor medio para la aceleración espectral y la frecuencia media anual de excedencia para extremo del intervalo (ver Figura 2.30).

4. De la curva de peligro, extraiga la frecuencia media anual de excedencia para el punto medio de la aceleración espectral para cada intervalo. Calcular la probabilidad media anual de ocurrencia, que se utiliza para determinar las pérdidas anuales medias. La probabilidad media anual de ocurrencia de movimientos del suelo dentro de un intervalo, $\Delta\lambda_i$, es la diferencia entre las frecuencias medias anuales de excedencia en los extremos del intervalo.
5. Desarrollar un espectro objetivo para cada intervalo, utilizando la frecuencia media anual de excedencia de cada aceleración espectral de punto medio.

Figura 2.30

Ejemplo de caracterización del peligro para evaluaciones basadas en el tiempo.



Nota. Reproducido de Federal Emergency Management Agency, 2018.

6. Para cada espectro objetivo, seleccionar y escalar pares de registros sísmicos usando los siguientes pasos:
 - a. Seleccionar un par de registros sísmicos disponibles.
 - b. Usando la ecuación 2.99, construir el espectro “geomean” para cada par de registros (norte-sur, este-oeste) sobre el rango de del periodo $T_{min} \leq T \leq T_{max}$. Compare la forma geomean

con la forma del espectro objetivo. Seleccionar pares de registros que sean similares al espectro objetivo en el rango de periodo indicado. Desechar los pares de registros que no se ajusten adecuadamente a la forma del espectro objetivo.

$$S_{gm}(T) = \sqrt{S_x(T) \times S_y(T)} \quad (2.99)$$

- c. Escalar la amplitud de ambos componentes (norte-sur, este-oeste) de cada par de registros sísmicos por la relación de $S_a(\bar{T})$ obtenido del espectro objetivo al espectro geoméan $S_{gm}(\bar{T})$ de los componentes registrados.

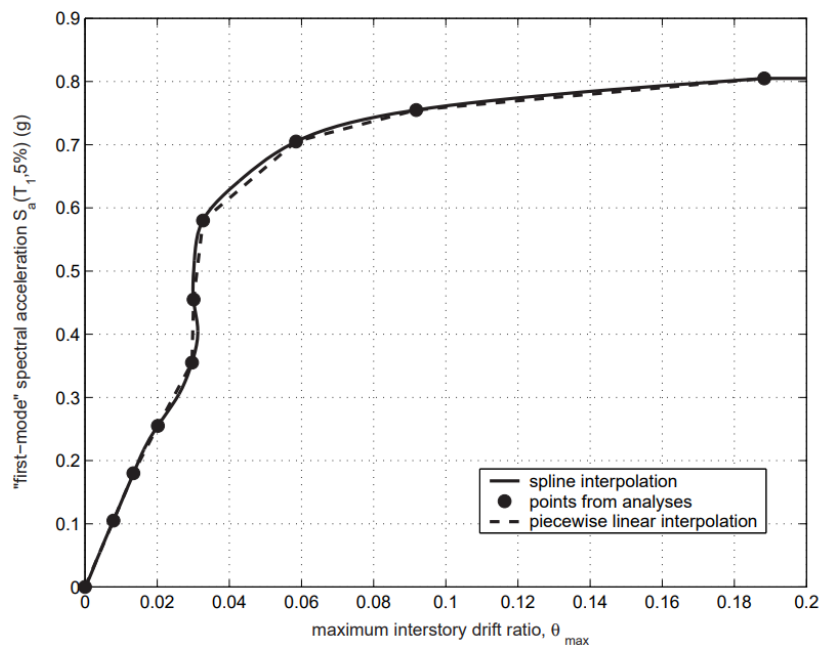
2.2.10.4. Generación de curva IDA por interpolación y su resumen

Extraídos los valores deseados de IM y DM de cada uno de los análisis dinámicos, obtenemos un conjunto de puntos discretos para cada registro que reside en el plano IM-DM y se encuentran en su curva IDA, como en la Figura 2.31. Al interpolarlos, la curva IDA completa se puede aproximar sin realizar análisis adicionales. Para hacerlo, Vamvatsikos & Cornell (2004) propone usar una aproximación lineal básica por partes o la *interpolación spline superior* pudiendo generar una interpolación realista que represente con precisión la curva IDA real. Teniendo la curva completa disponible, ahora es posible calcular los valores de DM en niveles arbitrarios de IM, permitiendo la extracción de más puntos (IM, DM) con un mínimo de cálculo.

Posteriormente al generar las curvas IDA para cada registro y definir las capacidades de estado límite (niveles de desempeño), las curvas IDA muestran un amplio rango de comportamiento, mostrando una gran variabilidad de registro a registro (Figura 2.32), por lo que es esencial resumir dichos datos y cuantificar la aleatoriedad introducida por los registros (Vamvatsikos & Cornell, 2004).

Figura 2.31

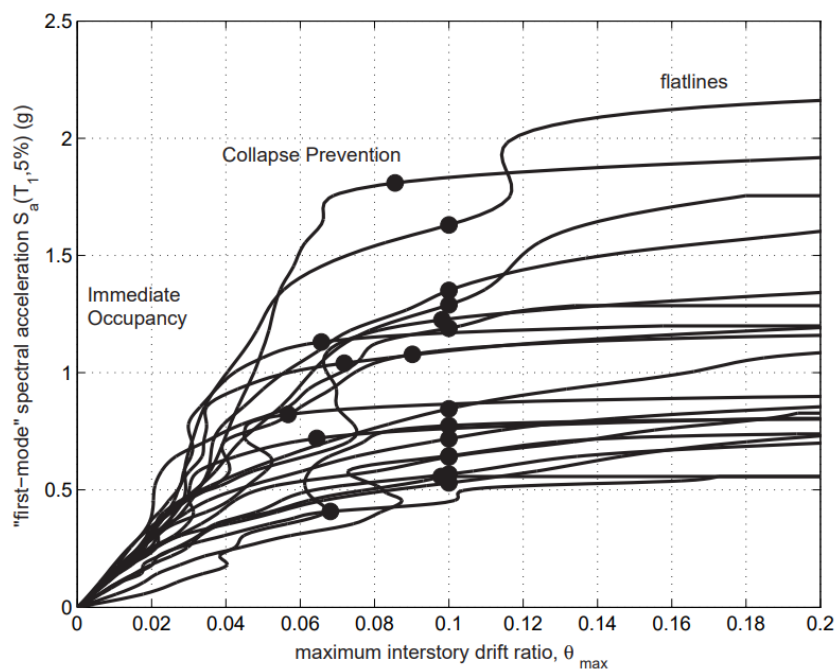
Ejemplo de interpolación usando spline y aproximación lineal por partes.



Nota. Adaptado de (Vamvatsikos & Cornell, 2004).

Figura 2.32

Ejemplo de 20 curvas IDA asociadas a sus estados límite.

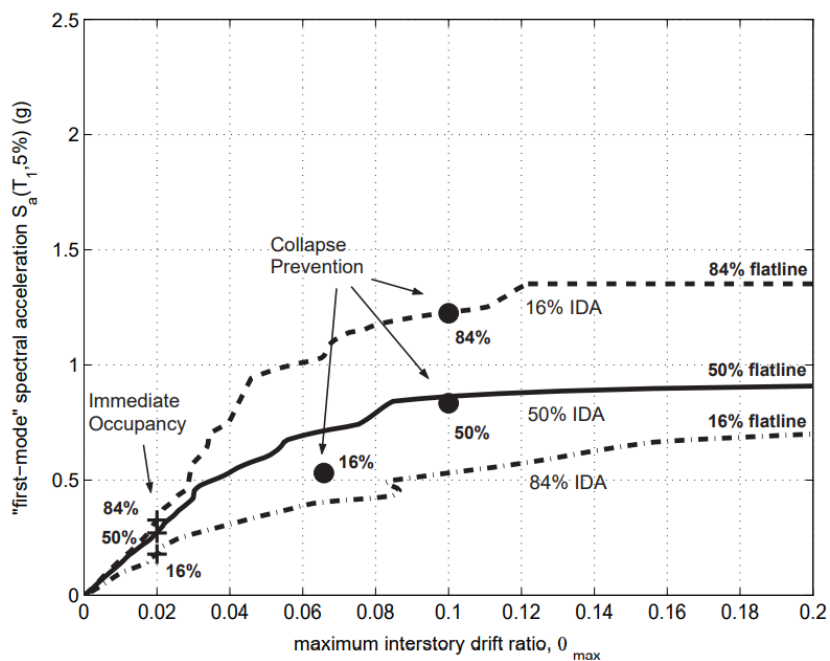


Nota. Adaptado de (Vamvatsikos & Cornell, 2004).

Vamvatsikos & Cornell (2004) usa la interpolación spline para generar franjas de valores DM en niveles arbitrarios del IM; resumiendo los valores de DM para cada franja en sus percentiles del 16%, 50% y 84% dados un IM, obteniendo valores de curvas IDA fractiles, que se muestran en la Figura 2.33.

Figura 2.33

Resumen de curva IDA y correspondientes estados límite en los percentiles 16%, 50% y 84%.



Nota. Adaptado de (Vamvatsikos & Cornell, 2004).

2.2.11. Curvas de Fragilidad

Las curvas de fragilidad representan la probabilidad de que una estructura exceda un determinado estado de daño en función de un parámetro que define la intensidad sísmica. Estas curvas sirven para estimar el riesgo sísmico de grupos de edificios con características estructurales similares o de una estructura esencial (puente, planta nuclear, aeropuerto, líneas vitales) (Velásquez & Blondet, 2005).

En general, las funciones de fragilidad se derivan utilizando una variedad de enfoques, como observaciones de campo de daños, análisis estructurales estáticos o juicios, pero aquí se explica el enfoque en las llamadas funciones de fragilidad analíticas desarrolladas a partir del análisis dinámico, un enfoque común es el análisis incremental dinámico (IDA). A diferencia de algunos otros métodos, en el caso de las funciones de fragilidad analíticas, el analista tiene control sobre los datos recopilados, mediante la elección de los niveles de IM en los que se realiza el análisis y la cantidad de análisis realizados en cada nivel. Esto motiva la investigación de formas efectivas de realizar esa recolección de datos (Baker, 2015). A menudo se usa una función de distribución acumulativa log normal para definir una función de fragilidad:

$$P(DM|IM) = \Phi\left(\frac{\ln(IM) - \mu}{\sigma}\right) \quad (2.100)$$

Donde:

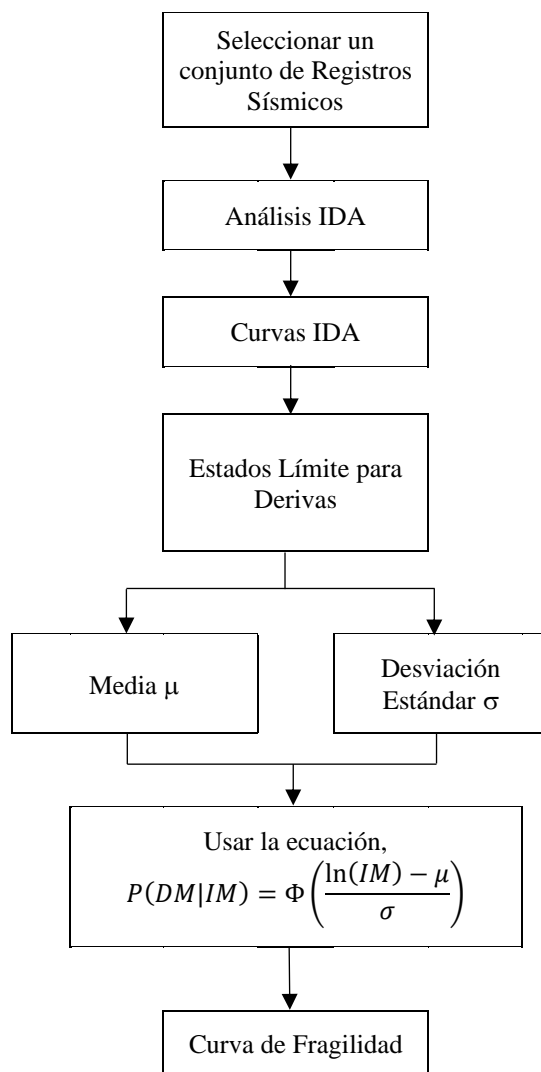
- $P(DM|IM)$, es la probabilidad de que un movimiento del suelo con IM provoque un nivel de daño DM en la estructura;
- $\Phi()$, es la función de distribución acumulada normal estándar;
- μ : es la media;
- σ : es la desviación estándar de $\ln IM$.

La ecuación 2.100 implica que los valores de IM de los movimientos del suelo que causan el colapso de una estructura determinada tienen una distribución logarítmica normal; esta es una suposición común que se ha confirmado como razonable en varios casos (Baker, 2015).

En la Figura 2.34 se muestra el diagrama de flujo para la elaboración de curvas de fragilidad en base a un análisis incremental dinámico.

Figura 2.34

Diagrama de Flujo para la determinación de Curvas de Fragilidad de Curvas IDA.



Nota. Adaptado de (Saruddin & Nazri, 2015).

2.2.12. Índices de Daño Sísmico

En el diseño sísmico de estructuras de concreto armado, generalmente es necesario permitir algún grado de daño; de lo contrario, el diseño sería demasiado costoso. Para implementar correctamente esta filosofía, se desarrollaron modelos para evaluar el daño estructural en el contexto de un entorno sísmico aleatorio (Y. Park & Ang, 1985). Estos índices de daño se han

formulado utilizando parámetros de respuesta de la estructura que se obtienen a través de la evaluación analítica de la respuesta estructural. El índice de daño generalmente normaliza el daño en una escala de 0 a 1, donde cero representa el estado no dañado, y la unidad el estado de colapso del edificio (Sinha & Shiradhonkar, 2012).

2.2.12.1. Índices de daño locales

Se han introducido muchos índices de daño diferentes en los últimos años utilizando diferentes medidas de respuesta para secciones, miembros y sistemas estructurales. En este sentido, el índice de daño desarrollado por Park & Ang (1985) es el más ampliamente utilizado en los últimos años. En este modelo, el daño estructural se expresa como una combinación lineal de daño por *ductilidad* (deformación) y la contribución de la *disipación de energía histerética* debido a repetidos ciclos de carga, (Kunnath et al., 1992) desarrolló el índice de daños de Park-Ang reemplazando la deformación por la curvatura, en el primer término, utilizando el concepto de momento-curvatura en lugar de carga-desplazamiento. El índice de daño se ha representado de la siguiente manera:

$$D = \frac{\phi_d - \phi_y}{\phi_u - \phi_y} + \frac{\beta}{M_y \phi_u} \int dE \quad (2.101)$$

Donde, ϕ_d es la curvatura máxima, ϕ_y es la curvatura de fluencia, ϕ_u es la curvatura última, M_y es el momento de fluencia, dE es la energía disipada por la sección y el coeficiente β que expresa el efecto de la pérdida de energía (debido a la carga cíclica) por el daño estructural.

2.2.12.2. Nivel de daño en miembros de Concreto Armado

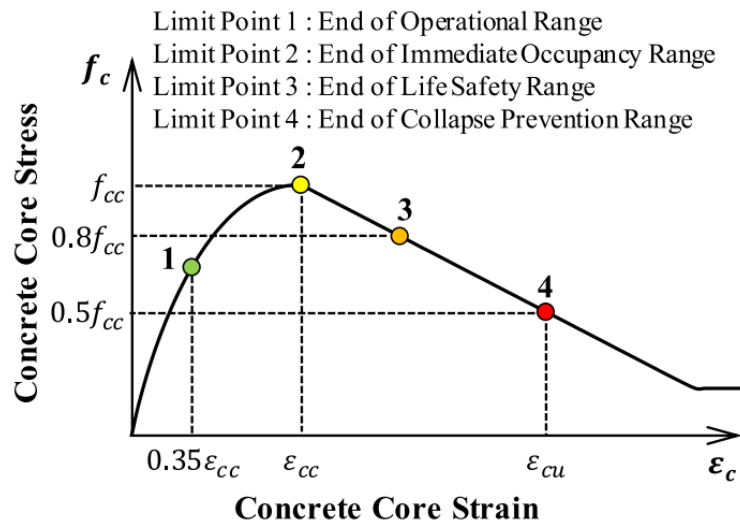
El estado de daño de un miembro de Concreto Armado se concentra en sus rotulas plásticas, cuando se excluyen las fallas frágiles por cortante-torsión, adherencia y unión. Estos indicadores como la degradación de resistencia y rigidez, la deformación residual, el desconchado

del concreto y el ancho de la fisura, están totalmente correlacionados y asociados a la deformación por tracción de las barras de refuerzo y la deformación por compresión del núcleo de hormigón. Por lo tanto, las deformaciones del núcleo confinado, de las barras de refuerzo y del concreto podrían ser una base lógica para establecer los niveles de daño de las rótulas plásticas (Sharifi et al., 2012).

Para la relación esfuerzo-deformación del núcleo de hormigón confinado de una rótula plástica de Concreto Armado Sharifi et al. (2012) recomienda los siguientes cuatro estados de como se muestra en la Figura 2.35:

Figura 2.35

Estados de esfuerzo-deformación recomendados para el núcleo confinado de concreto.



Nota. Reproducido de Sharifi et al., 2012.

1. Nivel de desempeño operativo (final del rango operativo) donde la deformación del núcleo de hormigón es inferior a $0,35 \epsilon_{cc}$.
2. Nivel de desempeño de ocupación inmediata (fin del rango de ocupación inmediata) donde la deformación del núcleo de concreto es menor que, ϵ_{cc} .

3. Nivel de desempeño de seguridad de vida (fin del rango de seguridad de vida) donde la tensión del núcleo de hormigón se reduce en un 20 % desde la tensión máxima del hormigón confinado de f_{cc} a $0,8 f_{cc}$.
4. Nivel de prevención de colapso (fin del rango de prevención de colapso) donde la tensión del núcleo de concreto se reduce desde el pico f_{cc} en un 50 % a $0,5 f_{cc}$, como límite inferior para el aplastamiento del núcleo.

donde f_{cc} es la tensión máxima en el núcleo del concreto confinado y ε_{cc} es la deformación del concreto confinado asociada a f_{cc} como se muestra la Figura 2.35 y se resume en la Tabla 2.17.

Tabla 2.17

Propuesta de índices de daño para diferentes niveles de desempeño

Nivel de Desempeño	Intervalos de índice de daño por curvatura en columnas cuadradas	Límites de compresión del núcleo de concreto confinado	Límites de deformación del Acero de Refuerzo
Operacional	$DI_{\mu} = 0$	$0 < \varepsilon_c \leq 0.35\varepsilon_{cc}$	$\varepsilon_s < 0.06\varepsilon_{su}$
Ocupación Inmediata	$0 < DI_{\mu} \leq 0.2$	$0.35\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cc}$	$\varepsilon_s < 0.25\varepsilon_{su}$
Seguridad de Vida	$0.2 < DI_{\mu} \leq 0.55$	$\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \ \& \ f_{cc} \geq f_c > 0.8f_{cc}$	$\varepsilon_s < 0.58\varepsilon_{su}$
Prevención de Colapso	$0.55 < DI_{\mu} \leq 1$	$\varepsilon_{cc} < \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \ \& \ 0.8f_{cc} \geq f_c > 0.5f_{cc}$	$\varepsilon_s < \varepsilon_{su}$

Nota. Adaptado de Sharifi et al., 2012.

Donde el índice de daño por ductilidad DI_{μ} propuesto por Powell & Allahabadi (1988) es extensivamente usado y una opción al ya conocido índice de Park & Ang, por su sencillez y concepto físico tangible y se define como:

$$DI_{\mu} = \frac{\mu_d - 1}{\mu_u - 1} = \frac{\phi_d - \phi_y}{\phi_u - \phi_y} \quad (2.102)$$

donde μ_d es la ductilidad de demanda máxima bajo un historial de carga dado y μ_u es la ductilidad última bajo una carga monotónica.

2.2.12.3. Índices de daño globales

Los índices de daño se han clasificado como índices de daño local e índices de daño global en función de su uso para cuantificar el daño en miembros individuales o en el edificio completo, respectivamente (Sinha & Shiradhonkar, 2012). Los índices de daños globales y los índices de daños a nivel de piso se evalúan a partir de una combinación de índices de daños locales. (Y. Park & Ang, 1985) expresaron el daño general de un edificio como el promedio de los índices locales ponderados por la absorción de energía local y, por lo tanto, se otorga una mayor ponderación a los miembros más dañados, como se indica en la Ecuación 2.103.

$$D_{story} = \frac{\sum_{i=1}^N D_i E_i}{\sum_{i=1}^N E_i}, D_{global} = \frac{\sum_{story,i=1}^N D_{story,i} E_{story,i}}{\sum_{story,i=1}^N E_{story,i}} \quad (2.103)$$

2.3. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

2.3.1. Análisis IDA

Método de análisis paramétrico para estimar más a fondo el desempeño estructural bajo cargas sísmicas que implica someter un modelo estructural a uno (o más) registros sísmicos, cada uno escalado a múltiples niveles de intensidad

2.3.2. Curva IDA

Resultado en términos de Medida de Daño (DM) vs Medida de Intensidad (IM) de la aplicación del análisis incremental dinámico a un registro sísmico.

2.3.3. Medida de Intensidad

Escalar no negativo $IM \in [0, +\infty)$ que depende del acelerograma sin escalar, y aumenta linealmente con el factor de escala. Ejemplos comunes son la Aceleración máxima del terreno (PGA), Velocidad máxima del suelo (PGV) o la aceleración espectral amortiguada $\xi = 5\%$ en el período del primer modo de la estructura ($S_a(T_1, 5\%)$).

2.3.4. Medida de Daño

Es un escalar no negativo $DM \in [0, +\infty)$ que caracteriza la respuesta del modelo estructural debido a una carga sísmica prescrita. Es una cantidad observable que forma parte o puede deducirse de los resultados del análisis dinámico no lineal correspondiente.

2.3.5. Aceleración espectral

Define el nivel de respuesta de una estructura modelada como un sistema de un grado de libertad para un amortiguamiento ξ .

2.3.6. Peligrosidad Sísmica

Es la probabilidad de que el valor de un cierto parámetro que mide el movimiento del suelo (intensidad, aceleración, etc.) sea superado en un determinado periodo de tiempo (Tr).

2.3.7. Acelerograma

Es la representación temporal de la aceleración del suelo mediante pasos de tiempo para componente Norte-Sur o Este-Oeste que experimenta el suelo en un determinado punto durante un terremoto.

2.3.8. Deriva máxima de entrepiso

Valor máximo de la relación entre el desplazamiento horizontal relativo entre dos pisos de una edificación que puede ser tomando en el eje X o eje Y.

2.3.9. *Objetivo de Desempeño*

Un objetivo de desempeño especifica el desempeño sísmico deseado del edificio. El desempeño sísmico se describe designando el estado de daño máximo permitido (nivel de desempeño).

2.3.10. *Nivel de Desempeño*

Estado o condición límite de daño en función de tres aspectos fundamentales: (1) El daño físico de los componentes estructurales y no estructurales dentro del edificio. (2) La amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes del edificio debido al daño y (3) La funcionalidad del edificio posterior al sismo.

2.3.11. *BSE-1N*

Sismo de Seguridad Básica 1 para uso con el objetivo de desempeño básico equivalente a construcciones nuevas, tomado como dos tercios del BSE-2N.

2.3.12. *BSE-2N*

Sismo de Seguridad Básica 2 para su uso con el objetivo de desempeño equivalente a construcciones nuevas, tomado como el máximo sismo considerado de riesgo (MCER) según ASCE 7.

2.3.13. *Curva de fragilidad*

Representación gráfica de la función de distribución acumulada, de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite específico, dada una respuesta estructural, ante una acción sísmica determinada.

CAPÍTULO III

MARCO METODOLÓGICO

3.1. HIPÓTESIS

3.1.1. Hipótesis Principal

- El desempeño de los tanques elevados de concreto armado en el distrito de Ciudad Nueva evaluado mediante un análisis incremental dinámico considerando la interacción fluido-estructura y suelo-estructura es adecuado para edificaciones con su categoría de uso.

3.1.2. Hipótesis Secundarias

- El desempeño sísmico de los tanques elevados en el distrito de Ciudad Nueva-Tacna cumple con los objetivos de desempeño de acuerdo a la normativa peruana y americana.
- Los modelos constitutivos de los materiales, modelo hidrodinámico del agua y modelo de interacción suelo-estructura definidos son adecuados para realizar análisis no lineales a tanques elevados.
- Se realiza un análisis no lineal incremental dinámico en tanques elevados de concreto armado mediante la metodología propuesta por el FEMA P58.

3.2. OPERACIONALIZACIÓN DE VARIABLES

En la Tabla 3.1 se presenta la operacionalización de las variables, que permitirá la medición de las variables durante la investigación.

Tabla 3.1*Operacionalización de variables.*

	Variable	Definición Conceptual	Definición operacional	Dimensiones	Indicador	Escala de Medición
Variable independiente	Análisis Incremental Dinámico (Cuantitativa)	Método de análisis paramétrico que implica someter un modelo estructural a uno (o más) registros sísmicos, escalados a múltiples niveles de intensidad, produciendo así una (o más) curva (s) IDA de respuesta parametrizada frente al nivel de intensidad.	Deriva máxima de entrepiso para una aceleración espectral de un nivel de peligro sísmico específico	Medida de Daño (DM)	Aceleración Espectral (g)	Ordinal
				Medida de Intensidad (IM)	Deriva Máxima de Entrepisos (mm/mm)	Ordinal
Variable dependiente	Desempeño Estructural (Cuantitativa)	Estado o condición de daño, en función de (1) El daño físico de los componentes estructurales (2) la amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes y (3) la funcionalidad del edificio posterior al sismo.	Estados de daño máximos permitidos para un nivel de peligro sísmico identificado.	Nivel de Desempeño	Ocupación Inmediata (IO) Seguridad de Vida (LS) Prevención de Colapso (CP)	Ordinal

Nota. Elaboración propia.

3.3. TIPO DE INVESTIGACIÓN

De acuerdo a su finalidad es del tipo aplicada, porque pretende aplicar una metodología en concreto a través de estrategias innovadoras como lo es la aplicación del análisis incremental dinámico.

3.4. DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN

El diseño de investigación es cuantitativo del tipo experimental, que relaciona la variable independiente (Análisis Incremental Dinámico) con la variable dependiente (Desempeño Estructural) en una relación de causa y efecto, determinando si las estructuras de la muestra seleccionada cumplen los objetivos de desempeño para su categoría de uso.

3.5. POBLACIÓN Y MUESTRA DE ESTUDIO

3.5.1. Población

La población de la presente investigación corresponde a los tanques elevados en el distrito de Ciudad Nueva de la ciudad de Tacna.

3.5.2. Muestra

Se toma como muestra de estudio a dos Tanques Elevados de concreto armado ubicados en el distrito de ciudad nueva, de la ciudad de Tacna. La muestra incluye tanques ubicados en dos de las instituciones educativas más representativas del distrito. Ambos se encuentran muy cercanos uno de otro, por lo que es adecuado para la finalidad del estudio, ya que la demanda sísmica es la misma para ambos. La Tabla 3.2 muestra la información general de los tanques elevados.

Tabla 3.2

Tanques elevados en el distrito de Ciudad Nueva seleccionados para evaluación de desempeño.

N°	Cod.	Capacidad (m ³)		Institución Educativa	Distrito	Ubicación		Tipo de Suelo (E.030)
		Cisterna	Elevado			Lat. (°)	Long. (°)	
1	MC	32.49	14.40	I.E. Mariscal Cáceres	Ciudad Nueva	-17.986094	-70.238946	S2
2	MO	44.10	19.60	I.E. Manuel A. Odría	Ciudad Nueva	-17.979956	-70.239089	S2

Nota. Elaboración propia.

3.6. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS

3.6.1. Técnicas de Recolección de Datos

Se utiliza la técnica de Revisión Documental, ya que se realiza una revisión exhaustiva de la documentación de expediente técnico y planos constructivos de los tanques analizados, y de la bibliografía existente e investigaciones relacionadas para definir, por ejemplo, niveles de peligro sísmico nacionales, niveles y objetivos de desempeño, modelos constitutivos de materiales, modelos equivalentes de interacción de fluido-estructura y suelo-estructura, etc.

3.6.2. Instrumentos de Recolección de Datos

Para la revisión bibliográfica se utiliza revistas digitales como Scielo, ResearchGate o ScienceDirect, repositorios digitales de distintas universidades y documentos técnicos del ACI Structural Journal y Journal of Structural Engineering del ASCE.

Para la recolección de datos post análisis, se utiliza el programa SAP2000 en su versión 25. Luego los datos son procesados y graficados en hojas de cálculo de Excel.

3.7. ANÁLISIS DE DATOS

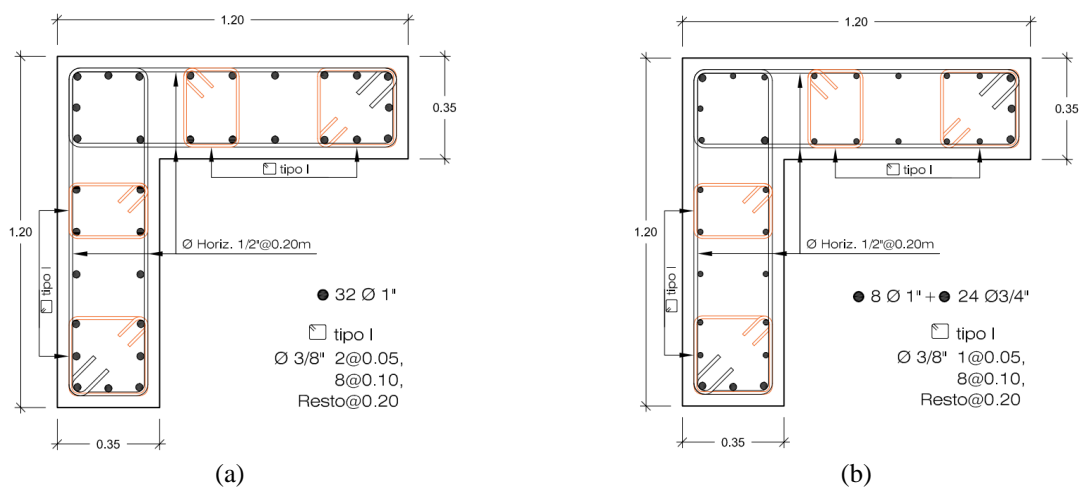
3.7.1. Características generales de los Tanques Elevados

3.7.1.1. Tanque Elevado MC - I.E. Mariscal Cáceres

El tanque elevado MC consta de una estructura de concreto armado, soportado por 4 columnas L enlazadas por vigas rectangulares a una altura de 3.30 m para el primer nivel y 3.10 para los siguientes. Consta de un cisterna con una capacidad de 32.49 m³ y un tanque elevado de 14.44 m³ de acuerdo a las características geométricas descritas en planos. La cimentación consta de una platea de 0.60 m de espesor (sobre la cual se ubica el cisterna) con una profundidad de desplante de 3.25 m.

Figura 3.1

Secciones de columna L para Tanque Elevado MC.



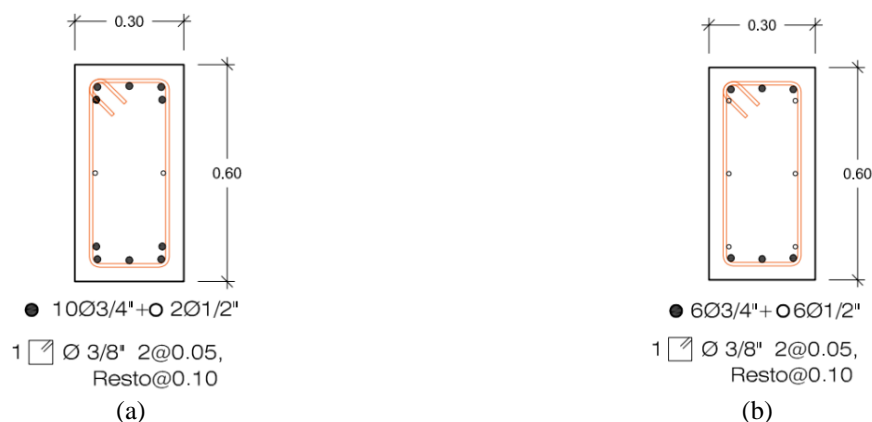
Nota. (a) Sección PL-1 1er Nivel, (b) Sección PL-1 2do a 5to Nivel. Elaboración propia.

Los planos estructurales se adjuntan en los Anexo F, a partir de los cuales se desarrolla el modelo estructural. Los planos y expediente técnico son del año 2020. En la Figura 3.1 se muestran las secciones de columna L para el Tanque Elevado MC, asimismo en la Figura 3.2 se muestran las secciones de viga correspondientes a la estructura de soporte principal. El concreto especificado

para la estructura tiene una resistencia en compresión de $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y el acero de refuerzo una resistencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Figura 3.2

Secciones de vigas para Tanque Elevado MC.



Nota. (a) Sección Viga VP-01, (b) Sección Viga VP-02. Elaboración propia.

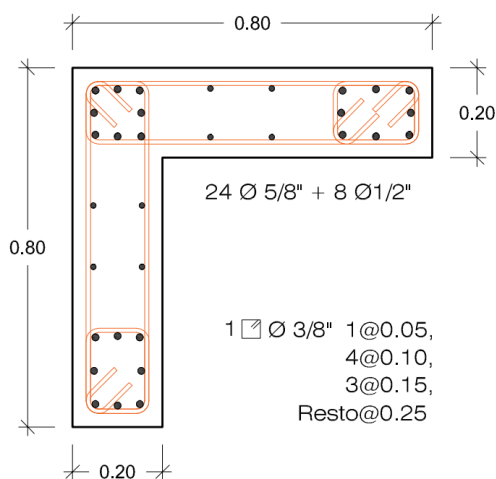
3.7.1.2. Tanque Elevado MO - I.E. Manuel A. Odría

El tanque elevado MO consta de una estructura de concreto armado, soportado por 4 columnas L enlazadas por vigas rectangulares a una altura de 1.65 m para el primer nivel y 3.00 para los siguientes. Consta de un cisterna con una capacidad de 44.10 m^3 y un tanque elevado de 19.60 m^3 de acuerdo a las características geométricas descritas en planos. La cimentación consta de una platea de 0.60 m de espesor (sobre la cual se ubica el cisterna) con una profundidad de cimentación de 3.20 m.

Los planos estructurales se adjuntan en el Anexo F, a partir de los cuales se desarrolla el modelo estructural. Los planos son del año 2021. En la Figura 3.3 se muestran la sección de columna L para el Tanque Elevado MO, asimismo en la Figura 3.4 se muestran las secciones de viga correspondientes a la estructura de soporte principal. El concreto especificado para la estructura tiene una resistencia en compresión de $f'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$ y el acero de refuerzo una resistencia de $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

Figura 3.3

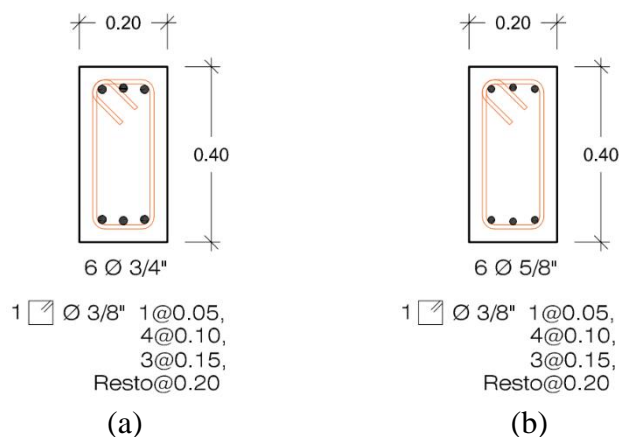
Sección de columna L para Tanque Elevado MO.



Nota. Elaboración propia.

Figura 3.4

Secciones de vigas para Tanque Elevado MO.



Nota. (a) Sección Viga VP-1, (b) Sección Viga VP-2. Elaboración propia.

3.7.2. Acelerogramas de Sismos Seleccionados

De acuerdo a la norma ASCE/SEI 7-16 (ASCE, 2017a), se requieren un mínimo de 11 pares de registros para el desarrollo de un análisis no lineal historia de respuesta, en el caso de la norma peruana de diseño sismorresistente E.030 indica un mínimo de 3 pares de registros. En la presente investigación se utilizan un total de 12 pares de registros de movimientos sísmicos severos, entre

los cuales se tienen los descritos en la sección 2.2.2.1, además de sismos históricos peruanos. En la Tabla 3.3 se muestran las principales características de los registros seleccionados.

Tabla 3.3

Características de registros sísmicos seleccionados.

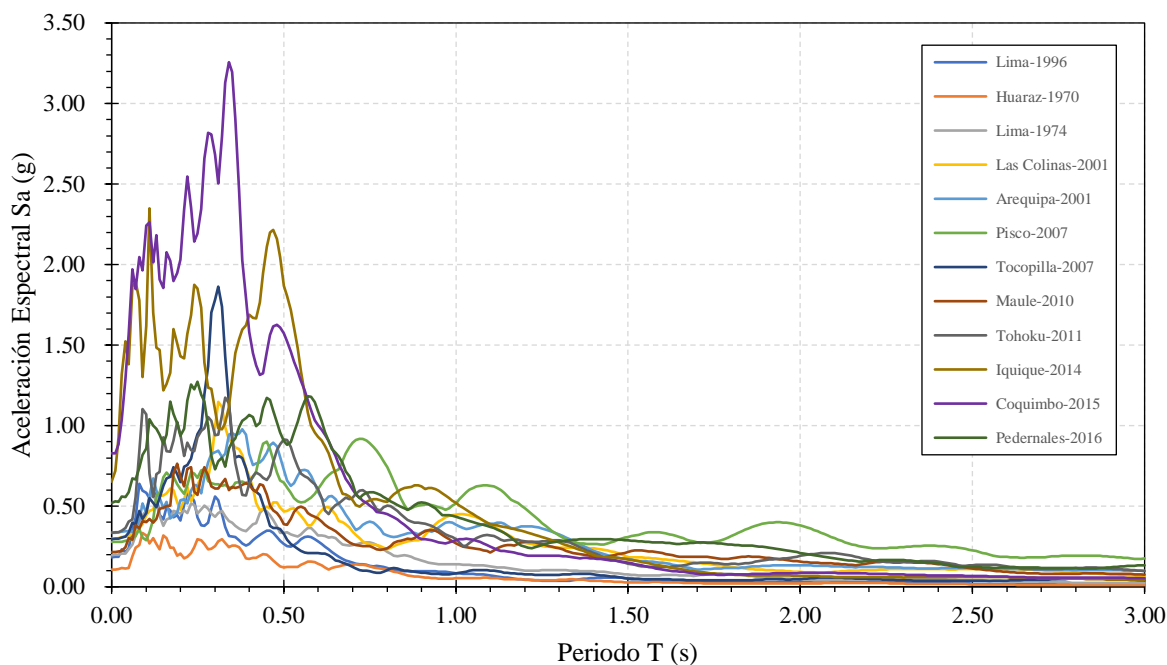
Cod.	Epicentro		Estación Acelerográfica	Fecha	PGA (g)		Prof. Focal (km)	Magnitud	Duración (s)
	País	Ciudad			EO	NS			
1	Perú	Lima	PRQ	17/10/1996	0.18	0.27	30	8.1 Mw	65.64
2	Perú	Huaraz	PRQ	31/05/1970	0.11	0.10	64	7.9 Mw	45.08
3	Perú	Lima	PRQ	3/10/1974	0.20	0.18	13	8.1 Mw	97.96
4	El Salvador	Las Colinas	EX01001U	13/01/2001	0.30	0.28	39	7.7 Mw	70.50
5	Perú	Arequipa	Arica Costanera	23/06/2001	0.30	0.22	33	8.4 Mw	76.18
6	Perú	Pisco	ICA002	15/08/2007	0.28	0.34	40	8.0 Mw	218.06
7	Chile	Tocopilla	Papudo	14/11/2007	0.30	0.42	40	7.7 Mw	88.77
8	Chile	Maule	StgoCentro	27/02/2010	0.21	0.31	30	8.8 Mw	205.00
9	Japón	Tohoku	IBR011	11/03/2011	0.34	0.35	24	9.0 Mw	299.98
10	Chile	Iquique	T10A	1/04/2014	0.65	0.77	39	8.2 Mw	440.99
11	Chile	Coquimbo	C110	16/09/2015	0.83	0.72	23	8.3 Mw	470.99
12	Ecuador	Pedernales	AMNT	16/04/2016	0.52	0.40	20	7.8 Mw	49.98

Nota. Elaboración propia.

La mayor parte de los registros sísmicos utilizados fueron previamente seleccionados por Estrella et al. (2019), tal como se describe en la sección 2.2.2.1, seleccionándose los ocurridos en zonas de subducción y que mantengan una forma espectral similar entre sí, con tendencia clara a generar grandes aceleraciones para estructuras de periodos cortos. En la Figura 3.5 y Figura 3.6 se muestran los espectros de respuesta para los sismos seleccionados para una razón de amortiguamiento del 5% procesados en el programa *SeismoSignal*.

Figura 3.5

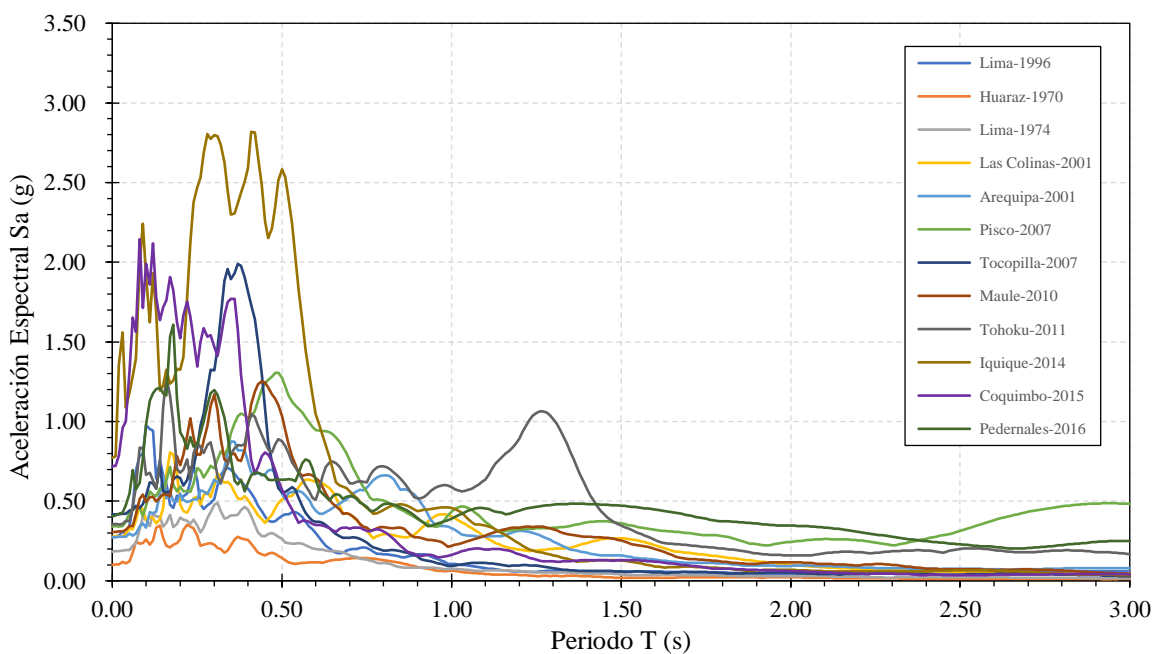
Espectros de respuesta para $\xi = 5\%$ de sismos seleccionados para componente Este-Oeste.



Nota. Elaboración propia.

Figura 3.6

Espectros de respuesta para $\xi = 5\%$ de sismos seleccionados para componente Norte-Sur.



Nota. Elaboración propia.

De igual forma se determinó la Intensidad de Arias para los registros con código n°4, 5, 6, 7, 8, 9, 10 y 11, con la finalidad de determinar su duración significativa. Se determinó los tiempos para los cuales la intensidad de Arias alcanza un 2.5% y 97.5% de energía con la finalidad de considerar un mayor rango del registro y aun así reducir el costo computacional de cada una de las ejecuciones de análisis no lineal realizadas. En la Tabla 3.4 se muestran las duraciones significativas determinadas y los datos necesarios para ingresar al software de análisis, como el paso de tiempo y el número de pasos de acuerdo a su duración significativa.

Tabla 3.4

Duración de los registros seleccionados y duración significativa obtenida.

Cod.	Registro Sísmico	Duración Registro (s)	Tiempo para % de Intensidad de Arias		Duración Significativa (s)	Datos para Análisis				
			2.5%	97.5%		Paso de tiempo	Número de pasos	Paso inicial 2.5% de I_a	Paso final 97.5% de I_a	Nuevo número de pasos
1	Lima-1996	65.64			65.64	0.020	3283			3283
2	Huaraz-1970	45.08			45.08	0.020	2255			2255
3	Lima-1974	97.96			97.96	0.020	4899			4899
4	Las Colinas-2001	70.50	9.76	41.01	31.25	0.005	14101	1954	8203	6250
5	Arequipa-2001	76.18	19.06	57.30	38.25	0.005	15236	3813	11462	7650
6	Pisco-2007	218.06	15.03	121.21	106.18	0.010	21807	1505	12123	10619
7	Tocopilla-2007	88.77	19.28	65.47	46.19	0.005	17754	3857	13095	9239
8	Maule-2010	205.00	55.47	101.13	45.67	0.005	41000	11095	20228	9134
9	Tohoku-2011	299.98	66.34	153.05	86.71	0.010	29999	6636	15307	8672
10	Iquique-2014	440.99	77.42	219.58	142.16	0.010	44100	7744	21960	14217
11	Coquimbo-2015	470.99	86.72	150.12	63.40	0.010	47100	8674	15014	6341
12	Pedernales-2016	49.98			49.98	0.010	4999			4999

Nota. Elaboración propia.

3.7.3. Modelo Hidrodinámico del Agua

Para el cálculo de modelo hidrodinámico simplificado se utilizaron las ecuaciones descritas en la sección 2.2.7.4, que mediante la elaboración de una hoja de cálculo en Excel se determinaron las propiedades de cada una de las masas convectivas e impulsiva. Se planteó utilizar una masa impulsiva (m_f) y 3 masas convectivas (m_1 , m_2 y m_3), tal como recomienda Hernández Barrios (2018). Para los modelos se considera la densidad del agua $\rho = 1.00 \text{ KNs}^2/\text{m}^4$, gravedad $g = 9.80665 \text{ m/s}^2$ y una fracción de amortiguamiento del fluido $\xi = 0.5\%$.

3.7.3.1. Modelo de Tanque Elevado MC

El cisterna se encuentra enterrado sobre la losa de cimentación, con un ancho $a_{cist} = 3.80 \text{ m}$, fondo $b_{cist} = 3.80 \text{ m}$ y altura de nivel máximo de agua $h_{cist} = 2.25 \text{ m}$. Los parámetros calculados, como la rigidez K y el amortiguamiento c , se muestran en la Tabla 3.5.

Tabla 3.5

Parámetros del modelo simplificado del cisterna MC.

Identificación	Frecuencia (rad/s)	Periodo (s)	Masa (kN s ² /m)	Rigidez (K) (kN/m)	Posición desde fondo (m)	Amortiguamiento (c) ($\xi=0.5\%$) (kN s/m)
m_f	-	-	18.3645	-	0.92	-
m_1	2.78	2.2608	13.4879	104.18	1.37	0.3749
m_2	4.93	m_f	0.5243	12.75	1.85	0.0259
m_3	6.37	0.9869	0.1133	4.59	2.01	0.0072

Nota. Elaboración propia.

El fondo del tanque elevado se encuentra a una altura de 16.00 m sobre el nivel del terreno, con un ancho $a = 3.80 \text{ m}$, fondo $b = 3.80 \text{ m}$ y altura de nivel máximo de agua $h = 1.00 \text{ m}$. Los parámetros calculados, como la rigidez K y el amortiguamiento c , se muestran en la Tabla 3.6.

Tabla 3.6

Parámetros del modelo simplificado del tanque elevado MC.

Identificación	Frecuencia (rad/s)	Periodo (s)	Masa (kN s ² /m)	Rigidez (K) (kN/m)	Posición desde fondo (m)	Amortiguamiento (c) ($\xi=0.5\%$) (kN s/m)
m _f	-	-	4.2007	-	0.41	-
m ₁	2.35	2.6785	9.6091	52.88	0.53	0.2254
m ₂	4.90	1.2830	0.5171	12.40	0.66	0.0253
m ₃	6.37	0.9871	0.1132	4.59	0.77	0.0072

Nota. Elaboración propia.

3.7.3.2. Modelo de Tanque Elevado MO

El cisterna se encuentra enterrado sobre la losa de cimentación, con un ancho $a_{cist} = 4.00 \text{ m}$, fondo $b_{cist} = 3.50 \text{ m}$ y altura de nivel máximo de agua $h_{cist} = 3.15 \text{ m}$. Los parámetros calculados, como la rigidez K y el amortiguamiento c, se muestran en la Tabla 3.7.

Tabla 3.7

Parámetros del modelo simplificado del cisterna MO.

Identificación	Frecuencia (rad/s)	Periodo (s)	Masa (kN s ² /m)	Rigidez (K) (kN/m)	Posición desde fondo (m)	Amortiguamiento (c) ($\xi=0.5\%$) (kN s/m)
m _f	-	-	29.2042	-	1.30	-
m ₁	2.76	2.2801	14.2450	108.17	2.07	0.3925
m ₂	4.81	1.3071	0.5351	12.37	2.73	0.0257
m ₃	6.21	1.0125	0.1156	4.45	2.90	0.0072

Nota. Elaboración propia.

El fondo del tanque elevado se encuentra a una altura de 9.00 m sobre el nivel del terreno, con un ancho $a = 4.00 \text{ m}$, fondo $b = 3.50 \text{ m}$ y altura de nivel máximo de agua $h = 1.40 \text{ m}$. Los parámetros calculados, como la rigidez K y el amortiguamiento c, se muestran en la Tabla 3.8.

Tabla 3.8

Parámetros del modelo simplificado del tanque elevado MO.

Identificación	Frecuencia (rad/s)	Periodo (s)	Masa (kN s ² /m)	Rigidez (K) (kN/m)	Posición desde fondo (m)	Amortiguamiento (c) ($\xi=0.5\%$) (kN s/m)
m _f	-	-	7.3869	-	0.57	-
m ₁	2.48	2.5307	11.5639	71.28	0.76	0.2871
m ₂	4.80	1.3089	0.5337	12.30	1.01	0.0256
m ₃	6.21	1.0125	0.1156	4.45	1.15	0.0072

Nota. Elaboración propia.

3.7.3.3. Distribución espacial de Resortes y Amortiguadores

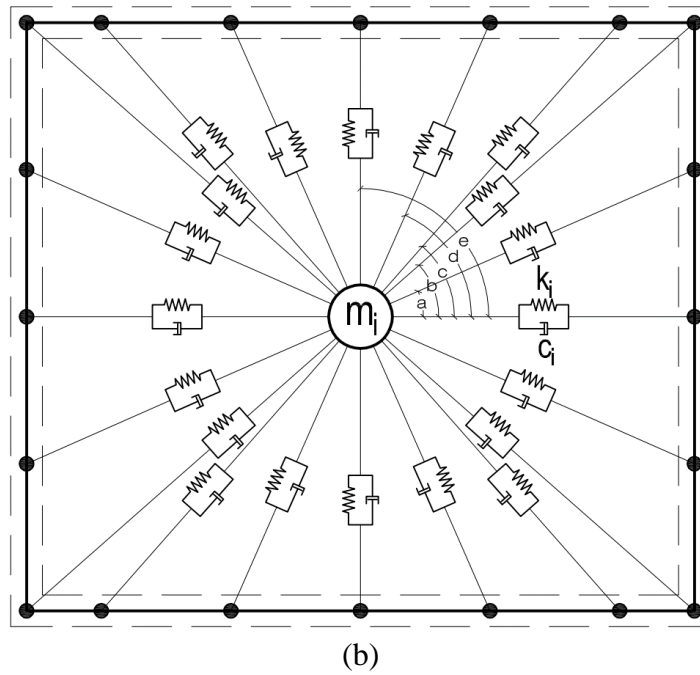
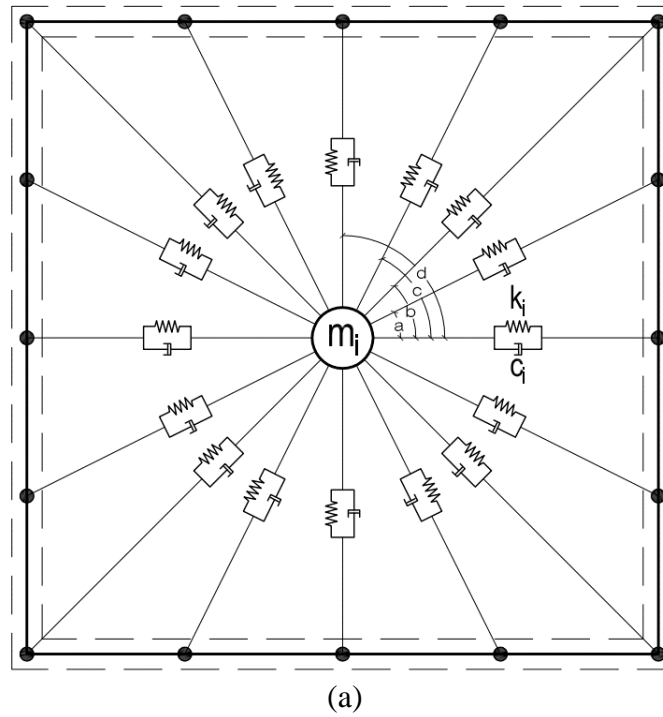
Se realiza la distribución de resortes y amortiguadores de la masas convectivas utilizando la Ecuación 2.84 de la sección 2.2.8.2. Se ha visto conveniente distribuir los resortes tal como se muestra en la Figura 3.7.

La distribución se dispuso de tal manera que en la expresión $\sum_{i=1}^n \cos^2 \alpha_i$ se obtenga un número entero y así obtener un resultado similar al que se obtendría si la distribución fuera en un tanque circular. Para el tanque MC se tiene que los ángulos $\sphericalangle a = \sphericalangle d - \sphericalangle c$ y $\sphericalangle c - \sphericalangle b = \sphericalangle b - \sphericalangle a$, y desarrollando la sumatoria tendríamos $\sum_{i=1}^n \cos^2 \alpha_i = 2 \cos^2 0^\circ + 4 \cos^2 a + 4 \cos^2 b + 4 \cos^2 c + 2 \cos^2 d$. De igual forma se desarrolla para el tanque MO. En la Tabla 3.9 y Tabla 3.10 se muestra el resumen de los ángulos α_i para los tanques MC y MO, a partir de los que se determina el valor de $\sum_{i=1}^n \cos^2 \alpha_i$ para ambos tanques.

La rigidez k_i y c_i se divide entre los valores obtenidos, 8 para el tanque MC y 10 para el MO, de esta manera se determina los valores a ingresar en el modelo (Tabla 3.11), utilizando los valores mostrados en las Tabla 3.5, Tabla 3.6, Tabla 3.7 y Tabla 3.8.

Figura 3.7

Distribución de Resortes y amortiguadores para las masas convectivas del tanque elevado y cisterna MC y MO.



Nota. (a) Modelo de Tanque MC, (b) Modelo de Tanque MO. Elaboración propia.

Tabla 3.9*Ángulos de distribución de resortes y amortiguadores de tanque MC.*

	Ángulo (grados)	cos (α_i)	m	m * cos (α_i)
	0°00'00.00"	1.00	2	2.00
a =	26°33'54.18"	0.80	4	3.20
b =	45°00'00.00"	0.50	4	2.00
c =	63°26'05.82"	0.20	4	0.80
d =	90°00'00.00"	0.00	2	0.00
			Σ	8.00

Nota. Elaboración propia.**Tabla 3.10***Ángulos de distribución de resortes y amortiguadores de tanque MO.*

	Ángulo (grados)	cos (α_i)	m	m * cos (α_i)
	0°00'00.00"	1.00	2	2.00
a =	23°46'20.46"	0.84	4	3.35
b =	41°22'42.66"	0.56	4	2.25
c =	48°37'14.95"	0.44	4	1.75
d =	66°13'37.77"	0.16	4	0.65
e =	90°00'00.00"	0.00	2	0.00
			Σ	10.00

Nota. Elaboración propia.**Tabla 3.11***Valores de k_i y c_i para ingresar a modelo de Tanque Elevado MC y MO.*

Masa Convectiva	Tanque Elevado MC				Tanque Elevado MO			
	Cisterna		T. Elevado		Cisterna		T. Elevado	
	k_i (N/m)	c_i (N s/m)	k_i (N/m)	c_i (N s/m)	k_i (N/m)	c_i (N s/m)	k_i (N/m)	c_i (N s/m)
m1	13022.492	46.857	6609.491	28.176	10817.056	39.254	7128.333	28.711
m2	1594.120	3.232	1550.128	3.165	1236.505	2.572	1229.779	2.562
m3	573.916	0.901	573.327	0.901	445.142	0.717	445.113	0.717

Nota. Elaboración propia.

3.7.4. Modelos Constitutivos del Concreto y Acero de Refuerzo

Los modelos esfuerzo deformación del concreto y acero de refuerzo son necesarios para la implementación de secciones fibra en el modelo no lineal.

3.7.4.1. Modelo Constitutivo del Acero de Refuerzo

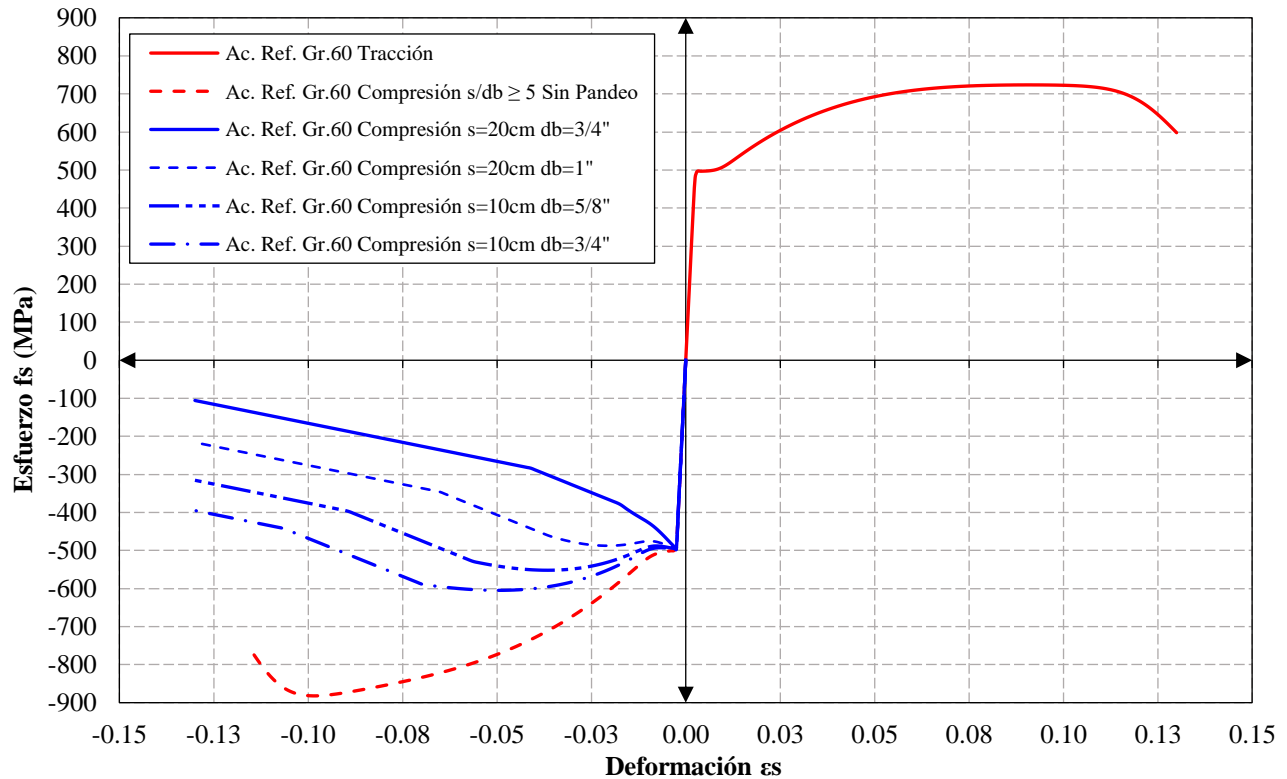
Para el modelo esfuerzo deformación del acero de refuerzo en tracción se desarrollan las formulaciones de T. J. Mander & Matamoros (2019). Para el acero de refuerzo en compresión sin considerar pandeo se utiliza el modelo de Dodd & Restrepo-Posada (1995) y en el que incluye el pandeo de las barras longitudinales, el modelo RDM de Akkaya et al. (2019).

Para definir las deformaciones y esfuerzos características del acero se debe establecer el tipo de acero de refuerzo que se utilizó en la construcción de ambos tanques. De acuerdo a la norma técnica E.060 Concreto Armado (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2009), el refuerzo longitudinal y transversal debe cumplir con las disposiciones ASTM A706M y permite el empleo de acero de refuerzo ASTM A615M. En la práctica nacional el acero ASTM A615M es el más comercializado para su uso en construcción, por lo que se asume se utilizó este tipo de acero de refuerzo. Los esfuerzos y deformaciones del acero se extraen en los ensayos realizados por T. J. Mander & Matamoros (2019) para aceros de refuerzo ASTM 615M Gr.60. De la Tabla 2.11 se tiene que $f_{ye} = 496.42 \text{ MPa}$, $f_u = 723.95 \text{ MPa}$, $E_{sh} = 8273.71 \text{ MPa}$, $\varepsilon_{sh} = 0.009$, $\varepsilon_u = 0.10$ y $\varepsilon_f = 0.13$, de donde se puede obtener la deformación de fluencia $\varepsilon_y = 0.0025$ para un módulo de elasticidad $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

En la Figura 3.8 se muestran las curvas esfuerzo deformación para cada caso particular encontrado en la distribución de acero de refuerzo de los tanques elevados MC y MO.

Figura 3.8

Curvas esfuerzo deformación utilizadas para el acero de refuerzo ASTM A615M Gr.60.



Nota. Elaboración propia.

3.7.4.2. Modelo Constitutivo del Concreto

La curva esfuerzo deformación para el concreto confinado y no confinado se define a partir de las formulaciones de J. B. Mander et al., (1988). La resistencia a la compresión del concreto utilizado en los tanques elevados es de 280 kg/cm^2 , pero para determinar la curva esfuerzo deformación del concreto para el análisis no lineal se debe utilizar la resistencia esperada a la compresión del concreto, la que puede ser estimada como $f'_{ce} = 1.3f'_c$ de acuerdo a recomendaciones del NIST (2017a).

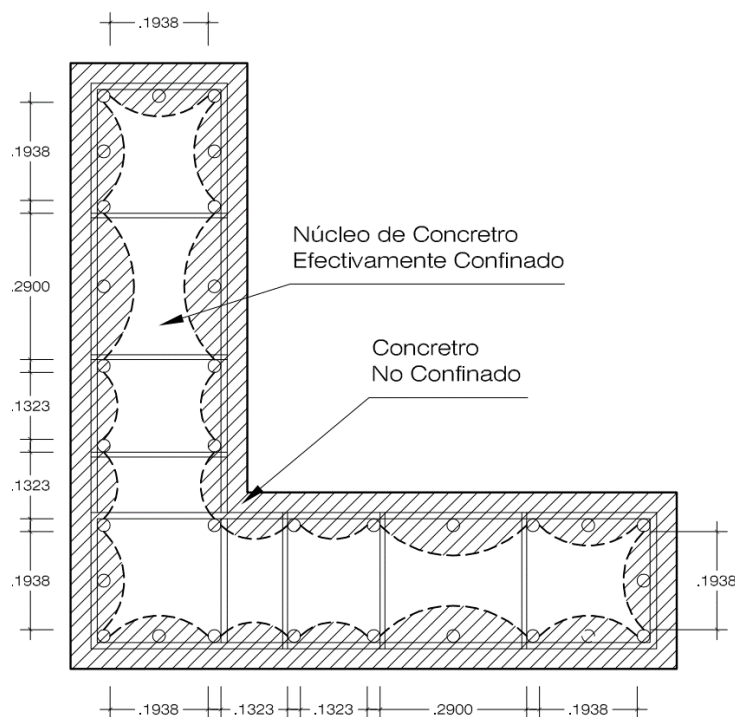
Para determinar la deformación ϵ_{co} , ϵ_{cc} , ϵ_{cu} del concreto no confinado se utiliza la Ecuación 2.35, 2.36 y 2.37 respectivamente. El valor de la deformación máxima del concreto no

confinado es tomada como $2\varepsilon_{co}$ de acuerdo a recomendaciones de J. B. Mander et al. (1988), ε_{sp} como 0.006 para el concreto no confinado y $\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} + 0.004$ para el concreto confinado de acuerdo a Karthik & Mander (2011). La deformación ε_f , después de la deformación última ε_{cu} se utiliza para evitar problemas de convergencia en el análisis no lineal.

En la Figura 3.9 se muestra la zona efectivamente confinada para la sección L del Tanque Elevado MC, por ello en las Ecuaciones 2.7 y 2.8 se toma A_c , A_{cm} y A_i de acuerdo a las dimensiones geométricas de la sección mostrada, como indican los estudios realizados por Ou & Truong (2018). Se debe mencionar que la sección tiene dos distribuciones de estribos diferentes, estribos de $1/2''@0.20\text{m}$ a lo largo del alma y estribos de $3/8'' 1@0.05\text{m}$, $8@0.10\text{m}$ y $\text{rto. } @0.20\text{m}$ en cada extremo, como se muestra en la Figura 3.1.

Figura 3.9

Núcleo de concreto efectivamente confinado y zona no confinada de sección PL-01 de Tanque Elevado MC.

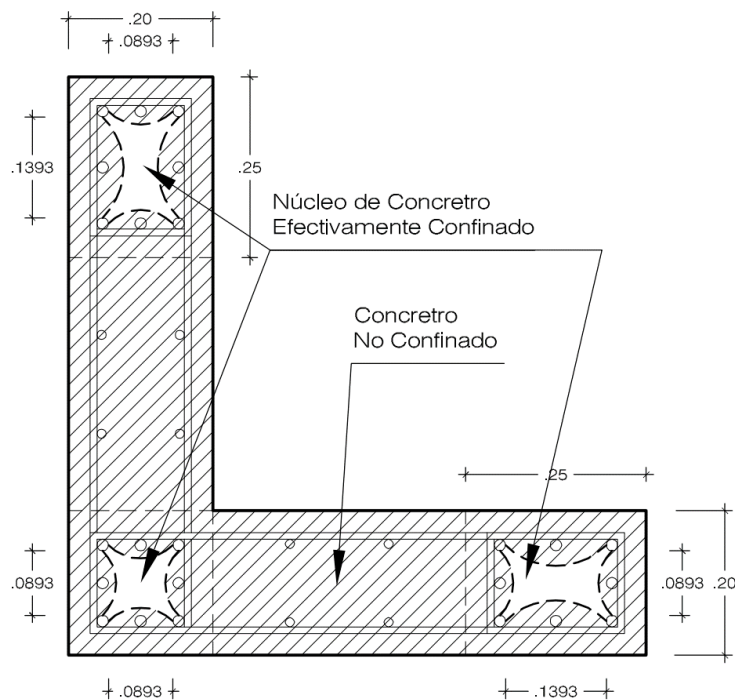


Nota. Elaboración propia.

Para la sección L del Tanque MO, las secciones confinadas se toman como se muestra en la Figura 3.10. De acuerdo a la distribución de estribos, solo los núcleos extremos y el central se consideran confinados ya que las zonas intermedias no cuentan con estribos o ganchos que los confinen de manera más efectiva. La distribución de refuerzo transversal es de estribos de 3/8" 1@0.05m, 4@0.10m, 3@0.15m y rto. @0.25 en cada extremo, como se muestra en la Figura 3.3. Para el cálculo de las curvas esfuerzo deformación los núcleos extremos se consideran como núcleos de secciones de 20X25 cm en las esquinas y 20X20 cm en el centro.

Figura 3.10

Núcleos de concreto efectivamente confinado y zona no confinada de sección PL-1 de Tanque Elevado MO.



Nota. Elaboración propia.

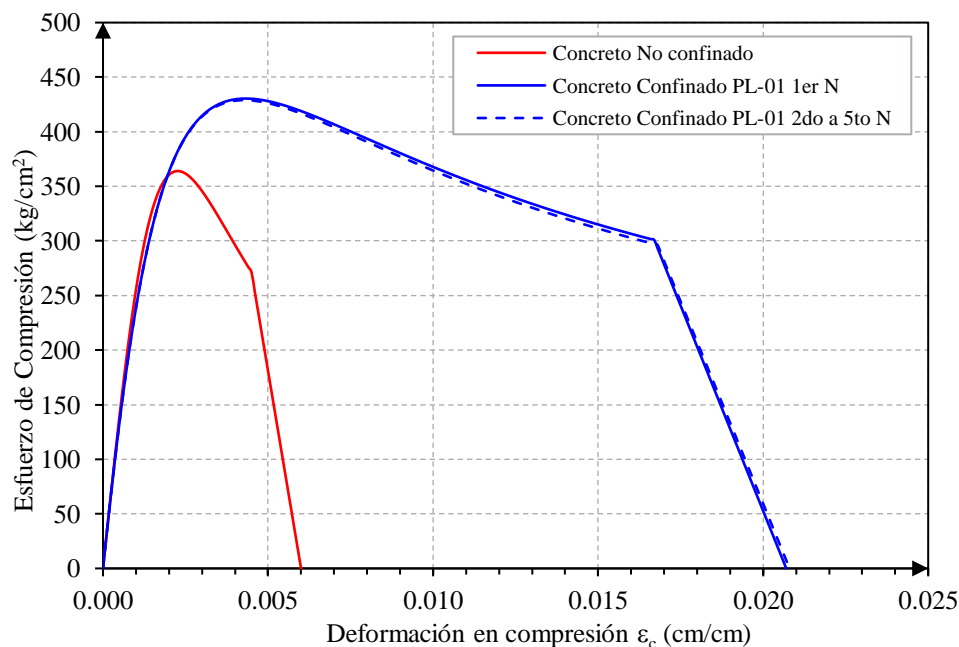
Para la elaboración de las curvas esfuerzo deformación se realiza una hoja de cálculo en Excel, con la que se obtiene las curvas de la Figura 3.11 y Figura 3.12. Como se puede observar, para el Tanque Elevado MC, el valor de $f'_{cc} = 430.40 \text{ kg/cm}^2$ para la sección PL-01 del 1er N y

$f'_{cc} = 428.92 \text{ kg/cm}^2$ para las secciones superiores, con una deformación de $\varepsilon_{cc} = 0.0043$ para ambas, por lo que la diferencia entre ambas curvas es mínima.

La sección del Tanque Elevado MO mantiene una sola disposición de acero de refuerzo en toda su altura, pero al contar con núcleos confinados de diferente sección se tienen las curvas de la Figura 3.12. Las secciones extremas de 20X25 cm alcanzan una resistencia $f'_{cc} = 459.09 \text{ kg/cm}^2$ para una deformación $\varepsilon_{cc} = 0.0052$, y la sección media de 20X20 cm alcanza una resistencia $f'_{cc} = 475.28 \text{ kg/cm}^2$ para una deformación $\varepsilon_{cc} = 0.0057$. Se puede observar que la sección de 20X20 cm alcanza una mayor resistencia f'_{cc} que la sección 20X25 cm, asimismo alcanza una mayor deformación última ε_{cu} .

Figura 3.11

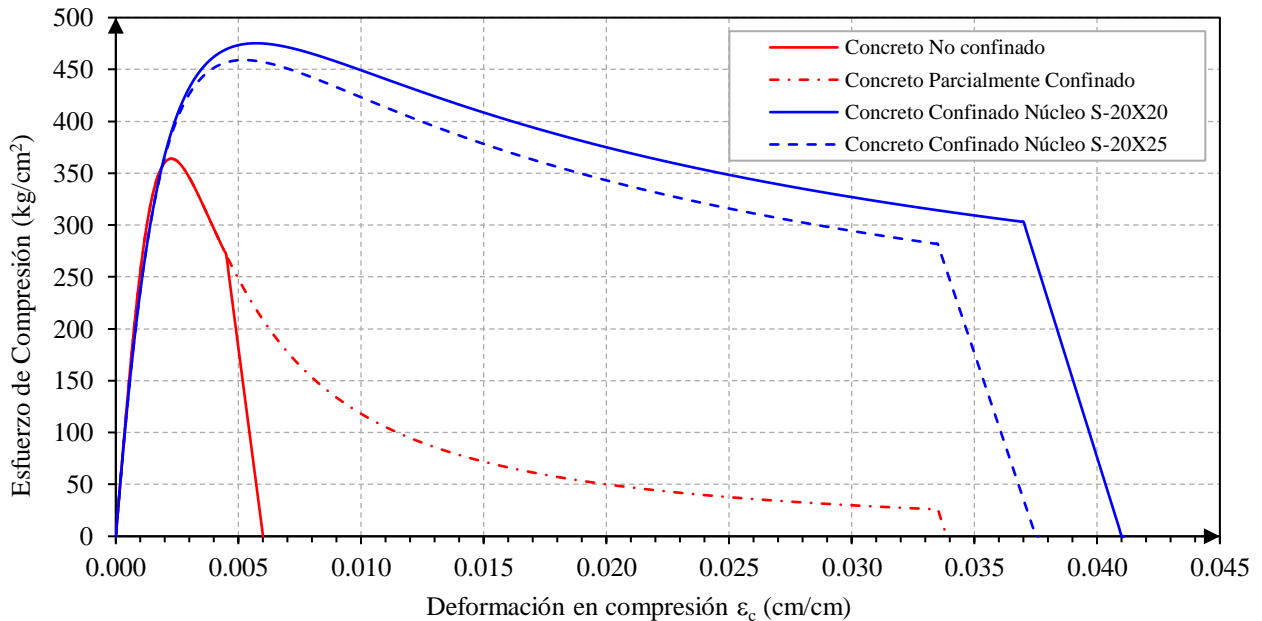
Curva esfuerzo deformación del concreto confinado y no confinado para la sección PL-01 del Tanque Elevado MC.



Nota. Elaboración propia.

Figura 3.12

Curva esfuerzo deformación del concreto confinado y no confinado para la sección PL-1 del Tanque Elevado MO.



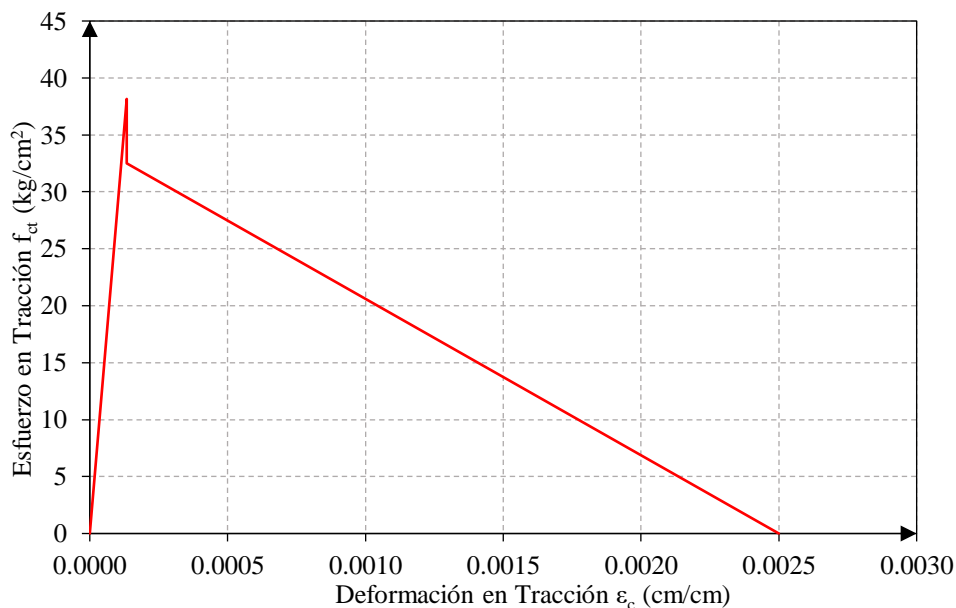
Nota. Elaboración propia.

Por otro lado, el concreto no confinado tiene la misma curva para las secciones del tanque MC y MO. La curva roja en línea continua para la Figura 3.11 y Figura 3.12 muestra el modelo adoptado para el recubrimiento del concreto. Para el tanque MO se determina también el modelo para el concreto parcialmente confinado, que es adoptado para el concreto encerrado por estribos pero ineffectivamente confinado.

La curva esfuerzo deformación del concreto en tracción utilizada para ambas secciones se muestra en la Figura 3.13. El modelo se basa en el modelo simplificado de Restrepo et al. (2015), teniendo $f_{cr} = 38.16 \text{ kg/cm}^2$, $\epsilon_{cr} = 0.00013$ y $\epsilon_{cto} = 0.0025$.

Figura 3.13

Curva esfuerzo deformación para concreto en tracción para secciones PL-01 y PL-1.



Nota. Elaboración propia.

3.7.5. Ensayos Cíclicos Experimentales para Calibración de Modelo

Para realizar una buena calibración del modelo realizado, teniendo en cuenta que las secciones L no cuentan con un amplio espectro de ensayos cíclicos, se requiere aproximar la respuesta del modelo a una respuesta experimental con una demanda controlada. Para ello se utilizan los estudios realizados por Ou & Truong (2018) y así calibrar el modelo realizado en SAP2000.

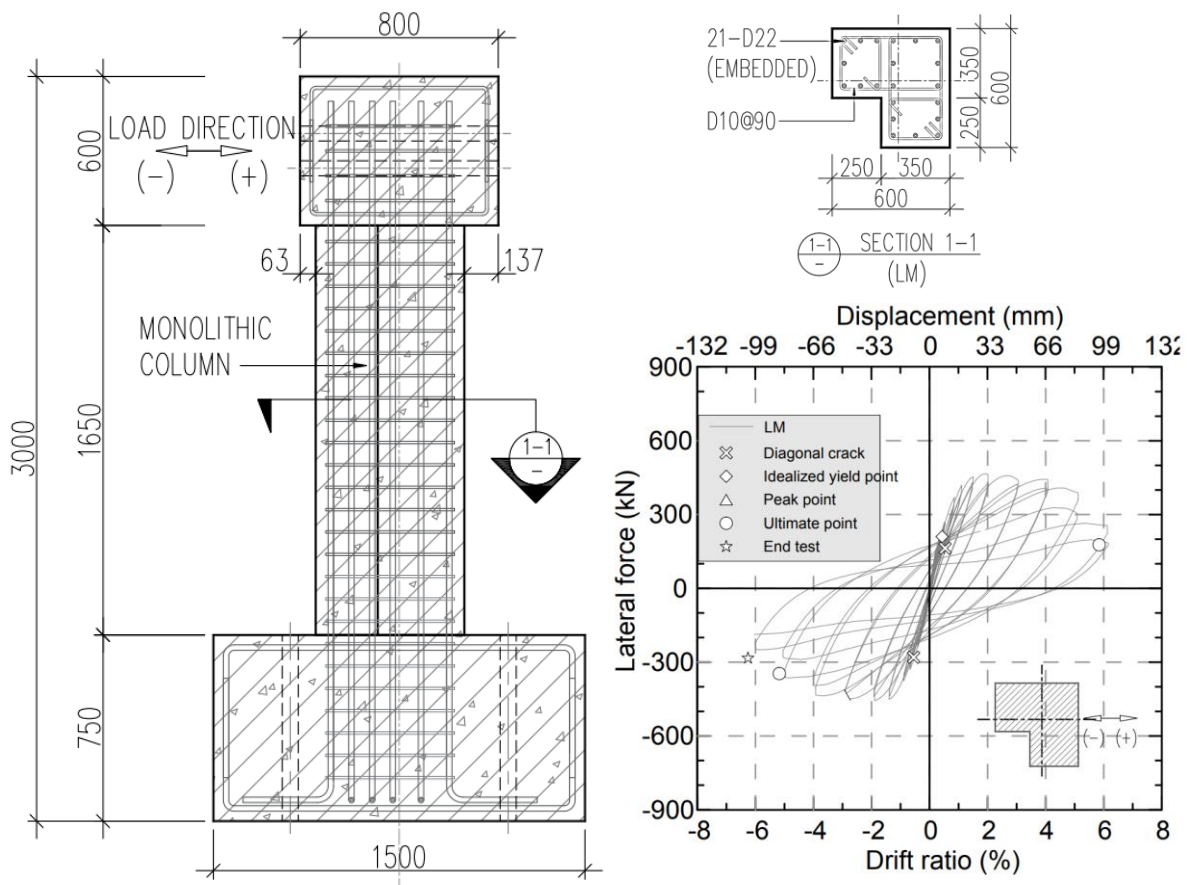
En la Figura 3.14 se detalla la sección, el perfil y la curva fuerza – desplazamiento que describe el comportamiento histerético de la sección LM ensayada por Ou & Truong. Con los detalles de refuerzo mostrados se modela el elemento, para lo cual el proceso de modelado y posterior calibración sigue los pasos que se describe a continuación.

- La sección es modelada como un elemento tipo *Frame* y se define la no linealidad mediante rótulas del tipo Fibra de plasticidad distribuida.

- La ubicación y peso de los puntos de integración (rótulas), se toman inicialmente como 2 puntos, 3 puntos y 5 puntos. Para su definición se toma en cuenta las longitudes de rótula plástica descritas en la sección 2.2.6, utilizando secciones fibra de plasticidad distribuida.

Figura 3.14

Detalles de refuerzo y comportamiento histerético de sección LM estudiada por Ou & Truong.



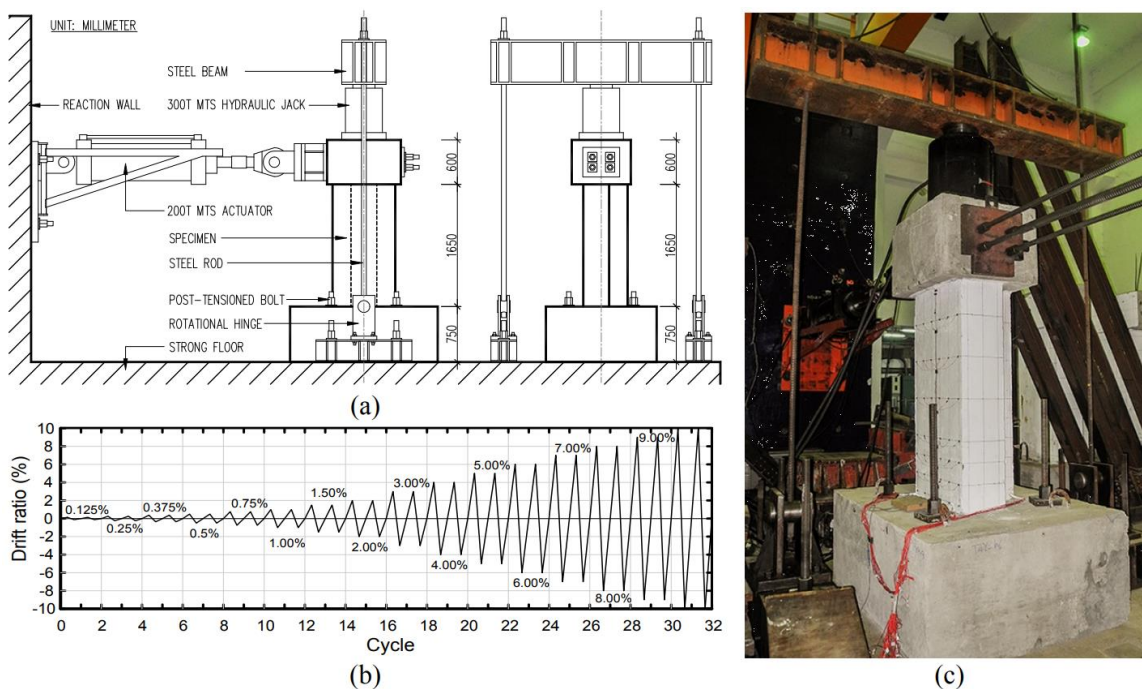
Nota. Adaptado de Ou & Truong, 2018.

- Las curvas esfuerzo deformación teóricas para la definición de las fibras se determinan de acuerdo a lo mostrado en la sección 3.7.4, tomando en cuenta que la sección LM tiene un núcleo confinado en forma de L y que el acero de refuerzo longitudinal no presentaría pandeo de las barras al tener una relación de $s/d_b < 5$.

- El modelo de histéresis para cada material se selecciona de la siguiente forma; para el concreto confinado y no confinado se utiliza el tipo de histéresis *Concrete* y para el acero de refuerzo el tipo *Degrading*.
- Se aplica el protocolo de carga mostrado en la Figura 3.15(b) en el nodo superior del modelo realizado.
- El proceso de calibración se realiza mediante la comparación de las curvas fuerza-desplazamiento del ensayo experimental de Ou & Truong (2018) vs la curva obtenida del modelo realizado en SAP2000 de la misma columna. Se realiza la modificación de la cantidad de rótulas, su ubicación, su peso y los parámetros de la histéresis de los materiales.

Figura 3.15

Protocolo de carga de ensayo experimental realizado por Ou & Truong.

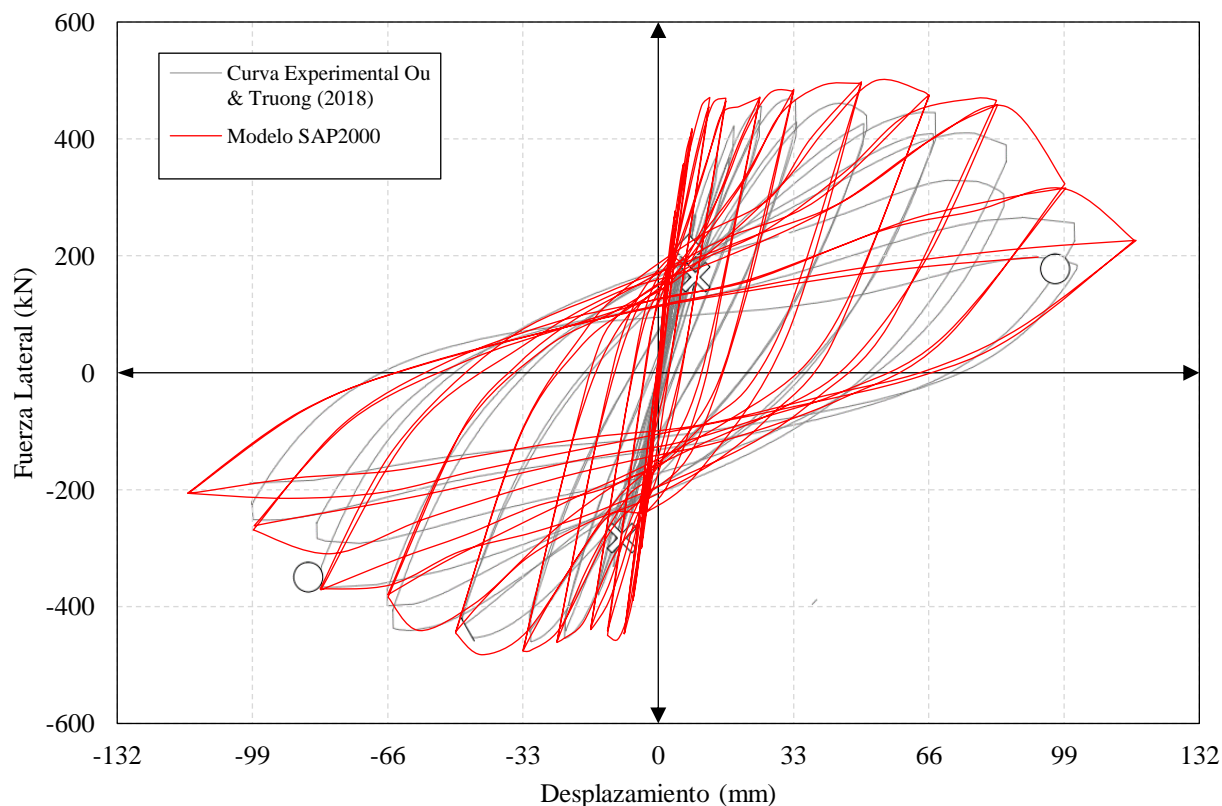


Nota. (a) Estructura de ensayo, (b) Protocolo de carga y (c) Foto de ensayo. Reproducido de Ou & Truong, 2018.

En la Figura 3.16 se puede observar la calibración con la que se obtuvo los mejores resultados para la sección de columna L tipo fibra. Se puede observar que la fuerza lateral máxima soportada para el modelo computacional es mayor a la del ensayo experimental, pero la degradación de resistencia y el pinzamiento de la curva hysterética es muy similar. De esta manera se tiene que el área encerrada por la curva del modelo computacional es similar a la del modelo experimental, por lo que los valores utilizados para el modelo se consideran adecuados para los modelos no lineales posteriores de los tanques MC y MO. En el modelo se utiliza 5 puntos de integración (rótulas) de plasticidad distribuida utilizando la longitud de rótula plástica propuesta por Zahn (1985), se calibran también los parámetros de histéresis de los materiales.

Figura 3.16

Comparación de modelo de Ou & Truong (2018) vs modelo computacional SAP2000.



Nota. Elaboración propia.

3.7.6. Modelo de Interacción Suelo Estructura

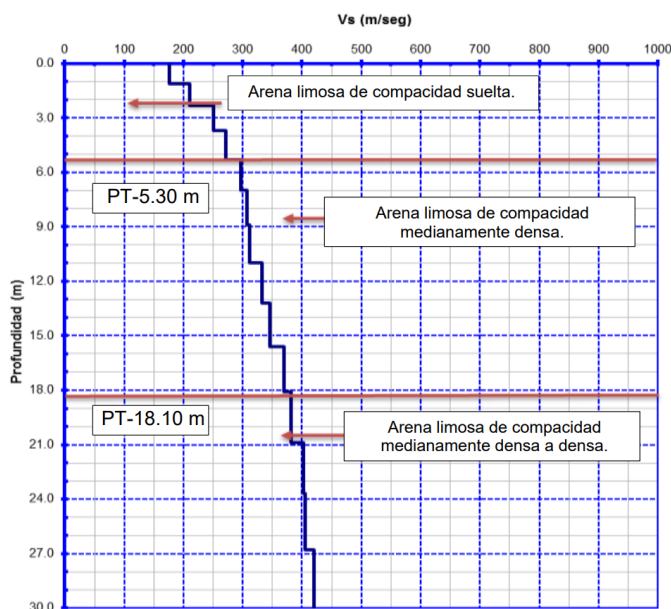
Para la determinación de las propiedades de los resortes y amortiguadores distribuidos en la cimentación del modelo se utiliza principalmente el reporte *Soil-Structure Interaction for Building Structures* del NIST. Asimismo en la sección 2.2.2.3 se detallan los estudios de Alva Hurtado et al. (2015), de los que se extrae la mayor parte de propiedades utilizadas para determinar las rigideces dinámicas y amortiguamientos.

3.7.6.1. Propiedades Dinámicas del Suelo

Del estudio de Alva Hurtado et al. (2015) se pueden extraer las velocidades de onda S y módulo de corte hasta una profundidad de 30 m para zonas en el distrito de Ciudad Nueva, obtenidas mediante ensayos geofísicos MASW. Para el presente estudio se toma el perfil de suelo del sondaje LW-18 realizado mediante ensayo MASW en la sede de SENCICO Ciudad Nueva, ubicado a espaldas de la I.E. Mariscal Cáceres y cercano a la I.E. Manuel Odria. Del estudio se tiene una clasificación de suelo tipo D para la norma ASCE 7 y S2 para la norma E.030.

Figura 3.17

Perfil de Vs obtenidos en sondaje LW-18 – SENCICO.



Nota. Adaptado de Alva Hurtado et al. (2015).

En la Figura 3.17 se puede ver el perfil de ondas Vs para la zona descrita, del gráfico también se detalla la Tabla 3.12, en la cual se añade la densidad del suelo para las profundidades indicadas, obtenida mediante la expresión $G = V_s^2 \rho_s$.

Tabla 3.12

Parámetros elásticos obtenidos en el sondaje LW-18.

Profundidad z (m)		Velocidad de Onda S (m/s)	Módulo de Corte (KN/m ²)	Densidad del Suelo (KN s ² /m ⁴)
Desde	Hasta	V _s	G	ρ_s
-	1.10	175.59	52,465.58	1.7014
1.10	2.30	209.98	75,020.87	
2.30	3.70	250.24	106,500.22	
3.70	5.30	271.29	125,230.92	
5.30	7.00	296.65	158,475.46	1.8012
7.00	8.90	307.79	170,635.71	
8.90	11.00	312.18	175,539.04	
11.00	13.20	332.66	199,369.19	
13.20	15.60	345.85	215,452.10	1.9013
15.60	18.10	369.16	245,460.45	
18.10	20.90	381.33	276,449.46	
20.90	23.70	402.34	307,830.74	
23.70	26.80	405.05	311,949.54	1.9013
26.80	30.00	419.77	334,995.16	

Nota. Adaptado de Alva Hurtado et al. (2015).

3.7.6.2. Cálculo de Rigidez y Amortiguamiento en la Cimentación

Para el cálculo de la Rigidez y Amortiguamiento equivalente del suelo es necesario definir algunos parámetros del terreno de fundación. El cálculo se realiza de acuerdo a los ejemplos aplicativos del NIST (2012).

3.7.6.2.1. Velocidad Efectiva Promedio del Perfil de Suelo

Primero se corrigen los valores de V_s mostrados en la Tabla 3.12 para tener en cuenta las presiones de sobrecarga provocadas por el peso de la estructura, y luego se calcula el valor de V_s

efectivo promedio del perfil de suelo a una profundidad de $D_f + z_p$. Se utilizan las ecuaciones 2.88 y 2.89 para el cálculo de $V_{s,F,avg}$ y las ecuaciones 2.90, 2.91 y 2.92 para el cálculo de z_p .

Para determinar el incremento del esfuerzo con la profundidad $\Delta\sigma$, ocasionado por la construcción de una cimentación, se suele utilizar el método aproximado 2:1. De acuerdo con este método, el incremento del esfuerzo a una profundidad z es:

$$\Delta\sigma = \frac{q_0 4BL}{(2B + z_p)(2L + z_p)} \quad (3.1)$$

El valor de q_0 se determina mediante el cálculo del peso total de la estructura. El tanque elevado MC tiene una masa de 316.30 Tn, lo que da un presión $q_0 = 89.11 \text{ kN/m}^2$, y para el tanque elevado MO se tiene una masa de 206.31 Tn y una presión $q_0 = 53.58 \text{ kN/m}^2$.

La Tabla 3.13 y Tabla 3.14 muestra los valores de la velocidad promedio efectiva tomando en cuenta la sobrecarga de la estructura sobre el terreno de fundación. Estas velocidades se utilizan posteriormente para determinar el valor máximo del módulo de corte G_{max} para la resolución de las funciones de impedancia del terreno.

Tabla 3.13

Velocidad promedio efectiva tomando en cuenta la sobrecarga de la estructura del Tanque MC.

Modo de Vibración	z_p (m)	Rango de Prof. (m)		$V_{s,F,avg}$ (m/s)
Traslación Hor. (x e y) general	3.00	0.00	6.25	252.78
Traslación Hor. (x e y) en la base	3.00	3.25	6.25	296.97
Traslación Vertical (z)	3.00	0.00	6.25	252.78
Balanceo a lo largo del eje x (xx)	3.00	0.00	6.25	252.78
Balanceo a lo largo del eje y (yy)	3.00	0.00	6.25	252.78

Nota. Elaboración propia.

Tabla 3.14

Velocidad promedio efectiva tomando en cuenta la sobrecarga de la estructura del Tanque MO.

Modo de Vibración	z_p (m)	Rango de Prof. (m)		$V_{s,F,avg}$ (m/s)
Traslación Hor. (x e y) general	3.10	0.00	6.30	246.29
Traslación Hor. (x e y) en la base	3.10	3.20	6.30	288.73
Traslación Vertical (z)	3.10	0.00	6.30	246.29
Balaneo a lo largo del eje x (xx)	3.00	0.00	6.20	245.88
Balaneo a lo largo del eje y (yy)	3.10	0.00	6.30	246.29

Nota. Elaboración propia.

3.7.6.2.2. Relación de rigidez estructura-suelo

Para verificar la importancia de los efectos inerciales en las estructuras analizadas se verifica si la relación de rigidez estructura-suelo es mayor a 0.1.

Para el tanque MC se verifica el valor de la expresión $h/(V_s T)$, calculando el valor de h como los $2/3$ de la altura total $h = 13.90$ m, el periodo de la estructura con base rígida promedio de ambos ejes $\bar{T} = 0.407$ s (mostrado en la sección 3.7.8.4), y la velocidad promedio para el balanceo a lo largo del eje x (xx) $V_{s,F,avg} = 252.78$ m/s. La relación de rigidez tiene un valor de 0.14, por lo que los efectos inerciales se esperan significativos.

Para el tanque MO se verifica el valor de la expresión $h/(V_s T)$, calculando el valor de h como los $2/3$ de la altura total $h = 9.60$ m, el periodo de la estructura con base rígida promedio de ambos ejes $\bar{T} = 0.268$ s (mostrado en la sección 3.7.8.4), y la velocidad promedio para el balanceo a lo largo del eje x (xx) $V_{s,F,avg} = 252.78$ m/s. La relación de rigidez tiene un valor de 0.15, por lo que los efectos inerciales también se esperan significativos.

3.7.6.2.3. Rigidez y Amortiguamiento del Suelo

El módulo de corte G es calculado con la ecuación $G = V_s^2 \rho_s$, usando la densidad del suelo $\rho_s = 1.8012$ a la profundidad de $D_f + z_p$ y las velocidades efectivas promedio determinadas y mostradas en la Tabla 3.13 y Tabla 3.14. Los valores de módulo de corte son reducidos para tomar en cuenta los grandes efectos de deformación asociados con el comportamiento no lineal (NIST, 2012).

Usando la Tabla 2.14 y Tabla 2.15 se determinan los factores para la reducción del módulo de corte y el valor de β_s . Para la zona de estudio se tiene una clase de suelo tipo D de acuerdo a los estudios de Alva Hurtado et al. (2015), y para determinar el valor de S_{DS} , que es la aceleración espectral correspondiente a los periodos cortos ($T = 0.2$ s), se toma el valor de $0.9051 g$, que viene a ser la $S_a(T = 0.20$ s, 5%) del Espectro de Peligro Uniforme (UHS) de la zona de estudio, para un periodo de retorno $Tr = 475$ años. De acuerdo a estos valores se determina el factor $G/G_0 = 0.55$ y $\beta_s = 0.064$, que se utilizan para determinar las rigideces y amortiguadores para un nivel de peligro $Tr = 475$ años.

Tabla 3.15

Parámetros para cálculo de rigideces y amortiguamientos de suelo para Tanque MC.

Modo de Vibración	G_{max} (Mpa)	G (Mpa)	K_{sur} (MN/m; MNm/rad)	η	a_0	α	β_{sur}	β_{emb}	Rigidez Dinámica (kN/m3)	Amort. Dinámico (kN-s/m3)
Traslación Hor. en X general	115.10	63.30	1010.61	2.08	0.17	1.00	0.06	0.13	2102.63	54.29
Traslación Hor. en Y general	115.10	63.30	1010.61	2.08	0.17	1.00	0.06	0.13	2102.63	54.29
Traslación Hor. en X en la base	158.85	87.37	1394.83	0.00	0.15	1.00	0.05	0.00	1394.83	22.18
Traslación Hor. en Y en la base	158.85	87.37	1394.83	0.00	0.15	1.00	0.05	0.00	1394.83	22.18
Traslación Vertical en Z	115.10	63.30	1253.85	1.54	0.17	1.00	0.10	0.14	1927.87	52.02
Balanceo sobre el eje X (xx)	115.10	63.30	9286.47	3.54	0.17	0.99	0.00	0.02	32613.03	380.39
Balanceo sobre el eje Y (yy)	115.10	63.30	9286.47	3.54	0.17	0.99	0.00	0.02	32613.03	380.39

Nota. Elaboración propia.

Tabla 3.16

Parámetros para cálculo de rigideces y amortiguamientos de suelo para Tanque MO.

Modo de Vibración	G_{max} (Mpa)	G (Mpa)	K_{sur} (MN/m; MNm/rad)	η	a_0	α	β_{sur}	β_{emb}	Rigidez Dinámica (kN/m ³)	Amort. Dinámico (kN-s/m ³)
Traslación Hor. en X general	109.26	60.09	997.85	2.04	0.26	1.00	0.10	0.19	2033.79	48.33
Traslación Hor. en Y general	109.26	60.09	1004.92	2.04	0.26	1.00	0.10	0.20	2048.20	49.10
Traslación Hor. en X en la base	150.16	82.59	1371.39	0.00	0.22	1.00	0.08	0.00	1371.39	18.82
Traslación Hor. en Y en la base	150.16	82.59	1381.11	0.00	0.22	1.00	0.08	0.00	1381.11	18.87
Traslación Vertical en Z	109.26	60.09	1239.63	1.51	0.26	1.00	0.15	0.21	1866.20	47.35
Balaceo a lo largo del eje X (xx)	108.89	59.89	9381.49	3.40	0.26	0.98	0.00	0.04	31322.98	288.79
Balaceo a lo largo del eje Y (yy)	109.26	60.09	10587.67	3.17	0.26	0.98	0.00	0.03	32866.60	296.59

Nota. Elaboración propia.

La Tabla 3.15 y Tabla 3.16 muestran los resultados de los parámetros para el cálculo de la rigidez y amortiguamiento de los resortes en la cimentación mediante la aplicaciones de las Tablas 2-2a, 2-2b, 2-3a y 2-3b del NIST (2012) mostradas en Anexo B. Finalmente se calcula la rigidez y amortiguamiento dinámico mediante la ecuación 2.85.

3.7.6.3. Distribución de Resortes en la Cimentación

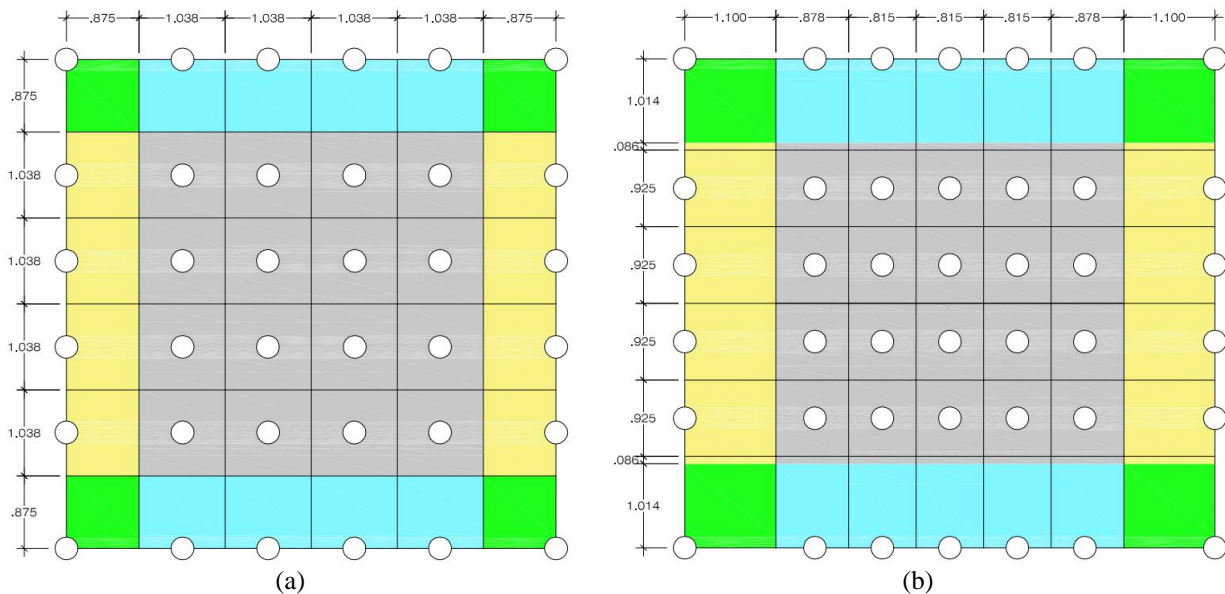
3.7.6.3.1. Distribución de Resortes Verticales

Los resortes verticales (z) se distribuyen sobre el fondo de cimentación como se muestra en la Figura 3.18, se utiliza la ecuación 2.93 y 2.94 para determinar la intensidad de rigidez vertical normalizada por el área. Las rigideces se ajustaron en los bordes de la cimentación para realizar la corrección debido a la rigidez rotacional. Se utilizan las ecuaciones 2.95, 2.96, 2.97 y 2.98 para determinar los factores de corrección R_k y R_c , con un valor de R_e tal que coincida con la discretización realizada en el modelo estructural, tomando en cuenta los nodos de los muros que llegan a la cimentación del tanque cisterna.

En la Figura 3.18 se muestra la distribución de resortes y amortiguadores en el fondo de cimentación del Tanque MC y MO. La cimentación del tanque MC consiste en una losa de $5.90 \times 5.90 \text{ m}$, por lo que las franjas exteriores tendrán la misma dimensión en ambos sentidos X e Y. La franja exterior tiene un ancho de 0.875 m , por lo que tiene un valor de $R_e = 0.297$.

Figura 3.18

Distribución de resortes y amortiguadores verticales en Tanque Elevado MC y MO.



Nota. Las líneas sólidas acotadas representan el área tributaria dA y los círculos representan los nodos de los resortes/amortiguadores. (a) Fondo cimentación tanque elevado MC, (b) Fondo de cimentación tanque elevado MO. Elaboración propia.

La cimentación del Tanque MO consiste en una losa de $5.90 \times 6.40 \text{ m}$, por lo que la franja exterior tendrá dimensiones diferentes para cada dirección. De acuerdo a la discretización del modelo, que respeta los nodos que llegan a la cimentación del tanque cisterna, se tiene un ancho de 1.10 m en X e Y. El ancho de la franja exterior se toma como 1.10 m para la dirección X, lo que da un valor de $R_e = 0.344$, por lo que el ancho de la franja exterior en la dirección Y sería igual a 1.014 m , como se muestra en la Figura 3.18(b). Debido a esto para el cálculo de la rigidez

y amortiguamiento de los resortes laterales en X y en esquinas se toma en cuenta franjas de la zona central (color gris) o lateral en Y (color amarillo) que están dentro de su área tributaria. En la Tabla 3.17 y Tabla 3.18 se muestra los valores calculados para la rigidez y amortiguamiento en la base.

Tabla 3.17

Valores de rigidez dinámica y amortiguamiento dinámico para resortes verticales en el fondo de cimentación para Tanque MC.

	Resorte / Amort.	k_z (i) (kN/m ³)	c_z (i) (kN-s/m ³)	dA (m ²)	k_z (i) (kN/m)	c_z (i) (kN-s/m)
	Centrales	55382.54	1494.40	1.08	59614.12	1608.58
	Dirección Y	465799.72	12568.76	0.91	422858.81	11410.07
	Dirección X	465799.72	12568.76	0.91	422858.81	11410.07
	En esquinas	465799.72	12568.76	0.77	356627.91	9622.95

Nota. Elaboración propia.

Tabla 3.18

Valores de rigidez dinámica y amortiguamiento dinámico para resortes verticales en el fondo de cimentación para Tanque MO.

	Resorte / Amort.	k_z (i) (kN/m ³)	c_z (i) (kN-s/m ³)	dA (m ²)	k_z (i) (kN/m)	c_z (i) (kN-s/m)
	Centrales	49422.77	1254.02	0.81	40124.99	1018.11
		49422.77	1254.02	0.75	37254.02	945.26
	Dirección Y	379150.77	9620.32	0.89	337472.84	8562.81
		49422.77	1254.02	0.08	3726.20	94.55
		379150.77	9620.32	0.83	313326.44	7950.14
		49422.77	1254.02	0.07	3459.59	87.78
	Dirección X	335994.03	8525.29	1.02	341873.93	8674.49
	En esquinas	357572.40	9072.81	1.12	398875.59	10120.81
		335994.03	8525.29	0.09	31748.08	805.55

Nota. Elaboración propia.

Las intensidades de los bordes se incrementan en factores de $R_{k,xx} = R_{k,yy} = 8.41$ para el Tanque MC, y $R_{k,xx} = 7.67$, $R_{k,yy} = 6.80$ para el Tanque MO. Las intensidades de las esquinas se evalúan como el promedio de las intensidades en las direcciones xx e yy . Las intensidades de los amortiguadores se redujeron por $R_{c,xx} = R_{c,yy} = 0.432$ para el Tanque MC y $R_{c,xx} = 0.363$, $R_{c,yy} = 0.356$ para el Tanque MO, para corregir la sobreestimación del amortiguamiento rotacional.

3.7.6.3.2. *Distribución de Resortes Horizontales*

Los resortes y amortiguadores horizontales se distribuyen alrededor del perímetro entre los nodos de las paredes del tanque cisterna (que representan presiones pasivas) y la base de cimentación (que representa el corte de la base). Se denotan como k_4, c_4 la rigidez y amortiguamiento horizontal en la base en la dirección X y k_1, c_1 en la dirección Y; asimismo, como k_5, c_5 la rigidez y amortiguamiento en los muros en la dirección X y k_2, c_2 en la dirección Y. Las rigideces de las paredes y la base se distribuyen equitativamente entre la cantidad de resortes definidos en los muros del tanque cisterna y la base de cimentación. En la Tabla 3.19 y Tabla 3.20 se muestra el valor para cada una de las rigideces y amortiguamientos distribuidos en la cimentación.

Tabla 3.19

Valores de rigidez y amortiguamiento para resortes horizontales en Tanque Elevado MC.

	i=1	i=2	i=4	i=5
Rigidez k(i)	19661.33	135896.89	19661.33	135896.89
Amortiguamiento c(i)	891.84	2740.33	891.84	2740.33

Nota. Elaboración propia.

Tabla 3.20

Valores de rigidez y amortiguamiento para resortes horizontales en Tanque Elevado MO.

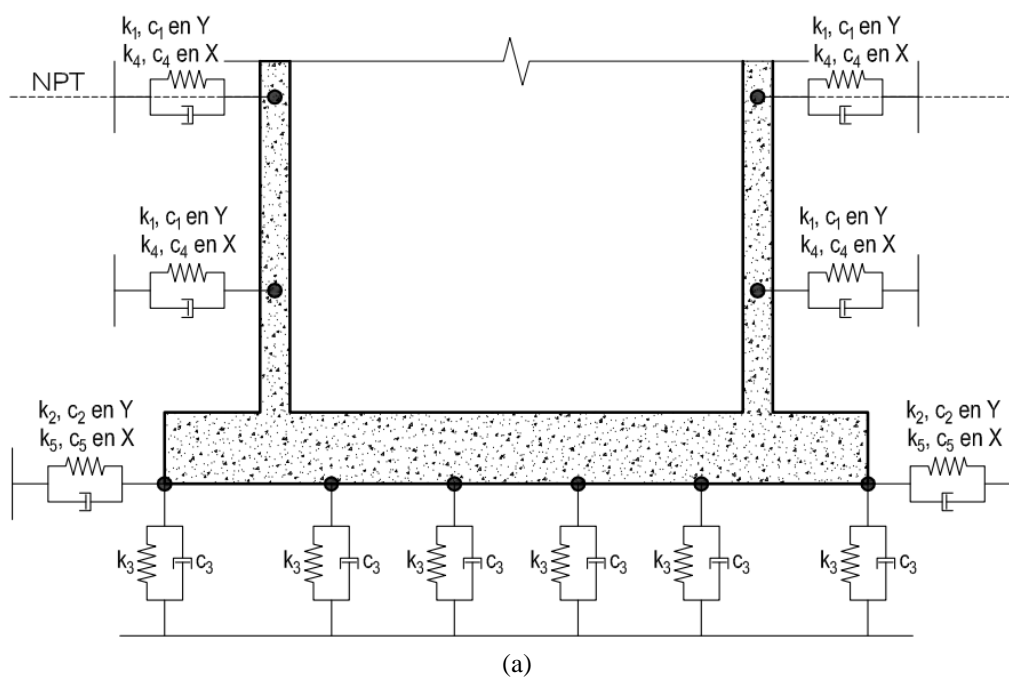
	i=1	i=2	i=4	i=5
Rigidez $k(i)$	15883.22	114533.64	18400.06	132682.54
Amortiguamiento $c(i)$	719.56	2067.71	819.84	2387.94

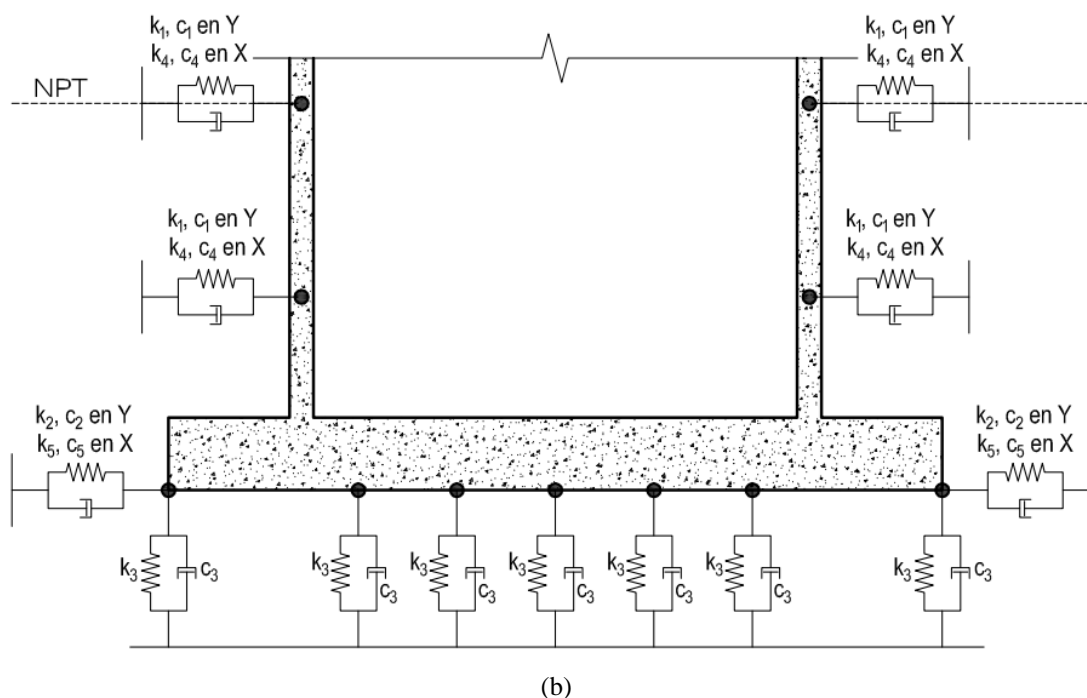
Nota. Elaboración propia.

Como resumen, en la Figura 3.19 se muestra la distribución de los resortes y amortiguadores en elevación para cada uno de los tanques a analizar. Los valores de k_i y c_i hallados corresponden a un factor de G/G_0 y β_s , para un valor de S_{DS} correspondiente a un peligro sísmico de $Tr = 475$ años, por lo tanto para distintos niveles de demanda sísmica se tendrá valores k_i y c_i también diferentes, lo que se define en la Sección 3.7.8.6. En general la distribución de resortes será igual a la mostrada en la Figura 3.19, independientemente de la demanda.

Figura 3.19

Distribución de resortes y amortiguadores en Tanque Elevado MC y MO.





Nota. (a) Distribución de resortes y amortiguadores de tanque elevado MC, (b) Distribución de resortes y amortiguadores de tanque elevado MO. Elaboración propia.

3.7.7. Definición de Nivel de Desempeño Sísmico de Tanques Elevados MC y MO

3.7.7.1. Objetivos de Desempeño

Los tanques elevados MC y MO son parte de Instituciones Educativas, por lo que la categoría de edificación de acuerdo a la norma E.030 es A2 – Edificación Esencial, con un Factor de uso $U = 1.50$. La norma peruana indica que para edificaciones esenciales se debería mantener su operatividad luego de un evento sísmico severo, sin embargo, la misma no establece el significado de “sismo severo”, pero puede inferirse de acuerdo al Art. 3 de la norma E.030 que se refiere al sismo de diseño, que corresponde a un evento sísmico con una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años. De acuerdo a esto la estructura debería cumplir con el nivel de desempeño estructural de ocupación inmediata para un nivel de peligro sísmico del 10% en 50 años.

Si se compara el nivel de uso y requisitos establecidos por la norma peruana con la norma americana ASCE 7-16, tendríamos un nivel de Riesgo IV para los tanques motivo de la investigación. Si establecemos este nivel de riesgo, podemos definir los objetivos de desempeño acorde a la norma ASCE 41-17. De acuerdo a la Tabla 2.8 tenemos que los tanques deben cumplir con un objetivo básico de desempeño tal que para un nivel de peligro sísmico BSE-1N (10% en 50 años) se tenga nivel de desempeño estructural S-1 Ocupación Inmediata y para un nivel de peligro BSE-2N (2% en 50 años) un nivel de desempeño S-3 Seguridad de Vida. A modo de resumen en la Tabla 3.21 se muestran los objetivos de desempeño a verificar.

Tabla 3.21

Objetivos de Desempeño para los Tanques Elevados MC y MO.

Nivel de Peligro Sísmico	Nivel de Desempeño Sísmico Estructural
BSE-1N: 10% / 50 Años Tr = 475 años	S-1 Ocupación Inmediata
BSE-2N: 2% / 50 años Tr = 2475 años	S-3 Seguridad de Vida

Nota. Elaboración propia.

3.7.7.2. Demanda Sísmica

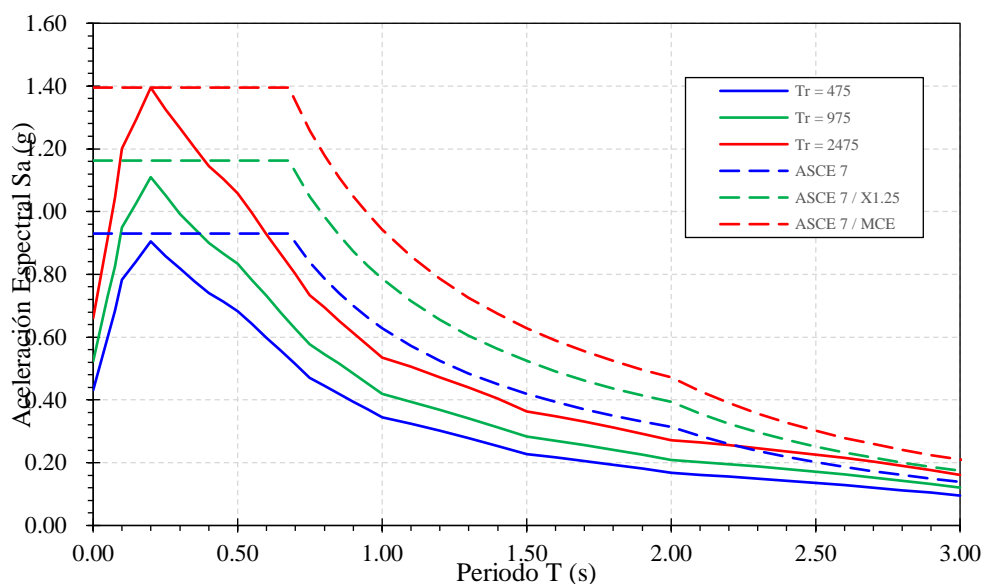
Las demandas sísmicas se determinan mediante el estudio de peligro sísmico nacional realizado por Roncal Castro (2017). Se extraen los espectros de peligro uniforme (UHS) para una fracción de amortiguamiento del 5% para la zona de estudio. En la Figura 3.20 se grafican los espectros de peligro uniforme para los niveles de peligro detallados en la Tabla 3.21.

Definidas los espectros de peligro uniforme, con estos valores se construye los espectros de respuesta para el nivel peligro de Tr = 475 años, Tr = 975 años y sismo máximo considerado (MCE) de Tr = 2475 años, de acuerdo a la norma ASCE 7-16. Se determina las aceleraciones

espectrales $S_s = 1.395 g$ para periodos cortos, correspondiente a un periodo $T = 0.20 s$ y $S_1 = 0.5343 g$ para un periodo $T = 1.00 s$. Para una clasificación de suelo D, con las Tablas 11.4-1 y 11.4-2 de la norma ASCE 7-16 se determinan los coeficiente $F_a = 1$ y $F_v = 1.7657$. Así se tiene $S_{DS} = 0.93 g$, $S_{D1} = 0.6289 g$, $T_s = 0.6763 s$ y se asume el valor de $T_L = 2.00 s$.

Figura 3.20

Espectros de diseño de acuerdo a ASCE 7 y espectros de peligro uniforme a distintos niveles de peligro para la zona de estudio.



Nota. Elaboración propia.

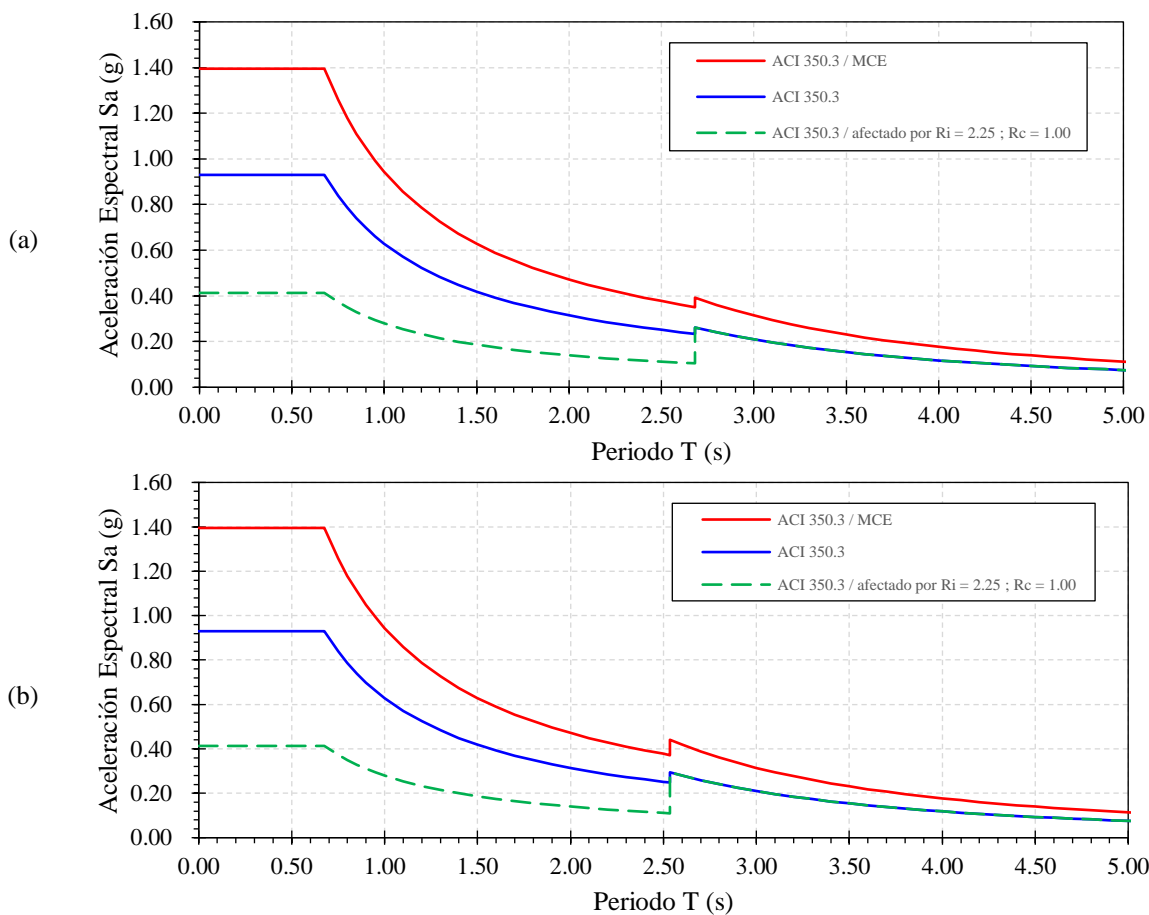
Como indica el ASCE (2017a), el espectro de respuesta para el sismo máximo considerado (MCE), se determina multiplicando el espectro de diseño por 1.5, así también se incluye en la Figura 3.20 el espectro multiplicado por 1.25, que correspondería a un periodo de retorno $Tr = 975$ años. Se debe indicar que los espectros no han sido afectados por el factor de modificación de la respuesta sísmica, R .

De manera similar, se construye el espectro de respuesta para el diseño de estructuras de concreto que contienen agua, de acuerdo a la norma ACI 350.3-20 (ACI Committee 350, 2021). Para definir el espectro de respuesta es necesario conocer el valor de T_c , que es el periodo natural

para el primer modo convectivo. De la Tabla 3.6 y Tabla 3.8, se tiene $T_c = 2.68$ s para el tanque MC y $T_c = 2.53$ s para el tanque MO. Las aceleraciones espectrales se multiplican por un factor 1.5 para los valores mayores a T_c .

Figura 3.21

Espectro de diseño de acuerdo a normal ACI 350.3-20 para Tanque MC y MO.



Nota. (a) Espectros para Tanque MC; $T_c = 2.68$ s, (b) Espectros para Tanque MO $T_c = 2.53$ s.

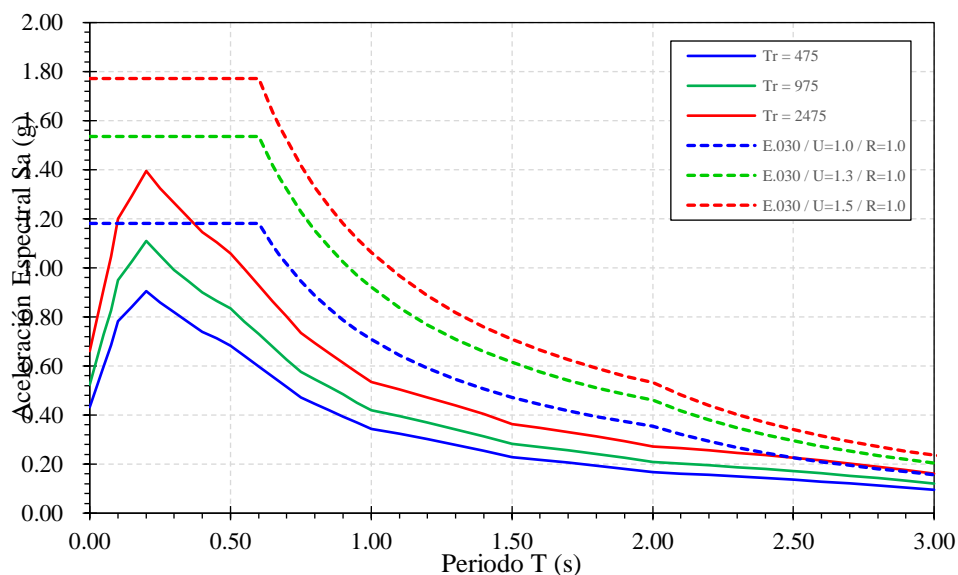
Elaboración propia.

En las Figura 3.21 se muestran los espectros de acuerdo a la norma ACI 350.3-20. Se incluye también el espectro afectado por el factor R. De acuerdo a la Tabla 4.1.1b de la norma ACI 350.3-20 se define un factor $R_i = 2.25$ para el componente impulsivo y $R_c = 1.00$ para el componente convectivo de las aceleraciones.

Finalmente se define el espectro de diseño para la norma E.030, con un factor para la zona $Z = 0.45 g$ para la Zona 4, $S = 1.05$ para un suelo intermedio S2, $T_p = 0.60$ y $T_l = 2.00$. Como se definió antes, la norma sísmica peruana no define niveles de desempeño o niveles de peligro sísmico de manera explícita, pero mediante el factor de uso U, se determinan los espectros con U igual a 1.0, 1.3 y 1.5, que son los niveles de uso que establece la norma. En la Figura 3.22 se puede observar que las aceleraciones espectrales para el espectro de diseño de la norma E.030 son mucho mayores que los determinados mediante el estudio de peligro sísmico para la zona de estudio. Esto puede deberse a que la norma peruana utiliza un factor de zona $Z=0.45$ para la mayor parte de la zona costera, lo que difiere con los estudios de peligro sísmico del territorio nacional más actuales, aunque esto puede considerarse conservador para el diseño.

Figura 3.22

Espectros de diseño de acuerdo a norma E.030 y espectros de peligro uniforme a distintos niveles de peligro para la zona de estudio.



Nota. Elaboración propia.

3.7.7.3. Niveles de Daño en Vigas y Columnas

El nivel de daño en vigas y columnas, en esta investigación, se define por medio de límites de deformación en el núcleo de concreto y en el acero de refuerzo, en concordancia con la definición de secciones fibra para las rótulas de plasticidad distribuida. Con la aplicación de la Tabla 2.17, se determina los límites de deformación para los materiales definidos anteriormente. En la siguiente Tabla se muestra los valores de deformación límite, que corresponden al final del rango del nivel de desempeño al que corresponden.

Tabla 3.22

Deformación límite en núcleo de concreto y acero de refuerzo correspondiente al final de un rango de Desempeño.

Nivel Desempeño	Límites de deformación en el núcleo de concreto							Límites de deformación en el acero de refuerzo
	Tanque Elevado MC				Tanque Elevado MO			
	PL-01 1er N	PL-01 2do a 5to N	Viga VP-01	Viga VP-02	PL-01 Núcleo 20X25 cm	PL-01 Núcleo 20X20 cm	Viga VP-1	
Operacional (O)	0.0015	0.0015	0.0011	0.0011	0.0018	0.0020	0.0013	0.0060
Ocupación Inmediata (IO)	0.0043	0.0043	0.0032	0.0032	0.0052	0.0057	0.0037	0.0250
Seguridad de vida (LS)	0.0120	0.0118	0.0072	0.0071	0.0164	0.0191	0.0087	0.0580
Prevención de Colapso (CP)	0.0168	0.0168	0.0218	0.0218	0.0336	0.0371	0.0309	0.1000

Nota. Elaboración propia.

3.7.7.4. Definición de Medida de Daño (DM) para las curvas IDA

La medida de daño forma parte de los resultados del análisis IDA, para este caso resulta conveniente escoger la deriva máxima de entrepisos (drift) como DM, ya que es útil al momento de compararla con los requerimiento de deriva máxima de la norma sísmica peruana E.030 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018) y es práctica común relacionarlo con

el nivel de desempeño, como lo hace el reporte FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency, 2000). En este sentido, definida la medida de daño, deben definirse también los estados límite para las derivas máximas. De la Tabla C1-3 del FEMA 356 se puede extraer los siguientes datos.

Tabla 3.23

Niveles de daño en función a derivas máximas para elementos verticales.

Elemento	Tipo	Nivel de Desempeño Estructural		
		Prevención de Colapso S-5	Seguridad de Vida S-3	Ocupación Inmediata S-1
Pórticos de Concreto Armado	Deriva	4.00 %	2.00 %	1.00 %
Muros de Concreto Armado	Transitoria	2.00 %	1.00 %	0.50 %

Nota. Adaptado de Federal Emergency Management Agency (2000).

Con los valores de la Tabla 3.23 es posible definir los estados límite en función a derivas máximas, comprobando su correlación con las deformaciones límite definidas en la sección anterior.

3.7.8. Modelo Estructural para Análisis Incremental Dinámico

La presente investigación requiere la realización del Análisis Incremental Dinámico de los Tanques Elevado MC y MO, para lo que es necesario realizar una cantidad específica de análisis no lineales tiempo historia (NLTHA), igual a la cantidad de veces que se escala cada acelerograma por la cantidad de sismos seleccionados. Para la realización de los análisis se tomó muchas consideraciones basadas en la revisión bibliografía mostrada en el marco teórico. A continuación se detallan las consideraciones y definiciones realizadas en el modelo que permiten la obtención de la curvas IDA para el presente estudio.

3.7.8.1. Discretización y Definición Secciones Fibra en Columnas y Vigas

La definición de secciones fibra requiere la definición de la curva esfuerzo deformación de los materiales y su comportamiento histerético. En la sección 3.7.4 se muestran los modelos constitutivos para el concreto y acero de refuerzo para las diferentes secciones columna. De manera similar se desarrolló las curvas esfuerzo-deformación para las vigas, con lo que se definen las propiedades de los materiales en SAP2000. Los materiales se definen siguiendo las pautas derivadas de la calibración realizada en la Sección 3.7.5. Las curvas esfuerzo deformación se ingresan al programa como *User Defined*, para poder ingresar la curva completa. Los niveles de desempeño especificados en la Sección 3.7.7 se ingresan como límites de deformación para el nivel de Ocupación Inmediata (IO), Seguridad de Vida (LS) y Prevención al Colapso (CP). El tipo de histéresis se especifica como *Concrete* para el concreto y como *Degrading* para el acero de refuerzo. En las Figura 3.23 y Figura 3.24 se muestra un ejemplo de la definición de los materiales en SAP2000.

Definidos los materiales, se deben crear los elementos finitos que representarán las secciones de concreto. Se utilizan secciones tipo *frame* para definir los elementos de concreto. Las secciones de columnas y vigas se crean en el apartado *Section Designer*, como se muestra en la Figura 3.25, Figura 3.26 y Figura 3.27 el resultado final de las secciones creadas. En este mismo apartado es posible obtener la relación Momento – Curvatura para las secciones definidas, lo que servirá más adelante para poder evaluar la capacidad por corte de las vigas.

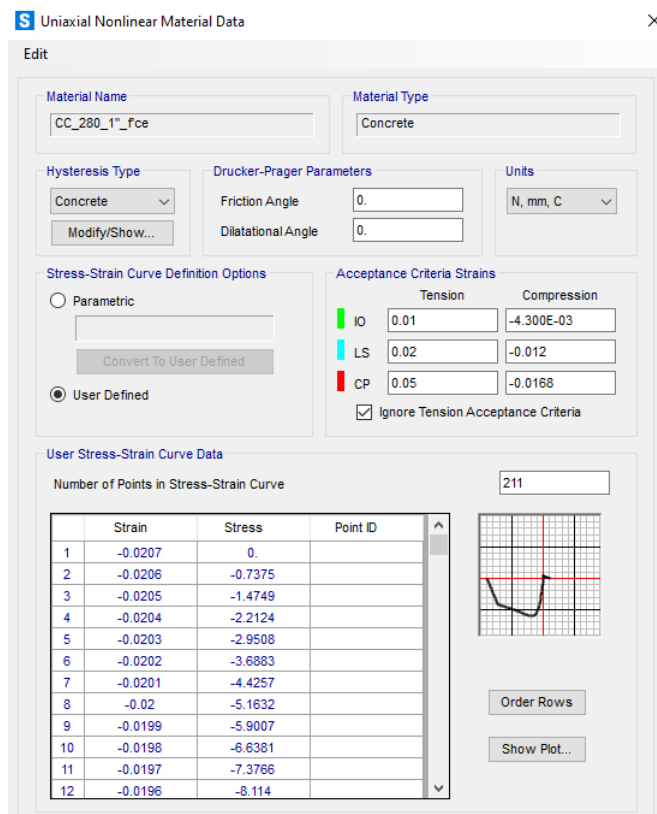
Para la asignación de los materiales en las secciones fibra se tomó en cuenta el pandeo de las barras en compresión para el caso del acero de refuerzo, de esta forma se utilizan las curvas definidas en la Figura 3.8. En el caso del concreto confinado, se establecen las secciones confinadas tal como se muestra en las Figura 3.9 y Figura 3.10 y se asignan los modelos correspondiente. El

modelo para concreto no confinado se asigna al recubrimiento de las secciones y el parcialmente confinado al concreto encerrado en los estribos pero sin confinamiento efectivo.

Se debe mencionar que al crear una sección L en el *Section Designer*, el punto de inserción del elemento asignado con la sección será el centroide de la misma, por lo que se modificó el punto de inserción del *frame* al realizar el modelado en el apartado *Assign / Frame / Insertion Point*. De manera similar, para que los elementos *frame* tengan la dirección correcta en cada esquina, los ejes locales de la sección se modifican al modelarla en el apartado *Assign / Frame / Local Axes*, girando la sección 90°, 180° o 135° según corresponda.

Figura 3.23

Ejemplo de definición de material concreto en SAP2000.



The screenshot shows the 'Uniaxial Nonlinear Material Data' dialog box in SAP2000. The 'Material Name' is 'CC_280_1\"_f_c_e' and the 'Material Type' is 'Concrete'. The 'Hysteresis Type' is set to 'Concrete'. The 'Drucker-Prager Parameters' section shows 'Friction Angle' and 'Dilatational Angle' both set to 0. The 'Units' are set to 'N, mm, C'. Under 'Stress-Strain Curve Definition Options', 'User Defined' is selected. The 'Acceptance Criteria Strains' table is as follows:

	Tension	Compression
IO	0.01	-4.300E-03
LS	0.02	-0.012
CP	0.05	-0.0168

The 'Ignore Tension Acceptance Criteria' checkbox is checked. The 'User Stress-Strain Curve Data' section shows 211 points. The table below displays the first 12 points:

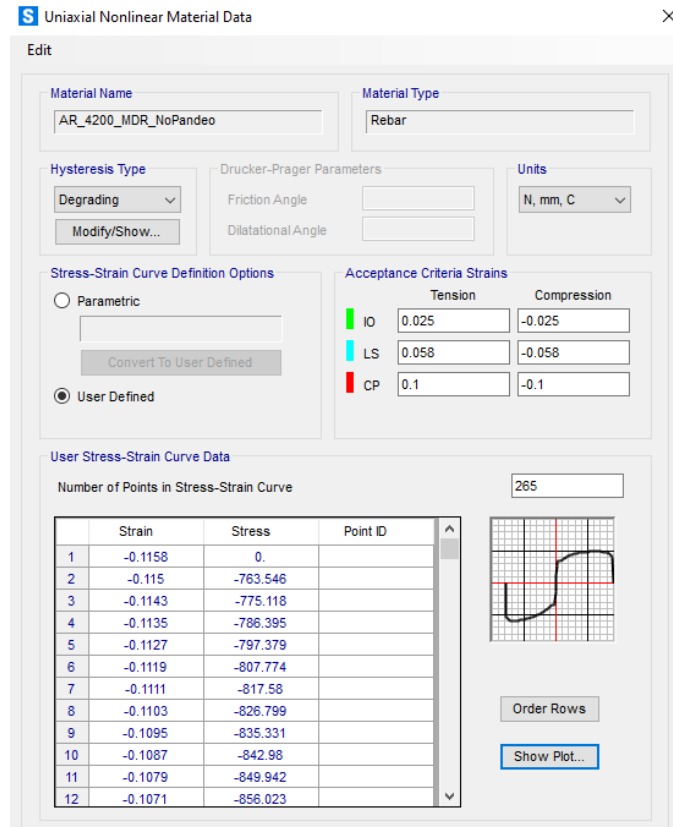
	Strain	Stress	Point ID
1	-0.0207	0	
2	-0.0206	-0.7375	
3	-0.0205	-1.4749	
4	-0.0204	-2.2124	
5	-0.0203	-2.9508	
6	-0.0202	-3.6883	
7	-0.0201	-4.4257	
8	-0.02	-5.1632	
9	-0.0199	-5.9007	
10	-0.0198	-6.6381	
11	-0.0197	-7.3766	
12	-0.0196	-8.114	

A small plot on the right shows the stress-strain curve for these points. The 'Order Rows' and 'Show Plot...' buttons are visible at the bottom right.

Nota. Se muestra la definición de concreto confinado en PL-01 de Tanque MC. Elaboración propia.

Figura 3.24

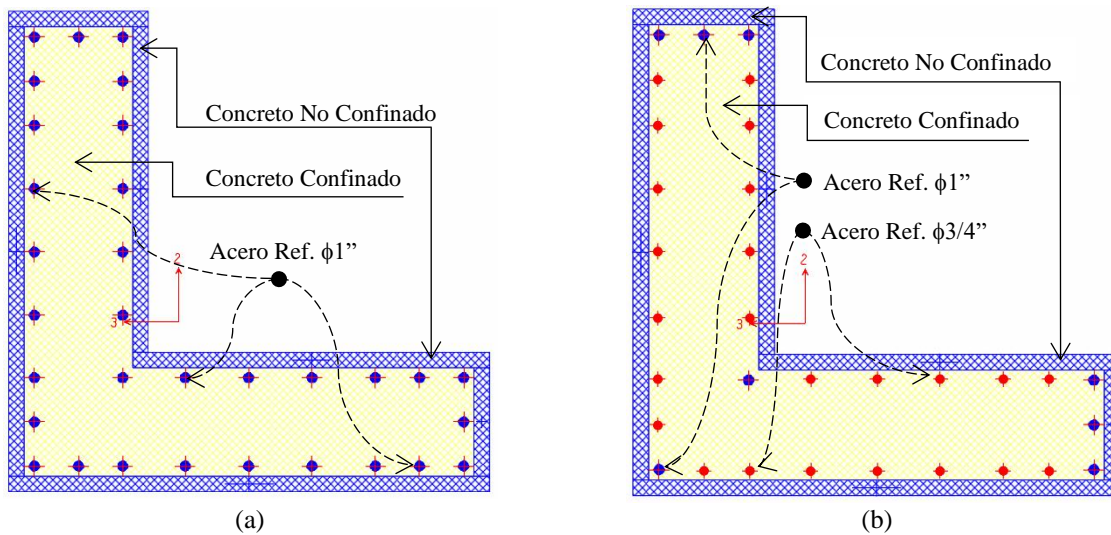
Ejemplo de definición de material acero de refuerzo en SAP2000.



Nota. Se muestra la definición de acero de refuerzo de barras sin pandeo. Elaboración propia.

Figura 3.25

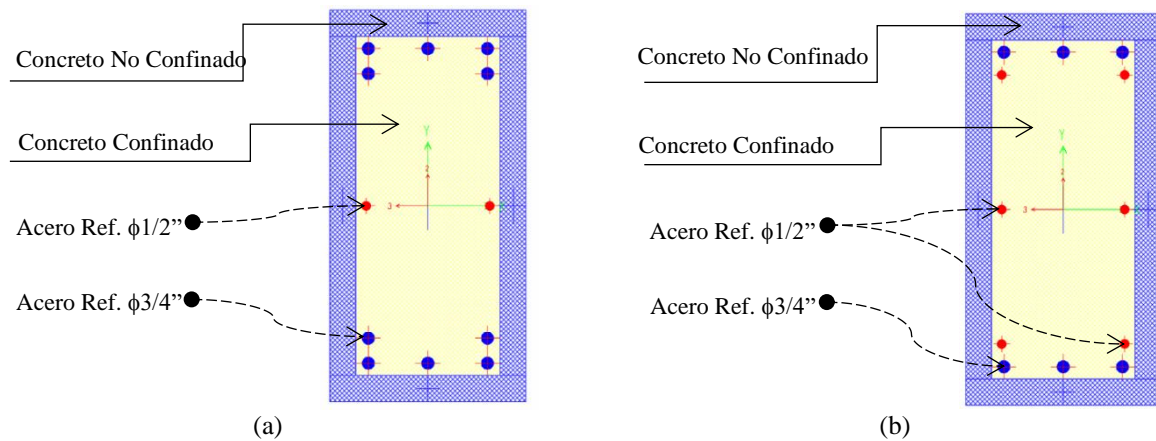
Secciones de columnas L de Tanque MC creadas en Section Designer de SAP2000.



Nota.(a) Sección de columna PL-01 para 1er nivel de Tanque MC, (b) Sección de columna PL-01 para niveles de 2do a 5to de Tanque MC. Elaboración propia.

Figura 3.26

Secciones de viga de Tanque MC creadas en Section Designer de SAP2000.

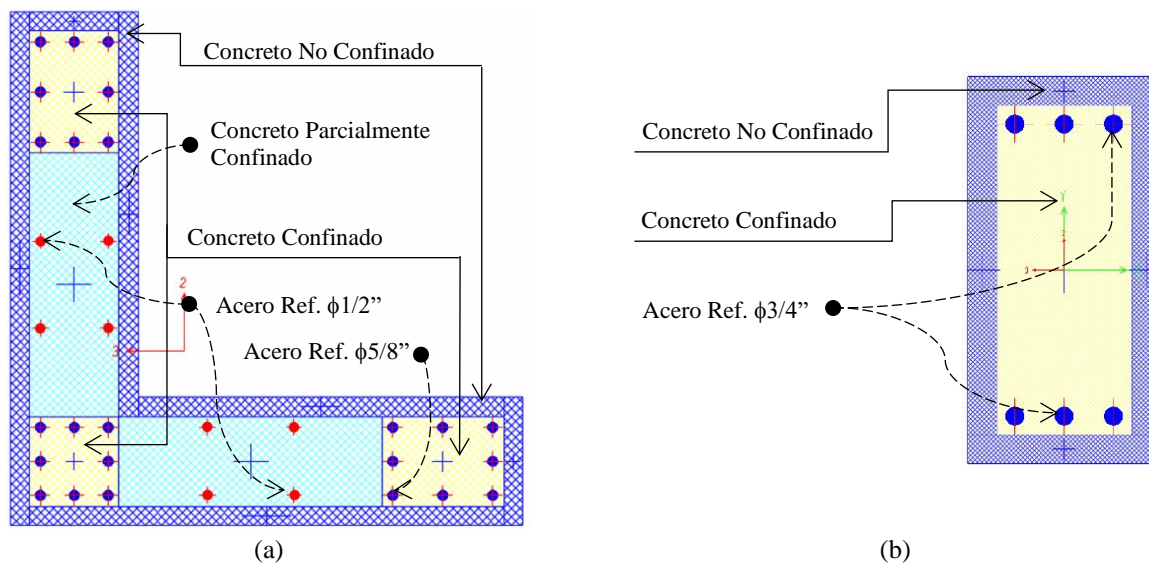


Nota.(a) Sección de viga VP-01 de Tanque MC, (b) Sección de viga VP-01 de Tanque MC.

Elaboración propia.

Figura 3.27

Secciones de columna y viga de Tanque MO creadas en Section Designer de SAP2000.



Nota. (a) Sección de columna PL-1 en todos los niveles de Tanque MO, (b) Sección de viga VP-

01 de Tanque MO. Elaboración propia.

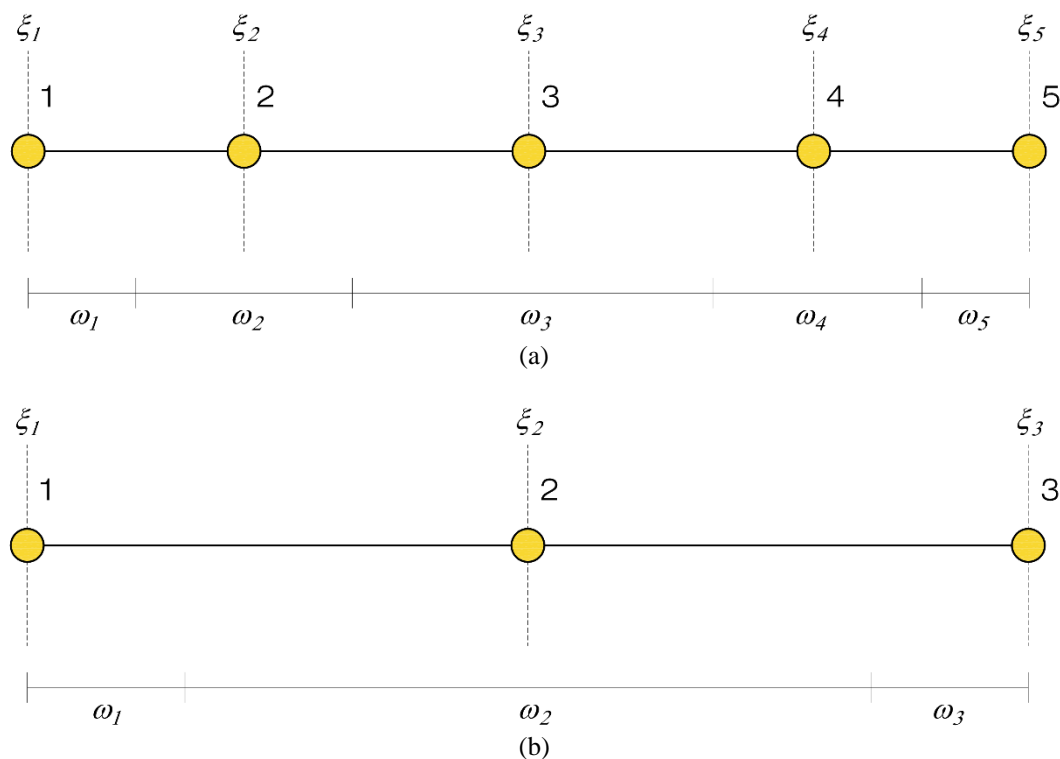
Posterior a definir las secciones, se modela las columnas y vigas; para esto se deben asignar brazos rígidos en las uniones. En el apartado *End Length Offsets* se asignan las zonas rígidas de acuerdo a la geometría de las vigas y columnas.

Modeladas las columnas y vigas, será importante definir la ubicación de las rótulas plásticas. De acuerdo a la calibración realizada en la Sección 3.7.5, se obtuvo mayor precisión al definir 5 rótulas para el caso de las columnas, y en el caso de las vigas la definición de 3 rótulas se considera adecuada. Para poder describir la definición de rótulas, en la Figura 3.28 se muestra la distribución de rótulas con su ubicación y pesos distribuidos en los elementos frame. Entiéndase el peso ω_i de la rótula con ubicación ξ_i , como la longitud relativa que abarca la plasticidad de la rótula definida en una ubicación específica del elemento.

De manera similar al modelo calibrado, el peso de las rótulas extremas (ω_1, ω_5 para el caso de las columnas y ω_1, ω_3 para el caso de vigas), se toma como la longitud de rótula plástica L_p entre la altura libre para columnas y la luz libre para vigas. La longitud L_p se determina con la expresión propuesta por Zahn (1985) para las columnas y para las vigas con la propuesta por Berry & Eberhard (2008). Acorde a la ecuación de Zahn (1985), la relación de carga axial influye en el valor de L_p , por lo que se tendrá un valor diferentes de L_p para cada nivel de piso. Los valores de ubicación y peso de las rótulas intermedias en columnas se determinan dando un valor de $\omega_3 = 0.4$ a la rótula con ubicación $\xi_3 = 0.5$. En la Tabla 3.24 y Tabla 3.25 se muestran los valores normalizados de las ubicaciones y pesos a ingresar en SAP2000. Con estos datos se definen las rótulas de fibras de plasticidad distribuida.

Figura 3.28

Ubicación (ξ_i) y pesos (ω_i) de rótulas en elementos tipo frame para discretización de vigas y columnas.



Nota. (a) Discretización de columnas, (b) Discretización de vigas. Elaboración propia.

Tabla 3.24

Valores para definición de rótulas de sección fibra de plasticidad distribuida en Tanque MC.

Columnas L H libre = 2.70m		Columnas L H libre = 2.50m				Vigas L libre = 2.10m					
1er Nivel		2do Nivel		3er Nivel		4to Nivel		5to Nivel		1er - 5to Nivel	
Ubic. ξ_i	Peso ω_i	Ubic. ξ_i	Peso ω_i	Ubic. ξ_i	Peso ω_i	Ubic. ξ_i	Peso ω_i	Ubic. ξ_i	Peso ω_i	Ubic. ξ_i	Peso ω_i
0.0000	0.0725	0.0000	0.0660	0.0000	0.0655	0.0000	0.0649	0.0000	0.0643	0.0000	0.1004
0.1863	0.2275	0.1830	0.2340	0.1828	0.2345	0.1825	0.2351	0.1822	0.2357		
0.5000	0.4000	0.5000	0.4000	0.5000	0.4000	0.5000	0.4000	0.5000	0.4000	0.5000	0.7992
0.8137	0.2275	0.8170	0.2340	0.8172	0.2345	0.8175	0.2351	0.8178	0.2357		
1.0000	0.0725	1.0000	0.0660	1.0000	0.0655	1.0000	0.0649	1.0000	0.0643	1.0000	0.1004

Nota. Los valores corresponden a longitudes relativas del elemento frame. Elaboración propia.

Tabla 3.25

Valores para definición de rótulas de sección fibra de plasticidad distribuida en Tanque MO.

Columnas L H libre = 1.25m		Columnas L H libre = 2.60m		Vigas L libre = 2.80m		Vigas L libre = 2.30m			
1er Nivel		2do Nivel		3er Nivel		1er - 3er Nivel		1er - 3er Nivel	
Ubic.	Peso	Ubic.	Peso	Ubic.	Peso	Ubic.	Peso	Ubic.	Peso
ξ_i	ω_i	ξ_i	ω_i	ξ_i	ω_i	ξ_i	ω_i	ξ_i	ω_i
0.0000	0.0837	0.0000	0.0621	0.0000	0.0615	0.0000	0.0815	0.0000	0.0938
0.1919	0.2163	0.1811	0.2379	0.1808	0.2385				
0.5000	0.4000	0.5000	0.4000	0.5000	0.4000	0.5000	0.8370	0.5000	0.8124
0.8081	0.2163	0.8189	0.2379	0.8192	0.2385				
1.0000	0.0837	1.0000	0.0621	1.0000	0.0615	1.0000	0.0815	1.0000	0.0938

Nota. Los valores corresponden a longitudes relativas del elemento frame. Elaboración propia.

3.7.8.2. Definición de Modelo Fluido Estructura en SAP2000

En la Sección 3.7.3 se desarrolló el cálculo de las rigideces y amortiguamiento para definir los resortes en el programa de cálculo. También se mostró como es que estos se distribuyen en el modelo tridimensional. Teniendo estos datos, se detalla cómo se realizó el modelo hidrodinámico en SAP2000 en los siguientes puntos.

- Determinadas la ubicación de las masas impulsivas y convectivas (Tabla 3.5, Tabla 3.6, Tabla 3.7 y Tabla 3.8), se crean elementos *Joint* en el centro en planta de los tanques a la altura establecida, a los cuales se asignará las masas respectivas.
- A la altura en que se ubican los elementos *Joint* se divide los elementos *Shell* de las paredes laterales para poder conectar las mismas por medio de elementos resorte/amortiguador.
- El movimiento de la masa impulsiva se enlaza a las paredes laterales mediante la definición de un *Constraint* tipo *Diapharm* asignado al nivel de la misma.
- En el caso de las masas convectivas, para conectar los *Joint* con el tanque se debe utilizar un elemento que permita definir propiedades de resorte/amortiguador, para lo que se utiliza

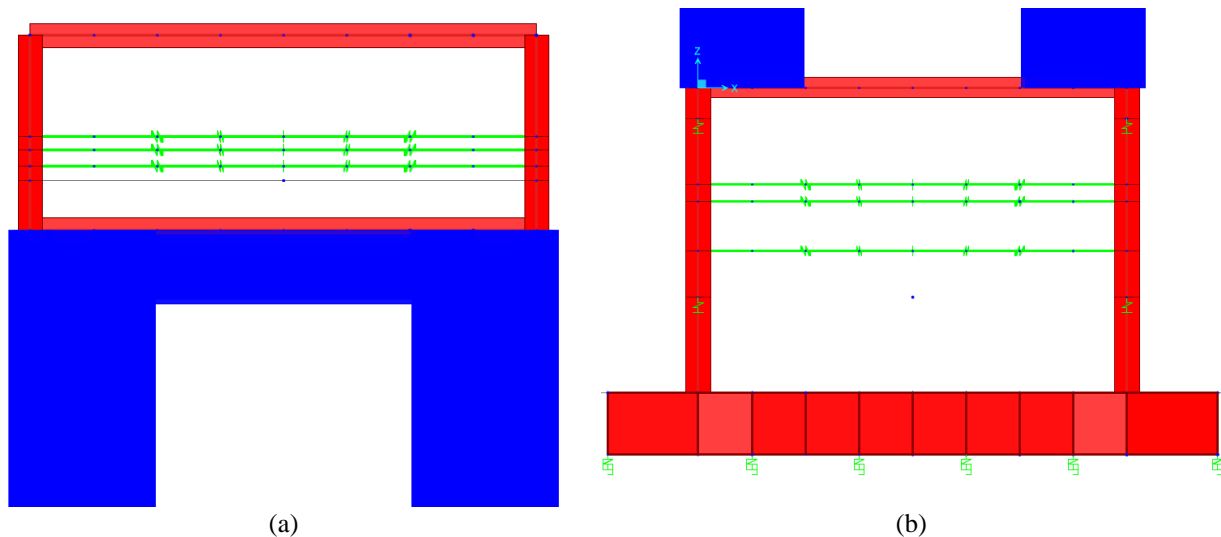
elementos *Link* del tipo *Linear*, a los que se ingresan las propiedades correspondientes mostradas en la Tabla 3.11. Los elementos *Link* se conectan del *Joint* central a los *Joints* creados al dividir los muros laterales. La disposición en planta de los resortes es tal cual como se muestra en la Figura 3.7.

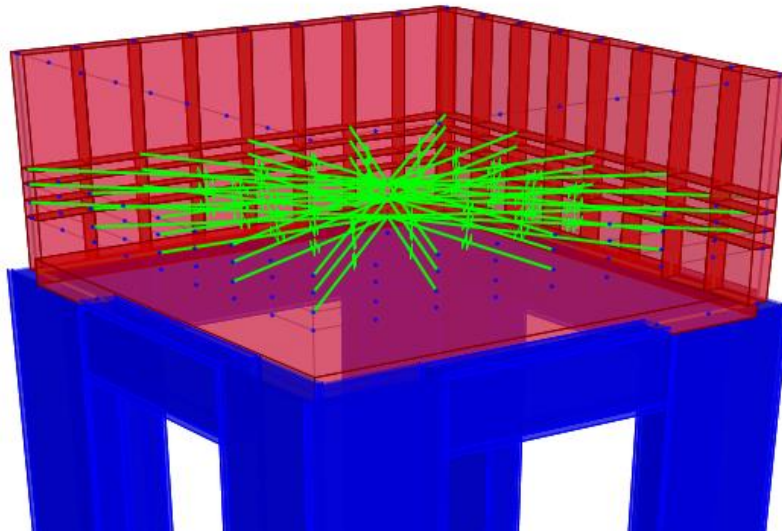
- Posteriormente, se asignan la masa impulsiva y masas convectivas a los *Joints*,
- Se realiza el modelado tanto para el tanque elevado como para el tanque cisterna y finalmente se corrobora el correcto modelado mediante los resultados del análisis modal, verificando que los periodos determinados para los modos convectivos en SAP2000, sean similares a los calculados analíticamente.

En la Figura 3.29, a modo de ejemplo, se muestra el modelado realizado en SAP 2000 para el Tanque MC.

Figura 3.29

Modelo hidrodinámico simplificado en SAP2000 de Tanque Elevado y Cisterna MC.





(c)

Nota. (a) Modelo hidrodinámico de tanque elevado MC, (b) Modelo hidrodinámico de tanque elevado MC, (c) Modelo tridimensional de tanque elevado MC. Elaboración propia.

3.7.8.3. Definición de Modelo de Interacción Suelo Estructura en SAP2000

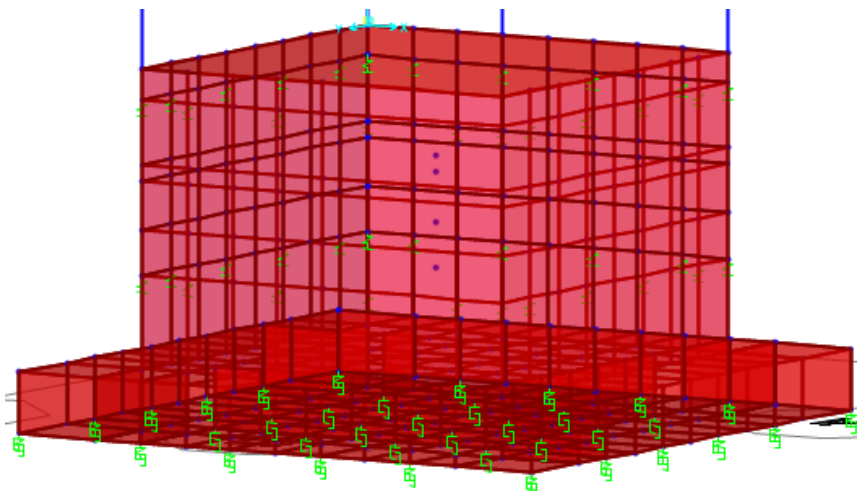
En la Sección 3.7.6 se desarrolló el cálculo de las rigideces y amortiguamiento para el nivel de peligro sísmico $T_r = 475$ años. Con estos datos, se define un primer modelo de Interacción Suelo Estructura, para posteriormente realizar un modelo específico para cada nivel de peligro. El modelo se desarrolla en el programa SAP2000 mediante los puntos que se detallan a continuación. A modo de ejemplo, en la Figura 3.30, se muestra los elementos *Link* asignados en la cimentación.

- Teniendo las rigideces y amortiguamientos calculado para cada uno de los resortes horizontales y verticales, para un nivel de peligro específico, estos se deben asignar en la cimentación mediante elementos que permitan definir propiedades resorte/amortiguador.
- Las rigideces y amortiguamientos verticales se definen en el fondo de cimentación mediante elementos *Link* del tipo *Gap*. Estos últimos son elementos del tipo resorte/amortiguador que tienen un comportamiento solo en compresión, tal como se comportaría el terreno de fundación, donde las tracciones se ignoran y solo se tiene esfuerzos en compresión.

- Las rigideces y amortiguamientos horizontales en la base y en los muros del tanque cisterna, se definen mediante elementos *Link* del tipo *Linear*. En este caso si se aceptan tracciones y compresiones en el *Link*, ya que se considera las presiones activas y la fricción de la base de cimentación.

Figura 3.30

Elementos Link de modelo ISE asignados en cimentación de Tanque Elevado MC.



Nota. Elaboración propia.

3.7.8.4. Análisis Modal

Una vez modelados los tanques elevados, se realiza el análisis modal de los mismos. El análisis modal se realiza mediante vectores Ritz, definiendo un número de modos que busque capturar el 99% de la masa participativa en cada uno de los grados de libertad de la estructura. En la Figura 3.31 se muestra la definición del análisis modal en SAP2000.

Se distingue 2 modelos diferentes, un modelo con base rígida y un modelo con base flexible. El modelo con base rígida, tal como indica el nombre, cuenta con la cimentación restringida en su base en todos sus grados de libertad (empotrado). El modelo de base flexible se refiere al que incluye la interacción suelo estructura, con los resortes definidos en la Sección 3.7.6.

Figura 3.31

Definición de análisis Modal en SAP2000 para tanques elevados MC y MO.

Load Case Data - Modal

Load Case Name: MODAL [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: []

Load Case Type: Modal [Design...]

Stiffness to Use:

- Zero Initial Conditions - Unstressed State
- Stiffness at End of Nonlinear Case

 Important Note: Loads from the Nonlinear Case are NOT included in the current case

Type of Modes:

- Eigen Vectors
- Ritz Vectors

Mass Source: MSSSRC1

Number of Modes:

- Maximum Number of Modes: 70
- Minimum Number of Modes: 1

Loads Applied

Load Type	Load Name	Maximum Cycles	Target Dynamic Participation Ratios (%)
Accel	UX	0	99.
Accel	UY	0	99.
Accel	UZ	0	99.
Accel	RX	0	99.
Accel	RY	0	99.
Accel	RZ	0	99.

[Add] [Modify] [Delete] [OK] [Cancel]

Nota. Elaboración propia.

De los resultados del análisis modal se tiene que los primeros 6 modos corresponden a los modos convectivos del modelo hidrodinámico, 3 del tanque elevado y 3 del tanque cisterna. Con estos resultados, se verifica la correcta definición del modelo hidrodinámico en SAP2000 comparando los periodos calculado analíticamente (Tabla 3.5, Tabla 3.6, Tabla 3.7 y Tabla 3.8).

En la Tabla 3.26 se muestra la comparación de los periodos, donde se verifica que el modelo computacional representa adecuadamente el modelo hidrodinámico adoptado para el análisis.

Para los modos de vibración posteriores se tienen periodos correspondientes al modo traslacional en X , traslacional en Y y rotacional en Z o torsional. Para el Tanque MC se tiene que el modelo de base rígida tiene periodos $T_{x,MC,r} = 0.4107$ y $T_{y,MC,r} = 0.4023$, y para el de base flexible $T_{x,MC,f} = 0.4605$ y $T_{y,MC,f} = 0.4513$. En el caso del Tanque MO el modelo de base rígida

se tiene periodos $T_{x,MO,r} = 0.2789$ y $T_{y,MO,r} = 0.2576$, y para el de base flexible $T_{x,MO,f} = 0.3016$ y $T_{y,MO,f} = 0.2805$.

Tabla 3.26

Comparación de los periodos calculados analíticamente y obtenidos en SAP2000 de los modos convectivos de los Tanque MC y MO.

Masa Convectiva	Tanque MC				Tanque MO			
	Periodos Cisterna		Periodos T. Elevado		Periodos Cisterna		Periodos T. Elevado	
	Analítico (s)	SAP2000 (s)	Analítico (s)	SAP2000 (s)	Analítico (s)	SAP2000 (s)	Analítico (s)	SAP2000 (s)
m1	2.2608	2.2609	2.6785	2.6827	2.2801	2.2802	2.5307	2.5344
m2	1.2740	1.2740	1.2830	1.2835	1.3071	1.3071	1.3089	1.3093
m3	0.9869	0.9869	0.9871	0.9873	1.0125	1.0125	1.0125	1.0126

Nota. Elaboración propia.

De los periodos obtenidos, se evidencia el aumento del periodo debido al efecto inercial de la interacción suelo estructura. También se verifica la importancia de la consideración de la interacción inercial, como se demuestra en la Sección 3.7.6 mediante el cálculo de la relación de rigidez estructura-suelo.

Con los periodos calculados, también es posible calcular los valores de \bar{T} (promedio de periodos T_x y T_y) para cada tanque. Para el tanque MC tenemos que $\bar{T}_r = 0.4065$ para el modelo de base rígida y $\bar{T}_f = 0.4559$ para el modelo de base flexible. Para el Tanque MO tenemos que $\bar{T}_r = 0.2683$ para el modelo de base rígida y $\bar{T}_f = 0.2910$ para el modelo de base flexible.

El análisis modal del Tanque MC requiere de 66 modos (incluyendo los primeros 6 modos del modelo hidrodinámico) para alcanzar un porcentaje de participación de masa modal acumulado del 99.99% para la dirección UX , UY , UZ , RX , RY y RZ , y el análisis modal del Tanque MO requiere 61 modos.

En las siguientes tablas se muestran los primeros 10 modos posteriores a los 6 primeros que corresponden a los modos del modelo hidrodinámico. También se muestran los porcentajes de participación de masa modal por modo y acumulados.

Tabla 3.27

Primeros 10 modos posteriores a modos de modelo hidrodinámico para Tanque MC.

Modo	Periodo (s)	% Masa Modal Participativa Traslacional			% Masa Participativa Acumulada Traslacional			% Masa Modal Participativa Rotacional			% Masa Participativa Acumulada Rotacional		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	RX	RY	RZ
7	0.4605	48.85	0.00	0.00	56.90	0.00	0.00	0.00	39.19	0.00	0.00	50.24	0.00
8	0.4513	0.00	56.08	0.00	56.90	56.08	0.00	42.19	0.00	0.00	42.19	50.24	0.00
9	0.2212	0.00	0.00	0.00	56.90	56.08	0.00	0.00	0.00	61.72	42.19	50.24	61.72
10	0.0989	10.89	0.00	0.00	67.79	56.08	0.00	0.00	13.99	0.00	42.19	64.23	61.72
11	0.0978	0.00	11.58	0.00	67.79	67.66	0.00	17.01	0.00	0.00	59.20	64.23	61.72
12	0.0663	0.00	0.00	0.00	67.79	67.66	0.00	0.00	0.00	26.01	59.20	64.23	87.72
13	0.0583	0.00	0.00	0.00	67.79	67.66	0.00	0.00	0.00	0.00	59.20	64.23	87.72
14	0.0557	0.00	0.00	92.15	67.79	67.66	92.15	0.00	0.00	0.00	59.20	64.23	87.72
15	0.0508	24.30	0.00	0.00	92.09	67.66	92.15	0.00	17.93	0.00	59.20	82.17	87.72
16	0.0486	0.00	19.41	0.00	92.09	87.07	92.15	13.51	0.00	0.00	72.71	82.17	87.72

Nota. Elaboración propia.

Tabla 3.28

Primeros 10 modos posteriores a modos de modelo hidrodinámico para Tanque MO.

Modo	Periodo (s)	% Masa Modal Participativa - Traslacional			% Masa Participativa Acumulada - Traslacional			% Masa Modal Participativa - Rotacional			% Masa Participativa Acumulada - Rotacional		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	RX	RY	RZ
7	0.3017	32.75	0.00	0.00	45.60	0.00	0.00	0.00	45.09	0.00	0.00	58.04	0.00
8	0.2806	0.00	41.03	0.00	45.60	41.03	0.00	53.44	0.00	0.00	53.44	58.04	0.00
9	0.1855	0.00	0.00	0.00	45.60	41.03	0.00	0.00	0.00	45.15	53.44	58.04	45.15
10	0.0524	49.05	0.00	0.00	94.65	41.03	0.00	0.00	24.94	0.00	53.44	82.98	45.15
11	0.0471	0.00	44.93	0.00	94.65	85.96	0.00	22.09	0.00	0.00	75.54	82.98	45.15
12	0.0433	0.00	0.00	87.22	94.65	85.96	87.22	0.00	0.00	0.49	75.54	82.98	45.64
13	0.0431	0.00	0.00	0.88	94.65	85.96	88.09	0.00	0.00	49.41	75.54	82.98	95.05
14	0.0396	0.00	0.00	0.00	94.65	85.96	88.09	0.00	0.00	2.54	75.54	82.98	97.59
15	0.0377	0.02	3.32	0.00	94.67	89.27	88.09	0.02	0.00	0.00	75.55	82.98	97.59
16	0.0376	1.62	0.04	0.00	96.29	89.31	88.09	0.00	0.04	0.00	75.55	83.02	97.59

Nota. Elaboración propia.

3.7.8.5. Verificación de Capacidad al Corte y Definición de Rótulas por Corte

Como se describe en la Sección 2.2.7, la incorporación del corte en el diagrama momento curvatura se realiza en secciones con poco refuerzo transversal, ya que se prevé fallaran por corte. En este caso particular, siendo las estructuras diseñadas en el año 2020 (para el Tanque MC) y 2021 (para el Tanque MO), el refuerzo transversal ha sido diseñado considerando una fuerza cortante por capacidad, para que primero ocurra la falla por flexión y luego la falla por corte, como indica Aguiar (2003).

3.7.8.5.1. Verificación de Capacidad al Corte en Vigas

La verificación de capacidad por corte se realiza para ver la necesidad de definir rótulas por corte en el modelo no lineal. Para las vigas VP-01 y VP-02 del Tanque Elevado MC, se tiene un refuerzo transversal con diámetro de barra $d_{bh} = 3/8''$, con una distribución de estribos de $2@0.05\text{cm}$ y rto. $@0.10\text{cm}$. Para la sección crítica a corte se asume que el espaciamiento $s = 10\text{ cm}$. Evaluando las ecuaciones 2.64, 2.66 y 2.67 para ambas vigas, se tiene que $V_{max} = 472.87\text{ KN}$, $R_{\theta v2} = 0.75$ y $V_{min} = 353.60\text{ KN}$.

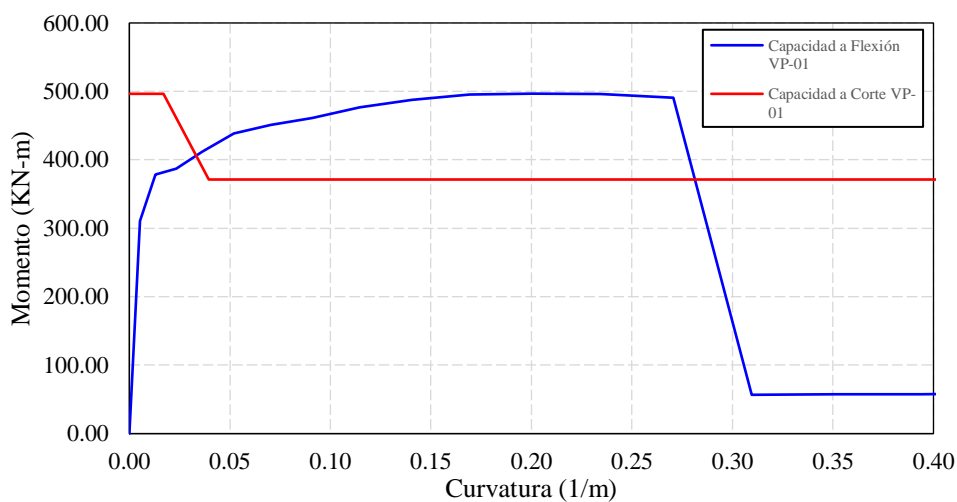
De la Figura 2.18 se tiene que para vigas, los valores de ductilidad rotacional $\mu_{\theta v1} = 3$ y $\mu_{\theta v2} = 7$. Para incorporar la capacidad por corte al diagrama momento curvatura, es necesario conocer, la curvatura de fluencia ϕ_y y la luz libre de la viga. Del apartado *Section Designer* de SAP2000 se extrae el diagrama momento curvatura, donde se tiene que $\phi_{y1} = 5.658 \times 10^{-3}$ para la viga VP-01 y $\phi_{y2} = 5.546 \times 10^{-3}$ para VP-02. La viga tiene una luz libre $L = 2.10\text{ m}$.

Si asumimos que $\mu_{\theta} \approx \mu_{\phi}$ para la zona de plasticidad, como indica Aguiar (2003), tenemos que $\phi_{v1} = 1.697 \times 10^{-2}$ y $\phi_{v2} = 3.961 \times 10^{-2}$ para VP-01, y $\phi_{v1} = 1.664 \times 10^{-2}$ y $\phi_{v2} = 3.882 \times 10^{-2}$ para VP-02. Los momentos asociados a la capacidad por corte serán $M_{Vmax} = 496.51\text{ KN} - m$ y $M_{Vmin} = 371.28\text{ KN} - m$ para $L/2 = 1.05\text{ m}$.

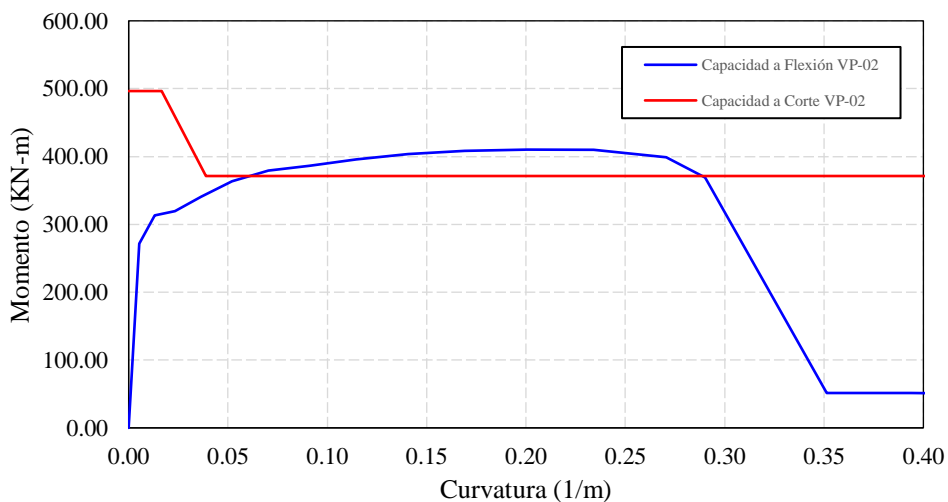
En la Figura 3.32 se muestra el diagrama momento curvatura para la viga VP-01 y VP-02 incorporando la capacidad a corte de las mismas. De ambos diagramas se puede ver que la curva de corte cruza con la curva de flexión, y en el caso de la viga VP-01 el momento M_{Vmax} se encuentra un poco por debajo del momento máximo por flexión $M_{u,VP-01} = 496.72 \text{ KN} - \text{m}$.

Figura 3.32

Verificación de la capacidad por corte y flexión de las vigas del Tanque MC.



(a)



(b)

Nota. Elaboración propia.

En base a esto se puede deducir que posiblemente cuando la sección empiece a fluir por flexión, posteriormente se desarrolle una falla por corte, provocando la degradación de la

resistencia al corte a medida que aumente la curvatura de la sección de viga. Por ello, para las vigas del Tanque MC, será necesario definir rótulas por corte.

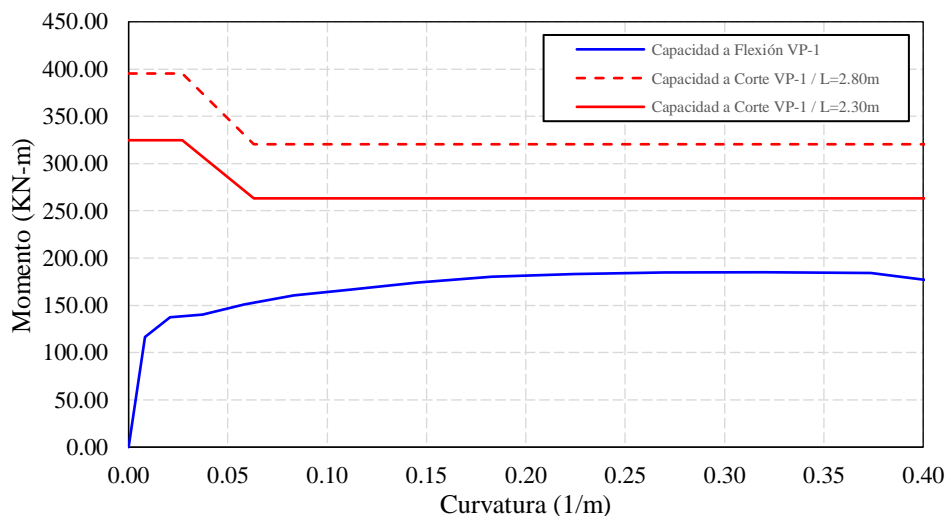
Las vigas VP-1 del Tanque Elevado MO tienen un refuerzo transversal con diámetro de barra $d_{bh} = 3/8''$, con una distribución de estribos de $1@0.05\text{cm}$, $3@0.15\text{cm}$ y rto. $@0.20\text{cm}$. Para la sección crítica a corte se asume que el espaciamiento $s = 10\text{ cm}$. Se tiene que $V_{max} = 282.33\text{ KN}$, $R_{\theta v2} = 0.81$ y $V_{min} = 228.86\text{ KN}$.

Los valores de ductilidad rotacional $\mu_{\theta v1} = 3$ y $\mu_{\theta v2} = 7$ serán los mismos, y de igual forma se extrae el diagrama momento curvatura del apartado *Section Designer* de SAP2000, donde se tiene que $\phi_y = 9.008 \times 10^{-3}$. La viga tiene una luz libre $L_1 = 2.80\text{ m}$ y $L_2 = 2.30\text{ m}$.

Si asumimos que $\mu_{\theta} \approx \mu_{\phi}$ para la zona de plasticidad, como indica Aguiar (2003), tenemos que $\phi_{v1} = 2.702 \times 10^{-2}$ y $\phi_{v2} = 6.306 \times 10^{-2}$. Los momentos asociados a la capacidad por corte serán $M_{Vmax,1} = 395.26\text{ KN} - \text{m}$ y $M_{Vmin,1} = 320.41\text{ KN} - \text{m}$ para $L_1/2 = 1.40\text{ m}$; y $M_{Vmax,2} = 324.68\text{ KN} - \text{m}$ y $M_{Vmin,1} = 263.19\text{ KN} - \text{m}$ para $L_2/2 = 1.15\text{ m}$.

Figura 3.33

Verificación de la capacidad por corte y flexión de las vigas del Tanque MO.



Nota. Elaboración propia.

En la Figura 3.33 se muestra el diagrama momento curvatura para la viga VP-1 incorporando la capacidad a corte de la misma. Del diagrama se puede deducir que la falla que se va a producir primero es por flexión y posteriormente por corte.

3.7.8.5.2. Definición de Rótulas por Corte en Vigas

De la verificación de capacidad por corte, se determina que es necesario definir rótulas corte para las vigas VP-01 y VP-02 en el modelo del tanque MC. Siguiendo el procedimiento descrito en la sección 2.2.7.3, se determinan las rigideces y deformaciones por corte para la definición de rótulas. Para ambas vigas se tiene el mismo refuerzo por corte, por ello ambas vigas tendrán los mismos valores para la definición de la rótula.

De la ecuación 2.70 para $b = 0.30 \text{ m}$, $d = 0.522 \text{ m}$, $f = 1.2$ (para secciones rectangulares) y E_c para la resistencia esperada f'_{ce} , se tiene que $K_{sucr} = 1,464,704.19 \text{ KN}$, y de la ecuación 2.71 que $K_{scr} = 131,012.82 \text{ KN}$ con $\theta_v = 90^\circ$ y $\theta_{scr} = 45^\circ$. Con estos datos, evaluando las ecuaciones 2.72 y 2.73, se puede determinar $d_{smax} = 0.0018$, para $l_{ps} = 0.60 \text{ m}$ y la rigidez inicial equivalente $K_s = 267,522.81 \text{ KN}$. Para $d'' = 0.52 \text{ m}$ y la deformación última del acero $\varepsilon_{su} = 0.10$, se determina el valor de la deformación por corte $d_{so} = 0.104 \text{ m}$.

Teniendo los valores de V_{max} , d_{smax} y d_{so} , se define la rótula por corte en el apartado *Define Frame Hinge Property* en SAP2000 mostrado en la Figura 3.34. El valor de l_{ps} representa longitud crítica de la sección, por lo que se define las rótulas a una distancia l_{ps} de la cara interior de la columna. En el apartado *Assign Frame Hinges*, ubicados a un valor normalizado inicial de $\xi_1 = 0.1429$ y final de $\xi_2 = 0.8571$, con un peso $\omega_1 = \omega_2 = 0.2857$.

Figura 3.34

Definición de Rótula por corte en SAP2000.

Frame Hinge Property Data for V2_VIGA - Shear V2

Edit

Displacement Control Parameters

Point	Force/SF	Disp/SF
E	0	-0.104
D	0	-0.104
C	0	-0.104
B	-1	-0.0018
A	0	0
B	1	1.800E-03
C	0	0.104
D	0	0.104
E	0	0.104

Symmetric

Load Carrying Capacity Beyond Point E

Drops To Zero
 Is Extrapolated

Scaling for Force and Disp

Use Yield Force Force SF Positive: 472.87 Negative:

Use Yield Disp Disp SF Positive: 1. Negative:

(Steel Objects Only)

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

Immediate Occupancy Positive: 1.800E-03 Negative:

Life Safety Positive: 0.0358 Negative:

Collapse Prevention Positive: 0.07 Negative:

Show Acceptance Criteria on Plot

Type

Force - Displacement
 Stress - Strain
 Hinge Length:
 Relative Length

Hysteresis Type And Parameters

Hysteresis Type: Pivot

α_1 :
 α_2 :
 β_1 :
 β_2 :
 η :

OK Cancel

Nota. Elaboración propia.

3.7.8.6. Escalamiento de Acelerogramas para Análisis Incremental Dinámico

Para el escalado de los acelerogramas se utiliza los procedimientos recomendados por el FEMA P58 (2018), que se describen en la Sección 2.2.10.3.2. También es necesario definir la medida de intensidad (IM) que representa las demandas en las curvas IDA y es el valor que aumentará linealmente junto con el factor de escala. En la presente investigación se utiliza la aceleración espectral $S_a(\bar{T}, 5\%)$. La utilización de $S_a(\bar{T}, 5\%)$ como IM es también recomendada por Vamvatsikos & Allin Cornell (2002).

Del análisis modal tenemos que el periodo promedio \bar{T} con base flexible para el Tanque MC es $\bar{T}_f = 0.4559$ y para el Tanque MO $\bar{T}_f = 0.2910$. Definidos los periodos estructurales, se extraen las curvas de peligro sísmico del estudio de Roncal Castro (2017) para $T = 0.30s$ y $T = 0.45s$, que son las más cercanas a los periodos de los tanques.

Se debe mencionar que tanto las curvas de peligro como los espectros de peligro uniforme se extraen para la Lat. -17.9 y Long. -70.2, que es la zona más cercana a la zona de estudio que se puede obtener con el estudio de Roncal Castro (2017) de acuerdo a la resolución de grilla que se utilizó en el estudio publicado.

Se define el rango de intensidades a los que se escalarán los acelerogramas. La aceleración espectral mínima para $\bar{T} \leq 1s$ es igual a $S_a^{min} = 0.05/\bar{T}$, por lo que tenemos que S_a^{min} tiene valores de $0.110 g$ para MC y $0.172 g$ para MO. La aceleración máxima del intervalo se tomará como la aceleración correspondiente a una probabilidad anual de excedencia $\lambda = 0.001$. Extrayendo los valores S_a^{max} de las curvas de peligro, se determina para MC una aceleración máxima de $1.531 g$ y $1.744 g$ para MO.

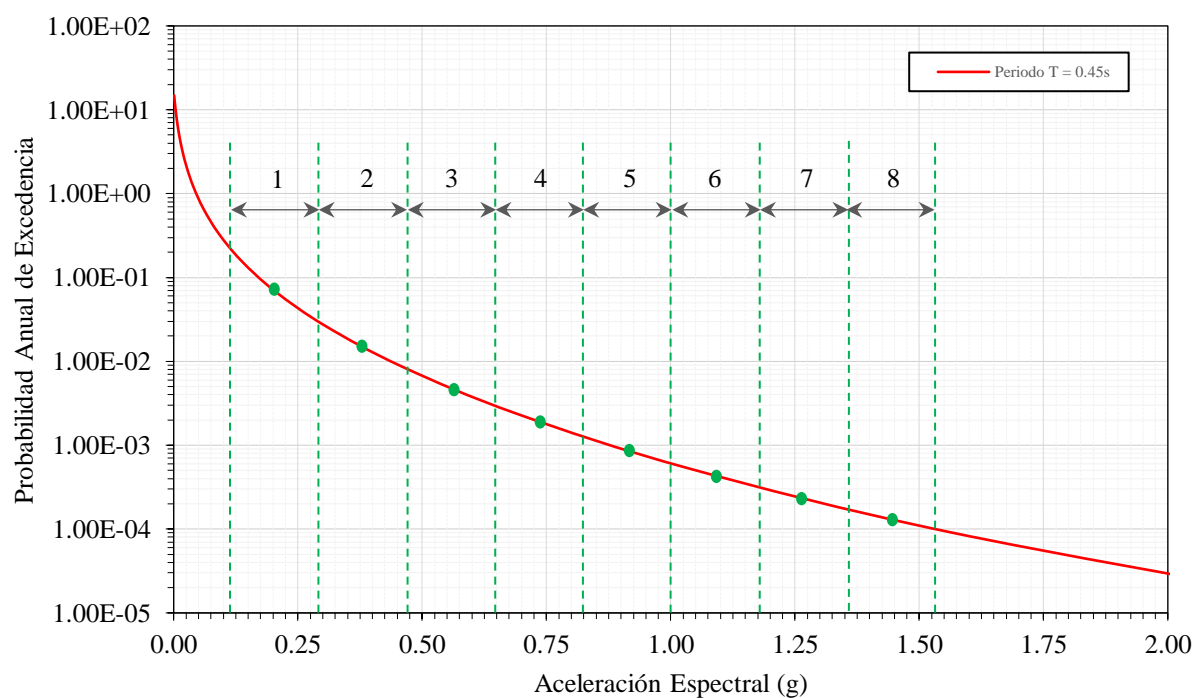
Teniendo el rango de aceleraciones, se divide el mismo en 8 intervalos, tal como se muestra en la Figura 3.35 y Figura 3.36. En cada intervalo se identifica el valor medio para la aceleración

espectral y se determina la probabilidad anual de excedencia correspondiente. En la Tabla 3.29 y Tabla 3.30 se resume el resultado final del procedimiento descrito.

Una vez obtenidos los valores de la probabilidad anual de excedencia (λ) para cada uno de los niveles de peligro, se determina también el periodo de retorno (Tr) mediante la expresión $Tr = 1/\lambda$. El valor de Tr es importante para definir los espectros de peligro uniforme (UHS), ya que el aplicativo web de SENCICO, resultado de la investigación de Roncal Castro (2017), requiere el ingreso del periodo de retorno en años para devolver los resultados esperados.

Figura 3.35

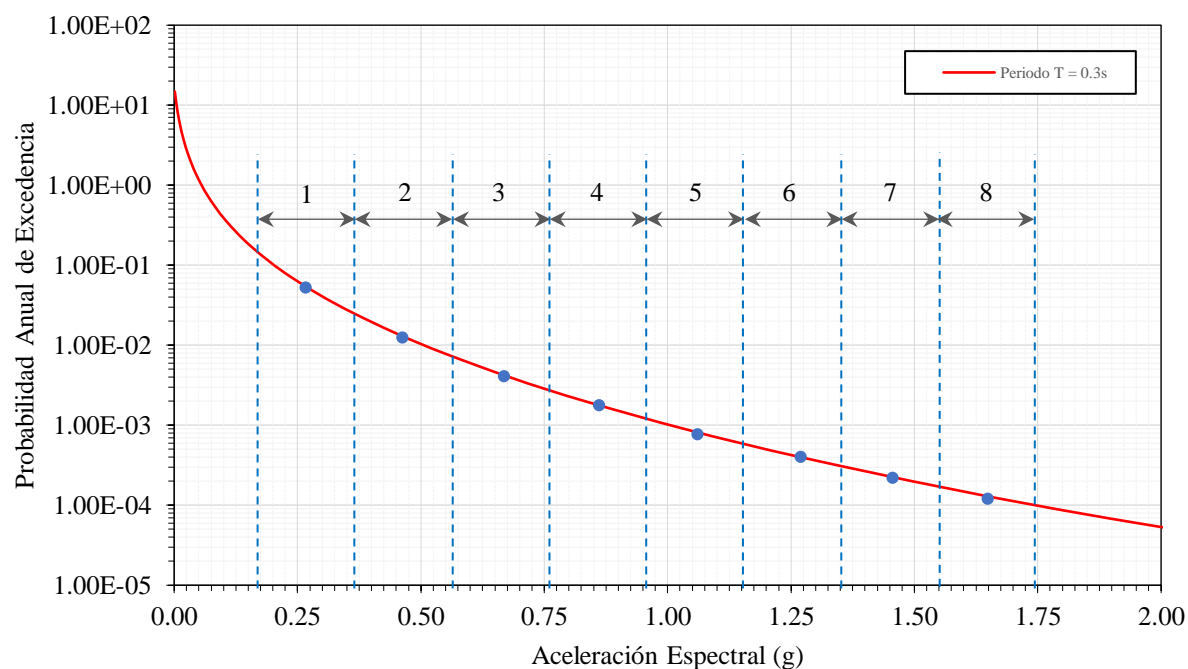
Curva de Peligro Sísmico para periodo $T=0.45$ s, $\xi=5\%$ para Lat. -17.98 , Long. -70.24 .



Nota. Elaboración propia.

Figura 3.36

Curva de Peligro Sísmico para periodo $T=0.30$ s, $\xi=5\%$ para Lat. -17.98 , Long. -70.24 .



Nota. Elaboración propia.

Tabla 3.29

Niveles de demanda de Tanque MC para escalar acelerogramas en análisis IDA.

Probabilidad Anual de Excedencia (λ)	Tr (años)	Probabilidad de ser excedido	Intensidad Sísmica Sa(0.45s) (g)
0.06797	15	96.66% en 50 años	0.2063
0.01470	68	52.05% en 50 años	0.3784
0.00467	214	20.82% en 50 años	0.5577
0.00188	532	8.97% en 50 años	0.7352
0.00086	1163	4.21% en 50 años	0.9084
0.00043	2326	2.13% en 50 años	1.0878
0.00023	4348	1.14% en 50 años	1.2594
0.00013	7692	0.65% en 50 años	1.4393

Nota. Elaboración propia.

Tabla 3.30

Niveles de demanda de Tanque MO para escalar acelerogramas en análisis IDA.

Probabilidad Anual de Excedencia (λ)	Tr (años)	Probabilidad de ser excedido	Intensidad Sísmica Sa(0.30s) (g)
0.05234	19	92.70% en 50 años	0.2681
0.01258	79	46.69% en 50 años	0.4634
0.00426	235	19.18% en 50 años	0.6613
0.00176	568	8.42% en 50 años	0.8608
0.00083	1205	4.07% en 50 años	1.0478
0.00042	2381	2.08% en 50 años	1.2520
0.00023	4348	1.14% en 50 años	1.4387
0.00013	7692	0.65% en 50 años	1.6371

Nota. Elaboración propia.

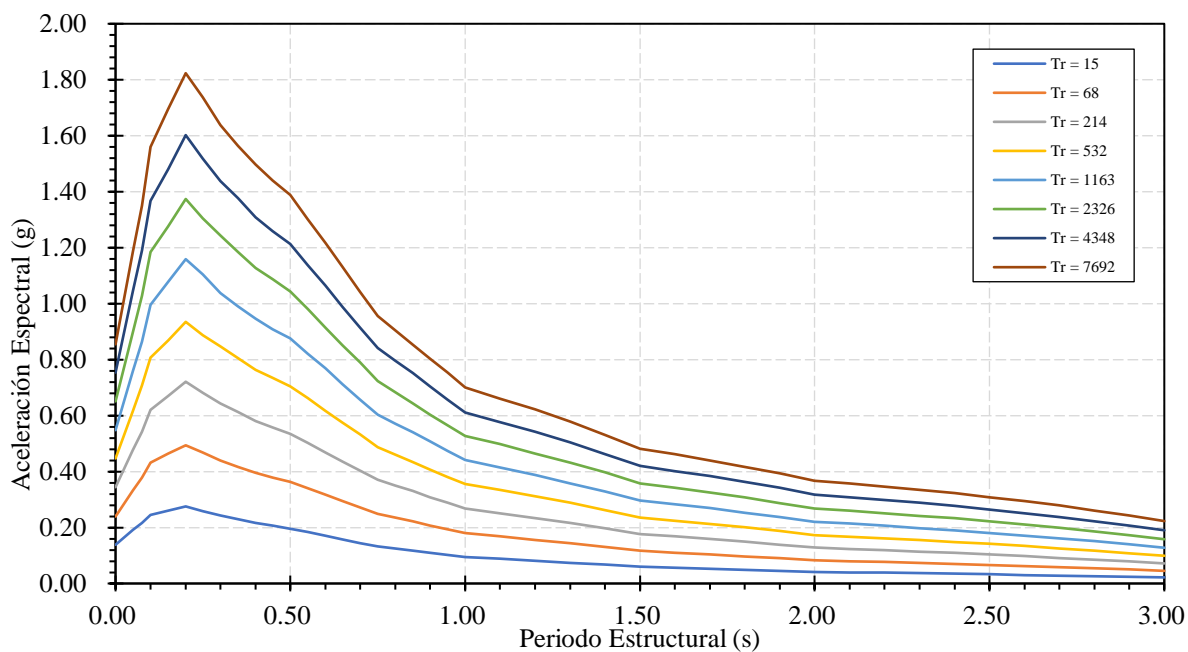
En la Tabla 3.29 y Tabla 3.30 también se añade la probabilidad de excedencia en 50 años para los niveles de peligro determinados. Se puede ver que los niveles de peligro determinados no son muy cercanos a los objetivos de desempeño definidos en la sección 3.7.7, pero aun así son útiles ya que acotarán más la curva IDA que se desarrollará posteriormente.

Definido los niveles de peligro, se determinan los espectros objetivo para cada uno. En la Figura 3.37 y Figura 3.38 se muestran los espectros de peligro uniforme extraídos del servicio web de SENCICO, que cumplirán la función de espectro objetivo.

Se determina los espectros de todos los registros para ambos componentes en el programa SeismoSignal, mismos que se muestran en la Figura 3.5 y Figura 3.6. Con los espectros para cada componente se determina el espectro *geomean* S_{gm} aplicando la ecuación 2.99 a cada par de registros. Finalmente se calcula la relación entre la aceleración en el periodo \bar{T} del espectro UHS (mostrados en la Tabla 3.29 y Tabla 3.30) y la aceleración en el periodo \bar{T} del espectro *geomean*, cuyo valor corresponde al factor de escala (SF). Se determinan factores de escala (SF) para cada uno de los 12 pares de acelerogramas seleccionados y a distintos niveles de demanda.

Figura 3.37

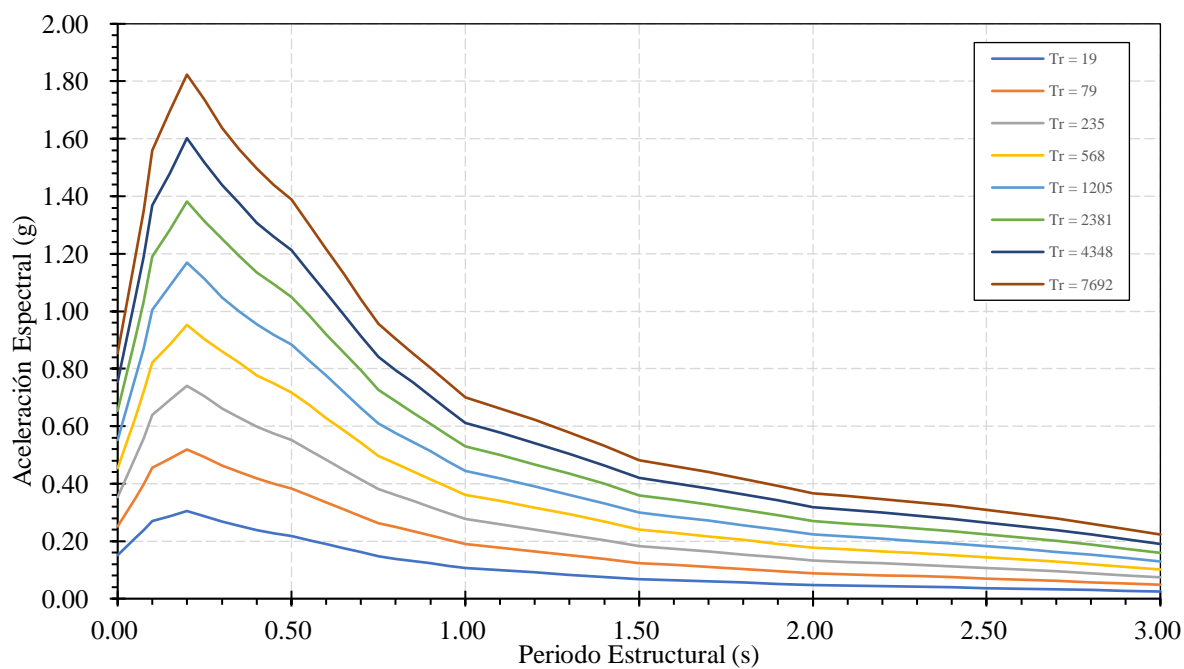
Espectros de peligro uniforme (UHS) para niveles de demanda de Tanque MC.



Nota. Elaboración propia.

Figura 3.38

Espectros de peligro uniforme (UHS) para niveles de demanda de Tanque MO.

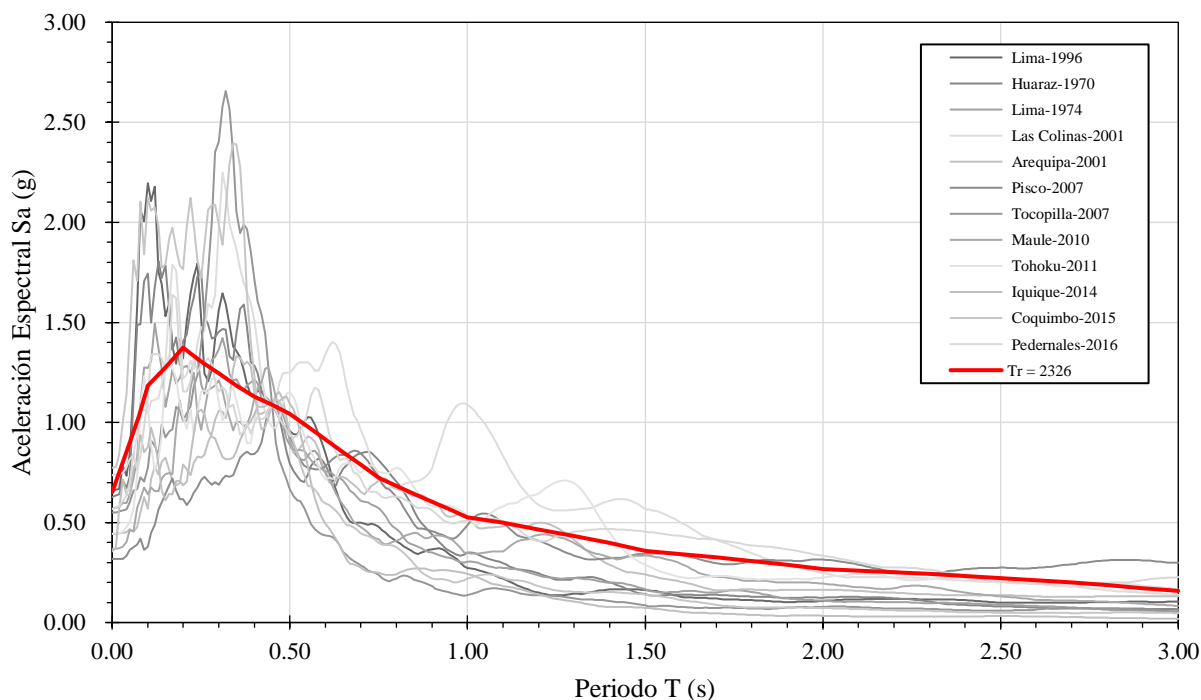


Nota. Elaboración propia.

A modo de ejemplo, en la Figura 3.39 se ilustra los espectros *geomean* escalados a la aceleración $S_a(T = 0.45s)$ del espectro de peligro uniforme de $Tr = 2326$ años. De igual forma en la Figura 3.40 se muestra los espectros *geomean* escalados a la aceleración $S_a(T = 0.30s)$ para una demanda de $Tr = 568$ años del espectro de peligro uniforme. Adicionalmente a los 8 niveles mostrados, se plantean demandas mayores a estas, hasta alcanzar el posible colapso en el modelo. Se plantea utilizar demandas S_a de $2.0 g$ hasta un máximo de $8.0 g$ de ser necesario. El mismo proceso de escalado se realiza para los 8 niveles de demanda. En el Anexo C se muestra la totalidad de factores de escala para los 15 niveles de demanda planteados, que se aplican a cada uno de los acelerogramas seleccionados

Figura 3.39

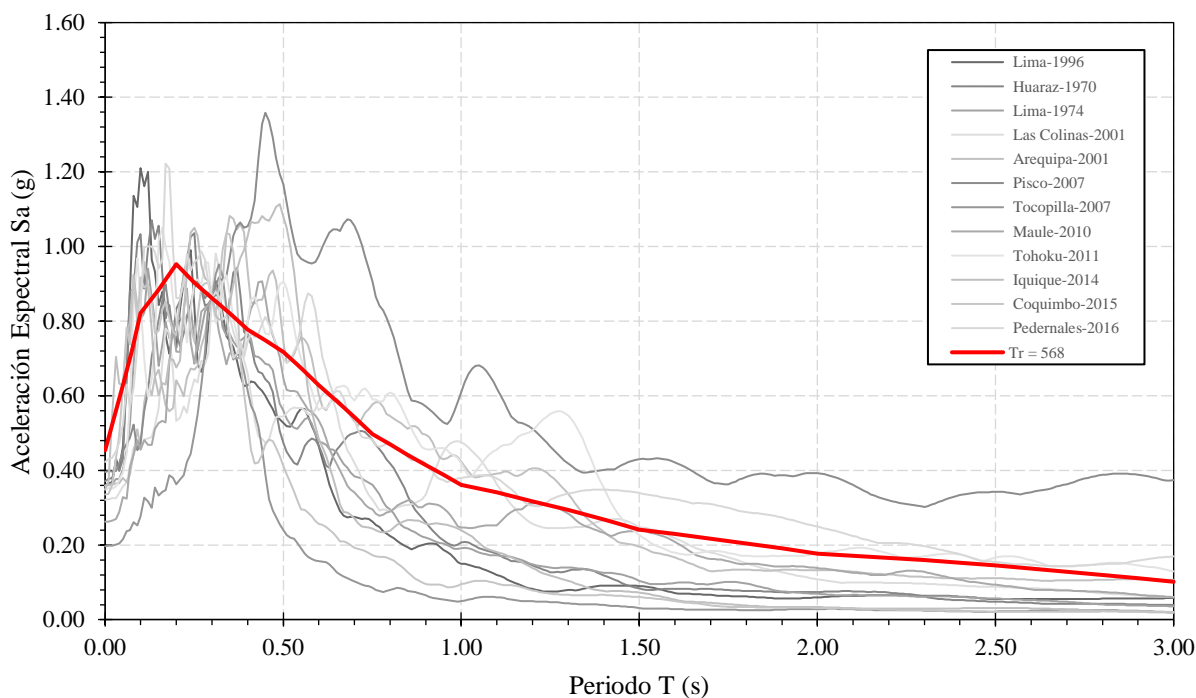
Espectros geomean escalados a $S_a(T=0.45s)$ para el nivel de demanda $Tr = 2326$ años.



Nota. Elaboración propia.

Figura 3.40

Espectros geomean escalados a $S_a(T=0.30s)$ para el nivel de demanda $Tr = 568$ años.



Nota. Elaboración propia.

Ya definidos los niveles de demanda a los que se analizará la estructura, se pueden determinar los valores de G/G_{max} y β_s para cada uno de ellos, como se menciona en la Sección 3.7.6 y 3.7.8.3. Se toma como S_{DS} el valor de aceleración para un periodo de $T = 0.20$ s para cada uno de los espectros de peligro uniforme, en función a ello se determina G/G_{max} y β_s , mostrando los resultados de los factores en la Tabla 3.31 y Tabla 3.32.

De esta forma se establecen los valores de G/G_{max} y β_s para cada uno de los análisis a realizar. Se debe mencionar que para las demandas mayores a $Tr = 7692$ años, se toma $G/G_{max} = 0.10$ y $\beta_s = 0.15$, que son los valores para relaciones de $S_{DS}/2.5 \geq 0.8$ en la clase de sitio D. En el Anexo D se presentan los valores de rigideces y amortiguamientos dinámicos a ingresar en SAP2000 para los niveles de demanda estudiados.

Tabla 3.31

Valores de G/G_{max} y β_s a distintas demanda para modelo de ISE en Tanque MC.

Periodo de Retorno (años)	$S_{DS}/2.5$	G/G_{max}	β_s
Tr = 15	0.11	0.89	0.022
Tr = 68	0.20	0.77	0.036
Tr = 214	0.29	0.65	0.051
Tr = 532	0.37	0.53	0.066
Tr = 1163	0.46	0.44	0.116
Tr = 2326	0.55	0.35	0.125
Tr = 4348	0.64	0.26	0.134
Tr = 7692	0.73	0.17	0.143

Nota. Elaboración propia.

Tabla 3.32

Valores de G/G_{max} y β_s a distintas demanda para modelo de ISE en Tanque MO.

Periodo de Retorno (años)	$S_{DS}/2.5$	G/G_{max}	β_s
Tr = 19	0.12	0.87	0.024
Tr = 79	0.21	0.76	0.038
Tr = 235	0.30	0.64	0.053
Tr = 568	0.38	0.53	0.067
Tr = 1205	0.47	0.43	0.117
Tr = 2381	0.55	0.35	0.125
Tr = 4348	0.64	0.26	0.134
Tr = 7692	0.73	0.17	0.143

Nota. Elaboración propia.

3.7.8.7. Procedimiento para Modelado y Realización Análisis IDA en SAP2000

El análisis incremental dinámico (IDA) implica la realización de gran cantidad de análisis no lineales tiempo historia (NLTHA) a diferentes niveles de demanda sísmica, por lo que será necesario definir varios análisis NLTHA de los cuales posteriormente se extraerán las medidas de daño correspondientes. A continuación se resume el procedimiento seguido para la realización del modelo y ejecución del análisis incremental dinámico.

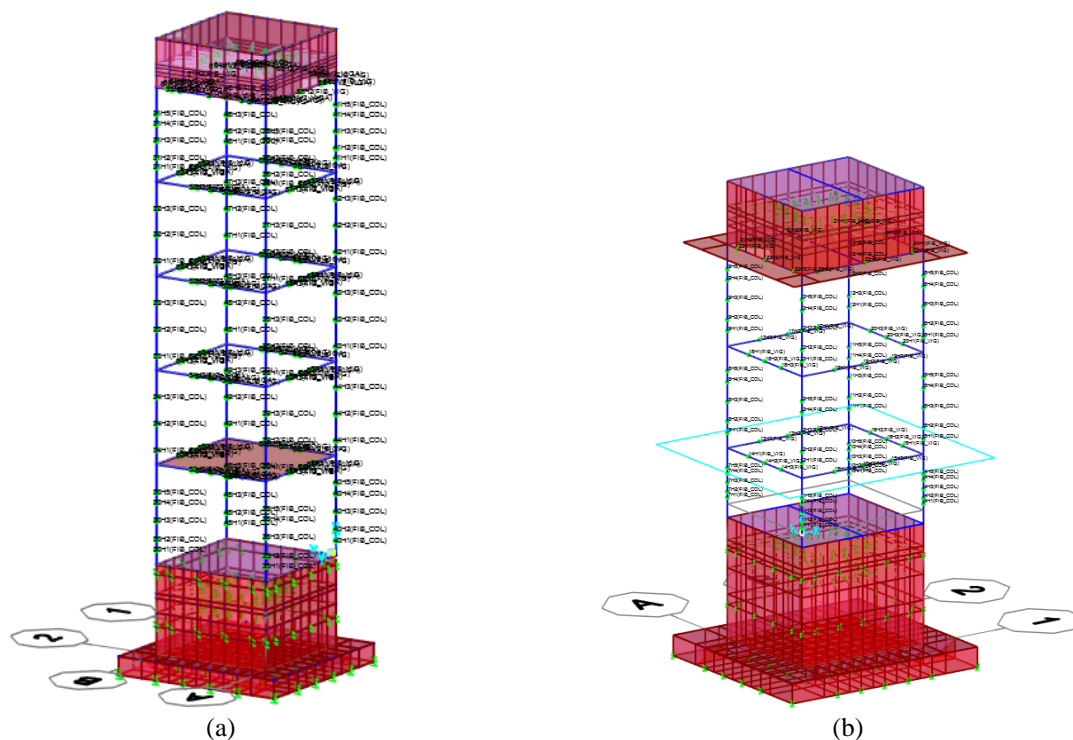
3.7.8.7.1. *Modelo Estructural para el Análisis No Lineal*

- La estructura es modelada en el programa SAP2000. El modelo incluye el modelado de la cimentación, la superestructura, el modelo hidrodinámico del fluido y la inclusión de la interacción suelo-estructura.
- Para el modelo, se considera que la no linealidad se concentra en las columnas y vigas, modelando la cimentación, los muros de tanque cisterna y los muros de tanque elevado como elementos lineales. Los muros de tanque cisterna y la losa cimentación se encuentran casi en su totalidad por debajo del nivel de piso terminado, por lo que se asume no incursionarán en el rango no lineal. La losa de cimentación se modela con elementos *Solid* y los muros con elementos *Shell Thick*, ambos con propiedades de material lineales.
- Las columnas L y vigas son modeladas con elementos *Frame*, cuya no linealidad es incluida en los materiales que definen la sección fibra. La discretización se define mediante rótulas de plasticidad distribuida, 5 rótulas para columnas y 3 para vigas, en ubicaciones acorde a su longitud de rótula plástica.
- De acuerdo a la verificación de la capacidad por corte en vigas, se ve necesario definir rótulas por corte en las vigas del tanque elevado MC. Se define dos rótulas, una en cada extremo a una distancia igual a la longitud crítica por corte de la cara interior de la columna.
- Se crean los elementos *Joint* que representarán la masa impulsiva y las 3 masas convectivas. Los resortes del modelo equivalente se definieron en base a elementos *Link Linear*, uniéndolos con los muros, tanto en el tanque elevado como en el cisterna. Las masas se asignan al caso de carga DEAD.
- El modelo de interacción suelo estructura se realiza considerando la flexibilidad de la cimentación, por lo que se distribuyen resortes a lo largo de toda la cimentación y en altura

hasta el nivel de terreno. Los resortes verticales se definen con elementos *Link Gap*, que no consideran compresiones, y los horizontales con elementos *Link Linear*.

Figura 3.41

Modelos estructurales computacionales en SAP2000 de Tanque MC y MO.



Nota. (a) Modelo Tanque Elevado MC, (b) Modelo Tanque Elevado MO. Elaboración propia.

3.7.8.7.2. Definición de Demandas y Análisis No Lineal en SAP2000

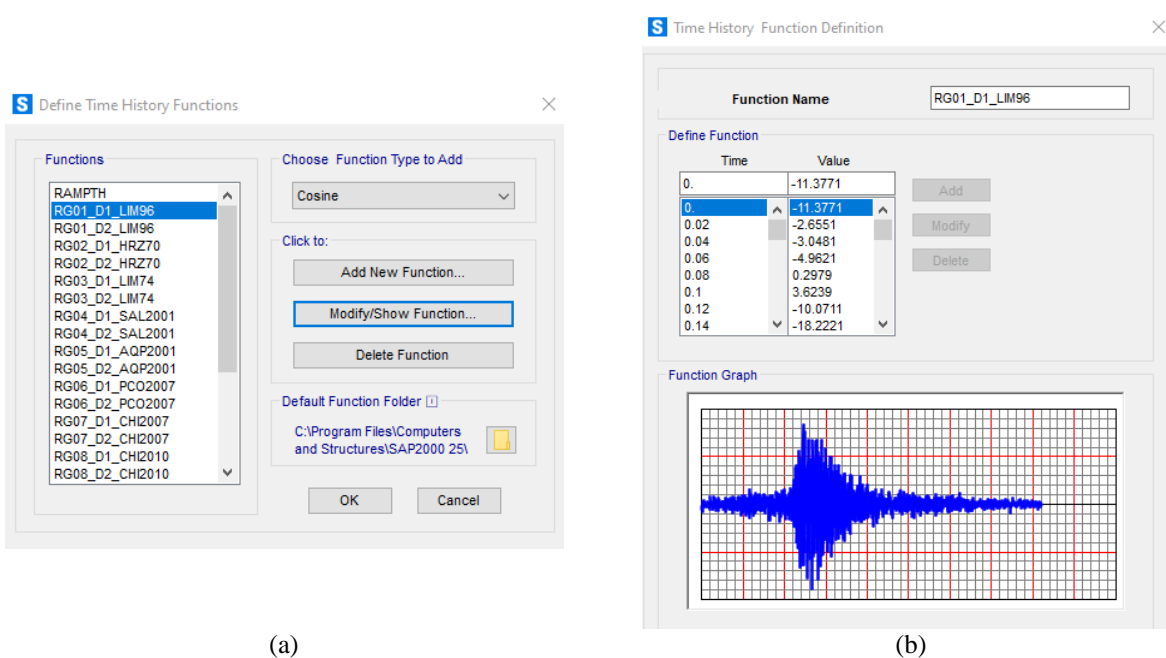
- Se ingresan los 12 pares de acelerogramas seleccionados sin escalar en el apartado *Define Time History Functions*, en unidades de cm/s^2 . Ingresados los acelerogramas se selecciona la opción *Convert to User Defined*, para no tener problemas posteriores con la ubicación del archivo base.
- Antes de iniciar un modelo No Lineal, es necesario definir un caso de gravedad no lineal que será el punto de partida del análisis. Definida una función *RAMP* en el programa, se crea un caso de carga *GRAVEDAD* no lineal historia de respuesta por integración directa que será

cargado acorde a la función rampa. El caso GRAVEDAD parte de condiciones iniciales sin deformación (Figura 3.43a).

- Se define un caso de carga para cada uno los sismos seleccionados, que tendrá como condiciones iniciales el caso *GRAVEDAD* antes definido. En las cargas aplicadas se asigna los acelerogramas correspondientes; en la dirección U1 el registro Este – Oeste y en la dirección U2 el Norte – Sur. Se ingresa también la cantidad de pasos y el paso de tiempo correspondiente a cada acelerograma. Todos los casos son tiempo historia no lineales resueltos por Integración Directa, con los parámetros por defecto del programa, que suelen ser los recomendados. El amortiguamiento para los casos de integración directa se define con el modelo de amortiguamiento de Rayleigh, por lo que es necesario anclar el amortiguamiento de 5% a dos periodos; el primero correspondiente al primer periodo del análisis modal y el segundo al periodo para el cual se alcanza al menos el 90% de masas participativa.

Figura 3.42

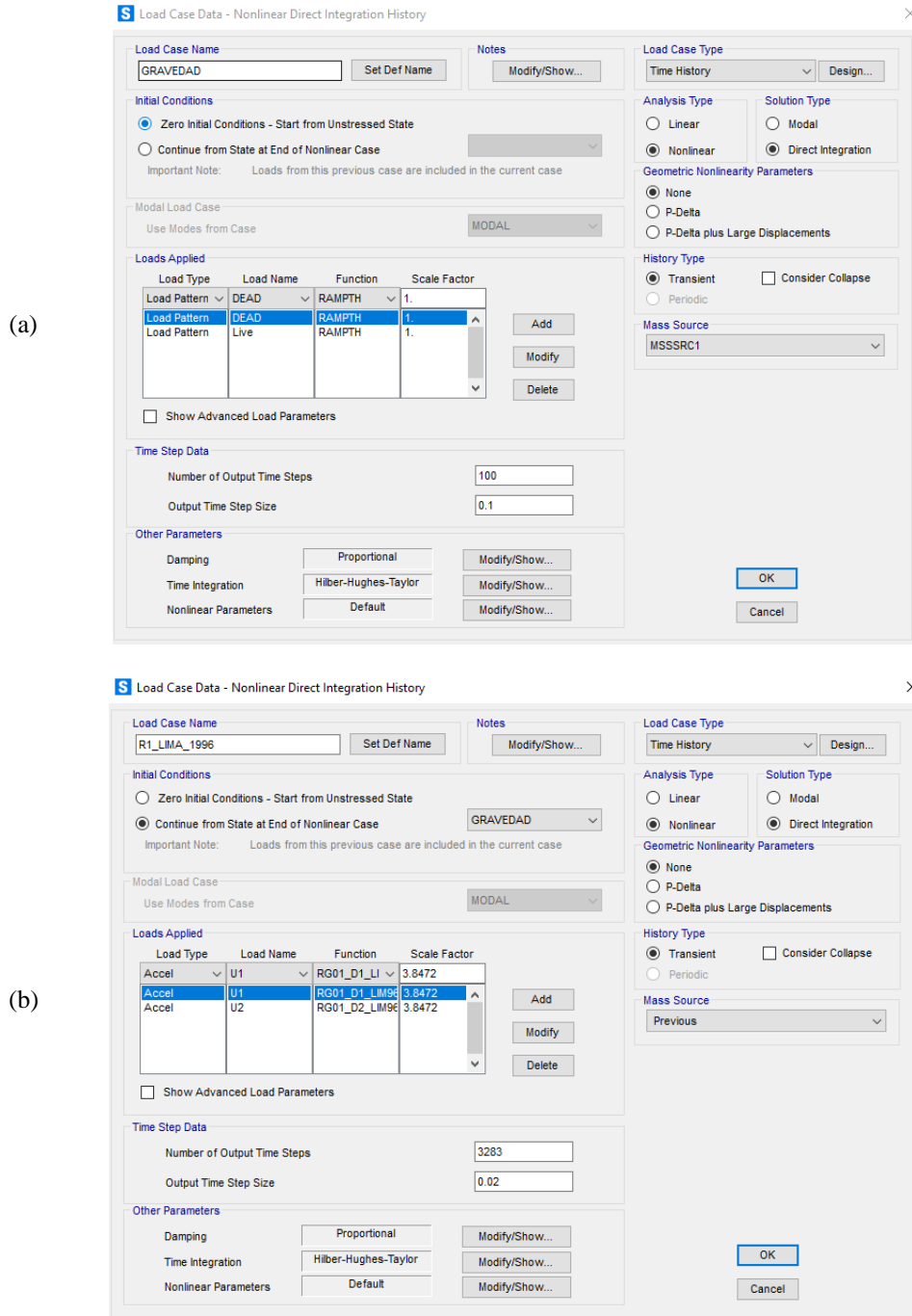
Definición de funciones en SAP2000.



Nota. (a) Funciones definidas, (b) Acelerograma definido como *User Defined*. Elaboración propia.

Figura 3.43

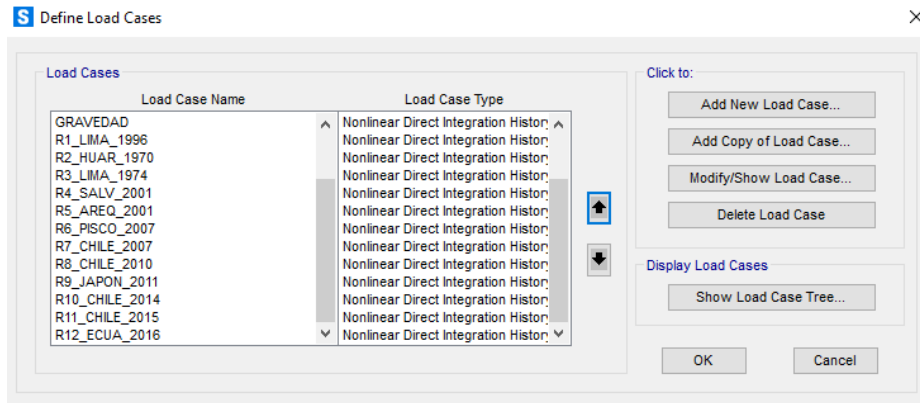
Definición de casos de carga no lineales tiempo historia por integración directa.



Nota. (a) Definición de caso de carga GRAVEDAD, (b) Definición de caso de carga para sismo de Lima 1996. Elaboración propia.

Figura 3.44

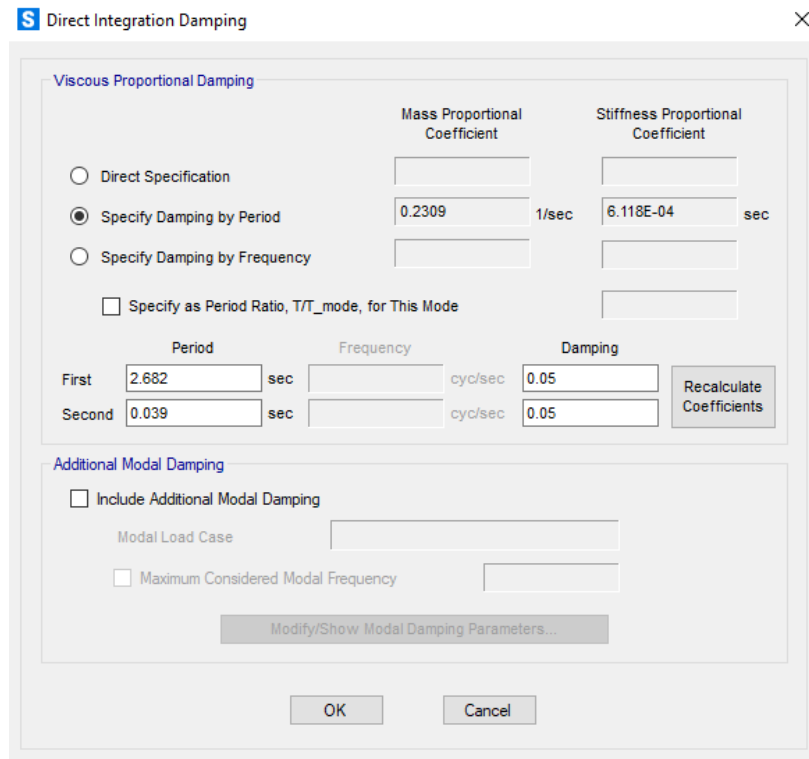
Casos de carga no lineales tiempo historia definidos en SAP2000 para análisis IDA



Nota. Elaboración propia.

Figura 3.45

Definición de amortiguamiento de rayleigh para análisis no lineal tiempo historia.



Nota. En la figura se muestra la definición de amortiguamiento para el modelo del tanque elevado

MC. Elaboración propia.

3.7.8.7.3. Ejecución de Análisis en SAP2000

- Definidos los casos de carga, se procede a definir las opciones para el análisis. En el apartado *Analyze/Set Analysis Options* se definen las opciones avanzadas del Solver del programa. Se escoge utilizar el *Multi-threaded Solver*, con un proceso de análisis realizado por *Separate Process*. Esta definición permitirá al programa utilizar todos los núcleos del procesador, así como todos los recursos de RAM disponibles para la ejecución del análisis. El análisis se realiza en una Laptop con procesador Core i7 de 2 núcleos físicos y en una computadora de escritorio con procesador Core i5 de 4 núcleos físicos. Para poder aplicar este Solver es necesario verificar no se encuentren errores en el modelo.

Figura 3.46

Definición de Solver para ejecución de análisis.

S Advanced SAPFire Options

Solver Options

Standard Solver

Advanced Solver

Multi-threaded Solver

Analysis Process Options

Auto

GUI Process

Separate Process

Parallel Load Case Options

Run Load Cases in Parallel (Limited to 8)

Use up to All Physical Cores

Use up to a Fixed Number of Cores

Effective Number of Cores: 2

Number of (Internal) Threads for Analysis

Program Determined

User Specified

Machine Override: None

Maximum Size for Response Files (MB)

Program Determined

User Specified

Machine Override: None

Select Analysis Case for Mass and Stiffness Text File Output

Analysis Case Name:

Nota. Elaboración propia.

- Cada modelo ejecuta 12 análisis no lineales tiempo historia por integración directa. Se define un modelo para cada nivel de demanda escalado (8 niveles de demanda obtenidos de la curva de peligro sísmico y 7 adicionales para un valor de $S_a(T)$ de 2.0 g hasta un máximo 8.0 g de ser necesario), por lo que se definen un máximo de 15 modelos. Acorde a esto se corren un máximo de 180 modelos para cada tanque elevado. El tiempo de análisis para cada modelo (que realiza 12 análisis no lineales) varía entre 10 horas para los modelos que aún se encuentra en rango lineal, a 40 horas para los modelos con mayor no linealidad, por lo que el gasto computacional es bastante elevado.

CAPÍTULO IV

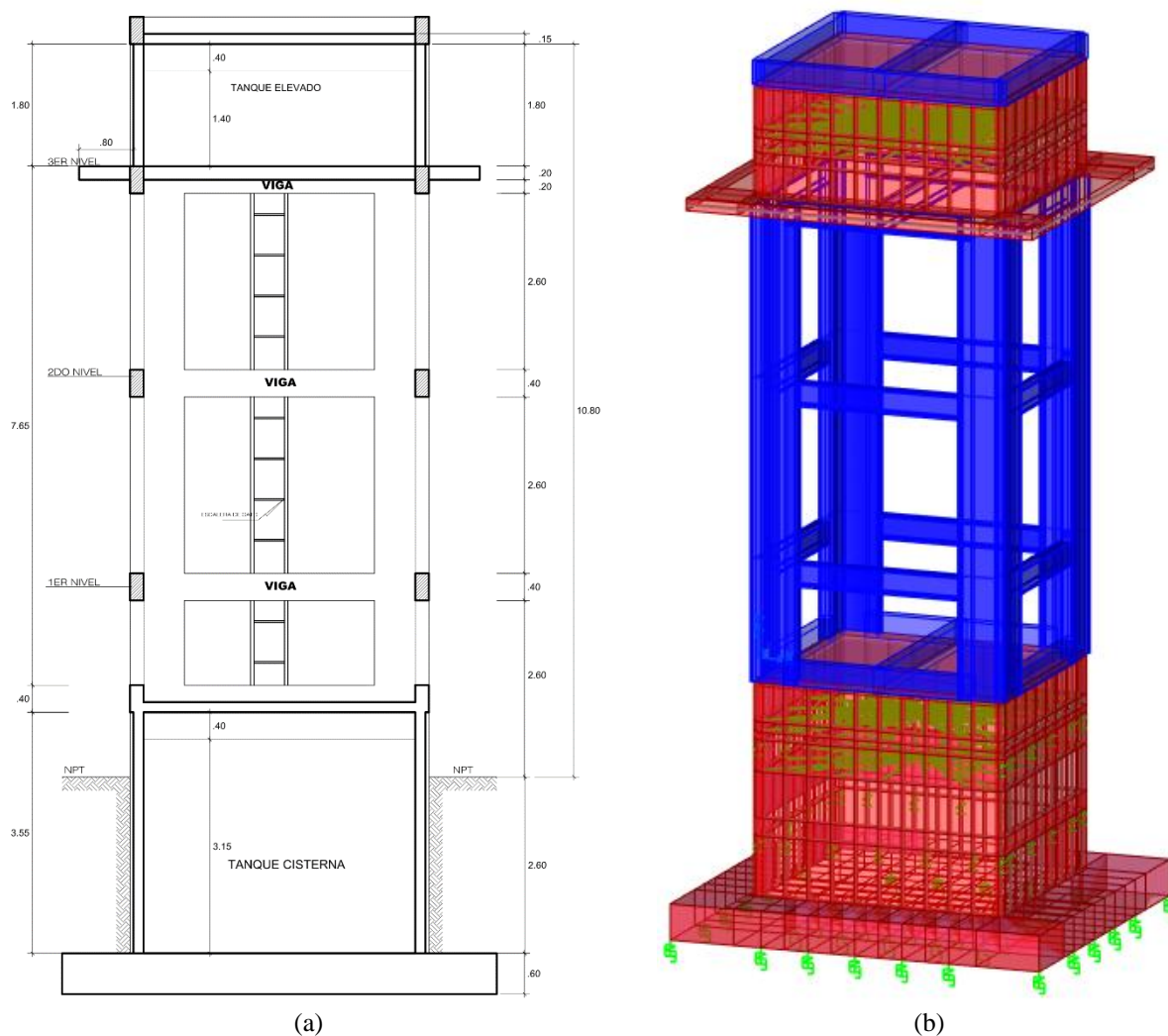
RESULTADOS

4.1. PRESENTACIÓN DE LOS RESULTADOS

En esta sección se mostrarán los resultados de la presente investigación. En la Figura 4.1 y Figura 4.2 se muestran los modelos finales en SAP2000 para los Tanques Elevados MC y MO.

Figura 4.1

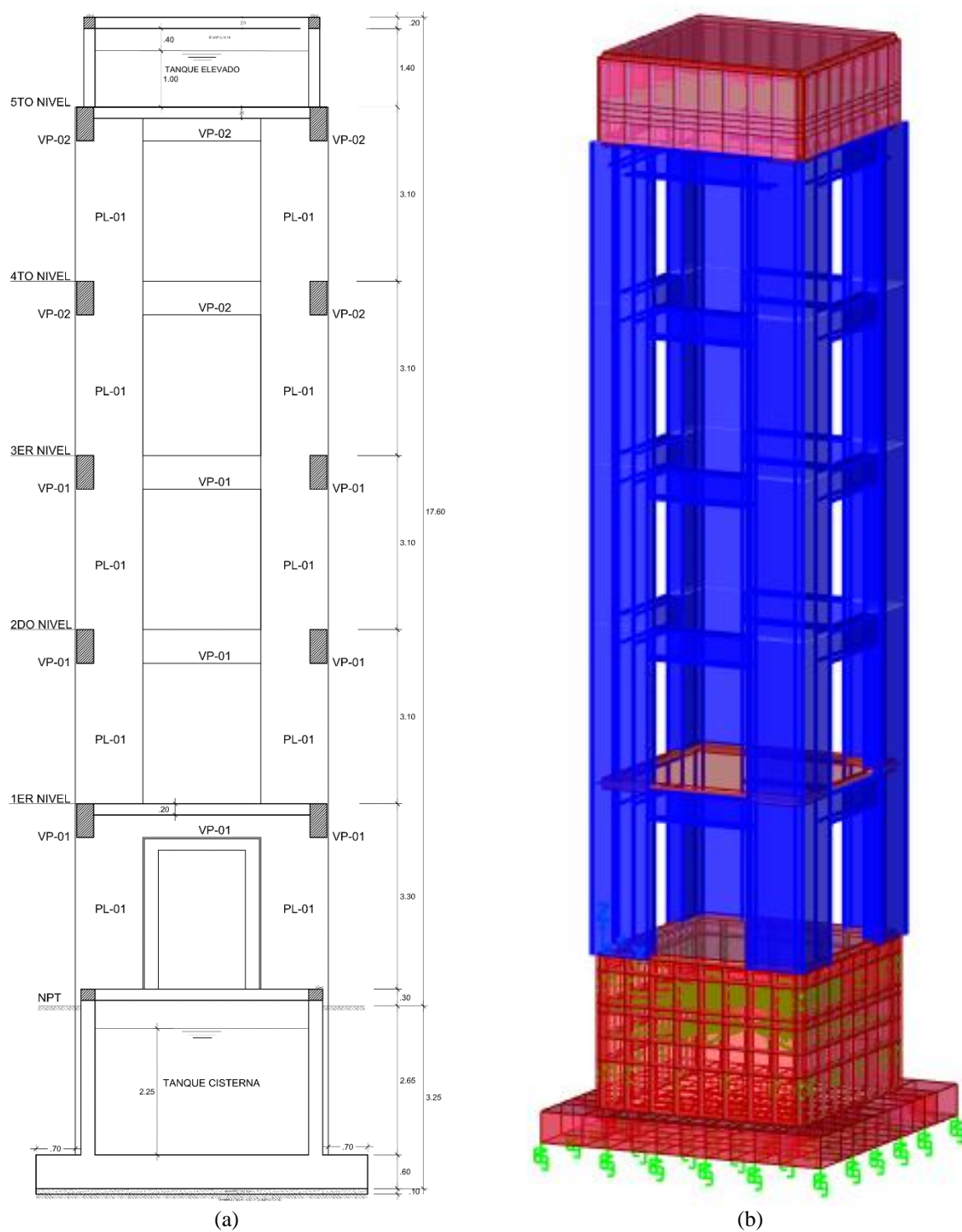
Elevación en planos y en modelo estructural de Tanque MO.



Nota. (a) Elevación en planos de Tanque MO y (b) Modelos estructural en SAP2000 extruido de Tanque MO. Elaboración propia.

Figura 4.2

Elevación en planos y en modelo estructural de Tanque MC.



Nota. (a) Elevación en planos de Tanque MC y (b) Modelos estructural en SAP2000 extruido de Tanque MC. Elaboración propia.

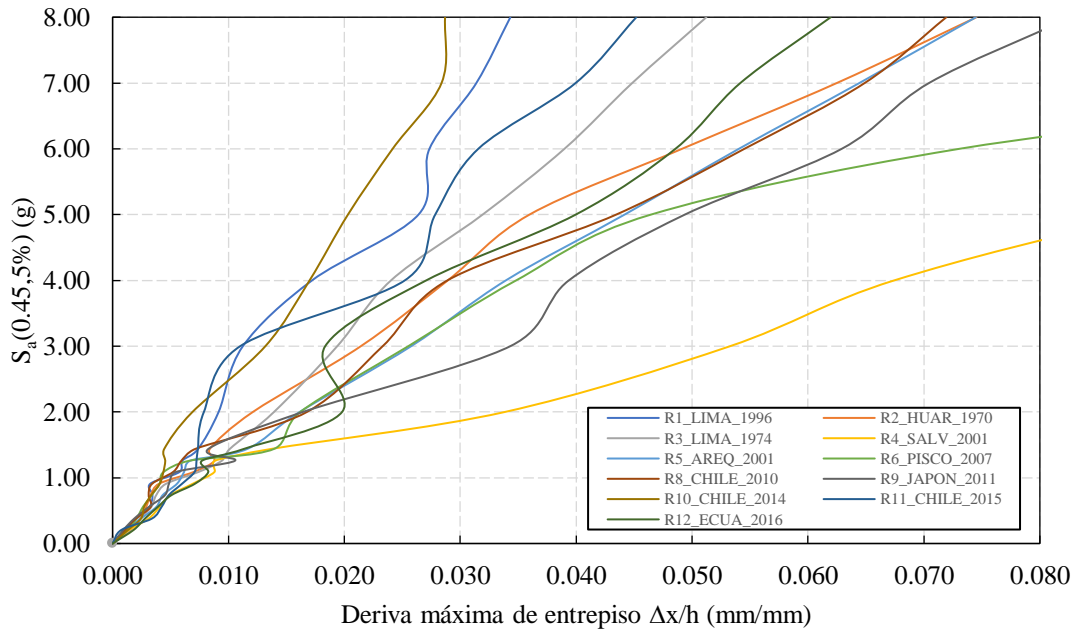
4.1.1. *Curvas IDA de los Tanque Elevados MC y MO*

En las siguientes figuras se muestra las curvas IDA para los tanques elevados MC y MO. El Anexo E muestra los valores de derivas máximas en ejes X e Y utilizados para graficar las curvas IDA. De las figuras mostradas se puede apreciar lo siguiente.

- En las curvas IDA correspondiente al Tanque MC (Figura 4.3 y Figura 4.4), se puede observar una mayor dispersión en las curvas para cada uno de los registros, en comparación a las curvas IDA del Tanque MO (Figura 4.5 y Figura 4.6).
- En las curvas IDA de ambos tanques, se tiene que cada registro sísmico mantiene una rigidez inicial similar hasta aproximadamente una aceleración espectral $S_a(T) = 1.0 g$, con un comportamiento posterior más variable de registro a registro.
- En el caso de las Curvas IDA del Tanque MO, se puede ver que los registros inician con un comportamiento que Vamvatsikos & Cornell (2004) define como “endurecimiento” y eventualmente se produce un segmento de “ablandamiento” final, lo que indicaría el inicio de la inestabilidad dinámica de la estructura, donde las deformaciones aumentan de manera ilimitada ante incrementos de demanda pequeños.
- Algunos registros como el R4 (El Salvador 2001), R6 (Pisco 2006), R9 (Japón 2011) muestra un comportamiento denominado como “ablandamiento” inicial con un poco de “endurecimiento”, donde la curva se suaviza bruscamente y luego se acelera hacia grandes derivas. En los demás registros se observa un comportamiento más marcado por un “endurecimiento”.

Figura 4.3

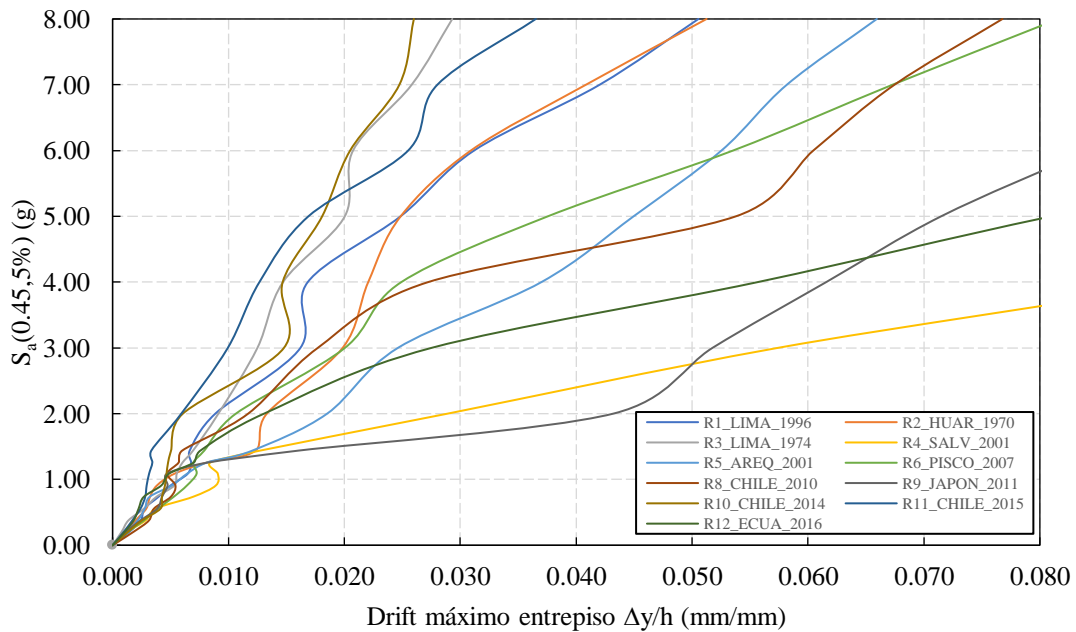
Curvas IDA del Tanque Elevado MC en el Eje X-X.



Nota. Elaboración propia.

Figura 4.4

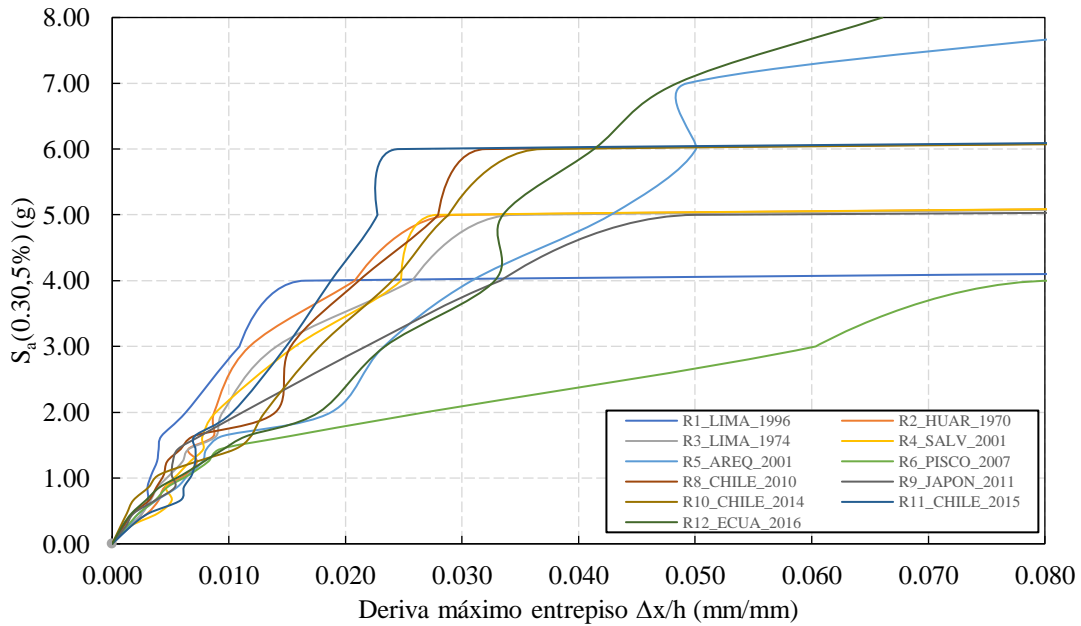
Curvas IDA del Tanque Elevado MC en el Eje Y-Y.



Nota. Elaboración propia.

Figura 4.5

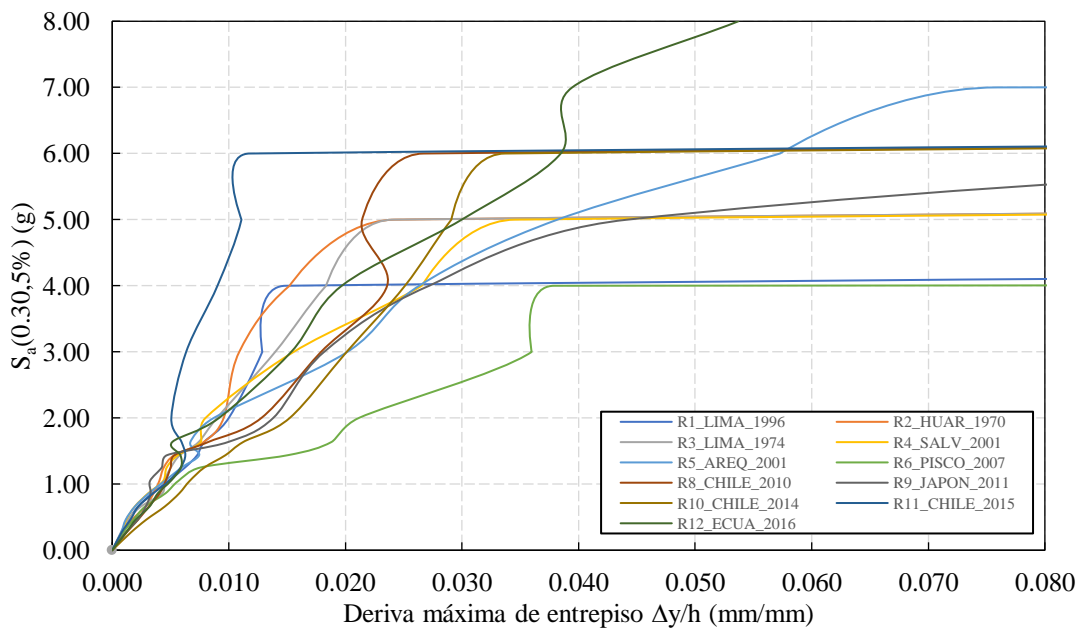
Curvas IDA del Tanque Elevado MO en el Eje X-X.



Nota. Elaboración propia.

Figura 4.6

Curvas IDA del Tanque Elevado MO en el Eje Y-Y.



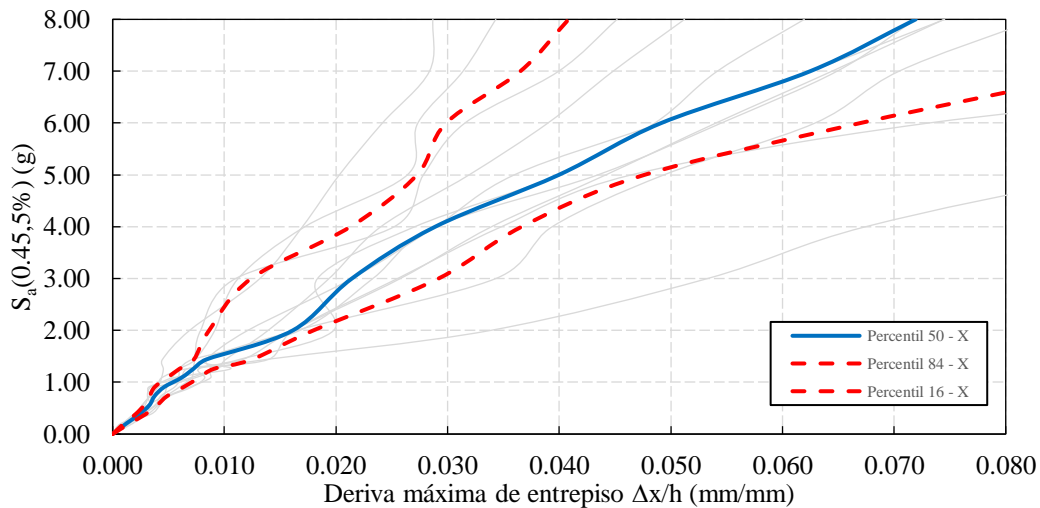
Nota. Elaboración propia.

4.1.2. Curvas IDA resumen

Las curvas IDA muestran una gran variabilidad de registro a registro, por lo que es necesario resumirlas, para esta investigación se ve conveniente resumir las curvas mediante los valores de percentiles al 16%, 50% y 84%, como recomienda Vamvatsikos & Allin Cornell (2002)

Figura 4.7

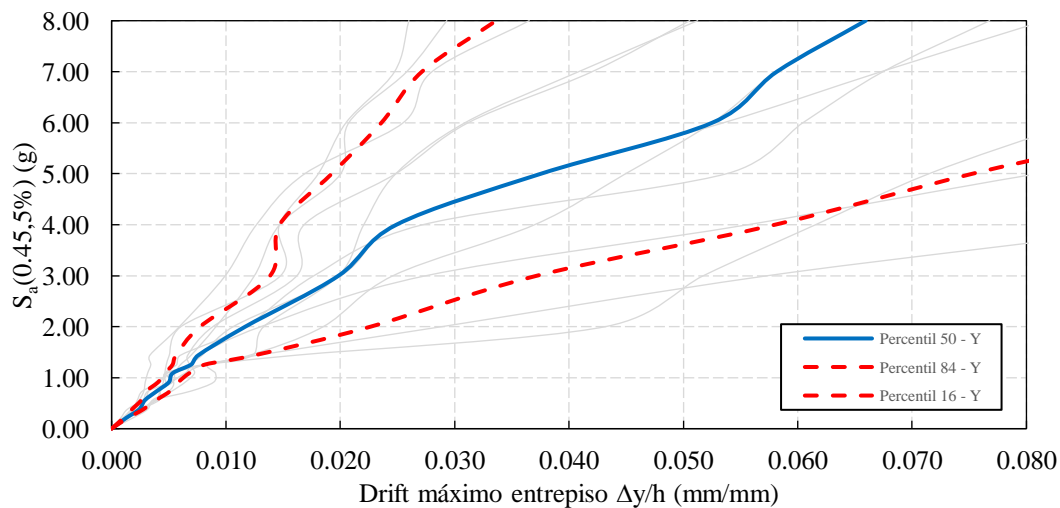
Curva IDA resumen del Tanque MC en el Eje X-X para sus percentiles 16, 50 y 84.



Nota. Elaboración propia.

Figura 4.8

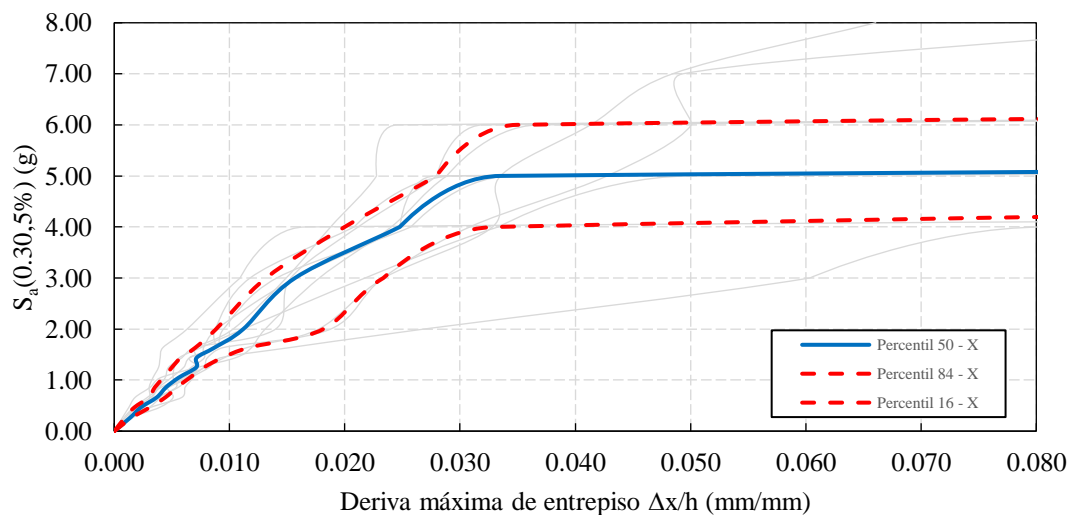
Curva IDA resumen del Tanque MC en el Eje Y-Y para sus percentiles 16, 50 y 84.



Nota. Elaboración propia.

Figura 4.9

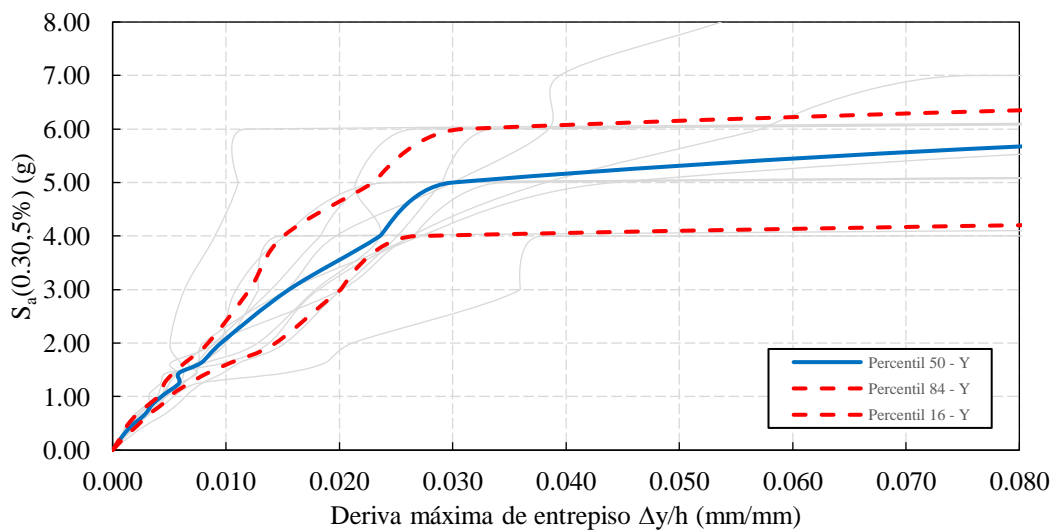
Curva IDA resumen del Tanque MO en el Eje X-X para sus percentiles 16, 50 y 84.



Nota. Elaboración propia.

Figura 4.10

Curva IDA resumen del Tanque MO en el Eje Y-Y para sus percentiles 16, 50 y 84.



Nota. Elaboración propia.

4.1.3. Mecanismos de Colapso de los Tanques Elevados

Con la finalidad de conocer los mecanismos de colapso de ambos Tanque elevados, se ilustra mediante los resultados obtenidos como es que se generan las mayores deformaciones en las rótulas por fibras, definidas en los modelos.

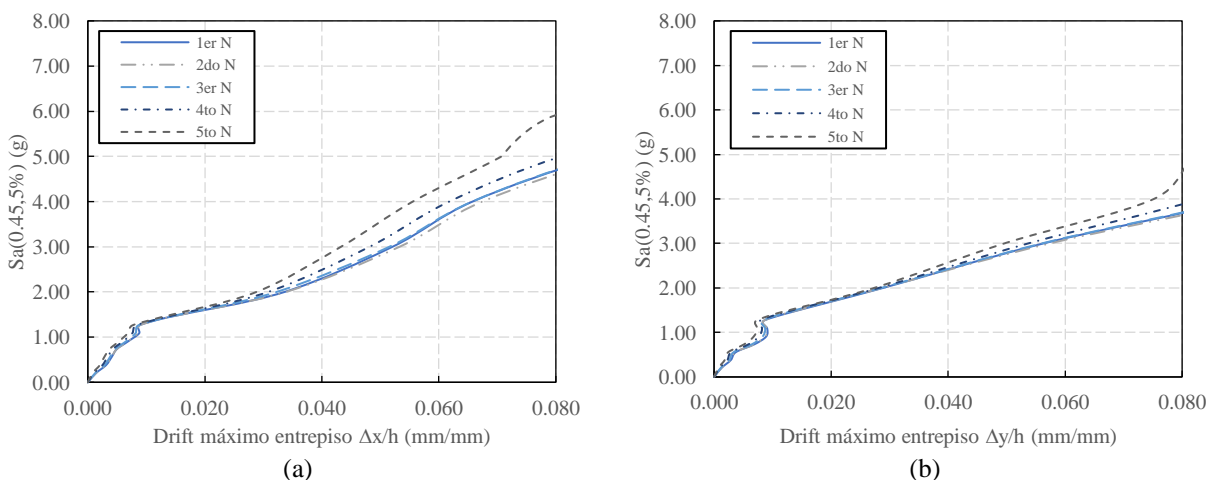
4.1.3.1. En Tanque Elevado MC

Para el Tanque Elevado de la I.E. Mariscal Cáceres, se tiene que los registros R4 (El Salvador 2001) y R9 (Japón 2011) generan mayores deformaciones a menores valores de demanda en la estructura. Ambos registros se caracterizan por una Curva IDA con un ablandamiento que lleva a derivas muy grandes. En el caso del registro R9 también se puede observar un comportamiento de endurecimiento en su curva IDA.

En la Figura 4.11 se puede ver las derivas máximas para cada nivel de piso del registro R4, donde se aprecia que la estructura mantiene una rigidez inicial hasta una aceleración de 0.9 g, pasa por un tramo de ablandamiento y endurecimiento, para finalmente suavizar la curva a una aceleración de 1.2 g.

Figura 4.11

Derivas máximas de entrepiso por niveles en Tanque MC para registro R4.



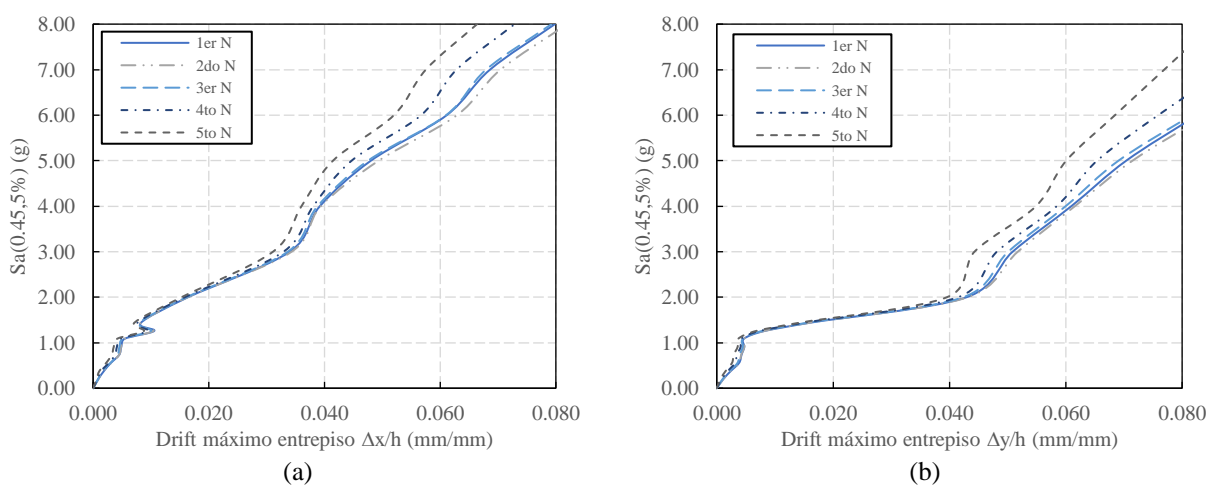
Nota. Elaboración propia.

Se aprecia también, que las mayores derivas se producen en el primer nivel, aunque no son muy diferentes a las de niveles superiores, que de manera similar sucede para el registro R9 (ver Figura 4.12).

Para el registro R9 se puede ver que la zona de rigidez inicial se sostiene hasta una aceleración cercana a 1.10 g, para después mostrar un endurecimiento pronunciado para el eje X y un ablandamiento para el eje Y.

Figura 4.12

Derivas máximas de entrepiso por niveles en Tanque MC para registro R9.



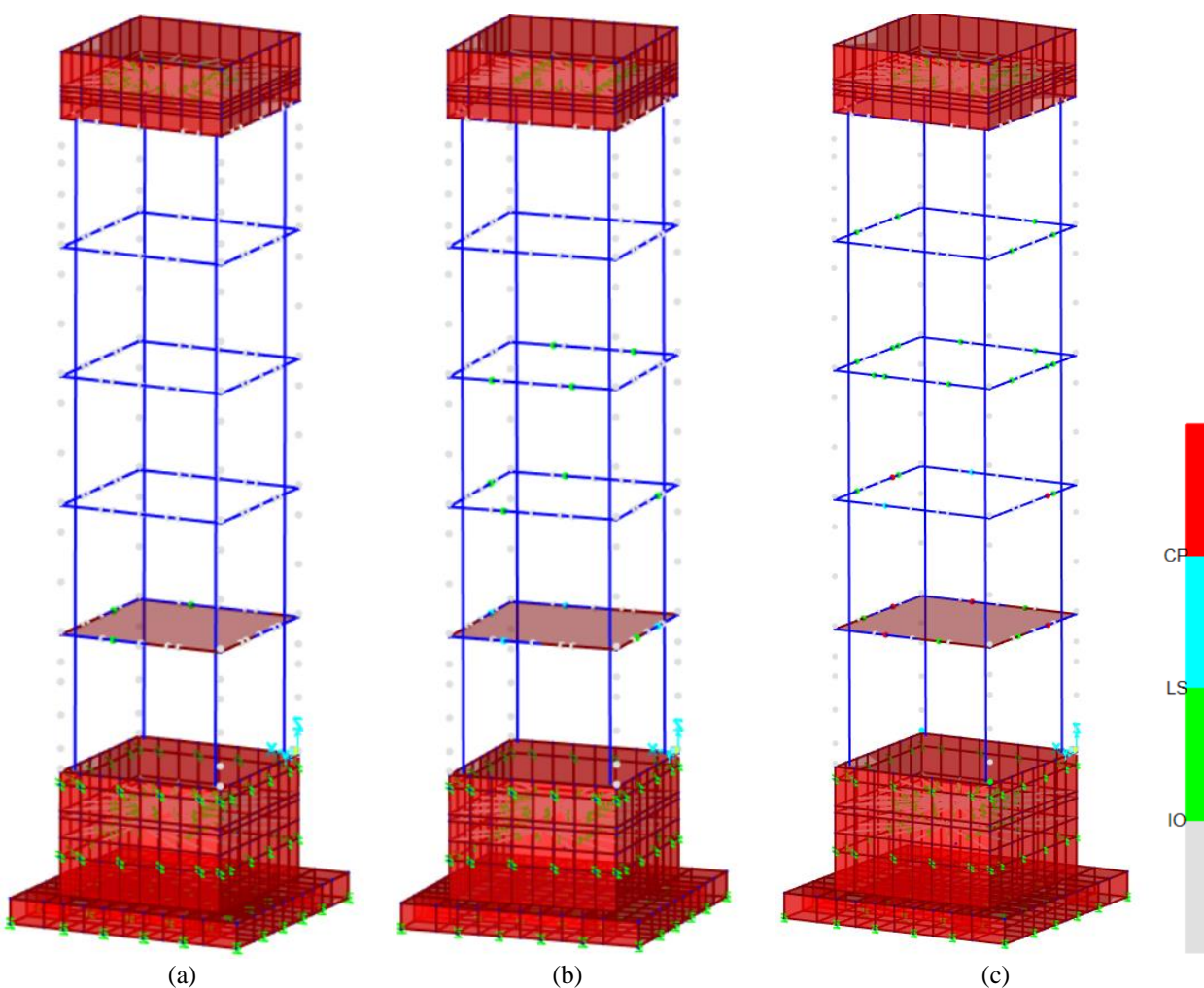
Nota. Elaboración propia.

En la Figura 4.13 se muestra los estados finales de daño para los niveles de demanda descritos en la misma. Se aprecia que el daño se presenta de manera extensiva en las vigas, para posteriormente producirse el daño en las rótulas de las columnas. En la Figura 4.14 se muestra en secuencia el proceso de formación de rótulas para el registro R4. Se observa que en un primer instante algunas vigas alcanzan su máxima capacidad por corte en el primer nivel. Instantes después las rótulas de vigas del segundo nivel sobrepasan el nivel de daño de ocupación inmediata (color verde). Las rótulas en vigas continúan formándose en los niveles superiores y cuando las rótulas por corte en el primer nivel superan el nivel de prevención del colapso (color rojo), la primera

rótula en columna del primer nivel se activa, superando el nivel de ocupación inmediata. Este modo de falla se reproduce en la mayor parte registros analizados a diferentes niveles de intensidad sísmica para el Tanque MC, por lo que se tiene que las vigas concentrarán buena parte del daño, para dar paso al daño en columnas.

Figura 4.13

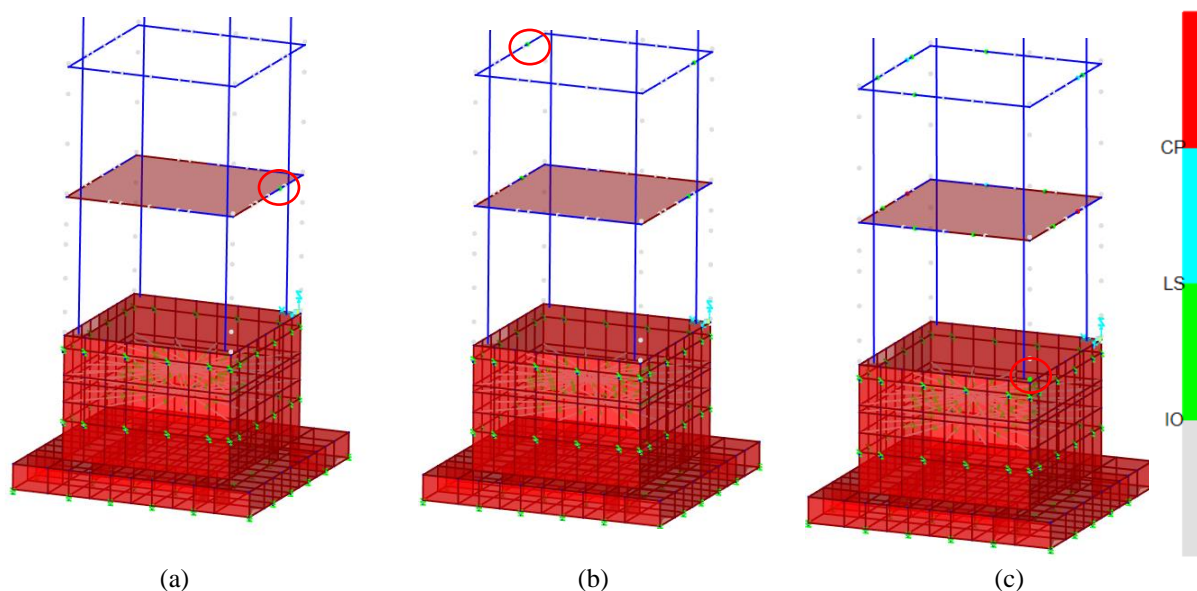
Estados de daño en rótulas en modelo de Tanque MC para registro R4.



Nota. (a) Modelo con demanda de $S_a(T) = 2.0g$, (b) Modelo con demanda de $S_a(T) = 3.0g$ y (c) Modelo con demanda de $S_a(T) = 4.0g$. Elaboración propia.

Figura 4.14

Formación de rótulas en Tanque Elevado MC para registro R4.



Nota. (a) Formación primera rótula por corte 8.78s, (b) Formación primer rótula por flexión en vigas 9.40s y (c) Formación primera rótula por flexión en columna 10.35s. Elaboración propia.

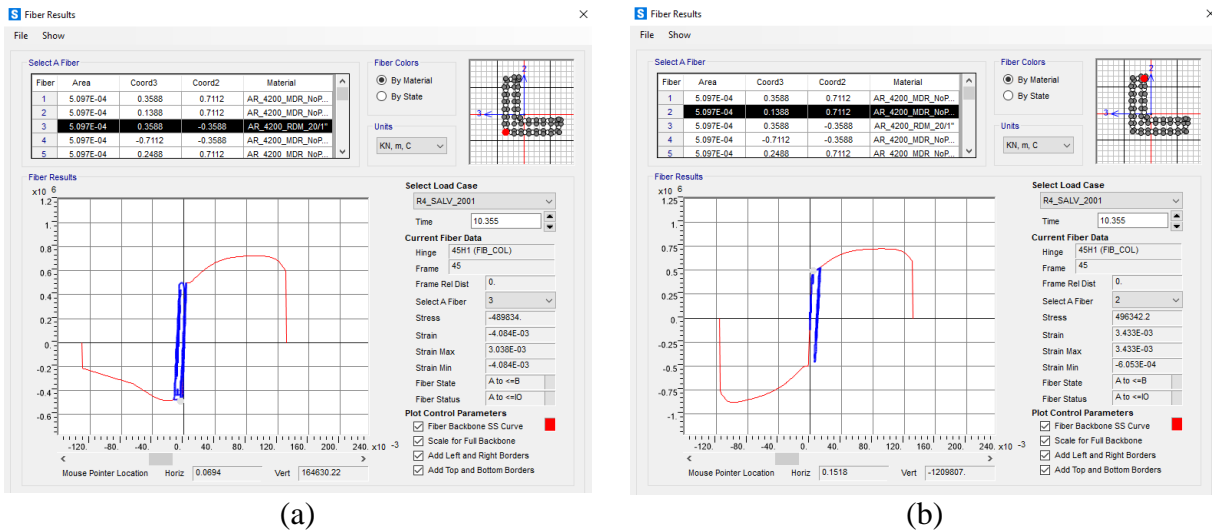
Cabe mencionar que en todos los casos, las vigas alcanzan su capacidad máxima por corte, por lo que su falla podría ser súbita en algunos casos, pero para el modelo se ha considerado un modelo de rótula que degrada junto con el aumento de la curvatura de la sección. Se precisa también que el tiempo en que se producen las rótulas corresponde al tiempo de análisis y no al del registro base, ya que el registro se redujo en el rango de 2.5% y 97.5% de su intensidad de Arias.

En la Figura 4.15 se muestra las fibras de acero para la columna PL-01 de la base del tanque MC. Se pudo observar que las fibras de acero en las alas se encuentran en tracción y las fibras en la zona intermedia se encuentran en compresión. Asimismo en la Figura 4.16 se muestran las fibras de concreto, que reafirman lo expresado, mostrando que para las alas extremas el núcleo confinado se encuentra traccionado y en la zona interior comprimido. Se puede ver también que el recubrimiento en las zonas extremas, las alas y la zona interior, ha perdido su capacidad de soporte,

por lo que en un contexto real se puede decir que se ha desprendido totalmente de la sección de concreto.

Figura 4.15

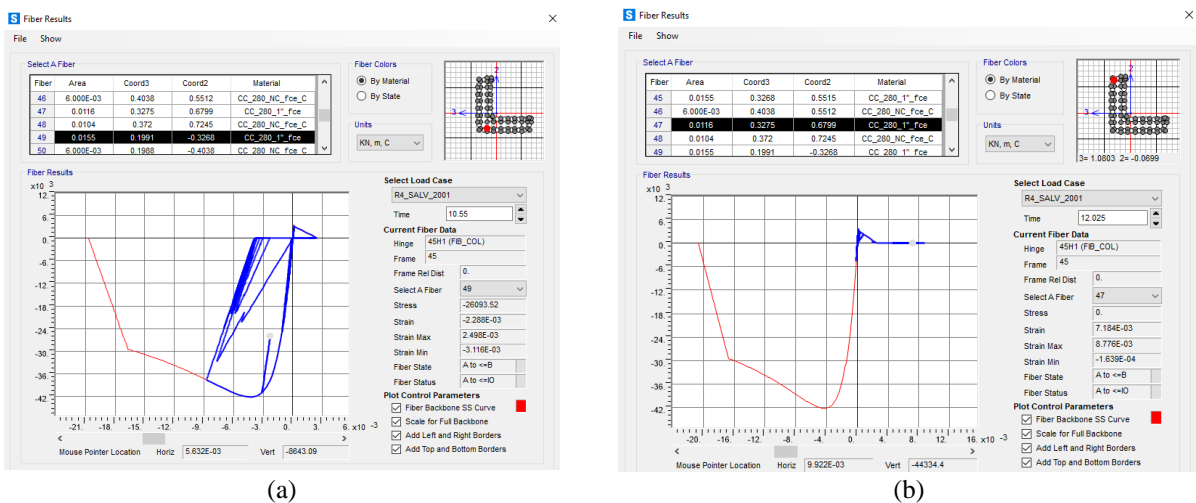
Estado de fibras de acero durante formación de rótulas en Tanque Elevado MC para registro R4.

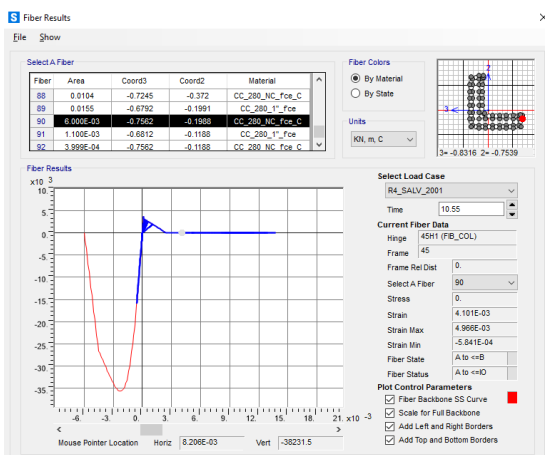


Nota. (a) Fibra de acero en compresión en núcleo, (b) Fibra de acero en tracción en ala. Elaboración propia.

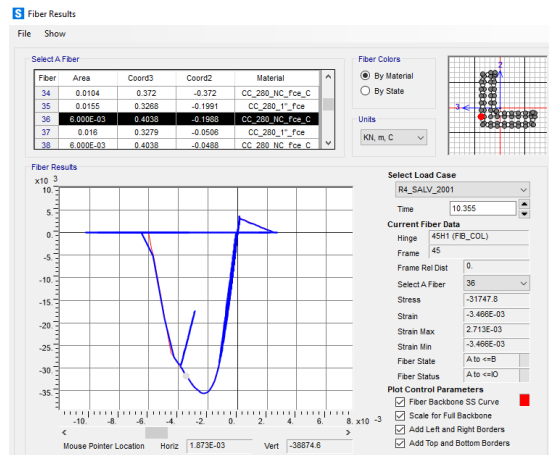
Figura 4.16

Estado de fibras de concreto durante formación de rótulas Tanque MC para registro R4.





(c)



(d)

Nota. (a) Fibra de concreto confinado en compresión en núcleo, (b) Fibra de concreto confinado en tracción en ala, (c) Fibra de concreto no confinado en tracción en ala y (d) Fibra de concreto no confinado en tracción en núcleo. Elaboración propia.

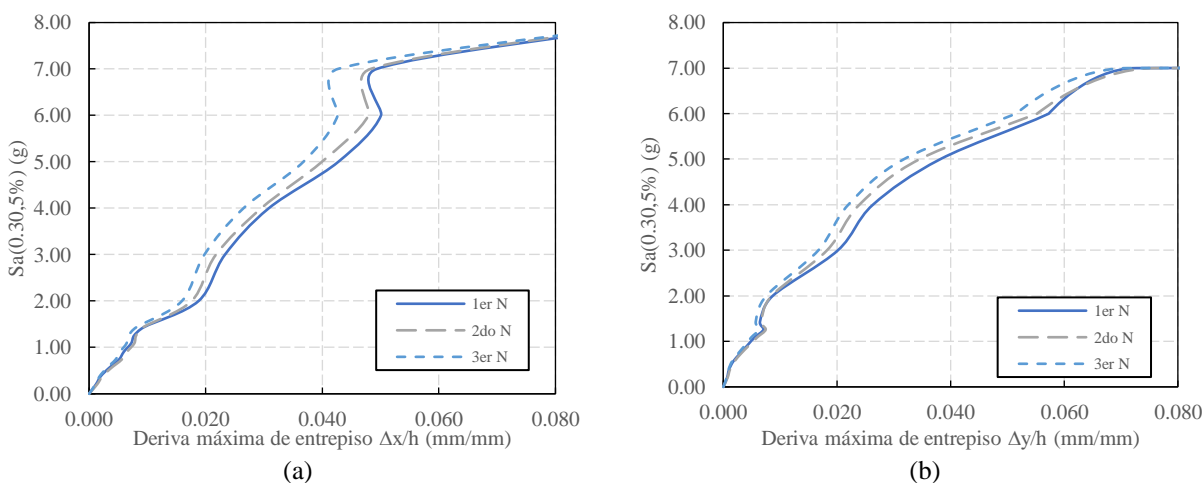
4.1.3.2. En Tanque Elevado MO

Para el Tanque Elevado de la I.E. Manuel A. Odria, se tiene que los registros R5 (Arequipa 2001) y R6 (Pisco 2011) generan mayores deformaciones a menores valores de demanda en la estructura. Para el registro R5 (Figura 4.17) se puede observar un comportamiento de pronunciado endurecimiento en su Curva IDA y en el registro R6 (Figura 4.18) un ablandamiento que luego llega a una aparente inestabilidad dinámica de la estructura.

En la Figura 4.17 y Figura 4.18 se puede ver las derivas máximas para cada nivel de piso del registro R5 y R6 respectivamente. Se puede apreciar que la estructura mantiene una rigidez inicial hasta una aceleración de 1.2 g aproximadamente, que es seguido por un tramo de endurecimiento para R5 y un tramo de ablandamiento para R6 que alcanza la inestabilidad dinámica para demandas mayores a 4.0 g. Como también se pudo apreciar con el tanque MC, las derivas máximas se concentran en el primer nivel.

Figura 4.17

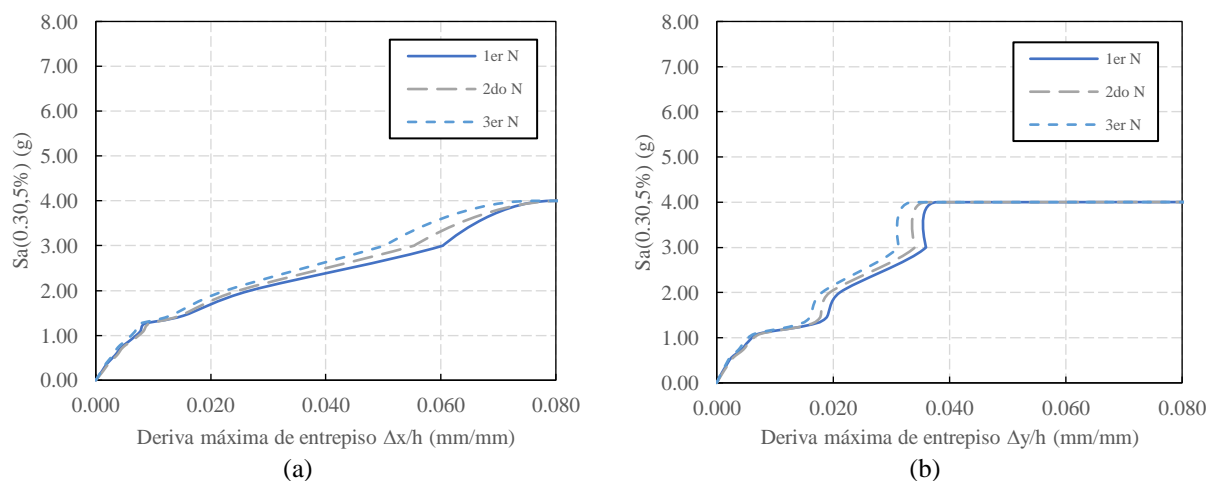
Derivas máximas de entrepiso por niveles en Tanque MO para registro R5.



Nota. Elaboración propia.

Figura 4.18

Derivas máximas de entrepiso por niveles en Tanque MO para registro R6.



Nota. Elaboración propia.

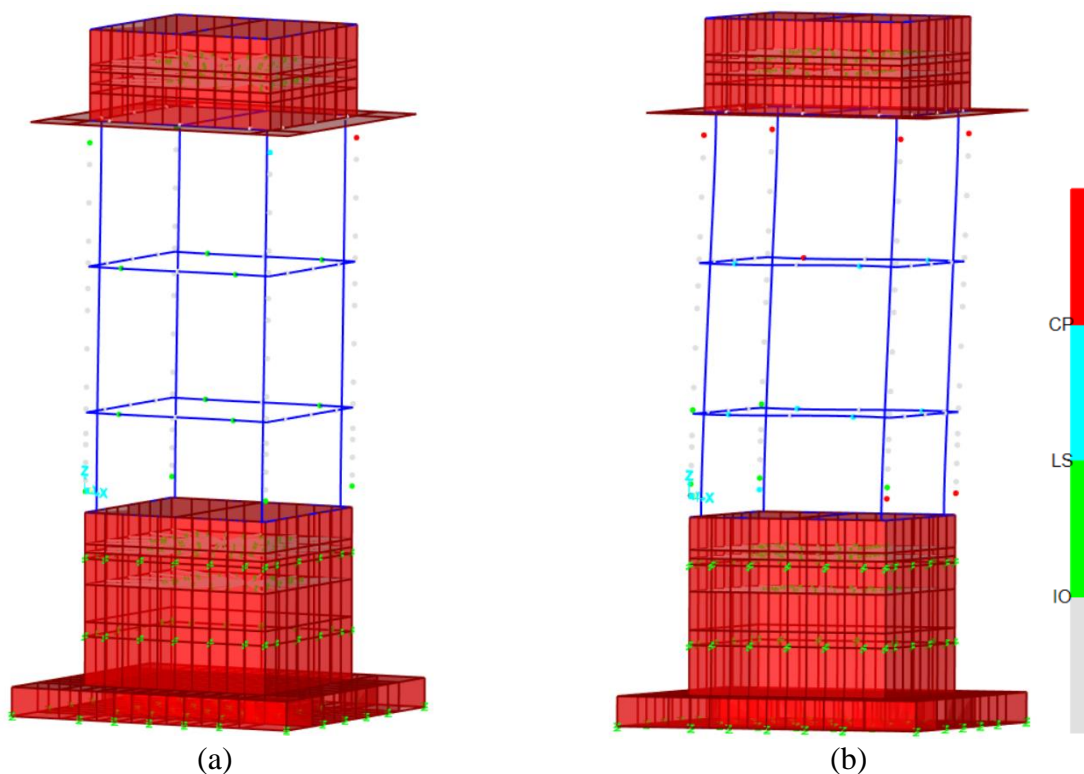
En la Figura 4.19 se muestra los estados finales de daño para los niveles de demanda descritos en la misma. Se aprecia que el daño se presenta en mayor medida en las columnas, y posteriormente en las vigas. En la Figura 4.20 se muestra en secuencia el proceso de formación de rótulas para el registro R6. Se observa que en un primer instante la formación de rótulas sucede en

la zona superior de las columnas del tercer nivel, superando el nivel de ocupación inmediata (verde). Instantes después se activan las rótulas en la base de la estructura para posteriormente, en el último cuadro, mostrar la activación de las rótulas en las vigas del segundo nivel. Las rótulas en vigas continúan activándose, mientras que las rótulas en las columnas continúan rotando para culminar en un daño extensivo en columnas, como se muestra en la Figura 4.19b.

Este modo de falla se reproduce en la mayor parte de registros analizados a diferentes niveles de intensidad sísmica para el Tanque MO, teniendo que la mayor parte del daño en un inicio se concentra en las columnas superiores, extendiéndose a las inferiores y culminando en el daño a las vigas.

Figura 4.19

Formación de rótulas en Tanque Elevado MO para registro R6.

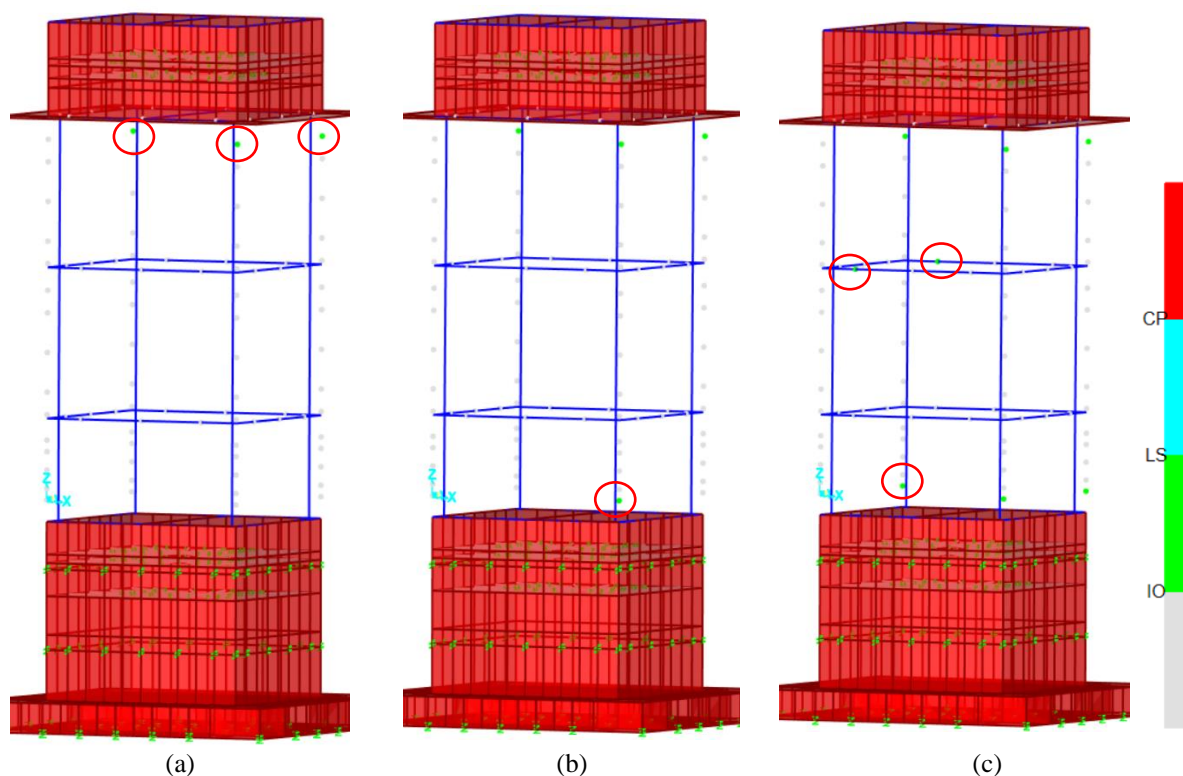


Nota. (a) Modelo con demanda de $S_a(T) = 3.0g$ y (b) Modelo con demanda de $S_a(T) = 4.0g$.

Elaboración propia.

Figura 4.20

Formación de rótulas en Tanque Elevado MO para registro R6.



Nota. (a) Formación primeras rótula por flexión en columnas 3.68s, (b) Formación primer rótula por flexión en base de columnas 3.71s y (c) Formación primeras rótulas por flexión en vigas 3.73s.

Elaboración propia.

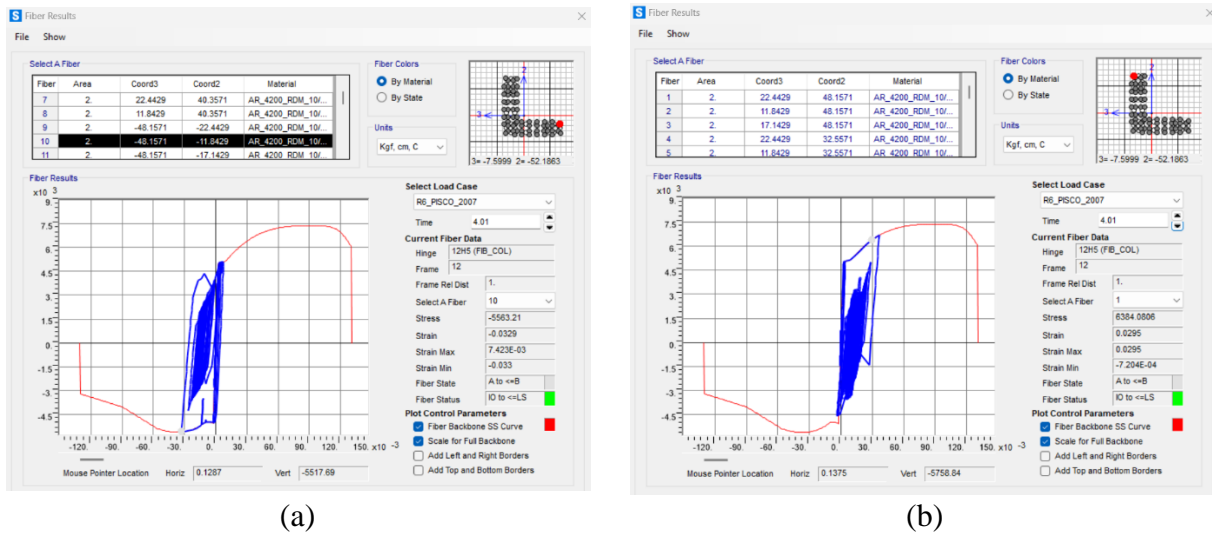
Se precisa que el tiempo en que se producen las rótulas corresponde al tiempo de análisis y no al del registro base, ya que el registro se redujo en un rango de 2.5% y 97.5% de su intensidad de Arias.

En la Figura 4.21 se muestra las fibras de acero para la columna PL-1 en el tercer nivel del tanque MO bajo la cuba del tanque. Se observa que las fibras de acero en las alas se encuentran en tracción en uno de los extremos y compresión en el otro. Asimismo en la Figura 4.22 se muestran las fibras de concreto, mostrando que para las alas extremas el núcleo confinado se encuentra comprimido en uno de sus lados y traccionado en el otro. Se puede ver también que el

recubrimiento en las zonas extremas, las alas y la zona interior, ha perdido su capacidad de soporte, por lo que se puede decir que se ha desprendido totalmente de la sección de concreto.

Figura 4.21

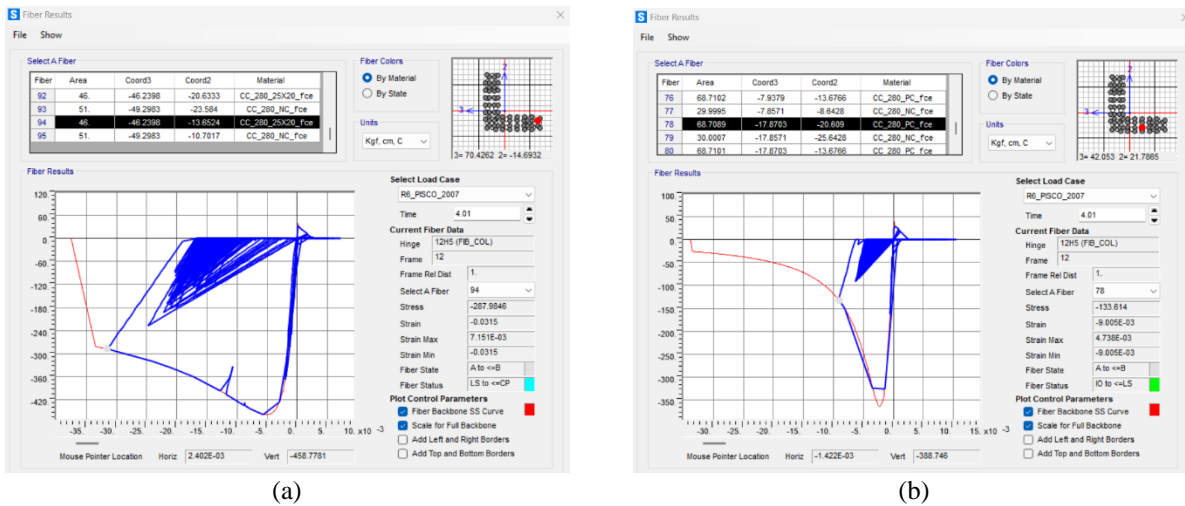
Estado de fibras de acero durante formación de rótulas en Tanque MO para registro R6.

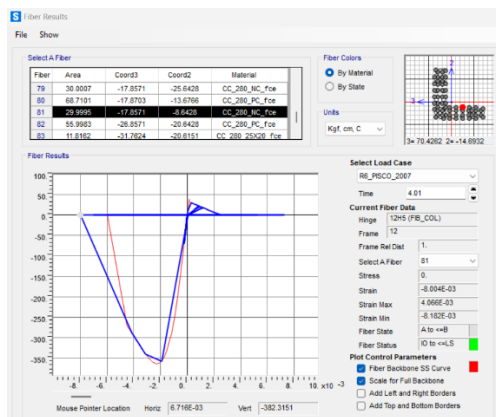


Nota. (a) Fibra de acero en compresión en ala de extremo derecho, (b) Fibra de acero en tracción en ala de extremo izquierdo. Elaboración propia.

Figura 4.22

Estado de fibras de concreto durante formación de rótulas Tanque MO para registro R6.





(c)

Nota. (a) Fibra de concreto confinado en compresión en ala, (b) Fibra de concreto parcialmente confinado en compresión en ala, y (c) Fibra de concreto no confinado en compresión en núcleo. Elaboración propia.

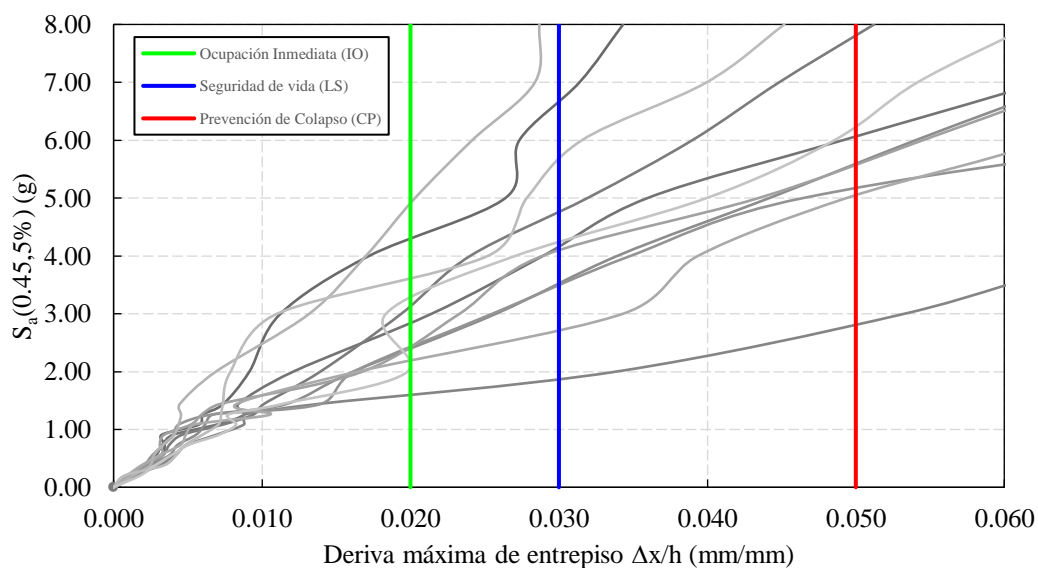
4.1.4. Curvas de Fragilidad en base a Curvas IDA

Antes de desarrollar las curvas de fragilidad es necesario definir las derivas máximas que limitarán los niveles de desempeño a evaluar. El reporte FEMA 356 (Federal Emergency Management Agency, 2000) define las derivas mostradas en la Tabla 3.23. Para la presente investigación, de acuerdo a los resultados obtenidos, se definen derivas máximas de 2%, 3% y 5% para el Tanque Elevado MC y de 1.5%, 2.5% y 4% para el Tanque Elevado MO, para los niveles de desempeño de Ocupación inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso respectivamente.

Las curvas de fragilidad se desarrollan siguiendo el diagrama de flujo mostrado en la Figura 2.34, utilizando una distribución normal logarítmica acumulada. Se determinan las aceleraciones espectrales para cada Curva IDA que corresponden a los estados límite de deriva para cada nivel de desempeño (Tabla 4.1 y Tabla 4.2). Determinadas las aceleraciones en X e Y, se determina la media (μ), el $\ln(\mu)$, la desviación estándar (σ) y el coeficiente de variación $C.V. = \sigma/\mu$ (Tabla 4.3 y Tabla 4.4). En la Figura 4.27 y Figura 4.28 se presentan los resultados.

Figura 4.23

Limites de deriva máxima vs Curvas IDA de Tanque MC en Eje X-X.

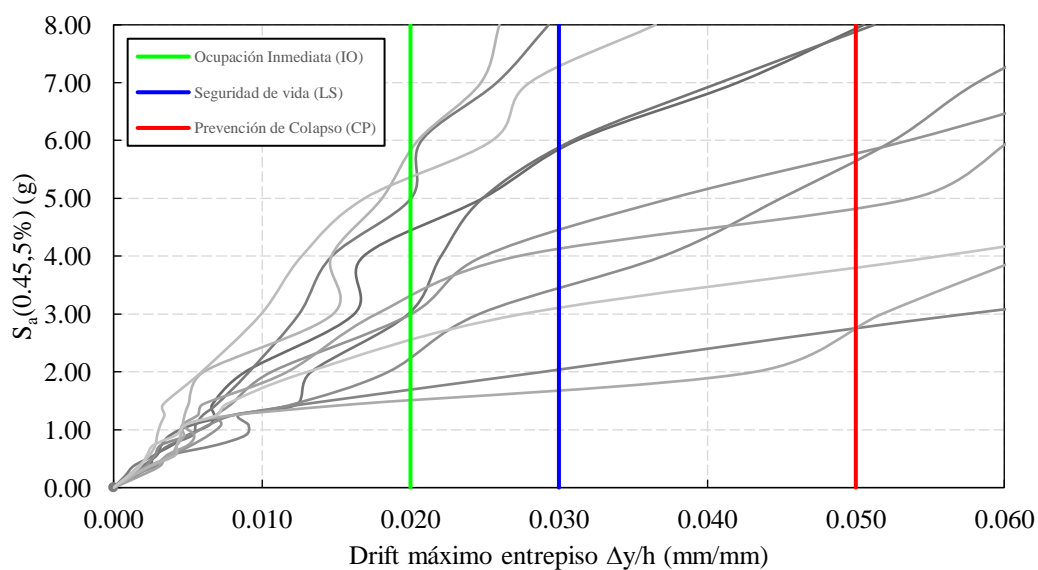


Nota. Las derivas máximas se toman como 2.0% para IO, 3.0% para LS y 5.0% para CP.

Elaboración propia.

Figura 4.24

Limites de deriva máxima vs Curvas IDA de Tanque MC en Eje Y-Y.

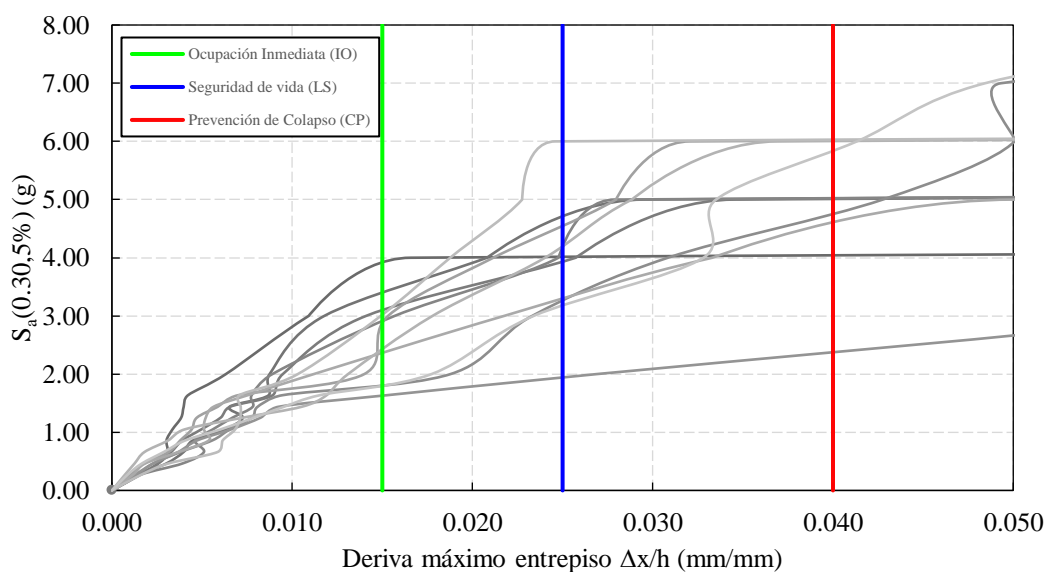


Nota. Las derivas máximas se toman como 2.0% para IO, 3.0% para LS y 5.0% para CP.

Elaboración propia.

Figura 4.25

Limites de deriva máxima vs Curvas IDA de Tanque MO en Eje X-X.

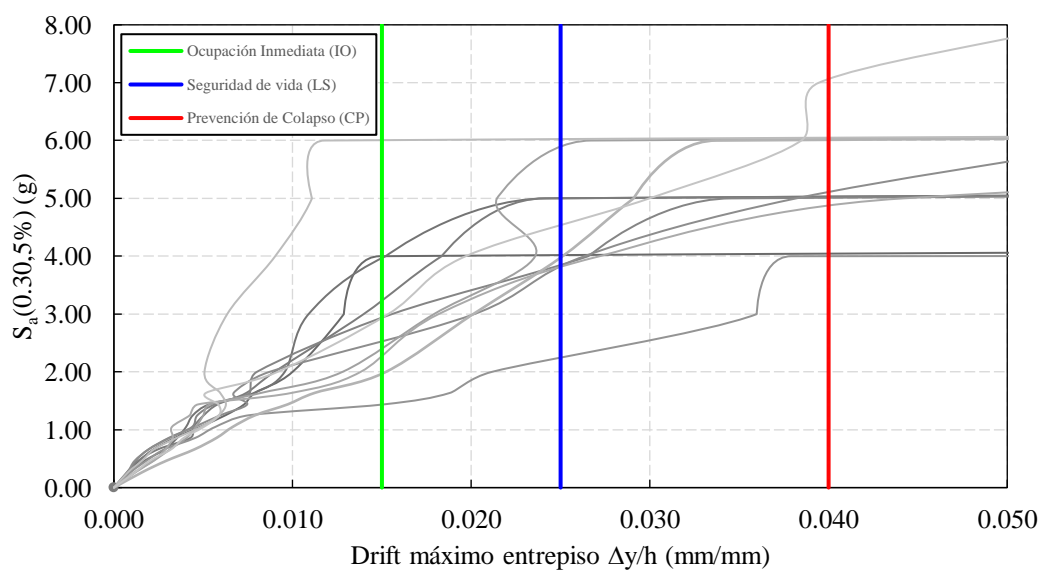


Nota. Las derivas máximas se toman como 1.5% para IO, 2.5% para LS y 4.0% para CP.

Elaboración propia.

Figura 4.26

Limites de deriva máxima vs Curvas IDA de Tanque MO en Eje Y-Y.



Nota. Las derivas máximas se toman como 1.5% para IO, 2.5% para LS y 4.0% para CP.

Elaboración propia.

Tabla 4.1

Aceleraciones espectrales para cada estado límite de deriva del Tanque MC.

	Registro Sísmico	Ocupación	Seguridad	Prevención
		Inmediata	de Vida	de Colapso
		IO	LS	CP
		2.00%	3.00%	5.00%
Aceleración Espectral en X	R1	4.32	6.67	0.00
	R2	2.86	4.16	6.06
	R3	3.15	4.76	7.50
	R4	1.61	1.85	2.80
	R5	2.42	3.52	5.59
	R6	2.45	3.49	5.16
	R8	2.45	4.10	5.56
	R9	2.20	2.71	5.05
	R10	4.94	0.00	0.00
	R11	3.63	5.63	0.00
	R12	3.31	4.24	6.23
	Aceleración Espectral en Y	R1	4.47	5.85
R2		3.07	5.87	7.87
R3		5.02	0.00	0.00
R4		1.71	2.02	2.75
R5		2.26	3.44	5.63
R6		3.02	4.45	5.76
R8		3.34	4.13	4.81
R9		1.53	1.67	2.75
R10		5.82	0.00	0.00
R11		5.42	7.44	0.00
R12		2.57	3.12	3.80
Media (μ)			3.25	4.16
Ln(μ)		1.18	1.43	1.67
Desviación estándar (σ)		1.25	1.60	1.67
Coficiente de Variación (C.V.)		0.38	0.38	0.31

Nota. Elaboración propia.

Tabla 4.2

Aceleraciones espectrales para cada estado límite de deriva del Tanque MO.

	Registro Sísmico	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Prevención de Colapso
		IO	LS	CP
		1.50%	2.50%	4.00%
Aceleración Espectral en X	R1	3.93	4.01	4.05
	R2	3.40	4.01	5.00
	R3	3.09	3.92	0.00
	R4	2.90	4.17	5.00
	R5	1.73	3.26	4.76
	R6	1.41	1.91	2.39
	R8	2.86	4.53	0.00
	R9	2.37	3.03	4.61
	R10	2.44	4.17	6.00
	R11	3.00	5.90	6.03
	R12	1.72	3.17	5.85
	Aceleración Espectral en Y	R1	4.00	4.01
R2		3.96	4.99	5.00
R3		3.21	4.99	5.03
R4		2.93	3.83	5.02
R5		2.53	3.83	5.10
R6		1.24	2.25	4.09
R8		2.41	5.89	6.00
R9		2.28	3.83	4.88
R10		1.96	3.97	6.02
R11		6.00	6.01	6.05
R12		2.93	4.52	7.07
Media (μ)			2.83	4.10
Ln(μ)		1.04	1.41	1.63
Desviación estándar (σ)		1.05	1.05	1.02
Coefficiente de Variación (C.V.)		0.37	0.26	0.20

Nota. Elaboración propia.

Tabla 4.3

Curvas de Fragilidad Sísmica del Tanque Elevado MC considerando 3 niveles de desempeño.

Sa (g)	Fragilidad para un Estado Límite de Deriva		
	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Prevención de Colapso
	IO / 2.00%	LS / 3.00%	CP / 5.00%
0.00	0.0000	0.0000	0.0000
0.20	0.0000	0.0000	0.0000
0.40	0.0000	0.0000	0.0000
0.60	0.0000	0.0000	0.0000
0.80	0.0001	0.0000	0.0000
1.00	0.0011	0.0001	0.0000
1.20	0.0048	0.0006	0.0000
1.40	0.0143	0.0023	0.0000
1.60	0.0327	0.0064	0.0001
1.80	0.0622	0.0146	0.0003
2.00	0.1034	0.0283	0.0009
2.20	0.1551	0.0485	0.0024
2.40	0.2151	0.0759	0.0056
2.60	0.2806	0.1103	0.0112
2.80	0.3488	0.1510	0.0203
3.00	0.4171	0.1969	0.0337
3.20	0.4834	0.2468	0.0523
3.40	0.5461	0.2991	0.0764
3.60	0.6043	0.3526	0.1061
3.80	0.6572	0.4060	0.1411
4.00	0.7048	0.4584	0.1808
4.20	0.7469	0.5090	0.2246
4.40	0.7840	0.5570	0.2714
4.60	0.8163	0.6022	0.3203
4.80	0.8442	0.6442	0.3702
5.00	0.8682	0.6829	0.4202
5.20	0.8887	0.7183	0.4695
5.40	0.9062	0.7505	0.5175
5.60	0.9211	0.7795	0.5634
5.80	0.9336	0.8056	0.6070
6.00	0.9442	0.8290	0.6478
6.20	0.9532	0.8497	0.6858
6.40	0.9607	0.8682	0.7207
6.60	0.9670	0.8845	0.7527
6.80	0.9724	0.8989	0.7818
7.00	0.9768	0.9116	0.8080
7.20	0.9805	0.9228	0.8315
7.40	0.9837	0.9326	0.8526
7.60	0.9863	0.9412	0.8713
7.80	0.9885	0.9487	0.8879
8.00	0.9903	0.9553	0.9025

Nota. Elaboración propia.

Tabla 4.4

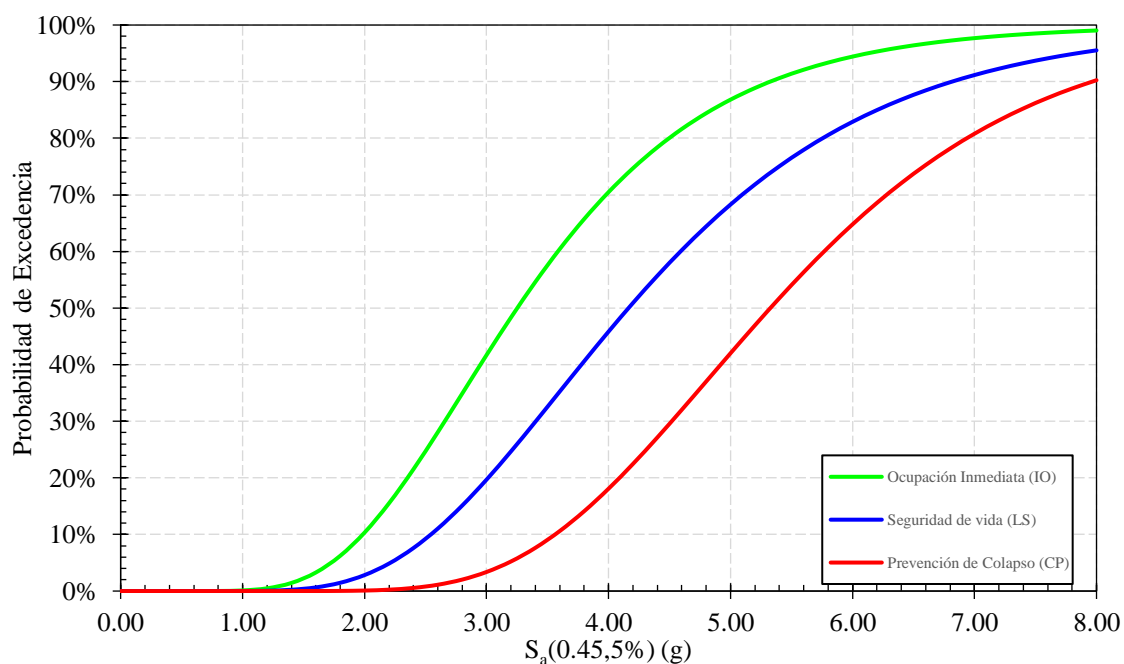
Curvas de Fragilidad Sísmica del Tanque Elevado MO considerando 3 niveles de desempeño.

Sa (g)	Fragilidad para un Estado Límite de Deriva		
	Ocupación Inmediata	Seguridad de vida	Prevención de Colapso
	IO / 1.50%	LS / 2.50%	CP / 4.00%
0.00	0.0000	0.0000	0.0000
0.20	0.0000	0.0000	0.0000
0.40	0.0000	0.0000	0.0000
0.60	0.0000	0.0000	0.0000
0.80	0.0003	0.0000	0.0000
1.00	0.0025	0.0000	0.0000
1.20	0.0103	0.0000	0.0000
1.40	0.0288	0.0000	0.0000
1.60	0.0619	0.0001	0.0000
1.80	0.1109	0.0007	0.0000
2.00	0.1742	0.0026	0.0000
2.20	0.2481	0.0077	0.0000
2.40	0.3278	0.0186	0.0001
2.60	0.4090	0.0382	0.0004
2.80	0.4878	0.0690	0.0013
3.00	0.5618	0.1122	0.0039
3.20	0.6291	0.1676	0.0098
3.40	0.6890	0.2334	0.0212
3.60	0.7412	0.3067	0.0406
3.80	0.7861	0.3840	0.0704
4.00	0.8241	0.4621	0.1120
4.20	0.8560	0.5377	0.1656
4.40	0.8826	0.6086	0.2300
4.60	0.9045	0.6732	0.3029
4.80	0.9226	0.7305	0.3809
5.00	0.9373	0.7803	0.4607
5.20	0.9493	0.8227	0.5390
5.40	0.9591	0.8583	0.6129
5.60	0.9670	0.8877	0.6804
5.80	0.9734	0.9116	0.7404
6.00	0.9785	0.9309	0.7923
6.20	0.9827	0.9463	0.8361
6.40	0.9860	0.9585	0.8724
6.60	0.9887	0.9681	0.9018
6.80	0.9909	0.9756	0.9252
7.00	0.9927	0.9814	0.9437
7.20	0.9941	0.9858	0.9580
7.40	0.9952	0.9892	0.9689
7.60	0.9961	0.9919	0.9771
7.80	0.9968	0.9939	0.9833
8.00	0.9974	0.9954	0.9879

Nota. Elaboración propia.

Figura 4.27

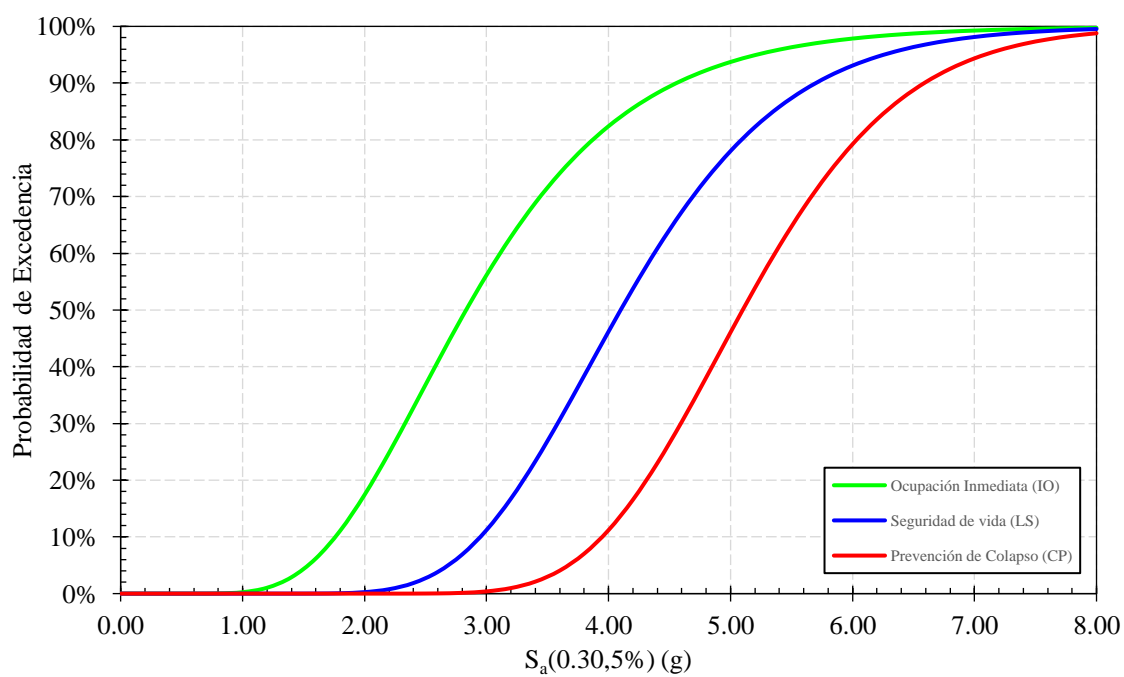
Curvas de Fragilidad Sísmica del Tanque Elevado MC considerando 3 niveles de desempeño.



Nota. Elaboración propia.

Figura 4.28

Curvas de Fragilidad Sísmica del Tanque Elevado MO considerando 3 niveles de desempeño.



Nota. Elaboración propia.

4.1.5. Evaluación del Desempeño Sísmico

En la Sección 3.7.7.1 se define el objetivo de desempeño para ambos tanques elevados. Ambas estructuras deben cumplir con un nivel de Ocupación Inmediata S-1 para el nivel de peligro BSE-1N y un nivel de Seguridad de Vida S-3 para el nivel BSE-2N.

En la Sección 3.7.7.2 se define la demanda sísmica normativa, acorde a ello se muestra la Tabla 4.5 que resume las aceleraciones espectrales correspondiente al nivel de peligro BSE-1N y BSE-2N. El espectro del ASCE se determinó en base a las aceleraciones S_5 y S_1 provenientes del estudio de peligro sísmico para la zona de estudio, basado en las investigaciones de Roncal Castro (2017). Se define el espectro de la norma E.030, pero se precisa que el mismo no indica niveles de peligro sísmico, estos se infieren de la filosofía de diseño, como se explica en la Sección 3.7.7.2.

Tabla 4.5

Aceleraciones espectrales para niveles de desempeño evaluados en Tanques Elevados MC y MO

Nivel de Peligro Sísmico	Tanque Elevado MC Sa (T=0.45 s)			Tanque Elevado MO Sa (T=0.30 s)		
	Espectro de Peligro Uniforme	Espectro ASCE 7 ACI 350.3	Espectro E.030 R = 1	Espectro de Peligro Uniforme	Espectro ASCE 7 ACI 350.3	Espectro E.030 R = 1
BSE-1N: 10% / 50 Años Tr = 475 años	0.7130	0.9300	1.1813	0.8186	0.9300	1.1813
BSE-2N: 2% / 50 años Tr = 2475 años	1.1038	1.3950	1.7719	1.2647	1.3950	1.7719

Nota. Elaboración propia.

La norma peruana E.030 (Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento, 2018) controla el daño en las estructura mediante la limitación de deriva de entrepiso. Para las estructuras de concreto armado define un límite de 0.007. Se verifica que los tanques analizados cumplan con este requerimiento de la norma mediante la evaluación de las aceleraciones espectrales correspondientes en las curvas IDA resumen. Para ambos tanques se debe evaluar la aceleración

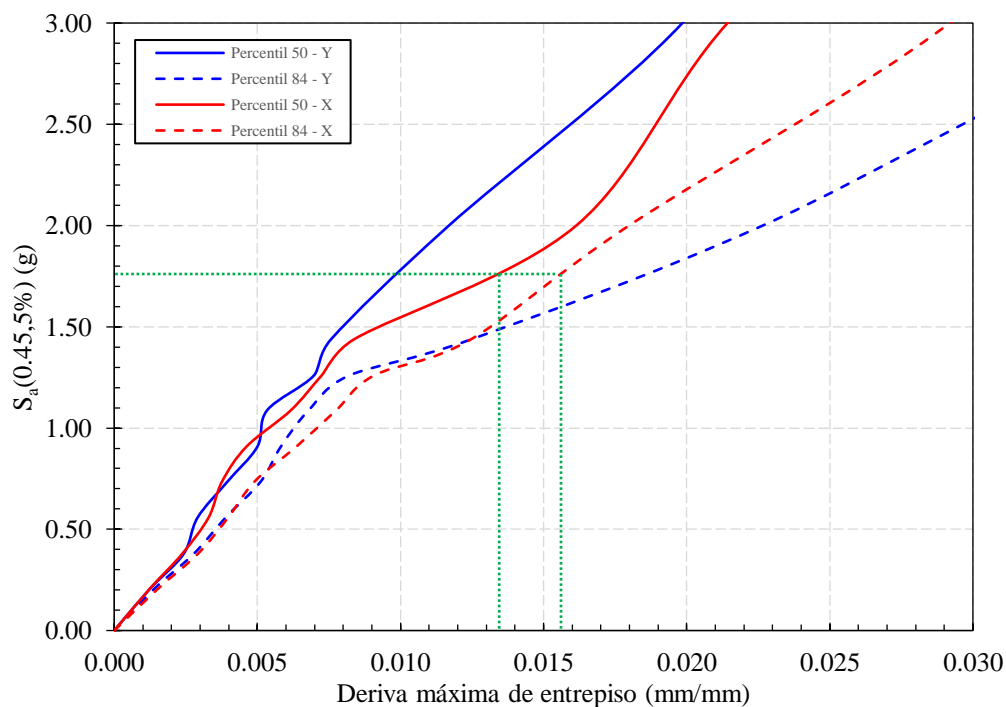
espectral que no estaba afectada por R a un nivel de peligro BSE-2N (2% en 50 años). Mediante el análisis incremental dinámico se calcularon derivas inelásticas, por ello es que no deben ser afectadas por R para poder ser evaluadas.

Para el Tanque MC, evaluando la ordenada 1.77 g en la Figura 4.29, tenemos que para el Percentil 50% de las Curvas IDA se tiene una deriva de entrepiso 0.0135 y para el Percentil 84% una deriva de 0.0156.

Por lo que se interpreta que la respuesta estructural del Tanque Elevado de la I.E. Mariscal Cáceres ante un nivel de peligro sísmico del 2% de probabilidad de excedencia en 50 años y un periodo de retorno de 2475 años tendrá una deriva de entrepiso de 0.0135 con un 50% de nivel de confianza y de 0.0156 con un 84% de nivel de confianza.

Figura 4.29

Evaluación del límite de deriva de la Norma E.030 para el Tanque MC.



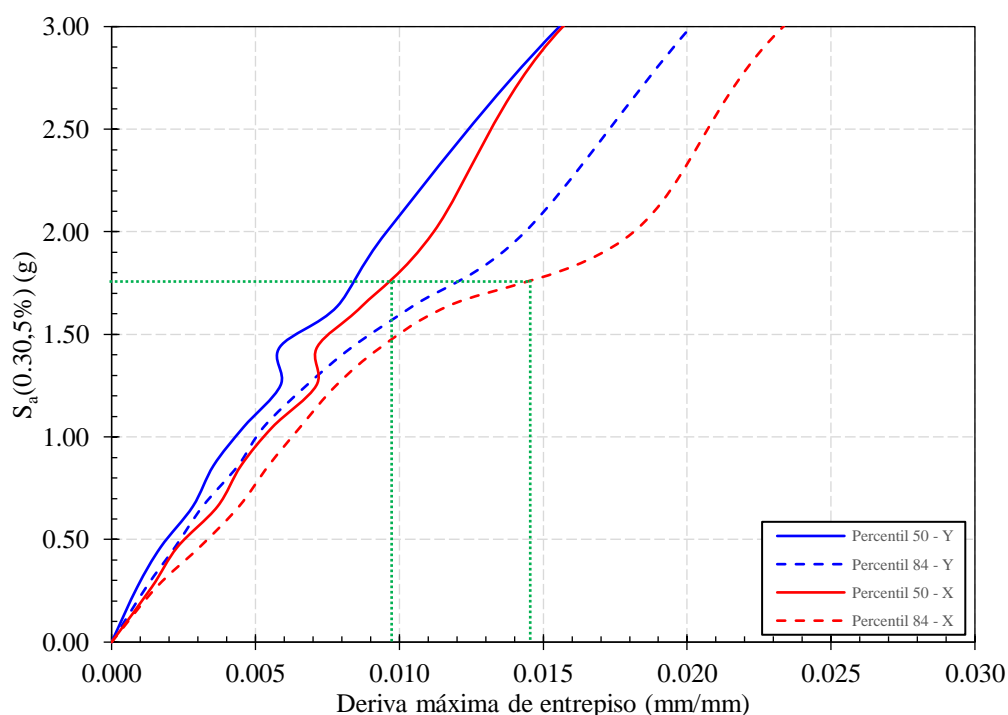
Nota. Elaboración propia.

Para el Tanque MO, evaluando la ordenada 1.77 g en la Figura 4.30, tenemos que para el Percentil 50% de las Curvas IDA se tiene una deriva de entrepiso 0.0096 y para el Percentil 84% una deriva de 0.0145.

Por lo que se interpreta que la respuesta estructural del Tanque Elevado de la I.E. Manuel A. Odria ante un nivel de peligro sísmico del 2% de probabilidad de excedencia en 50 años y un periodo de retorno de 2475 años tendrá una deriva de entrepiso de 0.0096 con un 50% de nivel de confianza y de 0.0145 con un 84% de nivel de confianza.

Figura 4.30

Evaluación del límite de deriva de la Norma E.030 para el Tanque MO.



Nota. Elaboración propia.

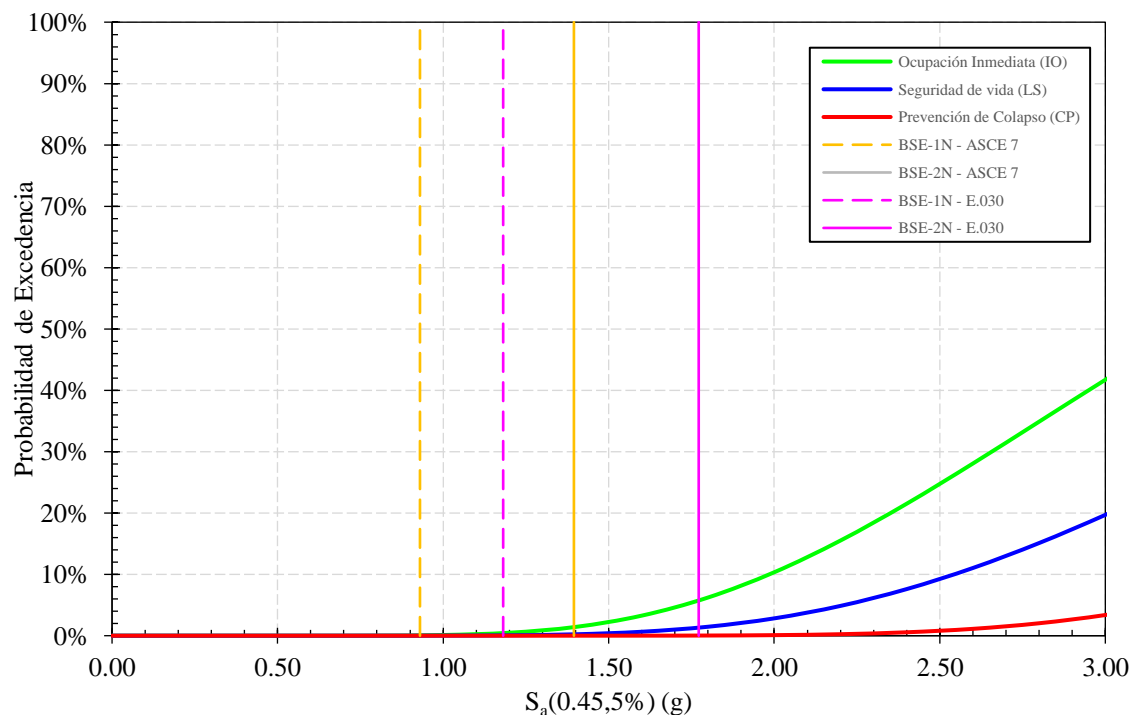
Por último, se evalúa el cumplimiento de los objetivos de desempeño mediante las curvas de fragilidad, para lo cual se utilizan las aceleraciones en base a la norma ASCE 7 y las de la normativa peruana de Diseño Sismoresistente E.030.

Para el Tanque MC, evaluando las ordenadas correspondientes a los niveles de peligro BSE-1N y BSE-2N para la norma ASCE 7 y la norma E.030 en la Figura 4.29, tenemos que.

- De acuerdo a las demandas del espectro determinado en base a la norma ASCE 7, para un nivel de peligro BSE-1N (10% / 50 años , $Tr = 475$ años) la estructura tiene una probabilidad del 100% de encontrarse en el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata y para un nivel de peligro de BSE-2N (2% / 50 años, $Tr = 2475$ años) una probabilidad del 1% de encontrarse en un nivel de desempeño de Seguridad y Vida y un 99% de probabilidad de encontrarse en un nivel de Ocupación Inmediata.

Figura 4.31

Curva de Fragilidad del Tanque Elevado MC vs Demandas Normativas.



Nota. Elaboración propia.

- De acuerdo a las demandas del espectro de la norma E.030, para un nivel de peligro BSE-1N (10% / 50 años , $Tr = 475$ años) la estructura tiene una probabilidad del 99% de encontrarse en el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata y para un nivel de peligro de BSE-2N (2% / 50

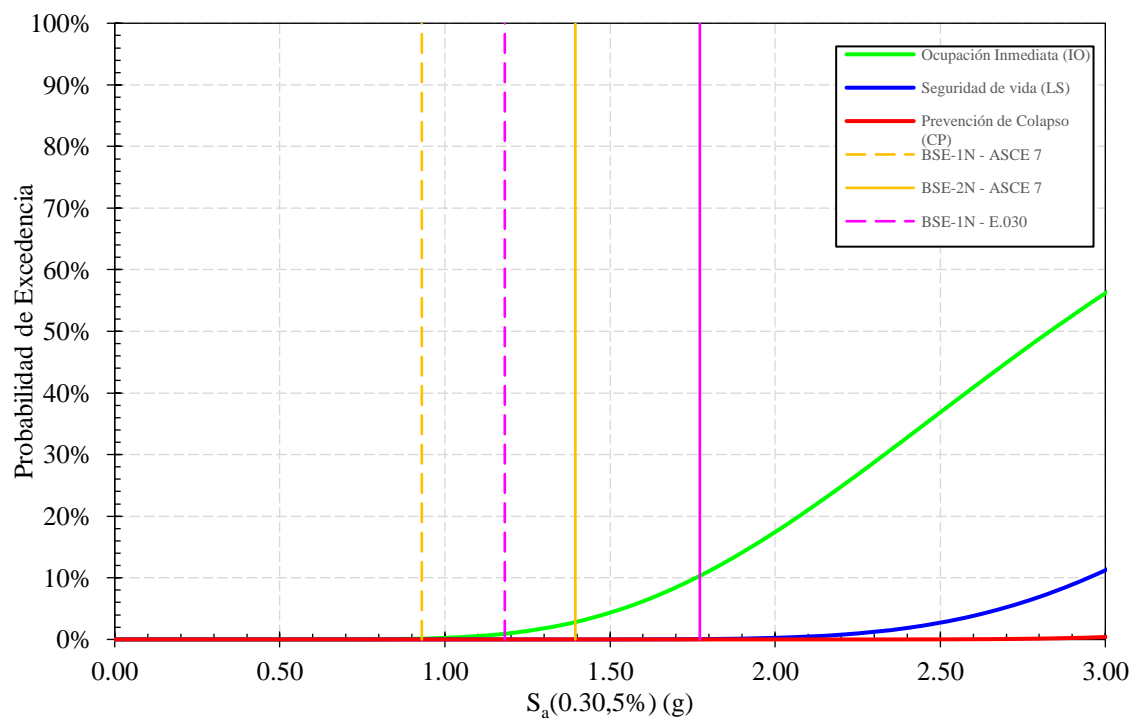
años, $T_r = 2475$ años) una probabilidad del 6% de encontrarse en un nivel de desempeño de Seguridad y Vida y un 94% de probabilidad de encontrarse en un nivel de Ocupación Inmediata.

Para el Tanque MO, evaluando las ordenadas correspondientes a los niveles de peligro BSE-1N y BSE-2N para la norma ASCE 7 y la norma E.030 en la Figura 4.29, tenemos que.

- De acuerdo a las demandas del espectro determinado en base a la norma ASCE 7, para un nivel de peligro BSE-1N (10% / 50 años , $T_r = 475$ años) la estructura tiene una probabilidad del 100% de encontrarse en el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata y para un nivel de peligro de BSE-2N (2% / 50 años, $T_r = 2475$ años) una probabilidad del 2.5% de encontrarse en un nivel de desempeño de Seguridad y Vida y un 97.5% de probabilidad de encontrarse en un nivel de desempeño de Seguridad y Vida y un 97.5% de probabilidad de encontrarse en un nivel de Ocupación Inmediata.

Figura 4.32

Curva de Fragilidad del Tanque Elevado MO vs Demandas Normativas.



Nota. Elaboración propia.

- De acuerdo a las demandas del espectro de la norma E.030, para un nivel de peligro BSE-1N (10% / 50 años , $T_r = 475$ años) la estructura tiene una probabilidad del 99% de encontrarse en el nivel de desempeño de Ocupación Inmediata y para un nivel de peligro de BSE-2N (2% / 50 años, $T_r = 2475$ años) una probabilidad del 10% de encontrarse en un nivel de desempeño de Seguridad y Vida y un 90% de probabilidad de encontrarse en un nivel de Ocupación Inmediata.

4.2. COMPROBACIÓN DE HIPÓTESIS

4.2.1. Discusión Hipótesis Principal

El desempeño de los tanques elevados de la I.E. Mariscal Cáceres y la I.E. Manuel A. Odria ubicados en el distrito de Ciudad Nueva evaluado mediante un análisis incremental dinámico considerando la interacción fluido-estructura y suelo-estructura cumple con el nivel de uso esencial de acuerdo a la Norma E.030 y con el Nivel de Riesgo IV de acuerdo a las ASCE 7, sin embargo estudiando los mecanismos de colapso se encuentra, fallas por corte debido a una capacidad menor a la del cortante por capacidad y sistemas donde se tiene mayor concentración de daño en columnas que en vigas.

4.2.2. Discusión Hipótesis Secundaria

Respecto a la Hipótesis 1: El desempeño de los tanques elevados cumple con los objetivos de desempeño de la norma ASCE 41-17, más no cumple con el límite de derivas requerido por la norma E.030 para un nivel de peligro igual al 2% de la probabilidad de excedencia en 50 años con un periodo de retorno de 2475 años.

Respecto a la Hipótesis 2: Para el acero de refuerzo de utilizo el modelo de T. J. Mander & Matamoros (2019) para el acero en tracción, Dodd & Restrepo-Posada (1995) para el modelo en compresión sin pandeo y el de Akkaya et al. (2019) para el modelo en compresión incluyendo el

pandeo longitudinal de las barras. Para el concreto confinado y no confinado en compresión se utilizó el modelo de J. B. Mander et al., (1988) y el modelo de Restrepo et al. (2015) para el concreto en tracción. El modelo hidrodinámico del agua se basó en las formulaciones de Hernández Barrios (2018) y el modelo de interacción suelo-estructura se basó en el reporte NIST GCR 12-917-21 (NIST, 2012).

Respecto a la Hipótesis 3: Para la aplicación del análisis incremental dinámico a los tanques elevados se aplica el capítulo 4 del reporte FEMA P58 (Federal Emergency Management Agency, 2018) para la determinación de peligros sísmicos para evaluaciones basadas en el tiempo. Adicionalmente se aplican las recomendaciones propuestas por Vamvatsikos & Cornell (2004).

CAPÍTULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. CONCLUSIONES

De la evaluación del desempeño sísmico mediante el análisis incremental dinámico se concluye que el Tanque Elevado de la I.E. Mariscal Cáceres y el de la I.E. Manuel A. Odria, cumplen satisfactoriamente con los objetivos de desempeño que requiere su categoría de uso (Edificación Esencial según Norma E.030) y nivel de riesgo (Riesgo IV según norma ASCE 7). En este sentido se tiene que para los Sismos de Seguridad Básica (BSE-1N y BSE-2N) tienen una probabilidad de al menos el 99% de encontrarse en un nivel de desempeño de Ocupación Inmediata ante una demanda del 2% en 50 años y una probabilidad de al menos el 90% ante una demanda del 10% en 50 años. Sin embargo en cuanto a los mecanismos que controlan el colapso de los mismos se tienen modos de falla frágil, como la pérdida de capacidad de soportar esfuerzos de corte para las vigas del T.E. de la I.E. Mariscal Cáceres y la alta concentración de esfuerzos en columnas del T.E. de la I.E. Manuel A. Odria.

Según los requerimientos determinados para la norma americana ASCE 7 y ASCE 41 se concluye se cumplen con los objetivos de desempeño normativos, más para la norma peruana E.030 no se cumplen con los desplazamiento laterales máximos establecidos en su Art. 32, ya que para el espectro normativo, para la zona de estudio, las derivas máximas de entrepiso superan el límite de 0.007 para estructuras de concreto armado, alcanzando derivas de hasta 0.0135 con un 50% de nivel de confianza y de 0.0156 con un 84% de nivel de confianza para el T.E. de la I.E. Mariscal Cáceres; y de 0.0096 con un 50% de nivel de confianza y de 0.0145 con un 84% de nivel de confianza para el T.E. de la I.E. Manuel A. Odria.

De la revisión documental realizada se concluye que los modelos utilizados cumplen satisfactoriamente el objetivo de aplicar el análisis incremental dinámico en las estructuras de Tanque Elevado, además de proporcionar utilidad metodológica y práctica al ser modelos basados en investigaciones recientes, tales como el modelo de T. J. Mander & Matamoros (2019) para el acero en tracción, el modelo de Akkaya et al. (2019) para el acero de refuerzo en compresión incluyendo el pandeo longitudinal de las barras, el modelo hidrodinámico simplificado propuesto por Hernández Barrios (2018) y las recomendaciones para la inclusión de la interacción suelo estructura en edificaciones del reporte NIST GCR 12-917-21 (NIST, 2012).

La aplicación del análisis incremental dinámico no es una práctica común en la práctica ingenieril, por lo tanto es importante el apoyo en metodologías de evaluación recientes, tal como las que plantea reporte FEMA P58 para la determinación de peligros sísmicos en evaluaciones basadas en el tiempo.

5.2. RECOMENDACIONES

Se recomienda a los futuros tesisistas generar investigaciones que apliquen procedimientos que se basen en la evaluación probabilista del desempeño estructural y en el análisis no lineal de estructuras, ya que se volverá práctica común conforme el diseño sísmico basado en desempeño se difunda en nuestro medio.

Se sugiere realizar futuras investigaciones acerca de cómo influye la inclusión de la interacción fluido-estructura o suelo-estructura en la respuesta de distintas tipologías de estructuras.

De acuerdo a la evaluación del desempeño del tanque elevado de la I.E. Mariscal Cáceres, se recomienda realizar una verificación exhaustiva de la capacidad por corte en vigas y columnas, mediante los métodos expuestos en la presente investigación o métodos análogos.

De acuerdo a la evaluación del desempeño del tanque elevado de la I.E. Manuel A. Odria, se recomienda indagar más sobre la verificación de mecanismos de falla en el rango no lineal, de modo que se garantice la protección de las columnas frente a las demandas sísmicas.

Se recomienda estudiar mediante ensayos experimentales el comportamiento en el rango no lineal de columnas en L y T, ya que su utilización es amplia en el ámbito constructivo nacional. Asimismo, se recomienda el uso de extensivo de ensayos cíclicos para la calibración de los modelos estructurales que sean motivo de investigaciones científicas.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI Committee 350. (2021). Code Requirements for Seismic Analysis and Design of Liquid-Containing Concrete Structures (ACI 350.3-20) and Commentary. En *American Concrete Institute*.
- Aguiar, R. (2003). *Análisis Sísmico por Desempeño*.
- Akkaya, Y., Guner, S., & Vecchio, F. J. (2019). Constitutive model for inelastic buckling behavior of reinforcing bars. *ACI Structural Journal*, 116(2), 195–204. <https://doi.org/10.14359/51711143>
- Alva Hurtado, J. E., Ortiz Salas, C. E., & Huanacuni Quispe, D. L. (2015). Caracterización dinámica de los suelos en la ciudad de Tacna. *Congreso Nacional de Ingeniería Civil 2015, Huaraz, Peru*, 1–8.
- Alva Hurtado, J. E., Ortiz Salas, C. E., & Soto, J. (2020). Seismic amplification in Tacna-Peru, using seismic motion data and arrangements of microtremor. *17th World Conference on Earthquake Engineering*, 1–12.
- Antoniou, S., & Pinho, R. (2018). Nonlinear Seismic Analysis of Framed Structures: Recent Developments. *Engineering Dynamics and Vibrations*, 268–301. <https://doi.org/10.1201/9781315119908-8>
- ASCE. (2010). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. ASCE/SEI 7-10.
- ASCE. (2017a). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. ASCE/SEI 7-16.
- ASCE. (2017b). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. ASCE/SEI 41-17.
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building*.
- Baker, J. W. (2015). Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis. *Earthquake Spectra*, 31(1), 579–599. <https://doi.org/10.1193/021113EQS025M>
- Berry, M. P., & Eberhard, M. O. (2008). Performance Modeling Strategies for Modern Reinforced Concrete Bridge Columns. En *PEER Report 2007/07* (Número April).
- Bonett Díaz, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada*. [Universitat Politècnica de Catalunya]. <https://doi.org/10.5821/dissertation-2117-93542>
- Chacón Álvarez, R., & Paz Fuentes, I. A. (2016). *Análisis de desempeño sísmico de los edificios*

- escolares típicos 780 post 97 de la costa peruana*. Pontificia Universidad Católica dle Perú.
- Copa Pineda, F., & Gonzales Salas, E. (1999). Modelo para la Interacción Líquido-Estructura en Forma Espacial. *Instituto de la Construcción y Gerencia*, 1, 4.
- De Nicolo, B., Pani, L., & Pozzo, E. (1994). Strain of concrete at peak compressive stress for a wide range of compressive strengths. *Materials and Structures*, 27(4), 206–210. <https://doi.org/10.1007/BF02473034>
- Deger, Z. T., & Basdogan, C. (2021). Empirical equations for shear strength of conventional reinforced concrete shear walls. *ACI Structural Journal*, 118(2), 61–71. <https://doi.org/10.14359/51728177>
- Dodd, L. L., & Restrepo-Posada, J. I. (1995). Model for Predicting Cyclic Behavior of Reinforcing Steel. *Journal of Structural Engineering*, 121(3), 433–445. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1995\)121:3\(433\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1995)121:3(433))
- Estrella, X., Guindos, P., & Almazán, J. L. (2019). Ground motions for FEMA P-695 application in subduction zones. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 16(9), 1–19. <https://doi.org/10.1590/1679-78255848>
- Federal Emergency Management Agency. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. FEMA 356 (Número November 2000).
- Federal Emergency Management Agency. (2018). *Seismic Performance Assessment of Buildings, Volume 1 - Methodology*. FEMA P58-1 (Vol. 1, Número December 2018).
- Federal Emergency Management Agency. (2020). *A Practical Guide to Soil-Structure Interaction*. FEMA P2091 (Número December 2020).
- Gálvez, V. (2011). *Evaluación del desempeño sismorresistente usando análisis no lineal en el tiempo*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Gazetas, G. (1991). Foundation Vibrations. En *Foundation Engineering Handbook* (pp. 553–593). Springer US. https://doi.org/10.1007/978-1-4615-3928-5_15
- Graham, E. W., & Rodriguez, A. M. (1952). The Characteristics of Fuel Motion Which Affect Airplane Dynamics. *Journal of Applied Mechanics*, 19(3), 381–388.
- Graizer, V., & Kalkan, E. (2009). Prediction of spectral acceleration response ordinates based on PGA attenuation. *Earthquake Spectra*, 25(1), 39–69. <https://doi.org/10.1193/1.3043904>
- Haroun, M. A. (1983). Vibration Studies and Tests of Liquid Storage Tanks. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 11(2), 179–206.

<https://doi.org/10.1002/eqe.4290110204>

- Hernández Barrios, H. (2018). Respuesta Sísmica de Tanques Elevados tipo Péndulo Invertido. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 22(99), 1–22. <https://doi.org/10.18867/ris.99.533>
- Hoskins, L. M., & Jacobsen, L. S. (1934). Water Pressure in a Tank Caused by a Simulated Earthquake. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 24(1), 1–32.
- Housner, G. W. (1954). *Earthquake Pressures on Fluid Containers*.
- Housner, G. W. (1957). Dynamic Pressures on Accelerated Fluid Containers. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 47(1), 15–35.
- Housner, G. W. (1963). The Dynamic Behavior of Water Tanks. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 53(2), 381–387.
- Huaranga, P. (2015). *Evaluación de Respuesta Sísmica No Lineal de Reservorios Elevados tipo Intze*.
- Husid, R. (1969). Características de Terremotos. Análisis general. *Revista IDIEM*, 8(1), 21–40.
- Kalkan, E., & Chopra, A. K. (2010). Practical guidelines to select and scale earthquake records for nonlinear response history analysis of structures. *US Geological Survey Open-File Report*, 1–113.
- Karthik, M. M., & Mander, J. B. (2011). Stress-Block Parameters for Unconfined and Confined Concrete Based on a Unified Stress-Strain Model. *Journal of Structural Engineering*, 137(2), 270–273. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0000294](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0000294)
- Kausel, E. (2010). Early history of soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(9), 822–832. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.11.001>
- Krawinkler, H., & Miranda, E. (2004). Performance-Based Earthquake Engineering. En *Earthquake Engineering. From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering* (pp. 560–635).
- Kunnath, S. K., Reinhorn, a. M., & Lobo, R. F. (1992). *IDARC Version 3.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures. Technical Report NCEER-92-0022*.
- Kuroiwa, J. (2016). Manual para la reducción de riesgos sísmicos de viviendas en el Perú. En *Ministerio De Vivienda, Construcción Y Saneamiento* (p. 112).
- La Contraloría General de la República. (2022). *INFOBRAS: Sistema de Información de Obras Públicas*. <https://apps.contraloria.gob.pe/ciudadano/>

- Livaoglu, R. (2013). Soil interaction effects on sloshing response of the elevated tanks. *Geomechanics and Engineering*, 5(4), 283–297. <https://doi.org/10.12989/gae.2013.5.4.283>
- Livaoglu, R., & Dogangün, A. (2005). Seismic evaluation of fluid-elevated tank-foundation/soil systems in frequency domain. *Structural Engineering and Mechanics*, 21(1), 101–119. <https://doi.org/10.12989/sem.2005.21.1.101>
- Livaoglu, R., & Dogangün, A. (2006). Simplified seismic analysis procedures for elevated tanks considering fluid-structure-soil interaction. *Journal of Fluids and Structures*, 22(3), 421–439. <https://doi.org/10.1016/j.jfluidstructs.2005.12.004>
- Livaoglu, R., & Dogangün, A. (2008). Sloshing response of the cylindrical elevated tanks with frame staging system on different soil conditions. En *Flow Induced Vibration* (Número June 2008).
- Loa, G., Muñoz, A., & Santa-Cruz, S. (2021). Life-cycle cost analysis for an incremental seismic rehabilitation project. *Earthquake Spectra*, 37(4), 2840–2856. <https://doi.org/10.1177/87552930211024672>
- Ma, J., Ning, C.-L., & Li, B. (2020). Peak Shear Strength of Flanged Reinforced Concrete Squat Walls. *Journal of Structural Engineering*, 146(4), 1–11. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)st.1943-541x.0002575](https://doi.org/10.1061/(asce)st.1943-541x.0002575)
- Mander, J. B. (1983). *Seismic Design of Bridge Piers*. University of Canterbury.
- Mander, J. B., Priestley, M. J. N., & Park, R. (1988). Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826. [https://doi.org/https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1988)114:8(1804))
- Mander, T. J., & Matamoros, A. B. (2019). Constitutive Modeling and Overstrength Factors for Reinforcing Steel. *ACI Structural Journal*, 116(3), 219–232. <https://doi.org/10.14359/51713320>
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2009). Norma Técnica E.060 Concreto Armado. En *Reglamento Nacional de Edificaciones*. El Peruano.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2018). Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente. En *Reglamento Nacional de Edificaciones* (pp. 1–32). El Peruano.
- Moehle, J., & Deierlein, G. G. (2004). A framework methodology for performance-based earthquake engineering. *13Th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Mylonakis, G., Nikolaou, S., & Gazetas, G. (2006). Footings under seismic loading: Analysis and

- design issues with emphasis on bridge foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(9), 824–853. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2005.12.005>
- NIST. (2010a). Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors. En *NIST GCR 10-917-8*.
- NIST. (2010b). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design. A Guide for Practicing Engineers. En *NIST GCR 10-917-5*.
- NIST. (2012). Soil-Structure Interaction for Building Structures. En *NIST GCR 12-917-21* (Vol. 12).
- NIST. (2013). Nonlinear Analysis Research and Development Program for Performance Based Seismic Engineering. En *NIST GCR 14-917-27*.
- NIST. (2017a). Guidelines for Nonlinear Structural Analysis for Design of Buildings; Part IIb – Reinforced Concrete Moment Frames. *NIST GCR 17-917-46v3*, 135. <https://doi.org/10.6028/NIST.GCR.17-917-46v2>
- NIST. (2017b). Recommended modeling parameters and acceptance criteria for nonlinear analysis in support of seismic evaluation, retrofit, and design. En *NIST GCR 17-917-45*.
- Ortiz Salas, C. E. (2011). *Determinación del Peligro Sísmico de la Región de Tacna*. Universidad Privada de Tacna.
- Ou, Y. C., & Truong, A. N. (2018). Cyclic behavior of reinforced concrete L- and T-columns retrofitted from rectangular columns. *Engineering Structures*, 177(August), 147–159. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.09.012>
- Pais, A., & Kausel, E. (1988). Approximate Formulas for Dynamic Stiffnesses of Rigid Foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 7(4), 213–227. [https://doi.org/10.1016/S0267-7261\(88\)80005-8](https://doi.org/10.1016/S0267-7261(88)80005-8)
- Park, R., & Paulay, T. (1983). *Estructuras de Concreto Reforzado* (2da reimpr). Editorial Limusa.
- Park, Y., & Ang, A. H. -S. (1985). Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering*, 111(4), 722–739. [https://doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9445\(1985\)111:4\(722\)](https://doi.org/10.1061/(asce)0733-9445(1985)111:4(722))
- Paulay, T., & Priestly, M. J. N. (1992). Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. En *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering* (Vol. 25, Número 4). John Wiley & Sons, Inc. <https://doi.org/10.1002/9780470172841>
- Paultre, P., & Légeron, F. (2008). Confinement Reinforcement Design for Reinforced Concrete

- Columns. *Journal of Structural Engineering*, May, 738–749.
- PEER. (2017). Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings V2.03. En *Pacific Earthquake Engineering Center Report 2017/06* (Número May).
- Pham, T. P., & Li, B. (2015). Seismic performance assessment of L-shaped reinforced concrete columns. *ACI Structural Journal*, 112(6), 667–678. <https://doi.org/10.14359/51688053>
- Porter, K. A. (2003). An Overview of PEER's Performance-Based Earthquake Engineering Methodology. *Ninth International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering*.
- Powell, G. H., & Allahabadi, R. (1988). Seismic damage prediction by deterministic methods: Concepts and procedures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 16(5), 719–734. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290160507>
- Restrepo, J. I., Rodríguez, M. E., & Torres Matos, M. (2015). Evaluación de la Rigidez Lateral Efectiva de Columnas de Concreto Reforzado. En *Instituto de Ingeniería UNAM* (Número Septiembre). Universidad Nacional Autónoma de México.
- Rodelo, R., Rodríguez, M. E., & Restrepo, J. (2020). Parámetros Relevantes De La Curva Esfuerzo-Deformación En Compresión De Concretos No Confinados Producidos En México. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 36(103), 18–36. <https://doi.org/10.18867/ris.103.534>
- Rodríguez, M. E. (2019). *Elementos de Concreto. Apuntes de Posgrado de Ingeniería UNAM* (pp. 1–26).
- Roncal Castro, M. A. (2017). *Determinación del peligro sísmico en el territorio nacional y elaboración del aplicativo web*. Universidad Nacional de Ingeniería.
- Saruddin, S. N. A., & Nazri, F. M. (2015). Fragility curves for low- and mid-rise buildings in Malaysia. *Procedia Engineering*, 125, 873–878. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2015.11.056>
- Satyarno, I. (2000). Adaptive Pushover Analysis For The Seismic Assessment Of Older Reinforced Concrete Buildings. *University of Canterbury*.
- SEAOC. (1995). *Performance Based Seismic Engineering of Building*.
- Sharifi, A., Banan, M. R., & Banan, M. R. (2012). A strain-consistent approach for determination of bounds of ductility damage index for different performance levels for seismic design of RC frame members. *Engineering Structures*, 37, 143–151. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.12.025>

- Sinha, R., & Shiradhonkar, S. R. (2012). Seismic Damage Index for Classification of Structural Damage - Closing the Loop. *15th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Soroushnia, S., Tafreshi, S. T., Omidinasab, F., Beheshtian, N., & Soroushnia, S. (2011). Seismic performance of RC elevated water tanks with frame staging and exhibition damage pattern. *Procedia Engineering*, *14*, 3076–3087. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.387>
- Stewart, J. P., Seed, R. B., & Fenves, G. L. (1999). Seismic Soil-Structure Interaction in Buildings. II: Empirical Findings. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *125*(1), 38–48. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(1999\)125:1\(38\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(1999)125:1(38))
- Trifunac, M. D., & Brady, A. G. (1975). A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, *65*(3), 581–626. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(76\)90487-3](https://doi.org/10.1016/0148-9062(76)90487-3)
- Vamvatsikos, D., & Allin Cornell, C. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, *31*(3), 491–514. <https://doi.org/10.1002/eqe.141>
- Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (2004). Applied incremental dynamic analysis. *Earthquake Spectra*, *20*(2), 523–553. <https://doi.org/10.1193/1.1737737>
- Velásquez, J., & Blondet, M. (2005). Estimacion De Pérdidas Sísmicas Mediante Curvas De Fragilidad. *ResearchGate, January*.
- Wang, T., Liu, X., & Zhao, H. (2014). Experimental study of the seismic performance of L-shaped columns with 500 MPa steel bars. En *Scientific World Journal* (Vol. 2014). <https://doi.org/10.1155/2014/105826>
- Wayghan, A. R. T., & Sadeghian, V. (2022). Shear Hinge Model for Analysis of Reinforced Concrete Columns. *ACI Structural Journal*, *119*(3), 321–326. <https://doi.org/10.14359/51734499>
- Yang, T. Y. (2013). Assessing seismic risks for new and existing buildings using performance-based earthquake engineering (PBEE) methodology. *Handbook of Seismic Risk Analysis and Management of Civil Infrastructure Systems*, 307–333. <https://doi.org/10.1533/9780857098986.3.307>
- Zhao, X., Wu, Y. F., Leung, A. Y., & Lam, H. F. (2011). Plastic hinge length in reinforced concrete flexural members. *Procedia Engineering*, *14*, 1266–1274. <https://doi.org/10.1016/j.proeng.2011.07.159>

Anexo A. Matriz de Consistencia

Tabla A1

Matriz de Consistencia: “Evaluación del Desempeño Sísmico mediante Análisis IDA, considerando Interacción Fluido - Estructura de Tanques Elevados de Concreto Armado para Almacenamiento de Agua en el distrito Ciudad Nueva - Tacna”.

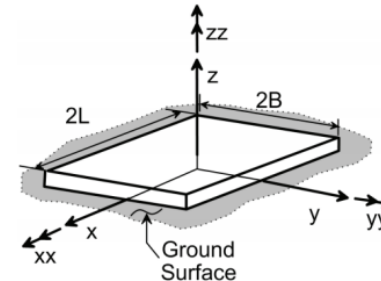
Problema	Objetivos	Hipótesis	Operacionalización		
			Variables	Indicadores	Metodología, Técnicas e Instrumentos
<p>Problema Principal: ¿Cuál es el desempeño sísmico de los tanques elevados de concreto armado en el distrito Ciudad Nueva – Tacna aplicando análisis incremental dinámico considerando la interacción fluido-estructura y suelo-estructura?</p> <p>Problemas Secundarios: P1.- ¿Cumple el desempeño sísmico de los tanques elevados en el distrito de Ciudad Nueva-Tacna con los objetivos de desempeño de acuerdo a la normativa peruana y americana? P2.- ¿Cuáles son los modelos constitutivos de los materiales, modelo hidrodinámico del agua y modelo de interacción suelo-estructura empleados en el análisis no lineal de tanques elevados? P3.- ¿Cómo realizar un análisis no lineal incremental dinámico en tanques elevados de concreto armado mediante la metodología propuesta por el FEMA P58?</p>	<p>Objetivo Principal: Determinar el desempeño sísmico de los tanques elevados de concreto armado en el distrito Ciudad Nueva – Tacna aplicando análisis incremental dinámico considerando la interacción fluido-estructura y suelo-estructura.</p> <p>Objetivos Secundarios: O1.- Verificar el cumplimiento de los objetivos de desempeño de los tanques elevados en el distrito de Ciudad Nueva-Tacna de acuerdo a la normativa peruana y americana. O2.- Determinar los modelos constitutivos de los materiales, modelo hidrodinámico del agua y modelo de interacción suelo-estructura adecuados para realizar análisis no lineales en tanques elevados. O3.- Realizar un análisis no lineal incremental dinámico en tanques elevados de concreto armado mediante la metodología propuesta por el FEMA P58.</p>	<p>Hipótesis Principal: El desempeño de los tanques elevados de concreto armado en el distrito de Ciudad Nueva evaluado mediante un análisis incremental dinámico considerando la interacción fluido-estructura y suelo-estructura es adecuado para edificaciones con su categoría de uso.</p> <p>Hipótesis Secundarias: H1.- El desempeño sísmico de los tanques elevados en el distrito de Ciudad Nueva-Tacna cumple con los objetivos de desempeño de acuerdo a la normativa peruana y americana. H2.- Los modelos constitutivos de los materiales, modelo hidrodinámico del agua y modelo de interacción suelo-estructura definidos son adecuados para realizar análisis no lineales a tanques elevados. H3.- Se realiza un análisis no lineal incremental dinámico en tanques elevados de concreto armado mediante la metodología propuesta por el FEMA P58.</p>	<p>Variable Independiente: Análisis Incremental Dinámico (Cuantitativa)</p> <p>Variable Dependiente: Desempeño Estructural (Cuantitativa)</p>	<p>Aceleración Espectral (g)</p> <p>Deriva Máxima de Entrepisos (mm/mm)</p> <p>Ocupación Inmediata (IO)</p> <p>Seguridad de Vida (LS)</p> <p>Prevención de Colapso (CP)</p>	<p>Tipo de Investigación: Aplicada</p> <p>Diseño de Investigación: Cuantitativa del tipo Experimental</p> <p>Población: Tanques elevados en el distrito de Ciudad Nueva-Tacna.</p> <p>Muestra: Tanque elevado de I.E. Mariscal Cáceres e I.E. Manuel A. Odria.</p> <p>Recolección de Datos Técnicas: Revisión Documental</p> <p>Instrumentos: Revistas digitales Repositorios Documentos técnicos Programa de cálculo estructural SAP2000.</p>

Anexo B. Funciones de Impedancia para modelo Interacción Suelo Estructura.

Tabla B1

Soluciones elásticas para la rigidez estática de zapatas rígidas en la superficie del terreno.

Degree of Freedom	Pais and Kausel (1988)	Gazetas (1991); Mylonakis et al. (2006)
Translation along z-axis	$K_{z, sur} = \frac{GB}{1-\nu} \left[3.1 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.75} + 1.6 \right]$	$K_{z, sur} = \frac{2GL}{1-\nu} \left[0.73 + 1.54 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.75} \right]$
Translation along y-axis	$K_{y, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 0.8 \left(\frac{L}{B} \right) + 1.6 \right]$	$K_{y, sur} = \frac{2GL}{2-\nu} \left[2 + 2.5 \left(\frac{B}{L} \right)^{0.85} \right]$
Translation along x-axis	$K_{x, sur} = \frac{GB}{2-\nu} \left[6.8 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.65} + 2.4 \right]$	$K_{x, sur} = K_{y, sur} - \frac{0.2}{0.75-\nu} GL \left(1 - \frac{B}{L} \right)$
Torsion about z-axis	$K_{z, sur} = GB^3 \left[4.25 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.45} + 4.06 \right]$	$K_{z, sur} = GJ_t^{0.75} \left[4 + 11 \left(1 - \frac{B}{L} \right)^{10} \right]$
Rocking about y-axis	$K_{yy, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.73 \left(\frac{L}{B} \right)^{2.4} + 0.27 \right]$	$K_{yy, sur} = \frac{G}{1-\nu} (I_y)^{0.75} \left[3 \left(\frac{L}{B} \right)^{0.15} \right]$
Rocking about x-axis	$K_{xx, sur} = \frac{GB^3}{1-\nu} \left[3.2 \left(\frac{L}{B} \right) + 0.8 \right]$	$K_{xx, sur} = \frac{G}{1-\nu} (I_x)^{0.75} \left(\frac{L}{B} \right)^{0.25} \left[2.4 + 0.5 \left(\frac{B}{L} \right) \right]$
Notes:	<p>Axes should be oriented such that $L \geq B$. I_i = area moment of inertia of soil-foundation contact, <i>i</i> denotes which axis to take the surface around. $J_t = I_x + I_y$, polar moment of inertia of soil-foundation contact surface. G = shear modulus (reduced for large strain effects, e.g., Table 2-1).</p>	



Nota. Reproducido de NIST, 2012.

Tabla B2

Factores de corrección de empotramiento para la rigidez estática de zapatas rígidas.

Degree of Freedom	Pais and Kausel (1988)	Gazetas (1991); Mylonakis et al. (2006)
Translation along z-axis	$\eta_z = \left[1.0 + \left(0.25 + \frac{0.25}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$	$\eta_z = \left[1 + \frac{D}{21B} \left(1 + 1.3 \frac{B}{L} \right) \right] \left[1 + 0.2 \left(\frac{A_w}{4BL} \right)^{2/3} \right]$
Translation along y-axis	$\eta_y = \left[1.0 + \left(0.33 + \frac{1.34}{1+L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.8} \right]$	$\eta_y = \left(1 + 0.15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right) \left[1 + 0.52 \left(\frac{z_w A_w}{BL^2} \right)^{0.4} \right]$
Translation along x-axis	$\eta_x \approx \eta_y$	Same equation as for η_y , but A_w term changes for $B \neq L$
Torsion about z-axis	$\eta_{zz} = \left[1 + \left(1.3 + \frac{1.32}{L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^{0.9} \right]$	$\eta_{zz} = 1 + 1.4 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0.9}$
Rocking about y-axis	$\eta_{yy} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + (L/B)^4} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$	$\eta_{yy} = 1 + 0.92 \left(\frac{d_w}{B} \right)^{0.6} \left[1.5 + \left(\frac{d_w}{D} \right)^{1.9} \left(\frac{B}{L} \right)^{-0.6} \right]$
Rocking about x-axis	$\eta_{xx} = \left[1.0 + \frac{D}{B} + \left(\frac{1.6}{0.35 + L/B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^2 \right]$	$\eta_{xx} = 1 + 1.26 \frac{d_w}{B} \left[1 + \frac{d_w}{B} \left(\frac{d_w}{D} \right)^{-0.2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$

Notes:

d_w = height of effective side wall contact (may be less than total foundation height)

z_w = depth to centroid of effective sidewall contact

A_w = sidewall-solid contact area, for constant effective contact height, d_w , along perimeter.

For each degree of freedom, calculate $K_{emb} = \eta K_{sur}$

Coupling Terms: $K_{emb,rx} = \left(\frac{D}{3} \right) K_{emb,x}$

$K_{emb,ry} = \left(\frac{D}{3} \right) K_{emb,y}$

The diagram shows a cross-section of a foundation with a total height D . A shaded region represents the effective side wall contact area, with a height d_w . The depth to the centroid of this contact area is labeled z_w . An upward arrow indicates the direction of the applied load.

Nota. Reproducido de NIST, 2012.

Tabla B3

Modificadores de rigidez dinámica y relaciones de amortiguación de la radiación para zapatas rígidas.

Degree of Freedom	Surface Stiffness Modifiers	Radiation Damping
Translation along z-axis	$\alpha_z = 1.0 - \left[\frac{\left(0.4 + \frac{0.2}{L/B}\right) a_0^2}{\left(\frac{10}{1+3(L/B-1)}\right) + a_0^2} \right]$	$\beta_z = \left[\frac{4\psi(L/B)}{(K_{z,sur}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Translation along y-axis	$\alpha_y = 1.0$	$\beta_y = \left[\frac{4(L/B)}{(K_{y,sur}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Translation along x-axis	$\alpha_x = 1.0$	$\beta_x = \left[\frac{4(L/B)}{(K_{x,sur}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsion about z-axis	$\alpha_{zz} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.33 - 0.03\sqrt{L/B-1}\right) a_0^2}{\left(\frac{0.8}{1+0.33(L/B-1)}\right) + a_0^2} \right]$	$\beta_{zz} = \left[\frac{(4/3)\left[(L/B)^3 + (L/B)\right] a_0^2}{(K_{zz,sur}/GB^3) \left[\left(\frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.7}}\right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{zz}} \right]$
Rocking about y-axis	$\alpha_{yy} = 1.0 - \left[\frac{0.55a_0^2}{\left(0.6 + \frac{1.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2} \right]$	$\beta_{yy} = \left[\frac{(4\psi/3)(L/B)^3 a_0^2}{\left(\frac{K_{yy,sur}}{GB^3}\right) \left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)}\right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$
Rocking about x-axis	$\alpha_{xx} = 1.0 - \left[\frac{\left(0.55 + 0.01\sqrt{L/B-1}\right) a_0^2}{\left(2.4 - \frac{0.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2} \right]$	$\beta_{xx} = \left[\frac{(4\psi/3)(L/B) a_0^2}{(K_{xx,sur}/GB^3) \left[\left(2.2 - \frac{0.4}{(L/B)^3}\right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$
Notes:	Orient axes such that $L \geq B$. Soil hysteretic damping, β_s , is additive to foundation radiation damping, β . $a_0 = \omega B / V_s$; $\psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)}$; $\psi \leq 2.5$	

Nota. Reproducido de NIST, 2012.

Tabla B4

Modificadores de rigidez dinámica y relaciones de amortiguación de la radiación para zapatas empotradas.

Degree of Freedom	Radiation Damping
Translation along z-axis	$\beta_z = \left[\frac{4[\psi(L/B) + (D/B)(1+L/B)]}{(K_{z,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_z} \right]$
Translation along y-axis	$\beta_y = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(1+\psi L/B)]}{(K_{y,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_y} \right]$
Translation along x-axis	$\beta_x = \left[\frac{4[L/B + (D/B)(\psi + L/B)]}{(K_{x,emb}/GB)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_x} \right]$
Torsion about z-axis	$\beta_{\omega} = \left[\frac{(4/3) \left[3(L/B)(D/B) + \psi(L/B)^3(D/B) + 3(L/B)^2(D/B) + \psi(D/B) + (L/B)^3 + (L/B) \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{\omega,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.4}{1+3(L/B-1)^{0.7}} \right) + a_0^2 \right]} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{\omega}} \right]$
Rocking about y-axis	$\beta_{yy} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{L}{B} \right)^3 \left(\frac{D}{B} \right) + \psi \left(\frac{D}{B} \right)^3 \left(\frac{L}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right)^2 + \psi \left(\frac{L}{B} \right)^3 \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{yy,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]} + \frac{\left(\frac{4}{3} \right) \left(\frac{L}{B} + \psi \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{yy,emb}}{GB^3} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{yy}} \right]$
Rocking about x-axis	$\beta_{xx} = \left[\frac{(4/3) \left[\left(\frac{D}{B} \right) + \left(\frac{D}{B} \right)^3 + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3 + 3 \left(\frac{D}{B} \right) \left(\frac{L}{B} \right) + \psi \left(\frac{L}{B} \right) \right] a_0^2}{\left(\frac{K_{xx,emb}}{GB^3} \right) \left[\left(\frac{1.8}{1+1.75(L/B-1)} \right) + a_0^2 \right]} + \frac{\left(\frac{4}{3} \right) \left(\psi \frac{L}{B} + 1 \right) \left(\frac{D}{B} \right)^3}{\left(\frac{K_{xx,emb}}{GB^3} \right)} \right] \left[\frac{a_0}{2\alpha_{xx}} \right]$
Notes:	Soil hysteretic damping, β_s , is additive to foundation radiation damping, β . $\alpha_{emb} = \alpha_{sur}$; from Table 2-3a $a_0 = \omega B / V_s$; $\psi = \sqrt{2(1-\nu)/(1-2\nu)}$; $\psi \leq 2.5$

Nota. Reproducido de NIST, 2012.

Anexo C. Factores de Escala aplicados acelerogramas seleccionados

Tabla C4

Factores de escala para periodo $T=0.45s$ para 15 niveles de demanda, aplicados a acelerogramas seleccionados.

Cod.	Registro Sísmico	Sa T=0.45s	Factor de Escala para Sa (T=0.45 s)														
			Tr = 15	Tr = 68	Tr = 214	Tr = 532	Tr = 1163	Tr = 2326	Tr = 4348	Tr = 7692	2.0 G	3.0 G	4.0 G	5.0 G	6.0 G	7.0 G	8.0 G
			0.2063	0.3784	0.5577	0.7352	0.9084	1.0878	1.2594	1.4393	2.0000	3.0000	4.0000	5.0000	6.0000	7.0000	8.0000
1	Lima-1996	0.3741	0.5514	1.0114	1.4907	1.9652	2.4281	2.9076	3.3663	3.8472	5.3459	8.0189	10.6919	13.3648	16.0378	18.7107	21.3837
2	Huaraz-1970	0.1793	1.1503	2.1099	3.1097	4.0994	5.0652	6.0655	7.0223	8.0254	11.1518	16.7277	22.3036	27.8795	33.4554	39.0313	44.6072
3	Lima-1974	0.3625	0.5691	1.0439	1.5386	2.0283	2.5061	3.0010	3.4744	3.9707	5.5176	8.2764	11.0351	13.7939	16.5527	19.3115	22.0703
4	Las Colinas-2001	0.4261	0.4842	0.8881	1.3089	1.7255	2.1320	2.5531	2.9558	3.3781	4.6940	7.0411	9.3881	11.7351	14.0821	16.4291	18.7761
5	Arequipa-2001	0.7461	0.2765	0.5071	0.7474	0.9853	1.2175	1.4579	1.6879	1.9290	2.6804	4.0206	5.3609	6.7011	8.0413	9.3815	10.7217
6	Pisco-2007	1.0565	0.1953	0.3582	0.5279	0.6959	0.8598	1.0296	1.1920	1.3623	1.8930	2.8395	3.7860	4.7325	5.6789	6.6254	7.5719
7	Tocopilla-2007	0.6952	0.2967	0.5443	0.8022	1.0575	1.3066	1.5647	1.8115	2.0703	2.8768	4.3152	5.7535	7.1919	8.6303	10.0687	11.5071
8	Maule-2010	0.7589	0.2718	0.4986	0.7349	0.9688	1.1970	1.4334	1.6595	1.8966	2.6355	3.9532	5.2709	6.5887	7.9064	9.2241	10.5418
9	Tohoku-2011	0.8456	0.2440	0.4475	0.6595	0.8694	1.0742	1.2864	1.4893	1.7020	2.3651	3.5476	4.7302	5.9127	7.0953	8.2778	9.4604
10	Iquique-2014	2.1830	0.0945	0.1733	0.2555	0.3368	0.4161	0.4983	0.5769	0.6593	0.9162	1.3742	1.8323	2.2904	2.7485	3.2065	3.6646
11	Coquimbo-2015	1.0834	0.1904	0.3493	0.5148	0.6786	0.8385	1.0041	1.1625	1.3285	1.8460	2.7691	3.6921	4.6151	5.5381	6.4612	7.3842
12	Pedernales-2016	0.8817	0.2340	0.4292	0.6326	0.8339	1.0303	1.2338	1.4284	1.6325	2.2684	3.4026	4.5369	5.6711	6.8053	7.9395	9.0737

Nota. Elaboración propia.

Tabla C4

Factores de escala para periodo $T=0.45s$ para 15 niveles de demanda, aplicados a acelerogramas seleccionados.

Cod.	Registro Sísmico	Sa T=0.30s	Factor de Escala para Sa (T=0.30 s)														
			Tr = 19	Tr = 79	Tr = 235	Tr = 568	Tr = 1205	Tr = 2381	Tr = 4348	Tr = 7692	2.0 G	3.0 G	4.0 G	5.0 G	6.0 G	7.0 G	8.0 G
			0.2681	0.4634	0.6613	0.8608	1.0478	1.2520	1.4387	1.6371	2.0000	3.0000	4.0000	5.0000	6.0000	7.0000	8.0000
1	Lima-1996	0.5373	0.4990	0.8624	1.2307	1.6020	1.9500	2.3301	2.6775	3.0467	3.7221	5.5832	7.4443	9.3053	11.1664	13.0274	14.8885
2	Huaraz-1970	0.2395	1.1193	1.9347	2.7609	3.5938	4.3745	5.2270	6.0065	6.8348	8.3499	12.5248	16.6997	20.8746	25.0496	29.2245	33.3994
3	Lima-1974	0.4552	0.5889	1.0179	1.4526	1.8908	2.3016	2.7502	3.1603	3.5961	4.3932	6.5899	8.7865	10.9831	13.1797	15.3763	17.5729
4	Las Colinas-2001	0.7729	0.3469	0.5996	0.8556	1.1137	1.3557	1.6199	1.8614	2.1181	2.5877	3.8815	5.1753	6.4691	7.7630	9.0568	10.3506
5	Arequipa-2001	0.7271	0.3687	0.6374	0.9096	1.1840	1.4412	1.7220	1.9788	2.2517	2.7508	4.1262	5.5016	6.8770	8.2525	9.6279	11.0033
6	Pisco-2007	0.6696	0.4004	0.6921	0.9876	1.2856	1.5648	1.8698	2.1486	2.4449	2.9869	4.4804	5.9738	7.4673	8.9608	10.4542	11.9477
7	Tocopilla-2007	1.5353	0.1746	0.3018	0.4307	0.5607	0.6825	0.8155	0.9371	1.0663	1.3027	1.9540	2.6053	3.2566	3.9080	4.5593	5.2106
8	Maule-2010	0.8439	0.3177	0.5491	0.7836	1.0200	1.2416	1.4836	1.7048	1.9399	2.3699	3.5549	4.7399	5.9248	7.1098	8.2947	9.4797
9	Tohoku-2011	0.8516	0.3148	0.5442	0.7766	1.0108	1.2304	1.4702	1.6895	1.9224	2.3486	3.5229	4.6972	5.8715	7.0458	8.2201	9.3944
10	Iquique-2014	1.7525	0.1530	0.2644	0.3773	0.4912	0.5979	0.7144	0.8209	0.9341	1.1412	1.7118	2.2824	2.8530	3.4237	3.9943	4.5649
11	Coquimbo-2015	1.9833	0.1352	0.2337	0.3334	0.4340	0.5283	0.6313	0.7254	0.8255	1.0084	1.5126	2.0169	2.5211	3.0253	3.5295	4.0337
12	Pedernales-2016	0.9352	0.2867	0.4955	0.7071	0.9205	1.1204	1.3388	1.5384	1.7506	2.1386	3.2079	4.2773	5.3466	6.4159	7.4852	8.5545

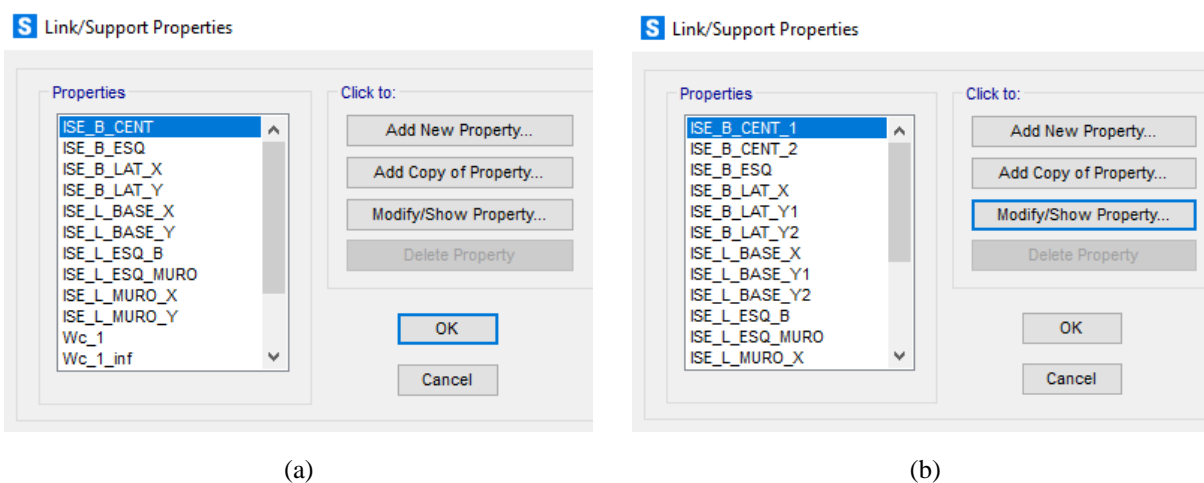
Nota. Elaboración propia.

Anexo D. Rigideces y Amortiguamiento dinámicos ingresados en SAP2000

En las Tablas D1, D2, D3 Y D4 se muestran los valores de rigidez y amortiguamiento dinámico necesario para definir las propiedades de los elementos *Link* en SAP2000. Como se puede observar se ha definido una cantidad importante de *Links* (ver en la Figura D1). Se determinan los valores de K y c para los 8 niveles de peligro inicialmente definidos y para niveles de demanda mayores a estos.

Figura D1

Definición de elementos Links para incorporación de interacción suelo estructura en los modelos.



Nota. (a) Elementos *Links* de modelo de Tanque Elevado MC, (b) Elementos *Links* en modelo de Tanque Elevado MO. Elaboración propia.

Tabla D1

Rigideces y Amortiguamiento dinámicos para Tanque MC ingresados en SAP2000 para $Tr = 15$ años, $Tr = 68$ años y $Tr = 214$ años.

Nombre de elemento Link	Tipo de Link	Dirección de K y c	Ubicación	Cant.	Tr = 15 años G/Gmax =0.89 / $\beta_s=0.022$			Tr = 68 años G/Gmax =0.77 / $\beta_s=0.022$			Tr = 214 años G/Gmax =0.65 / $\beta_s=0.022$			
					K	U1	U2	U3	U1	U2	U3	U1	U2	U3
ISE_B_CENT	Gap	Vertical	Interior del fondo de cimentación	16	K	9.647E+04			8.346E+04			7.045E+04		
					c	2.066E+03			1.946E+03			1.786E+03		
ISE_B_ESQ	Gap	Vertical	Esquinas del fondo de cimentación	2	K	5.771E+05			4.993E+05			4.215E+05		
					c	1.236E+04			1.164E+04			1.069E+04		
ISE_B_LAT_X	Gap	Vertical	Bordes de fondo de cimentación en X	8	K	6.843E+05			5.920E+05			4.997E+05		
					c	1.465E+04			1.380E+04			1.267E+04		
ISE_B_LAT_Y	Gap	Vertical	Bordes de fondo de cimentación en Y	8	K	6.843E+05			5.920E+05			4.997E+05		
					c	1.465E+04			1.380E+04			1.267E+04		
ISE_L_BASE_X	Linear	Horizontal	Bordes de fondo de cimentación en X	8	K		2.199E+05		1.903E+05			1.606E+05		
					c		3.209E+03		3.138E+03			2.977E+03		
ISE_L_BASE_Y	Linear	Horizontal	Bordes de fondo de cimentación en Y	8	K		2.199E+05		1.903E+05			1.606E+05		
					c		3.209E+03		3.138E+03			2.977E+03		
ISE_L_ESQ_B	Linear	Horizontal	Esquinas del fondo de cimentación	4	K	2.199E+05	2.199E+05		1.903E+05	1.903E+05		1.606E+05	1.606E+05	
					c	3.209E+03	3.209E+03		3.138E+03	3.138E+03		2.977E+03	2.977E+03	
ISE_L_ESQ_MURO	Linear	Horizontal	Esquinas de muros de cisterna	8	K	3.182E+04	3.182E+04		2.753E+04	2.753E+04		2.324E+04	2.324E+04	
					c	1.266E+03	1.266E+03		1.148E+03	1.148E+03		1.016E+03	1.016E+03	
ISE_L_MURO_X	Linear	Horizontal	Caras laterales de muros en X	16	K	3.182E+04			2.753E+04			2.324E+04		
					c	1.266E+03			1.148E+03			1.016E+03		
ISE_L_MURO_Y	Linear	Horizontal	Caras laterales de muros en Y	16	K		3.182E+04		2.753E+04			2.324E+04		
					c		1.266E+03		1.148E+03			1.016E+03		

Nota. La rigidez K tiene unidades de kN/m y el amortiguamiento c de kN-s/m. Elaboración propia.

Tabla D2

Rigideces y Amortiguamiento dinámicos para Tanque MC ingresados en SAP2000 para $Tr=532$ años, $Tr=1163$ años y $Tr=2326$ años.

Nombre de elemento Link	Tipo de Link	Dirección de K y c	Ubicación	Cant.	Tr = 532 años G/Gmax =0.53 / $\beta_s=0.066$			Tr = 1163 años G/Gmax =0.44 / $\beta_s=0.116$			Tr = 2326 años G/Gmax =0.35 / $\beta_s=0.125$		
					U1	U2	U3	U1	U2	U3	U1	U2	U3
ISE_B_CENT	Gap	Vertical	Interior del fondo de cimentación	16	K	5.745E+04		4.769E+04		3.794E+04			
					c	1.574E+03		1.630E+03		1.343E+03			
ISE_B_ESQ	Gap	Vertical	Esquinas del fondo de cimentación	2	K	3.437E+05		2.853E+05		2.269E+05			
					c	9.413E+03		9.753E+03		8.036E+03			
ISE_B_LAT_X	Gap	Vertical	Bordes de fondo de cimentación en X	8	K	4.075E+05		3.383E+05		2.691E+05			
					c	1.116E+04		1.156E+04		9.528E+03			
ISE_B_LAT_Y	Gap	Vertical	Bordes de fondo de cimentación en Y	8	K	4.075E+05		3.383E+05		2.691E+05			
					c	1.116E+04		1.156E+04		9.528E+03			
ISE_L_BASE_X	Linear	Horizontal	Bordes de fondo de cimentación en X	8	K	1.310E+05		1.087E+05		8.648E+04			
					c	2.694E+03		2.975E+03		2.472E+03			
ISE_L_BASE_Y	Linear	Horizontal	Bordes de fondo de cimentación en Y	8	K	1.310E+05		1.087E+05		8.648E+04			
					c	2.694E+03		2.975E+03		2.472E+03			
ISE_L_ESQ_B	Linear	Horizontal	Esquinas del fondo de cimentación	4	K	1.310E+05	1.310E+05	1.087E+05	1.087E+05	8.648E+04	8.648E+04		
					c	2.694E+03	2.694E+03	2.975E+03	2.975E+03	2.472E+03	2.472E+03		
ISE_L_ESQ_MURO	Linear	Horizontal	Esquinas de muros de cisterna	8	K	1.895E+04	1.895E+04	1.573E+04	1.573E+04	1.251E+04	1.251E+04		
					c	8.671E+02	8.671E+02	8.268E+02	8.268E+02	6.729E+02	6.729E+02		
ISE_L_MURO_X	Linear	Horizontal	Caras laterales de muros en X	16	K	1.895E+04		1.573E+04		1.251E+04			
					c	8.671E+02		8.268E+02		6.729E+02			
ISE_L_MURO_Y	Linear	Horizontal	Caras laterales de muros en Y	16	K	1.895E+04		1.573E+04		1.251E+04			
					c	8.671E+02		8.268E+02		6.729E+02			

Nota. La rigidez K tiene unidades de kN/m y el amortiguamiento c de kN-s/m. Elaboración propia.

Tabla D3

Rigideces y Amortiguamiento dinámicos para Tanque MC ingresados en SAP2000 para $Tr=4348$ años, $Tr=7692$ años y demandas mayores.

Nombre de elemento Link	Tipo de Link	Dirección de K y c	Ubicación	Cant.	Tr = 4348 años G/Gmax =0.26 / $\beta_s=0.134$			Tr = 7692 años G/Gmax =0.17 / $\beta_s=0.143$			G/Gmax =0.10 / $\beta_s=0.150$		
					U1	U2	U3	U1	U2	U3	U1	U2	U3
					ISE_B_CENT	Gap	Vertical	Interior del fondo de cimentación	16	K 2.818E+04			1.843E+04
					c 1.032E+03			6.975E+02			4.206E+02		
ISE_B_ESQ	Gap	Vertical	Esquinas del fondo de cimentación	2	K 1.686E+05			1.102E+05			6.484E+04		
					c 6.176E+03			4.173E+03			2.516E+03		
ISE_B_LAT_X	Gap	Vertical	Bordes de fondo de cimentación en X	8	K 1.999E+05			1.307E+05			7.688E+04		
					c 7.322E+03			4.948E+03			2.983E+03		
ISE_B_LAT_Y	Gap	Vertical	Bordes de fondo de cimentación en Y	8	K 1.999E+05			1.307E+05			7.688E+04		
					c 7.322E+03			4.948E+03			2.983E+03		
ISE_L_BASE_X	Linear	Horizontal	Bordes de fondo de cimentación en X	8	K 6.424E+04			4.200E+04			2.471E+04		
					c 1.915E+03			1.304E+03			7.903E+02		
ISE_L_BASE_Y	Linear	Horizontal	Bordes de fondo de cimentación en Y	8	K 6.424E+04			4.200E+04			2.471E+04		
					c 1.915E+03			1.304E+03			7.903E+02		
ISE_L_ESQ_B	Linear	Horizontal	Esquinas del fondo de cimentación	4	K 6.424E+04	6.424E+04		4.200E+04	4.200E+04		2.471E+04	2.471E+04	
					c 1.915E+03	1.915E+03		1.304E+03	1.304E+03		7.903E+02	7.903E+02	
ISE_L_ESQ_MURO	Linear	Horizontal	Esquinas de muros de cisterna	8	K 9.294E+03	9.294E+03		6.077E+03	6.077E+03		3.575E+03	3.575E+03	
					c 5.113E+02	5.113E+02		3.417E+02	3.417E+02		2.044E+02	2.044E+02	
ISE_L_MURO_X	Linear	Horizontal	Caras laterales de muros en X	16	K 9.294E+03			6.077E+03			3.575E+03		
					c 5.113E+02			3.417E+02			2.044E+02		
ISE_L_MURO_Y	Linear	Horizontal	Caras laterales de muros en Y	16	K 9.294E+03			6.077E+03			3.575E+03		
					c 5.113E+02			3.417E+02			2.044E+02		

Nota. La rigidez K tiene unidades de kN/m y el amortiguamiento c de kN-s/m. Elaboración propia.

Tabla D4

Rigideces y Amortiguamiento dinámicos para Tanque MO ingresados en SAP2000 para $Tr = 19$ años, $Tr = 79$ años y $Tr = 235$ años.

Nombre de elemento Link	Tipo de Link	Dirección de K y c	Ubicación	Cant.	Tr = 19 años			Tr = 79 años			Tr = 235 años		
					G/Gmax =0.87 / $\beta_s=0.024$			G/Gmax =0.76 / $\beta_s=0.038$			G/Gmax =0.64 / $\beta_s=0.053$		
					U1	U2	U3	U1	U2	U3	U1	U2	U3
ISE_B_CENT_1	Gap	Vertical	Interior del fondo de cimentación 1	12	K	5.893E+04		5.148E+04		4.335E+04			
					c	1.282E+03		1.187E+03		1.060E+03			
ISE_B_CENT_2	Gap	Vertical	Interior del fondo de cimentación 2	8	K	6.347E+04		5.545E+04		4.669E+04			
					c	1.381E+03		1.278E+03		1.141E+03			
ISE_B_ESQ	Gap	Vertical	Esquinas del fondo de cimentación	4	K	6.812E+05		5.950E+05		5.011E+05			
					c	1.482E+04		1.372E+04		1.225E+04			
ISE_B_LAT_X	Gap	Vertical	Bordes en Y de fondo de cimentación	8	K	5.408E+05		4.724E+05		3.978E+05			
					c	1.176E+04		1.089E+04		9.725E+03			
ISE_B_LAT_Y1	Gap	Vertical	Bordes en X de fondo de cimentación 1	6	K	5.011E+05		4.377E+05		3.686E+05			
					c	1.090E+04		1.009E+04		9.011E+03			
ISE_B_LAT_Y2	Gap	Vertical	Bordes en X de fondo de cimentación 2	4	K	5.397E+05		4.715E+05		3.970E+05			
					c	1.174E+04		1.087E+04		9.706E+03			
ISE_L_BASE_X	Linear	Horizontal	Bordes en Y de fondo de cimentación	8	K		2.099E+05		1.833E+05		1.544E+05		
					c		3.018E+03		2.874E+03		2.635E+03		
ISE_L_BASE_Y	Linear	Horizontal	Bordes en X de fondo de cimentación	10	K			1.812E+05		1.583E+05		1.333E+05	
					c			2.615E+03		2.490E+03		2.282E+03	
ISE_L_ESQ_B	Linear	Horizontal	Esquinas del fondo de cimentación	4	K		2.099E+05	1.812E+05		1.833E+05	1.583E+05	1.544E+05	1.333E+05
					c		3.018E+03	2.615E+03		2.874E+03	2.490E+03	2.635E+03	2.282E+03
ISE_L_ESQ_MURO	Linear	Horizontal	Esquinas de muros de cisterna	8	K		2.911E+04	2.512E+04		2.543E+04	2.195E+04	2.141E+04	1.848E+04
					c		1.192E+03	1.047E+03		1.074E+03	9.434E+02	9.341E+02	8.202E+02
ISE_L_MURO_X	Linear	Horizontal	Caras laterales de muros en plano YZ	16	K		2.911E+04		2.543E+04		2.141E+04		
					c		1.192E+03		1.074E+03		9.341E+02		
ISE_L_MURO_Y	Linear	Horizontal	Caras laterales de muros en plano XZ	20	K			2.512E+04		2.195E+04		1.848E+04	
					c			1.047E+03		9.434E+02		8.202E+02	

Nota. La rigidez K tiene unidades de kN/m y el amortiguamiento c de kN-s/m. Elaboración propia.

Tabla D5

Rigideces y Amortiguamiento dinámicos para Tanque MO ingresados en SAP2000 para $Tr=568$ años, $Tr=1205$ años y $Tr=2381$ años.

Nombre de elemento Link	Tipo de Link	Dirección de K y c	Ubicación	Cant.	Tr = 568 años G/Gmax =0.53 / $\beta_s=0.067$			Tr = 1205 años G/Gmax =0.43 / $\beta_s=0.117$			Tr = 2381 años G/Gmax =0.35 / $\beta_s=0.125$		
					K			K			K		
					U1	U2	U3	U1	U2	U3	U1	U2	U3
ISE_B_CENT_1	Gap	Vertical	Interior del fondo de cimentación 1	12	K	3.590E+04		2.913E+04		2.371E+04			
					c	9.242E+02		8.850E+02		7.379E+02			
ISE_B_CENT_2	Gap	Vertical	Interior del fondo de cimentación 2	8	K	3.867E+04		3.137E+04		2.553E+04			
					c	9.954E+02		9.532E+02		7.948E+02			
ISE_B_ESQ	Gap	Vertical	Esquinas del fondo de cimentación	4	K	4.150E+05		3.367E+05		2.740E+05			
					c	1.068E+04		1.023E+04		8.530E+03			
ISE_B_LAT_X	Gap	Vertical	Bordes en Y de fondo de cimentación	8	K	3.294E+05		2.673E+05		2.176E+05			
					c	8.481E+03		8.121E+03		6.772E+03			
ISE_B_LAT_Y1	Gap	Vertical	Bordes en X de fondo de cimentación 1	6	K	3.053E+05		2.477E+05		2.016E+05			
					c	7.859E+03		7.525E+03		6.275E+03			
ISE_B_LAT_Y2	Gap	Vertical	Bordes en X de fondo de cimentación 2	4	K	3.288E+05		2.668E+05		2.171E+05			
					c	8.465E+03		8.105E+03		6.758E+03			
ISE_L_BASE_X	Linear	Horizontal	Bordes en Y de fondo de cimentación	8	K	1.279E+05		1.037E+05		8.443E+04			
					c	2.349E+03		2.387E+03		2.005E+03			
ISE_L_BASE_Y	Linear	Horizontal	Bordes en X de fondo de cimentación	10	K	1.104E+05		8.954E+04		7.289E+04			
					c	2.033E+03		2.065E+03		1.735E+03			
ISE_L_ESQ_B	Linear	Horizontal	Esquinas del fondo de cimentación	4	K	1.279E+05	1.104E+05	1.037E+05	8.954E+04	8.443E+04	7.289E+04		
					c	2.349E+03	2.033E+03	2.387E+03	2.065E+03	2.005E+03	1.735E+03		
ISE_L_ESQ_MURO	Linear	Horizontal	Esquinas de muros de cisterna	8	K	1.773E+04	1.531E+04	1.439E+04	1.242E+04	1.171E+04	1.011E+04		
					c	7.966E+02	6.991E+02	7.130E+02	6.248E+02	5.891E+02	5.160E+02		
ISE_L_MURO_X	Linear	Horizontal	Caras laterales de muros en plano YZ	16	K	1.773E+04		1.439E+04		1.171E+04			
					c	7.966E+02		7.130E+02		5.891E+02			
ISE_L_MURO_Y	Linear	Horizontal	Caras laterales de muros en plano XZ	20	K	1.531E+04		1.242E+04		1.011E+04			
					c	6.991E+02		6.248E+02		5.160E+02			

Nota. La rigidez K tiene unidades de kN/m y el amortiguamiento c de kN-s/m. Elaboración propia.

Tabla D6

Rigideces y Amortiguamiento dinámicos para Tanque MO ingresados en SAP2000 para $Tr=4348$ años, $Tr=7692$ años y mayores.

Nombre de elemento Link	Tipo de Link	Dirección de K y c	Ubicación	Cant.	Tr = 4348 años G/Gmax =0.26 / $\beta_s=0.134$			Tr = 7692 años G/Gmax =0.17 / $\beta_s=0.143$			G/Gmax =0.10 / $\beta_s=0.150$			
					K	U1	U2	U3	U1	U2	U3	U1	U2	U3
					c									
ISE_B_CENT_1	Gap	Vertical	Interior del fondo de cimentación 1	12	K	1.761E+04			1.151E+04			6.773E+03		
					c	5.629E+02			3.776E+02			2.265E+02		
ISE_B_CENT_2	Gap	Vertical	Interior del fondo de cimentación 2	8	K	1.897E+04			1.240E+04			7.295E+03		
					c	6.062E+02			4.067E+02			2.440E+02		
ISE_B_ESQ	Gap	Vertical	Esquinas del fondo de cimentación	4	K	2.036E+05			1.331E+05			7.830E+04		
					c	6.506E+03			4.365E+03			2.619E+03		
ISE_B_LAT_X	Gap	Vertical	Bordes en Y de fondo de cimentación	8	K	1.616E+05			1.057E+05			6.216E+04		
					c	5.165E+03			3.466E+03			2.079E+03		
ISE_B_LAT_Y1	Gap	Vertical	Bordes en X de fondo de cimentación 1	6	K	1.498E+05			9.792E+04			5.760E+04		
					c	4.786E+03			3.211E+03			1.926E+03		
ISE_B_LAT_Y2	Gap	Vertical	Bordes en X de fondo de cimentación 2	4	K	1.613E+05			1.055E+05			6.204E+04		
					c	5.155E+03			3.459E+03			2.075E+03		
ISE_L_BASE_X	Linear	Horizontal	Bordes en Y de fondo de cimentación	8	K		6.272E+04			4.101E+04			2.412E+04	
					c		1.542E+03			1.043E+03			6.289E+02	
ISE_L_BASE_Y	Linear	Horizontal	Bordes en X de fondo de cimentación	10	K			5.414E+04			3.540E+04			2.082E+04
					c			1.334E+03			9.019E+02			5.441E+02
ISE_L_ESQ_B	Linear	Horizontal	Esquinas del fondo de cimentación	4	K		6.272E+04	5.414E+04		4.101E+04	3.540E+04		2.412E+04	2.082E+04
					c		1.542E+03	1.334E+03		1.043E+03	9.019E+02		6.289E+02	5.441E+02
ISE_L_ESQ_MURO	Linear	Horizontal	Esquinas de muros de cisterna	8	K		8.698E+03	7.508E+03		5.687E+03	4.909E+03		3.345E+03	2.888E+03
					c		4.449E+02	3.896E+02		2.956E+02	2.589E+02		1.761E+02	1.541E+02
ISE_L_MURO_X	Linear	Horizontal	Caras laterales de muros en plano YZ	16	K		8.698E+03			5.687E+03			3.345E+03	
					c		4.449E+02			2.956E+02			1.761E+02	
ISE_L_MURO_Y	Linear	Horizontal	Caras laterales de muros en plano XZ	20	K			7.508E+03			4.909E+03			2.888E+03
					c			3.896E+02			2.589E+02			1.541E+02

Nota. La rigidez K tiene unidades de kN/m y el amortiguamiento c de kN-s/m. Elaboración propia.

Anexo E. Derivas de entrepiso máximas

Tabla E1

Derivas de entrepiso máximas para Tanque Elevado MC en el Eje X-X.

Nivel de Demanda	Sa (T=0.45s)	Derivas máximas de entrepiso en X											Media	P50	P84	P16
		R1	R2	R3	R4	R5	R6	R8	R9	R10	R11	R12				
Tr = 15	0.2063	0.0011	0.0016	0.0015	0.0014	0.0012	0.0012	0.0011	0.0009	0.0013	0.0008	0.0018	0.0013	0.0012	0.0015	0.0010
Tr = 68	0.3784	0.0020	0.0024	0.0023	0.0031	0.0024	0.0021	0.0020	0.0019	0.0025	0.0034	0.0028	0.0024	0.0024	0.0029	0.0020
Tr = 214	0.5577	0.0032	0.0029	0.0033	0.0041	0.0038	0.0026	0.0033	0.0031	0.0027	0.0042	0.0039	0.0034	0.0033	0.0040	0.0028
Tr = 532	0.7352	0.0034	0.0033	0.0038	0.0050	0.0043	0.0034	0.0031	0.0045	0.0033	0.0048	0.0051	0.0040	0.0038	0.0049	0.0033
Tr = 1163	0.9084	0.0033	0.0040	0.0046	0.0069	0.0056	0.0041	0.0034	0.0049	0.0041	0.0060	0.0071	0.0049	0.0046	0.0064	0.0038
Tr = 2326	1.0878	0.0058	0.0070	0.0074	0.0088	0.0062	0.0044	0.0052	0.0055	0.0044	0.0071	0.0083	0.0064	0.0062	0.0078	0.0049
Tr = 4348	1.2594	0.0060	0.0088	0.0094	0.0088	0.0067	0.0067	0.0059	0.0106	0.0045	0.0072	0.0077	0.0075	0.0072	0.0091	0.0060
Tr = 7692	1.4393	0.0074	0.0084	0.0101	0.0137	0.0116	0.0139	0.0072	0.0083	0.0045	0.0074	0.0113	0.0094	0.0084	0.0125	0.0073
2.0 G	2.0000	0.0091	0.0121	0.0139	0.0339	0.0161	0.0162	0.0168	0.0164	0.0069	0.0079	0.0198	0.0154	0.0161	0.0180	0.0086
3.0 G	3.0000	0.0112	0.0214	0.0194	0.0533	0.0258	0.0255	0.0233	0.0343	0.0132	0.0110	0.0183	0.0233	0.0214	0.0292	0.0124
4.0 G	4.0000	0.0172	0.0289	0.0240	0.0674	0.0339	0.0348	0.0289	0.0394	0.0170	0.0252	0.0271	0.0313	0.0289	0.0366	0.0213
5.0 G	5.0000	0.0264	0.0360	0.0319	0.0899	0.0442	0.0465	0.0435	0.0494	0.0203	0.0278	0.0400	0.0414	0.0400	0.0476	0.0273
6.0 G	6.0000	0.0273	0.0491	0.0390	0.1210	0.0540	0.0731	0.0545	0.0629	0.0242	0.0316	0.0486	0.0532	0.0491	0.0670	0.0299
7.0 G	7.0000	0.0314	0.0625	0.0448	2.8870	0.0644	0.1154	0.0649	0.0704	0.0284	0.0400	0.0542	0.3148	0.0625	0.0884	0.0365
8.0 G	8.0000	0.0343	0.0745	0.0512	2.9138	0.0745	0.1345	0.0719	0.0827	0.0287	0.0452	0.0620	0.3248	0.0719	0.1034	0.0408

Nota. Elaboración propia.

Tabla E2

Derivas de entrepiso máximas para Tanque Elevado MC en el Eje Y-Y.

Nivel de Demanda	Sa (T=0.45s)	Derivas máximas de entrepiso en Y											Media	P50	P84	P16
		R1	R2	R3	R4	R5	R6	R8	R9	R10	R11	R12				
Tr = 15	0.2063	0.0015	0.0012	0.0008	0.0013	0.0012	0.0014	0.0018	0.0012	0.0013	0.0010	0.0011	0.0012	0.0012	0.0014	0.0010
Tr = 68	0.3784	0.0024	0.0020	0.0014	0.0029	0.0022	0.0027	0.0031	0.0024	0.0025	0.0017	0.0018	0.0023	0.0024	0.0028	0.0018
Tr = 214	0.5577	0.0028	0.0029	0.0027	0.0037	0.0028	0.0039	0.0036	0.0039	0.0041	0.0024	0.0022	0.0032	0.0029	0.0039	0.0026
Tr = 532	0.7352	0.0040	0.0032	0.0038	0.0069	0.0032	0.0053	0.0050	0.0043	0.0043	0.0028	0.0027	0.0041	0.0040	0.0051	0.0030
Tr = 1163	0.9084	0.0050	0.0038	0.0053	0.0089	0.0051	0.0064	0.0054	0.0047	0.0045	0.0029	0.0042	0.0051	0.0050	0.0058	0.0041
Tr = 2326	1.0878	0.0065	0.0053	0.0055	0.0091	0.0064	0.0072	0.0047	0.0047	0.0047	0.0032	0.0049	0.0057	0.0053	0.0068	0.0047
Tr = 4348	1.2594	0.0068	0.0082	0.0060	0.0085	0.0082	0.0070	0.0057	0.0083	0.0048	0.0034	0.0070	0.0067	0.0070	0.0082	0.0053
Tr = 7692	1.4393	0.0067	0.0123	0.0069	0.0127	0.0121	0.0079	0.0060	0.0161	0.0050	0.0033	0.0076	0.0088	0.0076	0.0125	0.0056
2.0 G	2.0000	0.0089	0.0133	0.0091	0.0289	0.0185	0.0106	0.0117	0.0432	0.0061	0.0059	0.0131	0.0154	0.0117	0.0227	0.0077
3.0 G	3.0000	0.0162	0.0198	0.0125	0.0574	0.0246	0.0200	0.0177	0.0518	0.0148	0.0099	0.0275	0.0248	0.0198	0.0372	0.0139
4.0 G	4.0000	0.0168	0.0221	0.0147	0.0921	0.0370	0.0249	0.0272	0.0616	0.0147	0.0127	0.0557	0.0345	0.0249	0.0580	0.0147
5.0 G	5.0000	0.0248	0.0249	0.0200	0.1152	0.0450	0.0376	0.0538	0.0715	0.0181	0.0169	0.0810	0.0462	0.0376	0.0753	0.0193
6.0 G	6.0000	0.0312	0.0309	0.0207	0.1352	0.0525	0.0535	0.0605	0.0843	0.0205	0.0255	0.1097	0.0568	0.0525	0.0944	0.0236
7.0 G	7.0000	0.0420	0.0408	0.0258	4.1369	0.0582	0.0673	0.0675	0.0975	0.0247	0.0280	0.1153	0.4276	0.0582	0.1046	0.0271
8.0 G	8.0000	0.0505	0.0512	0.0293	4.1584	0.0659	0.0816	0.0768	0.1177	0.0260	0.0365	0.1336	0.4389	0.0659	0.1240	0.0336

Nota. Elaboración propia.

Tabla E3

Derivas de entrepiso máximas para Tanque Elevado MO en el Eje X-X.

Nivel de Demanda	Sa (T=0.30s)	Derivas máximas de entrepiso en X											Media	P50	P84	P16
		R1	R2	R3	R4	R5	R6	R8	R9	R10	R11	R12				
Tr = 19	0.2681	0.0016	0.0015	0.0015	0.0016	0.0014	0.0013	0.0010	0.0012	0.0007	0.0016	0.0009	0.0013	0.0014	0.0016	0.0009
Tr = 79	0.4634	0.0026	0.0030	0.0026	0.0039	0.0023	0.0023	0.0018	0.0018	0.0013	0.0031	0.0017	0.0024	0.0023	0.0031	0.0017
Tr = 235	0.6613	0.0031	0.0040	0.0033	0.0051	0.0038	0.0037	0.0031	0.0037	0.0018	0.0059	0.0029	0.0037	0.0037	0.0044	0.0030
Tr = 568	0.8608	0.0030	0.0045	0.0039	0.0046	0.0056	0.0047	0.0038	0.0054	0.0031	0.0061	0.0041	0.0044	0.0045	0.0055	0.0035
Tr = 1205	1.0478	0.0034	0.0063	0.0050	0.0056	0.0065	0.0066	0.0044	0.0051	0.0040	0.0068	0.0060	0.0054	0.0056	0.0066	0.0043
Tr = 2381	1.2520	0.0038	0.0073	0.0060	0.0067	0.0078	0.0083	0.0047	0.0052	0.0073	0.0071	0.0079	0.0065	0.0071	0.0078	0.0050
Tr = 4348	1.4387	0.0040	0.0065	0.0066	0.0078	0.0081	0.0093	0.0059	0.0056	0.0105	0.0071	0.0095	0.0074	0.0071	0.0094	0.0058
Tr = 7692	1.6371	0.0042	0.0087	0.0089	0.0078	0.0095	0.0152	0.0070	0.0075	0.0119	0.0071	0.0115	0.0090	0.0087	0.0117	0.0070
2.0 G	2.0000	0.0063	0.0087	0.0095	0.0089	0.0188	0.0269	0.0140	0.0112	0.0131	0.0103	0.0177	0.0132	0.0112	0.0181	0.0088
3.0 G	3.0000	0.0109	0.0118	0.0141	0.0157	0.0233	0.0603	0.0153	0.0218	0.0178	0.0149	0.0234	0.0208	0.0157	0.0233	0.0132
4.0 G	4.0000	0.0166	0.0208	0.0257	0.0248	0.0308	0.0809	0.0212	0.0333	0.0240	0.0188	0.0328	0.0300	0.0248	0.0330	0.0200
5.0 G	5.0000	1.0000	0.0295	0.0345	0.0279	0.0428	132.2735	0.0280	0.0500	0.0288	0.0228	0.0335	12.1428	0.0335	0.4300	0.0279
6.0 G	6.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.0501	160.3214	0.0321	1.9501	0.0369	0.0246	0.0413	15.1324	1.0000	1.3800	0.0350
7.0 G	7.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.0493	1.0000	1.0000	15.9438	1.0000	1.0000	0.0484	2.1856	1.0000	1.0000	0.6197
8.0 G	8.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.0986	1.0000	1.0000	21.8358	1.0000	1.0000	0.0661	2.7273	1.0000	1.0000	0.6394

Nota. Los valores iguales a 1 representan que la estructura en el modelo de análisis ya ha fallado y la curva IDA presenta un comportamiento de ablandamiento. Elaboración propia.

Tabla E4

Derivas de entrepiso máximas para Tanque Elevado MO en el Eje Y-Y.

Nivel de Demanda	Sa (T=0.30s)	Derivas máximas de entrepiso en Y											Media	P50	P84	P16
		R1	R2	R3	R4	R5	R6	R8	R9	R10	R11	R12				
Tr = 19	0.2681	0.0008	0.0009	0.0007	0.0008	0.0008	0.0009	0.0012	0.0011	0.0016	0.0008	0.0012	0.0010	0.0009	0.0012	0.0008
Tr = 79	0.4634	0.0014	0.0017	0.0014	0.0012	0.0012	0.0018	0.0022	0.0022	0.0029	0.0016	0.0020	0.0018	0.0017	0.0022	0.0013
Tr = 235	0.6613	0.0022	0.0028	0.0025	0.0019	0.0019	0.0028	0.0031	0.0029	0.0045	0.0022	0.0032	0.0027	0.0028	0.0032	0.0021
Tr = 568	0.8608	0.0034	0.0035	0.0043	0.0031	0.0031	0.0046	0.0041	0.0033	0.0058	0.0035	0.0039	0.0039	0.0035	0.0044	0.0032
Tr = 1205	1.0478	0.0048	0.0040	0.0045	0.0044	0.0045	0.0057	0.0046	0.0032	0.0066	0.0049	0.0050	0.0047	0.0046	0.0053	0.0042
Tr = 2381	1.2520	0.0063	0.0044	0.0050	0.0047	0.0060	0.0076	0.0050	0.0043	0.0079	0.0059	0.0059	0.0057	0.0059	0.0068	0.0046
Tr = 4348	1.4387	0.0073	0.0053	0.0058	0.0056	0.0075	0.0151	0.0054	0.0047	0.0097	0.0063	0.0058	0.0071	0.0058	0.0084	0.0053
Tr = 7692	1.6371	0.0079	0.0078	0.0074	0.0076	0.0067	0.0188	0.0082	0.0099	0.0112	0.0059	0.0052	0.0088	0.0078	0.0105	0.0064
2.0 G	2.0000	0.0100	0.0096	0.0090	0.0080	0.0087	0.0211	0.0128	0.0138	0.0152	0.0051	0.0092	0.0111	0.0096	0.0144	0.0084
3.0 G	3.0000	0.0129	0.0109	0.0140	0.0156	0.0202	0.0360	0.0179	0.0182	0.0201	0.0063	0.0154	0.0170	0.0156	0.0201	0.0121
4.0 G	4.0000	0.0149	0.0152	0.0183	0.0265	0.0263	0.0379	0.0236	0.0272	0.0251	0.0090	0.0197	0.0222	0.0236	0.0268	0.0151
5.0 G	5.0000	1.0000	0.0242	0.0241	0.0346	0.0382	42.5242	0.0214	0.0442	0.0291	0.0111	0.0300	3.9801	0.0300	0.4265	0.0230
6.0 G	6.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.0573	52.4820	0.0267	0.1326	0.0337	0.0118	0.0385	5.1620	0.1326	1.0000	0.0309
7.0 G	7.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.0759	1.0000	1.0000	0.3480	1.0000	1.0000	0.0395	0.7694	1.0000	1.0000	0.2392
8.0 G	8.0000	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	8.4902	1.0000	1.0000	0.5507	1.0000	1.0000	0.0537	1.5541	1.0000	1.0000	0.8203

Nota. Los valores iguales a 1 representan que la estructura en el modelo de análisis ya ha fallado y la curva IDA presenta un comportamiento de ablandamiento. Elaboración propia.

Anexo F. Planos Estructurales de Tanques Elevados

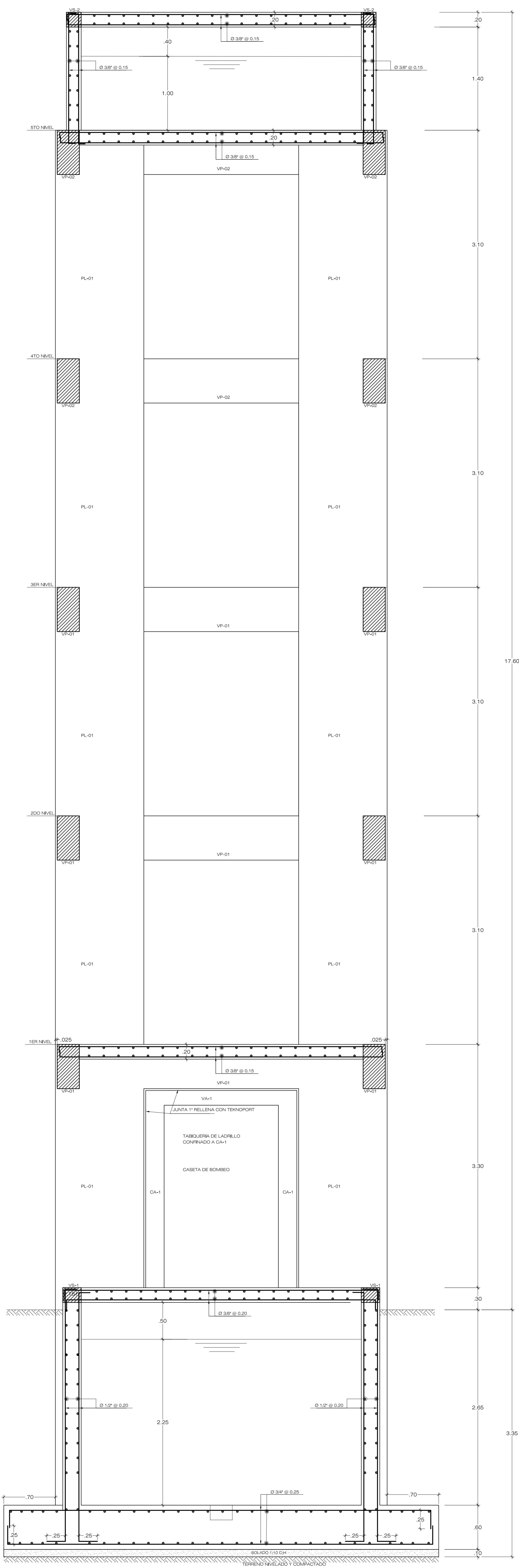
Se adjuntan los siguientes planos estructurales.

OBRA: "MEJORAMIENTO Y AMPLIACIÓN DE LOS SERVICIOS EDUCATIVOS DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA MARISCAL CÁCERES, DISTRITO DE CIUDAD NUEVA - TACNA - TACNA"

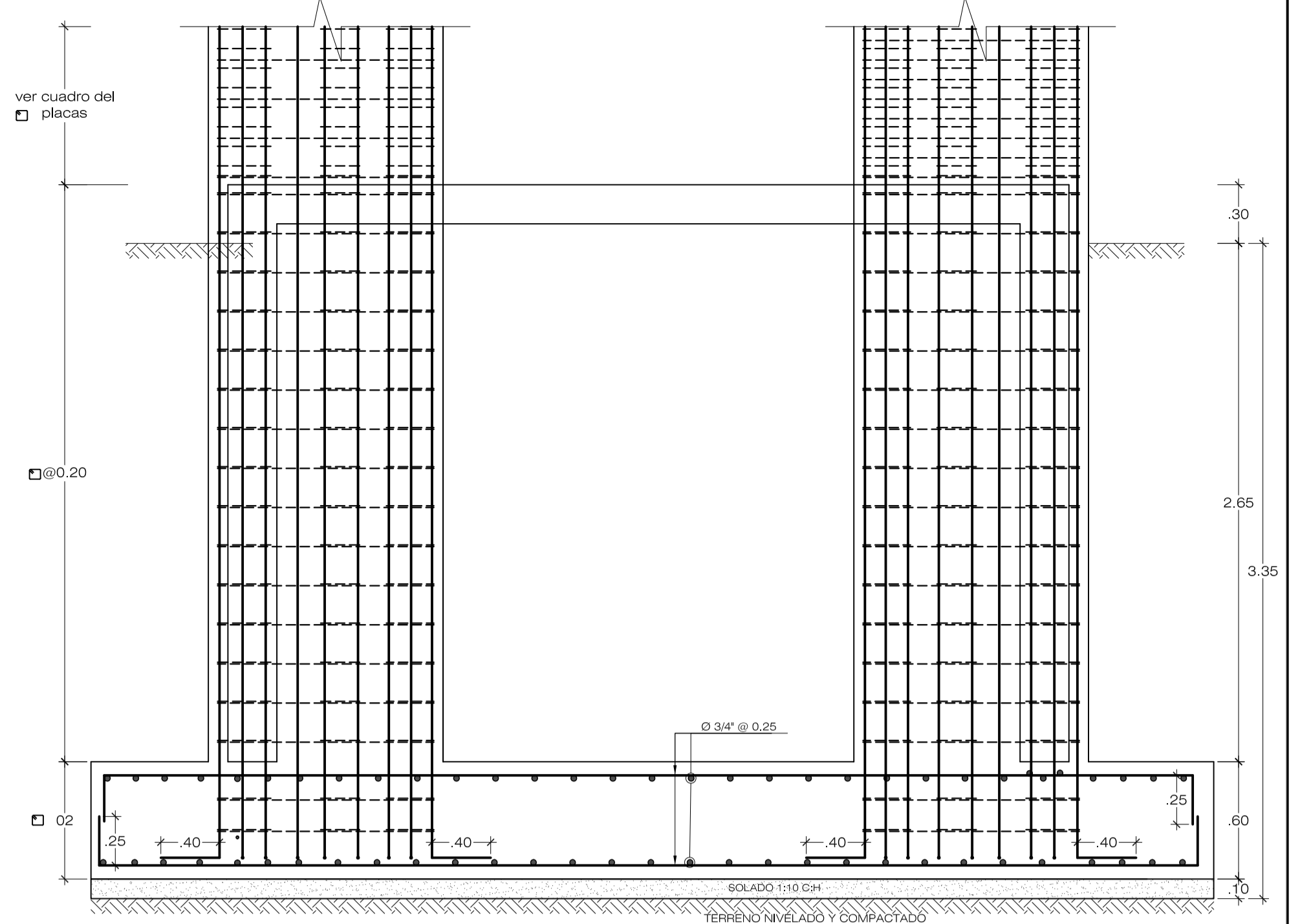
- Plano Estructural: OC T-1 Estructura Tanque Elevado y Cisternas
- Plano Estructural: OC T-2 Estructura Tanque Elevado y Cisternas
- Plano Estructural: OC T-3 Estructura Tanque Elevado y Cisternas

OBRA: "MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS EDUCATIVOS DE LA INSTITUCION EDUCATIVA MANUEL A. ODRÍA, DISTRITO: CIUDAD NUEVA - TACNA"

- Plano Estructural: A-E-45 Tanque Elevado y Cisterna
- Plano Estructural: A-E-47 Tanque Elevado y Cisterna



DETALLE CORTE X-X
ESC: 1/25



DETALLE DE ZAPATA/PLACA
ESC: 1/25

CUADRO DE PLACA (ESC 1/25)

TIPO	PL-01 1ER NIVEL	PL-01 2DO A 5TO NIVEL
DIMENSION	3.5 x 3.5	3.5 x 3.5
ACERO	<ul style="list-style-type: none"> 32 Ø 1" Ø 3/8", 2@0.05, 8@0.10, resto @0.20 c/cxst 	<ul style="list-style-type: none"> 24 Ø 3/4" Ø 3/8", 1@0.05, 8@0.10, resto @0.20 c/cxst

CUADRO DE VIGAS (ESC 1/25)

TIPO	VP-01	VP-02	VS-1	VS-2	CA-1	VA-1
DIMENSION	0.60 x 0.30	0.60 x 0.30	0.25 x 0.20	0.20 x 0.20	0.25 x 0.15	0.15 x 0.20
ACERO	<ul style="list-style-type: none"> Ø 3/8" 2@0.05, resto @0.10 c/cxst 	<ul style="list-style-type: none"> Ø 3/8" 2@0.05, resto @0.10 c/cxst 	<ul style="list-style-type: none"> Ø 1/4" 1@0.05, 5@0.10 Reo @ 0.20 c/cxst 	<ul style="list-style-type: none"> Ø 1/4" 1@0.05, 5@0.10 Reo @ 0.20 c/cxst 	<ul style="list-style-type: none"> Ø 1/4" 1@0.05, 5@0.10 Reo @ 0.20 c/cxst 	<ul style="list-style-type: none"> Ø 1/4" 1@0.05, 5@0.10 Reo @ 0.20 c/cxst

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO SIMPLE:
 CONCRETO CORRIDO
 MEZCLA 1:1:0 (100 kg/m²) + 30% P.G. MAX. 8"

SOBRECIMENTOS
 CONCRETO SOBRECIMENTOS
 MEZCLA 1:3 (140 kg/m²) + 25% P.M. MAX 2"

CONCRETO ARMADO:
 ZAPATAS fc: 280 Kg/cm²
 COLUMNAS, PLACAS Y VIGAS fc: 280 Kg/cm²
 TANQUE ELEVADO fc: 280 Kg/cm² ADIT IMPERMEABILIZANTE
 TANQUE CISTERNA fc: 280 Kg/cm² ADIT IMPERMEABILIZANTE
 ACERO fy: 4200 Kg/cm²

ALBAÑILERIA:
 MORTERO : 1:4 (CA) CON ESPESOR DE JUNTA DE 1.00-1.50 cm.
 TERRENO : CAPACIDAD PORTANTE : 2.5 Kg/cm² a una profundidad Df=3.35m.

RECURSIVOS
 ZAPATAS : 7.50 cm.
 SOBRECIMIENTO ARMADO : 3.00 cm.
 VIGAS CHATAS Y LOSAS : 4.00 cm.
 COLUMNAS : 4.00 cm.
 VIGAS : 4.00 cm.

CURADO:
 10 días mínimo

ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION :
 REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES

PARAMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTES
ANÁLISIS DINÁMICO MODAL - ESPECTRAL

PARAMETROS SISMICOS:
 Factor de Zona : Z = 0.45 (Tacna)
 Uso e Importancia : U = 1.50
 Coeficiente Sísmico : C = 2.50 máx. (C = 2.5 Tp)
 Tipo de suelo : Arena Lixiviosa (E.M.S.)
 Factor de Terreno : S = 1.1 (Suelo Blando)
 Tipo : T=1.00 seg.
 TL = 1.60 seg.
 g = 0.61 m/seg.
 Gravedad : 1
 la (altura) : 1
 lo (planta) : 1

SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE:
 Rb DA: 2.5 (ESTR. VOLADIZO)
 Rb DY: 2.5 (ESTR. VOLADIZO)

PERIODO FUNDAMENTAL:
 X-X : 0.175 s. Y-Y : 0.175 s.

FUERZA CORTANTE EN LA BASE:
 Estático Dinámico
 X-X: 120,639.02 kg 90,353.01 kg
 Y-Y: 120,639.02 kg 90,354.34 kg

DESPLAZAMIENTOS MAX. ULT. NIVEL Y DESPLAZAMIENTO RELATIVO MÁXIMO
 DISTORSIONES DE ENTREPIEDRO:

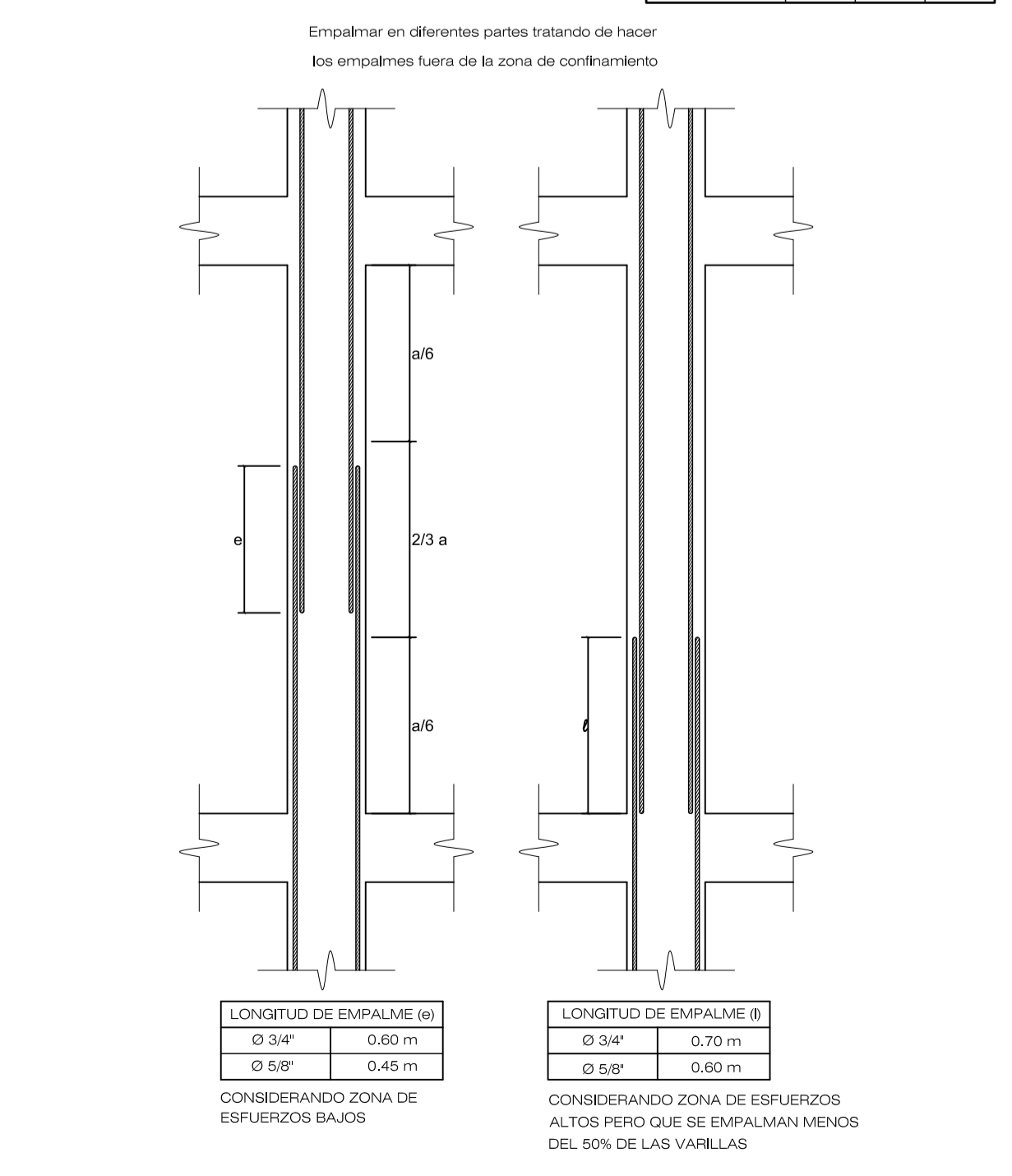
BLOQUE "C"	Desplz. Max. Ult. Nivel (cm)		Desplazamiento Relativo max. de Entrepiedro		Distorsiones de Entrepiedro max.	
	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y	X-X	Y-Y
0.75	0.75	0.75	0.178	0.174	0.001	0.001

LONGITUD DE GANCHO STANDAR

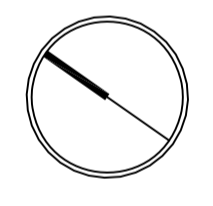
Dámetro de las barras (db)	6db	12db	h	Ldg
3/8"	5.72	11.43	15.00	17.90
1/2"	7.62	15.24	20.00	23.90
5/8"	9.53	19.05	25.00	29.90
3/4"	11.43	22.86	30.00	35.90
1"	15.24	30.48	40.00	47.80

DETALLE DE ESTRIBOS

Dámetro de las barras (db)	4db	6db	11db
1/2"	7.62	15.24	20.00
5/8"	9.53	19.05	25.00
3/4"	11.43	22.86	30.00
1"	15.24	30.48	40.00



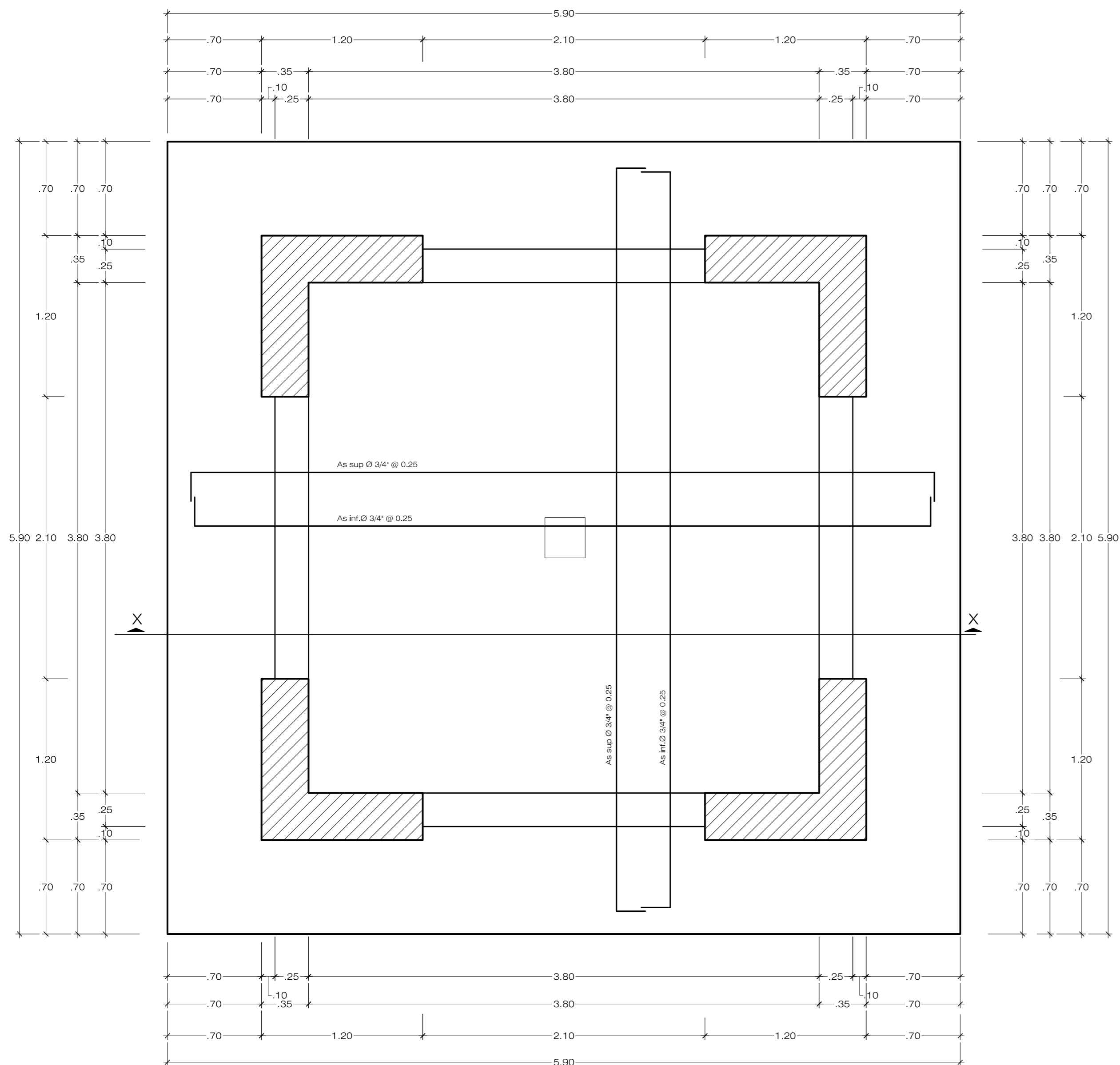
DETALLE DE EMPALMES DE COLUMNAS
ESC: 1/50



MDCN
 MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CIUDAD NUEVA
 DISTRITO DE CIUDAD NUEVA - TACNA

UBICACION: DISTRITO DE CIUDAD NUEVA - PROV. DEL TACNA
 ESCALA: INDICADA
 FECHA: FEB-2020

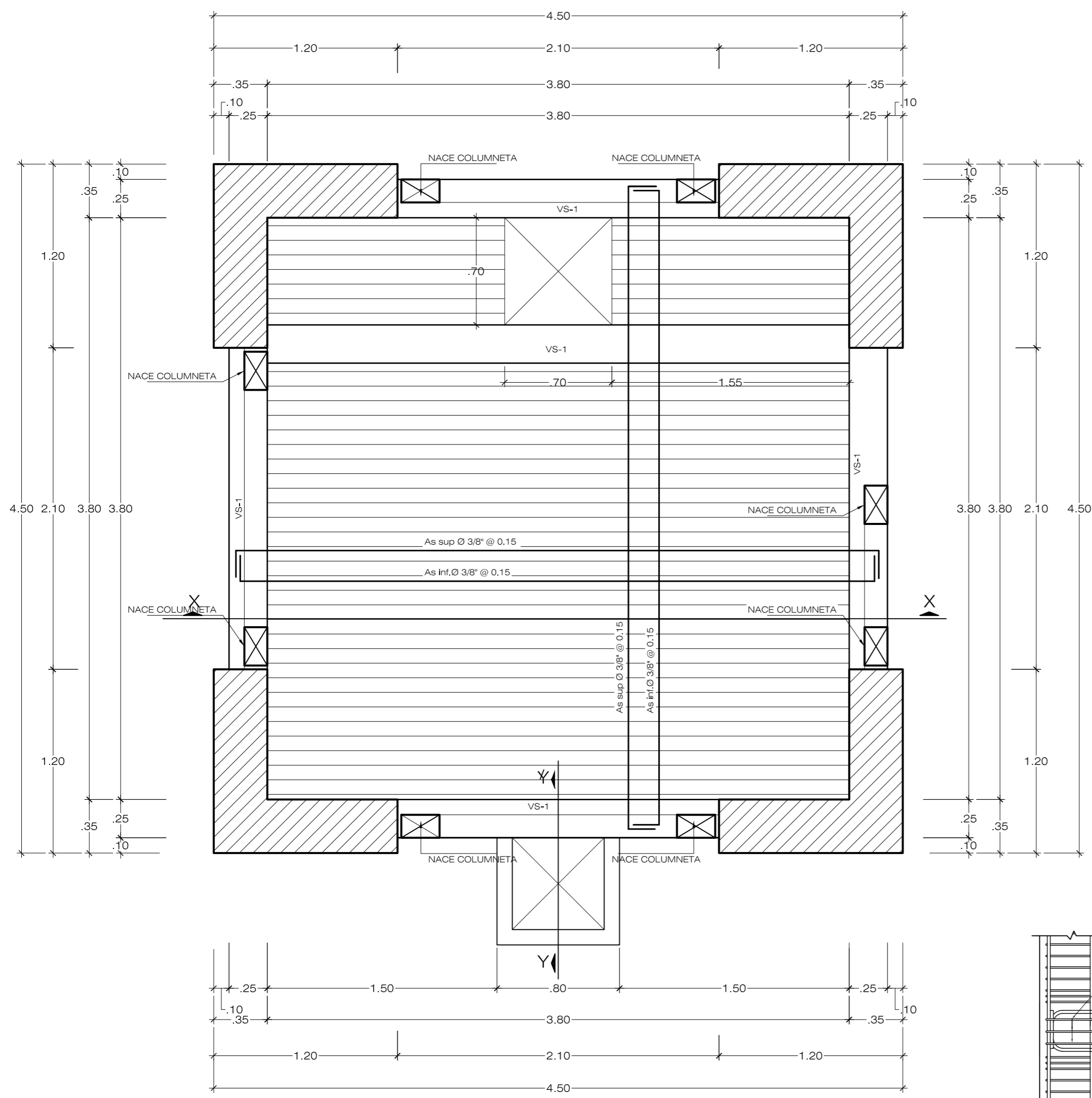
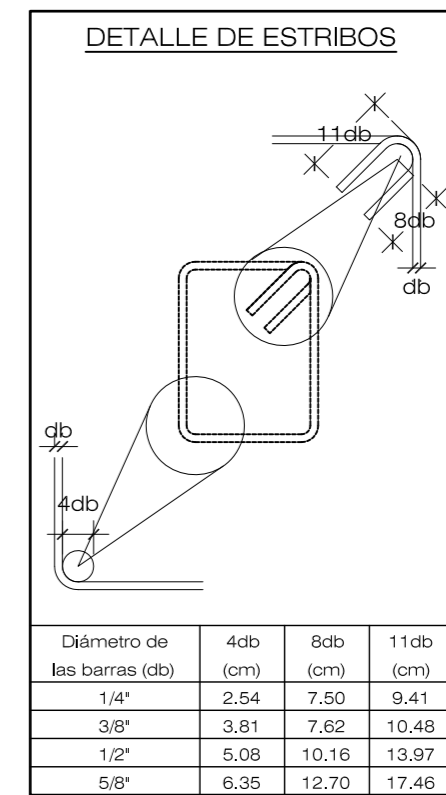
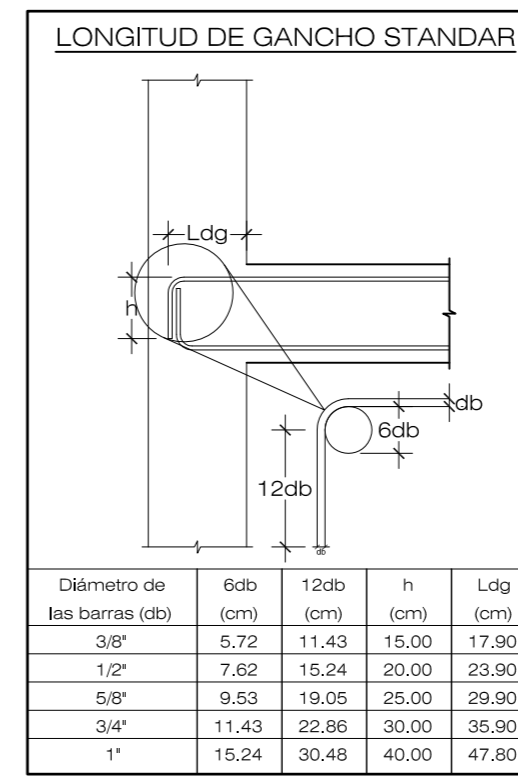
PROYECTO: MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DE LOS SERVICIOS EDUCATIVOS DE LA INSTITUCION EDUCATIVA MARISCAL CÁCERES, DISTRITO DE CIUDAD NUEVA - TACNA



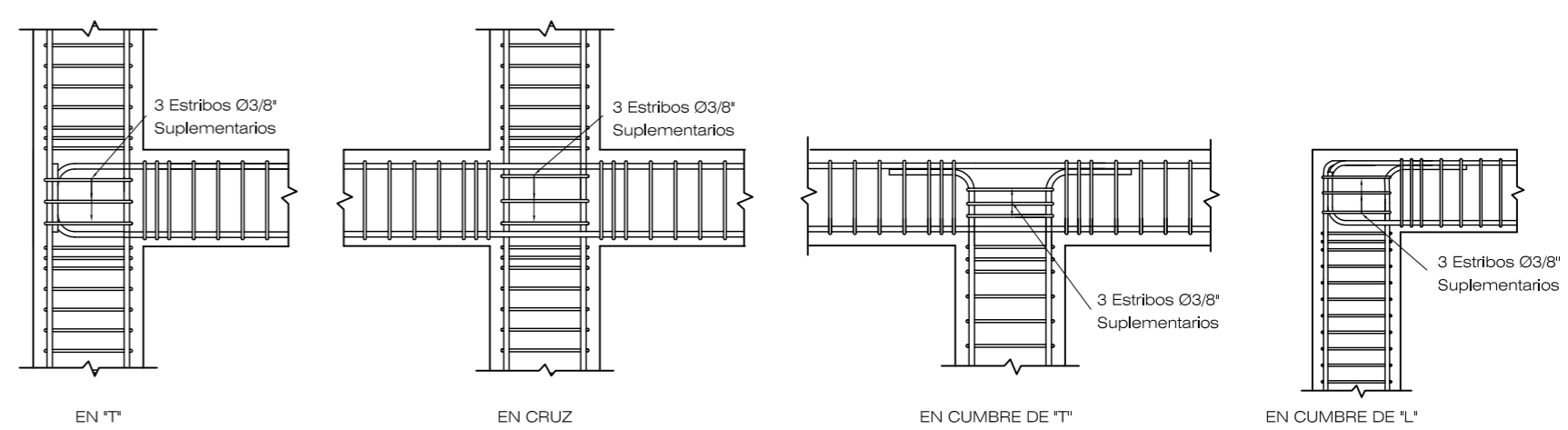
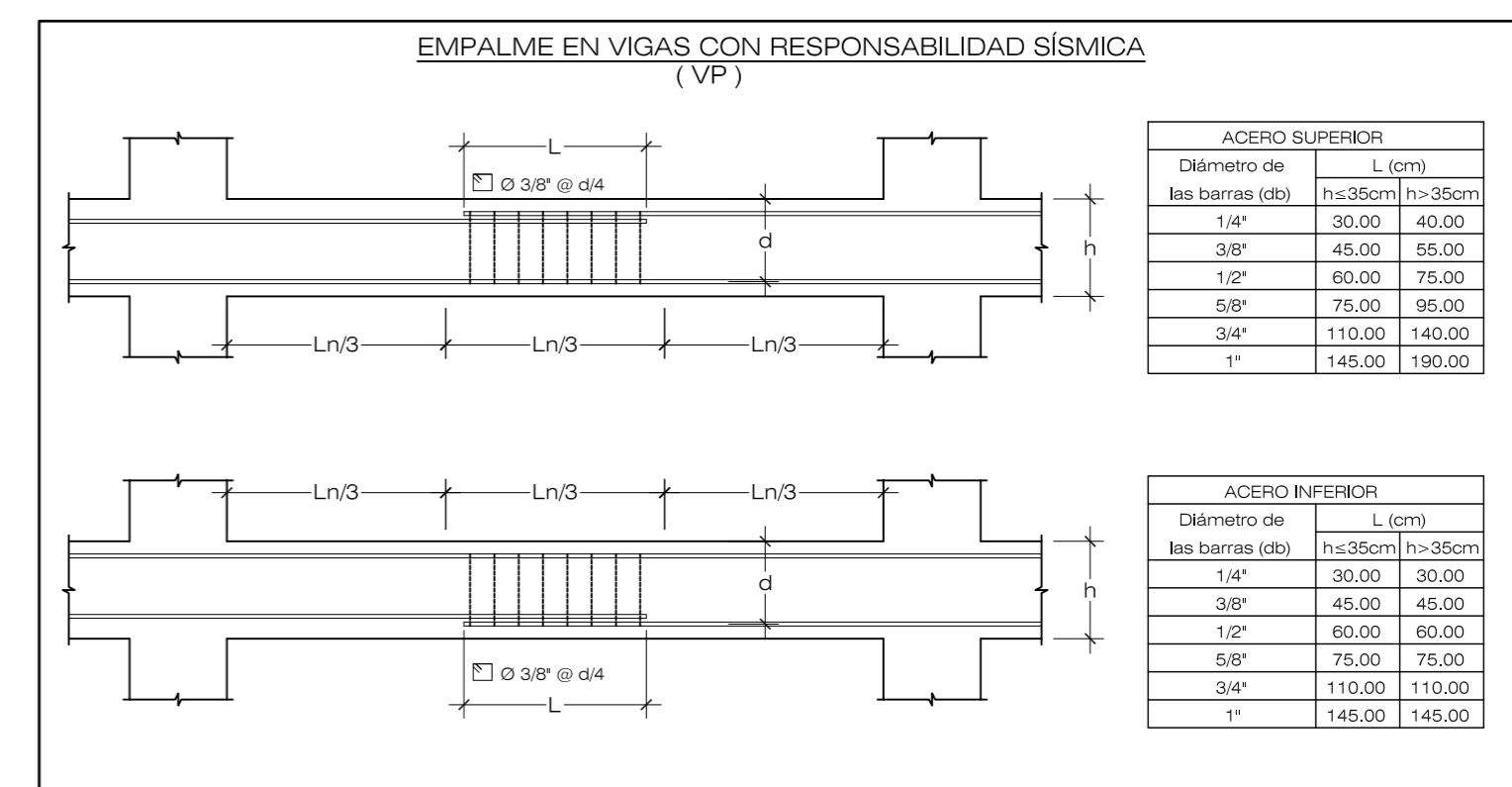
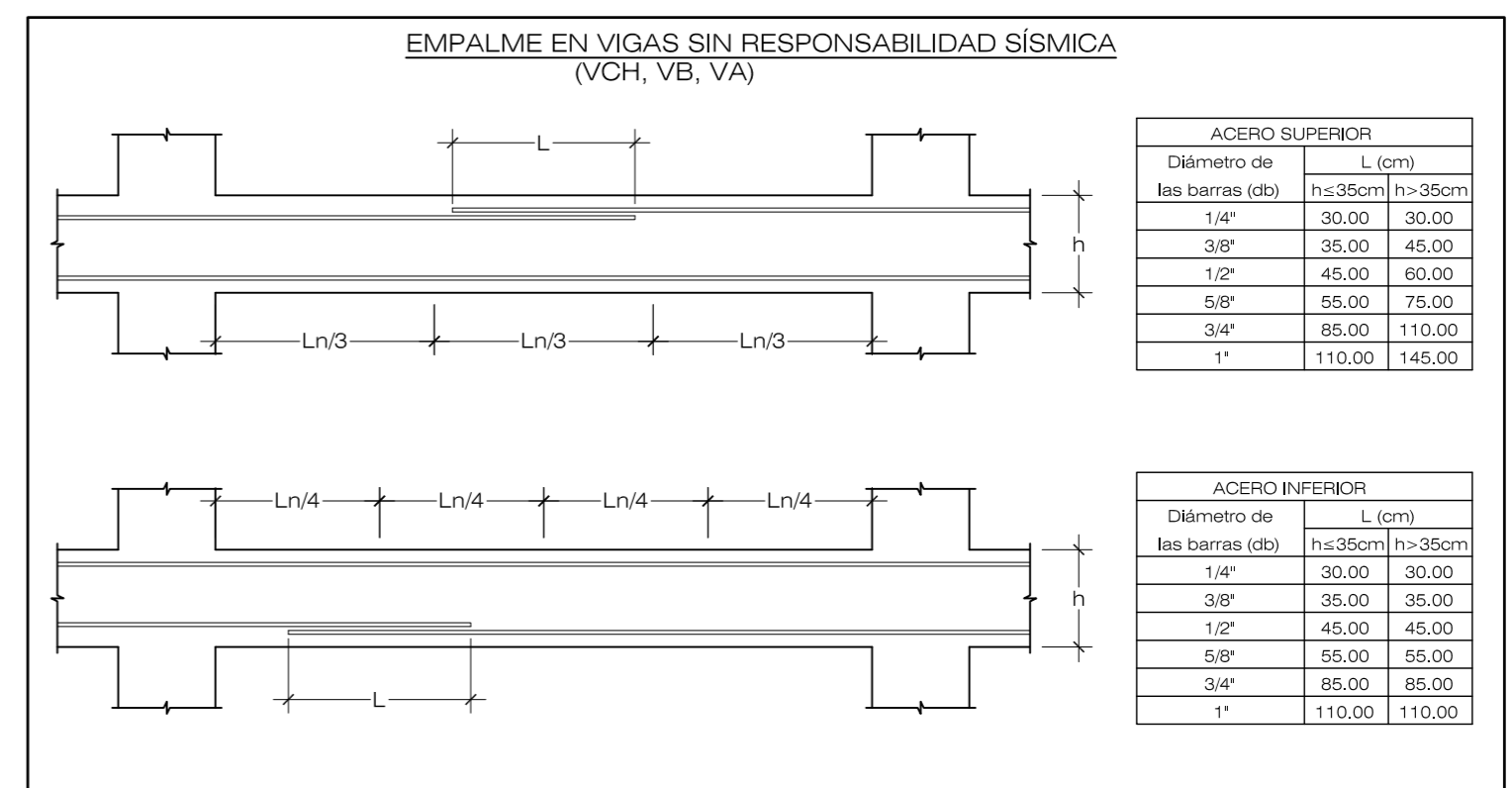
CIMENTACION e=60cm, TANQUE CISTERNA
ESC: 1/25

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
CONCRETO SIMPLE:	
CIMENTO COPOLIO	
CONCRETO CIMENTOS CORRIDOS	
MEZCLA 1:10 (100 kg/cm ²) + 30% P.G. MAX. 8'	
SOBRECIMENTOS	
CONCRETO SOBRECIMENTOS	
MEZCLA 1:8 (140 kg/cm ²) + 25% P.M. MAX 2"	
CONCRETO ARMADO:	
ZAPATAS	f _c : 280 Kg/cm ²
COLUMNAS, PLACAS Y VIGAS	f _c : 280 Kg/cm ²
TANQUE ELEVADO	f _c : 280 Kg/cm ² + ADIT IMPERMEABILIZANTE
TANQUE CISTERNA	f _c : 280 Kg/cm ² + ADIT IMPERMEABILIZANTE
ACERO	f _y : 4200 Kg/cm ²
ALBAÑILERIA:	
MUROS	: fm 50 Kg/cm ²
MORTERO	: 1:4 (C/A) CON ESPESOR DE JUNTA DE 1.00-1.50 cm.
TERRENO:	
CAPACIDAD PORTANTE : 2.5 Kg/cm ² a una profundidad Df=3.35m.	
REQUISITOS	
ZAPATAS	: 7.50 cm.
SOBRECIMIENTO ARMADO	: 3.00 cm.
VIGAS CHATAS Y LOSAS	: 3.00 cm.
COLUMNAS	: 4.00 cm.
VIGAS	: 4.00 cm.
CURADO:	
10 días mínimo	
ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCION :	
REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES	

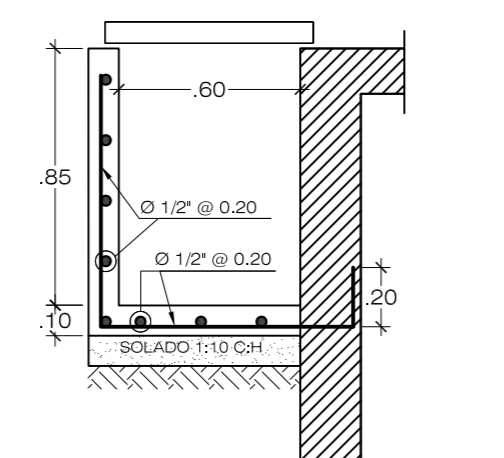
PARAMETROS DE DISEÑO SISMORESISTENTES			
ANÁLISIS DINÁMICO MODAL - ESPECTRAL			
PARAMETROS SISMICOS:			
Factor de Zona :	Z = 0.45 (Tacna)		
Uso e Importancia :	U = 1.50		
Coefficiente Sísmico :	C = 2.50 máx. (C = 2.5 T ^{0.7})		
Tipo de suelo :	Aréa Lúmina (E.M.S.)		
Factor de Terreno :	S = 1.1 (Suelo Blando)		
Período de vibración :	T _p = 1.00 seg.		
Gravedad :	TL = 1.00 seg.		
la (altura):	g = 9.81 m/seg. ²		
SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORESISTENTE:			
R _o D _x :	2.5 (ESTR. VOLADIZO)		
R _o D _y :	2.5 (ESTR. VOLADIZO)		
PERIODO FUNDAMENTAL:			
X-X	Y-Y		
0.175 s.	0.175 s.		
FUERZA CORTANTE EN LA BASE:			
Estático		Dinámico	
X-X:	120 639.02 kg	90 353.01 kg	
Y-Y:	120 639.02 kg	90 353.01 kg	
DESPLAZAMIENTOS MAX. ULT. NIVEL Y DESPLAZAMIENTO RELATIVO MAXIMO			
DISTORSIONES DE ENTREEJO:			
	Desplz. Max. ult nivel (cm)	Desplazamiento Relativo max	Distorsiones de Entreejo max
BLOQUE C'	X-X	Y-Y	X-X
	0.75	0.75	0.178 0.174 0.001 0.001



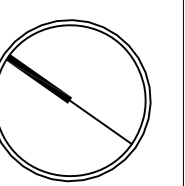
LOSA e=20cm, TECHO TANQUE CISTERNA
ESC: 1/25



DETALLE DE NUDOS VIGA-COLUMNA
ESC: 1/50



DET. CORTE Y-Y
ESC: 1/25



MANUALIDAD ORIGINAL DE CIUDAD NUEVA
DEPENDENCIA DE ASISTENCIA DE PROYECTOS
SUI GERENTE DE ESTUDIOS

MDCN

SECCION: ESTRUCTURA
DISTRITO DE CIUDAD NUEVA
PROV. REG. TACNA

FECHA: 08/04/2020

PROYECTO: ESTRUCTURA TANQUE ELEVADO Y CISTERNA

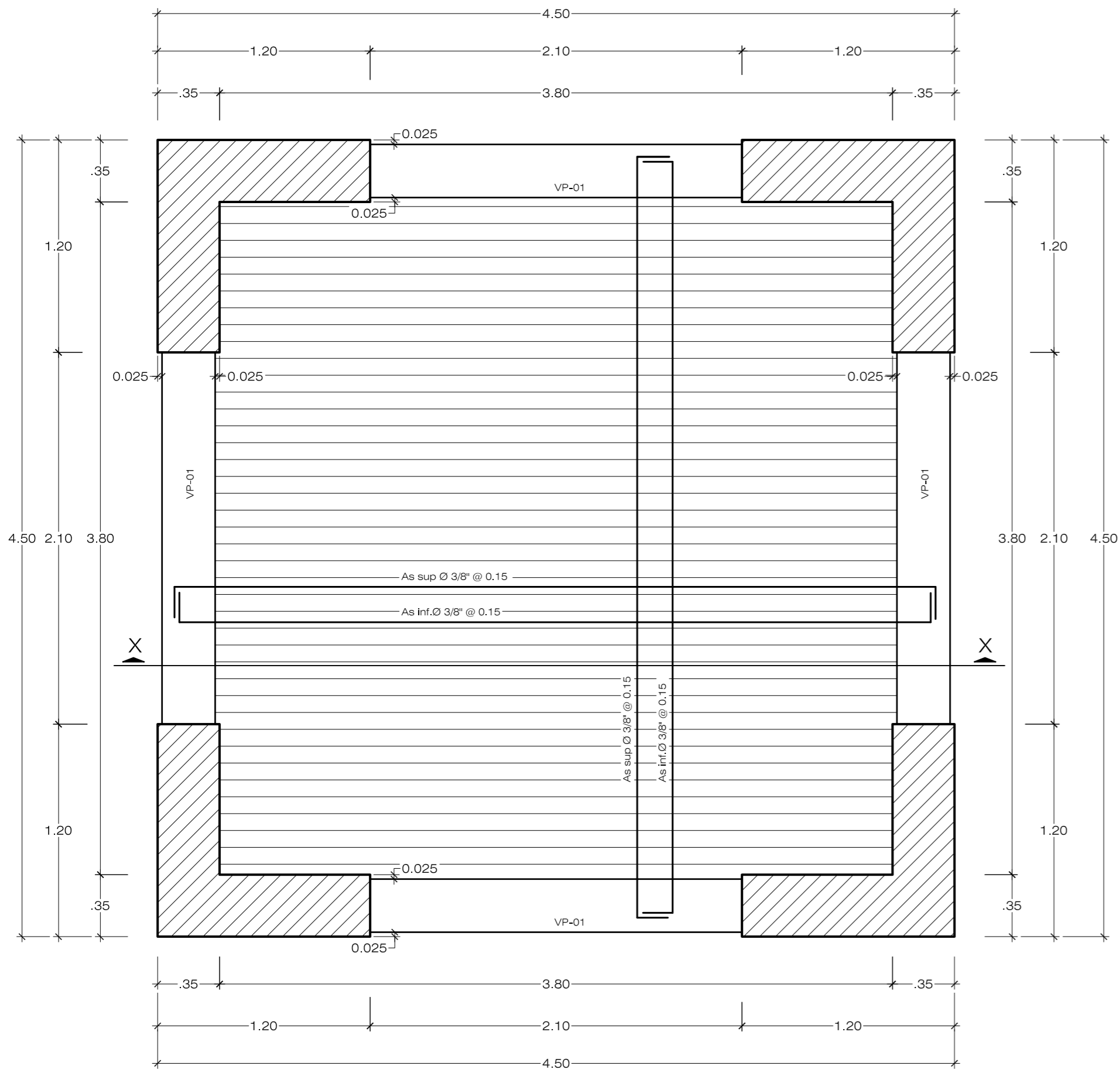
AS

RESPONSABLE

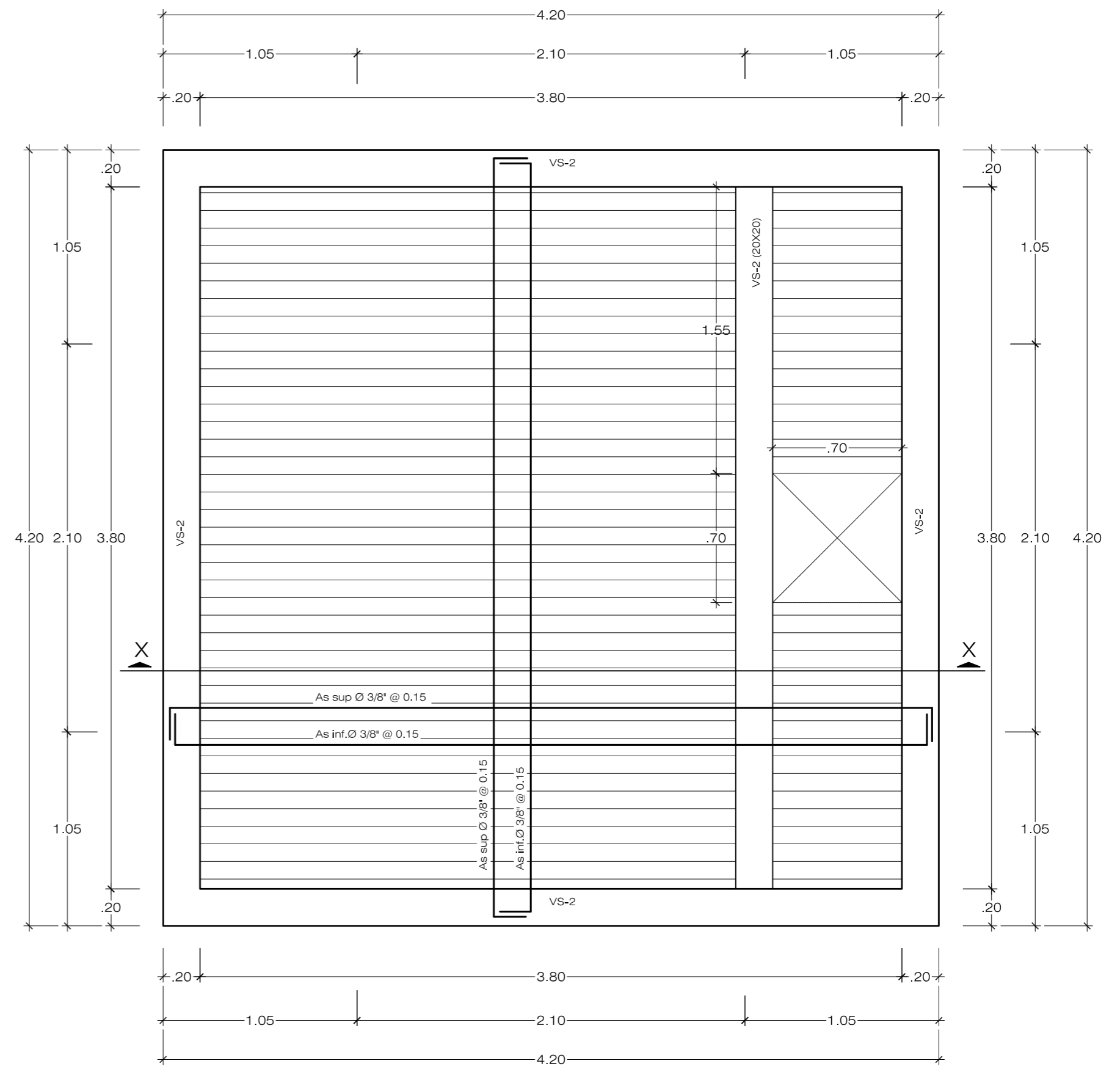
MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DE LOS SERVICIOS EDUCATIVOS DE LA INSTITUCION EDUCATIVA MARISCAL CACERES, DISTRITO DE CIUDAD NUEVA - TACNA

RESPONSABLE

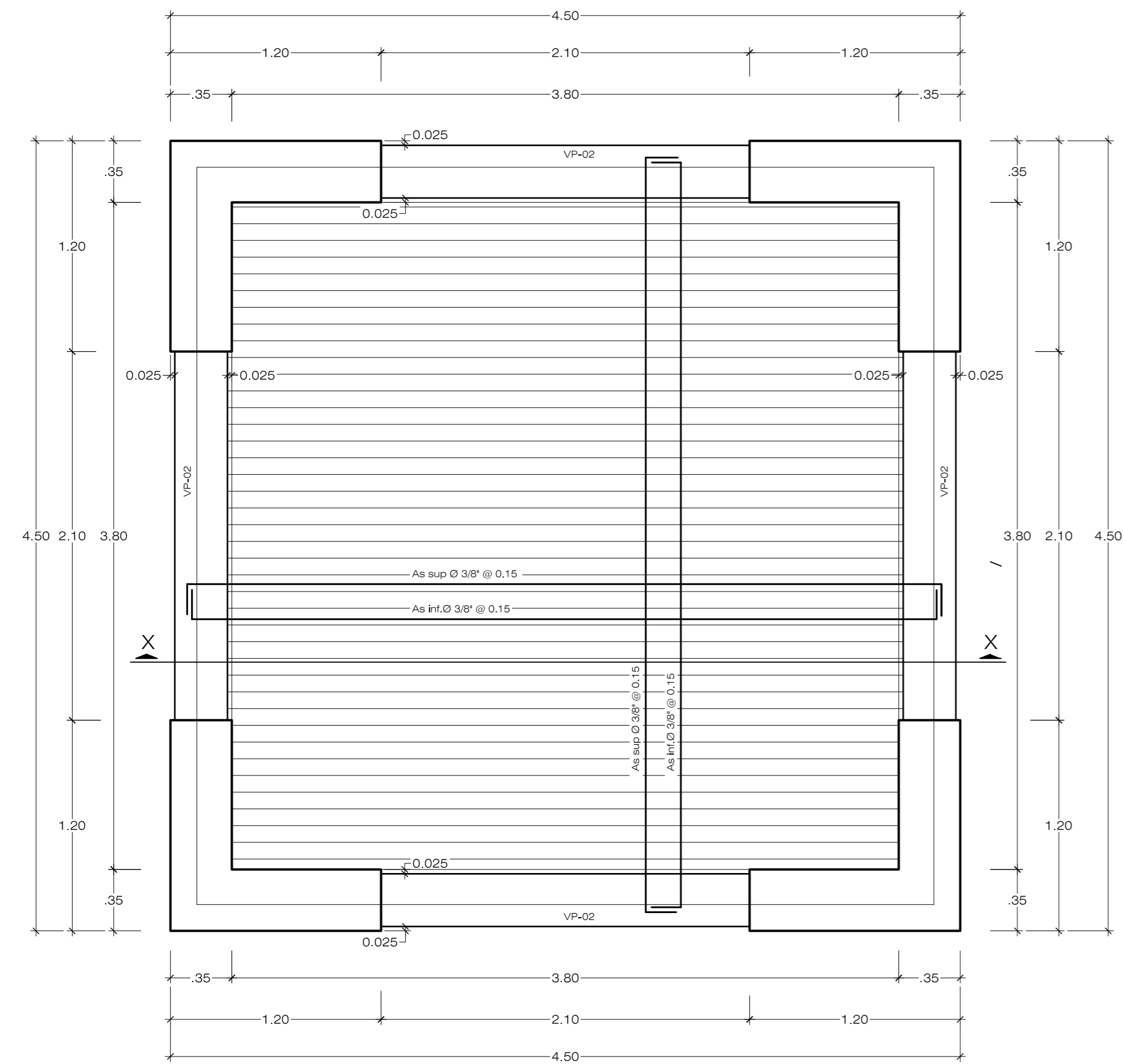
OC T-2



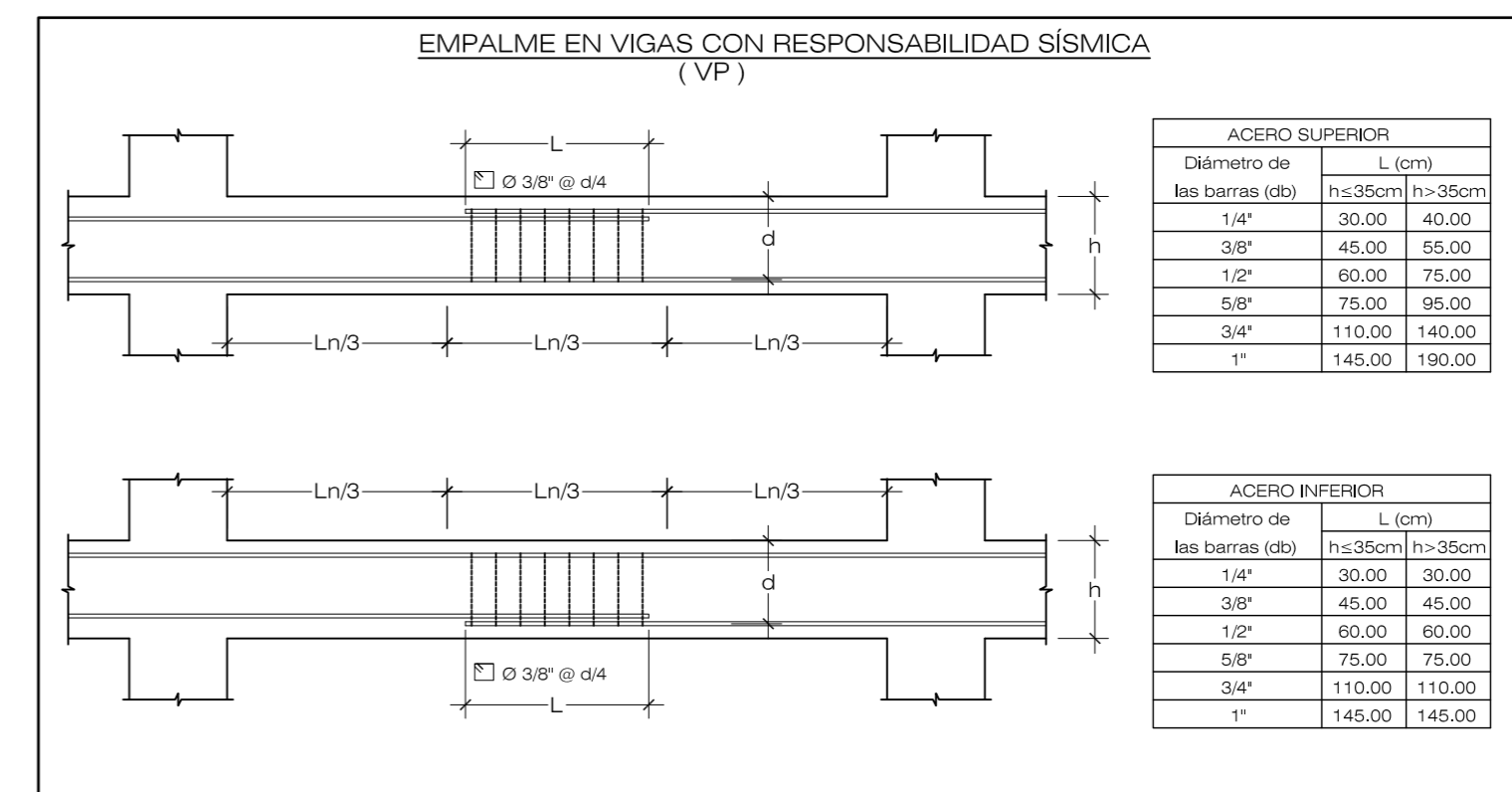
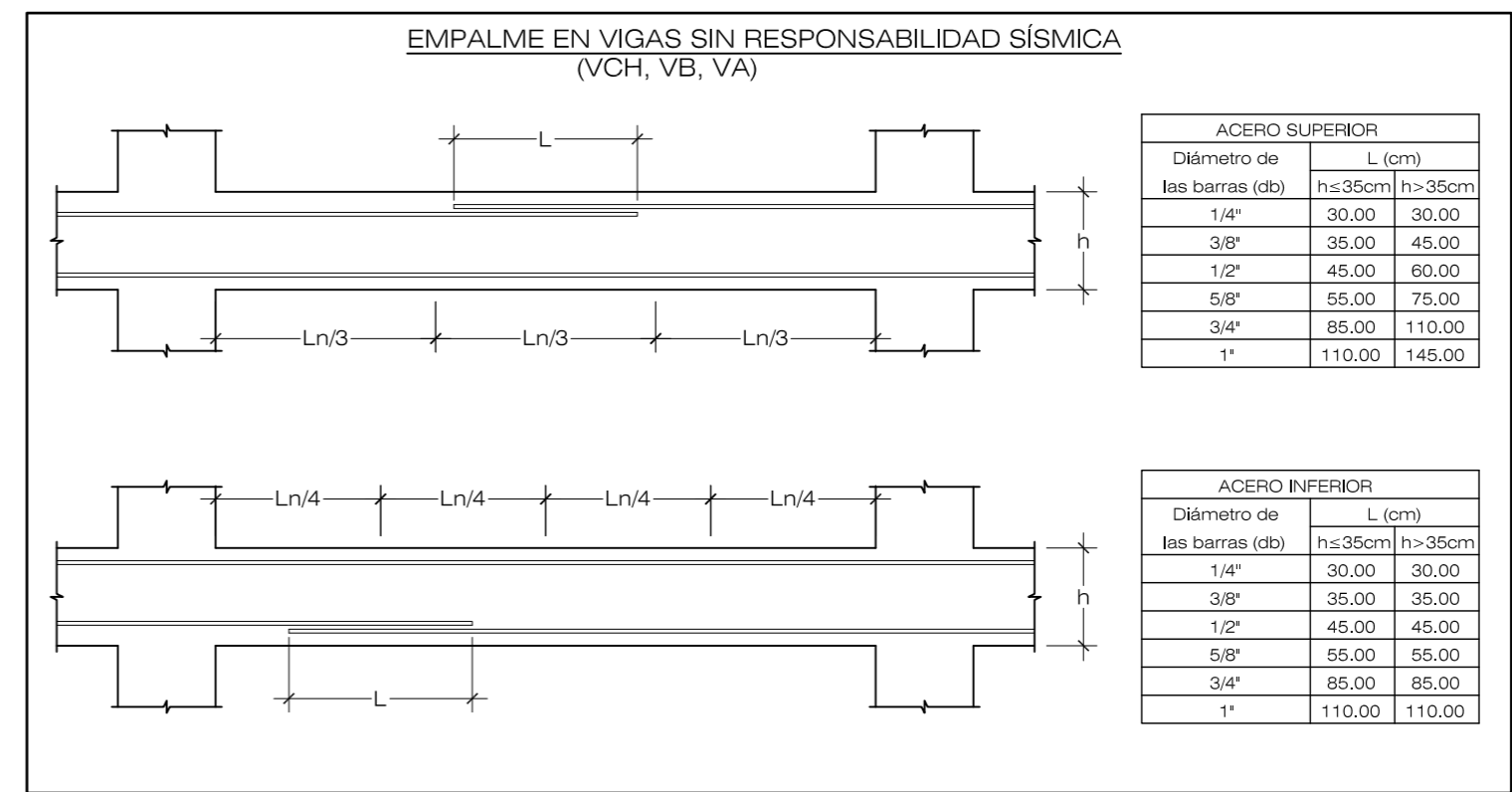
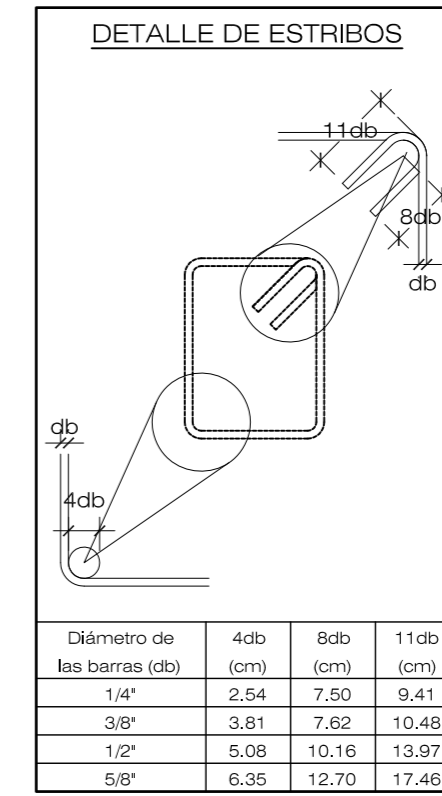
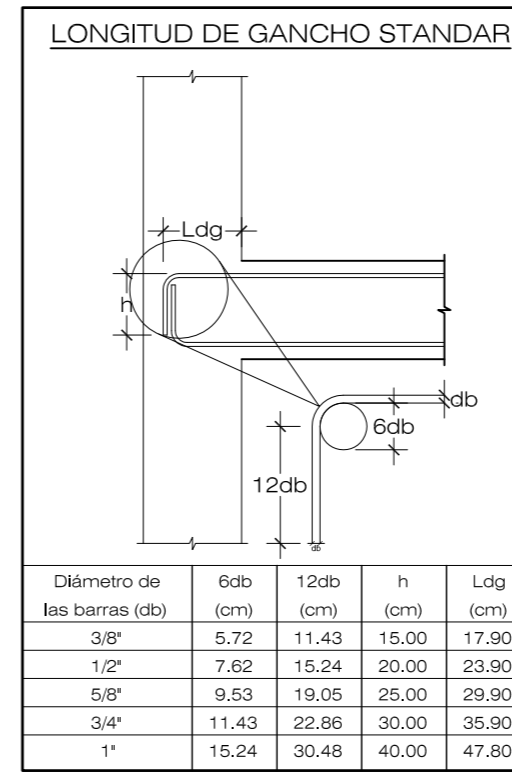
LOSA e=20cm, TECHO CASETA
ESC : 1/25



LOSA e=20cm, TECHO TANQUE ELEVADO
ESC : 1/25

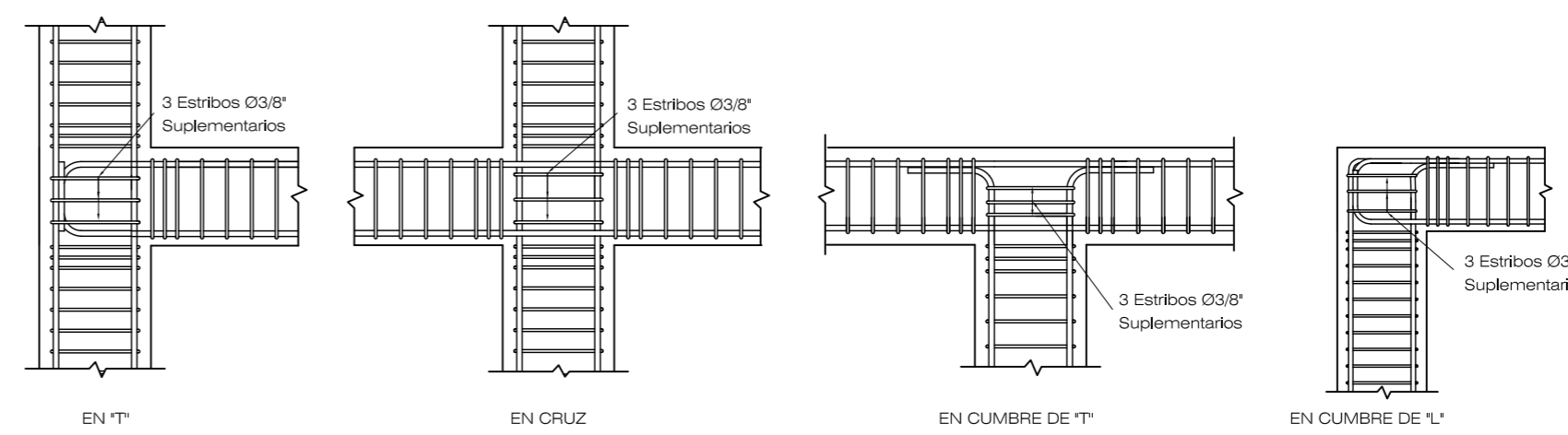


LOSA e=20cm, PISO TANQUE ELEVADO
ESC : 1/25

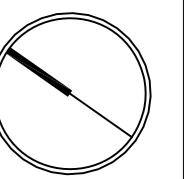


ESPECIFICACIONES TÉCNICAS	
CONCRETO SIMPLE:	
CIMENTO CORRIDO	
CONCRETO CIMENTOS CORRIDOS	
MEZCLA 1:1:10 (100 kg/cm ²) + 30% P.G. MAX. 8"	
SOBRECIMENTOS	
CONCRETO SOBRECIMENTOS	
MEZCLA 1:8 (140 kg/cm ²) + 25% P.M. MAX 2"	
CONCRETO ARMADO:	
ZAPATAS	fc : 280 Kg/cm ²
COLUMNAS, PLACAS Y VIDAS	fc : 280 Kg/cm ²
TANQUE ELEVADO	fc : 280 Kg/cm ² + ADIT IMPERMEABILIZANTE
TANQUE CISTERNA	fc : 280 Kg/cm ² + ADIT IMPERMEABILIZANTE
ACERO	fy : 4200 Kg/cm ²
ALBAÑILERÍA:	
MUROS	1 m ² 50 Kg/cm ²
MORTERO	1:1:4 (C:A) CON ESPESOR DE JUNTA DE 1.00-1.50 cm.
TERRENO:	
CAPACIDAD PORTANTE	2.5 Kg/cm ² a una profundidad Df=3.35m.
RECUBRIMIENTOS	
ZAPATAS	7.50 cm.
SOBRECIMIENTO ARMADO	3.00 cm.
VIGAS CHATAS Y LOSAS	3.00 cm.
COLUMNAS	4.00 cm.
VIGAS	4.00 cm.
CURADO:	10 días mínimo
ESPECIFICACIONES DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN : REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES	

PARAMETROS DE DISEÑO SISMORRESISTENTES ANÁLISIS DINÁMICO MODAL - ESPECTRAL			
PARAMETROS SISMICOS:			
Factor de Zona :	Z = 0.45 (Tacna)		
Uso e Importancia :	U = 1.50		
Coefficiente Sísmico :	C = 2.50 máx. (C = 2.5 Tp/T)		
Tipo de suelo :	Arena Lamosa (C.M.S.)		
Factor de Terreno :	S = 1.1 (Suelo Blando)		
Gravedad :	g = 9.81 m/seg. ²		
TL :	1.50 seg.		
Ip (planta) :	1		
SISTEMA ESTRUCTURAL SISMORRESISTENTE:			
Ra Df :	2.5 (ESTR. VOLADIZO)		
Ra Dy :	2.5 (ESTR. VOLADIZO)		
PERIODO FUNDAMENTAL:			
X-X :	0.175 s.	Y-Y :	0.175 s.
FUERZA CORTANTE EN LA BASE:			
Estático	Dinámico		
X-X :	120,639.02 kg	90,353.01 kg	
Y-Y :	120,639.02 kg	90,353.01 kg	
DESPLAZAMIENTOS MAX. ULT. NIVEL Y DESPLAZAMIENTO RELATIVO MAXIMO			
DISTORSIONES DE ENTREPIÉS:			
BLOQUE "C"	Desplz. Max ult nivel (cm)	Desplazamiento Relativo max	Distorsiones de Entrepiés max
	X-X : 1.47	X-X : 1.47	X-X : 1.47
	0.75	0.75	0.178
			0.174
			0.001
			0.001



DETALLE DE NUDOS VIGA-COLUMNA
ESC : 1/50



MDCN
MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CIUDAD NUEVA
DEPENDENCIA DE GESTIÓN DE PROYECTOS
SUPERINTENDENTE DE ESTUDIOS

MDCN
MUNICIPALIDAD DISTRITAL DE CIUDAD NUEVA
DEPENDENCIA DE GESTIÓN DE PROYECTOS
SUPERINTENDENTE DE ESTUDIOS

UBICACIÓN:
DISTRITO DE CIUDAD NUEVA
PROV. REG. TACNA

FECHA:
REVISADA FEB-2020

PROYECTO:
ESTRUCTURA
TANQUE ELEVADO
Y CISTERNA

PROYECTISTA:
A.S.

PROYECTO:
ESTRUCTURA
TANQUE ELEVADO
Y CISTERNA

PROYECTISTA:
A.S.

PROYECTO:
ESTRUCTURA
TANQUE ELEVADO
Y CISTERNA

PROYECTISTA:
A.S.

PROYECTO:
ESTRUCTURA
TANQUE ELEVADO
Y CISTERNA

PROYECTISTA:
A.S.

PROYECTO:
ESTRUCTURA
TANQUE ELEVADO
Y CISTERNA

PROYECTISTA:
A.S.

PROYECTO:
ESTRUCTURA
TANQUE ELEVADO
Y CISTERNA

PROYECTISTA:
A.S.

PROYECTO:
ESTRUCTURA
TANQUE ELEVADO
Y CISTERNA

PROYECTISTA:
A.S.

PROYECTO:
ESTRUCTURA
TANQUE ELEVADO
Y CISTERNA

PROYECTISTA:
A.S.

PROYECTO:
ESTRUCTURA
TANQUE ELEVADO
Y CISTERNA

PROYECTISTA:
A.S.

PROYECTO:
ESTRUCTURA
TANQUE ELEVADO
Y CISTERNA

PROYECTISTA:
A.S.

PROYECTO:
ESTRUCTURA
TANQUE ELEVADO
Y CISTERNA

PROYECTISTA:
A.S.

PROYECTO:
ESTRUCTURA
TANQUE ELEVADO
Y CISTERNA

PROYECTISTA:
A.S.

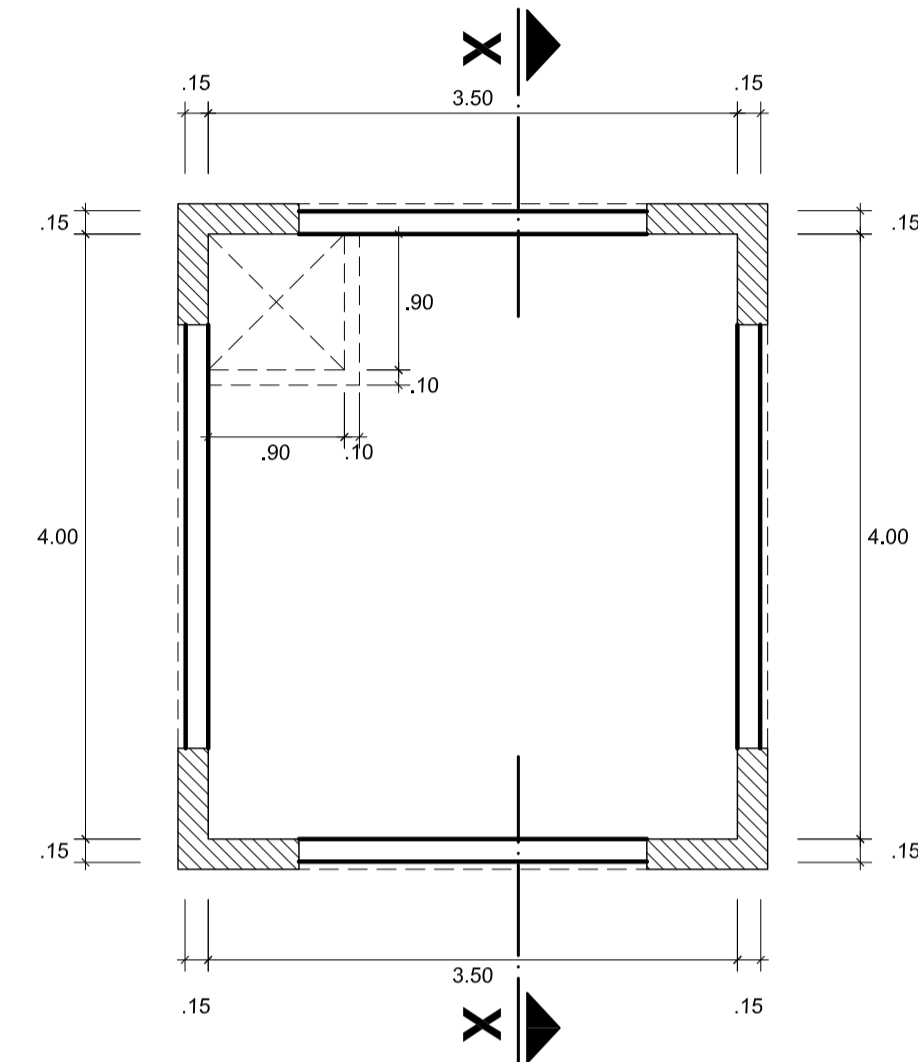
PROYECTO:
ESTRUCTURA
TANQUE ELEVADO
Y CISTERNA

PROYECTISTA:
A.S.

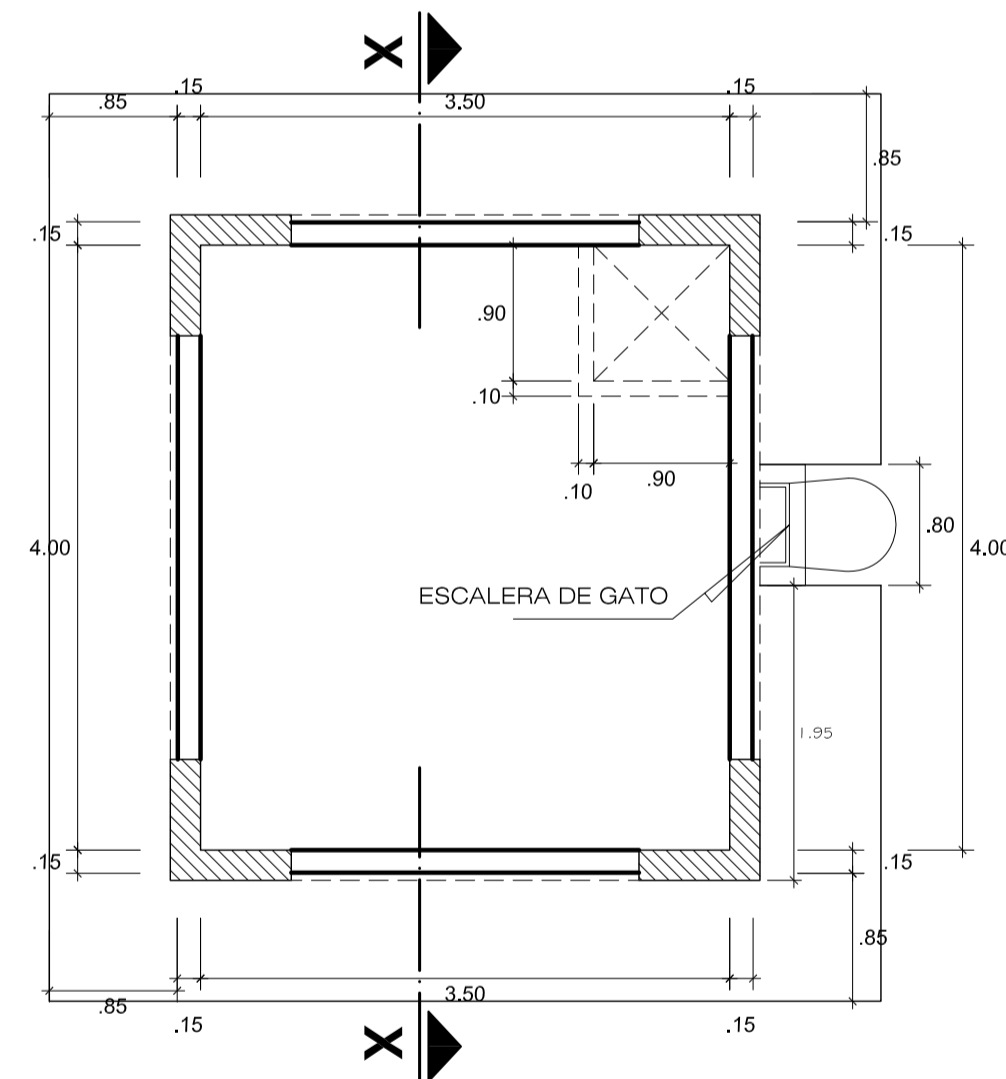
Tanque elevado y cisterna ESTRUCTURA

MIO

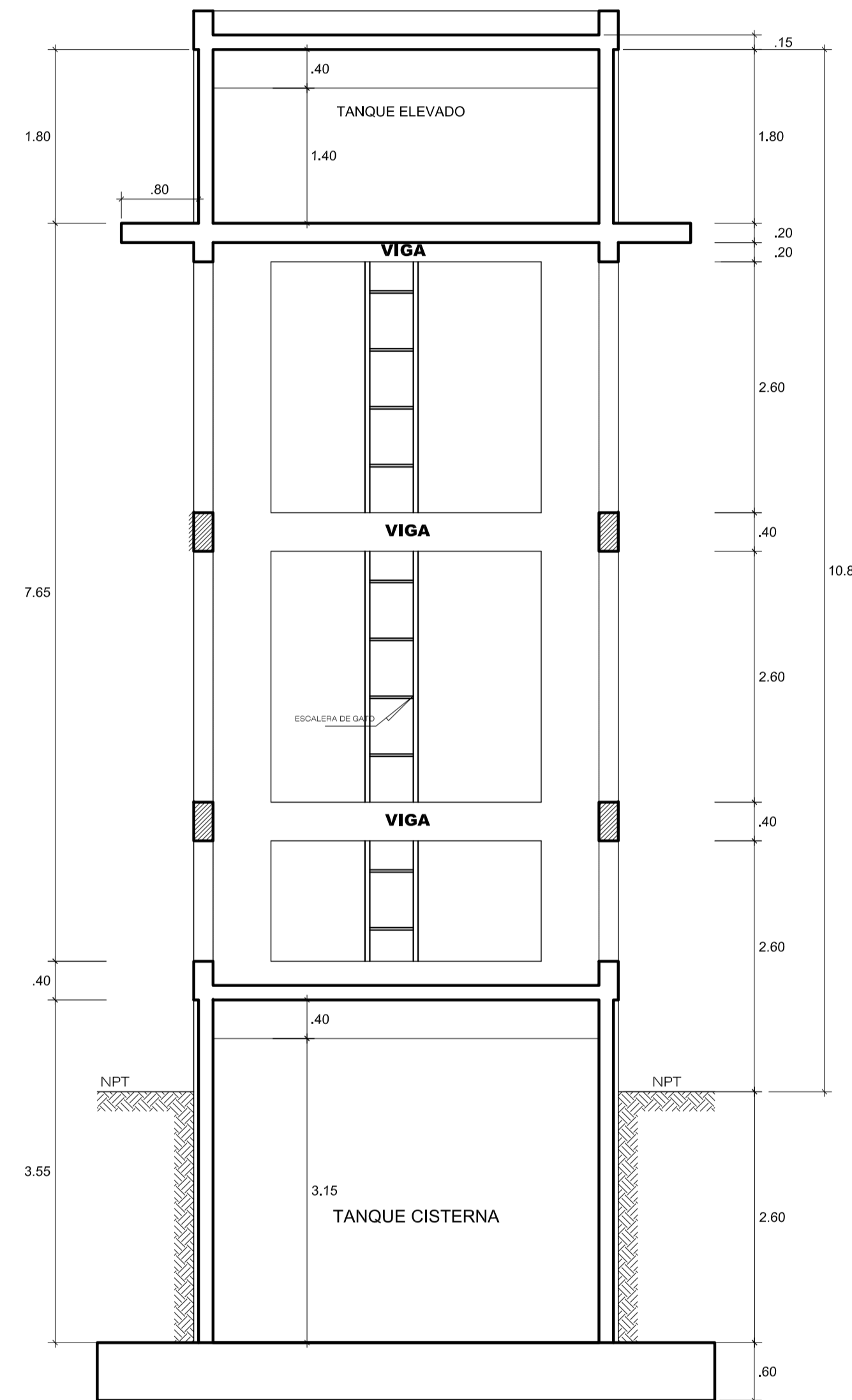
MULTIOBRAS S.A.
CONTRATISTAS GENERALES



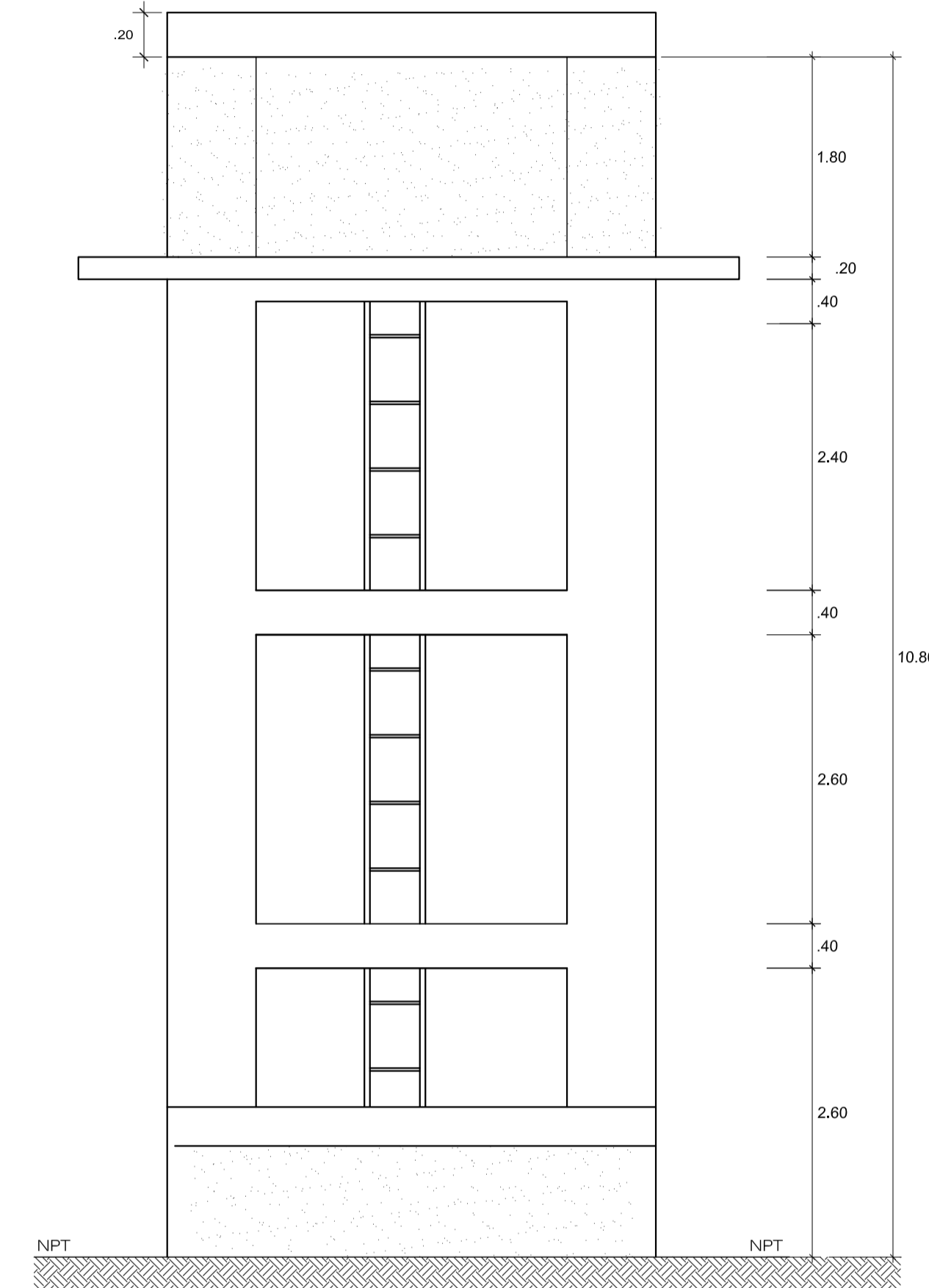
TANQUE CISTERNA-PLANTA
ESCALA 1/50



TANQUE ELEVADO-PLANTA
ESCALA 1/50



CORTE X-X
ESCALA 1/50



ELEVACION
ESCALA 1/50

PROYECTO:
"MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS EDUCATIVOS DE LA INSTITUCION EDUCATIVA MANUEL A. ODRIA, DISTRITO: CIUDAD NUEVA - TACNA"

UBICACION:
DIRECCION : AV. EMANCIPACION S/N
DISTRITO : CIUDAD NUEVA
PROVINCIA : TACNA
REGION : TACNA

ESPECIALIDAD:
ESTRUCTURAS

CONTRATISTA:

PLANO:
TANQUE ELEVADO Y CISTERNA

ESCALA INICIADA:
DIBUJADO: NNNN
FECHA: ENERO - 2021

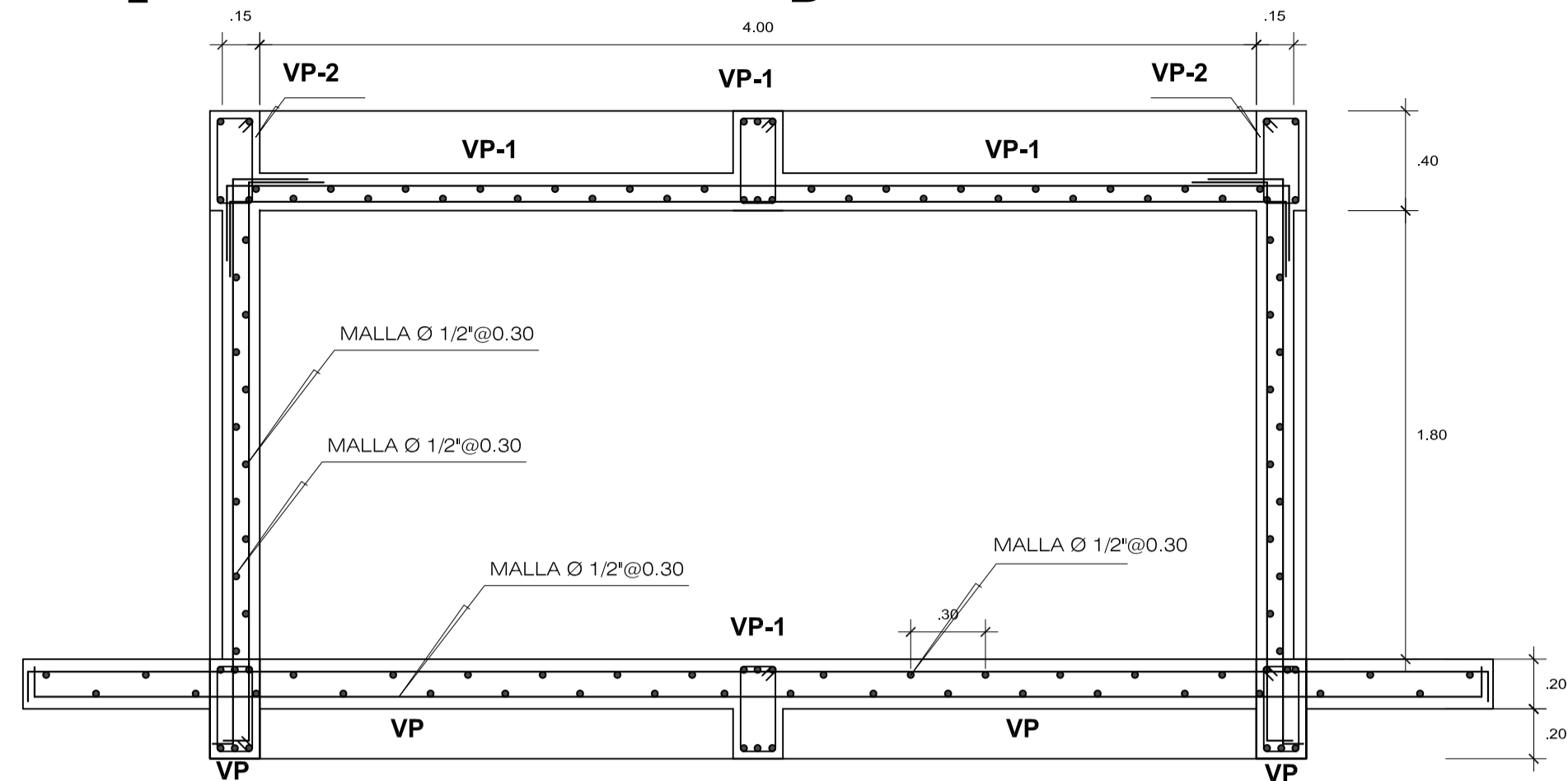
OBSERVACIONES:

LAMINA:
A-E-45

CODIGO:
01

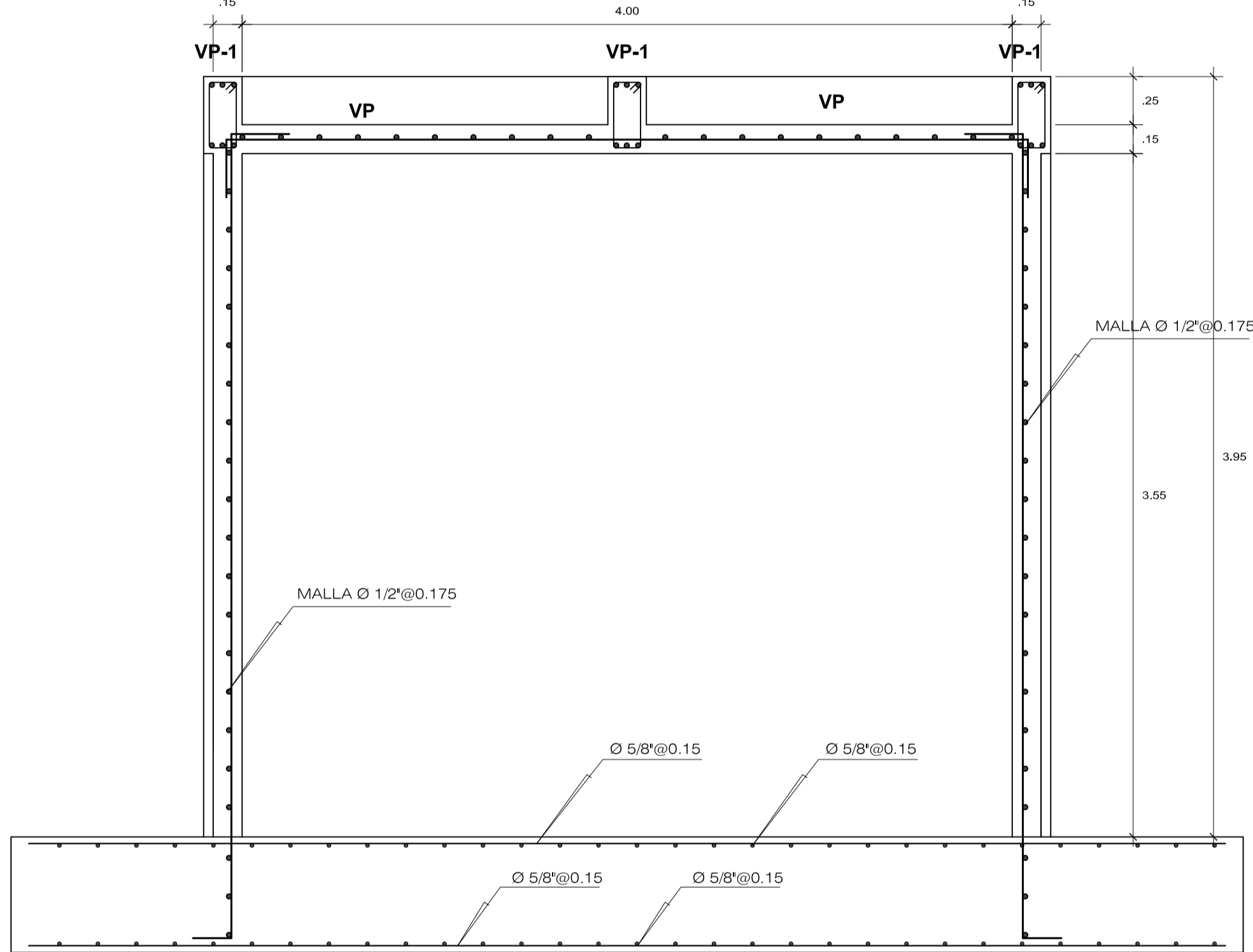
Tanque elevado y cisterna

ESTRUCTURA



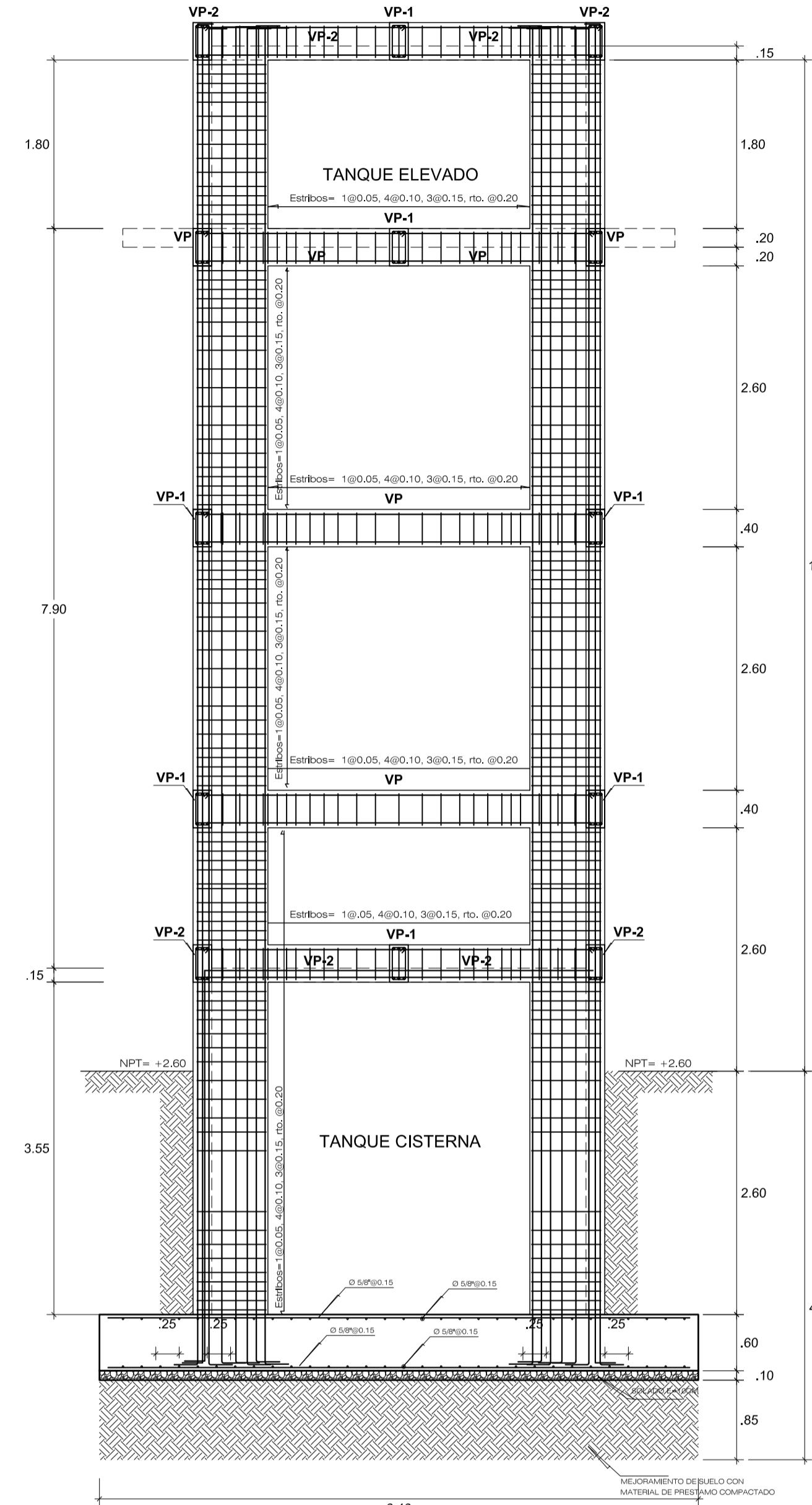
CORTE X-X TANQUE ELEVADO

ESCALA 1/25



CORTE X-X TANQUE CISTERNA

ESCALA 1/25

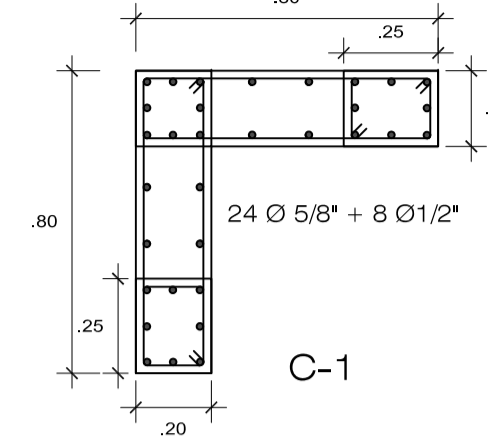


CORTE X-X

ESCALA 1/50

SECCION DE PLACA

ESCALA: 1/20



1 \square \varnothing 3/8" 1@0.05,
4@0.10,
3@0.15,
Resto@0.25

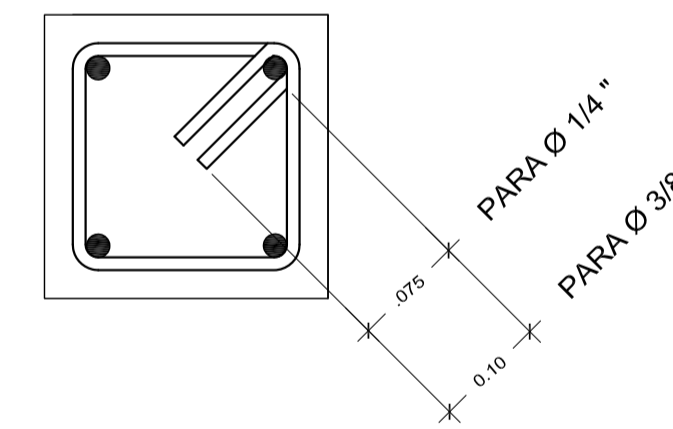
SECCION DE VIGAS

ESCALA: 1/20

VP	VP-1	VP-2
1 \square \varnothing 3/8" 1@0.05, 4@0.10, 3@0.15, Resto@0.20	1 \square \varnothing 3/8" 1@0.05, 4@0.10, 3@0.15, Resto@0.20	1 \square \varnothing 3/8" 1@0.05, 4@0.10, 3@0.15, Resto@0.20

DETALLE DE DOBLADO DE ESTRIBOS

ESC. 1/10



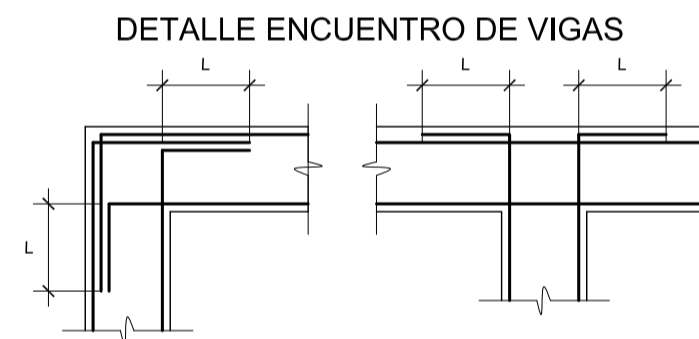
PARA \varnothing 1/4"

PARA \varnothing 3/8"

TRASLAPES Y EMPALMES			ESTRIBOS			
LOSAS VIGAS (cm)	COLUMN	LOSAS Y VIGAS	EN COLUMNAS	\varnothing	L	Rmín.
6mm	30			6mm	10cm	1.5cm
3/8"	40			3/8"	15cm	2.0cm
1/2"	50					
5/8"	60					

No se permitirán empalmes del refuerzo superior (negativo) en una longitud de 1/4 de luz de la losa o viga a cada lado de la columna de apoyo.

Los empalmes L se ubicarán en el tercio central. No se empalmarán más de 50% de la armadura en una misma sección.



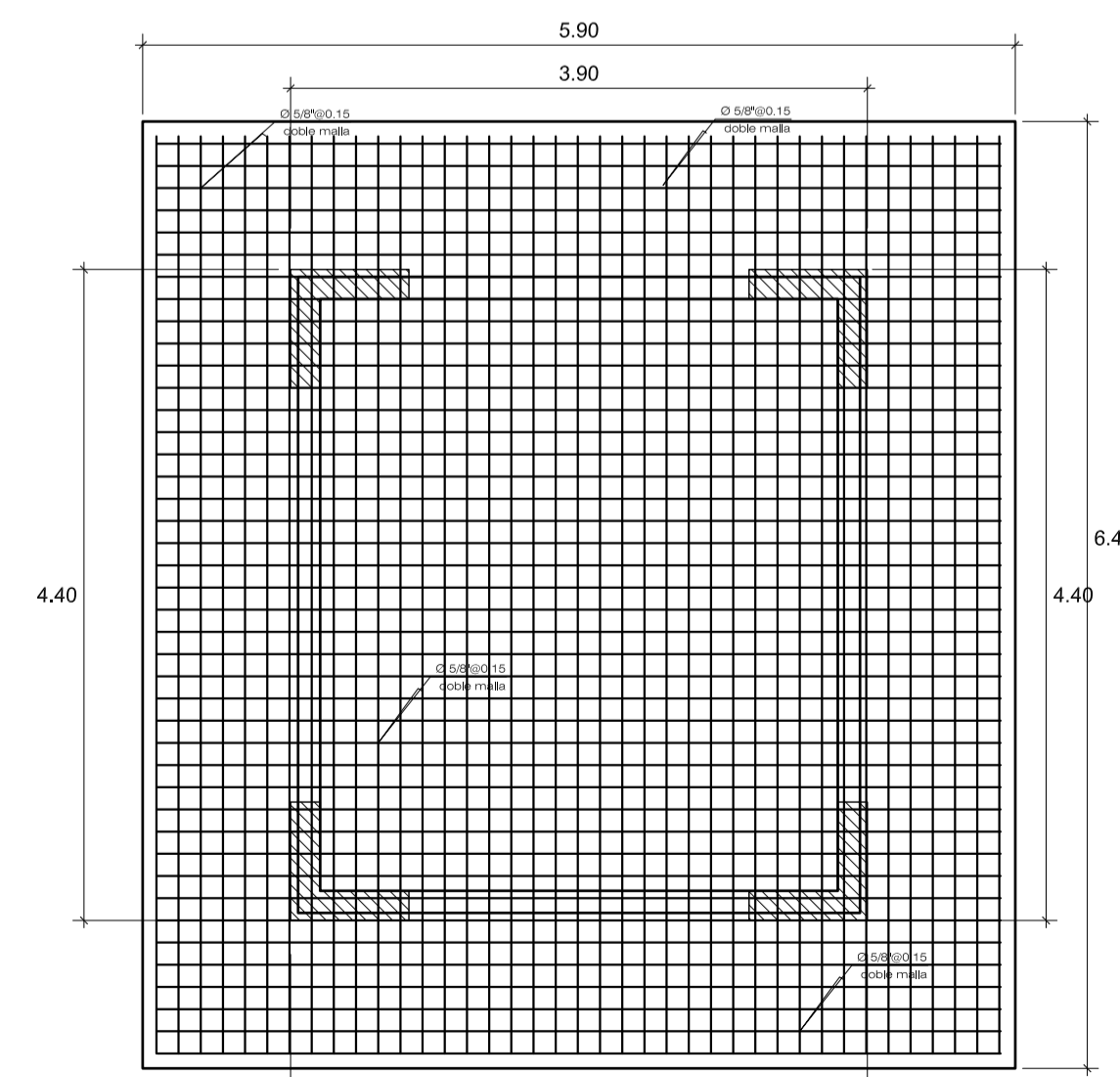
TIPO DE DOBLADO DE REFUERZO EN VIGA

\varnothing	L
3/8"	0.25m
1/2"	0.30m
5/8"	0.35m
3/4"	0.40m

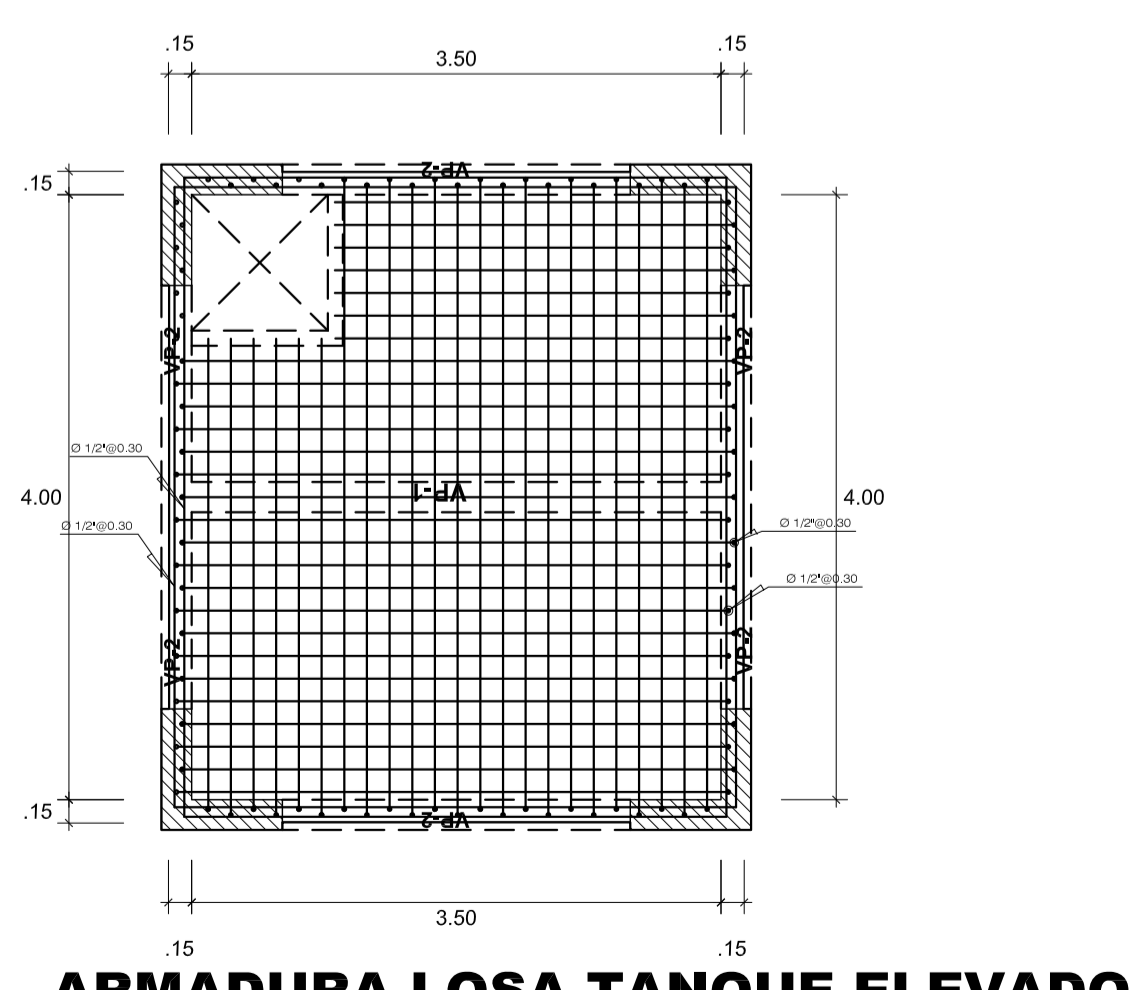
PARAMETROS DE DISEÑO SIMORESISTENTES						
Análisis Dinámico Modal Espectral						
Factor de Zona: $Z = 0.45$ (Zona 4 -Tacna)						
Uso e Importancia: $U = 1.5$ centro educativo						
Coeficiente Sísmico: $C = 2.5$ máximo ($C = 2.5 T_p/T$)						
Terreno: Suelo Arena-Limosa, con capacidad portante de 1.95 kg/cm ² a una profundidad de cimentación de 4.15 m (según Estudio Suelos)						
Factor de Terreno: $S = 1.05$ Suelo intermedio						
$T_p(t) = 0.6$ seg.						
$T(t) = 2$ seg.						
Gravedad: $G = 9.8$ m/seg.						
Coeficiente de Reducción por Ductilidad						
$R_{dct} = 6$: Muros de corte						
$R_{dct} = 6$: Muros de corte						
Derivas de entripado de estructura						
Modo	ω	ξ	ω	ξ	ω	ξ
Modo 1	0.131	0.04	0.018	0.058	0.000	0.000
Modo 2	0.486	0.040	0.167	0.167	0.005	0.005
Modo 3	0.105	0.05	0.215	0.215	0.005	0.005
Modo 4	0.087	0.087	0.046	0.047	0.005	0.005
Modo 5	0.025	0.025	0.007	0.007	0.000	0.000

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO	
ZAPATAS:	$F_c = 280$ kg/cm ²
SUBCIMENTOS (Soleto):	$F_c = 140$ kg/cm ² - 30% P.G.
COLUMNAS Y PLACAS:	$F_c = 280$ kg/cm ²
VIGAS, LOSAS:	$F_c = 280$ kg/cm ²
VIGAS DE CIMENTACION:	$F_c = 280$ kg/cm ²
Para concreto en contacto con el suelo se usará Cemento Tipo HS arduilla	
ACERO	
ACERO CORRUGADO:	$F_y = 4200$ kg/cm ²
RECUBRIMIENTOS	
ZAPATAS:	8.0 cms.
VIGAS DE CIMENTACION:	5.0 cms.
COLUMNAS Y PLACAS:	3.0 cms.
VIGAS PERALTADAS:	4.0 cms.
VIGAS CHATAS Y LOSAS:	2.5 cms.
RESISTENCIA DEL SUELO: 1.95 kg/cm ²	

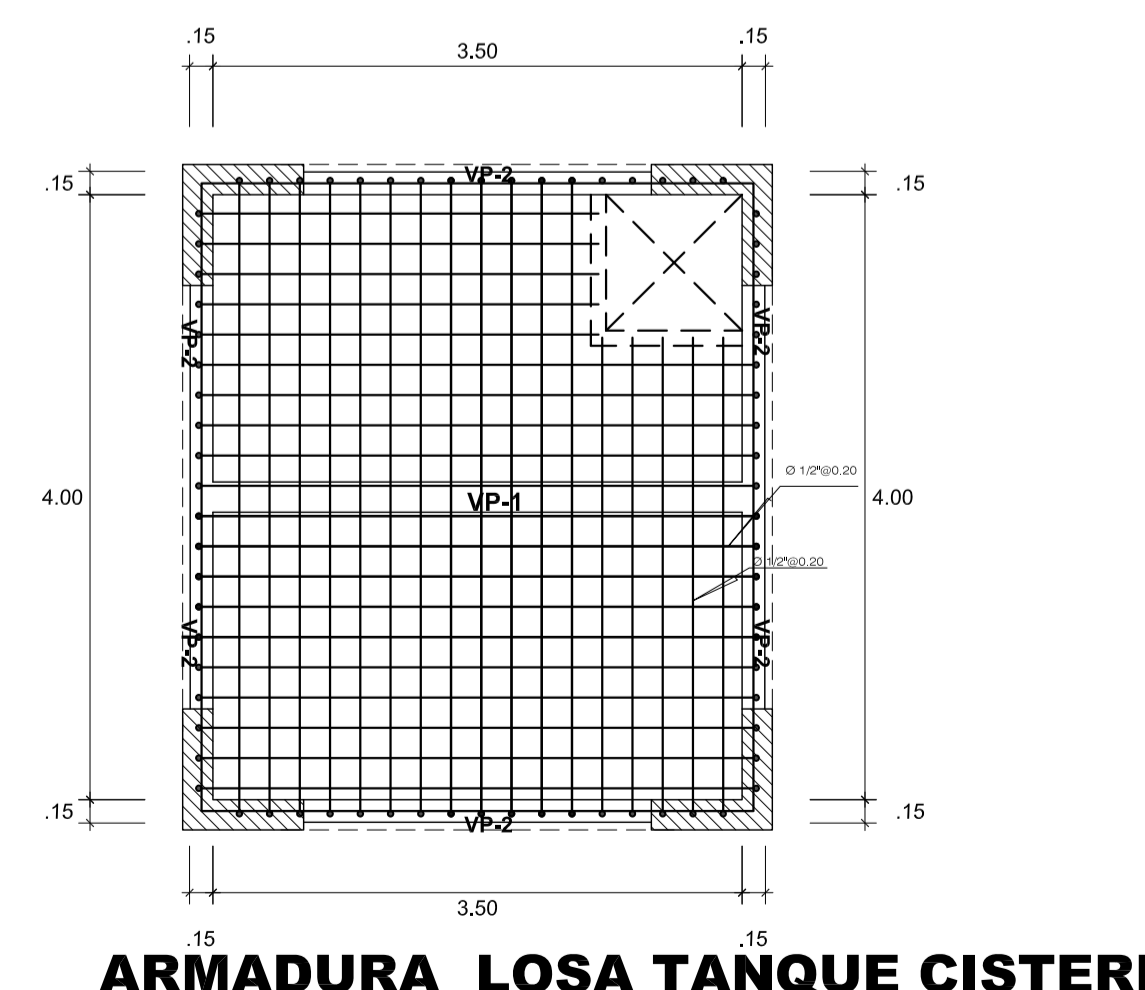


PLANO DE CIMENTACION



ARMADURA LOSA TANQUE ELEVADO

ESCALA 1/50



ARMADURA LOSA TANQUE CISTERNA

ESCALA 1/50



MULTIOBRAS S.A.
CONTRATISTAS GENERALES

PROYECTO: "MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS EDUCATIVOS DE LA INSTITUCION EDUCATIVA MANUEL A. ODRIA, DISTRITO: CIUDAD NUEVA - TACNA"

UBICACION: DIRECCION: AV. EMANIPACION S/N DISTRITO: CIUDAD NUEVA PROVINCIA: TACNA REGION: TACNA

ESPECIALIDAD: ESTRUCTURAS

CONTRATISTA: **TANQUE ELEVADO Y CISTERNA**

FECHA: INICIADA

CIUDAD: NNNN FECHA: ENERO - 2021

FECHA: INICIADA

LAMINA: **A-E-47**

CODIGO: 01