

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

**“EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE
EDIFICIOS DE CONCRETO ARMADO APLICANDO LA
METODOLOGÍA DEL PERFIL BIO-SÍSMICO Y DISEÑO POR
DESEMPEÑO”**

PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

ELABORADO POR

FRANS VLADIMIR PEINADO PACHECO

ASESOR

Dr. JAVIER PIQUÉ DEL POZO

LIMA - PERÚ

2022

DEDICATORIAS

A mis padres Fidel y Jani, por el apoyo incondicional que siempre me brindaron.

A mis hermanos José, Cristian y Erika por el apoyo y ejemplo que me dieron como hermanos mayores.

A mi abuela Leonarda que desde el cielo ilumina mi camino.

A mis amigos con los cuales compartí durante 5 años experiencias y conocimientos

A mis profesores UNI a los cuales estaré siempre agradecido por las enseñanzas brindadas

ÍNDICE	
RESUMEN	7
ABSTRACT.....	9
PRÓLOGO	11
LISTA DE TABLAS.....	12
LISTA DE FIGURAS	17
LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS	21
CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN	30
1.1. GENERALIDADES.....	30
1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN	31
1.3. OBJETIVOS DEL ESTUDIO	32
1.3.1. Objetivo General.....	32
1.3.2. Objetivos Específicos.....	32
1.4. HIPÓTESIS	33
1.5. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS	33
1.6. ESTRUCTURA Y ORGANIZACIÓN DE CONTENIDOS	33
CAPÍTULO II FUNDAMENTO TEÓRICO	36
2.1. DINÁMICA ESTRUCTURAL	36
2.2. PERFIL BIO-SÍSMICO	36
2.3. DISEÑO POR DESEMPEÑO.....	37
CAPÍTULO III CONCEPTOS BÁSICOS DE DINÁMICA SÍSMICA ESTRUCTURAL	40
3.1. ANÁLISIS SÍSMICO DE SISTEMAS LINEALES DE UN GRADO DE LIBERTAD (1 GDL)	40
3.1.1. Ecuación de movimiento de sistemas lineales de 1 GDL	40
3.1.2. Espectro de respuesta	40
3.1.3. Espectro de diseño elástico	42
3.2. ANÁLISIS SÍSMICO DE SISTEMAS LINEALES DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD (VGDL)	43

3.2.1.	Ecuación de movimiento de sistemas lineales de VGDL.....	43
3.2.2.	Modo: periodo y forma	44
3.2.3.	Análisis modal.....	46
3.2.3.1.	<i>Ecuaciones modales.....</i>	46
3.2.3.2.	<i>Análisis modal sísmico</i>	46
3.2.3.3.	<i>Análisis modal sísmico espectral.....</i>	48
3.3.	ANÁLISIS SÍSMICO DE SISTEMAS INELÁSTICOS.....	49
3.3.1.	Análisis sísmico de sistemas inelásticos de 1 GDL.....	49
3.3.1.1.	<i>Relación Fuerza – Deformación</i>	49
3.3.1.2.	<i>Sistema lineal correspondiente.....</i>	49
3.3.1.3.	<i>Respuesta sísmica de sistemas inelásticos de 1 GDL.....</i>	50
3.3.1.4.	<i>Espectro de respuesta de sistemas inelásticos.....</i>	50
3.3.2.	Análisis sísmico de sistemas inelásticos de VGDL.....	52
3.3.3.	Análisis estático incremental no lineal “Pushover”.....	52
CAPÍTULO IV METODOLOGÍA DEL PERFIL BIO-SÍSMICO.....		54
4.1.	ORIGEN Y PROPÓSITO DE LA METODOLOGÍA.....	54
4.2.	INDICADORES BIO-SÍSMICOS.....	54
4.2.1.	Indicadores de rigidez.....	54
4.2.1.1.	<i>Altura total / Periodo traslacional.....</i>	54
4.2.1.2.	<i>Efecto P-Δ</i>	55
4.2.1.3.	<i>Desplazamiento del nivel superior (DNS).....</i>	55
4.2.1.4.	<i>Máximo desplazamiento de entrepiso en el centro de masas C.M.</i>	55
4.2.1.5.	<i>Máximo desplazamiento de entrepiso en puntos extremos....</i>	56
4.2.2.	Indicadores de acoplamiento.....	56
4.2.2.1.	<i>Periodo rotacional / Periodo traslacional</i>	56
4.2.2.2.	<i>Masa rotacional acoplada / Masa traslacional directa.....</i>	56
4.2.2.3.	<i>Excentricidad dinámica / radio de giro basal</i>	56
4.2.2.4.	<i>Masa traslacional acoplada / Masa traslacional directa</i>	57
4.2.2.5.	<i>Cortante basal acoplado / Cortante basal directo.....</i>	57
4.2.2.6.	<i>Momento de volteo basal acoplado / Momento de volteo basal directo</i>	57
4.2.3.	Indicadores de redundancia estructural y demanda de ductilidad.....	57
4.2.3.1.	<i>Número de elementos relevantes en la resistencia sísmica... 57</i>	

4.2.3.2.	<i>Factor de reducción espectral efectivo R^{**}</i>	58
CAPÍTULO V FILOSOFÍA DEL DISEÑO POR DESEMPEÑO 61		
5.1.	NIVELES DE DESEMPEÑO SÍSMICO.....	61
5.1.1.	Niveles de desempeño sísmico según VISION 2000	61
5.1.2.	Niveles de desempeño sísmico según ATC 40, FEMA 273/356 y ASCE/SEI 41.....	62
5.1.3.	Equivalencia entre niveles de desempeño sísmico	63
5.2.	NIVELES DE PELIGRO SÍSMICO.....	64
5.3.	OBJETIVOS DE DESEMPEÑO SÍSMICO.....	65
5.3.1.	Objetivos de desempeño sísmico según VISION 2000	65
5.3.2.	Objetivos de desempeño sísmico según ATC 40	65
5.3.3.	Objetivos de desempeño sísmico según FEMA 273/356	66
5.3.4.	Objetivos de desempeño sísmico según ASCE/SEI 41.....	66
5.4.	TIPOS DE ANÁLISIS: LINEAL Y NO LINEAL.....	67
5.4.1.	Análisis lineal	67
5.4.2.	Análisis no lineal	67
5.5.	ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL INCREMENTAL “PUSHOVER”	67
5.6.	MODELAMIENTO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS	69
5.6.1.	Comportamiento no lineal del concreto armado.	69
5.6.1.1.	<i>Relaciones constitutivas del acero de refuerzo</i>	69
5.6.1.2.	<i>Relaciones constitutivas del concreto</i>	71
5.6.2.	Modelamiento no lineal de las secciones de los elementos.	76
5.6.2.1.	<i>Curvatura de elementos de concreto armado</i>	76
5.6.2.2.	<i>Diagrama momento curvatura</i>	77
5.6.2.3.	<i>Ductilidad de una sección:</i>	78
5.6.2.4.	<i>Factores que determinan el punto (ϕ_u, M_u)</i>	79
5.6.2.5.	<i>Diagrama Momento – Rotación</i>	82
5.6.2.6.	<i>Diagramas idealizados Momento-Rotación de FEMA 356</i>	83
5.6.3.	Modelamiento no lineal de elementos de una estructura.	83
5.6.3.1.	<i>Modelamiento con plasticidad concentrada</i>	83
5.6.3.2.	<i>Modelamiento con plasticidad distribuida</i>	85
5.7.	MÉTODO MEJORADO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (MMEC)..	86
5.7.1.	Espectro de demanda.....	86

5.7.2.	Espectro de capacidad	86
5.7.3.	Punto de desempeño	88
5.8.	CRITERIOS DE ACEPTACIÓN DEL DESEMPEÑO	93
5.8.1.	Criterios de aceptación del desempeño de VISION 2000	93
5.8.2.	Criterios de aceptación del desempeño de ATC 40	94
5.8.3.	Criterios de aceptación del desempeño FEMA 356 y ASCE/SEI 41	94
5.8.4.	Criterios de aceptación de HAZUS ^{®MH} MR4.	95
CAPÍTULO VI CASOS DE ESTUDIO		101
6.1.	CONSIDERACIONES DEL DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO PARA LOS CASOS DE ESTUDIO.....	101
6.1.1.	Diseño de vigas	102
6.1.2.	Diseño de columnas	104
6.1.3.	Diseño de muros de corte.....	107
6.1.4.	Ratios de demanda/capacidad	108
6.2.	MODELAMIENTO NO LINEAL DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO.....	109
6.2.1.	Modelamiento no lineal de vigas y columnas	109
6.2.2.	Modelamiento no lineal de muros de concreto armado	112
6.3.	CASOS DE ESTUDIO.....	113
6.3.1.	Edificio ideal N°1 (Categoría B)	113
6.3.1.1.	<i>Análisis sísmico</i>	<i>113</i>
6.3.1.2.	<i>Diseño de elementos de concreto armado</i>	<i>117</i>
6.3.2.	Edificio ideal N°2 (Categoría B)	120
6.3.2.1.	<i>Análisis sísmico</i>	<i>121</i>
6.3.2.2.	<i>Diseño de elementos de concreto armado</i>	<i>124</i>
6.3.3.	Edificio destinado a viviendas (Categoría C)	127
6.3.3.1.	<i>Análisis sísmico</i>	<i>128</i>
6.3.3.2.	<i>Diseño de elementos de concreto armado</i>	<i>130</i>
6.3.4.	Edificio destinado a uso hospitalario (Categoría A2)	132
6.3.4.1.	<i>Análisis sísmico</i>	<i>133</i>
6.3.4.2.	<i>Diseño de elementos de concreto armado</i>	<i>135</i>

CAPÍTULO VII INDICADORES BIO-SÍSMICOS DE LOS CASOS DE ESTUDIO 139

7.1. INDICADORES BIOSISMICOS EDIFICIO IDEAL N°1 139

7.2. INDICADORES BIOSISMICOS EDIFICIO IDEAL N°2 144

7.3. INDICADORES BIOSISMICOS EDIFICIO DESTINADO A VIVIENDAS (CATEGORÍA C)..... 150

7.4. INDICADORES BIOSISMICOS EDIFICIO DESTINADO A USO HOSPITALARIO (CATEGORÍA A2) 152

CAPÍTULO VIII DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS CASOS DE ESTUDIO 155

8.1. DESEMPEÑO SÍSMICO ESPERADO DE LOS CASOS DE ESTUDIO ...
 155

8.2. DESEMPEÑO SÍSMICO EDIFICIO IDEAL N°1 155

8.2.1. Curva de capacidad y puntos de desempeño del edificio ideal N°1 ..
 155

8.2.2. Criterios de aceptación y matriz de desempeño edificio ideal N°1
 157

8.2.3. Curvas de fragilidad para estimación de daño..... 159

8.2.3.1. *Daño de elementos estructurales*..... 159

8.2.3.2. *Daño de elementos no estructurales susceptibles a distorsiones.* 160

8.2.3.3. *Daño de elementos no estructurales susceptibles a aceleraciones* 161

8.3. DESEMPEÑO SÍSMICO EDIFICIO IDEAL N°2 162

8.3.1. Curva de capacidad y puntos de desempeño del edificio ideal N°2 ..
 162

8.3.2. Criterios de aceptación y matriz de desempeño edificio ideal N°2
 164

8.3.3. Curvas de fragilidad para estimación de daño..... 165

8.3.3.1. *Daño de elementos estructurales*..... 165

8.3.3.2. *Daño de elementos no estructurales susceptibles a distorsiones.* 166

8.3.3.3. *Daño de elementos no estructurales susceptibles a aceleraciones* 167

8.4. DESEMPEÑO SÍSMICO EDIFICIO DESTINADO A VIVIENDAS (CATEGORÍA C).....	168
8.4.1. Curva de capacidad y puntos de desempeño del edificio destinado a viviendas	168
8.4.2. Criterios de aceptación y matriz de desempeño edificio destinado a viviendas	169
8.4.3. Curvas de fragilidad para estimación de daño.....	171
8.4.3.1. <i>Daño de elementos estructurales</i>	171
8.4.3.2. <i>Daño de elementos no estructurales susceptibles a distorsiones.</i>	172
8.4.3.3. <i>Daño de elementos no estructurales susceptibles a aceleraciones</i>	173
8.5. DESEMPEÑO SÍSMICO EDIFICIO DESTINADO A USO HOSPITALARIO (CATEGORÍA A2)	175
8.5.1. Curva de capacidad y puntos de desempeño del edificio destinado a uso hospitalario	175
8.5.2. Criterios de aceptación y matriz de desempeño edificio destinado a uso hospitalario	175
8.5.3. Curvas de fragilidad para estimación de daño.....	178
8.5.3.1. <i>Daño en elementos estructurales</i>	178
8.5.3.2. <i>Daño de elementos no estructurales susceptibles a distorsiones.</i>	179
8.5.3.3. <i>Daño de elementos no estructurales susceptibles a aceleraciones</i>	180
CONCLUSIONES	182
RECOMENDACIONES	187
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	188
ANEXOS	191

RESUMEN

La presente investigación tiene como objetivo estudiar el Perfil Bio-Sísmico de cuatro edificios de concreto armado y contrastar el comportamiento de estos frente a los sismos frecuente, moderado, severo, muy raro y máximo mediante un análisis estático no lineal posterior a su respectivo diseño con las normas ACI318-14 y E060. La metodología del Perfil Bio-Sísmico plantea trece indicadores numéricos que evalúan parámetros como rigidez, acoplamiento, redundancia y ductilidad de edificios de concreto armado. Esta metodología plantea un conjunto de rangos de valores para cada uno de estos trece indicadores. Estos pueden ser clasificados según el valor numérico que estos posean como indicadores con: “valores dentro de rangos normales”, “valores ligeramente apartados de rangos normales” o “valores fuera de rangos normales”. De acuerdo con los autores de esta metodología, estos permiten predecir un comportamiento “satisfactorio”, “regular” o “pésimo” respectivamente de una edificación frente a un sismo. Es así que la hipótesis a verificar en esta investigación es que los edificios con indicadores bio-sísmicos y valores dentro de rangos normales alcanzan objetivos de desempeño adecuados frente a los diversos niveles sísmicos planteados. Con el fin de verificar el desempeño alcanzado por las edificaciones se emplea el método del Espectro de Capacidad plasmado en los documentos VISION 2000, ATC-40 y ASCE-SEI 41, así como los criterios de aceptación de desempeño que estos plantean y que están basados en las distorsiones alcanzadas por la edificación. Adicionalmente, se emplean las curvas de fragilidad de HAZUS®MH MR4, que es una metodología desarrollada por FEMA para la estimación porcentual de daños en componentes estructurales y no estructurales frente a los diferentes niveles sísmicos a evaluar.

Como primer caso de estudio se plantea un edificio perteneciente a la categoría B según la E030-18 que posee indicadores de perfil bio-sísmico con valores dentro de rangos normales según se definen en la Tabla 4.1. Como segundo caso, se emplea un edificio que también pertenece a la categoría B, pero con indicadores de perfil bio-sísmico con valores fuera de rangos normales. Por último, se tiene dos casos de estudio adicionales pertenecientes a la categoría C y A2 que poseen en general indicadores de perfil bio-sísmico con valores dentro de rangos normales.

Para el modelamiento no lineal de las estructuras se empleó un modelado a través de rótulas plásticas concentradas para elementos viga-columna. Mientras que para el modelamiento no lineal de elementos muro, se empleó el modelamiento finito mediante fibras que distribuye la inelasticidad de los materiales componentes del concreto armado en cada sección del elemento, necesitándose para tal fin las curvas constitutivas del concreto y acero de refuerzo.

Para la determinación del desempeño de los casos en estudio, se construyó una matriz de desempeño sísmico basado en las matrices de desempeño de los documentos VISION 2000, ATC 40 y ASCE/SEI 41, pero adaptada de tal forma que sea consistente también con la filosofía y principios del diseño sismorresistente de la E030-2018.

Los resultados obtenidos de esta investigación indican que los edificios en estudio con indicadores bio-sísmicos y valores dentro de rangos normales (Tabla 4.1), alcanzan objetivos de desempeño iguales o superiores a los planteados en la matriz de desempeño establecida. Además, se determinó que estas edificaciones presentaban daños mínimos en sus componentes estructurales y no estructurales según la metodología de HAZUS®MH MR4. Por otro lado, el edificio en estudio con indicadores bio-sísmicos mayores a los de los rangos normales de la Tabla 4.1, no logró alcanzar los objetivos de desempeño establecidos en la matriz de desempeño. Además, los porcentajes de daño en componentes estructurales y no estructurales calculados según HAZUS®MH MR4 eran excesivos.

Finalmente, el estudio concluye que la evaluación sísmica de edificios de concreto armado mediante la metodología del Perfil Bio-sísmico permite de forma práctica y sencilla asegurar un buen comportamiento de las edificaciones frente a varios niveles sísmicos, siempre y cuando, estas posean indicadores bio-sísmicos con valores dentro de rangos normales y se cumpla con los requisitos normativos sismorresistentes de diseño en concreto armado.

ABSTRACT

The objective of this research is to study the Bio-Seismic Profile of four reinforced concrete buildings and contrast their behavior against frequent, moderate, severe, very rare and maximum earthquakes through a non-linear static analysis after their respective design with ACI318-14 and E060 standards. The Bio-Seismic Profile methodology proposes thirteen numerical indicators that evaluate parameters such as stiffness, coupling, redundancy and ductility of reinforced concrete buildings. This methodology proposes a set of ranges of values for each of these thirteen indicators. These can be classified according to the numerical value that they have as indicators with: "values within normal ranges", "values slightly different from normal ranges" or "values outside normal ranges". According to the authors of this methodology, these allow predicting a "satisfactory", "regular" or "terrible" behavior, respectively, of a building in the event of an earthquake. Thus, the hypothesis that to be verified in this research is that buildings with bio-seismic indicators with values within normal ranges reach adequate performance objectives against the various seismic levels proposed. In order to verify the performance achieved by the buildings, the Capacity Spectrum method embodied in the VISION 2000, ATC-40 and ASCE-SEI 41 documents is used, as well as the performance acceptance criteria that they propose and that are based on in the distortions reached by the building. Additionally, the brittleness curves of HAZUS®MH MR4 are used, which is a methodology developed by FEMA for the percentage estimation of damage to structural and non-structural components against the different seismic levels to be evaluated.

As a first case study, a building belonging to category B according to E030-18 is proposed, which has bio-seismic profile indicators with values in normal range as defined in Table 4.1. As a second case, a building that belongs to category B is used, but with bio-seismic profile indicators with values outside normal ranges. Finally, there are two additional study cases belonging to category C and A2 that generally have bio-seismic profile indicators with values within normal ranges.

For the non-linear modeling of the structures, modeling was used through concentrated plastic hinges for beam-column elements. While for the nonlinear modeling of wall elements, finite modeling was used using fibers that distributes

the inelasticity of the component materials of the reinforced concrete in each section of the element, requiring for this purpose the constitutive curves of the concrete and reinforcing steel.

To determine the performance of the cases under study, a seismic performance matrix was built based on the performance matrices of the VISION 2000, ATC 40 and ASCE/SEI 41 documents, but adapted in such a way that it is also consistent with the philosophy and principles of earthquake resistant design of E030-2018.

The results obtained from this research indicate that the buildings under study with bio-seismic indicators and values in normal ranges (Table 4.1), achieve performance objectives equal to or greater than those set out in the established performance matrix. In addition, it was determined that these buildings presented minimal damage to their structural and non-structural components according to the HAZUS@MH MR4 methodology. On the other hand, the building under study with bio-seismic indicators greater than those of the normal ranges in Table 4.1, did not achieve the performance objectives established in the performance matrix. In addition, the percentages of damage to structural and non-structural components calculated according to HAZUS@MH MR4 were excessive.

Finally, the study concludes that the seismic evaluation of reinforced concrete buildings through the Bio-seismic Profile methodology allows, in a practical and simple way, to ensure a good behavior of the buildings against various seismic levels, as long as they have bio-seismic indicators. seismic with values within normal ranges and comply with the seismic-resistant normative requirements of design in reinforced concrete.

PRÓLOGO

La práctica actual en el análisis sísmico de edificaciones consiste en un análisis lineal con fuerzas sísmicas reducidas por un factor R que contempla en forma práctica la capacidad de disipación de energía en el rango inelástico. Esta forma de análisis tiene su principal ventaja en la rapidez y sencillez; sin embargo, esta no permite precisar el real comportamiento y mecanismo de falla de una edificación cuando esta sea sometida a un sismo severo, requiriéndose para tal fin de un análisis no lineal. Sin embargo, aunque si bien el hecho de emplear un análisis no lineal se puede considerar como “más exacto”, este posee como principales desventajas la complejidad en el modelamiento, el tiempo computacional excesivo que emplea y la cantidad de hipótesis adoptadas que no son transparentes al usuario.

El autor de esta investigación ha identificado esta problemática y recurre al empleo de la metodología del “Perfil Bio-sísmico”, para evaluar y predecir el comportamiento de una edificación cuando esta sea sometida a un movimiento sísmico. Esta metodología tiene como principales características la rapidez y sencillez ya que emplea un análisis dinámico lineal, y se basa en un estudio de 585 edificios que respondieron adecuadamente frente al sismo de Chile de 1985.

El autor evalúa los indicadores bio-sísmicos de cuatro edificios de concreto armado, y los califica como edificios con indicadores bio-sísmicos “dentro” o “fuera” de rangos normales, definidos de acuerdo a la Tabla 4.1, calificación que permite predecir el “buen” o “mal” desempeño sísmico de un edificio. Con el fin de contrastar esta calificación, el autor realiza una verificación mediante un análisis estático no lineal incremental para determinar el desempeño sísmico que poseen estas edificaciones de acuerdo a los documentos VISION 2000, ATC40, FEMA 356, ASCE/SEI 41 y la filosofía y principios sismorresistentes de la E030-18.

Los resultados de la investigación permiten considerar la metodología del Perfil Bio-sísmico como una herramienta sencilla y práctica para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificios de concreto armado. Además, de poder ser empleada como una herramienta de “pre-dimensionamiento y estructuración”.

Javier Piqué del Pozo
Asesor de la tesis

LISTA DE TABLAS

CAPÍTULO IV

Tabla 4.1 Indicadores bio-sísmicos y rango de valores normales.....	59
---------------------------------------------------------------------	----

CAPÍTULO V

Tabla 5.1 Niveles de desempeño sísmico ATC 40, FEMA 356 Y ASCE/SEI 41.	62
Tabla 5.2 Tabla de equivalencias de niveles de desempeño sísmico.....	64
Tabla 5.3 Niveles de movimiento sísmico	64
Tabla 5.4 Objetivos de desempeño VISION 2000.....	65
Tabla 5.5 Objetivos de desempeño ATC 40.....	65
Tabla 5.6 Objetivos de desempeño FEMA 273/356.....	66
Tabla 5.7 Objetivos de desempeño ASCE/SEI 41	66
Tabla 5.8 Patrones de carga lateral empleados en el análisis “Pushover”	68
Tabla 5.9 Criterios de aceptación del desempeño VISION 2000	93
Tabla 5.10 Criterios de aceptación del desempeño propuestos por ATC 40.....	94
Tabla 5.11 Parámetros de curva de fragilidad estructural – Diseño sísmico de alta rigurosidad.....	96
Tabla 5.12 Parámetros de curva de fragilidad para elementos no estructurales sensibles a distorsiones - Diseño sísmico de alta rigurosidad	96
Tabla 5.13 Parámetros de curva de fragilidad para elementos no estructurales sensibles a aceleraciones - Diseño sísmico de alta rigurosidad	97
Tabla 5.14 Daños en componentes estructurales.....	98
Tabla 5.15 Daños en componentes no estructurales	98

CAPÍTULO VI

Tabla 6.1 Momentos resistentes mínimos en vigas ACI318-14	102
Tabla 6.2 Momentos resistentes mínimos en vigas E060	102
Tabla 6.3 Cortantes de diseño en vigas ACI318-14.....	103
Tabla 6.4 Cortantes de diseño en vigas E060.....	103
Tabla 6.5 Requerimientos de confinamiento en vigas ACI318-14	104
Tabla 6.6 Requerimientos de confinamiento en vigas E060	104
Tabla 6.7 Cortantes de diseño en columnas ACI318-14.....	105
Tabla 6.8 Cortantes de diseño en columnas E060.....	105
Tabla 6.9 Requerimientos de confinamiento en columnas ACI318-14	106
Tabla 6.10 Requerimientos de confinamiento en columnas E060	106
Tabla 6.11 Verificaciones en nudos ACI318-14	106

Tabla 6.12 Verificaciones en nudos E060	107
Tabla 6.13 Tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-13 para el modelaje no lineal de vigas de concreto armado	110
Tabla 6.14 Tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-13 para el modelaje no lineal de columnas de concreto armado	111
Tabla 6.15 Momentos de inercia agrietadas y área de la sección transversal de elementos de concreto armado	112
Tabla 6.16 Peso sísmico edificio ideal N°1	115
Tabla 6.17 Periodos y masas participantes edificio ideal N°1	115
Tabla 6.18 Cortante basal estático edificio ideal N°1	116
Tabla 6.19 Distorsiones inelásticas edificio ideal N°1 - Dir. X	116
Tabla 6.20 Distorsiones inelásticas edificio ideal N°1 - Dir. Y	117
Tabla 6.21 Diseño de viga V1-02 de edificio ideal N°1	117
Tabla 6.22 Fuerzas P-M2-M3 de columna edificio ideal N°1 y ratio D/C a flexocompresión	118
Tabla 6.23 Peso sísmico edificio ideal N°2	122
Tabla 6.24 Periodos y masas participantes edificio ideal N°2	122
Tabla 6.25 Irregularidad torsional del edificio ideal N°2	123
Tabla 6.26 Distorsiones inelásticas edificio ideal N°2 - Dir. X	124
Tabla 6.27 Distorsiones inelásticas edificio ideal N°2 - Dir. Y	124
Tabla 6.28 Diseño de viga V2-01 de edificio ideal N°2	125
Tabla 6.29 Fuerzas P-M2-M3 de columna edificio ideal N°2 y ratio D/C a flexocompresión	125
Tabla 6.30 Peso sísmico edificio destinado a vivienda	129
Tabla 6.31 Periodos y masas participantes edificio destinado a viviendas	129
Tabla 6.32 Distorsiones inelásticas edificio destinado a viviendas - Dir. X	130
Tabla 6.33 Distorsiones inelásticas edificio destinado a viviendas - Dir. Y	130
Tabla 6.34 Diseño de viga V1-01 de edificio destinado a vivienda	131
Tabla 6.35 Fuerzas P-M2-M3 de columna edificio destinado a vivienda y ratio D/C a flexocompresión	132
Tabla 6.36 Peso sísmico edificio destinado a uso hospitalario	134
Tabla 6.37 Periodos y masas participantes edificio destinado a uso hospitalario	134
Tabla 6.38 Distorsiones inelásticas edificio destinado a uso hospitalario - Dir. X	135

Tabla 6.39 Distorsiones inelásticas edificio destinado a uso hospitalario - Dir. Y	135
Tabla 6.40 Diseño de viga VB-01 de edificio destinado a uso hospitalario.....	136
Tabla 6.41 Fuerzas P-M2-M3 de columna 4D edificio destinado a uso hospitalario y ratio D/C a flexocompresión	137

CAPÍTULO VII

Tabla 7.1 Indicador altura total / Periodo traslacional -Edificio Ideal N°1.....	139
Tabla 7.2 Indicador efecto P-Delta - Edificio Ideal N°1	139
Tabla 7.3 Indicador desplazamiento del nivel superior - Edificio Ideal N°1.....	140
Tabla 7.4 Indicador máximo desplazamiento de entrepiso en el centro de masa - Edificio Ideal N°1	140
Tabla 7.5 Indicador máximo desplazamiento de entrepiso en puntos extremos - Edificio Ideal N°1	140
Tabla 7.6 Periodo rotacional / Periodo traslacional - Edificio Ideal N°1	141
Tabla 7.7 Indicador masa rotacional / Masa traslacional directa - Edificio Ideal N°1	141
Tabla 7.8 Indicador excentricidad dinámica / Radio de giro basal - Edificio Ideal N°1	141
Tabla 7.9 Indicador masa traslacional acoplada / Masa traslacional directa - Edificio Ideal N°1	142
Tabla 7.10 Indicador cortante basal acoplado / Cortante basal directo - Edificio Ideal N°1.....	142
Tabla 7.11 Indicador momento de volteo basal acoplado / Momento de volteo basal directo - Edificio Ideal N°1	142
Tabla 7.12 Indicador número de elementos relevantes en la resistencia sísmica- Edificio Ideal N°1	142
Tabla 7.13 Indicador factor de reducción espectral efectivo - Edificio Ideal N°1	143
Tabla 7.14 Resumen indicadores bio-sísmicos edificio ideal N°1	143
Tabla 7.15 Indicador altura total / Periodo traslacional - Edificio Ideal N°2.....	145
Tabla 7.16 Indicador efecto P-Delta - Edificio Ideal N°2	145
Tabla 7.17 Indicador desplazamiento del nivel superior - Edificio Ideal N°2.....	145
Tabla 7.18 Indicador máximo desplazamiento de entrepiso en el centro de masa - Edificio Ideal N°2	146

Tabla 7.19 Indicador máximo desplazamiento de entrepiso en puntos extremos - Edificio Ideal N°2	146
Tabla 7.20 Periodo rotacional / Periodo traslacional - Edificio Ideal N°2	147
Tabla 7.21 Indicador masa rotacional / Masa traslacional directa - Edificio Ideal N°2	147
Tabla 7.22 Indicador excentricidad dinámica / Radio de giro basal - Edificio Ideal N°2	147
Tabla 7.23 Indicador masa traslacional acoplada / Masa traslacional directa - Edificio Ideal N°2	147
Tabla 7.24 Indicador cortante basal acoplado / Cortante basal directo - Edificio Ideal N°2.....	148
Tabla 7.25 Indicador momento de volteo basal acoplado / Momento de volteo basal directo - Edificio Ideal N°2	148
Tabla 7.26 Indicador número de elementos relevantes en la resistencia sísmica - Edificio Ideal N°2	148
Tabla 7.27 Indicador factor de reducción espectral efectivo - Edificio Ideal N°2	149
Tabla 7.28 Resumen indicadores bio-sísmicos edificio ideal N°2	149
Tabla 7.29 Resumen indicadores bio-sísmicos edificio destinado a viviendas .	150
Tabla 7.30 Resumen indicadores bio-sísmicos edificio destinado a uso hospitalario	152
Tabla 7.31 Número de indicadores clasificados en cada rango del perfil bio-sísmico	153
Tabla 7.32 Cantidad y clasificación de indicadores bio-sísmicos de los casos de estudio.....	154

CAPÍTULO VIII

Tabla 8.1 Matriz de desempeño sísmico propuesto.....	155
Tabla 8.2 Puntos de desempeño edificio ideal N°1 (PUSH-X y PUSH-Y)	157
Tabla 8.3 Distorsiones de entrepiso edificio ideal N°1	158
Tabla 8.4 Porcentaje de daño estructural edificio ideal N°1 (PUSH-X y PUSH Y)	160
Tabla 8.5 Porcentaje de daño no estructural susceptible a distorsiones edificio ideal N°1 (PUSH-X y PUSH-Y)	161
Tabla 8.6 Porcentaje de daño no estructural susceptible a aceleraciones edificio ideal N°1 (PUSH-X y PUSH-Y)	162

Tabla 8.7 Puntos de desempeño edificio ideal N°2 (PUSH-X y PUSH-Y)	163
Tabla 8.8 Distorsiones de entrepiso edificio ideal N°2	164
Tabla 8.9 Porcentaje de daño estructural edificio ideal N°2 (PUSH-X y PUSH-Y)	166
Tabla 8.10 porcentaje de daño no estructural susceptible a distorsiones edificio ideal N°2 (PUSH-X y PUSH-Y)	167
Tabla 8.11 Porcentaje de daño no estructural susceptible a aceleraciones edificio ideal N°2 (PUSH-X y PUSH-Y)	168
Tabla 8.12 Puntos de desempeño edificio destinado a viviendas (PUSH-X y PUSH-Y).....	169
Tabla 8.13 Distorsiones de entrepiso edificio destinado a viviendas	170
Tabla 8.14 Porcentaje de daño estructural edificio destinado a viviendas (PUSH-X y PUSH-Y).....	172
Tabla 8.15 Porcentaje de daño no estructural susceptible a distorsiones edificio destinado a viviendas (PUSH-X y PUSH-Y).....	173
Tabla 8.16 Porcentaje de daño no estructural susceptible a aceleraciones edificio destinado a viviendas (PUSH-X y PUSH-Y).....	174
Tabla 8.17 Puntos de desempeño edificio destinado a uso hospitalario (PUSH-X y PUSH-Y).....	175
Tabla 8.18 Distorsiones de entrepiso edificio destinado a uso hospitalario	175
Tabla 8.19 Porcentaje de daño estructural edificio destinado a uso hospitalario	179
Tabla 8.20 Porcentaje de daño no estructural susceptible a distorsiones edificio destinado a uso hospitalario (PUSH-X y PUSH-Y)	180
Tabla 8.21 Porcentaje de daño no estructural susceptible a aceleraciones edificio destinado a uso hospitalario (PUSH-X).....	181

LISTA DE FIGURAS**CAPÍTULO III**

Figura 3.1 Sistema de 1 GDL sometido a un movimiento del terreno.....	40
Figura 3.2 Espectro de desplazamiento de El Centro	41
Figura 3.3 Respuestas máximas del sistema de 1 GDL	42
Figura 3.4 Factor de amplificación sísmica del espectro de diseño de pseudo-aceleraciones de la norma E-030.....	43
Figura 3.5 Sistemas de VGDL.....	43
Figura 3.6 Formas de modo de un sistema de 2 GDL	45
Figura 3.7 Relaciones fuerza-deformación de una estructura.....	49
Figura 3.8 Sistema lineal correspondiente	50
Figura 3.9 Respuesta de sistema elastoplástico al movimiento del terreno de El Centro.....	51
Figura 3.10 Espectros de respuesta D-V-A de sistemas elastoplásticos al movimiento de El Centro	51
Figura 3.11 Espectros inelásticos suavizados de diseño propuestos por Newmark y Hall (1982)	52
Figura 3.12 Respuesta inelástica de un edificio de cortante de 5 niveles con relación $V_{\text{entrepiso}}$ -distorsión bilineal	53
Figura 3.13 Análisis “Pushover” para edificio de cortante	53

CAPITULO V

Figura 5.1 Análisis “Pushover” y curva de capacidad	68
Figura 5.2 Diagrama esfuerzo - deformación acero de refuerzo.....	70
Figura 5.3 Relaciones idealizadas esfuerzo-deformación del acero de refuerzo	70
Figura 5.4 Concreto confinado y no confinado en elementos estructurales.....	71
Figura 5.5 Modelo esfuerzo-deformación concreto no confinado de Hognestad	72
Figura 5.6 Modelo esfuerzo-deformación concreto confinado de Kent y Park....	72
Figura 5.7 Modelo esfuerzo-deformación del concreto de Mander	73
Figura 5.8 Parámetros modelo esfuerzo-esfuerzo del concreto de Mander	75
Figura 5.9 Modelo esfuerzo-deformación a tracción del concreto.....	76
Figura 5.10 Curvatura de sección de concreto armado.	76
Figura 5.11 Determinación del momento y curvatura de una sección del concreto armado	77
Figura 5.12 Diagrama Momento-Curvatura y sus puntos notables	78

Figura 5.13 Influencia de la carga axial en la ductilidad de secciones de concreto armado.	79
Figura 5.14 Modelo propuesto para la predicción del pandeo de barras longitudinales	80
Figura 5.15 Curva de predicción de la deformación asociada al pandeo ϵ_p *	80
Figura 5.16 Curvatura de pandeo	81
Figura 5.17 Longitud rótula plástica	82
Figura 5.18 Diagrama Momento-Curvatura y Momento-Rotación.....	82
Figura 5.19 Diagramas Fuerza-Deformación y Fuerza-Razón de deformación FEMA 356.	83
Figura 5.20 Modelos de plasticidad concentrada y plasticidad distribuida.....	83
Figura 5.21 Matriz de rigidez elemento barra con resortes no lineales.....	84
Figura 5.22 Modelamiento por fibras de elementos viga-columna.....	85
Figura 5.23 Modelamiento por fibras de muros de concreto armado.....	86
Figura 5.24 Conversión del espectro de respuesta a espectro de demanda en formato ADRS.	86
Figura 5.25 Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad en formato ADRS	87
Figura 5.26 Procedimiento del método mejorado del espectro de capacidad.....	88
Figura 5.27 Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento modificado (MADRS) para el uso con el periodo secante	89
Figura 5.28 Demanda ADRS inicial y espectro de capacidad.....	91
Figura 5.29 Representación bilineal del espectro de capacidad	92
Figura 5.30 Lugar geométrico de posibles puntos de desempeño.....	93
Figura 5.31 Sectorización de la curva de capacidad.....	94
Figura 5.32 Criterios de aceptación del desempeño propuestos por FEMA356 y ASCE/SEI 41-13.....	95
Figura 5.33 Ejemplo de curvas de fragilidad para daño leve, moderado, extenso y completo.....	97
Figura 5.34 Proceso de estimación de daños en edificaciones	100

CAPITULO VI

Figura 6.1 Detalle de elementos de borde en muros de concreto armado	108
Figura 6.2 Demanda/Capacidad en flexocompresión	109
Figura 6.3 Diagramas momento positivo - rotación en viga	112

Figura 6.4 Planta del edificio ideal N°1	114
Figura 6.5 Espectro de diseño para edificio ideal N°1	114
Figura 6.6 Formas y periodos de vibración edificio ideal N°1	115
Figura 6.7 Configuración de refuerzo en columna de edificio ideal N°1.....	118
Figura 6.8 Diagrama de interacción columna 50x50 de edificio ideal N°1	118
Figura 6.9 Placa PY-A del edificio ideal N°1	119
Figura 6.10 Diagrama de interacción placa PY-A y ratio D/C a flexocompresión	120
Figura 6.11 Planta del edificio ideal N°2	121
Figura 6.12 Formas y periodos de vibración edificio ideal N°2	122
Figura 6.13 Configuración de refuerzo en columna de edificio ideal N°2.....	125
Figura 6.14 Diagrama de interacción columna 45x45 de edificio ideal N°2	126
Figura 6.15 Placa PX del edificio ideal N°2.....	126
Figura 6.16 Diagrama de interacción placa PX y ratio D/C a flexocompresión .	127
Figura 6.17 Planta del edificio destinado a viviendas.....	128
Figura 6.18 Formas y periodos de vibración edificio destinado a viviendas	129
Figura 6.19 Configuración de refuerzo en columna de edificio destinado a viviendas	131
Figura 6.20 Diagrama de interacción columna 55x55 de edificio destinado a vivienda	132
Figura 6.21 Planta del edificio destinado a uso hospitalario	133
Figura 6.22 Formas y periodos de vibración edificio destinado a uso hospitalario	134
Figura 6.23 Configuración de refuerzo en columna 4D de edificio destinado a uso hospitalario	136
Figura 6.24 Diagrama de interacción columna 45x70 (4D) de edificio destinado a uso hospitalario	137
Figura 6.25 Placa P1 del edificio destinado a uso hospitalario	138
Figura 6.26 Diagrama de interacción placa P1 y ratio D/C a flexocompresión .	138

CAPITULO VIII

Figura 8.1 Curvas de capacidad en la dirección X e Y del edificio ideal N°1	156
Figura 8.2 Punto de desempeño edificio ideal N°1 - sismo severo.....	157
Figura 8.3 Puntos de desempeño - edificio ideal N°1	158
Figura 8.4 Desempeño sísmico edificio ideal N°1	159

Figura 8.5 Matriz de desempeño sísmico de edificio ideal N°1	159
Figura 8.6 Curvas de fragilidad estructural edificio ideal N°1	160
Figura 8.7 Curvas de fragilidad elementos no estructurales susceptibles a distorsiones edificio ideal N°1	161
Figura 8.8 Curvas de fragilidad elementos no estructurales susceptibles a aceleraciones edificio ideal N°1	162
Figura 8.9 Puntos de desempeño - edificio ideal N°2	163
Figura 8.10 Desempeño sísmico edificio ideal N°2	164
Figura 8.11 Matriz de desempeño sísmico de edificio ideal N°2	165
Figura 8.12 Curvas de fragilidad estructural edificio ideal N°2	166
Figura 8.13 Curvas de fragilidad elementos no estructurales susceptibles a distorsiones edificio Ideal N°2	167
Figura 8.14 Curvas de fragilidad elementos no estructurales susceptibles a aceleraciones edificio ideal N°2	168
Figura 8.15 Puntos de desempeño - edificio destinado a viviendas	169
Figura 8.16 Desempeño sísmico edificio destinado a viviendas	170
Figura 8.17 Matriz de desempeño sísmico de edificio destinado a viviendas ...	171
Figura 8.18 Curvas de fragilidad estructural edificio destinado a viviendas	172
Figura 8.19 Curvas de fragilidad elementos no estructurales susceptibles a distorsiones edificio destinado a viviendas	173
Figura 8.20 Curvas de fragilidad elementos no estructurales susceptibles a aceleraciones edificio destinado a viviendas	174
Figura 8.21 Puntos de desempeño - edificio destinado a uso hospitalario	176
Figura 8.22 Desempeño sísmico edificio destinado a uso hospitalario	177
Figura 8.23 Matriz de desempeño sísmico de edificio destinado a uso hospitalario	177
Figura 8.24 Curvas de fragilidad estructural edificio destinado a uso hospitalario	178
Figura 8.25 Curvas de fragilidad elementos no estructurales susceptibles a distorsiones edificio destinado a uso hospitalario	179
Figura 8.26 Curvas de fragilidad elementos no estructurales susceptibles a aceleraciones edificio destinado a uso hospitalario	180

LISTA DE SÍMBOLOS Y SIGLAS

A	: Ordenada del espectro de pseudo-aceleración.
A_{cv}	: Área de la sección del muro de corte.
A_e	: Área confinada efectiva.
a_{eff}	: Aceleración espectral efectiva.
A_g	: Área bruta de la sección.
a_{max}	: Aceleración espectral máxima.
a_{pi}	: Aceleración espectral en el punto de desempeño.
A_s	: Área de acero longitudinal.
A_{sh}	: Área del estribo.
A_{sp}	: Área de refuerzo espiral transversal.
A_{sx}, A_{sy}	: Área de refuerzo transversal paralela al eje "x" o "y".
a_y	: Aceleración espectral de fluencia.
A_y	: Espectro de pseudo-aceleración del sistema elastoplástico.
B	: Factor de reducción espectral por amortiguamiento efectivo.
b'	: Base del núcleo confinado medido al eje del estribo.
b''	: Base del núcleo confinado medido al exterior del estribo.
B_i	: Matriz de transformación de coordenadas planas a espaciales.
c	: Amortiguamiento del sistema estructural, profundidad del eje neutro.
C	: Factor de amplificación sísmica de la NTE 030.
C	: Matriz de amortiguamiento de la estructura.
C_n	: Amortiguamiento modal generalizada para el n-ésimo modo natural.
d	: Distancia de la fibra más comprimida al acero en tracción más alejado de una sección de concreto armado.
D	: Espectro de desplazamiento.
d_b	: Diámetro de la barra longitudinal.
d_{max}	: Desplazamiento espectral máximo.
D_n	: Desplazamiento del sistema de un grado de libertad con las propiedades del n-ésimo modo.
d_{pi}	: Desplazamiento espectral en el punto de desempeño.

d_s	: Diámetro de los estribos.
d_y	: Desplazamiento espectral de fluencia.
D_y	: Espectro de desplazamiento de fluencia del sistema elastoplástico.
e_b	: Excentricidad basal de la edificación.
E_c	: Módulo de elasticidad del concreto no confinado.
El_{ef}	: Rigidez a flexión efectiva.
E_s	: Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.
E_{sec}	: Módulo secante del concreto confinado asociado al esfuerzo máximo confinante
E_{sh}	: Módulo de elasticidad en el inicio del endurecimiento del acero de refuerzo.
f_c	: Esfuerzo en el concreto.
f'_c	: Resistencia a la compresión del concreto.
f_{cc}	: Resistencia máxima del concreto confinado.
f_{cr}	: Módulo de rotura del concreto.
f_{lx}, f_{ly}	: Fuerza lateral de confinamiento efectivo en dirección “x” o “y”.
$f_{máx}$: Factor de reducción por cortante basal máximo.
$f_{mín}$: Factor de amplificación por cortante basal mínimo.
f_n	: Vector de fuerzas estáticas equivalentes para el n-ésimo modo.
f_o	: Resistencia del sistema lineal correspondiente al elastoplástico.
f_s	: Esfuerzo en el acero de refuerzo.
f_{s_o}	: Fuerza estática equivalente máxima del sistema de un grado de libertad.
f_{su}	: Esfuerzo de último del acero de refuerzo.
$f_s(u)$: Relación fuerza – deformación dependiente de u .
f_y	: Resistencia a la fluencia del sistema estructural. Resistencia a la fluencia del acero de refuerzo.
\bar{f}_y	: Resistencia a la fluencia normalizada.
f_{yh}	: Esfuerzo de fluencia del acero de estribo.
f_1	: Factor de amplificación por cortante basal mínimo.
g	: Aceleración de la gravedad.
h'	: Peralte del núcleo confinado medido al eje del estribo.
h''	: Peralte del núcleo confinado medido al exterior del estribo.

H	: Altura total de la edificación medida desde la base.
h_j	: Altura del entrepiso j .
h_w	: Altura del muro de corte.
I_a	: Factor de irregularidad en altura. Tabla N°8 E030-18.
I_g	: Momento de inercia bruta de la sección.
I_p	: Factor de irregularidad en planta. Tabla N°9 E030-18.
$I_{\theta j}$: Momento de inercia polar del diafragma del entrepiso j .
k	: Rigidez del sistema estructural.
K	: Matriz de rigidez de la estructura.
kd	: Profundidad del eje neutro.
k_{ec}	: Factor de confinamiento efectivo para estribos circulares.
k_{es}	: Factor de confinamiento efectivo para zunchos.
k^*_i	: Matriz de rigidez de un pórtico plano.
K_n	: Rigidez modal generalizada para el n -ésimo modo natural.
k_T	: Rigidez tangente del sistema estructural para análisis estático no lineal incremental.
L_n	: Luz libre del elemento estructural.
L_n^h	: Producto punto de los vectores masa y forma del n -ésimo modo.
L_p	: Longitud de rótula plástica.
l_w	: Longitud del muro de corte.
m	: Masa del sistema estructural.
M	: Factor de modificación del ADRS.
M	: Matriz de masa de la estructura.
M_{ACI}	: Momento correspondiente a una deformación de 0.003 de la fibra de concreto más comprimida.
M_b	: Momento basal de volteo por cargas laterales.
M_{b_o}	: Momento de volteo basal máximo del sistema de un grado de libertad.
$M_{b_{xx}}, M_{b_{yy}}$: Momento de volteo directo.
$M_{b_{yx}}$: Momento de volteo acoplado.
M_{cr}	: Momento de fisuración.
m_j	: Masa del entrepiso j .
M_n	: Masa modal generalizada para el n -ésimo modo natural.
M_{nc}	: Momento nominal resistente de la columna.

M_{nv}	: Momento nominal resistente de la viga.
M_n^*	: Masa participante del n-ésimo modo.
$M_{n\ x\theta}^*, M_{n\ y\theta}^*$	Masa equivalente rotacional acoplada del modo predominante en cada dirección de análisis.
M_{pr}	: Momento nominal probable.
$M_{P-\Delta}$: Momento de volteo por efecto P- Δ .
M_u	: Momento último.
$M_{y'}$: Momento de la primera fluencia.
N	: Número de niveles.
\mathbf{p}	: Vector de cargas externas en los grados de libertad.
PF_1	: Factor de participación modal para el modo fundamental
P_n	: Fuerza generalizada para el n-ésimo modo.
\mathbf{p}_{ref}	: Carga inicial referencial para el análisis estático no lineal incremental.
q_n	: Coordenada modal del n-ésimo modo.
r	: Cantidad de respuesta total de la estructura considerando el total de modos.
R	: Factor de reducción de la aceleración espectral.
r_b	: Radio de giro basal de la edificación.
r_o	: Cantidad de respuesta máxima de la estructura.
R_o	: Factor de reducción de la respuesta estructural según el tipo de estructura y material empleado.
r_{io}	: Cantidad de respuesta máxima del modo i.
r_n	: Cantidad de respuesta estructural para el n-ésimo modo.
r_n^{est}	: Cantidad de respuesta estática obtenida de la aplicación del vector \mathbf{s}_n para el n-ésimo modo.
r_{no}	: Cantidad de respuesta máxima de la estructura del n-ésimo modo.
R^{**}	: Factor de reducción espectral efectivo.
s	: Separación entre los estribos a paño exterior.
S	: Factor de amplificación del suelo de la NTE 030.
s'	: Separación entre los estribos a paño interior.
S_a	: Pseudo aceleración espectral.
S_d	: Desplazamiento espectral.
$\bar{S}_{d,ds}$: Valor medio del desplazamiento espectral.

s_h	: Espaciamiento del estribo.
s_n	: Vector de fuerzas en los grados de libertad para el n-ésimo modo.
T_{bx}, T_{by}	: Momento torsor basal en la dirección de análisis.
T_{eff}	: Periodo efectivo.
T_L	: Periodo que define el inicio de la zona del factor C con desplazamiento constante.
T_n	: Periodo natural de vibración del n-ésimo modo.
T_o	: Parámetro relativo al suelo, periodo inicial elástico.
t_p	: Espesor del muro de corte.
T_P	: Periodo que define la plataforma del factor C.
T_{Rot}	: Periodo del modo con mayor masa equivalente rotacional.
T_{sec}	: Periodo secante.
T_{Tras}	: Periodo del modo con mayor masa equivalente traslacional en la dirección de análisis.
T_X, T_Y	: Periodo fundamental de vibración de la estructura en las direcciones x e y.
T^*	: Periodo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
u	: Desplazamiento relativo a la base del sistema de un grado de libertad.
\mathbf{u}	: Vector de desplazamientos de los grados de libertad de una estructura.
U	: Factor de uso o importancia de la NTE 030.
u_g	: Desplazamiento del terreno.
\ddot{u}_{gx}	: Aceleración del suelo en la dirección x.
\ddot{u}_{gy}	: Aceleración del suelo en la dirección y.
u_{jx}	: Desplazamiento del centro de masa del entrepiso j en la dirección x.
u_{jy}	: Desplazamiento del centro de masa del entrepiso j en la dirección y.
$u_{j\theta}$: Rotación del centro de masa del entrepiso j alrededor de un eje vertical.
u_0	: Deformación máxima del sistema de un grado de libertad.
u_m	: Desplazamiento máximo del sistema elastoplástico.

u^t	: Desplazamiento total del sistema de un grado de libertad.
u_y	: Desplazamiento de fluencia del sistema estructural.
V	: Espectro de pseudo-velocidad, cortante basal
V_{b_o}	: Cortante basal máximo del sistema de un grado de libertad.
V_{bn}	: Cortante basal del n-ésimo modo.
V_{bxx}, V_{byy}	: Cortante basal directo.
V_{byx}	: Cortante basal acoplado.
V_j	: Cortante último en un nudo viga-columna.
V_n	: Resistencia nominal a cortante.
V_u	: Cortante último.
V_y	: Espectro de pseudo-velocidad del sistema elastoplástico.
W	: Peso de la estructura.
w_i	: Peso asignada al nivel i.
Z	: Factor de zona de la NTE 030.
α	: Rigidez post-elástica.
α_c	: Coeficiente para el cálculo de la resistencia a cortante de muros de corte.
α_1	: Coeficiente de masa modal para el modo fundamental.
β_d	: Desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral.
β_{eff}	: Porcentaje de amortiguamiento crítico efectivo.
β_i	: Porcentaje de amortiguamiento crítico inicial.
β_o	: Porcentaje de amortiguamiento crítico inherente.
δ_{Aj}	: Desplazamiento máximo en un punto extremo del diafragma j.
$\delta_{CM N}$: Desplazamiento horizontal del centro de masa del nivel "N".
Δ_{techo}	: Desplazamiento del techo.
δ_u	: Desplazamiento inelástico superior del muro de corte.
ε_c	: Deformación unitaria del concreto.
ε_{cc}	: Deformación unitaria del concreto simple asociada al esfuerzo máximo confinante.
ε_{co}	: Deformación del concreto asociado a f'_c .
ε_{cm}	: Deformación máxima del concreto en la rotura.
ε_{cr}	: Deformación del concreto asociado a f_{cr} .

ε_{cto}	: Deformación última del concreto a tracción.
ε_{cu}	: Esfuerzo de última del concreto confinado.
ε_{cu}^*	: Deformación del concreto al inicio de la falla por pandeo del elemento.
ζ_n	: Porcentaje de amortiguamiento crítico del n-ésimo modo.
ε_p^*	: Deformación de pandeo del acero de refuerzo.
ε_s	: Deformación unitaria del acero de refuerzo.
ε_{sh}	: Deformación en la que inicia el endurecimiento del acero de refuerzo.
ε_{sp}	: Deformación última asociada al desprendimiento del recubrimiento del concreto.
ε_{su}	: Deformación última del acero de refuerzo.
ε_y	: Deformación de fluencia del acero de refuerzo.
φ	: Curvatura de una sección de concreto armado.
\emptyset	: Factor de reducción de resistencia.
Φ	: Función de distribución acumulativa normal estándar.
\emptyset_{i1}	: Amplitud del modo fundamental en el nivel i.
\emptyset_n	: Forma de vibración del n-ésimo modo.
$\emptyset_{n_normalizado}$: Forma de vibración del n-ésimo modo normalizado respecto a la matriz de masa de la estructura.
\emptyset_p	: Curvatura plástica.
\emptyset_u	: Curvatura última.
\emptyset_u^*	: Curvatura de pandeo.
φ_y	: Curvatura de fluencia.
$\emptyset_{y'}$: Curvatura de la primera fluencia.
γl_w	: Distancia entre los aceros más traccionados y más comprimidos en una sección de concreto armado.
Γ_n	: Factor de participación del n-ésimo modo.
\mathbf{t}	: Vector de direccionalidad de la aceleración del suelo.
λ	: Factor de esfuerzo confinado en secciones rectangulares, factor de modificación relacionado con la densidad del concreto.
η_i	: multiplicador de la carga inicial referencial para el incremento de las cargas en un análisis no lineal estático incremental.

ρ_{cc}	: Relación del área de acero longitudinal y el área de concreto confinado.
ρ_{in}	: Coeficiente de correlación de respuestas modales.
ρ_l	: Cuantía de refuerzo vertical en muros de concreto armado.
ρ_s	: Cuantía volumétrica de acero transversal.
ρ_t	: Cuantía de refuerzo horizontal en muros de concreto armado.
θ_p	: Rotación plástica.
μ	: Ductilidad del sistema estructural.
ω_n	: Frecuencia natural circular de vibración del n-ésimo modo.
ACI	: (American Concrete Institute). Instituto Americano del Concreto.
ADRS	: (Acceleration-Displacement Response Spectrum). Espectro de Respuesta de Aceleración-Desplazamiento.
ASCE	: (American Society of Civil Engineers). Sociedad Estadounidense de Ingenieros Civiles.
ATC	: (Applied Technology Council). Consejo de Tecnología Aplicada.
BSE	: (Basic Safety Earthquake). Sismo de seguridad básica.
C.M.	: Centro de Masa.
C.P.	: Centroides Plástico.
CBA	: Cortante Basal Acoplado.
CBD	: Cortante Basal Directo.
CQC	: (Complete Quadratic Combination). Combinación Cuadrática Completa (CCC).
CSI	: (Computers & Structures, Inc.). Computadoras y Estructuras S.A.
D/C	: Demanda/Capacidad.
DNS	: Desplazamiento del Nivel Superior.
E.N.	: Eje Neutro.
ETABS	: (Extended Three-Dimensional Analysis of Building Systems). Análisis Tridimensional Extendido de Edificaciones.
FEMA	: (Federal Emergency Management Agency). Agencia Federal para el Manejo de Emergencias.
GDL, gdl	: Grado de Libertad.
HAZUS ^{®MH}	: (Hazards U.S. Multi-Hazard). Peligros EE. UU. - Multirriesgo
MADRS	: (Modified Acceleration-Displacement Response Spectrum). Espectro de Respuesta de Aceleración-Desplazamiento Modificado.

MCD	: Método del Coeficiente de Desplazamiento.
MCE	: (Maximum Considered Earthquake). Máximo Sismo Considerado.
MDECM	: Máximo Desplazamiento de Entrepiso en Centro de Masa.
MDEPE	: Máximo Desplazamiento de Entrepiso en Puntos Extremos.
MEC	: Método del Espectro de Capacidad.
MMEC	: Método Mejorado del Espectro de Capacidad.
MTA	: Masa Traslacional Acoplada.
MTD	: Masa Traslacional Directa.
MVA	: Momento de Volteo Acoplado.
MVD	: Momento de Volteo Directo.
NTE	: Norma Técnica de Edificaciones.
SAP	: (Structural Analysis Program). Programa de Análisis Estructural.
SEI	: (Structural Engineering Institute). Instituto de Ingeniería Estructural.
SRSS	: (Square Root of the Sum of the Squares). Raíz Cuadrada de la Suma de los Cuadrados (RCSC).
VGDL	: Varios Grados de Libertad.

CAPÍTULO I INTRODUCCIÓN

1.1. GENERALIDADES

En el último gran terremoto sufrido en el Perú en agosto del 2007, se vio reflejado el mal comportamiento de las estructuras existentes, en especial, las diseñadas con normativas antiguas o las que no fueron diseñadas respetando un código. Actualmente en el Perú se vienen construyendo edificaciones de mediana y gran altura lo cual hace necesaria la evaluación de la vulnerabilidad sísmica, ya que se reconoce el riesgo considerable a la que se encuentran expuestas estas edificaciones.

Al realizarse una comparación entre los edificios construidos en Latinoamérica, se puede notar que son los edificios chilenos los que han mostrado un mejor comportamiento a la hora de resistir los sismos. Debido a esta alta performance, y como un esfuerzo de caracterizar e identificar indicadores que ayuden a calificar la "salud estructural" de edificios construidos, surgió el término Perfil Bio-Sísmico. "*El Perfil Bio-Sísmico de Edificios*" fue un trabajo elaborado por Guendelman T., Guendelman M. y Lindenberg J. en 1997, donde se establece una metodología de evaluación de la salud estructural y sísmica de edificios de concreto armado. Dicha investigación se desarrolló en base al comportamiento satisfactorio de 585 edificios frente al sismo del 3 de marzo de 1985 en Chile, en los cuales se evaluaron rangos de valores para trece indicadores que evaluaban la rigidez, acoplamiento, redundancia y ductilidad de los edificios, y que pueden ser empleados como referentes para calificar nuevos proyectos.

En paralelo con el desarrollo del concepto de Perfil Bio-Sísmico, en Estados Unidos se venía desarrollando el concepto de diseño por desempeño, metodología que también busca evaluar el desempeño de edificios existentes frente a varios niveles de movimiento sísmico para después poder definir el sistema de reforzamiento. Producto de esta filosofía es que surgen documentos como VISION 2000, ATC 40, FEMA 273/356 y el ASCE/SEI 41.

La filosofía del diseño por desempeño es una en la cual los criterios estructurales se basan en conseguir objetivos de comportamiento que una

edificación debe satisfacer al verse sometida a diferentes niveles de movimiento sísmico (sismo frecuente, ocasional, raro, muy raro y máximo) y según la importancia y funcionalidad que el edificio tenga. Esta nueva filosofía va más allá de la tradicional que solo se basa en limitar las fuerzas y desplazamientos en los elementos estructurales obtenidos de un análisis lineal que solo considera un nivel de movimiento sísmico (sismo raro) y que asume un comportamiento dúctil según el tipo de estructura mediante el factor de reducción R .

A diferencia de la filosofía de diseño tradicional donde se obtienen las fuerzas de diseño mediante un análisis lineal, la metodología del diseño por desempeño se basa en un análisis no lineal para poder predecir los mecanismos de falla que pueda tener una estructura cuando esta sobrepase su rango elástico frente a niveles sísmicos intensos. Para tal fin, en la práctica de hoy en día, se viene utilizando el análisis estático no lineal incremental, mejor conocido como "Pushover", término que será empleado en adelante, que junto con métodos como el del espectro de capacidad permite determinar si una estructura cumple con un objetivo de desempeño dado un nivel de desempeño y un nivel de movimiento sísmico.

En la realidad peruana, mientras el diseño por desempeño está empezando a ver sus inicios como filosofía para el reforzamiento y verificación del diseño de edificios, la metodología del Perfil Bio-Sísmico aún parece ser desconocida como un medio rápido para la evaluación de la vulnerabilidad de edificios de concreto armado. Es por eso que, y dado la confirmación de resultados congruentes en estudios realizados en Chile y México, se ve interesante aplicar esta metodología en el Perú para evaluar la "salud estructural" de edificios de concreto armado.

1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

En el Perú, el diseño sísmico está basado en la limitación de las fuerzas y desplazamientos que una estructura podría sufrir frente a un solo nivel de movimiento sísmico a través de un análisis lineal elástico. Este tipo de análisis no garantiza el real desempeño de la edificación cuando esta incurra en el rango inelástico al ser sometida a varios niveles de movimiento sísmico. Es por ello que se hace necesario contar con una herramienta sencilla y práctica para evaluar el

desempeño que tendrían edificios de concreto armado frente a un conjunto de sismos de varios niveles. Actualmente, el diseño por desempeño es un método de investigación que se apoya en el análisis estático no lineal incremental para predecir el desempeño de una edificación frente a varios niveles de movimiento sísmico; sin embargo, esta metodología requiere de un modelamiento medianamente complejo y que consume mucho tiempo de análisis. Es por ello que en la presente investigación se busca dar a conocer la metodología empírica del Perfil Bio-sísmico como una herramienta sencilla de investigar y evaluar el desempeño de estructuras de concreto armado frente a movimientos sísmicos.

1.3. OBJETIVOS DEL ESTUDIO

1.3.1. Objetivo General

Analizar y comparar los objetivos de desempeño alcanzados según los estándares VISION 2000, ATC 40 y ASCE/SEI 41 de 4 edificios de concreto armado diseñados según las normativas ACI 318-14, E060, y pertenecientes a las categorías A2, B y C de la NTE 030-18 que tengan perfiles bio-sísmicos dentro y fuera de rangos normales.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Analizar la “salud estructural” de edificios de concreto armado diseñados según normativa peruana y proyectar el panorama que se tendría frente a un sismo severo, haciendo un análisis comparativo entre los parámetros dinámicos/sísmicos que establece la normativa peruana E030-18 y los indicadores establecidos según la metodología del Perfil Bio-Sísmico.
- Dar conocimiento sobre la metodología del Perfil Bio-Sísmico en nuestro entorno y, dejar las bases de un sistema práctico y sencillo de evaluación de la “salud estructural” de edificios ya construidos. Además, fomentar el uso de esta metodología como herramienta de “pre-dimensionamiento dinámico” para el diseño de nuevas edificaciones.

- Analizar el desempeño de edificios de concreto armado diseñados según normativa peruana mediante la metodología del espectro de capacidad.

1.4. HIPÓTESIS

Los edificios diseñados según las normativas ACI 318-14 y E030-18, y que cumplan con tener indicadores del Perfil Bio-Sísmico dentro de rangos normales cumplen con objetivos de desempeño adecuados según los estándares del diseño por desempeño establecidos en VISION 2000, ATC 40 y ASCE/SEI 41.

1.5. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

En 2010, fue presentado el trabajo “*Perfil Bio-Sísmico de Rascacielos*” desarrollado por Guendelman T., Guendelman M. y Lindenberg J. La conclusión a la que se llegó fue la confirmación de la validez de los indicadores que solo se creía que tenían confiabilidad para alturas menores.

En 2011, Daniel F. Toro aplicó el método del Perfil Bio-Sísmico a 8 edificios de Chile que presentaron un buen comportamiento sísmico durante el terremoto del 27 de febrero de 2010, concluyendo que el Perfil Bio-Sísmico es una herramienta útil para calificar la salud en la estructuración de un edificio.

Por otro lado; en México también se realizaron trabajos basados en el Perfil Bio-Sísmico. Teranishi y García (2014) realizaron una calificación de la salud y comportamiento estructural para 2 edificios existentes en la ciudad de México aplicando la metodología de Perfil Bio-Sísmico y correlacionando esta calificación con la respuesta real experimentada de dichos edificios. Los autores de este trabajo concluyen que los resultados conseguidos se relacionan con la buena respuesta sísmica registrada en los edificios.

1.6. ESTRUCTURA Y ORGANIZACIÓN DE CONTENIDOS

El desarrollo de la presente investigación está descrito en ocho capítulos, los cuales se describen a continuación:

El capítulo I presenta las generalidades, problemática, objetivos e hipótesis de la investigación.

En el capítulo II se describe de forma general el fundamento teórico empleado en la presente investigación, fundamentos que serán desarrollados con mejor detalle en los capítulos posteriores.

En el capítulo III se describe conceptos básicos de dinámica sísmica estructural para estructuras lineales y no lineales ya que estos conceptos intervienen en la teoría del perfil bio-sísmico y diseño por desempeño.

En el capítulo IV se realiza una explicación detallada de la metodología del perfil bio-sísmico y de la determinación de los diversos indicadores que emplea.

En el capítulo V se presenta una explicación sobre la filosofía del Diseño por Desempeño. Se detalla sobre los niveles de desempeño sísmico, los niveles de peligro sísmico y los objetivos de desempeño. En este capítulo también se describe el procedimiento del análisis estático no lineal incremental "Pushover" y del modelamiento no lineal de componentes estructurales, así como del método mejorado del espectro de capacidad para la determinación del punto de desempeño.

El capítulo VI describe los casos de estudio para la presente investigación. El capítulo empieza con una descripción general sobre el diseño de elementos de concreto armado basado en las normativas E060 y ACI318-14. Luego el capítulo desarrolla la descripción de cada uno de los cuatro casos de estudio describiendo características estructurales, geométricas y de uso, para luego desarrollar el análisis sísmico y posterior diseño.

En el capítulo VII se presenta el cálculo de los trece indicadores del perfil bio-sísmico de cada uno de los cuatro casos de estudio.

En el capítulo VIII se determina el desempeño alcanzado de cada uno de los casos de estudio a partir de las derivas alcanzadas en cada punto de desempeño y los criterios de aceptación de VISION 2000. Por último, se presenta la estimación

porcentual de daño de elementos estructurales y no estructurales empleando las curvas de fragilidad propuestas por HAZUS®MH MR4.

Finalmente, se presentan las conclusiones y unas recomendaciones para futuros estudios respecto al tema tratado en la presente investigación.

CAPÍTULO II FUNDAMENTO TEÓRICO

2.1. DINÁMICA ESTRUCTURAL

Para el desarrollo de la presente investigación se hacen indispensables definiciones básicas de dinámica estructural ya que estas serán empleadas en el cálculo del perfil bio-sísmico de los casos de estudio y en la teoría básica del método del espectro de capacidad empleado para la determinación del desempeño estructural de edificios.

2.2. PERFIL BIO-SÍSMICO

El Perfil Bio-Sísmico es un instrumento de calificación sísmica de edificios de concreto armado que fue elaborado por los ingenieros Guendelman T., Guendelman M. y Lindenberg J. en 1997. Esta metodología tiene como base el buen comportamiento sísmico de 585 edificios de concreto armado durante el sismo del 3 de marzo de 1985 en Chile. En ellos se investigó sobre rangos de valores de parámetros dinámicos que hicieron que estos edificios se comportasen satisfactoriamente ante el mencionado sismo.

El Perfil Bio-Sísmico evalúa implícitamente el posible desempeño de edificios de concreto armado frente a un movimiento sísmico al realizar una revisión de *indicadores* globales obtenidos a partir de la respuesta dinámica de un edificio. Así, esta metodología permite calificar y detectar errores en la estructuración de edificaciones nuevas o existentes para poder determinar posibles correcciones o recomendar estudios complementarios más riguroso.

En un inicio, esta metodología estaba solo diseñada para la calificación de edificios de no más de 30 pisos de altura, ya que este era el tipo de edificaciones de la muestra de 585 edificios. Sin embargo, Henoch (2007) llegó a determinar que esta metodología era aplicable a edificaciones más altas de más de 200 m.

Los trece indicadores del Perfil Bio-Sísmico se agrupan en tres categorías:

- Indicadores de rigidez
 - Altura total/Periodo traslacional
 - Efecto P- Δ
 - Desplazamiento del nivel superior
 - Máximo desplazamiento de entrepiso en el centro de masas C.M.
 - Máximo desplazamiento de entrepiso en puntos extremos

- Indicadores de acoplamiento
 - Periodo rotacional/Periodo traslacional
 - Masa rotacional acoplada/Masa traslacional directa
 - Excentricidad dinámica/Radio de giro basal
 - Masa traslacional acoplada/Masa traslacional directa
 - Cortante basal acoplado/Cortante basal directo
 - Momento de volteo basal acoplado/Momento de volteo basal directo

- Indicadores de redundancia estructural y demanda de ductilidad
 - Número de elementos relevantes en la resistencia sísmica
 - Factor de reducción espectral efectivo

El detalle sobre cada uno de estos indicadores y las fórmulas de cálculo para su determinación se desarrollan en el capítulo IV de la presente investigación.

2.3. DISEÑO POR DESEMPEÑO

El diseño por desempeño es una metodología de diseño estructural en la que se busca un adecuado comportamiento de la edificación ante un conjunto de niveles de sismo buscando un equilibrio entre la demanda y capacidad de la estructura.

a) Nivel de desempeño sísmico

Un nivel de desempeño sísmico describe el nivel de daño de componentes estructurales y no estructurales de una edificación que determinan la seguridad de vida de los usuarios y la ocupación post-sismo del edificio. Entre los principales niveles de desempeño sísmico se tiene:

- Totalmente operacional
- Operacional / Ocupación inmediata
- Seguridad de vida
- Cerca al colapso / Estabilidad estructural / Prevención del colapso

b) Nivel de peligro sísmico

Los documentos VISION 2000, ATC 40, FEMA 273/356 y ASCE/SEI 41 proponen niveles de peligro sísmico expresados en probabilidades de excedencia en un determinado periodo de tiempo. Entre los niveles de peligro sísmico más empleados se tiene:

- 50%/30 años (Periodo de retorno de 43 años)
- 50%/50 años (Periodo de retorno de 72 años)
- 10%/50 años (Periodo de retorno de 475 años)
- 5%/50 años (Periodo de retorno de 975 años)
- 2%/50 años (Periodo de retorno de 2475 años)

c) Objetivos de desempeño sísmico

Los objetivos de desempeño sísmico están formados por una combinación de un nivel de desempeño sísmico y por un nivel de peligro sísmico.

d) Punto de desempeño sísmico

El punto de desempeño es el punto de equilibrio entre la demanda o sollicitación sísmica y la capacidad de la estructura. Para la determinación de este punto existen dos metodologías importantes basadas en el Análisis Estático No Lineal Incremental, denominado "Pushover" las cuales son: El Método del Espectro de Capacidad (MEC), recomendado por ATC 40 y El Método del Coeficiente de Desplazamiento (MCD), recomendado por FEMA 356 y ASCE/SEI

41. En 2005, estos métodos fueron modificados y presentados en el documento FEMA 440.

e) Criterios de aceptación del desempeño sísmico

Los criterios de aceptación son límites (distorsiones o derivas y rotaciones plásticas) que los documentos ATC 40, FEMA 356 y ASCE/SEI 41 proponen para determinar el desempeño de una edificación.

La filosofía del diseño por desempeño se desarrolla con más detalle en el capítulo V del presente trabajo.

CAPÍTULO III

CONCEPTOS BÁSICOS DE DINÁMICA SÍSMICA ESTRUCTURAL

3.1. ANÁLISIS SÍSMICO DE SISTEMAS LINEALES DE UN GRADO DE LIBERTAD (1 GDL)

3.1.1. Ecuación de movimiento de sistemas lineales de 1 GDL

Un sistema de 1 GDL puede ser analizado como un sistema masa concentrada-resorte-amortiguador (Fig. 3.1), cuyo comportamiento al ser sometido a un movimiento del terreno es descrito mediante la ecuación (3.1) o (3.2), los cuales relacionan el desplazamiento del terreno (u_g), el desplazamiento total (u^t) y el desplazamiento relativo (u), además de las propiedades del sistema como la rigidez (k), masa (m), amortiguamiento (c), el porcentaje de amortiguamiento crítico (ζ) y la frecuencia circular de vibración (ω_n).

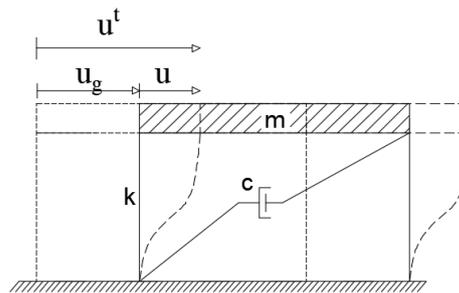


Figura 3.1 Sistema de 1 GDL sometido a un movimiento del terreno

Fuente: Elaboración propia

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g(t) \quad (3.1)$$

$$\ddot{u} + 2\zeta\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = -\ddot{u}_g(t) \quad (3.2)$$

Los métodos para la resolución de este tipo de ecuaciones son diversos, destacando los métodos numéricos paso a paso en el tiempo tales como: El método de la interpolación de la excitación sísmica, el método de la diferencia central y el método de Newmark.

3.1.2. Espectro de respuesta

El espectro de respuesta es una gráfica que expresa el valor máximo de alguna cantidad de respuesta (desplazamiento, velocidad, aceleración, etc.) para

todos los sistemas de 1 GDL con periodo natural de vibración T_n y un porcentaje fijo de amortiguamiento crítico ζ . Los principales espectros de respuesta son los de desplazamiento relativo, pseudo-velocidad y pseudo-aceleración.

La Fig. 3.2 muestra el procedimiento para la obtención del espectro de desplazamiento D . Este es obtenido para el acelerograma sísmico de *El Centro* y para sistemas de 1 GDL con periodos 0.5s, 1s y 2s y un porcentaje de amortiguamiento crítico común de 2%.

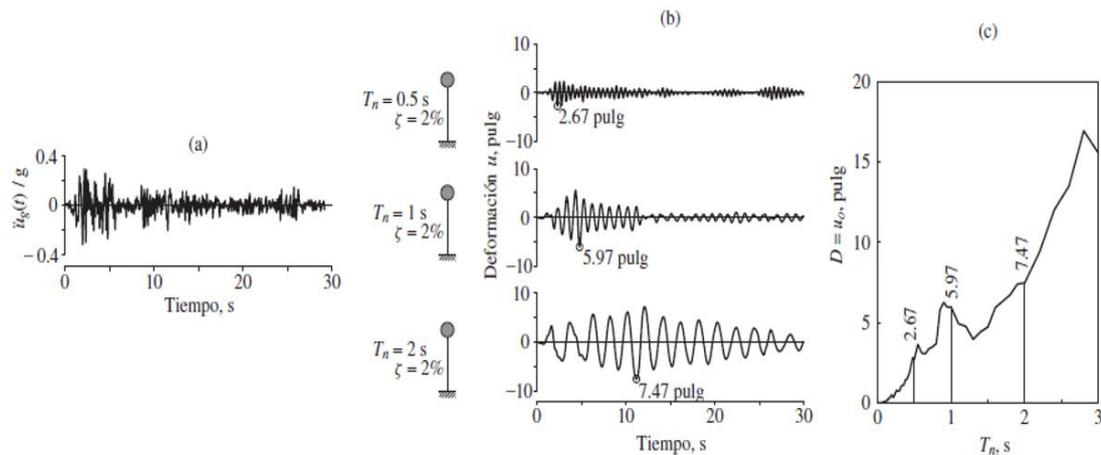


Figura 3.2 Espectro de desplazamiento de *El Centro*
a) Acelerograma de *El Centro*; b) Respuesta de deformación para 3 sistemas de 1 GDL; c) Espectro de respuesta de deformación
Fuente: (Chopra, 2014)

A partir del espectro de desplazamiento D se pueden obtener los espectros de pseudo-velocidad V y pseudo-aceleración A con las ecuaciones (3.3) y (3.4).

$$V = \omega_n D \quad (3.3)$$

$$A = \omega_n^2 D \quad (3.4)$$

Variando el porcentaje de amortiguamiento crítico se obtiene una familia de espectros de respuestas para los porcentajes más comunes de los sistemas estructurales. Además, de aquí en adelante se referirán a los espectros pseudo-velocidad y pseudo-aceleración como simplemente espectros de velocidad y aceleración respectivamente.

La gran utilidad que tiene el empleo de espectros de respuesta es que, conocidos los valores de D , V o A y de las propiedades del sistema como la rigidez

o la masa, se pueden calcular fácilmente las respuestas más importantes como el máximo desplazamiento, la fuerza estática equivalente máxima, la fuerza cortante basal máxima y el momento máximo de volteo en la base a partir de la Fig. 3.3 y las ecuaciones (3.5) a (3.8).

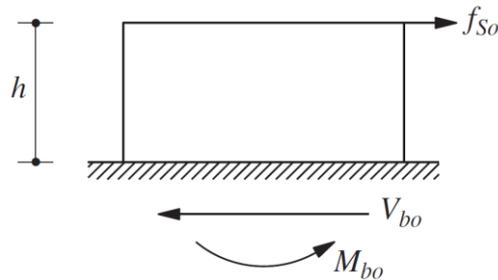


Figura 3.3 Respuestas máximas del sistema de 1 GDL
Fuente: (Chopra, 2014)

$$u_0 = D \quad (3.5)$$

$$f_{S_o} = kD = mA \quad (3.6)$$

$$V_{b_o} = kD = mA \quad (3.7)$$

$$M_{b_o} = hV_{b_o} \quad (3.8)$$

Donde:

u_0 : Deformación máxima del sistema de 1 GDL.

f_{S_o} : Fuerza estática equivalente máxima del sistema de 1 GDL.

V_{b_o} : Cortante basal máximo del sistema de 1 GDL.

M_{b_o} : Momento de volteo basal máximo del sistema de 1 GDL.

3.1.3. Espectro de diseño elástico

“En el diseño de estructuras no pueden utilizarse los espectros de respuesta ya que ellos se obtienen para un terremoto dado. Las curvas espectrales para diseño deben considerar el efecto de varios terremotos, es decir deben ser representativos de la sismicidad propia de cada región” (Crisafulli y Villafañe, 2002). Es por ello que, basados en un conjunto de espectros de respuestas obtenidos en un lugar específico, se realiza un tratamiento estadístico para obtener espectros más uniformes, los cuales pueden ser suavizados por líneas y curvas para definir un espectro de diseño tal como se muestra en la Fig. 3.4.

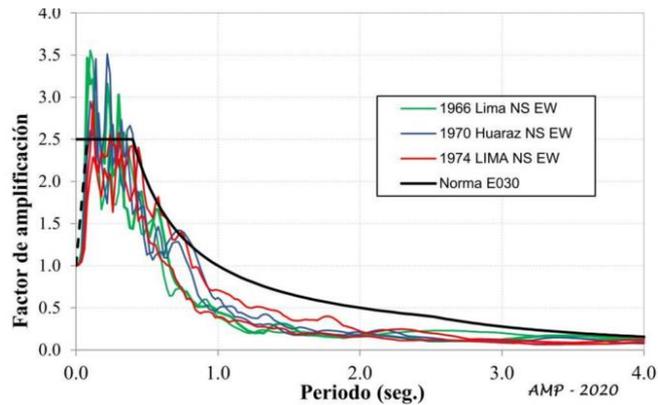


Figura 3.4 Factor de amplificación sísmica del espectro de diseño de pseudo-aceleraciones de la norma E-030

Fuente: (Muñoz, 2020)

3.2. ANÁLISIS SÍSMICO DE SISTEMAS LINEALES DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD (VGDL)

3.2.1. Ecuación de movimiento de sistemas lineales de VGDL

Los sistemas de VGDL son aquellos que necesitan más de una coordenada para describir la respuesta que tendrán al verse sometido a vibraciones. Para el caso del análisis dinámico de edificaciones podemos tener sistemas de VGDL en el plano (N gdl) y tridimensionales (3N gdl) como los mostrados en la Fig. 3.5.

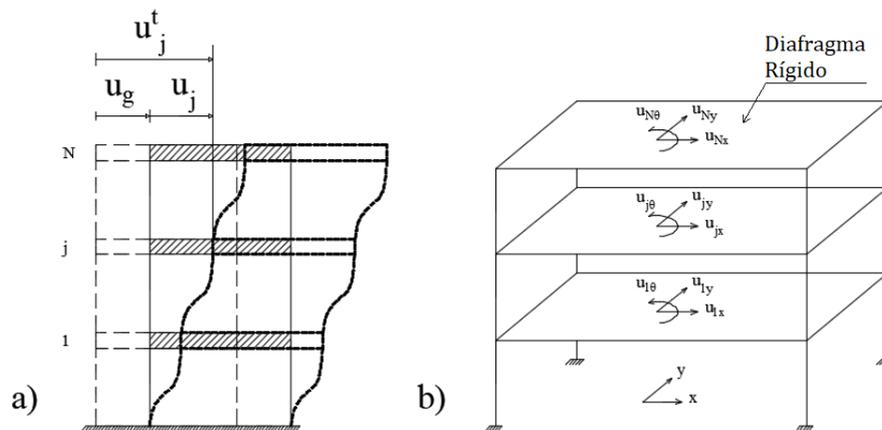


Figura 3.5 Sistemas de VGDL

a) sistema en el plano; b) sistema tridimensional

Fuente: Elaboración propia

La matriz de rigidez K de un sistema (seudo) tridimensional puede expresarse como la suma de las contribuciones k^*_i de cada pórtico plano a la matriz K , mediante las ecuaciones (3.9) y (3.10), donde B_i es una matriz de transformación (Bazán y Meli, 2002).

$$\mathbf{k}_i^* = \mathbf{B}_i^T \mathbf{k}_i \mathbf{B}_i \quad (3.9)$$

$$\mathbf{K} = \sum_i \mathbf{k}_i^* \quad (3.10)$$

Para la construcción de la matriz de masa \mathbf{M} , en los grados de libertad u_{jx} y u_{jy} se asocia la masa m_j y para los grados de libertad $u_{j\theta}$ se asocia el momento de inercia polar del diafragma j .

Resulta así la ecuación (3.11) que describe el movimiento para sistemas de VGDL sometidos a aceleraciones del terreno \ddot{u}_{gx} y \ddot{u}_{gy}

$$\mathbf{M} \begin{Bmatrix} \ddot{\mathbf{u}}_x \\ \ddot{\mathbf{u}}_y \\ \ddot{\mathbf{u}}_\theta \end{Bmatrix} + \mathbf{C} \begin{Bmatrix} \dot{\mathbf{u}}_x \\ \dot{\mathbf{u}}_y \\ \dot{\mathbf{u}}_\theta \end{Bmatrix} + \mathbf{K} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_x \\ \mathbf{u}_y \\ \mathbf{u}_\theta \end{Bmatrix} = -\mathbf{M} \begin{Bmatrix} \mathbf{1} \\ \mathbf{0} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \ddot{u}_{gx}(t) + \begin{Bmatrix} \mathbf{0} \\ \mathbf{1} \\ \mathbf{0} \end{Bmatrix} \ddot{u}_{gy}(t) \quad (3.11)$$

Donde:

$$\begin{aligned} \mathbf{u}_x &= \langle u_{1x} \quad \dots \quad u_{jx} \quad \dots \quad u_{Nx} \rangle^T & \mathbf{m}_x &= \text{Diag} \langle m_1 \quad \dots \quad m_j \quad \dots \quad m_N \rangle \\ \mathbf{u}_y &= \langle u_{1y} \quad \dots \quad u_{jy} \quad \dots \quad u_{Ny} \rangle^T & \mathbf{m}_y &= \text{Diag} \langle m_1 \quad \dots \quad m_j \quad \dots \quad m_N \rangle \\ \mathbf{u}_\theta &= \langle u_{1\theta} \quad \dots \quad u_{j\theta} \quad \dots \quad u_{N\theta} \rangle^T & \mathbf{I}_\theta &= \text{Diag} \langle I_{\theta 1} \quad \dots \quad I_{\theta j} \quad \dots \quad I_{\theta N} \rangle \\ \mathbf{1} &= \langle 1 \quad \dots \quad 1 \quad \dots \quad 1 \rangle_{1 \times N}^T & \mathbf{0} &= \langle 0 \quad \dots \quad 0 \quad \dots \quad 0 \rangle_{1 \times N}^T \\ \mathbf{M} &= \begin{bmatrix} \mathbf{m}_x & \mathbf{0} & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{m}_y & \mathbf{0} \\ \mathbf{0} & \mathbf{0} & \mathbf{I}_\theta \end{bmatrix} & \mathbf{K} &= \sum_i \mathbf{k}_i^* = \sum_i \mathbf{B}_i^T \mathbf{k}_i \mathbf{B}_i \end{aligned}$$

La matriz de amortiguamiento \mathbf{C} es obtenida a partir de \mathbf{K} y \mathbf{M} para sistemas con amortiguamiento clásico según las metodologías de Rayleigh o Caughey detallados en Chopra (2014).

3.2.2. Modo: periodo y forma

“Una estructura no amortiguada se sometería a un movimiento armónico simple, sin cambiar de forma modificada, si la vibración libre iniciase por las distribuciones de desplazamiento adecuadas en los diversos grados de libertad” (Chopra, 2014), vibrando en fase y con *periodo natural* T . A esta forma modificada se la denomina *forma de modo* (Fig. 3.6).

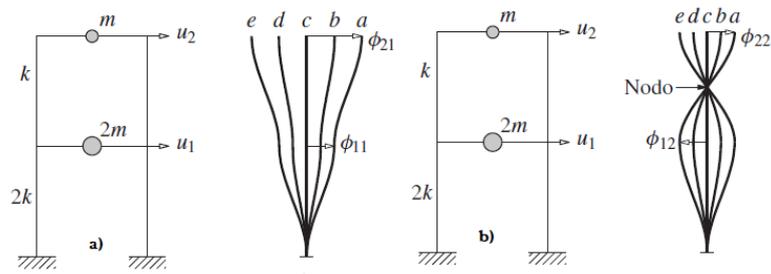


Figura 3.6 Formas de modo de un sistema de 2 GDL

a) 1era forma modal b) 2da forma modal

Fuente: (Chopra, 2014)

Para encontrar las formas de modo y frecuencias de vibración, se resuelve el problema algebraico de valor característico dado por la ecuación (3.12). Donde ϕ_n es uno de los vectores de forma modal y ω_n^2 es la frecuencia natural de vibración correspondiente.

$$[K - \omega_n^2 M] \phi_n = 0 \quad (3.12)$$

Una propiedad que tienen las formas modales ϕ_n es que estos forman un *espacio vectorial*, es decir, cualquier vector u puede ser expresado como una combinación lineal de las formas modales.

$$u(t) = \sum_{n=1}^{N \text{ ó } 3N} u_n(t) = \sum_{n=1}^{N \text{ ó } 3N} \phi_n q_n(t) \quad (3.13)$$

a) Ortogonalidad de las formas de modo

El conjunto de formas modales cumple con la propiedad de ortogonalidad respecto a la matriz de masa, rigidez y amortiguamiento. Esta propiedad se expresa mediante las ecuaciones (3.14) a (3.16).

$$\phi_n^T K \phi_r = 0; \quad \phi_n^T M \phi_r = 0; \quad \phi_n^T C \phi_r = 0 \quad \text{para } r \neq n \quad (3.14)$$

$$\phi_n^T K \phi_n = K_n; \quad \phi_n^T M \phi_n = M_n; \quad \phi_n^T C \phi_n = C_n \quad (3.15)$$

$$K_n = \omega_n^2 M_n; \quad C_n = 2\zeta_n \omega_n M_n \quad (3.16)$$

b) Normalización de las formas de modo.

La normalización más importante es aquel respecto a la masa de tal forma que el valor M_n de la ecuación (3.15) sea uno, para lo cual se usa la ecuación (3.17).

$$\phi_{n_normalizado} = \frac{1}{\sqrt{\phi_n^T M \phi_n}} \phi_n \quad (3.17)$$

3.2.3. Análisis modal

3.2.3.1. Ecuaciones modales

Aplicando las propiedades de espacio vectorial y de ortogonalidad de las formas modales, la ecuación de movimiento para sistemas de VGDL sometidas a una fuerza $P_n(t)$ puede ser desacoplada en N o 3N, según corresponda, ecuaciones modales tales como la ecuación (3.18)

$$\ddot{q}_n(t) + 2\zeta_n \omega_n \dot{q}_n(t) + \omega_n^2 q_n(t) = P_n(t)/M_n; \quad \phi_n^T p(t) = P_n(t) \quad (3.18)$$

La ecuación (3.18) es la ecuación de movimiento de un sistema de 1 GDL y cada respuesta $q_n(t)$ obtenida puede ser reemplazada en la ecuación (3.13) y obtener la respuesta $u(t)$ de la estructura. Además, se puede obtener una fuerza estática equivalente por cada modo según la ecuación (3.19).

$$f_n(t) = \omega_n^2 M \phi_n q_n(t) \quad (3.19)$$

Cada respuesta $r_n(t)$ (momento, cortante, desplazamientos, etc.) obtenida de la aplicación de la fuerza estática equivalente $f_n(t)$ para el modo "n" se combina para obtener la respuesta $r(t)$ total.

$$r(t) = \sum_{n=1}^{N \text{ ó } 3N} r_n(t) \quad (3.20)$$

3.2.3.2. Análisis modal sísmico

La ecuación modal desacoplada para un sistema de VGDL sometido a una aceleración en el suelo y en un solo sentido (x o y) es expresada con la ecuación (3.21) donde u es el vector que acompaña a la componente de la aceleración del suelo correspondiente de la ecuación (3.11).

$$\ddot{D}_n(t) + 2\zeta_n\omega_n \dot{D}_n(t) + \omega_n^2 D_n(t) = -\ddot{u}_g(t); \quad q_n(t) = \Gamma_n D_n(t) \quad (3.21)$$

Donde:

$$\Gamma_n = \frac{L_n^h}{M_n}; \quad L_n^h = \phi_n^T \mathbf{M} \mathbf{l}; \quad M_n = \phi_n^T \mathbf{M} \phi_n$$

Conocido $D_n(t)$ se puede conocer la fuerza estática equivalente del modo n con la ecuación (3.23).

$$\mathbf{u}_n(t) = \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (3.22)$$

$$\mathbf{f}_n(t) = \omega_n^2 \mathbf{M} \phi_n \Gamma_n D_n(t) = \mathbf{s}_n [\omega_n^2 D_n(t)] = \mathbf{s}_n A_n(t); \quad \mathbf{s}_n = \Gamma_n \mathbf{M} \phi_n \quad (3.23)$$

Donde $A_n(t)$ es la respuesta de la pseudo-aceleración para el modo "n".

Cada respuesta estática r_n^{est} (momento, cortante, desplazamientos, etc.) obtenida de la aplicación de la fuerza estática equivalente \mathbf{s}_n para el modo "n" se combina con $A_n(t)$ para obtener la respuesta en el tiempo $r_n(t)$, para finalmente obtener la respuesta $r(t)$ total.

$$r(t) = \sum_{n=1}^{N \text{ ó } 3N} r_n(t) = \sum_{n=1}^{N \text{ ó } 3N} r_n^{est} A_n(t) \quad (3.24)$$

Un concepto importante a definir ya que será tomado en cuenta en el cálculo de los indicadores bio-sísmicos es el de la masa participante o colaborante M_n^* . La masa participante es la fracción de masa que contribuye a la cortante basal que produce cada modo de vibración.

$$V_{bn} = M_n^* A_n(t) \quad (3.25)$$

M_n^* es la masa participante del modo "n" que se determina con la ecuación (3.26) y es independiente de la forma en que se normalice las formas de modo.

$$M_n^* = \frac{(L_n^h)^2}{M_n} \quad (3.26)$$

La masa participante también es denominada masa equivalente y puede ser definida para cada dirección de análisis (X e Y) como se muestra en las ecuaciones (3.27) y (3.28).

$$M_{nx}^* = \frac{(L_{nx}^h)^2}{M_n}; \quad M_{ny}^* = \frac{(L_{ny}^h)^2}{M_n} \quad (3.27)$$

$$\begin{aligned} L_{nx}^h &= \phi_n^T \mathbf{M} \{ \mathbf{1} \quad \mathbf{0} \quad \mathbf{0} \}_{1 \times 3N}^T \\ L_{ny}^h &= \phi_n^T \mathbf{M} \{ \mathbf{0} \quad \mathbf{1} \quad \mathbf{0} \}_{1 \times 3N}^T \end{aligned} \quad (3.28)$$

Donde:

$$\mathbf{1} = \langle 1 \quad \dots \quad 1 \quad \dots \quad 1 \rangle_{1 \times N} \quad \mathbf{0} = \langle 0 \quad \dots \quad 0 \quad \dots \quad 0 \rangle_{1 \times N}$$

3.2.3.3. Análisis modal sísmico espectral

En el análisis modal sísmico espectral, se utiliza espectros de diseño. En este procedimiento se busca la respuesta máxima de la estructura (r_{no}) para cada modo, para después determinar la respuesta total de la estructura con reglas de combinación modal.

$$r_{no} = \max(r_n^{est} A_n(t)) = r_n^{est} A(T_n, \zeta_n) \quad (3.29)$$

Donde $A(T_n, \zeta_n)$ es la ordenada de aceleración del espectro de diseño.

a) Reglas de combinación modal

Una vez obtenidos los r_{no} para cada modo de vibración, estos deben combinarse con una de las siguientes reglas.

i. Raíz cuadrada de la suma de los cuadrados RCSC (SRSS)

$$r_o \approx \sqrt{\sum_{n=1}^{N \text{ ó } 3N} r_{no}^2} \quad (3.30)$$

ii. Combinación cuadrática completa CCC (CQC)

$$r_o \approx \sqrt{\sum_{i=1}^{N \text{ ó } 3N} \sum_{n=1}^{N \text{ ó } 3N} \rho_{in} r_{io} r_{no}} \quad (3.31)$$

Donde:

ρ_{in} : Coeficiente de correlación de respuestas modales.

iii. Combinación alterna E030 – Promedio ponderado

$$r_o \approx 0.25 \sum_{n=1}^{N \text{ ó } 3N} |r_{no}| + 0.75 \sqrt{\sum_{n=1}^{N \text{ ó } 3N} r_{no}^2} \quad (3.32)$$

3.3. ANÁLISIS SÍSMICO DE SISTEMAS INELÁSTICOS

3.3.1. Análisis sísmico de sistemas inelásticos de 1 GDL

3.3.1.1. Relación Fuerza – Deformación

Entre las idealizaciones más simples para las relaciones fuerza – deformación para una estructura se encuentran la idealización *elastoplástica* y la idealización *bilineal* como se muestra en la Fig. 3.7.

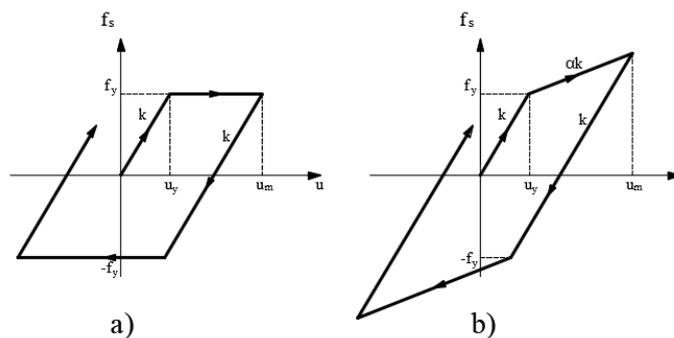


Figura 3.7 Relaciones fuerza-deformación de una estructura
a) idealización elastoplástica b) idealización bilineal
Fuente: Elaboración propia

3.3.1.2. Sistema lineal correspondiente

Es el sistema elástico que tiene la misma rigidez inicial del sistema elastoplástico (o del sistema bilineal), misma masa y mismo amortiguamiento viscoso, que se utiliza para comparar los máximos desplazamientos en ambos sistemas (Fig. 3.8).

A partir de ambos sistemas se plantean las siguientes relaciones

a) Resistencia a la fluencia normalizada

$$\bar{f}_y = f_y/f_o = u_y/u_o \quad (3.33)$$

b) Factor de la reducción de la resistencia a la fluencia

$$R_y = f_o/f_y = u_o/u_y \quad (3.34)$$

c) Factor de ductilidad

$$\mu = u_m/u_y \quad (3.35)$$

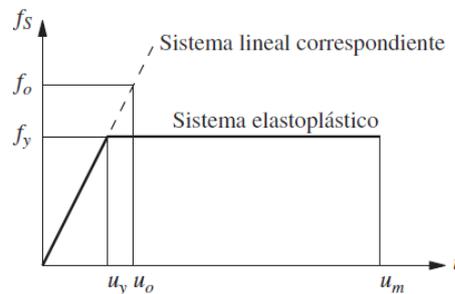


Figura 3.8 Sistema lineal correspondiente
Fuente: (Chopra, 2014)

3.3.1.3. Respuesta sísmica de sistemas inelásticos de 1 GDL.

La ecuación de movimiento para sistemas inelásticos sometidos a aceleraciones del terreno es:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (3.36)$$

Dada la relación fuerza – deformación $f_s(u)$ y sus reglas de descarga y recarga, la ecuación (3.36) puede ser resuelta mediante métodos numéricos tales como el método de la diferencia central o el método de Newmark para aceleración lineal o constante. La Fig. 3.9 muestra la respuesta de un sistema elasto-plástico para el movimiento del terreno de *El Centro*.

3.3.1.4. Espectro de respuesta de sistemas inelásticos

A partir de las respuestas obtenidas de los sistemas inelásticos variando T_n y ζ se pueden obtener tres espectros importantes para ductilidades constantes:

a) Espectro de deformación de fluencia

$$D_y = u_y = u_o \bar{f}_y = u_m / \mu \quad (3.37)$$

b) Espectro de pseudo velocidad

$$V_y = \omega_n u_y = \omega_n D_y \quad (3.38)$$

c) Espectro de pseudo aceleración

$$A_y = \omega_n^2 u_y = \omega_n^2 D_y \quad (3.39)$$

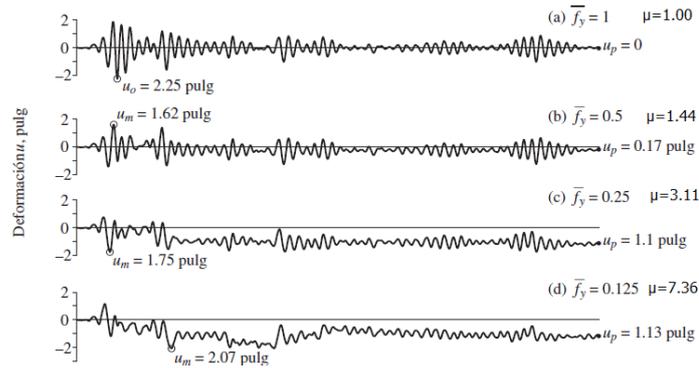


Figura 3.9 Respuesta de sistema elastoplástico al movimiento del terreno de *El Centro*

$$T_n = 0.5s, \zeta = 5\%$$

Fuente: (Chopra, 2014)

En la Fig. 3.10 se muestra un conjunto de espectros inelásticos combinados D-V-A para ductilidades $\mu=1,4$ y 8 y $\zeta=2,5$ y 10% para el movimiento de *El Centro* representados en una gráfica con cuatro escalas logarítmicas.

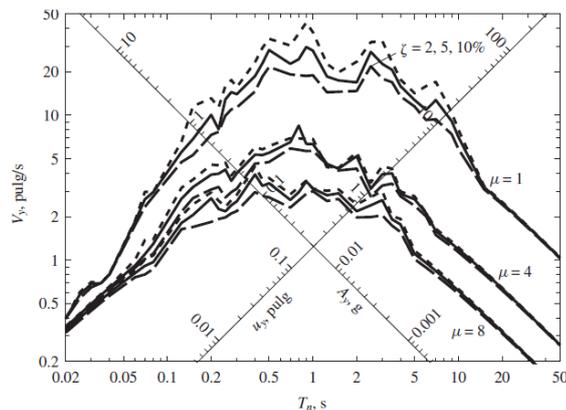


Figura 3.10 Espectros de respuesta D-V-A de sistemas elastoplásticos al movimiento de *El Centro*

$$\mu = 1, 4 \text{ y } 8; \zeta = 2,5 \text{ y } 10\%$$

Fuente: (Chopra, 2014)

Para un conjunto de movimientos del suelo y un determinado ζ tratados estadísticamente se pueden obtener espectros inelásticos de aceleración, velocidad y desplazamiento suavizados para distintas ductilidades tal como el propuesto por Newmark y Hall en 1982 (Fig. 3.11).

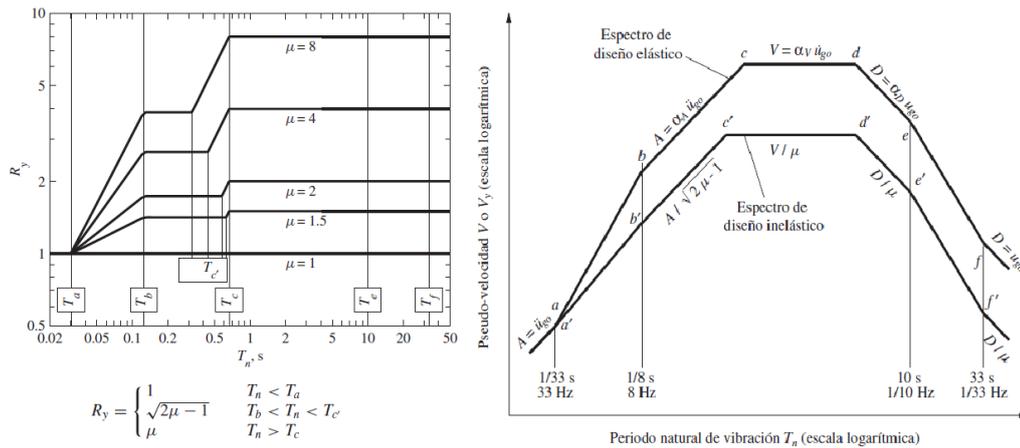


Figura 3.11 Espectros inelásticos suavizados de diseño propuestos por Newmark y Hall (1982)
Fuente: (Chopra, 2014)

3.3.2. Análisis sísmico de sistemas inelásticos de VGDL

Para la resolución de la ecuación de movimiento de estos sistemas se emplean métodos de análisis en el tiempo paso a paso en el cual se busca el equilibrio de la ecuación (3.40) en cada instante de tiempo i , ecuación (3.41).

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u) = p(t) = -m\ddot{u}_g(t) \tag{3.40}$$

$$m\ddot{u}_i + c\dot{u}_i + (f_s)_i = p_i = -m\ddot{u}_{g_i} \tag{3.41}$$

Entre los métodos principales de resolución se tiene: El método de la diferencia central y el método de la aceleración media constante de Newmark. En la aplicación de estos métodos se debe tener en cuenta que f_s depende de la trayectoria que va presentando el sistema, es decir si el sistema se carga, descarga o recarga. Un ejemplo de este análisis se muestra en la Fig. 3.12.

3.3.3. Análisis estático incremental no lineal “Pushover”

El análisis estático incremental no lineal, conocido como *análisis “Pushover”*, estudia el comportamiento no lineal de una estructura sometida a cargas monotónicas incrementales, generalmente patrones de cargas laterales. Este análisis busca resolver la ecuación (3.42).

$$f_s(u) = p \tag{3.42}$$

Para este fin, la carga p se incrementa desde un valor referencial inicial p_{ref} en una serie de incrementos múltiples de p_{ref} ($\eta_i p_{ref}$), hasta llegar al valor real de p o hasta que la estructura llegue a un valor determinado de u o la estructura llegue al *colapso*. Los incrementos son básicamente usados para capturar el cambio en la rigidez del sistema, ya que en un análisis en el cual se sobrepasa el rango elástico, la rigidez del sistema no permanece constante ($\partial f_s(u)/\partial u = k_T$ es variable). El resultado obtenido de este análisis es la gráfica Cortante basal – Desplazamiento en el techo, la cual es conocida como la *Curva de Capacidad*, y es mostrada en la Fig. 3.13.b.

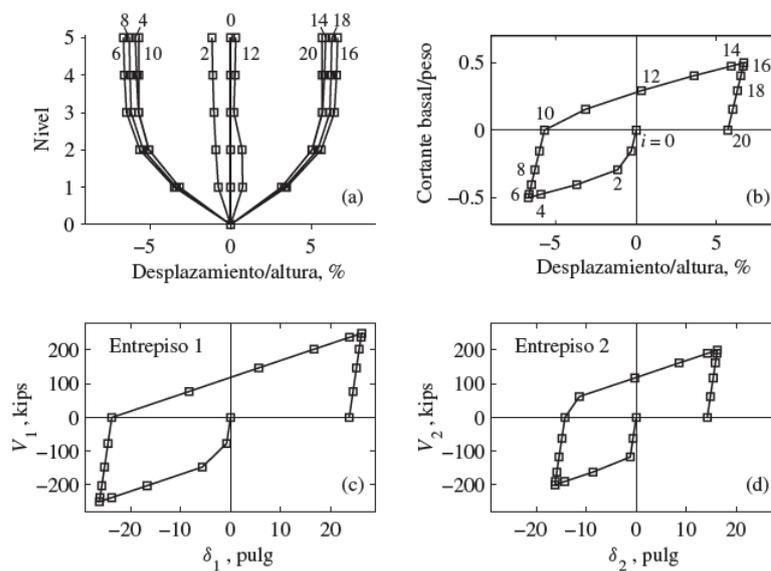


Figura 3.12 Respuesta inelástica de un edificio de corte de 5 niveles con relación $V_{entrepiso}$ -distorsión bilineal
Fuente: (Chopra, 2014)

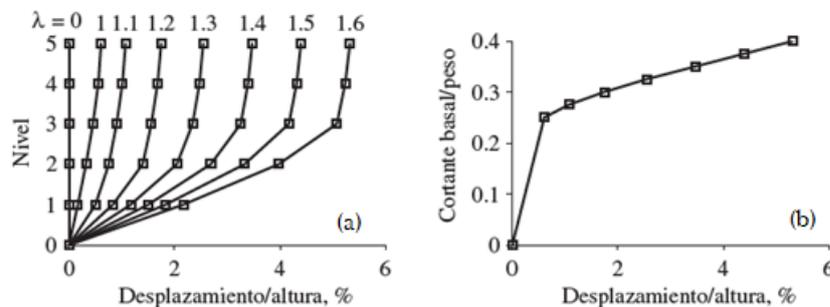


Figura 3.13 Análisis “Pushover” para edificio de corte
a) Desplazamiento para cada incremento de fuerza; b) Curva de capacidad
Fuente: (Chopra, 2014)

CAPÍTULO IV METODOLOGÍA DEL PERFIL BIO-SÍSMICO

4.1. ORIGEN Y PROPÓSITO DE LA METODOLOGÍA

El Perfil Bio-Sísmico es un instrumento de calificación sísmica de edificios de concreto armado que fue elaborado por los ingenieros Guendelman T., Guendelman M. y Lindenberg J. en 1997. Esta metodología tiene como base el buen comportamiento sísmico de 585 edificios de concreto armado durante el sismo del 3 de marzo de 1985 en Chile. En estos se investigó sobre rangos de valores de parámetros dinámicos que hicieron que estos edificios se comportasen satisfactoriamente al mencionado sismo. Es así que surgen trece indicadores bio-sísmicos con rangos de valores considerados satisfactorios.

El principal fin del Perfil Bio-Sísmico es evaluar implícitamente el posible desempeño de edificios de concreto armado frente a sismos severos al realizar una revisión de indicadores globales obtenidos a partir de la estructuración y respuesta dinámica de un edificio ante acciones sísmicas. Así, esta metodología permite calificar y detectar errores en la estructuración de edificaciones nuevas o existentes para poder determinar posibles correcciones o recomendar estudios complementarios más rigurosos.

En un inicio, esta metodología estaba solo diseñada para la calificación de edificios de no más de 30 pisos, ya que este era el tipo de edificaciones de la muestra de 585 edificios. Sin embargo, Hensch (2007) llegó a determinar que los indicadores bio-sísmicos tenían validez para edificios de más de 200 m.

Los trece indicadores del Perfil Bio-Sísmico se agrupan en tres categorías: *Indicadores de rigidez, indicadores de acoplamiento e indicadores de redundancia estructural y demanda de ductilidad.*

4.2. INDICADORES BIO-SÍSMICOS

4.2.1. Indicadores de rigidez

4.2.1.1. *Altura total / Periodo traslacional*

Este indicador tiene como principal fin medir la rigidez traslacional del edificio de una manera sencilla relacionando la altura y periodo fundamental de la estructura a través de la ecuación (4.1). El periodo será aquel del modo de vibración con mayor masa traslacional en cada dirección de análisis.

$$\text{Sismo } X \gg H/T_X; \quad \text{Sismo } Y \gg H/T_Y \quad (4.1)$$

4.2.1.2. Efecto P-Δ

Este indicador relaciona el momento de volteo basal producido por las cargas gravitacionales en la configuración deformada de la estructura por el sismo $M_{P-\Delta}$ y el momento de volteo basal producido por fuerzas sísmicas M_b .

$$\text{Sismo } X \gg M_{P-\Delta x}/M_{bx} \quad \text{Sismo } Y \gg M_{P-\Delta y}/M_{by} \quad (4.2)$$

4.2.1.3. Desplazamiento del nivel superior (DNS)

Este indicador mide la rigidez lateral de la edificación al evaluar el desplazamiento lateral relativo del último piso con respecto a la base en ambas direcciones del análisis.

$$\text{Sismo } X \gg 1000 \delta_{CM N xx}/H; \quad \text{Sismo } Y \gg 1000 \delta_{CM N yy}/H \quad (4.3)$$

4.2.1.4. Máximo desplazamiento de entrepiso en el centro de masas C.M.

Este indicador mide el grado de rigidez lateral del edificio al evaluar el máximo desplazamiento relativo del entrepiso "j" de la edificación en ambas direcciones de análisis incluyendo la excentricidad accidental.

$$\begin{aligned} \text{Sismo } X \gg \text{máx} & \left\{ \begin{array}{l} \frac{1000(\delta_{CM xx j} - \delta_{CM xx j-1})}{h_j} \\ \frac{1000(\delta_{CM yx j} - \delta_{CM yx j-1})}{h_j} \end{array} \right. \\ \text{Sismo } Y \gg \text{máx} & \left\{ \begin{array}{l} \frac{1000(\delta_{CM yy j} - \delta_{CM yy j-1})}{h_j} \\ \frac{1000(\delta_{CM xy j} - \delta_{CM xy j-1})}{h_j} \end{array} \right. \end{aligned} \quad (4.4)$$

4.2.1.5. Máximo desplazamiento de entrepiso en puntos extremos

Este indicador mide el grado de rigidez torsional del edificio al evaluar el máximo desplazamiento relativo de entrepiso en un extremo del diafragma con respecto al centro de masas.

$$\begin{aligned}
 \text{Sismo } X \gg \quad & \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1000(\delta_{Axxj} - \delta_{CMxxj})}{h_j} \\ \frac{1000(\delta_{Ayxj} - \delta_{CMyxj})}{h_j} \end{array} \right. \\
 \text{Sismo } Y \gg \quad & \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} \frac{1000(\delta_{Ayyj} - \delta_{CMyyj})}{h_j} \\ \frac{1000(\delta_{Axyj} - \delta_{CMxyj})}{h_j} \end{array} \right.
 \end{aligned} \tag{4.5}$$

4.2.2. Indicadores de acoplamiento

4.2.2.1. Periodo rotacional / Periodo traslacional

Este indicador mide el acoplamiento modal del edificio al relacionar el periodo del modo con mayor masa equivalente rotacional y el periodo del modo con mayor masa equivalente traslacional en las dos direcciones de análisis.

$$T_{Rot}/T_{Tras. X} ; \quad T_{Rot}/T_{Tras. Y} \tag{4.6}$$

4.2.2.2. Masa rotacional acoplada / Masa traslacional directa

Este indicador mide el acoplamiento rotacional del edificio al relacionar la masa equivalente rotacional con la masa equivalente traslacional del modo predominante en cada dirección de análisis. "Mide la tendencia a rotar que posee el modo traslacional más influyente" (Ríos, 2006).

$$T_x \gg M_{n\theta}^*/M_{nx}^* ; \quad T_y \gg M_{n\theta}^*/M_{ny}^* \tag{4.7}$$

4.2.2.3. Excentricidad dinámica / radio de giro basal

Este indicador mide el grado de acoplamiento rotacional del edificio al relacionar la excentricidad dinámica y el radio de giro basal r_b .

$$\frac{T_{bx}/V_{bx}}{r_b}; \frac{T_{by}/V_{by}}{r_b} \quad (4.8)$$

4.2.2.4. Masa traslacional acoplada / Masa traslacional directa

Este indicador mide el acoplamiento traslacional del edificio al relacionar la masa equivalente traslacional acoplada y la masa traslacional directa del modo predominante en cada dirección de análisis. “Mide la tendencia a desarrollar desplazamientos, y por consiguiente esfuerzos, en una dirección ortogonal a la dirección de análisis” (Ríos, 2006).

$$\text{Sismo X} \gg \frac{(\phi_{ny}^T m_{ix})^2}{(\phi_{nx}^T m_{ix})^2}; \quad \text{Sismo Y} \gg \frac{(\phi_{nx}^T m_{iy})^2}{(\phi_{ny}^T m_{iy})^2} \quad (4.9)$$

4.2.2.5. Cortante basal acoplado / Cortante basal directo

Este indicador relaciona el cortante basal acoplado con el cortante basal directo en cada dirección de análisis después de haber realizado la combinación modal. Relaciona el cortante basal en una dirección ortogonal al cortante basal en la dirección de análisis.

$$\text{Sismo X} \gg V_{byx}/V_{bxx}; \quad \text{Sismo Y} \gg V_{bxy}/V_{byy} \quad (4.10)$$

4.2.2.6. Momento de volteo basal acoplado / Momento de volteo basal directo

Este indicador relaciona el momento de volteo basal acoplado con el momento de volteo basal directo en cada dirección de análisis después de haber realizado la combinación modal. Relaciona el momento de volteo basal en una dirección ortogonal al momento de volteo basal en la dirección de análisis.

$$\text{Sismo X} \gg M_{byx}/M_{bxx}; \quad \text{Sismo Y} \gg M_{bxy}/M_{byy} \quad (4.11)$$

4.2.3. Indicadores de redundancia estructural y demanda de ductilidad

4.2.3.1. Número de elementos relevantes en la resistencia sísmica

Este indicador mide la redundancia estructural que tiene el edificio y de esta forma califica la capacidad de redistribución de esfuerzos en los elementos de la estructura cuando esta incursiona en el rango no lineal. Su valor es igual al número de ejes verticales basales que acumulen el 90% del cortante basal y/o ejes verticales basales cuyo cortante sea mayor al 10% del cortante basal.

4.2.3.2. Factor de reducción espectral efectivo R^{**}

Este factor mide la reducción final efectiva del espectro de diseño elástico después de ser reducido por el factor de modificación de respuesta, amplificado por cortante mínima, disminuido por cortante máxima o modificada por algún otro factor según la normativa de diseño que se aplique. Un valor pequeño de R^{**} indica un comportamiento más lineal, mientras que un valor elevado implica un comportamiento no lineal en el cual la estructura emplea su reserva de ductilidad.

$$R^{**} = \frac{R}{1.4 f_{\min} f_{\max}} \quad (4.12)$$

$$R = 1 + \frac{T^*}{0.1T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (4.13)$$

Donde:

- R : Factor de reducción de la aceleración espectral.
- f_{\min} : Factor de amplificación por cortante basal mínimo.
- f_{\max} : Factor de reducción por cortante basal máximo.
- 1.4 : Coeficiente por diseño por resistencia.
- T^* : Periodo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
- T_o : Parámetro relativo al suelo.
- R_o : Factor de reducción de la respuesta estructural según el tipo de estructura y material empleado.

Las ecuaciones (4.12) y (4.13) aplican para la normativa chilena Nch433 Of96. Para el caso de esta investigación; se empleará la normativa peruana E030-18, para lo cual será necesario adaptar dichas ecuaciones según la E030-18. Por lo tanto, el indicador R^{**} para el caso de la normativa peruana estará definida por las ecuaciones (4.14) y (4.15).

$$R^{**} = \frac{R_o}{f_1 f_2} \quad (4.14)$$

$$f_1 = \frac{(0.80 \text{ o } 0.9) V_{est}}{V_{din}} \geq 1.0 \quad f_2 = \frac{1}{I_a I_p} \quad (4.15)$$

Donde:

R_o : Factor básico de reducción de la respuesta estructural según el tipo de estructura y material empleado. Tabla N°7 E030-18.

I_a : Factor de irregularidad en altura. Tabla N°8 E030-18.

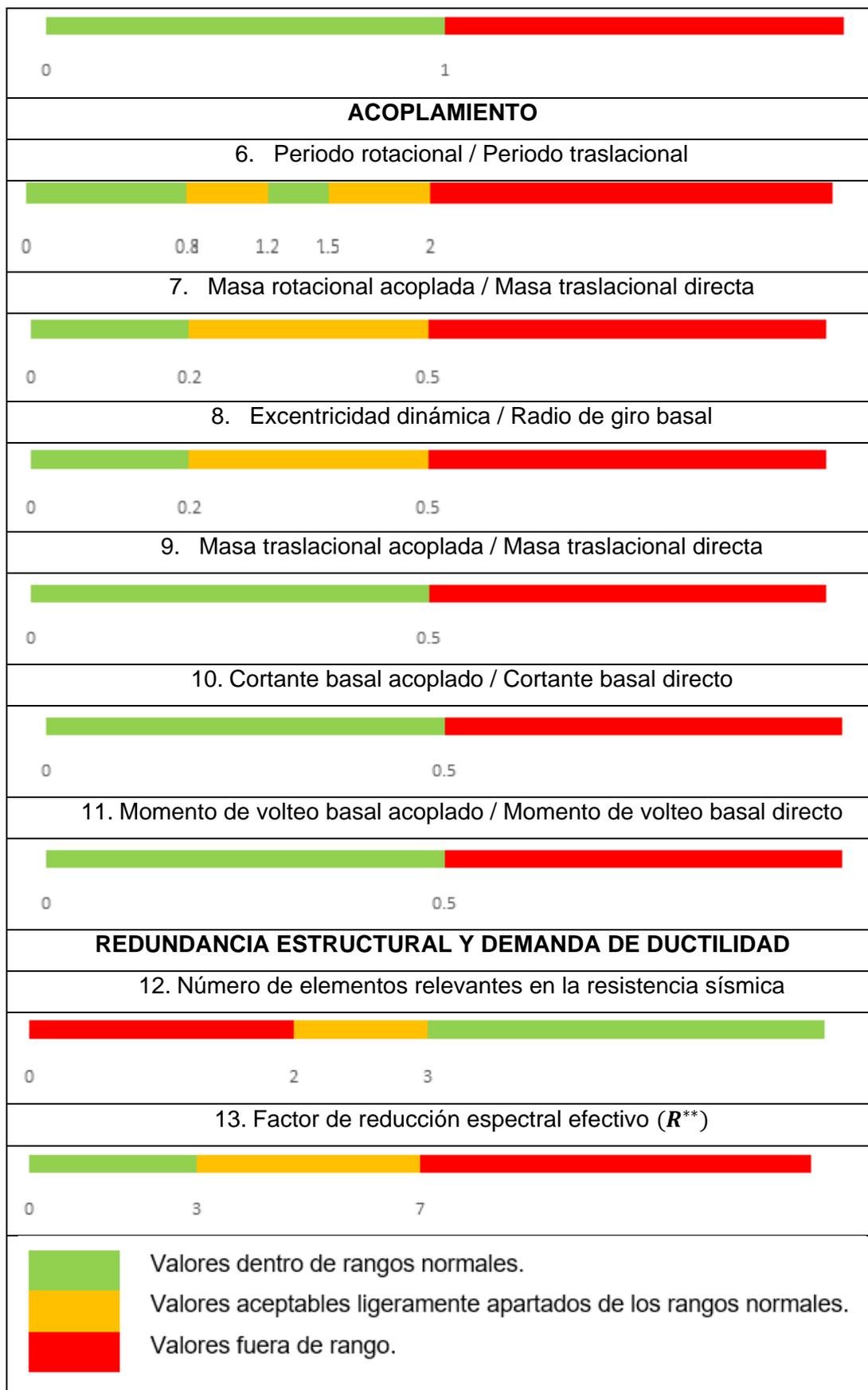
I_p : Factor de irregularidad en planta. Tabla N°9 E030-18.

f_1 : Factor de amplificación por cortante basal mínimo.

Finalmente, en la Tabla 4.1 se presenta un resumen de todos los indicadores bio-sísmicos y los rangos de valores “dentro de rangos normales”, “ligeramente apartados de rangos normales” y “fuera de rangos normales” que Guendelman et al (1997) proponen.

Tabla 4.1 Indicadores bio-sísmicos y rango de valores normales

INDICADORES BIO-SÍSMICOS Y CALIFICACIÓN DE VALORES	
RIGIDEZ	
1. Altura total / Periodo traslacional [m/s]	
	
0	20 30 70 150
2. Efecto P-Δ	
	
0	0.05 0.1
3. Desplazamiento del nivel superior $1000 \delta_{CM N}/H$	
	
0	0.2 1 2
4. Máximo desplazamiento de entrepiso en el centro de masas C.M. $\frac{1000(\delta_{CM j} - \delta_{CM j-1})}{h_j}$	
	
0	0.2 2
5. Máximo desplazamiento de entrepiso en puntos extremos $\frac{1000(\delta_{A j} - \delta_{CM j})}{h_j}$	



Fuente: (Guendelman et al, 1997)

CAPÍTULO V

FILOSOFÍA DEL DISEÑO POR DESEMPEÑO

La filosofía del diseño por desempeño surge en la década de los noventa producto de la preocupación que había en Estados Unidos por el desempeño que tenían sus edificaciones antiguas. Es así que se publican documentos para la evaluación y rehabilitación de edificios basados en objetivos de desempeño que debieran cumplir estas según su funcionalidad y niveles de peligro sísmico al que estuvieran expuestos. Así surgen varios documentos entre los cuales podemos citar a *VISION 2000 (1995)*, *FEMA 273 (1996)*, *ATC 40 (1996)*, *FEMA 356 (2000)* y *ASCE/SEI 41 (2006, 2013, 2017)*. Todos estos documentos tienen en común la evaluación y rehabilitación de edificios existentes con el fin de mejorar su desempeño sísmico frente a varios niveles de movimientos sísmicos con el fin de alcanzar objetivos de desempeño según la importancia de la edificación, buscando un equilibrio entre la demanda y capacidad de la estructura.

5.1. NIVELES DE DESEMPEÑO SÍSMICO

“Un nivel de desempeño describe una condición de daño límite, el cual puede ser considerado satisfactorio para una edificación dada y un movimiento del suelo dado. La condición límite es descrita por el daño físico dentro de la edificación, la amenaza a la seguridad de vida de los ocupantes creada por el daño, y la utilidad del edificio post sismo” (Applied Technology Council - ATC, 1996).

5.1.1. Niveles de desempeño sísmico según VISION 2000

- **Totalmente operacional:** “La edificación permanece en condiciones aptas para su uso normal, se esperan daños mínimos. Todos los sistemas de abastecimiento y líneas vitales deben estar en funcionamiento, de tal manera que el edificio entra en funcionamiento inmediatamente” (Aguiar, 2003).
- **Operacional:** “No hay daño significativo a la estructura, la misma que se mantiene muy cerca de la resistencia y rigidez que tenía antes del sismo. Los componentes estructurales son seguros y mantienen su función. El edificio puede ser utilizado luego de pequeños arreglos” (Aguiar, 2003).

- **Seguridad de Vida:** “Daño significativo a los elementos estructurales con reducción sustancial en la rigidez, pero tienen un margen de seguridad antes del colapso. Elementos no estructurales seguros, pero con daño. La edificación podrá funcionar luego de ser reparada y reforzada” (Aguilar, 2003).
- **Cerca al Colapso:** “Daño sustantivo estructural y no estructural. Existe una gran degradación de resistencia y rigidez de la estructura, solo queda un pequeño margen para llegar al colapso” (Aguilar, 2003).

5.1.2. Niveles de desempeño sísmico según ATC 40, FEMA 273/356 y ASCE/SEI 41

A diferencia de VISION 2000, un nivel de desempeño consiste de una combinación de un nivel de desempeño estructural y un nivel de desempeño no estructural tal como se muestra en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 Niveles de desempeño sísmico ATC 40, FEMA 356 Y ASCE/SEI 41

NIVELES DE DESEMPEÑO SÍSMICO ATC - 40						
Niveles de Desempeño No Estructural	Niveles de Desempeño Estructural					
	SP-1 Ocupación Inmediata	SP-2 Control de Daños	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 Amenaza Reducida	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable

Leyenda

	Niveles de desempeño de edificios comúnmente referenciados.
	Otras posibles combinaciones de niveles de desempeño estructural y no estructural.
	Combinaciones no recomendadas.

Fuente: (Applied Technology Council - ATC, 1996)

Definido los niveles de desempeño estructural y no estructural, se generan los niveles de desempeño sísmico tal como se muestran en la Tabla 5.1. De esta tabla se puede observar que el documento ATC 40 (también FEMA 356 y ASCE/SEI 41) recomiendan cuatro niveles de desempeño sísmico, los cuales son:

- **Nivel de desempeño operacional 1-A:** Se espera un daño mínimo o nulo en sus componentes estructurales y no estructurales. El edificio es adecuado para su uso y ocupación normal, con energía, agua y otros servicios provenientes de fuentes de emergencia, y posiblemente con algunos sistemas no esenciales que no funcionan. Los edificios que cumplen este nivel de desempeño poseen un riesgo extremadamente bajo de seguridad para la vida.

- **Nivel de desempeño ocupación inmediata 1-B:** Se espera un daño mínimo o nulo en sus elementos estructurales y solo un daño menor en sus componentes no estructurales. Si bien sería seguro volver a ocupar un edificio inmediatamente después de un gran terremoto, los sistemas no estructurales podrían no funcionar, ya sea por falta de energía eléctrica o por daños internos al equipo.

- **Nivel de desempeño seguridad de vida 3-C:** Los edificios pueden experimentar daños extensos en los componentes estructurales y no estructurales. Es posible que se requieran reparaciones antes de que se vuelva a ocupar el edificio y que la reparación se considere económicamente impráctica. El riesgo para la seguridad de la vida en edificios que cumplan con este objetivo es bajo.

- **Nivel de desempeño estabilidad estructural o prevención del colapso 5-E:** Se espera un significativo riesgo a la seguridad de vida como resultado de la falla de los elementos no estructurales; sin embargo, como el edificio no colapsa, grandes pérdidas de vidas son evitadas. Los edificios en este nivel se consideran pérdidas económicas y no resulta práctica su reparación.

5.1.3. Equivalencia entre niveles de desempeño sísmico

Una equivalencia entre los diversos niveles de desempeño sísmicos propuestos por VISION 2000, ATC 40, FEMA 273/356 y ASCE/SEI 43 se muestra en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2 Tabla de equivalencias de niveles de desempeño sísmico

VISION 2000	ATC 40, FEMA 273/356 y ASCE/SEI 41
Totalmente operacional	Operacional
Operacional	Ocupación inmediata
Seguridad de vida	Seguridad de vida
Cerca al colapso	Estabilidad estructural / Prevención del colapso

Fuente: (Aguiar, 2003)

5.2. NIVELES DE PELIGRO SÍSMICO

Para el empleo de la metodología del diseño por desempeño, se hace necesario definir niveles de peligro sísmico que en combinación con un nivel de desempeño sísmico se logra definir objetivos de desempeño sísmico. En la Tabla 5.3 se muestran los niveles de peligro sísmico que plantean los documentos VISION 2000, ATC 40, FEMA 273/356 y ASCE/SEI 41.

Tabla 5.3 Niveles de movimiento sísmico

VISION 2000		ATC 40	
Nivel de Movimiento Sísmico	Probabilidad de Excedencia (Periodo de Retorno)	Nivel de Movimiento Sísmico	Probabilidad de Excedencia (Periodo de Retorno)
Frecuente	50%/30 años (43 años)	-	-
Ocasional	50%/50 años (72 años)	Sismo de Servicio (SE)	50%/50 años (72 años)
Raro	10%/50 años (475 años)	Sismo de Diseño (DE)	10%/50 años (475 años)
Muy Raro	10%/100 años (950 años)	Sismo Máximo	5%/50 años (975 años)
FEMA 273/356		ASCE/SEI 41	
Nivel de Movimiento Sísmico	Probabilidad de Excedencia (Periodo de Retorno)	Nivel de Movimiento Sísmico	Probabilidad de Excedencia (Periodo de Retorno)
50/50	50%/50 años (72 años)	50/50	50%/50 años (72 años)
20/50	20%/50 años (225 años)	BSE-1E	20%/50 años (225 años)
BSE-1	10%/50 años (475 años)	BSE-2E	5%/50 años (975 años)
BSE-2	2%/50 años (2475 años)	BSE-2N	ASCE 7 MCER

Fuente: Elaboración propia

En la presente investigación se considera los siguientes niveles de movimiento sísmico para la evaluación del desempeño sísmico de los casos de

estudio: Sismo máximo considerado (2%/50 años), sismo muy raro (5%/50 años), sismo severo o raro (10%/50 años), sismo moderado (50%/50 años) y sismo frecuente (50%/30 años).

5.3. OBJETIVOS DE DESEMPEÑO SÍSMICO

Los objetivos de desempeño sísmico surgen de una combinación de un nivel de desempeño sísmico y de un nivel de movimiento sísmico.

5.3.1. Objetivos de desempeño sísmico según VISION 2000

VISION 2000 plantea los objetivos de desempeño de la Tabla 5.4.

Tabla 5.4 Objetivos de desempeño VISION 2000

		Nivel de Desempeño Sísmico			
		Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Cerca al Colapso
Nivel de Peligro Sísmico	Frecuente (43 años)				Desempeño Inaceptable (Para Construcción Nueva)
	Ocasional (72 años)				
	Raro (475 años)				
	Muy Raro (970 años)				

Objetivo Básico (diagonal negra)

Objetivo Esencial/Peligroso (diagonal morada)

Objetivo de Seguridad Crítica (diagonal blanca)

Fuente: (Structural Engineers Association of California - SEAOC, 1995)

5.3.2. Objetivos de desempeño sísmico según ATC 40

ATC 40 plantea los objetivos de desempeño de la Tabla 5.5.

Tabla 5.5 Objetivos de desempeño ATC 40

Objetivos de Desempeño Sísmico				
Nivel de Movimiento Sísmico	Nivel de Desempeño Sísmico			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad de Vida	Estabilidad Estructural
Servicio SE (50%/50)				
Diseño DE (10%/50)				
Máximo ME (5%/50)				

■ Objetivo de Seguridad Básica

Fuente: (Applied Technology Council - ATC, 1996)

5.3.3. Objetivos de desempeño sísmico según FEMA 273/356

FEMA 273/356 plantea los objetivos de desempeño de la Tabla 5.6.

Tabla 5.6 Objetivos de desempeño FEMA 273/356

		Niveles de Desempeño Sísmico			
		Operacional 1-A	Ocupación Inmediata 1-B	Seguridad de Vida 3--C	Prevención del Colapso 5-E
Nivel de Riesgo Sísmico	50%/50 años	a	b	c	d
	20%/50 años	e	f	g	h
	BSE-1 (10%/50 años)	i	j	k	l
	BSE-2 (2%/50 años)	m	n	o	p

k+p = Objetivo de Seguridad Básica

k+p+ cualquiera de a, e, i, m; o b, f, j or n = Objetivos Mejorados

o = Objetivo Mejorado

Solo k o solo p = Objetivos Limitados

c, g, d, h = Objetivos Limitados

Fuente: (Federal Emergency Management Agency - FEMA, 2000)

5.3.4. Objetivos de desempeño sísmico según ASCE/SEI 41

ASCE/SEI 41 plantea los objetivos de desempeño sísmico de la Tabla 5.7.

Tabla 5.7 Objetivos de desempeño ASCE/SEI 41

		Nivel de Desempeño Sísmico			
		Operacional 1-A	Ocupación Inmediata 2-A	Seguridad de Vida 3-C	Prevención del Colapso
Nivel de Riesgo Sísmico	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 MCER)	m	n	o	p	

Objetivo de Desempeño Básico para Edificios Existentes (BPOE)

g y l

Objetivos Mejorados

g e i, j, m, n, o, op
l y e o f

Objetivos Limitados

g y l y a, o b, k, m, n, o solo o
solo g
solo l
c, d, e, o f

Fuente: (American Society of Civil Engineers - ASCE, 2013)

En la presente investigación se emplean los objetivos propuestos por VISION 2000 en su matriz de desempeño sísmico, el cual es modificado en el capítulo VIII con el fin de definir una matriz de desempeño que considere la categorización de las edificaciones (común, importante y esencial) que propone la E030-2018 (Tabla 8.1).

5.4. TIPOS DE ANÁLISIS: LINEAL Y NO LINEAL

5.4.1. Análisis lineal

En esta categoría se encuentran el análisis lineal estático y el análisis lineal dinámico. Estos dos tipos de análisis son adoptados por los códigos de diseño sísmico de diversos países, teniendo como principal ventaja el ahorro de tiempo en el proceso de modelado y análisis; sin embargo, estas son solo útiles cuando la estructura no incursiona en el rango no lineal, no siendo adecuadas para cuando la estructura desarrolle grandes deformaciones y desplazamientos durante sismos raros y muy raros.

5.4.2. Análisis no lineal

En esta categoría se encuentran el análisis no lineal estático incremental “Pushover” y el análisis no lineal dinámico. Estos métodos de análisis no son aún adoptados por los códigos de diseño sísmico; sin embargo, son los que mejor permiten determinar el comportamiento de una estructura cuando este incursiona en el rango no lineal cuando una estructura es sometida a un sismo raro o muy raro.

5.5. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL INCREMENTAL “PUSHOVER”

El análisis “Pushover” es un análisis que estudia el comportamiento no lineal de una estructura sometida a cargas monotónicas incrementales, generalmente patrones de carga lateral. “Este procedimiento usa una serie de análisis lineales incrementales para determinar un diagrama de capacidad cortante basal-desplazamiento en el techo de la estructura (Fig.5.1). El modelo matemático de la estructura es modificado para tomar en cuenta la resistencia y rigidez reducidas de los componentes que ya fluyeron. Una distribución de carga lateral es de nuevo

aplicada hasta que componentes adicionales fluyan. Este proceso continúa hasta que la estructura se vuelva inestable o hasta que se alcanza un límite predeterminado” (Applied Technology Council - ATC, 1996).

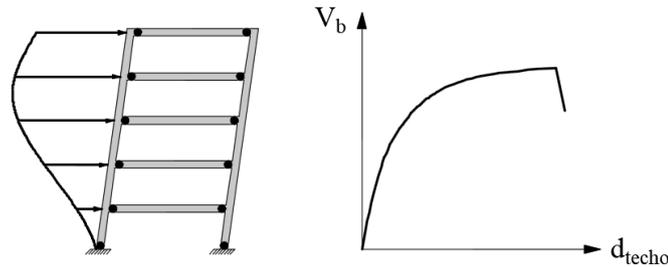


Figura 5.1 Análisis “Pushover” y curva de capacidad
Fuente: Elaboración propia

Para este análisis es necesario conocer las dimensiones y acero de refuerzo de los elementos de la estructura y también conocer las relaciones Momento – Rotación de las rótulas plásticas.

Según Cueva y Gonzales (2013), los objetivos del análisis “Pushover” son:

- ✓ Determinar la capacidad lateral de la estructura.
- ✓ Determinar qué elementos serán más susceptibles a fallar primero.
- ✓ Determinar la ductilidad de la estructura.
- ✓ Verificar el concepto de vigas débiles y columnas fuertes.
- ✓ Verificar la degradación global de la resistencia.
- ✓ Verificar los desplazamientos relativos inelásticos.
- ✓ Verificar los niveles de aceptación a nivel local de cada elemento.

Existen diversos patrones de carga lateral entre los que se pueden escoger para la aplicación del análisis “Pushover” (Tabla 5.8).

Tabla 5.8 Patrones de carga lateral empleados en el análisis “Pushover”

PATRONES DE CARGA LATERAL	
ATC 40	FEMA 356
<ul style="list-style-type: none"> - Una carga horizontal concentrada en el nivel superior. - Fuerzas laterales basadas en un código sísmico. 	<p>Grupo 1:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fuerzas laterales basadas en un código sísmico.

<ul style="list-style-type: none"> - Fuerzas laterales en proporción al producto de las masas de los pisos y la forma del modo fundamental del modelo elástico de la estructura. - Una distribución de cargas laterales adaptativa que cambia cuando la estructura es desplazada. 	<ul style="list-style-type: none"> - Cargas laterales proporcionales a la forma del modo fundamental. - Cargas laterales proporcionales a la distribución de corte calculado por un análisis de respuesta espectral. <p>Grupo 2:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Cargas laterales proporcionales a las masas de cada piso. - Cargas laterales adaptativas que cambian cuando la estructura es desplazada.
-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Fuente: (Applied Technology Council - ATC, 1996) y (Federal Emergency Management Agency - FEMA, 2000)

5.6. MODELAMIENTO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS

Para el modelamiento no lineal de la estructura y obtención de la curva de capacidad de esta es necesario contar con relaciones constitutivas de los materiales para poder determinar los diagramas momento-curvatura de las secciones de los elementos y posteriormente obtener los diagramas momento-rotación de los elementos.

5.6.1. Comportamiento no lineal del concreto armado.

5.6.1.1. Relaciones constitutivas del acero de refuerzo

En la Fig. 5.2 se muestra los diagramas esfuerzo deformación para aceros de refuerzo de diferentes grados. En estas graficas se pueden identificar tres zonas claramente diferenciadas: Una primera zona que implica una relación lineal de esfuerzo – deformación. Una segunda zona de fluencia en la que el acero sufre deformaciones frente a un esfuerzo constante. Y una tercera zona conocida como zona de endurecimiento del acero.

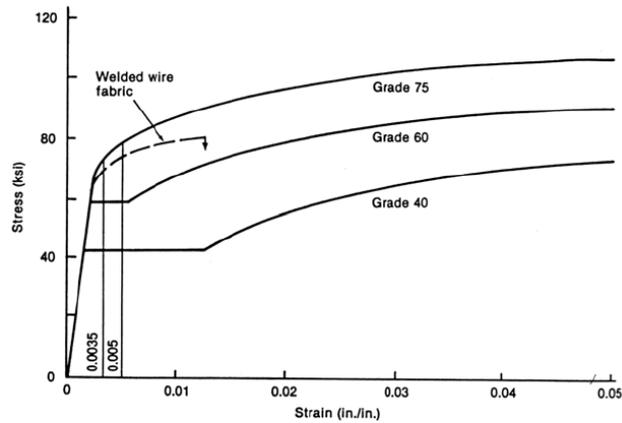


Figura 5.2 Diagrama esfuerzo - deformación acero de refuerzo
Fuente: (Ottazzi, 2004)

Es a partir de gráficas como las mostradas en la Fig. 5.2 que se obtienen relaciones idealizadas de la relación esfuerzo – deformación del acero de refuerzo, las que son mostradas en la Fig. 5.3.

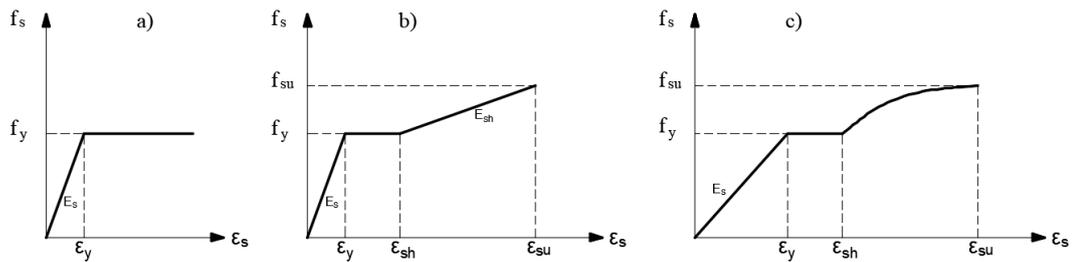


Figura 5.3 Relaciones idealizadas esfuerzo-deformación del acero de refuerzo
a) Modelo elastoplástico perfecto, b) Modelo trilineal, c) Modelo elastoplástico con endurecimiento curvo
Fuente: Elaboración propia

Para tomar en cuenta el endurecimiento del acero de refuerzo en la presente investigación se empleará el modelo propuesto por Park y Paulay (1975) cuya ecuación para la zona de endurecimiento del acero es:

$$f_s = \left(\frac{mu + 2}{60u + 2} + \frac{(60 - m)u}{2(30r + 1)^2} \right) f_y \quad (5.1)$$

Donde los parámetros m , r y u son obtenidos de las ecuaciones (5.2) a (5.4).

$$u = \epsilon_s - \epsilon_{sh} \quad (5.2)$$

$$r = \epsilon_{su} - \epsilon_{sh} \quad (5.3)$$

$$m = \frac{\frac{f_{su}}{f_y} (30r + 1)^2 - 60r - 1}{15r^2} \quad (5.4)$$

Donde:

- ✓ f_y : Esfuerzo de fluencia.
- ✓ f_{su} : Esfuerzo de rotura.
- ✓ ε_y : Deformación de fluencia.
- ✓ ε_{sh} : Deformación en la que inicia el endurecimiento.
- ✓ ε_{su} : Deformación de rotura.

5.6.1.2. Relaciones constitutivas del concreto

Existen diversos modelos que buscan representar el comportamiento del concreto, entre ellos tenemos los modelos que tratan de modelar el comportamiento del concreto no confinado, el comportamiento del concreto confinado (Fig. 5.4) y el comportamiento a tracción del concreto.

Se ha demostrado que el confinamiento incrementa la resistencia del concreto y también le da mayor capacidad de deformación, incrementando la deformación de rotura. Para la consideración de este hecho, en la presente investigación se empleará el modelo de Mander (1988) para concreto confinado y el modelo de Hognestad (1951) para concreto no confinado en el modelamiento no lineal de muros de concreto armado.

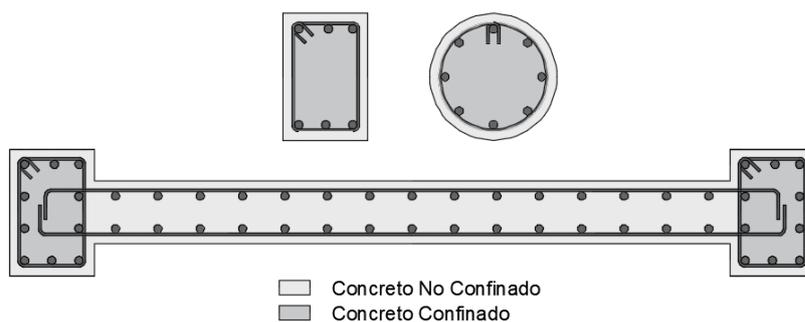


Figura 5.4 Concreto confinado y no confinado en elementos estructurales
Fuente: Elaboración propia

a) Modelo para concreto no confinado de Hognestad

El modelo de Hognestad está conformado por una parábola inversa hasta el valor máximo de la resistencia a compresión del concreto y luego por un tramo recto descendente hasta un 85% de la resistencia máxima a compresión (Fig. 5.5).

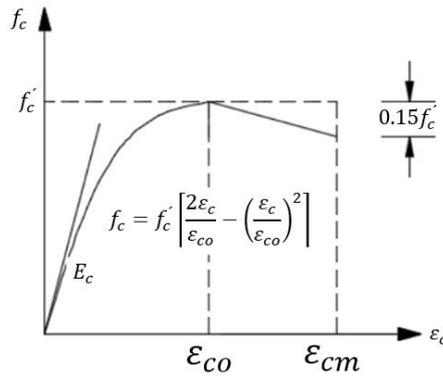


Figura 5.5 Modelo esfuerzo-deformación concreto no confinado de Hognestad
Fuente: Hognestad (1951)

b) Modelo para concreto confinado de Kent y Park

El modelo de Kent y Park es el mismo que el de Hognestad con la diferencia que considera la influencia del confinamiento en el incremento de las deformaciones más allá de la correspondiente a la de la resistencia máxima a compresión (Fig. 5.6).

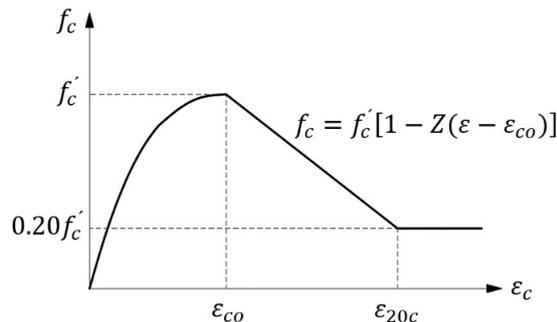


Figura 5.6 Modelo esfuerzo-deformación concreto confinado de Kent y Park
Fuente: Kent y Park (1971)

La pendiente Z y ϵ_{20c} quedan definidas con las ecuaciones (5.5) y (5.6).

$$z = \frac{0.5}{\frac{3 + \epsilon_{co}f'_c}{f'_c - 1000} + \frac{3}{4}\rho_s \sqrt{\frac{b''}{s_h} - \epsilon_{co}}} \quad (\text{lbf, pulg}) \quad (5.5)$$

$$\epsilon_{20c} = \epsilon_{co} + 0.8/Z \quad (5.6)$$

Donde:

- ✓ ϵ_{co} : Deformación del concreto asociado a f'_c
- ✓ ρ_s : Cuantía volumétrica de acero transversal ($\rho_s = 2A_{sh}[b'h']/[b''h''s_h]$).
- ✓ A_{sh}, s_h : Área y separación de los estribos.

- ✓ b', h', b'', h'' : Base y peralte del núcleo confinado medido al eje y exterior del estribo respectivamente.

c) Modelo para concreto confinado de Mander

El modelo de Mander es aplicable a secciones rectangulares, cuadradas y circulares que están sometidas a considerables fuerzas axiales que provoquen grandes deformaciones transversales y esfuercen el acero transversal hasta alcanzar la fractura (Fig. 5.7). Por ende, este modelo considera que el confinamiento tiene efecto en las deformaciones y en la resistencia del concreto. En la Fig. 5.7 se muestra la relación entre un concreto confinado y no confinado propuesto por Mander et al (1988) determinado por las siguientes ecuaciones.

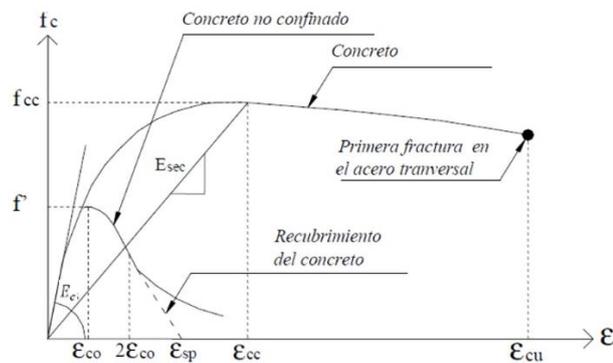


Figura 5.7 Modelo esfuerzo-deformación del concreto de Mander
Fuente: Mander et al (1988)

$$f_c = \frac{xr f_{cc}}{r - 1 + x^r}; \quad x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}; \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (5.7)$$

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right]; \quad E_{sec} = \frac{f_{cc}}{\epsilon_{cc}} \quad (5.8)$$

Donde:

- ✓ f_{cc} : Resistencia máxima del concreto confinado.
- ✓ f'_c : Resistencia máxima del concreto no confinado.
- ✓ ϵ_{co} : Deformación asociada a la resistencia máxima del concreto f'_c .
- ✓ ϵ_{sp} : Deformación última asociada al desprendimiento del recubrimiento del concreto.
- ✓ ϵ_{cc} : Deformación unitaria del concreto simple asociada al esfuerzo máximo confinante.

- ✓ E_c : Módulo de elasticidad del concreto no confinado.
- ✓ E_{sec} : Módulo secante del concreto confinado asociado al esfuerzo máximo confinante.

La resistencia máxima f_{cc} depende de la fuerza efectiva de confinamiento f_{le} y del tipo de estribo.

- Para secciones circulares con estribos circulares o zunchos.

$$f_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_{le}}{f'_c}} - 2 \frac{f_{le}}{f'_c} - 1.254 \right), MPa \quad (5.9)$$

$$f_{le} = \frac{1}{2} k_e \rho_s f_{yh} \quad (5.10)$$

$$\rho_s = \frac{4A_{sp}}{sd_s}; \quad k_{ec} = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}}; \quad k_{es} = \frac{1 - \frac{s'}{2d_s}}{1 - \rho_{cc}} \quad (5.11)$$

Donde:

- ✓ A_{sp} : Área de refuerzo transversal.
- ✓ ρ_s : Relación del volumen de acero confinante entre el volumen de concreto confinado.
- ✓ ρ_{cc} : Relación del área de acero longitudinal y el área de concreto confinada
- ✓ d_s : Diámetro de los estribos.
- ✓ k_e : Factor de confinamiento efectivo. k_{ec} para estribos circulares y k_{es} para zunchos.
- ✓ s', s : Separación entre los estribos a paño interior y exterior.
- ✓ f_{yh} : Esfuerzo de fluencia del acero de estribo.

- Para secciones rectangulares y cuadradas

$$f_{cc} = \lambda f'_c \quad (5.12)$$

$$f_{lx} = \frac{A_{sx}}{sd_c} k_e f_{yh}; \quad f_{ly} = \frac{A_{sy}}{sb_c} k_e f_{yh} \quad (5.13)$$

$$A_e = \left(b_c d_c - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right) \quad (5.14)$$

$$k_e = \frac{\left(1 - \sum_{i=1}^n \frac{w_i^2}{6b_c d_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2b_c} \right) \left(1 - \frac{s'}{2d_c} \right)}{1 - \rho_{cc}} \quad (5.15)$$

Donde:

- ✓ λ : Factor de esfuerzo confinado, se obtiene de la Fig. 5.8.a.
- ✓ A_e : Área confinada efectiva.
- ✓ A_{sx}, A_{sy} : Área de refuerzo transversal paralela al eje “x” o “y”.
- ✓ f_{lx}, f_{ly} : Fuerza lateral de confinamiento efectivo en dirección “x” o “y”.

En la Fig. 5.8 se muestran otros parámetros involucrados en las ecuaciones (5.12) a (5.15).

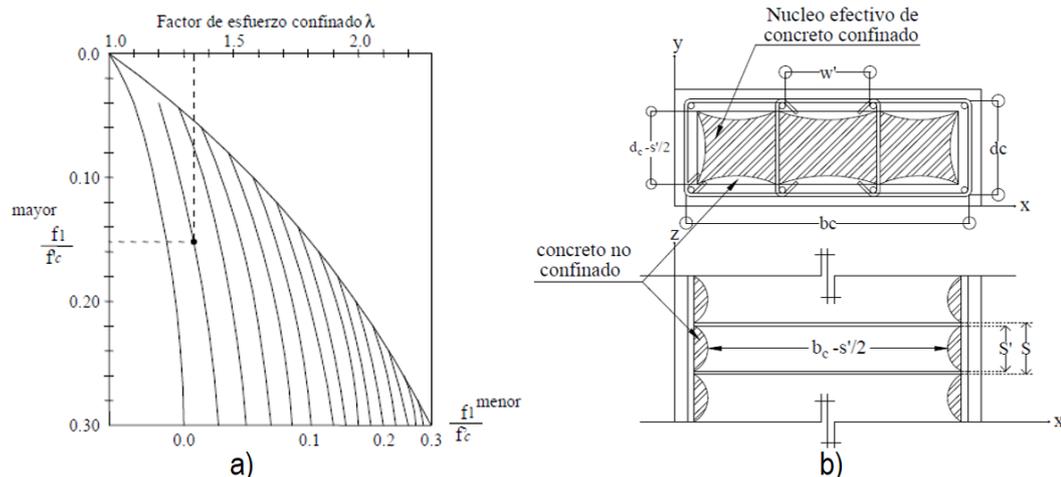


Figura 5.8 Parámetros modelo esfuerzo-esfuerzo del concreto de Mander

a) Factor de confinamiento λ b) Núcleo de concreto confinado

Fuente: (Mander et al, 1988)

El valor de la deformación última del concreto confinado se alcanza cuando el acero de estribo se fractura y se determina con la ecuación (5.16).

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s f_{yh} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (5.16)$$

Donde:

- ✓ ε_{su} : Esfuerzo de rotura del acero transversal.

d) Modelo para concreto a tracción de Rodríguez y Restrepo

El modelo de Rodríguez y Restrepo está definido mediante la gráfica de la Fig. 5.9 que es definida por la ecuación (5.17).

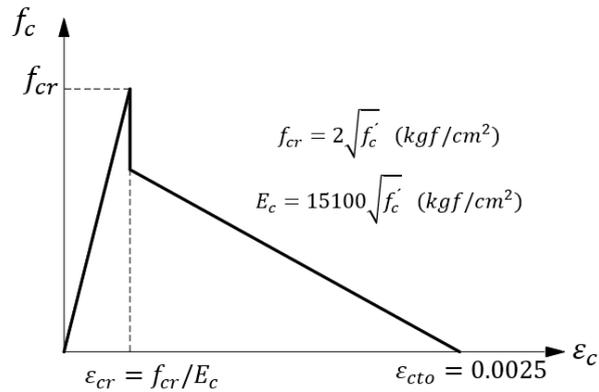


Figura 5.9 Modelo esfuerzo-deformación a tracción del concreto
Fuente: (Torres, 2013)

$$f_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c & ; \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cr} \\ 0.9 \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cto}}\right) f_{cr} & ; \varepsilon_c > \varepsilon_{cr} \end{cases} \quad (5.17)$$

5.6.2. Modelamiento no lineal de las secciones de los elementos.

5.6.2.1. Curvatura de elementos de concreto armado

La curvatura de una sección es la inversa del radio de curvatura R medida sobre el eje neutro de la sección. En la Fig. 5.10 se puede observar un elemento diferencial en equilibrio bajo fuerzas axiales y momentos, en el cual la curvatura está definida mediante la ecuación (5.18).

$$\varphi = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d} \quad (5.18)$$

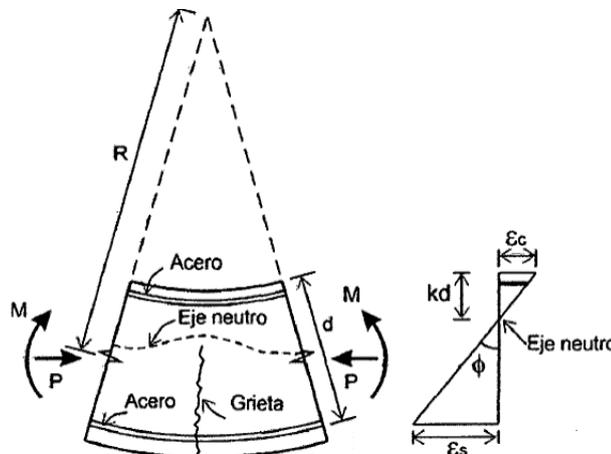


Figura 5.10 Curvatura de sección de concreto armado.
Fuente: (Park y Paulay, 1983)

Como muestra la Fig. 5.10, la curvatura del elemento varía a lo largo de su longitud debido al hecho de que el eje neutro también lo hace como consecuencia del agrietamiento de las secciones.

5.6.2.2. Diagrama momento curvatura

Con el uso de modelos constitutivos del concreto y del acero de refuerzo, se pueden obtener diagramas momento curvatura de las secciones de elementos de concreto armado en base a la suposición de que las secciones permanecen planas, la compatibilidad de deformaciones y el equilibrio de fuerzas.

En la Fig. 5.11 se representa el procedimiento para el cálculo de la curvatura de una sección de concreto armado sometido a una fuerza axial y un momento flector.

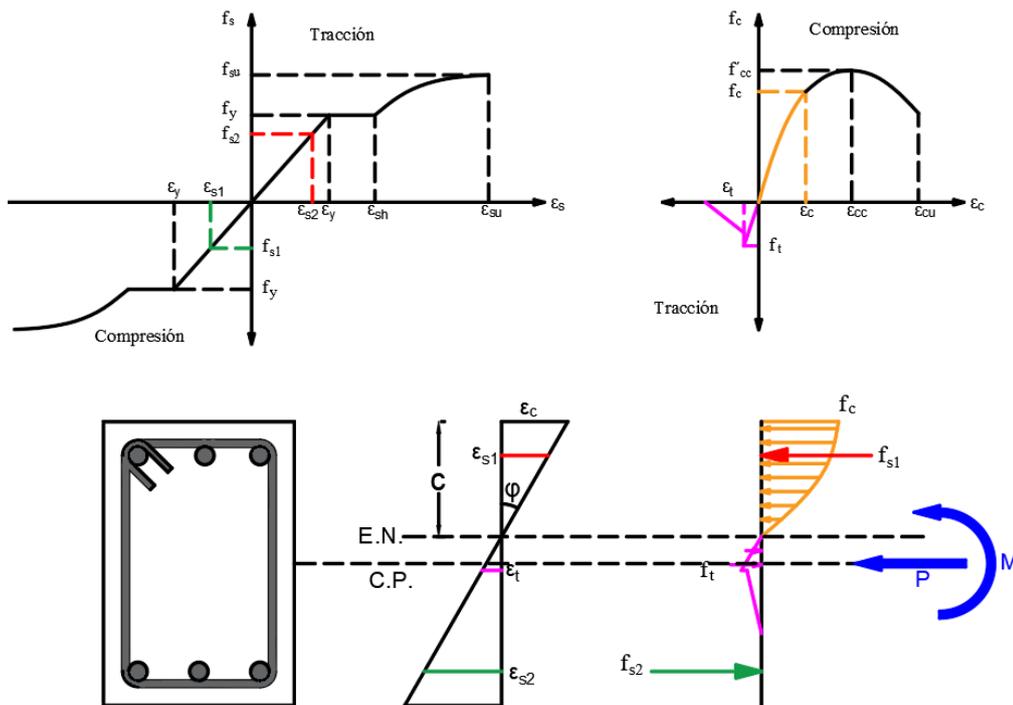


Figura 5.11 Determinación del momento y curvatura de una sección del concreto armado
Fuente: Elaboración propia

En el diagrama momento-curvatura obtenido con el procedimiento de la Fig. 5.11 se pueden identificar cuatro puntos notables, los cuales se muestran en la Fig. 5.12. Además, se muestra la representación bilineal de la curva momento curvatura para efectos de análisis estructural.

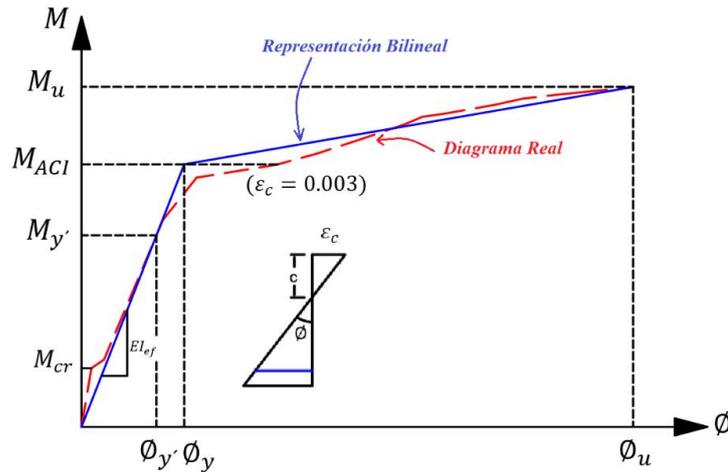


Figura 5.12 Diagrama Momento-Curvatura y sus puntos notables

Fuente: (Enriquez, 2020)

- M_{cr} : Momento de fisuración. La fibra más traccionada llega al valor de f_{cr} . Este punto suele ser ignorado, pero es en teoría el punto hasta donde la sección se comporta elásticamente.
- $\phi_y, M_{y'}$: Curvatura y momento de la primera fluencia. El acero más alejado alcanza su esfuerzo de fluencia.
- M_{ACI} : Momento correspondiente a una deformación de 0.003 de la fibra de concreto más comprimida.
- ϕ_u, M_u : Curvatura y momento último. El concreto alcanza su máxima deformación ϵ_u o el acero longitudinal sufre pandeo.
- EI_{ef} : Rigidez a flexión efectiva. Es la pendiente de la recta que une el origen con el punto de la primera fluencia.

5.6.2.3. Ductilidad de una sección:

La ductilidad de una sección, μ , es un indicador de la capacidad de disipación de energía y es definida como la razón entre la curvatura última (ϕ_u) y la curvatura de fluencia (ϕ_y):

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (5.19)$$

El valor de este indicador depende de la cuantía de acero que posea la sección, siendo más dúctil cuando la cuantía es la menos posible y menor a la cuantía balanceada. También depende de la resistencia a la compresión del concreto y el aporte que tiene el acero por compresión en la sección, siendo la

ductilidad mayor si la resistencia del concreto a compresión y el aporte del acero a compresión es mayor.

En secciones sometidas solo a momento (vigas), el diagrama momento curvatura es único y la ductilidad de ésta solo depende de la cuantía de acero. Sin embargo, en secciones sometidas a carga axial y momento (columnas), el diagrama momento curvatura y por ende la ductilidad dependen de la intensidad de la carga axial como se puede ver en la Fig. 5.13 donde a mayor carga axial, menor ductilidad y cuando la carga axial excede la carga balanceada P_b , la ductilidad es nula.

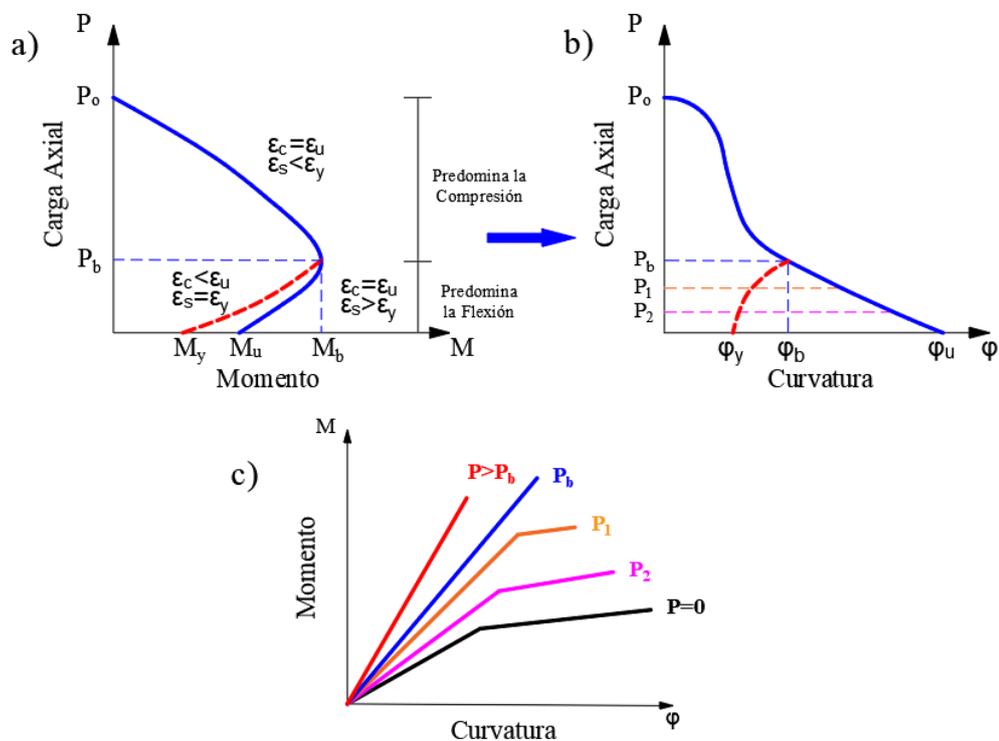


Figura 5.13 Influencia de la carga axial en la ductilidad de secciones de concreto armado.

Fuente: Elaboración propia

5.6.2.4. Factores que determinan el punto (ϕ_u, M_u)

a) Resistencia y deformación última del concreto

El punto (ϕ_u, M_u) para una sección lo suficientemente dúctil en teoría es alcanzada cuando el concreto alcanza su máxima deformación ϵ_{cu} asociada a la fractura del refuerzo transversal; sin embargo, este punto teórico solo sería posible alcanzarlo si se logran evitar las fallas por pandeo del refuerzo longitudinal y la

falla por cortante, las cuales están directamente relacionadas con la separación de los estribos.

b) Pandeo del refuerzo longitudinal

Rodríguez et al. (1999) realizó estudios referentes al pandeo de barras de refuerzo sometidos a acciones sísmicas, determinando un modelo de predicción del pandeo de las barras ante cargas reversibles. En este modelo la deformación de pandeo ϵ_p^* se calcula con el siguiente procedimiento basado en los dos últimos semiciclos de carga anteriores al inicio del pandeo como se muestra en la Fig. 5.14.

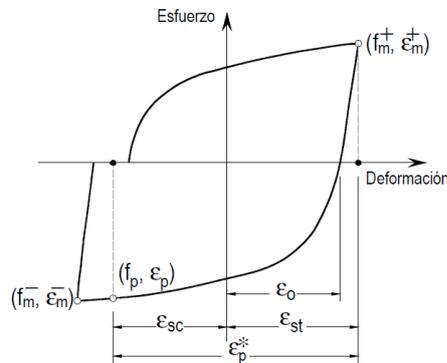


Figura 5.14 Modelo propuesto para la predicción del pandeo de barras longitudinales
 Fuente: (Rodríguez et al, 1999)

Iñiguez (2015) recopila resultados experimentales para barras de refuerzo de columnas y muros de concreto armado de diversos autores y propone una curva de predicción de la deformación asociada al pandeo ϵ_p^* en función de la razón entre la separación de los estribos y el diámetro de la barra longitudinal (Fig. 5.15) descrita por la ecuación (5.20).

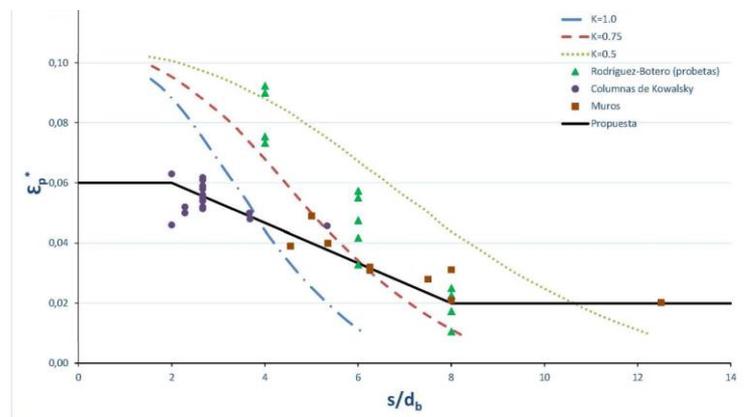


Figura 5.15 Curva de predicción de la deformación asociada al pandeo ϵ_p^*
 Fuente: (Iñiguez, 2015)

$$\varepsilon_p^* = \begin{cases} 0.06 & ; s/d_b \leq 2 \\ \frac{11 - s/d_b}{150} & ; 2 < s/d_b \leq 8 \\ 0.02 & ; s/d_b > 8 \end{cases} \quad (5.20)$$

Donde:

- ✓ d_b : Diámetro de la barra longitudinal.
- ✓ s : Separación de los estribos.

De la ecuación (5.20) y de la definición de curvatura se puede determinar la curvatura asociada al pandeo ϕ_u^* como se muestra en la Fig. 5.16.

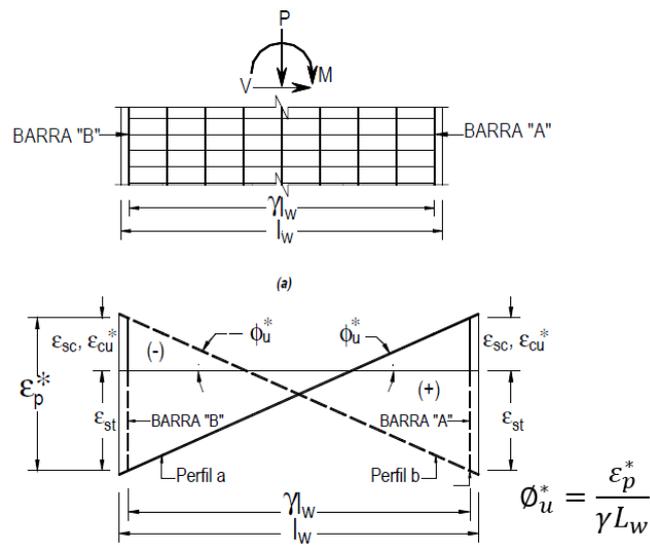


Figura 5.16 Curvatura de pandeo
Fuente:(Ortíz et al, 2013)

Para que la falla de pandeo de la barra ocurra antes que la falla por compresión del concreto se debe cumplir con la ecuación (5.21) donde ε_{cu} es determinado con la ecuación (5.16).

$$|\varepsilon_{cu}^*| \leq \varepsilon_{cu} \quad (5.21)$$

c) Falla por cortante

La falla por cortante y su efecto en la determinación del punto (ϕ_u, M_u) es dominante si las zonas de rotulación no cuentan con el adecuado confinamiento exigido en las normas ACI-318 y E060, que tienen como principal fin evitar la falla por corte y propiciar una falla por flexión asociado al pandeo del refuerzo longitudinal, o que se alcance la deformación última del concreto confinado antes del pandeo. En la presente tesis no se tratará el efecto del cortante sobre las

curvas momento rotación ya que los edificios a evaluar cumplen con el confinamiento normativo. Información respecto al efecto del corte en la curva momento-rotación se puede encontrar en Aguiar (2003).

5.6.2.5. Diagrama Momento – Rotación

Durante un evento sísmico, el comportamiento inelástico en las estructuras se localiza en los extremos de los elementos (cerca de la cara de los nudos) en una longitud “ L ”. Este daño no es uniforme, es por eso que se suele tomar una longitud “ L_p ” equivalente en donde se concentre un daño uniforme (curvatura plástica constante). A esta zona se le conoce como rótula plástica que se estima como 0.5 veces el peralte del elemento (Fig. 5.17).

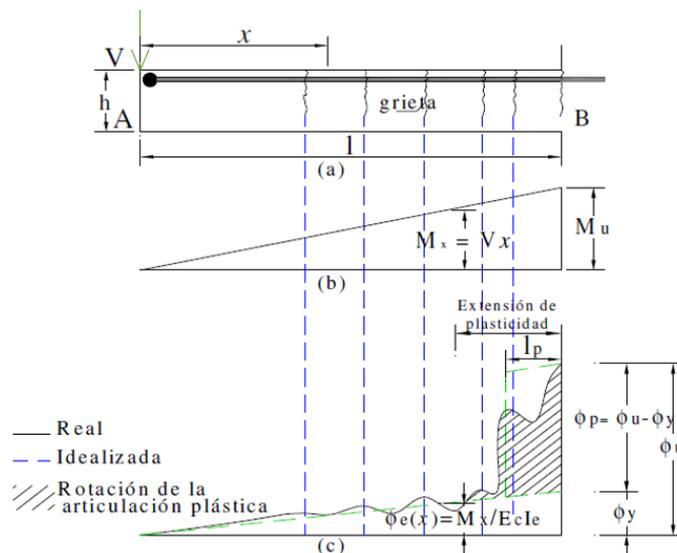


Figura 5.17 Longitud rótula plástica
Fuente: (Park y Paulay, 1980)

Como la curvatura plástica es constante en la longitud L_p , para obtener el diagrama momento-rotación plástico solo es necesario multiplicar las curvaturas del diagrama momento-curvatura plástica por L_p (Fig. 5.18).

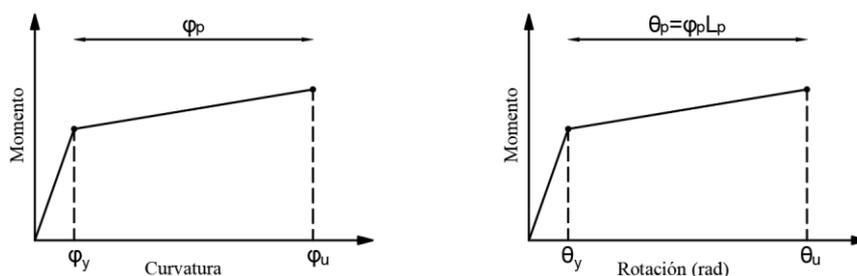


Figura 5.18 Diagrama Momento-Curvatura y Momento-Rotación
Fuente: Elaboración propia

5.6.2.6. Diagramas idealizados Momento-Rotación de FEMA 356

FEMA 356, ATC 40 y ASCE/SEI 41, poseen diagramas momento-rotación idealizados cuyos parámetros a , b , c , d y e mostrados en la Fig. 5.19 obtenidos de un conjunto de ensayos experimentales están listadas en tablas.

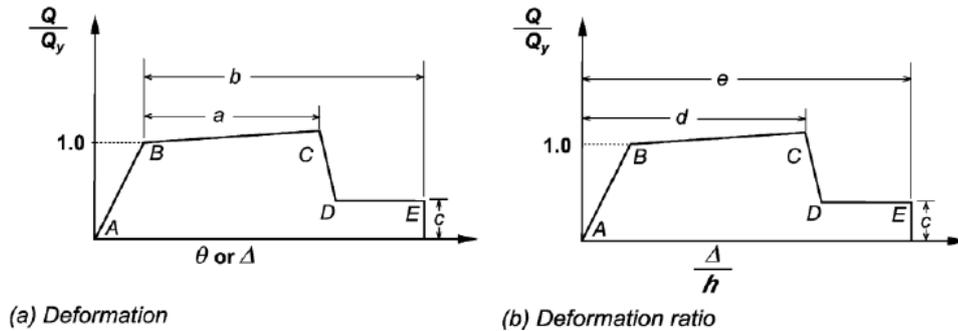


Figura 5.19 Diagramas Fuerza-Deformación y Fuerza-Razón de deformación FEMA 356.
Fuente: (Federal Emergency Management Agency - FEMA, 2000)

5.6.3. Modelamiento no lineal de elementos de una estructura.

Para el modelamiento no lineal de los elementos de una estructura existen dos métodos: el modelamiento a través de *plasticidad concentrada* y el modelamiento a través de *plasticidad distribuida* (Fig. 5.20).

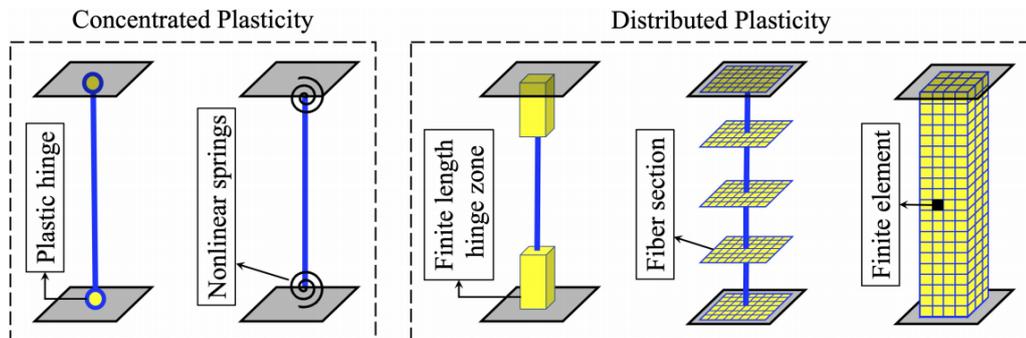


Figura 5.20 Modelos de plasticidad concentrada y plasticidad distribuida
Fuente: (Deierlein et al., 2010)

5.6.3.1. Modelamiento con plasticidad concentrada

Este modelamiento se basa en el supuesto de que las rótulas plásticas se concentran en lugares predeterminados (Fig. 5.20). Este tipo de modelamiento hace uso de los diagramas fuerza- deformación o momento-rotación para definir las rótulas plásticas en los lugares prestablecidos, dejando el resto de la estructura

con un comportamiento lineal. Cada rótula representa un comportamiento concentrado post-fluencia (rótulas rígido-plásticas) en cualquier grado de libertad pudiendo acoplar la fuerza axial y momentos flectores mediante una superficie de interacción. En la Fig. 5.21 se muestra la matriz de rigidez para un elemento barra bidimensional que posee rótulas plásticas concentradas a momento en sus extremos representados mediante resortes rígido-plásticos.

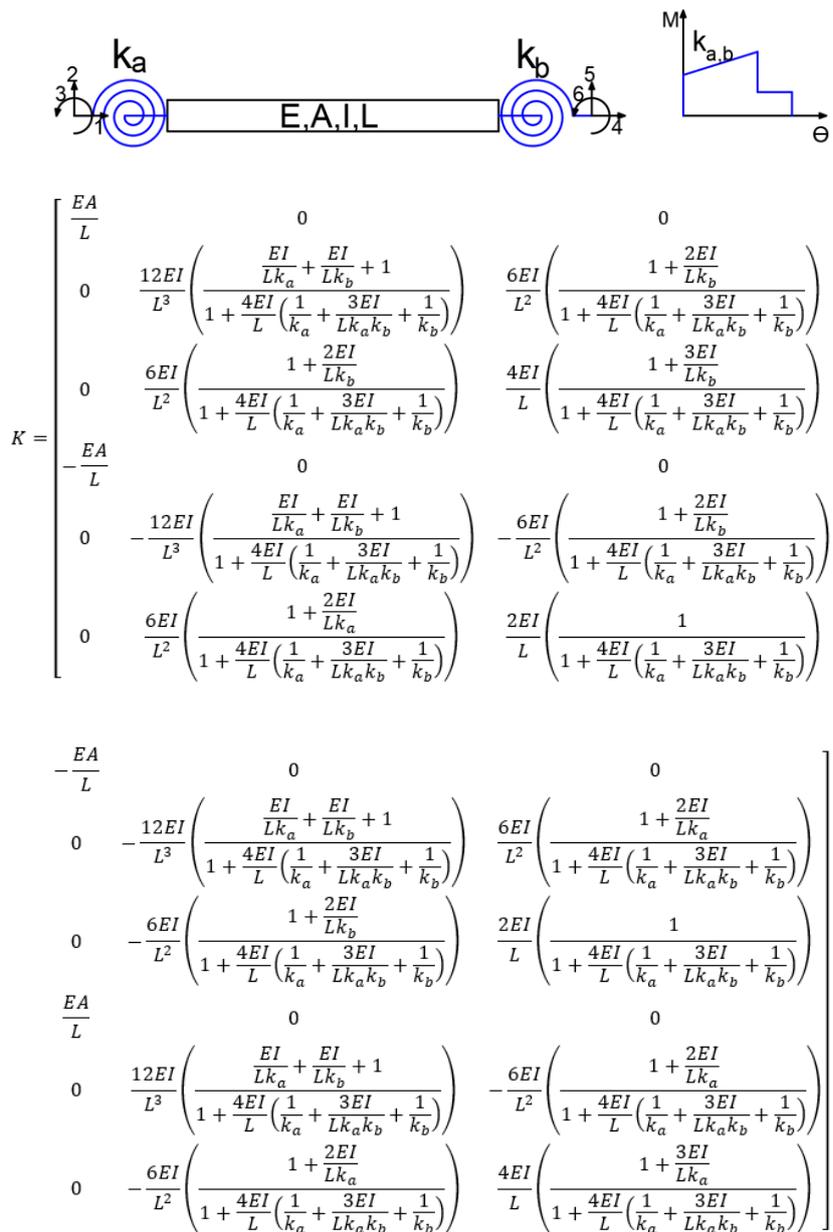


Figura 5.21 Matriz de rigidez elemento barra con resortes no lineales
Fuente: Elaboración propia

5.6.3.2. Modelamiento con plasticidad distribuida

“Otra forma alterna y más precisa de estimar la distribución de daño a través de los elementos estructurales es mediante el uso de fibras, método de modelación finita que permite distribuir la inelasticidad del material a lo largo del elemento y a través de su sección. El estado de esfuerzo - deformación por sección de los elementos viga-columna se puede obtener a través de la integración de la respuesta de esfuerzo-deformación uniaxial no lineal de las fibras individuales en las cuales la sección ha sido subdividida” (Dominguez, 2009). En este tipo de modelaje se supone que las secciones planas permanecen planas, lo que relaciona el comportamiento de las fibras. En la Fig. 5.22 y 5.23 se muestra el modelamiento por fibras de elementos viga-columna y muros de concreto armado respectivamente.

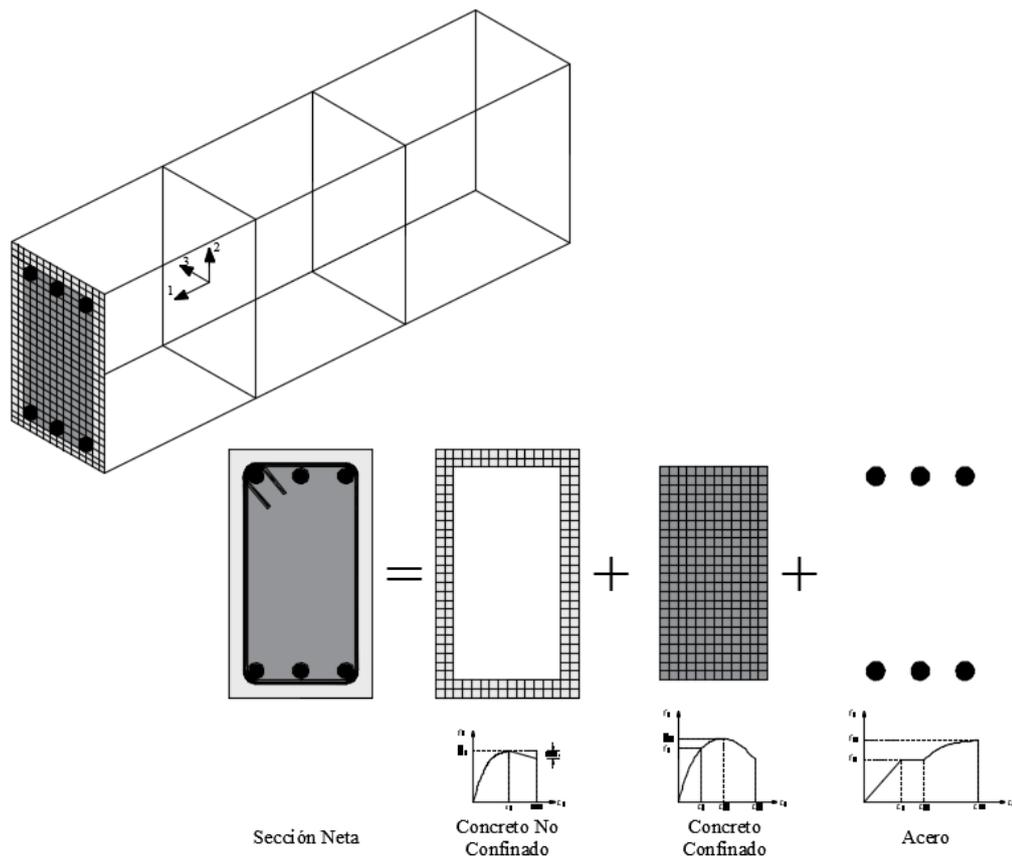


Figura 5.22 Modelamiento por fibras de elementos viga-columna
 Fuente: Adaptado de Barlek y Galíndez (2016) y Domínguez (2009)

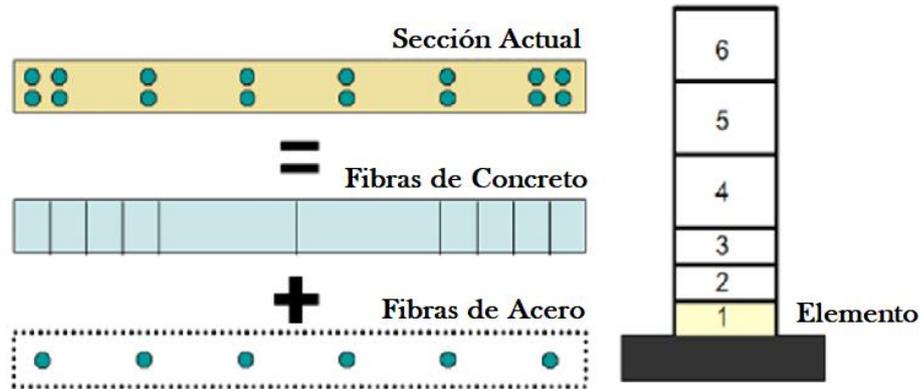


Figura 5.23 Modelamiento por fibras de muros de concreto armado
Fuente: Adaptado de Toledo (2011)

5.7. MÉTODO MEJORADO DEL ESPECTRO DE CAPACIDAD (MMEC)

En FEMA 440 se menciona que el MMEC tiene como objetivo estimar el máximo desplazamiento (punto de desempeño) de un sistema no lineal con un sistema equivalente lineal usando un periodo efectivo T_{eff} y un amortiguamiento efectivo β_{eff} . Para el uso de este método es necesario representar la demanda sísmica y la curva de capacidad de la estructura en un formato aceleración espectral-desplazamiento espectral (S_a - S_d) denominado formato ADRS por sus siglas en inglés.

5.7.1. Espectro de demanda

El espectro de demanda es la representación de la demanda sísmica en un formato ADRS, para lo cual se sigue el procedimiento mostrado en la Fig. 5.24.

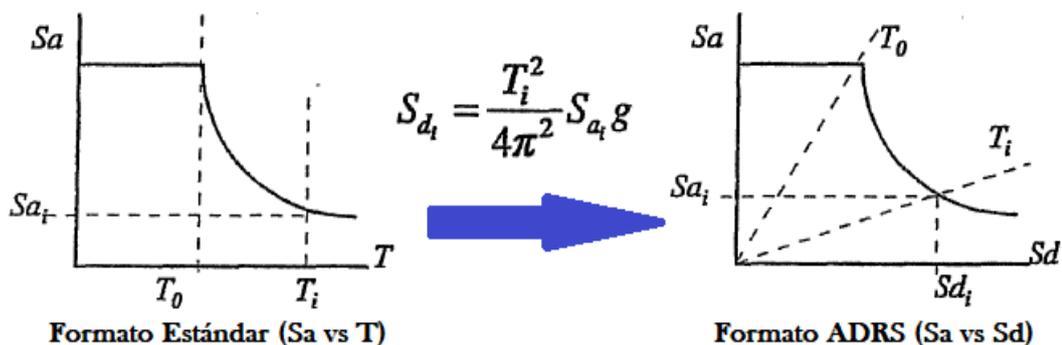


Figura 5.24 Conversión del espectro de respuesta a espectro de demanda en formato ADRS.
Fuente: Adaptado de (Applied Technology Council - ATC, 1996)

5.7.2. Espectro de capacidad

La curva de capacidad también necesita transformarse a un formato ADRS (espectro de capacidad) para lo cual el sistema estructural necesita ser transformado a un sistema equivalente de 1GDL. Las ecuaciones para dicha transformación son:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (5.22)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{techo}}{PF_1 \phi_{techo,1}} \quad (5.23)$$

$$PF_1 = \left[\frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \right] \quad (5.24)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i / g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g]} \quad (5.25)$$

Donde:

- ✓ PF_1 : Factor de participación modal para el modo fundamental
- ✓ α_1 : Coeficiente de masa modal para el modo fundamental.
- ✓ w_i/g : Masa asignada al nivel i.
- ✓ ϕ_{i1} : Amplitud del modo fundamental en el nivel i.
- ✓ N : Número de niveles.
- ✓ V : Cortante basal.
- ✓ W : Peso de la estructura.
- ✓ Δ_{techo} : Desplazamiento del techo.

La Fig. 5.25 muestra la transformación a formato ADRS de la curva de capacidad.

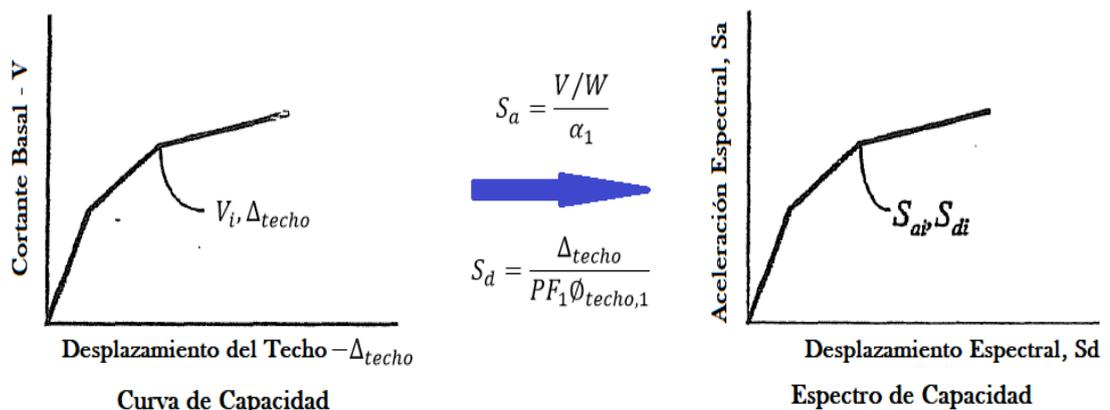


Figura 5.25 Conversión de la curva de capacidad a espectro de capacidad en formato ADRS
Fuente: Adaptado de (Applied Technology Council - ATC, 1996)

5.7.3. Punto de desempeño

El punto de desempeño es el punto de equilibrio entre la demanda sísmica y la capacidad de la estructura, y para su estimación, el MMEC emplea un procedimiento que consiste básicamente en encontrar el punto de desempeño al intersecar el espectro de capacidad con un espectro de demanda reducido por un coeficiente de amortiguamiento efectivo calculado en función de la demanda de ductilidad impuesta al sistema, tal como se muestra en la Fig. 5.26.

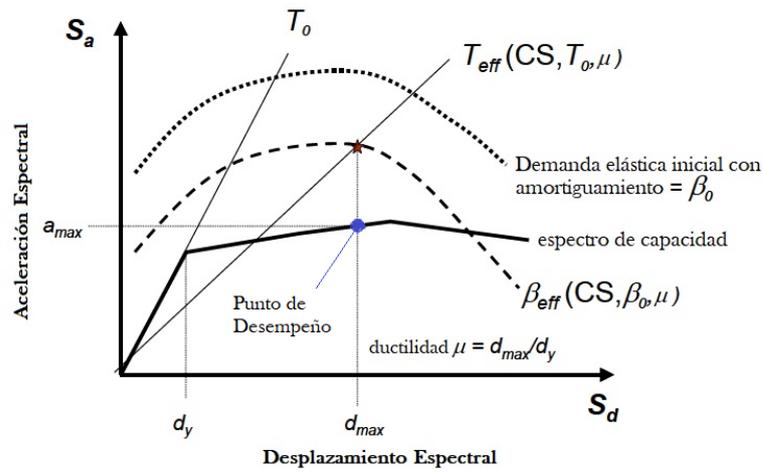


Figura 5.26 Procedimiento del método mejorado del espectro de capacidad
Fuente: Adaptado de (Federal Emergency Management Agency - FEMA, 2005)

a) Periodo efectivo T_{eff}

Los valores del periodo efectivo son obtenidos con las siguientes ecuaciones dependientes de la demanda de ductilidad μ y el periodo inicial elástico T_0 .

$$T_{eff} = [0.20(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1]T_0; \quad 1.0 < \mu < 4.0 \quad (5.26)$$

$$T_{eff} = [0.28 + 0.13(\mu - 1) + 1]T_0; \quad 4.0 < \mu < 6.5 \quad (5.27)$$

$$T_{eff} = \left\{ 0.89 \left[\sqrt{\frac{\mu - 1}{1 + 0.05(\mu - 2)}} - 1 \right] + 1 \right\} T_0; \quad \mu > 6.5 \quad (5.28)$$

b) Amortiguamiento efectivo β_{eff}

Los valores de amortiguamiento viscoso efectivo son expresados en porcentaje del amortiguamiento crítico, y son obtenidos con las siguientes

ecuaciones dependientes de la demanda de ductilidad μ , el amortiguamiento inherente β_o , el periodo efectivo T_{eff} y el periodo inicial elástico T_o .

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_o; \quad 1.0 < \mu < 4.0 \quad (5.29)$$

$$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_o; \quad 4.0 < \mu < 6.5 \quad (5.30)$$

$$\beta_{eff} = 19 \left[\frac{0.64(\mu - 1) - 1}{[0.64(\mu - 1)]^2} \right] \left(\frac{T_{eff}}{T_o} \right)^2 + \beta_o; \quad \mu > 6.5 \quad (5.31)$$

c) *Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento modificado (MADRS) para el uso con el periodo secante.*

El método del espectro de capacidad convencional (ATC 40) usa el periodo secante como el periodo lineal efectivo en la determinación del punto de desempeño. Este supuesto resulta en que el desplazamiento máximo ocurra en la intersección de la curva de capacidad para la estructura y una curva de demanda para el amortiguamiento efectivo en el formato ADRS. Esta característica es útil por dos razones. Primero, este brinda al ingeniero una herramienta de visualización para facilitar una comparación gráfica directa de la capacidad y demanda. Segundo, hay muchas estrategias de solución efectivas para la linealización equivalente que depende de una curva de demanda ADRS modificada (MADRS), que interseca la curva de capacidad en el desplazamiento máximo.

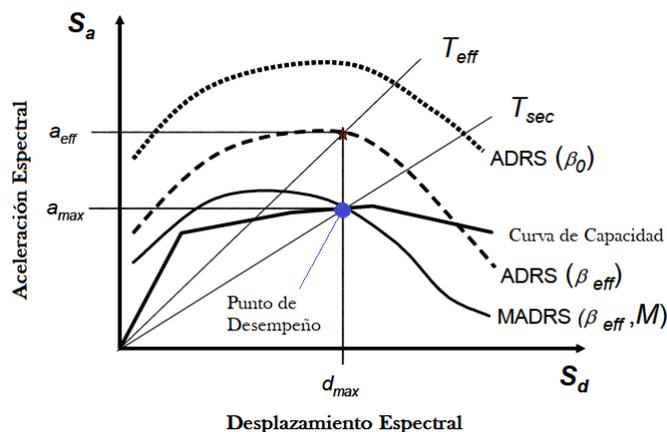


Figura 5.27 Espectro de respuesta aceleración-desplazamiento modificado (MADRS) para el uso con el periodo secante

Fuente: Adaptado de (Federal Emergency Management Agency - FEMA, 2005)

El uso de las ecuaciones para el periodo y amortiguamiento efectivo genera un máximo desplazamiento, que coincide con la intersección del periodo lineal

efectivo radial y la demanda ADRS para el amortiguamiento efectivo (Fig. 5.27). El periodo efectivo del procedimiento mejorado, T_{eff} , es generalmente menor al periodo secante, T_{sec} , definido por el punto sobre la curva de capacidad correspondiente al desplazamiento máximo, d_{max} . La aceleración efectiva, a_{eff} , no es relevante, ya que la aceleración actual máxima, a_{max} , debe estar sobre la curva de capacidad y coincidir con el desplazamiento máximo, d_{max} . Multiplicando las ordenadas de la demanda ADRS correspondiente al amortiguamiento efectivo, β_{eff} , por el factor de modificación M , resulta en la curva de demanda ADRS modificada (MADRS) que puede ahora intersectar la curva de capacidad en el punto de desempeño.

$$M = \frac{a_{max}}{a_{eff}} = \left(\frac{T_{eff}}{T_{sec}}\right)^2 = \left(\frac{T_{eff}}{T_o}\right)^2 \left(\frac{T_o}{T_{sec}}\right)^2 \quad (5.32)$$

$$\left(\frac{T_o}{T_{sec}}\right)^2 = \frac{1 + \alpha(\mu - 1)}{\mu} \quad (5.33)$$

d) Reducción espectral por el amortiguamiento efectivo

Los procedimientos de linealización equivalente aplicados en la práctica, normalmente requieren el uso de factores de reducción espectral para ajustar la respuesta espectral inicial al nivel apropiado del amortiguamiento efectivo, β_{eff} . Estos factores son una función del amortiguamiento efectivo y son denominados coeficientes de amortiguamiento, $B(\beta_{eff})$. Ellos son usados para ajustar las ordenadas de aceleraciones espectrales, como sigue:

$$(s_a)_\beta = \frac{(s_a)_o}{B(\beta_{eff})} \quad (5.34)$$

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln\beta_{eff} \text{ (en \%)}} \quad (5.35)$$

e) Procedimientos de solución

El cálculo de un máximo desplazamiento usando la linealización equivalente no es directo y requiere un procedimiento de solución gráfico e iterativo. Se presenta el procedimiento usado por los programas ETABS y SAP2000.

- Seleccionar una representación espectral de interés del movimiento del suelo con un amortiguamiento inicial, β_i (normalmente al 5%).
- Modificar el espectro seleccionado, para considerar la interacción suelo-estructura. Esto considerará una modificación en el amortiguamiento del sistema, desde un valor inicial β_i hasta β_o , para tomar en cuenta el amortiguamiento en la cimentación. Si el amortiguamiento en la cimentación es ignorado, entonces β_o es igual a β_i .
- Convertir el espectro seleccionado, modificado por la interacción suelo-estructura, a un formato ADRS (Fig. 5.24).
- Generar una curva de capacidad para la estructura y transformarla en un formato ADRS (Fig. 5.25).
- Seleccionar un punto de desempeño inicial (aceleración máxima, a_{pi} , y desplazamiento, d_{pi}). Esto puede estar basado en una aproximación de igual desplazamiento como se muestra en la Fig. 5.28 o algún otro punto basado en el juicio ingenieril.
- Desarrollar una representación bilineal del espectro de capacidad, en concordancia con los procedimientos del ATC-40. Esto definirá el periodo inicial, T_o , desplazamiento de fluencia, d_y , y la aceleración de fluencia, a_y (Fig. 5.29).

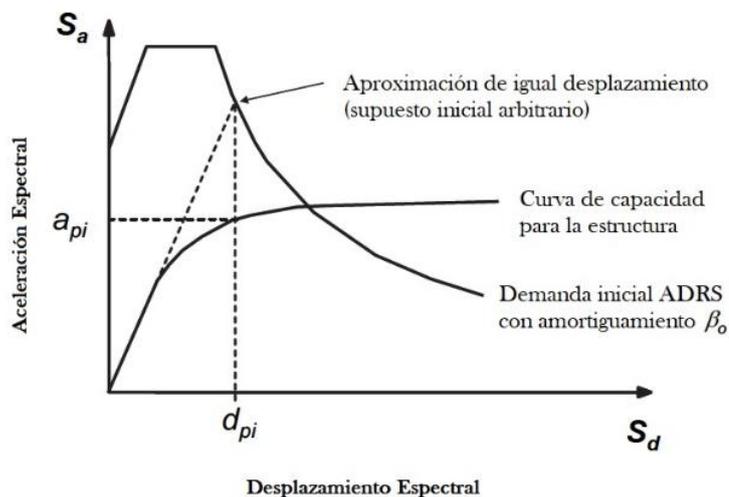


Figura 5.28 Demanda ADRS inicial y espectro de capacidad.
Fuente: Adaptado de (Federal Emergency Management Agency - FEMA, 2005)

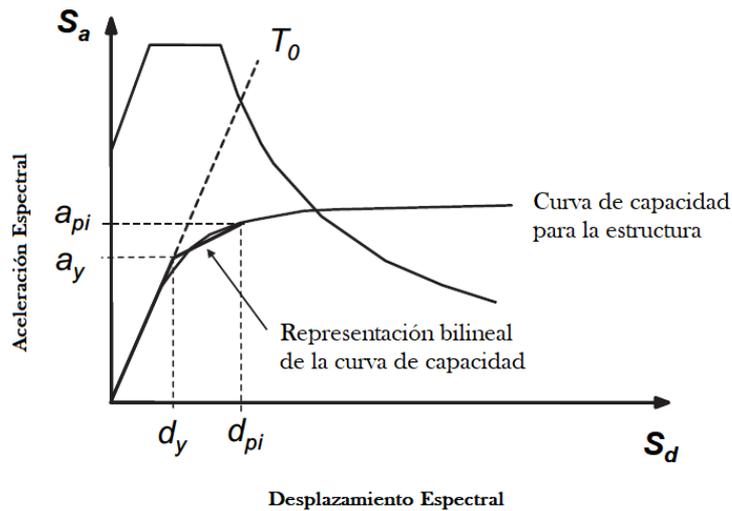


Figura 5.29 Representación bilineal del espectro de capacidad
Fuente: Adaptado de (Federal Emergency Management Agency - FEMA, 2005)

- Para la representación bilineal desarrollada en el paso anterior, calcular los valores de la rigidez post-elástica, α , y de la ductilidad, μ , como sigue.

$$\alpha = \left(\frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \right) / \left(\frac{a_y}{d_y} \right); \quad \mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad (5.36)$$

- Usando los valores calculados para la rigidez post-elástica, α , y la ductilidad, μ , calcular el correspondiente amortiguamiento efectivo, β_{eff} y periodo efectivo, T_{eff} .
- Usando el amortiguamiento efectivo, ajustar la curva de demanda inicial al β_{eff} .
- Multiplicar las ordenadas de aceleración de la curva de demanda para β_{eff} por el factor de modificación M , determinado usando el periodo efectivo calculado T_{eff} , para generar el espectro de respuesta aceleración-desplazamiento modificado (MADRS).
- Un posible punto de desempeño es generado por la intersección del periodo secante radial, T_{sec} , con el MADRS (Fig. 5.30).

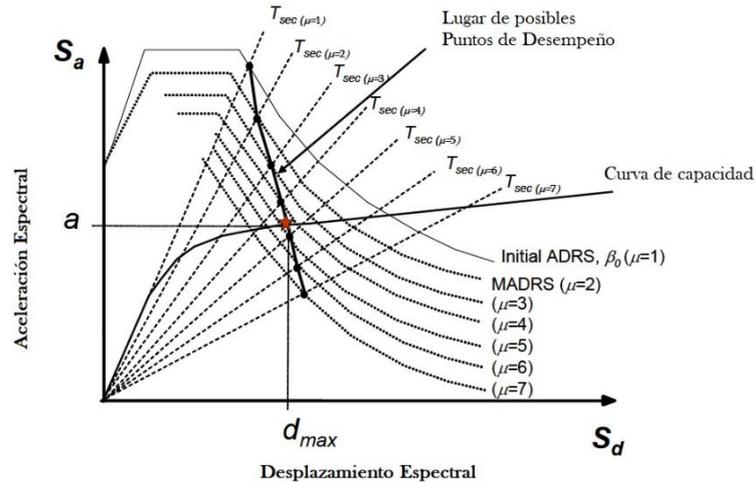


Figura 5.30 Lugar geométrico de posibles puntos de desempeño.
Fuente: Adaptado de (Federal Emergency Management Agency - FEMA, 2005)

- Incrementar o disminuir el punto de desempeño asumido y repetir el proceso para generar una serie de posibles puntos de desempeño.
- El punto de desempeño es definido por la intersección del lugar de puntos del paso anterior y el espectro de capacidad.

5.8. CRITERIOS DE ACEPTACIÓN DEL DESEMPEÑO

5.8.1. Criterios de aceptación del desempeño de VISION 2000

VISION 2000 propone los criterios de aceptación mostrados en la Tabla 5.9.

Tabla 5.9 Criterios de aceptación del desempeño VISION 2000

Nivel de desempeño	Distorsión de entrepiso (%)
Totalmente operacional	0.20
Operacional	0.50
Seguridad de vida	1.50
Cerca al colapso	2.50
Colapso	Mayor a 2.50

Fuente: (Structural Engineers Association of California - SEAOC, 1995)

VISION 2000 también propone sectorizar la curva de capacidad de la estructura para lo cual esta se representa en un modelo bilineal para identificar las zonas elásticas e inelásticas y dividir la zona inelástica como muestra la Fig. 5.31.

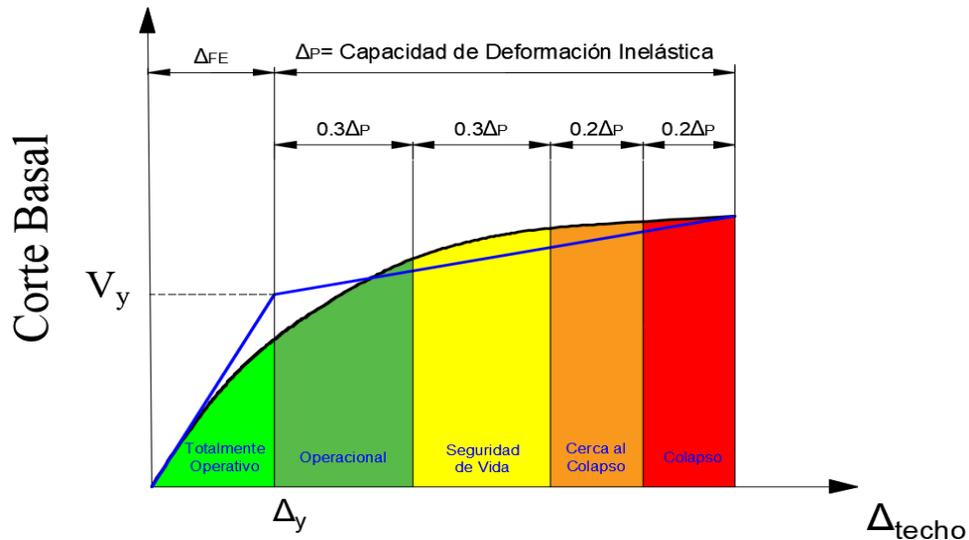


Figura 5.31 Sectorización de la curva de capacidad.

Fuente: (Structural Engineers Association of California - SEAOC, 1995)

5.8.2. Criterios de aceptación del desempeño de ATC 40

ATC 40 propone los criterios de aceptación mostrados en la Tabla 5.10.

Tabla 5.10 Criterios de aceptación del desempeño propuestos por ATC 40

Límite de distorsión de entripiso	Nivel de desempeño			
	Ocupación inmediata	Control de daños	Seguridad de vida	Estabilidad estructural
Distorsión total máxima	0.01	0.01 – 0.02	0.02	$0.33 V_i / P_i$
Distorsión inelástica máxima	0.005	0.005 – 0.015	sin límite	sin límite

Fuente: (Applied Technology Council - ATC, 1996)

5.8.3. Criterios de aceptación del desempeño FEMA 356 y ASCE/SEI 41

FEMA 356 y ASCE/SEI 41 proponen criterios de aceptación para cada tipo de elementos según el estado de deformación en el que se encuentren las rótulas formadas en los elementos. Así, estos proponen los límites mostrados en la Fig. 5.32 para elementos viga, columna y muro controlado por flexión.

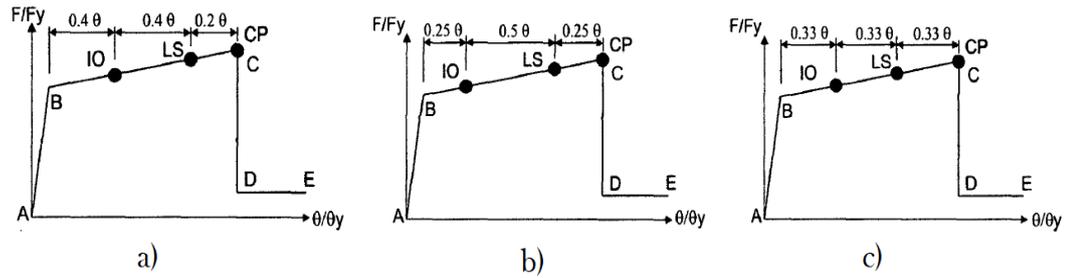


Figura 5.32 Criterios de aceptación del desempeño propuestos por FEMA356 y ASCE/SEI 41-13
a) Límites para una viga; b) Límites para una columna; c) Límites para un muro controlado por flexión

Fuente: (Federal Emergency Management Agency - FEMA, 2000)

5.8.4. Criterios de aceptación de HAZUS^{®MH} MR4.

HAZUS^{®MH} es un software de FEMA que estima las pérdidas potenciales de edificios sometidos a diversos peligros, entre ellos los sismos. En el manual técnico del programa se puede encontrar la metodología de estimación de pérdidas en edificaciones sometidas a movimientos sísmicos mediante la aplicación de un análisis “Pushover” y el uso de curvas de fragilidad.

Las curvas de fragilidad obedecen a funciones de acumulación de una distribución log normal de parámetros indicadores de daño tales como: desplazamientos espectrales y aceleraciones espectrales. Esta metodología es aplicable a componentes estructurales y componentes no estructurales sensibles a distorsiones y sensibles a aceleraciones. En componentes estructurales y no estructurales sensibles a distorsiones, el indicador de daño con el que se trabaja son las distorsiones, sin embargo, en un gráfico ADRS, se trabaja en función de desplazamientos y aceleraciones espectrales, es por eso que la metodología HAZUS^{®MH} emplea una conversión de distorsiones a desplazamientos espectrales para poder construir las curvas de fragilidad. Para componentes no estructurales sensibles a aceleraciones, la metodología emplea las aceleraciones espectrales como indicador de daño para la construcción de curvas de fragilidad.

Para la construcción de las curvas de fragilidad son necesarias los valores medios de los indicadores de daño y su respectiva desviación estándar para diferentes niveles de daño (leve, moderado, extenso y completo) y para diferentes niveles de diseño (nivel de diseño sísmico de alta, moderada, baja y deficiente rigurosidad), los cuales fueron obtenidos de ensayos en elementos de edificios,

información de la experiencia de sismos pasados y opiniones de expertos. En la presente investigación se considerará como nivel de diseño el nivel de diseño sísmico de alta rigurosidad pues las edificaciones de estudio serán diseñadas con los códigos más actuales. Estos valores están indicados en diversas tablas en el manual de HAZUS^{®MH} y están listadas para diversos sistemas estructurales y subclasificadas según la altura que tengan tal como se muestra en las Tablas 5.11, 5.12 y 5.13 para elementos estructurales, no estructurales sensibles a distorsiones y no estructurales sensibles a aceleraciones respectivamente.

La función que define las curvas de fragilidad para componentes estructurales y no estructurales sensibles a distorsiones y para cada estado de daño está dada por la ecuación (5.37).

Tabla 5.11 Parámetros de curva de fragilidad estructural – Diseño sísmico de alta rigurosidad

N°	Label	Descripción	Altura				Deriva de entrepiso				Desplazamiento Espectral (in)							
			Rango		Típico		en el Límite del Estado de Daño				Leve		Moderado		Extenso		Completo	
			Nombre	Pisos	Pisos	m	Leve	Moderado	Extenso	Completo	Media	Beta	Media	Beta	Media	Beta	Media	Beta
16	C1L	Pórticos de Concreto Armado	Bajo	1-3	2	6	0.0050	0.0100	0.0300	0.0800	0.90	0.81	1.80	0.84	5.40	0.86	14.40	0.81
17	C1M		Medio	4-7	5	15	0.0033	0.0067	0.0200	0.0533	1.50	0.68	3.00	0.67	9.00	0.68	24.00	0.81
18	C1H		Alto	8+	12	36	0.0025	0.0050	0.0150	0.0400	2.16	0.66	4.32	0.64	12.96	0.67	34.56	0.78
19	C2L	Muros de Concreto Armado	Bajo	1-3	2	6	0.0040	0.0100	0.0300	0.0800	0.72	0.81	1.80	0.84	5.40	0.93	14.40	0.92
20	C2M		Medio	4-7	5	15	0.0027	0.0067	0.0200	0.0533	1.20	0.74	3.00	0.77	9.00	0.68	24.00	0.77
21	C2H		Alto	8+	12	36	0.0020	0.0050	0.0150	0.0400	1.73	0.68	4.32	0.65	12.96	0.66	34.56	0.75

Fuente: (Federal Emergency Management Agency - FEMA, 2003)

Tabla 5.12 Parámetros de curva de fragilidad para elementos no estructurales sensibles a distorsiones - Diseño sísmico de alta rigurosidad

Label	Desplazamiento Espectral Medio (in) y Desviación Estándar (Beta)							
	Leve		Moderado		Extenso		Completo	
	Media	Beta	Media	Beta	Media	Beta	Media	Beta
C1L	0.72	0.84	1.44	0.88	4.50	0.90	9.00	0.88
C1M	1.80	0.72	3.60	0.73	11.25	0.74	22.50	0.84
C1H	3.46	0.71	6.91	0.71	21.60	0.78	43.20	0.85
C2L	0.72	0.87	1.44	0.88	4.50	0.97	9.00	0.99
C2M	1.80	0.84	3.60	0.82	11.25	0.74	22.50	0.81
C2H	3.46	0.71	6.91	0.72	21.60	0.74	43.20	0.85

Fuente: (Federal Emergency Management Agency - FEMA, 2003)

Tabla 5.13 Parámetros de curva de fragilidad para elementos no estructurales sensibles a aceleraciones - Diseño sísmico de alta rigurosidad

Label	Aceleración Espectral Media (g) y Desviación Estándar (Beta)							
	Leve		Moderado		Extenso		Completo	
	Media	Beta	Media	Beta	Media	Beta	Media	Beta
C1L	0.30	0.68	0.60	0.68	1.20	0.67	2.40	0.67
C1M	0.30	0.68	0.60	0.68	1.20	0.66	2.40	0.66
C1H	0.30	0.66	0.60	0.66	1.20	0.66	2.40	0.66
C2L	0.30	0.69	0.60	0.67	1.20	0.66	2.40	0.64
C2M	0.30	0.70	0.60	0.65	1.20	0.65	2.40	0.65
C2H	0.30	0.68	0.60	0.66	1.20	0.65	2.40	0.65

Fuente: (Federal Emergency Management Agency - FEMA, 2003)

$$P[D_s \geq ds | S_d] = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{\bar{S}_{d,ds}} \right) \right] \quad (5.37)$$

Donde:

- ✓ $\bar{S}_{d,ds}$: Es el valor medio del desplazamiento espectral en el cual se alcanza el límite de un estado de daño, ds (leve, moderado, extenso, completo).
- ✓ β_d : Desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral para el estado de daño, ds .
- ✓ Φ : Función de distribución acumulativa normal estándar.

Para el caso de elementos no estructurales sensibles a aceleraciones, la función también es similar a la ecuación (5.37), solo que emplea aceleraciones espectrales en lugar de desplazamientos espectrales.

Las curvas de fragilidad que se obtengan por la aplicación de la ecuación (5.37) y los valores de las Tablas 5.11, 5.12 y 5.13, tienen la forma que se muestra en la Fig. 5.33.

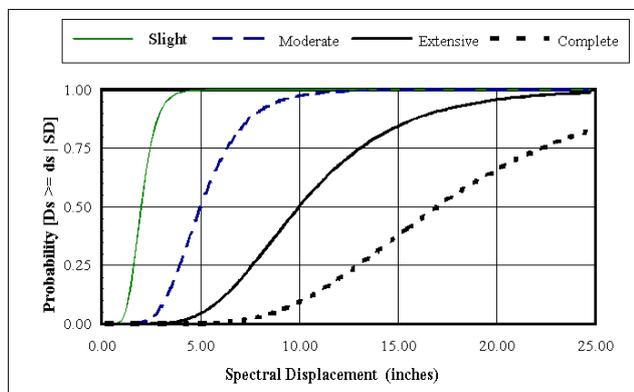


Figura 5.33 Ejemplo de curvas de fragilidad para daño leve, moderado, extenso y completo

Fuente: (Federal Emergency Management Agency - FEMA, 2003)

Las Tablas 5.14 y 5.15 brindan una descripción cualitativa de los daños en elementos estructurales y no estructurales para los diversos estados de daño considerados en HAZUS[®]MH.

Tabla 5.14 Daños en componentes estructurales

PÓRTICOS RESISTENTES A MOMENTO DE CONCRETO ARMADO (C1)	
Leve	Grietas finas de corte o flexión en algunas vigas y columnas cerca o dentro de las juntas.
Moderado	La mayoría de las vigas y columnas exhiben grietas finas. En los pórticos dúctiles, algunos de los elementos del pórtico han alcanzado la capacidad de fluencia indicada por grietas de flexión más grandes y algunos desprendimientos de concreto. Los pórticos no dúctiles pueden exhibir grietas de corte más grandes y desprendimiento.
Extenso	Algunos de los elementos del pórtico han alcanzado su capacidad máxima indicada en pórticos dúctiles por grandes grietas de flexión, concreto desprendido y pandeo del refuerzo principal; los elementos de pórticos no dúctiles pueden haber sufrido fallas de corte o fallas de unión de empalmes de refuerzo, o estribos rotos o armadura principal pandeada en columnas que pueden resultar en colapso parcial.
Completo	La estructura está colapsada o en inminente peligro de colapso debido a fallas frágiles de elementos de pórticos no dúctiles o pérdida de la estabilidad de los pórticos. Aproximadamente 13% (baja altura), 10% (media altura) o 5% (altos) del total del área de edificaciones tipo C1 con daño completo se espera que este colapsado.
MUROS DE CORTE DE CONCRETO ARMADO (C2)	
Leve	Grietas diagonales en la mayoría de las superficies de los muros, desprendimiento menor de concreto en algunos lugares.
Moderado	La mayoría de las superficies de los muros exhiben grietas diagonales; algunos muros han excedido la capacidad de fluencia indicada por grietas diagonales más grandes y desprendimiento de concreto los extremos de los muros.
Extenso	La mayoría de los muros han excedido su capacidad de fluencia; algunos muros han excedidos sus capacidades finales indicadas por grietas diagonales grandes a través del muro, desprendimientos extensivos alrededor de las grietas y refuerzo pandeado o rotación de muros con bases inadecuadas.
Completo	La estructura está colapsada o en inminente peligro de colapso debido a fallas de la mayoría de muros y falla de algunas vigas o columnas críticas. Aproximadamente 13% (baja altura), 10% (media altura) o 5% (altos) del total del área de edificaciones tipo C2 con daño completo se espera que este colapsado.

Fuente: (Federal Emergency Management Agency - FEMA, 2003)

Tabla 5.15 Daños en componentes no estructurales

MUROS DIVISORIOS	
Leve	Pocas grietas son observadas en las intersecciones de los muros y techos y en las esquinas de aberturas de puertas.
Moderado	Grietas más grandes y extensas que requieren reparación y repintado; algunas particiones pueden requerir reemplazo de paneles de yeso u otros acabados.

Extenso	La mayoría de las particiones están agrietados y una porción significativa puede requerir reemplazo de acabados; algunos marcos de puertas en las divisiones están también dañados y requieren reinstalación.
Completo	La mayoría de los materiales de acabado de divisiones y marcos pueden tener que retirarse y reemplazarse; la mayoría de los marcos de puertas pueden tener que repararse y reemplazarse
TECHOS SUSPENDIDOS	
Leve	Algunos paneles de techo se han movido o caído.
Moderado	La caída de paneles de techo es más extensiva; además, la estructura de soporte del techo se ha desconectado y/o se ha pandeado en algunos lugares, las lentes de algunas lámparas se han caído; reparaciones localizadas son necesarias.
Extenso	El sistema de techo exhibe extenso pandeo de sus soportes y caída de algunos paneles de techo; cielorraso colapsa parcialmente en algunos lugares y algunas lámparas caen; la reparación implica remover la mayor parte o el total del cielorraso.
Completo	El sistema de cielorraso cae y requiere completo reemplazo.
MUROS EXTERIORES	
Leve	Ligeros movimientos de los paneles que requieren realineamiento.
Moderado	Los movimientos son más extensivos; los anclajes están dañados requiriendo inspección y reparación; algunos marcos de ventanas pueden requerir realineamiento
Extenso	La mayoría de los muros están agrietados o dañados o desalineados, y la mayoría de anclajes está dañado requiriendo revisión y reparación; pocos paneles caen o están en inminente peligro de caer; algunos cristales de las ventanas están rotos y algunos trozos de vidrio se han caído.
Completo	La mayoría de paneles están severamente dañados; la mayoría de anclajes están rotos o severamente dañados, algunos muros han caído y la mayoría están en inminente peligro de caer; amplias roturas y caídas de vidrio.
EQUIPAMIENTO ELECTRIOMECAÁNICO, TUBERÍAS Y DUCTOS	
Leve	El equipo más vulnerable (por ejemplo, sin anclaje o con aisladores de resorte) se mueve y daña las tuberías o conductos conectados.
Moderado	Los movimientos son más grandes y el daño es más extenso; las tuberías tienen fugas en algunos lugares; la maquinaria del elevador y los rieles pueden requerir una realineación.
Extenso	Equipo de amortiguadores de muelle se derrumba y cae; otro equipo no anclado se desliza o cae rompiendo conexiones a tuberías y ductos; se desarrollan fugas en muchos lugares; el equipo anclado indica pernos estirados o tensión en los anclajes.
Completo	El equipo se daña por deslizamiento, vuelco o falla de sus soportes y no es operable; las tuberías tienen fugas en muchos lugares; algunos soportes de tuberías y conductos han fallado, lo que ha provocado la caída de tuberías y conductos; los rieles del elevador están pandeados o tienen soportes rotos y / o los contrapesos se han descarrilado.

Fuente: (Federal Emergency Management Agency - FEMA, 2003)

A continuación, se presenta en la Fig. 5.34 la descripción gráfica de la metodología de HAZUS^{®MH} para la estimación de los daños en las edificaciones con el empleo de curvas de capacidad, espectros de demanda y curvas de fragilidad.

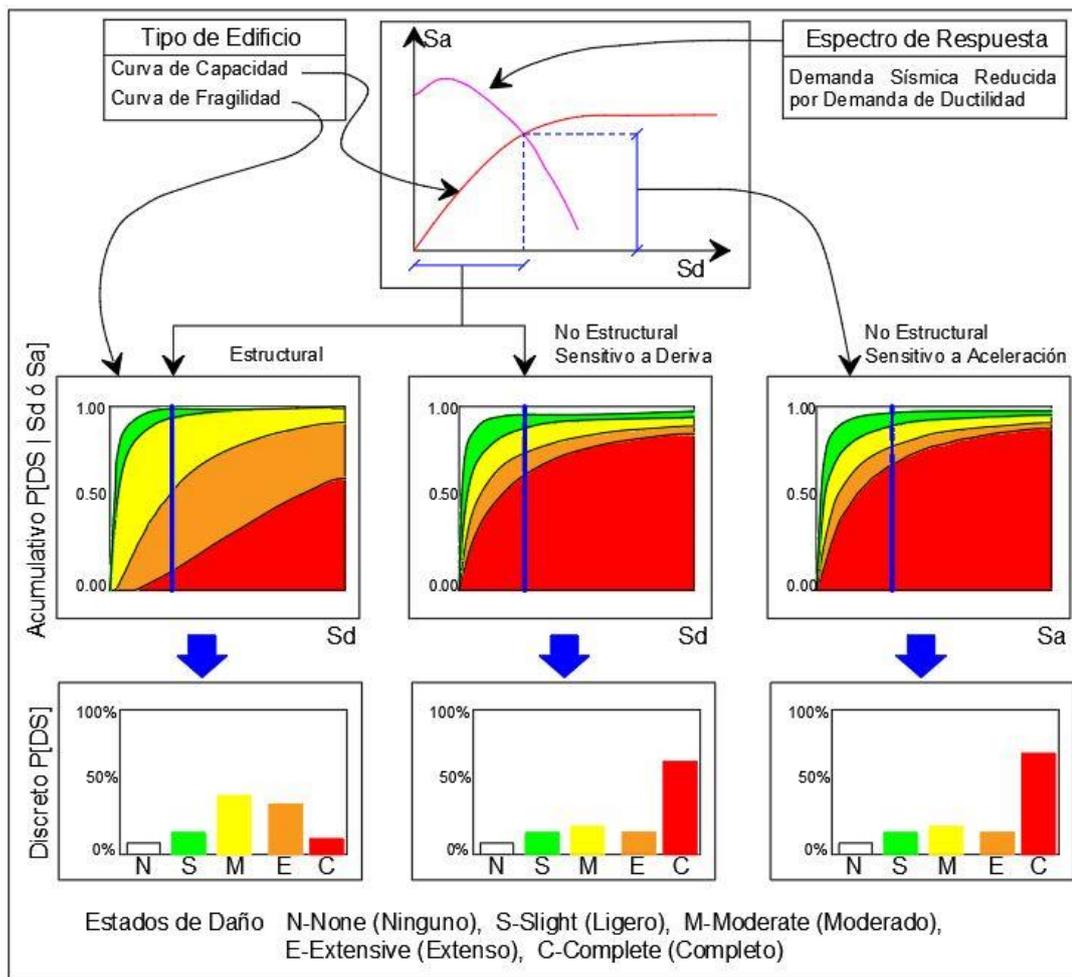


Figura 5.34 Proceso de estimación de daños en edificaciones
 Fuente: Adaptado de (Federal Emergency Management Agency - FEMA, 2003)

CAPÍTULO VI CASOS DE ESTUDIO

Se tendrán como casos de estudio, cuatro edificios de concreto armado pertenecientes a las diferentes categorías de edificaciones de la E030-2018. Como primer caso se realizará el estudio del perfil bio-sísmico y desempeño sísmico de una edificación “ideal” destinada al uso de centro comercial (Categoría B) que posee indicadores bio-sísmicos dentro de rangos normales y cumple con los requisitos de rigidez y resistencia de la E030-2018 y requisitos de refuerzo según la E060 y el código ACI318-14, para finalmente verificar el desempeño de la edificación aplicando un análisis “Pushover” y los criterios de aceptación de VISION 2000 y HAZUS^{®MH} para los sismos frecuente, moderado, severo, muy raro y máximo. Este mismo procedimiento se realizará para un segundo edificio “ideal” destinado también a centro comercial (Categoría B) y similar al primer edificio, el cual posee indicadores bio-sísmicos fuera de rangos normales, lo que hará que no cumpla con los requisitos de rigidez y resistencia de la E030-2018 y el refuerzo será calculado de acuerdo a los códigos E060 y ACI318-14, para finalmente determinar el desempeño de la edificación. Finalmente se repetirá el procedimiento realizado en el primer edificio “ideal” para otros dos edificios, uno destinado a viviendas (Categoría C) y otro edificio destinado a uso hospitalario (Categoría A2).

Respecto a la intensidad de los movimientos sísmicos se tendrá en cuenta la consideración de VISION 2000, ATC 40 y la E030-18, tomándose los siguientes sismos: sismo máximo considerado (2%/50 años) como 1.5 veces el sismo severo (10%/50 años), al sismo muy raro (5%/50 años) como 1.3 veces el sismo severo, al sismo severo (10%/50 años), al sismo moderado (50%/50 años) como 0.5 veces el severo y se considerará al sismo frecuente (50%/30 años) como 0.4 veces el sismo severo.

6.1. CONSIDERACIONES DEL DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO PARA LOS CASOS DE ESTUDIO.

El diseño de vigas, columnas y muros de concreto armado se basará en el diseño por resistencia última especificado en la E060 y el ACI318-14, básicamente

en sus capítulos 21 y 18 respectivamente, que tratan sobre las disposiciones especiales para el diseño sísmico.

Solo se realizará el diseño por flexión y compresión, ya que se supondrá que el diseño por corte respetando los requerimientos mínimos de confinamiento de los capítulos 21 (E060) y 18 (ACI318-14) es el adecuado para prevenir el tipo de falla por cortante y por ende solo la ocurrencia de fallas dúctiles a flexión (formación de rótulas plásticas en los extremos de vigas y columnas). Y se tendrán en cuenta los requisitos mínimos de diseño que se detallan a continuación:

6.1.1. Diseño de vigas

a) Refuerzo mínimo en vigas

$$\frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \left(\frac{kgf}{cm^2} \right) \quad \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d \left(\frac{lbf}{in^2} \right) \quad (6.1)$$

b) Momentos resistentes mínimos en vigas

Tabla 6.1 Momentos resistentes mínimos en vigas ACI318-14

Pórticos Ordinarios	Pórticos Intermedios	Pórticos Especiales
Sin requisitos	$M_{u,extremo}^+ \geq \frac{1}{3} M_{u,extremo}^-$ $M_{u,luz}^+ \geq \frac{1}{5} \max\{M_u^+, M_u^-\}_{extremo}$ $M_{u,luz}^- \geq \frac{1}{5} \max\{M_u^+, M_u^-\}_{extremo}$	$M_{u,extremo}^+ \geq \frac{1}{2} M_{u,extremo}^-$ $M_{u,luz}^+ \geq \frac{1}{4} \max\{M_u^+, M_u^-\}_{extremo}$ $M_{u,luz}^- \geq \frac{1}{4} \max\{M_u^+, M_u^-\}_{extremo}$

Fuente: (Computers & Structures, Inc - CSI, 2018)

Tabla 6.2 Momentos resistentes mínimos en vigas E060

Vigas de Sistemas de Muros Estructurales y Dual Tipo I	Vigas de Sistemas Aportricados y Dual Tipo II
$M_{u,extremo}^+ \geq \frac{1}{3} M_{u,extremo}^-$ $M_{u,luz}^+ \geq \frac{1}{4} \max\{M_u^+, M_u^-\}_{extremo}$ $M_{u,luz}^- \geq \frac{1}{4} \max\{M_u^+, M_u^-\}_{extremo}$	$M_{u,extremo}^+ \geq \frac{1}{2} M_{u,extremo}^-$ $M_{u,luz}^+ \geq \frac{1}{4} \max\{M_u^+, M_u^-\}_{extremo}$ $M_{u,luz}^- \geq \frac{1}{4} \max\{M_u^+, M_u^-\}_{extremo}$

Fuente: Elaboración propia

c) Cortantes de diseño en vigas

Tabla 6.3 Cortantes de diseño en vigas ACI318-14

Pórticos Ordinarios	Pórticos Intermedios	Pórticos Especiales
Combinaciones especificadas	<p>El menor de:</p> <p>a) Combinaciones con cargas sísmicas multiplicadas por 2.</p> <p>b) Cortante asociado con el desarrollo de resistencia a momento nominales en los extremos de la viga con $\phi = 1.0$ y más la cortante por cargas gravitacionales V_{D+L}.</p> <p>c) Pero no menor que el cortante obtenido de las combinaciones de análisis.</p>	<p>El mayor de:</p> <p>a) Cortante obtenida de las combinaciones de análisis.</p> <p>b) Cortante asociado con el desarrollo de resistencia a momento nominales en los extremos de la viga con $\phi = 1.0$ y f_y incrementado 25% más la cortante por cargas gravitacionales V_{D+L}.</p>

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.4 Cortantes de diseño en vigas E060

Vigas de Sistemas de Muros Estructurales y Dual Tipo I	Vigas de Sistemas Aporticados y Dual Tipo II
<p>El menor de:</p> <p>a) Combinaciones con cargas sísmicas multiplicadas por 2.5</p> <p>b) Cortante asociado con el desarrollo de resistencia a momento nominales en los extremos de la viga con $\phi = 1.0$ y más la cortante por cargas gravitacionales V_{D+L}.</p> <p>c) Pero no menor que el cortante obtenido de las combinaciones de análisis.</p>	<p>El mayor de:</p> <p>a) Cortante obtenida de las combinaciones de análisis.</p> <p>b) Cortante asociado con el desarrollo de resistencia a momento nominales en los extremos de la viga con $\phi = 1.0$ y f_y incrementado 25% más la cortante por cargas gravitacionales V_{D+L}.</p>

Fuente: Elaboración propia

d) Confinamiento en vigas

Tabla 6.5 Requerimientos de confinamiento en vigas ACI318-14

Pórticos Ordinarios	Pórticos Intermedios	Pórticos Especiales
Espaciamiento máximo en 9.7.6.2.2	Espaciamiento máximo de estribos en zona de confinamiento de longitud $2h$. a) $d/4$ b) $8menor(d_b \text{ a flexion})$ c) $24d_b \text{ de estribo}$ d) 300 mm	Espaciamiento máximo de estribos en zona de confinamiento de longitud $2h$. a) $d/4$ b) $6menor(d_b \text{ a flexion})$ c) 150 mm

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.6 Requerimientos de confinamiento en vigas E060

Vigas de Sistemas de Muros Estructurales y Dual Tipo I	Vigas de Sistemas Aperticados y Dual Tipo II
Espaciamiento máximo de estribos en zona de confinamiento de longitud $2h$. a) $\frac{d}{4}$, pero no menor a 150 mm b) $10menor(d_b \text{ a flexion})$ c) $24d_b \text{ de estribo}$ d) 300 mm	Espaciamiento máximo de estribos en zona de confinamiento de longitud $2h$. a) $d/4$ b) $8menor(d_b \text{ a flexion})$ c) $24d_b \text{ de estribo}$ d) 300 mm

Fuente: Elaboración propia

6.1.2. Diseño de columnas

a) Refuerzo mínimo y máximo en columnas

$$A_{s_{min}} = 0.01A_g; \quad A_{s_{max}} = 0.06A_g \quad (6.2)$$

b) Cortantes de diseño en columnas

Tabla 6.7 Cortantes de diseño en columnas ACI318-14

P. Ordinarios	P. Intermedios	P. Especiales
Combinaciones especificadas	El menor de: a) Combinaciones con cargas sísmicas multiplicadas por 3. b) Cortante asociado con el desarrollo de resistencia a momento nominales en los extremos de la columna con $\phi = 1.0$.	El mayor entre: a) Cortante obtenida de las combinaciones de análisis. b) El menor de: b.1) El cortante producido por los momentos nominales probables (M_{pr} , con $\phi = 1.0$ y $1.25f_y$) en los extremos de las columnas. b.2) El cortante producido por los momentos nominales probables en los extremos de las vigas que llegan a la columna, asumiendo la ubicación del punto de inflexión de las columnas en la mitad de su luz.

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.8 Cortantes de diseño en columnas E060

Columnas de Sistemas de Muros Estructurales y Dual Tipo I	Columnas de Sistemas Aporticados y Dual Tipo II
El menor de: a) Combinaciones con cargas sísmicas multiplicadas por 2.5. b) Cortante asociado con el desarrollo de resistencia a momento nominales en los extremos de la columna con $\phi = 1.0$.	El mayor entre: a) Cortante de las combinaciones de análisis. b) El menor de: b.1) El cortante producido por los momentos nominales probables (M_{pr} , con $\phi = 1.0$ y $1.25f_y$) en los extremos de las columnas. b.2) El cortante producido por los momentos nominales probables en los extremos de las vigas que llegan a la columna, asumiendo la ubicación del punto de inflexión de las columnas en la mitad de su luz.

Fuente: Elaboración propia

c) Confinamiento en columnas

Tabla 6.9 Requerimientos de confinamiento en columnas ACI318-14

P. Ordinarios	P. Intermedios	P. Especiales
Espaciamiento máximo acorde con 10.7.6.5.2. y refuerzo mínimo de 10.6.2.2.	Espaciamiento máximo de estribos en zona de confinamiento de longitud $\max\left(\frac{L_n}{6}, \text{mayor dim. col}, 450\text{mm}\right)$ a) $8\text{menor}(d_b \text{ a flexion})$ b) $24d_b \text{ de estribo}$ c) $\frac{\text{menor dimension col.}}{2}$ d) 300 mm	Espaciamiento máximo de estribos en zona de confinamiento de longitud $\max\left(\frac{L_n}{6}, \text{mayor dim. col}, 450\text{mm}\right)$ a) $6\text{menor}(d_b \text{ a flexion})$ b) $\frac{\text{menor dimension col.}}{4}$ c) $100\text{mm} \leq 100 + \left(\frac{350-h_x}{3}\right) \leq 150\text{mm}$

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.10 Requerimientos de confinamiento en columnas E060

Columnas de Sistemas de Muros Estructurales y Dual Tipo I	Columnas de Sistemas Aporticados y Dual Tipo II
Espaciamiento máximo de estribos en zona de confinamiento de longitud $\max\left(\frac{L_n}{6}, \text{mayor dim. col}, 500\text{mm}\right)$: a) $8\text{menor}(d_b \text{ a flexion})$ b) $\frac{\text{menor dimension col.}}{2}$ c) 100 mm	Espaciamiento máximo de estribos en zona de confinamiento de longitud $\max\left(\frac{L_n}{6}, \text{mayor dim. col}, 500\text{mm}\right)$: a) $6\text{menor}(d_b \text{ a flexion})$ b) $\frac{\text{menor dimension col.}}{3}$ c) 100mm

Fuente: Elaboración propia

d) Nudos

Tabla 6.11 Verificaciones en nudos ACI318-14

Pórticos Ordinarios	Pórticos Intermedios	Pórticos Especiales
Deben tener refuerzo de acuerdo con el capítulo 15	Deben tener refuerzo de acuerdo con el capítulo 15	Se debe cumplir: $\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nw}; \text{ con } \phi = 1.0$ Se debe chequear la resistencia a corte del nudo

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.12 Verificaciones en nudos E060

Sistemas de Muros Estructurales y Dual Tipo I	Sistemas Aporticados y Dual Tipo II
El refuerzo transversal del nudo debe estar de acuerdo con 11.11.2. El espaciamiento no debe exceder de 150 mm.	Se debe cumplir: $\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nv}; \text{ con } \phi = 1.0$ Se debe chequear la resistencia a corte del nudo

Fuente: Elaboración propia

6.1.3. Diseño de muros de corte

- a) Cuantías horizontal y vertical mínimas

$$\rho_t \geq 0.0025; \quad \rho_l \geq 0.0025 \quad (6.3)$$

- b) Resistencia a cortante

$$V_n = A_{cv}(\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y); \quad \alpha_c = \begin{cases} 0.80 & h_w/l_w \leq 1.5 \\ 0.53 & h_w/l_w \geq 2 \end{cases} \left(\frac{kgf}{cm^2} \right) \quad (6.4)$$

Además, se debe verificar la resistencia a corte del concreto con las fórmulas de los capítulos 11 de la E060 y del ACI318-14.

- c) Elementos de borde

Se necesitan elementos de borde en los límites verticales de los muros cuando: La mayor profundidad del eje neutro c calculada para la fuerza axial mayorada y momento nominal congruente con el desplazamiento δ_u es mayor a:

$$c \geq \frac{l_w}{600(1.5 \max\left(\frac{\delta_u}{h_w}, 0.005\right))} \quad (6.5)$$

o cuando el esfuerzo a compresión (asumiendo comportamiento lineal y área de sección bruta) en los bordes debido a combinaciones que contengan componentes sísmicos sea mayor a $0.20f'_c$.

Los elementos de borde deben tener como mínimo una longitud horizontal del $\max(c - 0.1l_w, c/2)$ y deben extenderse verticalmente una longitud del $\max\left(\frac{M_u}{4V_u}, l_w\right)$ y/o hasta que el esfuerzo de compresión sea menor que $0.20f'_c$ tal como se muestra en la Fig. 6.1.

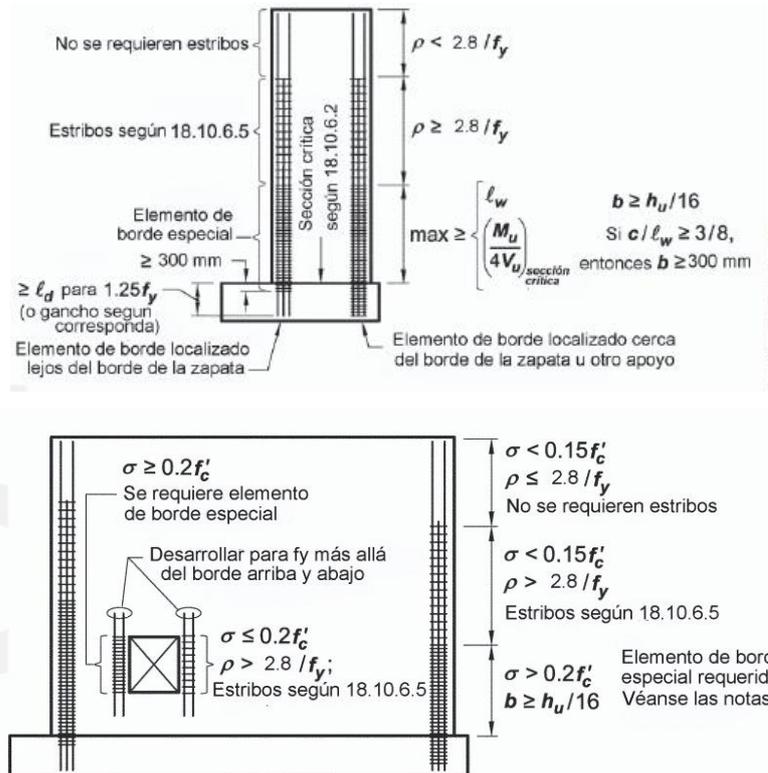


Figura 6.1 Detalle de elementos de borde en muros de concreto armado
Fuente: (American Concrete Institute, 2014)

6.1.4. Ratios de demanda/capacidad

Un indicador de la eficiencia y economía del diseño son los ratios de demanda – capacidad (D/C), que tienen valores que varían desde 0 a 1, siendo los elementos con valores de D/C cercanos a 1, los de mayor eficiencia y economía. Sin embargo, por consideraciones de dimensiones mínimas y refuerzos mínimos, estos ratios pueden ser considerablemente menores que la unidad.

a) Ratio D/C 6/5 viga/columna

Este ratio indica si se cumple con relación viga débil - columna fuerte de la ecuación (6.6).

$$\sum M_{nc} \geq \frac{6}{5} \sum M_{nv} \quad (6.6)$$

b) Ratio D/C resistencia a corte en nudos

Este ratio indica si se cumple con la ecuación (6.7) de la resistencia a corte para nudos de pórticos especiales.

$$\begin{aligned} & \phi V_n \geq V_j \\ V_j = & \begin{cases} 5.3\lambda\sqrt{f'_c} & \text{nudos confinados en 4 lados} \\ 4.0\lambda\sqrt{f'_c} & \text{nudos confinados en 3 lados o 2 lados opuestos} \\ 3.2\lambda\sqrt{f'_c} & \text{para otros nudos} \end{cases} \left(\frac{kgf}{cm^2}\right) \end{aligned} \quad (6.7)$$

c) Ratio D/C flexo-compresión

Este ratio indica si los diversos pares momento-fuerza axial caen dentro del diagrama de interacción de columnas y muros de concreto armado. El cálculo de este ratio se muestra en la Fig. 6.2.

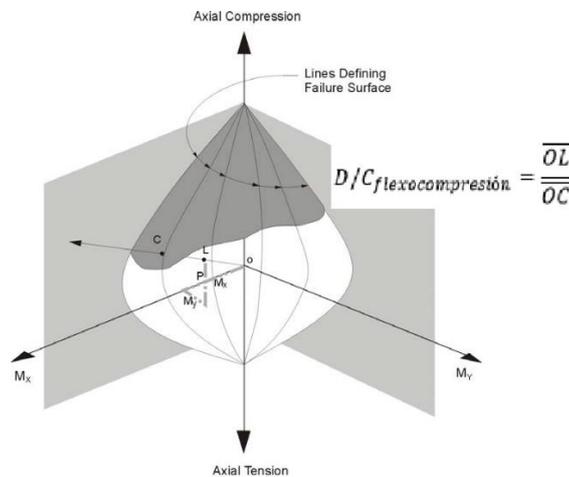


Figura 6.2 Demanda/Capacidad en flexocompresión
Fuente: (Computers & Structures, Inc - CSI, 2018)

6.2. MODELAMIENTO NO LINEAL DE ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO.

6.2.1. Modelamiento no lineal de vigas y columnas

Para el modelamiento no lineal de elementos viga y columna se utilizará el método de plasticidad concentrada en los extremos del elemento, para lo cual se

empleará los diagramas momento-rotación paramétricos del ASCE/SEI 41-13, los cuales están disponibles en los programas de análisis estructurales actuales. En la Tabla 6.13 se muestra la Tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-13 para el modelamiento no lineal de vigas de concreto armado y la Tabla 6.14 muestra la Tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-13 para el modelamiento no lineal de columnas de concreto armado, en los cuales los valores de las variables a, b y c están representadas en el esquema típico momento-rotación de la Fig. 5.19. Las fuerzas en el punto B, C y D del diagrama de la Fig. 5.19 serán calculadas en función del acero real colocado.

Tabla 6.13 Tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-13 para el modelaje no lineal de vigas de concreto armado

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

Fuente: (American Society of Civil Engineers - ASCE, 2013)

Como verificación de los diagramas momento-rotación obtenidos de las tablas del ASCE/SEI 41-13, se realiza una comparación entre el diagramas momento-curvatura de dos vigas que se obtienen modificando las rotaciones por curvaturas de la Tabla 6.13 con los diagramas momento-curvatura obtenido empleando las curvas constitutivas del concreto (modelo de Kent y Park para el concreto confinado y modelo de Hognestad para el concreto no confinado) y del acero (modelo de Park), identificando en estos diagramas la curvatura donde ocurre el pandeo según la ecuación (5.20). Dicha comparación se muestra en la Fig. 6.3.

Tabla 6.14 Tabla 10-8 del ASCE/SEI 41-13 para el modelaje no lineal de columnas de concreto armado

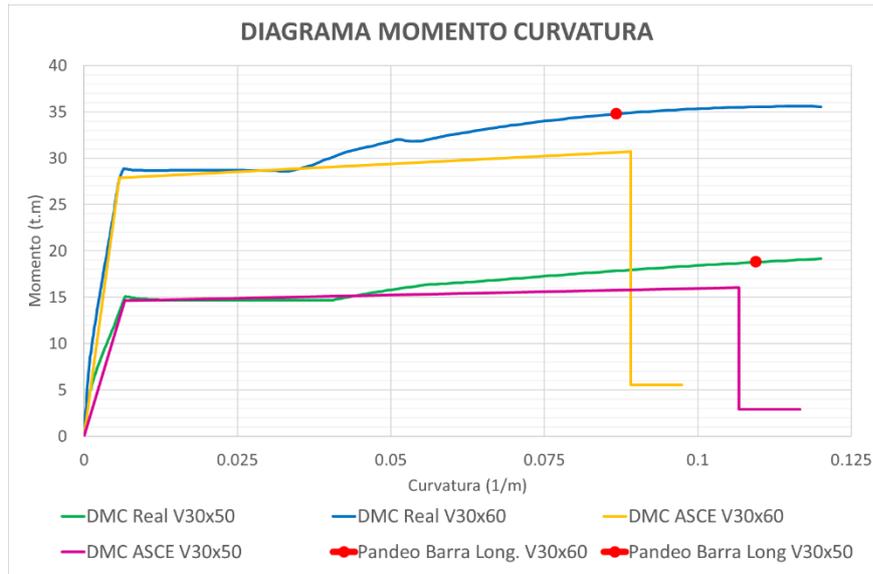
Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

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

Fuente: (American Society of Civil Engineers - ASCE, 2013)

Como se observa en la Fig. 6.3, el diagrama momento curvatura (DMC) que se obtiene con la Tabla 10-7 del ASCE/SEI 41-13 tiene una gran semejanza con el DMC obtenido considerando los modelos constitutivos del concreto sin confinar, concreto confinado y acero de refuerzo. Dado que el DMC del ASCE/SEI 41-13 ha sido obtenido de datos de ensayos de laboratorio, se decidió utilizar los diagramas momento rotación del ASCE/SEI 41-13 para el modelamiento de las rótulas en vigas y columnas en los casos de estudio.

El ASCE/SEI 41-13 establece que la pendiente AB de la Fig. 5.19 debe corresponder a la rigidez agrietada del elemento, es por eso que se utilizará las inercias agrietadas recomendadas del ACI318-14 de la Tabla 6.15.



SECCIÓN DE VIGA	V30x50	V30x60
$f'_c=210 \text{ kgf/cm}^2$ $f_y=4200 \text{ kgf/cm}^2$		
Acero Superior	3Φ3/4	3Φ3/4
Acero Inferior	3Φ3/4	5Φ3/4

Figura 6.3 Diagramas momento positivo - rotación en viga
Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.15 Momentos de inercia agrietadas y área de la sección transversal de elementos de concreto armado

Elemento y condición	Momento de inercia	Área de la sección transversal	
Columnas	$0.70 I_g$	$1.0 A_g$	
Muros	No fisurados		$0.70 I_g$
	Fisurados		$0.35 I_g$
Vigas	$0.35 I_g$		
Placas planas y losas planas	$0.25 I_g$		

Fuente: (American Concrete Institute, 2014)

6.2.2. Modelamiento no lineal de muros de concreto armado

Para el modelaje no lineal de muros de concreto armado se empleará el modelaje por fibras que es detallado en la sección 5.6.3.2.

6.3. CASOS DE ESTUDIO

6.3.1. Edificio ideal N°1 (Categoría B)

Se trata de una edificación destinada a un uso para tiendas comerciales (Categoría B) de cuatro pisos, con una planta típica mostrada en la Fig.6.4. La altura del primer piso es de 4.20 m y la de los restantes tres pisos, de 3.50 m, para en total alcanzar una altura de 14.7 m. La edificación se cimentará sobre un suelo tipo S1 ubicado en la zona sísmica Z4.

Elementos estructurales:

- Las vigas en dirección X e Y para todos los pisos consistirán de secciones rectangulares: $b=30$ cm y $h=60$ cm.
- Todas las columnas y en todos los niveles consistirán de secciones cuadradas de 50 cm.
- Los muros de corte consistirán de muros de 30 cm de espesor con longitudes de 5.80 m en dirección X y de 5.40 m en dirección Y. Los espesores y longitudes se mantienen en todos los niveles.
- La losa aligerada tendrá como espesor 30 cm y tendrá como relleno ladrillo de arcilla teniendo como peso total 420kgf/m^2 .

Materiales:

Concreto con $f'c= 280$ kgf/cm^2 y acero de refuerzo con $f_y= 4200$ kgf/cm^2 .

Cargas:

Para los entrepisos 1, 2 y 3 se emplea una sobrecarga de 500 kgf/m^2 , una carga de acabados de 120 kgf/m^2 y una carga de tabiquería de 270 kgf/m^2 . Para el entrepiso 4 se emplea una sobrecarga de 150 kgf/m^2 y una carga de acabados de 120 kgf/m^2 .

6.3.1.1. Análisis sísmico

Para el análisis sísmico se empleó el análisis modal espectral contemplada en la NTE030-2018, para lo cual se construyó el espectro de diseño (Fig.6.5) basado en los parámetros sísmicos: $Z4$, $S1$, $U = 1.3$, $R_o = 6$, $I_p = 1$, $I_a = 1$.

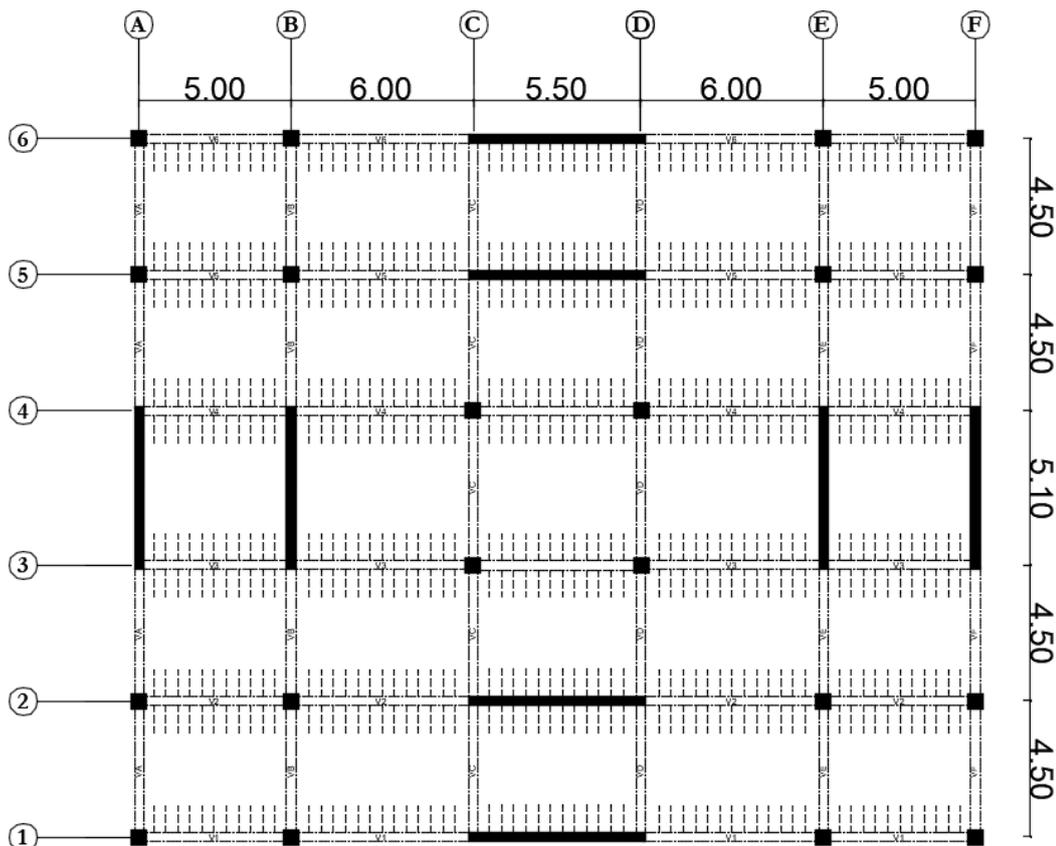


Figura 6.4 Planta del edificio ideal N°1
 Fuente: Elaboración propia

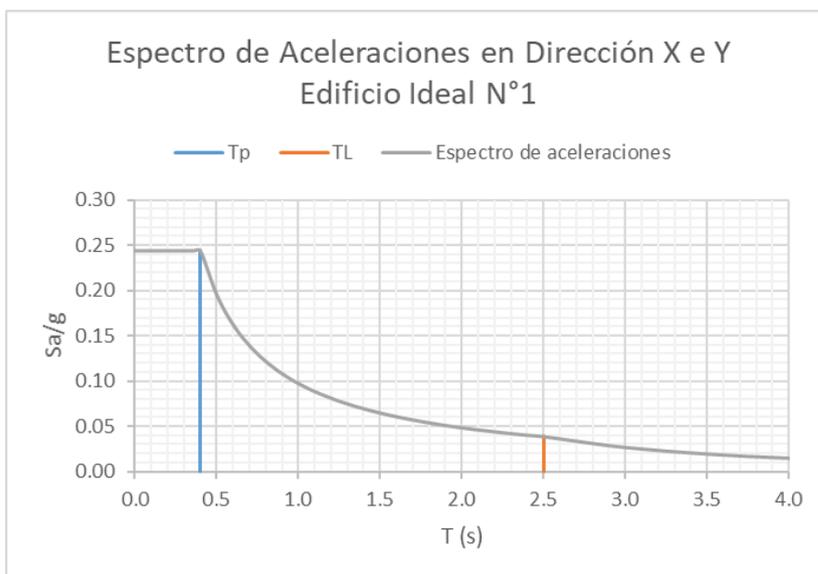


Figura 6.5 Espectro de diseño para edificio ideal N°1
 Fuente: Elaboración propia

a) Peso sísmico

Para el metraje del peso se consideró el 100% de la carga muerta, más el 50% de la sobrecarga de entrepiso y el 25% de la sobrecarga de techo cuyo resumen se muestra en la Tabla 6.16.

Tabla 6.16 Peso sísmico edificio ideal N°1

PISO	Masa (t.s ² /m)	Peso (t)
4	55.64	545.6
3	94.42	926.0
2	94.42	926.0
1	96.00	941.4
		3339.0

Fuente: Elaboración propia

Del análisis modal se pudo determinar que con el empleo de los cinco primeros modos de vibración se obtiene una masa participante mayor al 90%, tal como se muestra en la Tabla 6.17. En la Fig. 6.6 se muestra los tres primeros modos de vibración.

Tabla 6.17 Periodos y masas participantes edificio ideal N°1

Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY
	(s)				
1	0.300	0.00	0.77	0.00	0.77
2	0.285	0.76	0.00	0.76	0.77
3	0.220	0.00	0.00	0.76	0.77
4	0.074	0.00	0.20	0.76	0.97
5	0.069	0.20	0.00	0.96	0.97

Fuente: Elaboración propia

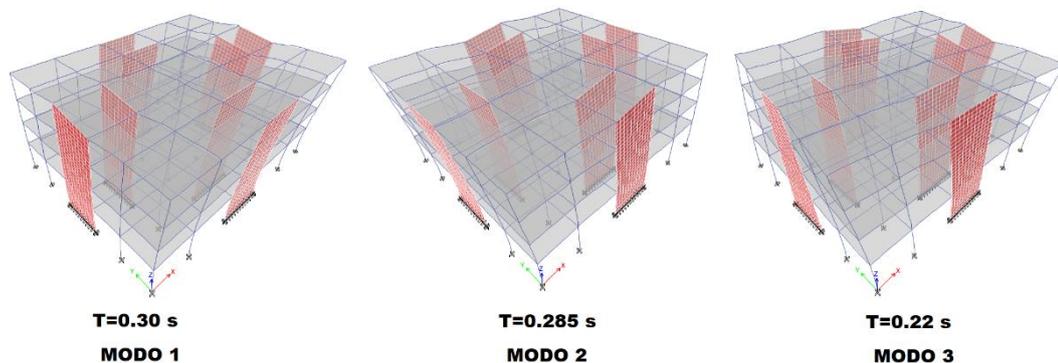


Figura 6.6 Formas y periodos de vibración edificio ideal N°1

Fuente: Elaboración propia

b) Cortante basal estático

Con los parámetros sísmicos definidos y el peso de la edificación se calcula el cortante basal estático con el fin de establecer un mínimo para comparar con el cortante basal dinámico (Tabla 6.18).

Tabla 6.18 Cortante basal estático edificio ideal N°1

Z	0.45	C_x	2.5
S	1	C_y	2.5
U	1.3	C_x/R_x	0.417 \geq 0.11
T_P	0.4 s	C_y/R_y	0.417 \geq 0.11
T_L	2.5 s	PESO	3339.0 t
R_x	6	V_{x_est}	813.9 t
R_y	6	V_{y_est}	813.9 t
T_x	0.285 s	$0.8V_{x_est}$	651.1 t
T_y	0.300 s	$0.8V_{y_est}$	651.1 t

Fuente: Elaboración propia

c) Cortante basal dinámico

$$V_{x_din} = 643.3 \text{ t} \quad V_{y_din} = 644.3 \text{ t}$$

Los cuales representan el 79.04% y 79.16% de las fuerzas cortantes basales estáticas en la dirección x e y respectivamente. El cortante dinámico se escalará al 80% del cortante estático para cuestiones de diseño.

d) Irregularidades

El edificio no presenta ninguna de las irregularidades de la E030-2018.

e) Distorsiones de entrepiso

En las Tablas 6.19 y 6.20 se muestran las distorsiones inelásticas obtenidas del análisis sísmico y se observa que cumplen con el límite impuesto por la E030.

Tabla 6.19 Distorsiones inelásticas edificio ideal N°1 - Dir. X

Piso	Dirección	Distorsión	Distorsión inelástica	Distorsión E030	OBS
4	X	0.000626	0.00282	0.007	OK
3	X	0.000637	0.00287	0.007	OK
2	X	0.000553	0.00249	0.007	OK
1	X	0.000306	0.00138	0.007	OK

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.20 Distorsiones inelásticas edificio ideal N°1 - Dir. Y

Piso	Dirección	Distorsión	Distorsión inelástica	Distorsión E030	OBS
4	Y	0.000697	0.00314	0.007	OK
3	Y	0.000715	0.00322	0.007	OK
2	Y	0.000626	0.00282	0.007	OK
1	Y	0.000347	0.00156	0.007	OK

Fuente: Elaboración propia

6.3.1.2. Diseño de elementos de concreto armado

a) Diseño de vigas

En la Tabla 6.21. se muestra el diseño de la viga V1-01 que es la viga del eje 1 del entrepiso 1 de dimensiones 30cmx60cm, que es similar en diseño a las vigas V6-01, V1-02, V6-02, V1-03 y V6-03. El diseño obedece a un diseño de vigas pertenecientes a sistemas de muros estructurales. Los diseños de las vigas restantes se presentan en los anexos.

Tabla 6.21 Diseño de viga V1-02 de edificio ideal N°1

VIGAS	Tramo	Ubicación	Mu (t.m)	d (cm)	As (cm ²)	As_min (cm ²)	As_max (cm ²)	As final (cm ²)	Acero				As real (cm ²)	As real > As final	φMn (t.m)	
V1-01, V1-02, V1-03, V6-01, V6-02, V6-03	AB	A	M-	13.94	54	7.10	5.42	23.41	7.10	2	3/4	1	5/8	7.68	Ok	15.02
			M+	5.08	54	2.53	5.42	23.41	5.42	2	3/4	0	5/8	5.70	Ok	11.27
		Centro de Luz	M-	3.48	54	1.72	5.42	23.41	5.42	2	3/4	0	5/8	5.70	Ok	11.27
			M+	6.77	54	3.38	5.42	23.41	5.42	2	3/4	0	5/8	5.70	Ok	11.27
		B	M-	12.88	54	6.54	5.42	23.41	6.54	2	3/4	2	5/8	9.66	Ok	18.68
			M+	4.45	54	2.21	5.42	23.41	5.42	2	3/4	0	5/8	5.70	Ok	11.27
	BC	B	M-	18.23	54	9.41	5.42	23.41	9.41	2	3/4	2	5/8	9.66	Ok	18.68
			M+	6.08	54	3.03	5.42	23.41	5.42	2	3/4	0	5/8	5.70	Ok	11.27
		Centro de Luz	M-	4.56	54	2.26	5.42	23.41	5.42	2	3/4	0	5/8	5.70	Ok	11.27
			M+	11.25	54	5.69	5.42	23.41	5.69	2	3/4	0	5/8	5.70	Ok	11.27
		C	M-	14.32	54	7.31	5.42	23.41	7.31	2	3/4	1	5/8	7.68	Ok	15.02
			M+	5.52	54	2.75	5.42	23.41	5.42	2	3/4	0	5/8	5.70	Ok	11.27
	DE	D	M-	14.32	54	7.31	5.42	23.41	7.31	2	3/4	1	5/8	7.68	Ok	15.02
			M+	5.52	54	2.75	5.42	23.41	5.42	2	3/4	0	5/8	5.70	Ok	11.27
		Centro de Luz	M-	4.56	54	2.26	5.42	23.41	5.42	2	3/4	0	5/8	5.70	Ok	11.27
			M+	11.25	54	5.69	5.42	23.41	5.69	2	3/4	0	5/8	5.70	Ok	11.27
		E	M-	18.23	54	9.41	5.42	23.41	9.41	2	3/4	2	5/8	9.66	Ok	18.68
			M+	6.08	54	3.03	5.42	23.41	5.42	2	3/4	0	5/8	5.70	Ok	11.27
	EF	E	M-	12.88	54	6.54	5.42	23.41	6.54	2	3/4	2	5/8	9.66	Ok	18.68
			M+	4.45	54	2.21	5.42	23.41	5.42	2	3/4	0	5/8	5.70	Ok	11.27
		Centro de Luz	M-	3.22	54	1.59	5.42	23.41	5.42	2	3/4	0	5/8	5.70	Ok	11.27
			M+	6.77	54	3.38	5.42	23.41	5.42	2	3/4	0	5/8	5.70	Ok	11.27
		F	M-	13.94	54	7.10	5.42	23.41	7.10	2	3/4	1	5/8	7.68	Ok	15.02
			M+	5.08	54	2.53	5.42	23.41	5.42	2	3/4	0	5/8	5.70	Ok	11.27

Fuente: Elaboración propia

b) Diseño de columnas

En la Tabla 6.22 y en la Fig. 6.8 se muestra el diseño de la columna más exigida que es aquella correspondiente al primer piso ubicada en la intersección 3C con la configuración de refuerzo mostrada en la Fig. 6.7

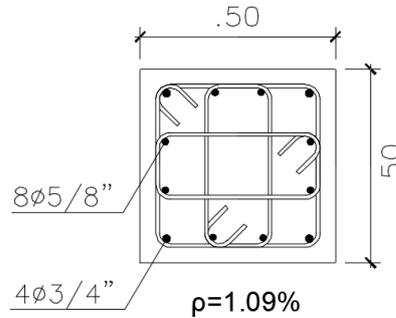


Figura 6.7 Configuración de refuerzo en columna de edificio ideal N°1
Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.22 Fuerzas P-M2-M3 de columna edificio ideal N°1 y ratio D/C a flexocompresión

COMBINACIONES	P	M2	M3	OL	OC	Ratio D/C
	t	t.m	t.m			
1.4D+1.7L	-216.7646	-6.5550	0.7408	216.865	393.584	0.551
1.25D+1.25L+SX	-190.2324	5.7526	4.5807	190.374	391.717	0.486
1.25D+1.25L+SY	-185.5758	-4.9868	5.6118	185.728	388.551	0.478
0.9D+SX	-99.9626	-3.0229	4.2458	100.098	373.501	0.268
0.9D+SY	-95.306	-4.8082	2.8821	95.471	365.788	0.261

Fuente: Elaboración propia

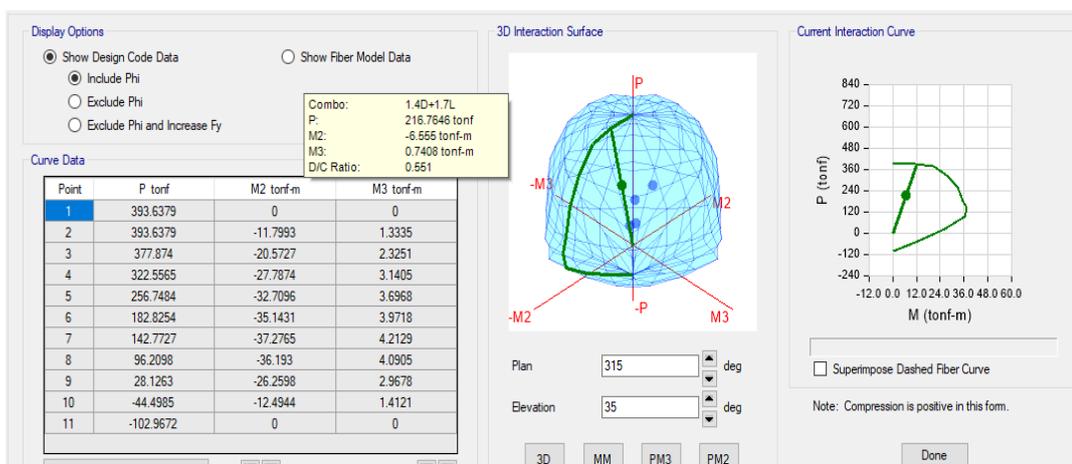


Figura 6.8 Diagrama de interacción columna 50x50 de edificio ideal N°1
Fuente: (ETABS-CSI, V17)

c) Diseño de muros de corte

Se presenta el diseño de la placa PY-A ubicado en el eje A del edificio ideal N°1 que tiene las siguientes características:

Altura de muro: $h_w = 14.70m$

Espesor de muro: $t_p = 0.30m$

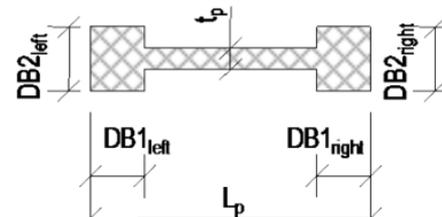
Longitud de muro: $L_w = 5.40m$

✓ Diseño de elementos de borde:

	Pu	Mu	DB1L	DB1R	DB2L	DB2R	T	C
	t	t.m	m	m	m	m	t	t
0.9D+SY	239.5	1349.4	1.00	1.00	0.30	0.30	186.9	426.4
1.25D+1.25L+SY	457.5	1349.4	1.00	1.00	0.30	0.30	77.9	535.4

		As (cm²)	Cuantia
T (t)	186.9	49.45	1.6%
C (t)	535.4	61.12	2.0%

usar 14Ø1"



✓ Diseño por flexocompresión:

En la Fig. 6.9 se muestra el refuerzo del muro PY-A. En la Fig. 6.10 se muestra el diagrama de interacción de la placa PY-A que tiene un máximo ratio D/C de 0.758.

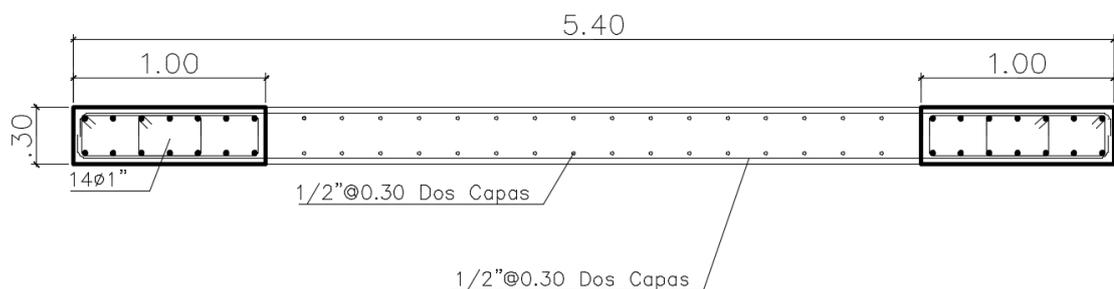


Figura 6.9 Placa PY-A del edificio ideal N°1
Fuente: Elaboración propia

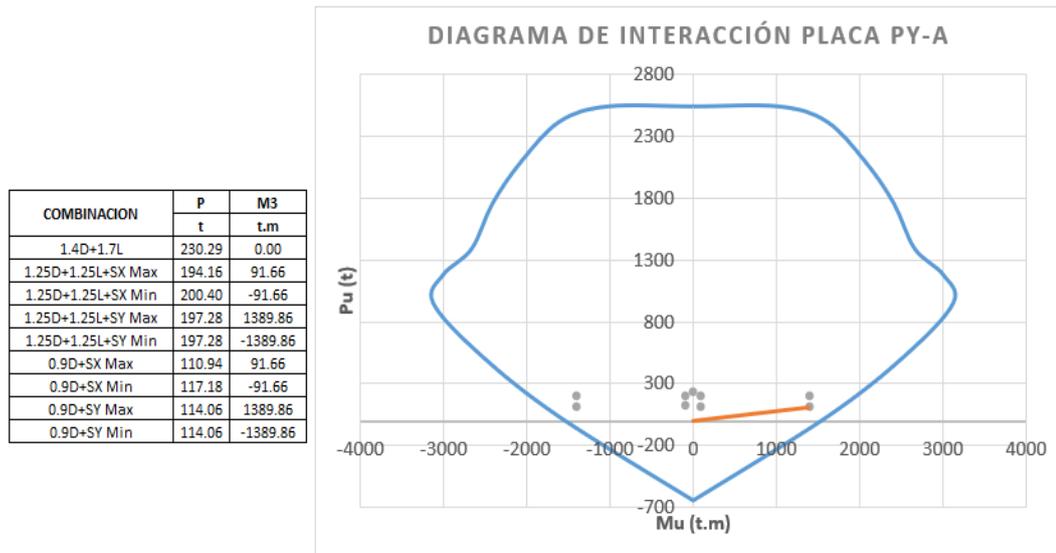


Figura 6.10 Diagrama de interacción placa PY-A y ratio D/C a flexocompresión
Fuente: Elaboración propia

✓ Diseño por corte

COMBINACION	Pu	Mu	Vu	ϕVc	Ref. Horiz.	Ref. Vert.	ϕVn	Usar
	t	t.m	t	t	cm ² /m	cm ² /m	t	
1.25D+1.25L+SY	197.28	1389.86	163.78	111.38	7.50	7.50	227.05	$\phi 1/2'' @ 0.30$ vertical y horizontal

6.3.2. Edificio ideal N°2 (Categoría B)

El segundo caso de estudio consistirá en una edificación semejante al edificio ideal N°1, que cumplirá el mismo uso de tiendas comerciales (Categoría B) de cuatro pisos, con una planta típica mostrada en la Fig. 6.11. La altura del primer piso es de 4.20m y la de los restantes tres pisos, de 3.50 m, para en total alcanzar una altura de 14.7 m. La edificación se cimentará sobre un suelo tipo S1 ubicado en la zona sísmica Z4.

Elementos estructurales:

- Las vigas en dirección X para todos los pisos consistirán de secciones: b=30 cm y h=55 cm. Las vigas en dirección Y para todos los pisos consistirán de secciones: b=25 cm y h=55 cm.
- Todas las columnas y en todos los niveles consistirán de secciones cuadradas de 45 cm.
- Los muros de corte consistirán de muros de 25 cm de espesor con longitudes de 2.80 m en dirección X y de 2.50 m en dirección Y. Los espesores y longitudes se mantienen en todos los niveles

- La losa aligerada tendrá como espesor 30 cm y tendrá como relleno ladrillo de arcilla teniendo como peso total 420kgf/m².

Materiales:

Concreto con $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ y acero de refuerzo con $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.

Cargas:

Para los entresijos 1, 2 y 3 se emplea una sobrecarga de 500 kgf/m², una carga de acabados de 120 kgf/m² y una carga de tabiquería de 270 kgf/m². Para el entresijo 4 se emplea una sobrecarga de 150 kgf/m² y una carga de acabados de 120 kgf/m².

6.3.2.1. Análisis sísmico

Se realizó un análisis espectral con los mismos parámetros sísmicos del edificio ideal N°1 con excepción del valor de R_0 que ahora tomará el valor de 7 y del valor de I_p que ahora tomará un valor de 0.75.

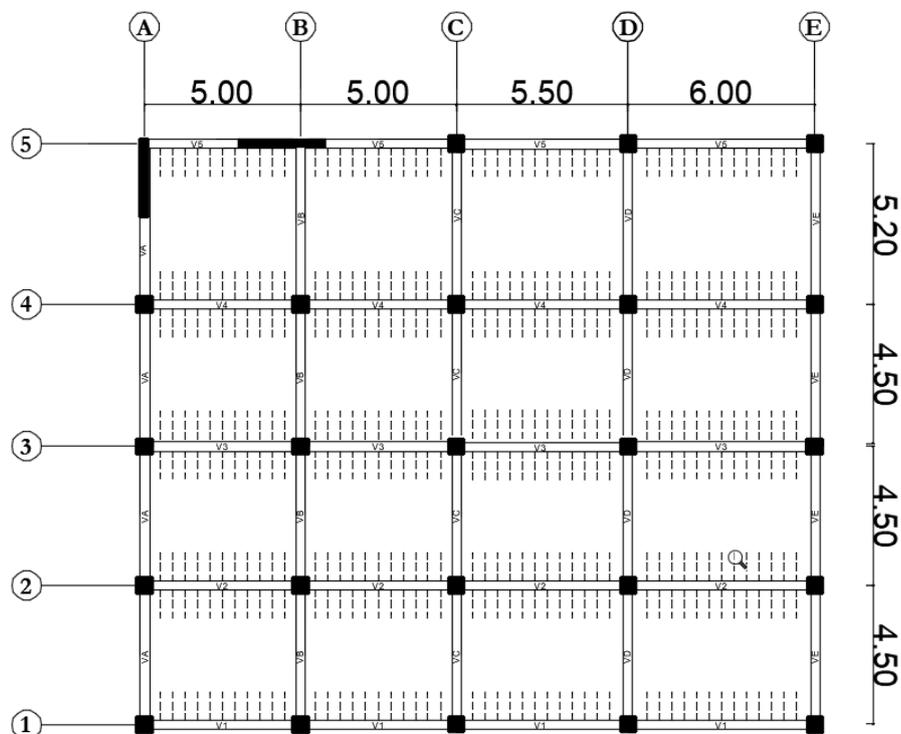


Figura 6.11 Planta del edificio ideal N°2

Fuente: Elaboración propia

a) Peso sísmico

Para el metraje del peso se consideró el 100% de la carga muerta, más el 50% de la sobrecarga de entrepiso y el 25% de la sobrecarga de techo cuyo resumen se muestra en la Tabla 6.23.

Tabla 6.23 Peso sísmico edificio ideal N°2

PISO	Masa (t.s ² /m)	Peso (t)
4	32.59	319.7
3	54.63	535.7
2	54.63	535.7
1	55.14	540.7
		1931.8

Fuente: Elaboración propia

Del análisis modal se pudo determinar que con el empleo de los cinco primeros modos de vibración se obtiene una masa participante mayor al del 90%, tal como se muestra en la Tabla 6.24. En la Fig. 6.12 se muestra los tres primeros modos de vibración.

Tabla 6.24 Periodos y masas participantes edificio ideal N°2

Modo	Periodo	UX	UY	Sum UX	Sum UY
	(s)				
1	0.736	0.24	0.47	0.24	0.47
2	0.622	0.53	0.30	0.77	0.77
3	0.473	0.08	0.08	0.85	0.85
4	0.232	0.02	0.05	0.87	0.90
5	0.183	0.07	0.05	0.94	0.95

Fuente: Elaboración propia

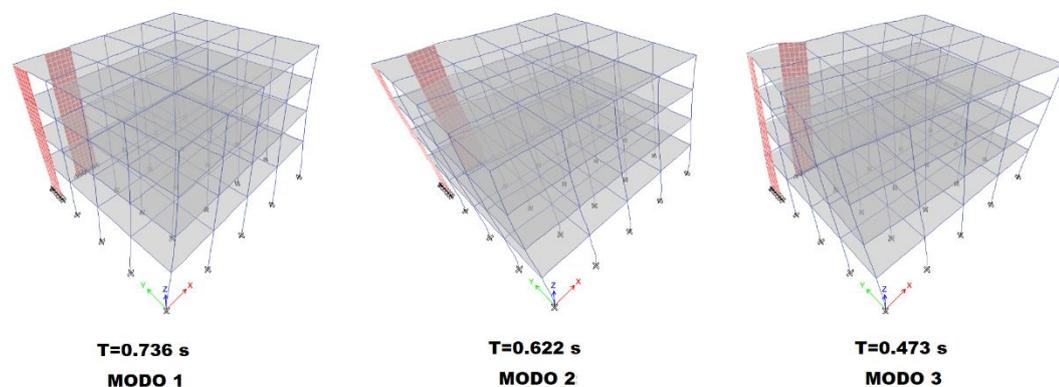


Figura 6.12 Formas y periodos de vibración edificio ideal N°2

Fuente: Elaboración propia

b) Cortante basal estático

$$V_{est_x} = 346.1 t \quad V_{est_y} = 292.5 t$$

c) Cortante basal dinámico

$$V_{x_{din}} = 225.8 t \quad V_{y_{din}} = 207.0 t$$

Los cuales representan el 65.24% y 70.77% de los cortantes basales estáticos en las direcciones x e y respectivamente. Los porcentajes son menores al 90%, por ende, se realizará el escalamiento del corte dinámico. Con respecto a la clasificación del sistema estructural se tiene que los muros de corte toman 119.1 t y 89.1 t en las direcciones x e y respectivamente, lo cual genera que los muros cortantes absorban el 52.7% y 43.0% del cortante dinámico en las direcciones x e y respectivamente, clasificando a la estructura como un sistema dual tipo II.

d) Irregularidades

El edificio presenta la irregularidad torsional definida en la E030-2018 cuya determinación se muestra en la tabla 6.25.

Tabla 6.25 Irregularidad torsional del edificio ideal N°2

Piso	Caso de carga	Máxima distorsión (A)	50%distorsión E030 /0.85R (B)	A>B	Distorsión Promedio (C)	Ratio (A/C)	Obs
Piso 2	ESTX	0.003148	0.000784	Mayor- Aplica	0.002497	1.26	OK
Piso 1	ESTX	0.002827	0.000784	Mayor- Aplica	0.002010	1.41	Irregularidad Torsional
Piso 2	ESTY	0.003086	0.000784	Mayor- Aplica	0.002356	1.31	Irregularidad Torsional
Piso 1	ESTY	0.002826	0.000784	Mayor- Aplica	0.001954	1.45	Irregularidad Torsional

Fuente: Elaboración propia

e) Distorsiones de entrepiso

En las Tablas 6.26 y 6.27 se muestran las distorsiones inelásticas obtenidas del análisis sísmico.

Tabla 6.26 Distorsiones inelásticas edificio ideal N°2 - Dir. X

Piso	Dirección	Distorsión	Distorsión inelástica	Distorsión E030	OBS
4	X	0.001086	0.00485	0.007	OK
3	X	0.001682	0.00751	0.007	No Cumple
2	X	0.002159	0.00963	0.007	No Cumple
1	X	0.001943	0.00867	0.007	No Cumple

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.27 Distorsiones inelásticas edificio ideal N°2 - Dir. Y

Piso	Dirección	Distorsión	Distorsión inelástica	Distorsión E030	OBS
4	Y	0.001106	0.00494	0.007	OK
3	Y	0.001923	0.00858	0.007	No Cumple
2	Y	0.002559	0.01142	0.007	No Cumple
1	Y	0.002456	0.01096	0.007	No Cumple

Fuente: Elaboración propia

Como se ve en las Tablas 6.26 y 6.27, no se cumple con el límite de las distorsiones de la norma E030-2018 como consecuencia de que se buscó que el edificio no cumpla con los indicadores bio-sísmicos.

6.3.2.2. Diseño de elementos de concreto armado

a) Diseño de vigas

En la Tabla 6.28. se muestra el diseño de la viga V2-01 que es la viga del eje 2 del entrepiso 1 de dimensiones 30cmx55cm. El diseño obedece a un diseño de vigas pertenecientes a sistemas duales tipo II. Los diseños de las vigas restantes se presentan en los anexos.

b) Diseño de columnas

En la Tabla 6.29 y en la Fig. 6.14 se muestra el diseño de la columna 3E correspondiente al primer piso ubicada en la intersección de los ejes 3 y E con la configuración de refuerzo mostrada en la Figura 6.13.

Tabla 6.28 Diseño de viga V2-01 de edificio ideal N°2

VIGAS	Tramo	Ubicación	Mu (t.m)	d (cm)	As (cm ²)	As_min (cm ²)	As_max (cm ²)	As final (cm ²)	Acero				As real (cm ²)	As real > As final	φMn (t.m)	
									3	1	2	3/4				
V2-01, V2-02, V3-01, V3-02, V4-01, V4-02	AB	A	M-	31.48	46	20.89	4.62	19.94	20.89	3	1	2	3/4	20.90	Ok	31.49
			M+	17.39	49	9.99	4.92	21.24	9.99	0	1	4	3/4	11.40	Ok	19.67
		Centro de Luz	M-	8.11	46	4.81	4.62	19.94	4.81	2	1	0	3/4	10.13	Ok	16.48
			M+	15.81	49	9.02	4.92	21.24	9.02	0	1	4	3/4	11.40	Ok	19.67
	BC	B	M-	31.47	46	20.88	4.62	19.94	20.88	3	1	2	3/4	20.90	Ok	31.49
			M+	16.21	49	9.27	4.92	21.24	9.27	0	1	4	3/4	11.40	Ok	19.67
		Centro de Luz	M-	30.47	46	20.11	4.62	19.94	20.11	3	1	2	3/4	20.90	Ok	31.49
			M+	15.24	49	8.68	4.92	21.24	8.68	0	1	4	3/4	11.40	Ok	19.67
	DE	C	M-	6.00	46	3.53	4.62	19.94	4.62	2	1	0	3/4	10.13	Ok	16.48
			M+	12.62	49	7.12	4.92	21.24	7.12	0	1	4	3/4	11.40	Ok	19.67
		D	M-	31.07	46	20.58	4.62	19.94	20.58	3	1	2	3/4	20.90	Ok	31.49
			M+	15.54	49	8.86	4.92	21.24	8.86	0	1	4	3/4	11.40	Ok	19.67
	DE	C	M-	31.49	46	20.90	4.62	19.94	20.90	3	1	2	3/4	20.90	Ok	31.49
			M+	15.98	49	9.13	4.92	21.24	9.13	0	1	4	3/4	11.40	Ok	19.67
		Centro de Luz	M-	8.46	46	5.03	4.62	19.94	5.03	2	1	0	3/4	10.13	Ok	16.48
			M+	15.45	49	8.81	4.92	21.24	8.81	0	1	4	3/4	11.40	Ok	19.67
	DE	D	M-	33.85	46	22.79	4.62	19.94	22.79	5	1	0	3/4	25.34	Ok	36.92
			M+	16.92	49	9.70	4.92	21.24	9.70	0	1	4	3/4	11.40	Ok	19.67
		Centro de Luz	M-	36.91	46	25.33	4.62	19.94	25.33	5	1	0	3/4	25.34	Ok	36.92
			M+	18.78	49	10.84	4.92	21.24	10.84	0	1	4	3/4	11.40	Ok	19.67
	DE	E	M-	9.39	46	5.60	4.62	19.94	5.60	2	1	0	3/4	10.13	Ok	16.48
			M+	19.65	49	11.39	4.92	21.24	11.39	0	1	4	3/4	11.40	Ok	19.67
		Centro de Luz	M-	35.04	46	23.76	4.62	19.94	23.76	5	1	0	3/4	25.34	Ok	36.92
			M+	17.52	49	10.07	4.92	21.24	10.07	0	1	4	3/4	11.40	Ok	19.67

Fuente: Elaboración propia

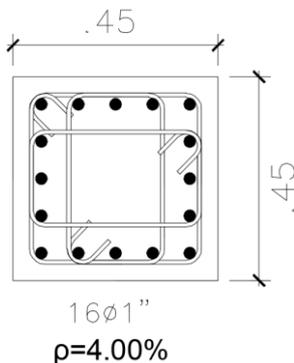


Figura 6.13 Configuración de refuerzo en columna de edificio ideal N°2

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.29 Fuerzas P-M2-M3 de columna edificio ideal N°2 y ratio D/C a flexocompresión

COMBINACIONES	P	M2	M3	OL	OC	D/C
	t	t.m	t.m			
1.4D+1.7L	-114.891	3.3020	4.7981	115.039	407.938	0.282
1.25D+1.25L+SX	-113.476	23.9753	19.6524	117.634	132.322	0.889
1.25D+1.25L+SY	-107.6286	32.6519	15.8707	113.587	115.434	0.984
0.9D+SX	-66.5769	23.9589	17.5124	72.892	88.784	0.821
0.9D+SY	-60.7294	32.6355	13.7307	70.297	76.743	0.916

Fuente: Elaboración propia

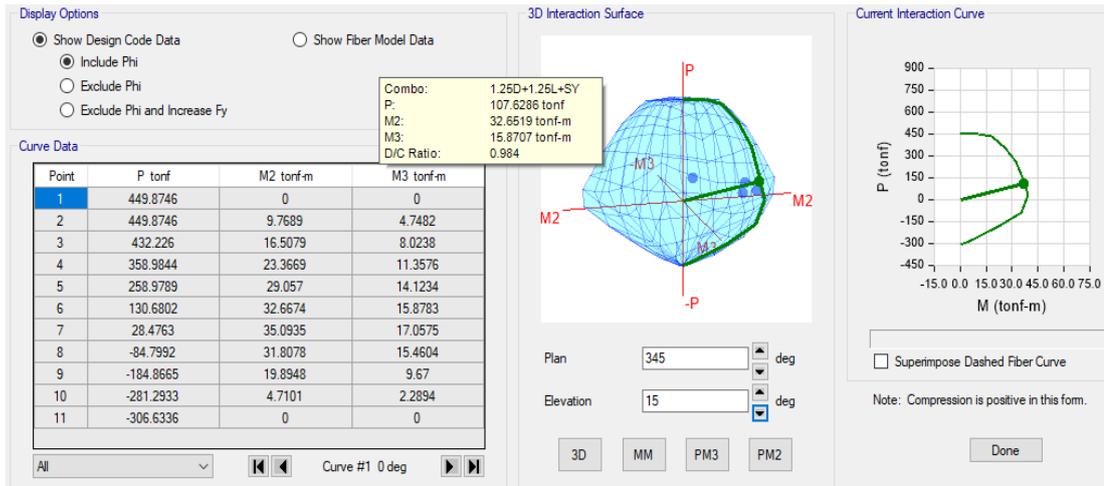


Figura 6.14 Diagrama de interacción columna 45x45 de edificio ideal N°2
Fuente: (ETABS-CSI, V17)

c) Diseño de muros de corte

Se presenta el diseño de la placa PX ubicado en el eje 5 del edificio ideal N°2 que tiene las siguientes características:

Altura de muro: $h_w = 14.70m$

Espesor de muro: $t_p = 0.25m$

Longitud de muro: $L_w = 2.80m$

✓ Diseño por flexocompresión:

En la Fig.6.15 se muestra el refuerzo de la placa PX y en la Fig. 6.16 se muestra el diagrama de interacción de la placa PX que tiene un máximo ratio D/C de 0.99.

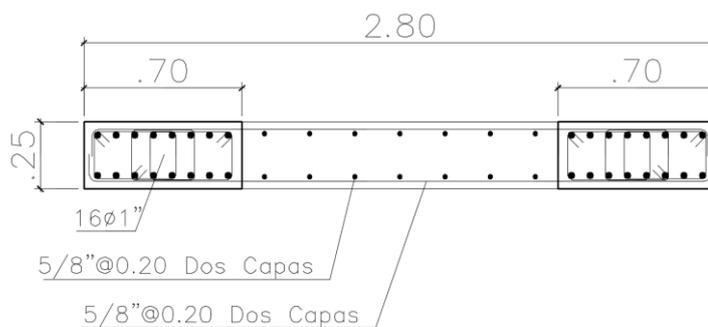


Figura 6.15 Placa PX del edificio ideal N°2
Fuente: Elaboración propia

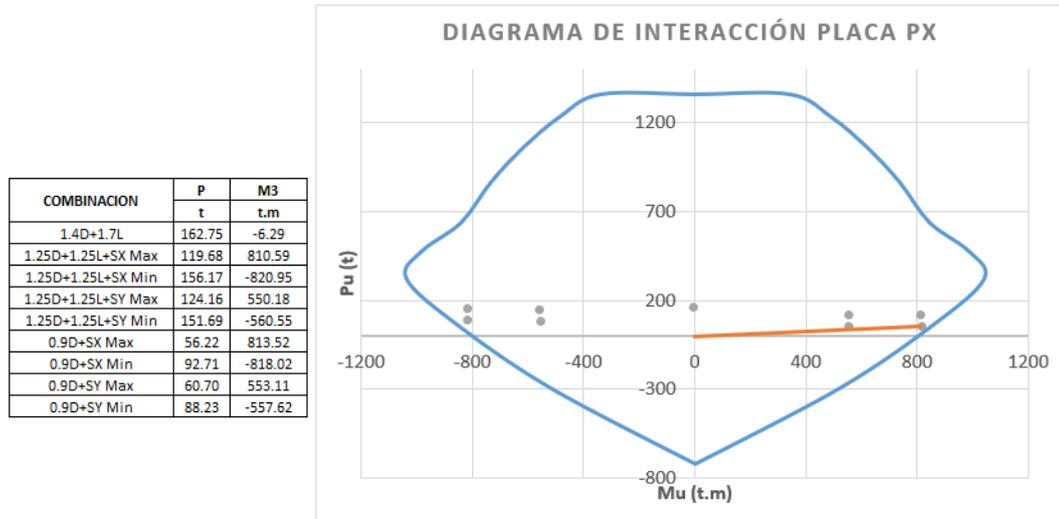


Figura 6.16 Diagrama de interacción placa PX y ratio D/C a flexocompresión
Fuente: Elaboración propia

✓ Diseño por corte

COMBINACION	Pu	Mu	Vu	ϕVc	Ref. Horiz.	Ref. Vert.	ϕVn	Usar
	t	t.m	t	t	cm ² /m	cm ² /m	t	
0.9D+SX	56.22	818.02	163.77	39.19	15.80	15.80	163.77	$\phi 5/8'' @ 0.20$ vertical y horizontal

6.3.3. Edificio destinado a viviendas (Categoría C)

El tercer caso de estudio consistirá en una edificación destinada a un uso de viviendas (Categoría C) de cuatro pisos, con una planta típica mostrada en la Fig.6.17. La altura del primer piso es de 3.00 m y la de los restantes tres pisos, de 2.80 m, para en total alcanzar una altura de 11.40 m. La edificación se cimentará sobre un suelo tipo S1 ubicado en la zona sísmica Z4.

Elementos estructurales:

- Las vigas en dirección X para todos los pisos consistirán de secciones: $b=40\text{cm}$ y $h=55\text{cm}$. Las vigas en dirección Y para todos los pisos consistirán de secciones: $b=40\text{cm}$ y $h=50\text{cm}$.
- Todas las columnas y en todos los niveles consistirán de secciones cuadradas de 55 cm.
- La losa aligerada tendrá como espesor 20cm y tendrá como relleno ladrillo de arcilla teniendo como peso total 300kgf/m^2 .

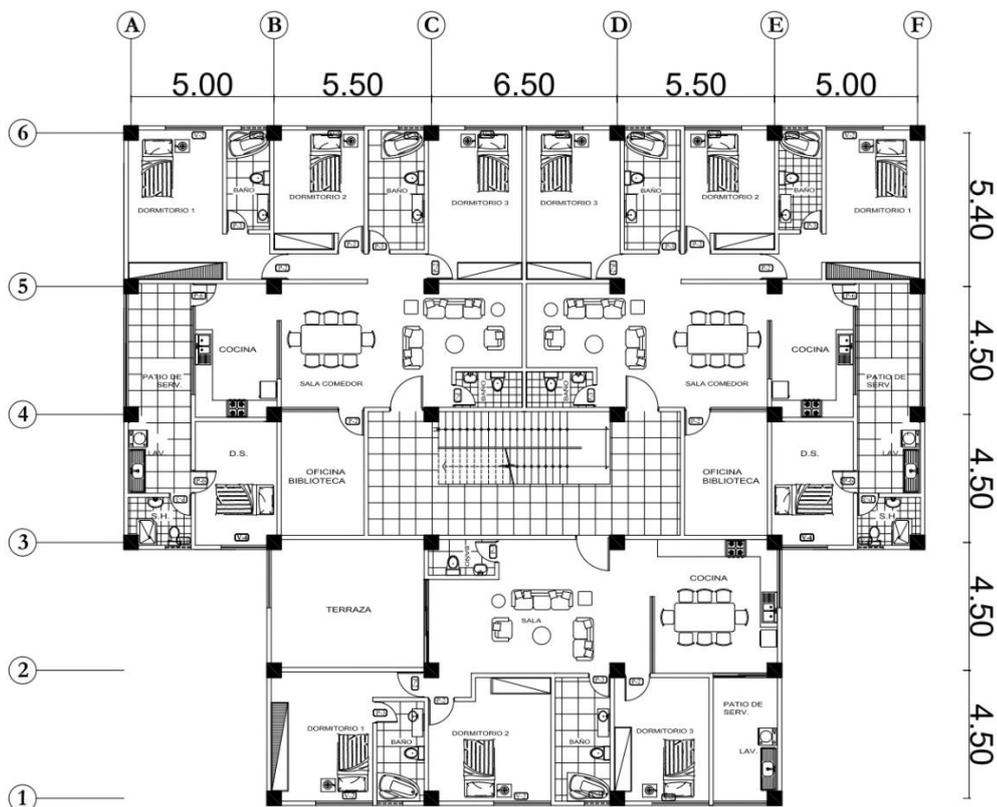


Figura 6.17 Planta del edificio destinado a viviendas
Fuente: Elaboración propia

Materiales:

Concreto con $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ y acero de refuerzo con $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.

Cargas:

Para los entresijos 1, 2 y 3 se emplea una sobrecarga de 200 kgf/m^2 , una carga de acabados de 100 kgf/m^2 y una carga de tabiquería de 100 kgf/m^2 . Para el entresijo 4 se emplea una sobrecarga de 100 kgf/m^2 y una carga de acabados de 100 kgf/m^2 .

6.3.3.1. Análisis sísmico

Se realizó un análisis espectral con los mismos parámetros sísmicos del edificio ideal N°1, a excepción del factor U, tomado como 1 (Categoría C) y el factor R_0 tomado como 8 (sistema a base de pórticos).

a) Peso sísmico

Para el metraje del peso se consideró el 100% de la carga muerta, más el 25% de la sobrecarga de entepiso y el 25% de la sobrecarga de techo cuyo resumen se muestra en la Tabla 6.30.

Tabla 6.30 Peso sísmico edificio destinado a vivienda

PISO	Masa (t.s ² /m)	Peso (t)
4	42.36	415.4
3	58.37	572.5
2	58.37	572.5
1	58.61	574.8
		2135.2

Fuente: Elaboración propia

Del análisis modal se pudo determinar que con el empleo de los cinco primeros modos de vibración se obtiene una masa participante mayor al del 90%, tal como se muestra en la Tabla 6.31. En la Fig. 6.18 se muestra los tres primeros modos de vibración.

Tabla 6.31 Periodos y masas participantes edificio destinado a viviendas

Modo	Periodo (s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0.403	0.00	0.85	0	0.85
2	0.390	0.85	0.00	0.85	0.85
3	0.360	0.00	0.00	0.85	0.85
4	0.123	0.00	0.11	0.85	0.96
5	0.120	0.11	0.00	0.96	0.96

Fuente: Elaboración propia

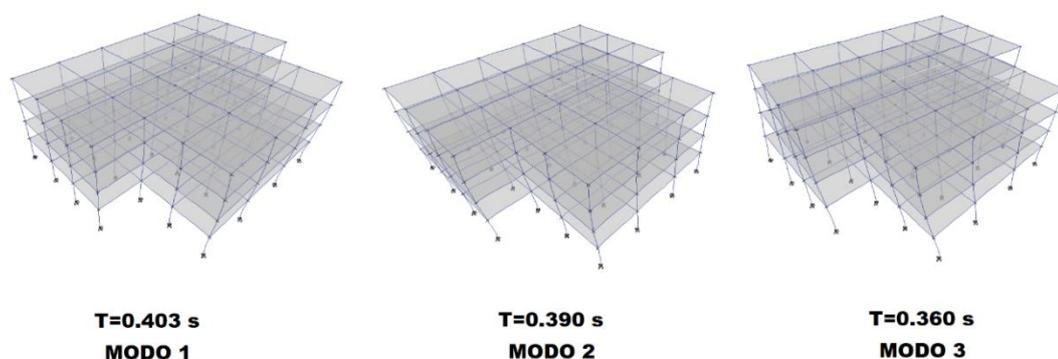


Figura 6.18 Formas y periodos de vibración edificio destinado a viviendas

Fuente: Elaboración propia

b) Cortante basal estático

$$V_{est_x} = 300.2 t \quad V_{est_y} = 298.0 t$$

c) Cortante basal dinámico

$$V_{x_{din}} = 257.4 t \quad V_{y_{din}} = 255.2 t$$

Los cuales representan el 85.74% y 85.64% de los cortantes basales estáticos en las direcciones x e y respectivamente. Los porcentajes son mayores a 80%, por ende, no se realizará el escalamiento del cortante dinámico.

d) Irregularidades

El edificio no presenta ninguna de las irregularidades de la E030-18.

e) Distorsiones de entrepiso

En las Tablas 6.32 y 6.33 se muestran las distorsiones inelásticas obtenidas del análisis sísmico y se observa que cumplen con el límite impuesto por la E030.

Tabla 6.32 Distorsiones inelásticas edificio destinado a viviendas - Dir. X

Piso	Dirección	Distorsión	Distorsión inelástica	Distorsión E030	OBS
4	X	0.000421	0.00253	0.007	OK
3	X	0.000726	0.00436	0.007	OK
2	X	0.000921	0.00553	0.007	OK
1	X	0.000681	0.00409	0.007	OK

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.33 Distorsiones inelásticas edificio destinado a viviendas - Dir. Y

Piso	Dirección	Distorsión	Distorsión inelástica	Distorsión E030	OBS
4	Y	0.000457	0.00274	0.007	OK
3	Y	0.000783	0.00470	0.007	OK
2	Y	0.000989	0.00593	0.007	OK
1	Y	0.000724	0.00434	0.007	OK

Fuente: Elaboración propia

6.3.3.2. Diseño de elementos de concreto armado

a) Diseño de vigas

La Tabla 6.34 muestra el diseño de la viga V1-01 que es la viga del eje 1 del entrespacio 1 de 40cmx55cm. El diseño obedece a un diseño de vigas pertenecientes a sistemas aporticados. Los diseños de las vigas restantes se presentan en los anexos.

Tabla 6.34 Diseño de viga V1-01 de edificio destinado a vivienda

VIGAS	Tramo	Ubicación	Mu (t.m)	d (cm)	As (cm ²)	As_min (cm ²)	As_max (cm ²)	As final (cm ²)	Acero				As real (cm ²)	As real > As final	φMn (t.m)	
V1-01, V1-02	BC	B	M-	16.78	49	9.46	6.56	28.32	9.46	0	3/4	5	5/8	9.90	Ok	17.51
			M+	8.63	49	4.76	6.56	28.32	6.56	1	3/4	2	5/8	6.81	Ok	12.22
		Centro de Luz	M-	4.34	49	2.37	6.56	28.32	6.56	0	3/4	5	5/8	9.90	Ok	17.51
			M+	7.23	49	3.98	6.56	28.32	6.56	1	3/4	2	5/8	6.81	Ok	12.22
		C	M-	17.35	49	9.80	6.56	28.32	9.80	0	3/4	5	5/8	9.90	Ok	17.51
			M+	8.68	49	4.79	6.56	28.32	6.56	1	3/4	2	5/8	6.81	Ok	12.22
	CD	C	M-	17.49	49	9.89	6.56	28.32	9.89	0	3/4	5	5/8	9.90	Ok	17.51
			M+	8.75	49	4.83	6.56	28.32	6.56	1	3/4	2	5/8	6.81	Ok	12.22
		Centro de Luz	M-	4.38	49	2.39	6.56	28.32	6.56	0	3/4	5	5/8	9.90	Ok	17.51
			M+	7.13	49	3.92	6.56	28.32	6.56	1	3/4	2	5/8	6.81	Ok	12.22
		D	M-	17.51	49	9.90	6.56	28.32	9.90	0	3/4	5	5/8	9.90	Ok	17.51
			M+	8.76	49	4.84	6.56	28.32	6.56	1	3/4	2	5/8	6.81	Ok	12.22
	DE	D	M-	17.10	49	9.65	6.56	28.32	9.65	0	3/4	5	5/8	9.90	Ok	17.51
			M+	8.55	49	4.72	6.56	28.32	6.56	1	3/4	2	5/8	6.81	Ok	12.22
		Centro de Luz	M-	4.27	49	2.33	6.56	28.32	6.56	0	3/4	5	5/8	9.90	Ok	17.51
			M+	7.12	49	3.91	6.56	28.32	6.56	1	3/4	2	5/8	6.81	Ok	12.22
		E	M-	16.58	49	9.34	6.56	28.32	9.34	0	3/4	5	5/8	9.90	Ok	17.51
			M+	8.77	49	4.84	6.56	28.32	6.56	1	3/4	2	5/8	6.81	Ok	12.22

Fuente: Elaboración propia

b) Diseño de columnas

En la Tabla 6.35 y en la Fig. 6.20 se muestra el diseño de la columna más exigida que es aquella correspondiente al primer piso ubicada en la intersección 3A con la configuración de refuerzo mostrada en la Figura 6.19.

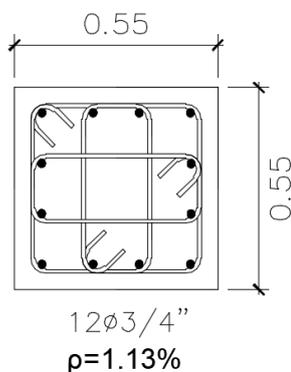


Figura 6.19 Configuración de refuerzo en columna de edificio destinado a viviendas

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.35 Fuerzas P-M2-M3 de columna edificio destinado a vivienda y ratio D/C a flexocompresión

COMBINACIONES	P	M2	M3	OL	OC	D/C
	t	t.m	t.m			
1.4D+1.7L	-54.0423	-1.7153	-1.5059	54.090	474.478	0.114
1.25D+1.25L+SX	-32.5435	-2.4208	-16.2246	36.444	99.033	0.368
1.25D+1.25L+SY	-32.0789	-17.1546	-1.9102	36.428	91.527	0.398
0.9D+SX	-15.7075	-2.2847	-15.6971	22.324	50.736	0.440
0.9D+SY	-15.2429	-17.0185	-1.3828	22.889	47.984	0.477

Fuente: Elaboración propia

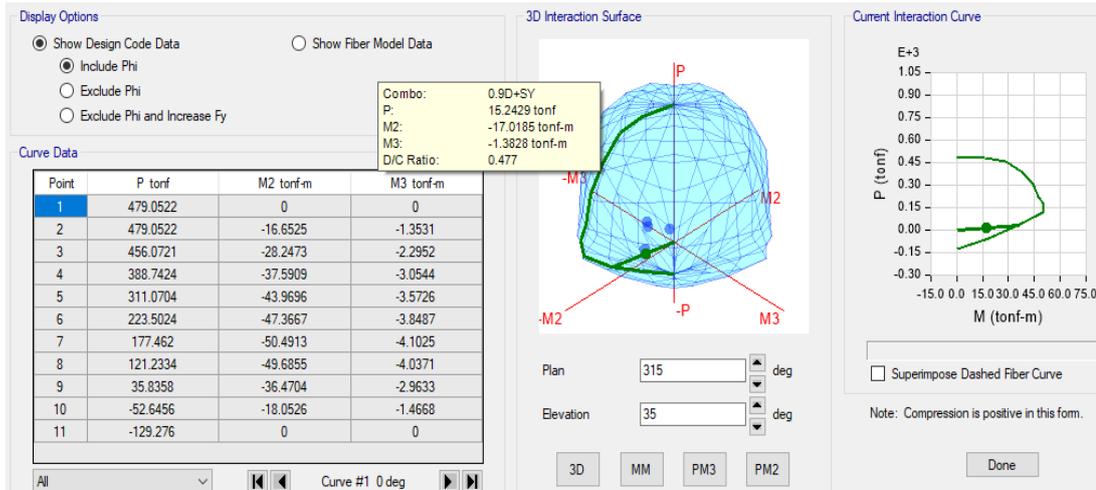


Figura 6.20 Diagrama de interacción columna 55x55 de edificio destinado a vivienda
Fuente: (ETABS-CSI, V17)

6.3.4. Edificio destinado a uso hospitalario (Categoría A2)

Este caso de estudio consistirá en un pabellón de una edificación destinada a un uso hospitalario (Categoría A2) de cuatro pisos. En la Fig.6.21. se muestra la planta del tercer nivel. La altura del primer piso es de 4.50 m y la de los restantes tres pisos, de 3.50 m, para en total alcanzar una altura de la edificación de 15 m. La edificación se cimentará sobre un suelo tipo S1 ubicado en la zona sísmica Z4.

Elementos estructurales:

- Las vigas en dirección X consistirán de secciones: $b=30\text{cm}$ y $h=55\text{cm}$. Las vigas en dirección Y consistirán de secciones: $b=30\text{cm}$ y $h=40\text{cm}$ para los ejes A y G, y de $b=35\text{cm}$ y $h=70\text{cm}$ para los demás ejes.
- Todas las columnas y en todos los niveles consistirán de secciones rectangulares de $45\text{cm} \times 70\text{cm}$.

- Los muros de corte consistirán de muros de 30 cm de espesor con longitudes de 4.35 m en dirección X e Y. Los espesores y longitudes se mantienen en todos los niveles
- La losa aligerada tendrá como espesor 30cm y tendrá como relleno ladrillo de arcilla teniendo como peso 420kgf/m².

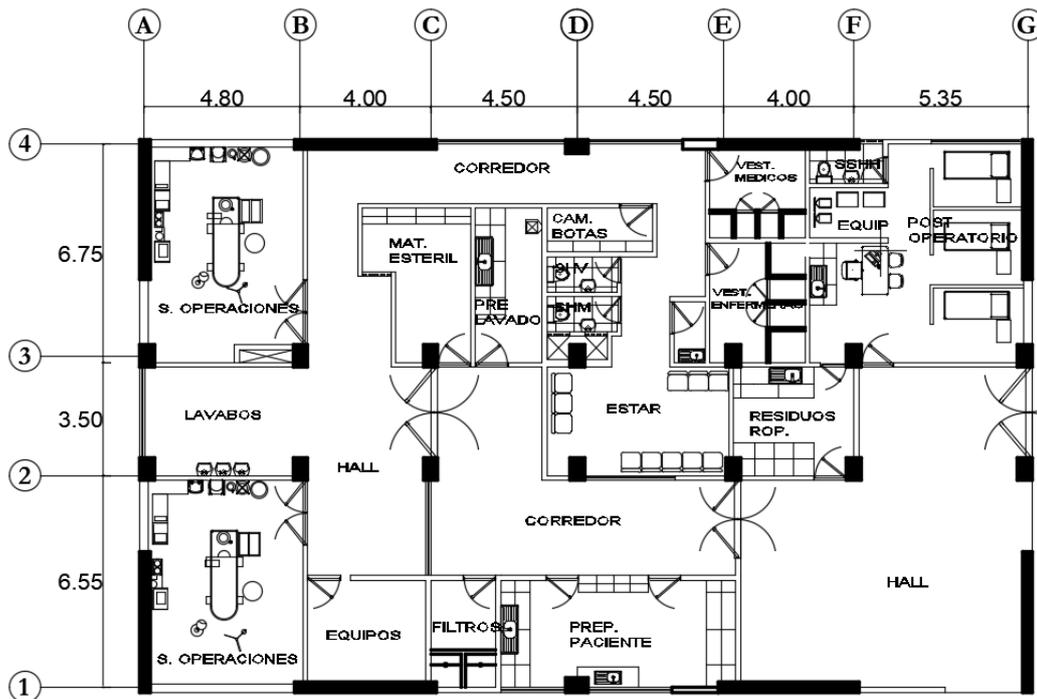


Figura 6.21 Planta del edificio destinado a uso hospitalario
Fuente: Elaboración propia

Materiales:

Concreto con $f'c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ y acero de refuerzo con $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$.

Cargas:

Para los entresijos 1, 2 y 3 se emplea una sobrecarga de 400 kgf/m^2 , una carga de acabados de 100 kgf/m^2 y una carga de tabiquería de 150 kgf/m^2 . Para el entresijo 4 se emplea una sobrecarga de 150 kgf/m^2 , una carga de acabados de 100 kgf/m^2 y una carga de tabiquería de 50 kgf/m^2 .

6.3.4.1. Análisis sísmico

Se realizó un análisis espectral con los mismos parámetros sísmicos del edificio ideal N°1, actualizando el valor del factor U al valor de 1.5 (Categoría A2).

a) Peso sísmico

Para el metraje del peso se consideró el 100% de la carga muerta, más el 50% de la sobrecarga de entrecapso y el 25% de la sobrecarga de techo cuyo resumen se muestra en la Tabla 6.36.

Tabla 6.36 Peso sísmico edificio destinado a uso hospitalario

PISO	Masa (t.s ² /m)	Peso (t)
4	42.94	421.1
3	61.37	601.9
2	61.37	601.9
1	63.27	620.4
		2245.3

Fuente: Elaboración propia

Del análisis modal se pudo determinar que con el empleo de los cinco primeros modos de vibración se obtiene una masa participante mayor al del 90%, tal como se muestra en la Tabla 6.37. En la Fig. 6.22 se muestra los tres primeros modos de vibración.

Tabla 6.37 Periodos y masas participantes edificio destinado a uso hospitalario

Modo	Periodo (s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	0.336	0.77	0.00	0.77	0.00
2	0.317	0.00	0.77	0.77	0.77
3	0.227	0.00	0.00	0.77	0.77
4	0.078	0.19	0.00	0.96	0.77
5	0.076	0.00	0.19	0.96	0.96

Fuente: Elaboración propia

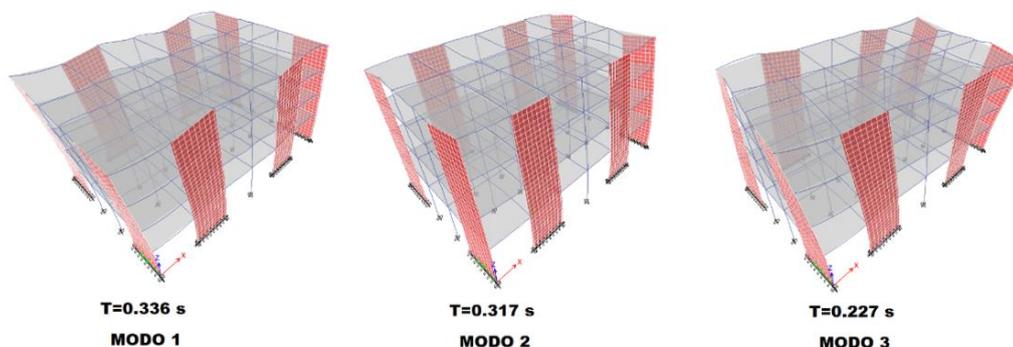


Figura 6.22 Formas y periodos de vibración edificio destinado a uso hospitalario

Fuente: Elaboración propia

b) Cortante basal estático

$$V_{est_x} = 631.5 t \quad V_{est_y} = 631.5 t$$

c) Cortante basal dinámico

$$V_{x_{din}} = 501.4 t \quad V_{y_{din}} = 504.3 t$$

Los cuales representan el 79.39% y 79.86% de los cortantes basales estáticos en las direcciones x e y respectivamente. Los porcentajes son menores a 80%, por ende, se realizará el escalamiento del cortante dinámico.

d) Irregularidades

El edificio no presenta ninguna de las irregularidades de la E030-2018.

e) Distorsiones de entrepiso

En las Tablas 6.38 y 6.39 se muestran las distorsiones inelásticas obtenidas del análisis sísmico y se observa que cumplen con el límite impuesto por la E030.

Tabla 6.38 Distorsiones inelásticas edificio destinado a uso hospitalario - Dir. X

Piso	Dirección	Distorsión	Distorsión inelástica	Distorsión E030	OBS
4	X	0.000941	0.00423	0.007	OK
3	X	0.000957	0.00431	0.007	OK
2	X	0.000837	0.00377	0.007	OK
1	X	0.000449	0.00202	0.007	OK

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.39 Distorsiones inelásticas edificio destinado a uso hospitalario - Dir. Y

Piso	Dirección	Distorsión	Distorsión inelástica	Distorsión E030	OBS
4	Y	0.000874	0.00393	0.007	OK
3	Y	0.000900	0.00405	0.007	OK
2	Y	0.000797	0.00359	0.007	OK
1	Y	0.000437	0.00197	0.007	OK

Fuente: Elaboración propia

6.3.4.2. Diseño de elementos de concreto armado

a) Diseño de vigas

En la Tabla 6.40. se muestra el diseño de la viga VB-01 que es la viga del eje B del entrepiso 1 de dimensiones 35cmx70cm, que es similar en diseño a las vigas VB, VC, VD, VE y VF de los entrepisos 1, 2 y 3. El diseño obedece a un diseño de vigas pertenecientes a sistemas de muros estructurales. Los diseños de las vigas restantes se presentan en los anexos.

Tabla 6.40 Diseño de viga VB-01 de edificio destinado a uso hospitalario

VIGAS	Tramo	Ubicación	Mu (t.m)	d (cm)	As (cm ²)	As_min (cm ²)	As_max (cm ²)	As final (cm ²)	Acero				As real (cm ²)	As real > As final	φMn (t.m)		
VB-01, VC-01, VD-01, VE-01, VF-01, VB-02, VC-02, VD-02, VE-02, VF-02, VB-03, VC-03, VD-03, VE-03, VF-03	12	1	M-	31.16	64	13.61	7.50	32.37	13.61	5	3/4	0	5/8	14.25	Ok	32.54	
			M+	15.21	64	6.45	7.50	32.37	7.50	3	3/4	0	5/8	8.55	Ok	19.99	
		Centro de Luz		M-	6.22	64	2.60	7.50	32.37	7.50	3	3/4	0	5/8	8.55	Ok	19.99
		M+	26.27	64	11.37	7.50	32.37	11.37	3	3/4	2	5/8	12.51	Ok	28.77		
		2	M-	31.08	64	13.57	7.50	32.37	13.57	5	3/4	0	5/8	14.25	Ok	32.54	
			M+	10.36	64	4.36	7.50	32.37	7.50	3	3/4	0	5/8	8.55	Ok	19.99	
	23	2	M-	27.17	64	11.78	7.50	32.37	11.78	5	3/4	0	5/8	14.25	Ok	32.54	
			M+	14.53	64	6.16	7.50	32.37	7.50	3	3/4	0	5/8	8.55	Ok	19.99	
		Centro de Luz		M-	9.44	64	3.96	7.50	32.37	7.50	3	3/4	0	5/8	8.55	Ok	19.99
		M+	7.40	64	3.10	7.50	32.37	7.50	3	3/4	2	5/8	12.51	Ok	28.77		
		3	M-	27.41	64	11.89	7.50	32.37	11.89	5	3/4	0	5/8	14.25	Ok	32.54	
			M+	14.48	64	6.13	7.50	32.37	7.50	3	3/4	0	5/8	8.55	Ok	19.99	
	34	3	M-	32.53	64	14.25	7.50	32.37	14.25	5	3/4	0	5/8	14.25	Ok	32.54	
			M+	12.05	64	5.08	7.50	32.37	7.50	3	3/4	0	5/8	8.55	Ok	19.99	
		Centro de Luz		M-	6.52	64	2.73	7.50	32.37	7.50	3	3/4	0	5/8	8.55	Ok	19.99
		M+	27.96	64	12.14	7.50	32.37	12.14	3	3/4	2	5/8	12.51	Ok	28.77		
		4	M-	32.28	64	14.13	7.50	32.37	14.13	5	3/4	0	5/8	14.25	Ok	32.54	
			M+	19.90	64	8.51	7.50	32.37	8.51	3	3/4	0	5/8	8.55	Ok	19.99	

Fuente: Elaboración propia

b) Diseño de columnas

En la Tabla 6.41 y en la Fig. 6.24 se muestra el diseño de la columna más exigida que es aquella correspondiente al primer entrepiso ubicada en la intersección 4D con la configuración de refuerzo mostrada en la Figura 6.23.

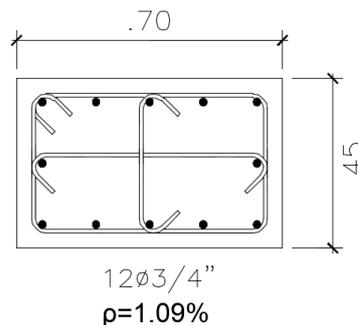


Figura 6.23 Configuración de refuerzo en columna 4D de edificio destinado a uso hospitalario

Fuente: Elaboración propia

Tabla 6.41 Fuerzas P-M2-M3 de columna 4D edificio destinado a uso hospitalario y ratio D/C a flexocompresión

COMBINACIONES	P	M2	M3	OL	OC	Ratio D/C
	t	t.m	t.m			
1.4D+1.7L	-21.7668	12.6640	0.7888	25.195	65.612	0.384
1.25D+1.25L+SX	-18.8968	10.6862	17.3922	27.817	55.634	0.500
1.25D+1.25L+SY	-15.8918	17.8198	1.1203	23.903	37.116	0.644
0.9D+SX	-11.8131	5.5846	17.3347	21.708	50.134	0.433
0.9D+SY	-8.8081	12.7182	1.0628	15.507	32.441	0.478

Fuente: Elaboración propia

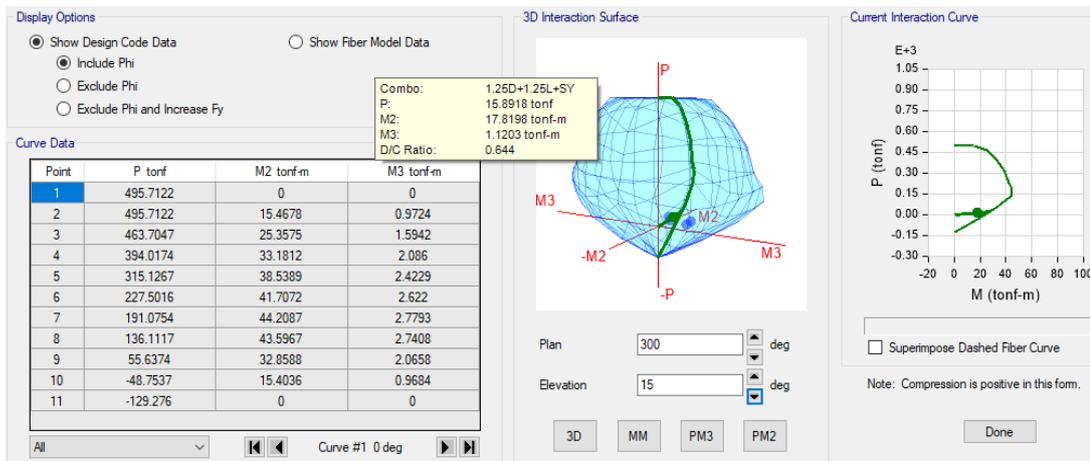


Figura 6.24 Diagrama de interacción columna 45x70 (4D) de edificio destinado a uso hospitalario
Fuente: (ETABS-CSI, V17)

c) Diseño de muros de corte

Se presenta el diseño de la placa P1, el cual tiene las siguientes características:

$$\text{Altura de muro: } h_w = 15.00 \text{ m}$$

$$\text{Espesor de muro: } t_p = 0.30 \text{ m}$$

$$\text{Longitud de muro: } L_w = 4.35 \text{ m}$$

- ✓ Diseño por flexocompresión:

En la Fig. 6.25 se muestra el refuerzo planteado de la Placa P1 y en la Fig. 6.26 se muestra el diagrama de interacción de la placa P1 que tiene un máximo ratio D/C de 0.84.

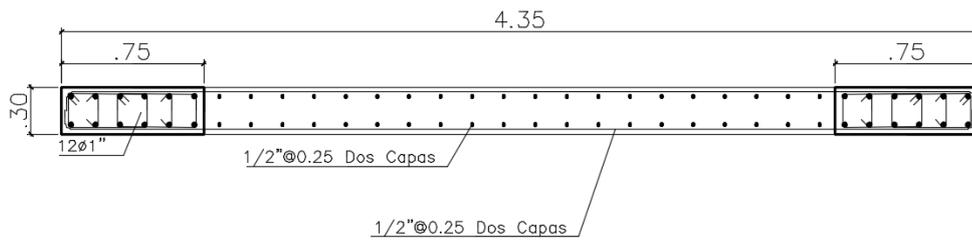


Figura 6.25 Placa P1 del edificio destinado a uso hospitalario
Fuente: Elaboración propia

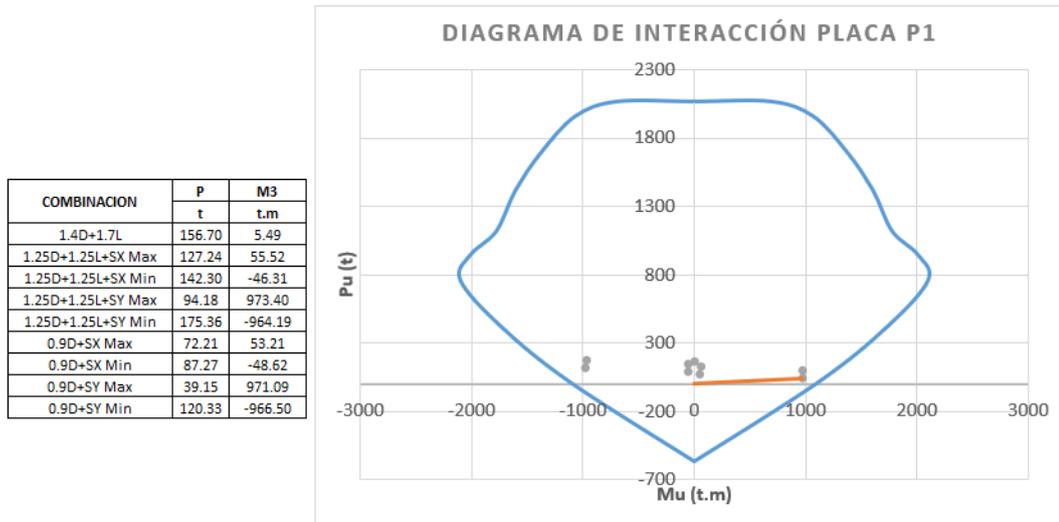


Figura 6.26 Diagrama de interacción placa P1 y ratio D/C a flexocompresión
Fuente: Elaboración propia

✓ Diseño por corte

COMBINACION	Pu	Mu	Vu	φVc	Ref. Horiz.	Ref. Vert.	φVn	Usar
	t	t.m	t	t	cm ² /m	cm ² /m	t	
1.25D+1.25L+SY	94.18	973.40	121.13	69.66	7.50	7.50	162.84	φ1/2" @ 0.25 vertical y horizontal

CAPÍTULO VII INDICADORES BIO-SÍSMICOS DE LOS CASOS DE ESTUDIO

7.1. INDICADORES BIOSISMICOS EDIFICIO IDEAL N°1

En las Tablas 7.1 a 7.13 se muestran el cálculo de los diversos indicadores bio-sísmicos del caso de estudio: edificio ideal N°1.

a) Indicadores de rigidez

a.1) Altura total / Periodo traslacional

Tabla 7.1 Indicador altura total / Periodo traslacional -Edificio Ideal N°1

	T(s)	H(m)	H/T(m/s)	Obs
X	0.285	14.70	51.58	Edificios de Rigidez Normal
Y	0.300	14.70	49.00	Edificios de Rigidez Normal

Fuente: Elaboración propia

a.2) Efecto P-Delta

Tabla 7.2 Indicador efecto P-Delta - Edificio Ideal N°1

SDX Max	MY	6768.4	t.m
---------	----	--------	-----

Piso	Carga Gravitacional (t)	Carga Sísmica	UX	UX inelast	MP-Δ
			m	m	t.m
Piso 4	771.3	SDX Max	0.007140	0.032130	24.78
Piso 3	1356.0	SDX Max	0.005095	0.022928	31.09
Piso 2	1356.0	SDX Max	0.003013	0.013559	18.38
Piso 1	1375.3	SDX Max	0.001203	0.005414	7.45
					81.70

MP-Δ/MY 0.012

El efecto P-delta puede ser ignorado

SDY Max	MX	6779.5	t.m
---------	----	--------	-----

Piso	Carga Gravitacional (t)	Carga Sísmica	UY	UY inelast	MP-Δ
			m	m	t.m
Piso 4	771.3	SDY Max	0.007884	0.035478	27.37
Piso 3	1356.0	SDY Max	0.005651	0.025430	34.48
Piso 2	1356.0	SDY Max	0.003356	0.015102	20.48
Piso 1	1375.3	SDY Max	0.001343	0.006044	8.31
					90.64

MP-Δ/MX 0.013

El efecto P-delta puede ser ignorado

Fuente: Elaboración propia

a.3) Desplazamiento del nivel superior

Tabla 7.3 Indicador desplazamiento del nivel superior - Edificio Ideal N°1

	$\Delta_{TECHO}(m)$	H(m)	DNS (%)	Obs
SDX Max	0.007140	14.70	0.49	Edificios de Rigidez Normal
SDY Max	0.007884	14.70	0.54	Edificios de Rigidez Normal

Fuente: Elaboración propia

a.4) Máximo desplazamiento de entrepiso en el centro de masa

Tabla 7.4 Indicador máximo desplazamiento de entrepiso en el centro de masa - Edificio Ideal N°1

Piso	Carga	Desplaz. X	Desplaz. Relativo X	he	Distorsion en CM
		m	m	m	
Piso 4	SDX Max	0.007140	0.002045	3.50	0.00058
Piso 3	SDX Max	0.005095	0.002082	3.50	0.00059
Piso 2	SDX Max	0.003013	0.001810	3.50	0.00052
Piso 1	SDX Max	0.001203	0.001203	4.20	0.00029

Máx distorsión	0.000595
MDECM X	0.595 ‰

Edificios de Rigidez Normal

Piso	Carga	Desplaz. Y	Desplaz. Relativo Y	he	Distorsion en CM
		m	m	m	
Piso 4	SDY Max	0.007884	0.002233	3.50	0.00064
Piso 3	SDY Max	0.005651	0.002295	3.50	0.00066
Piso 2	SDY Max	0.003356	0.002013	3.50	0.00058
Piso 1	SDY Max	0.001343	0.001343	4.20	0.00032

Máx distorsión	0.000656
MDECG Y	0.656 ‰

Edificios de Rigidez Normal

Fuente: Elaboración propia

a.5) Máximo desplazamiento de entrepiso en puntos extremos

Tabla 7.5 Indicador máximo desplazamiento de entrepiso en puntos extremos - Edificio Ideal N°1

Piso	Carga	Dirección	Distorsión A	Distorsión CM	Distorsión A-Distorsión CM
Piso 4	SDX Max	X	0.000626	0.00058	0.0000417
Piso 3	SDX Max	X	0.000637	0.00059	0.0000421
Piso 2	SDX Max	X	0.000553	0.00052	0.0000359
Piso 1	SDX Max	X	0.000306	0.00029	0.0000196

Máx distorsión	4.2E-05
MDEPE X	0.04 ‰

Edificios de Rigidez Rotacional Normal

Piso	Carga	Dirección	Distorsión A	Distorsión CM	Distorsión A-Distorsión CM
Piso 4	SDY Max	Y	0.000697	0.00064	0.0000590
Piso 3	SDY Max	Y	0.000715	0.00066	0.0000593
Piso 2	SDY Max	Y	0.000626	0.00058	0.0000509
Piso 1	SDY Max	Y	0.000347	0.00032	0.0000272

Máx distorsión	5.9E-05	
MDEPE Y	0.059	‰

Edificios de Rigidez Rotacional Normal

Fuente: Elaboración propia

b) Indicadores de acoplamiento

b.1) Periodo rotacional / Periodo traslacional

Tabla 7.6 Periodo rotacional / Periodo traslacional - Edificio Ideal N°1

	T(s)	T _{ROT} (s)	T _{ROT} /T	Obs
X	0.285	0.220	0.77	Dentro de Rangos Normales
Y	0.300	0.220	0.73	Dentro de Rangos Normales

Fuente: Elaboración propia

b.2) Masa rotacional acoplada / Masa traslacional directa

Tabla 7.7 Indicador masa rotacional / Masa traslacional directa - Edificio Ideal N°1

	Masa Rotacional	Masa Traslacional	MR/MT	Obs
X	0.000	0.763	0.00	Dentro de Rangos Normales
Y	0.000	0.765	0.00	Dentro de Rangos Normales

Fuente: Elaboración propia

b.3) Excentricidad dinámica / Radio de giro basal

Tabla 7.8 Indicador excentricidad dinámica / Radio de giro basal - Edificio Ideal N°1

DIRECCIÓN X			DIRECCIÓN Y		
Tb	742.9498	t.m	Tb	885.9072	t.m
Vb	643.2465	t	Vb	644.2962	t
eb	1.16	m	eb	1.37	m
Io	68281.96	m ⁴	Io	68281.96	m ⁴
Área	635.25	m ²	Área	635.25	m ²
rb	10.37	m	rb	10.37	m
eb/rb X	0.11		eb/rb Y	0.13	

Valores Dentro de Rangos Normales

Valores Dentro de Rangos Normales

Fuente: Elaboración propia

b.4) Masa traslacional acoplada / Masa traslacional directa

Tabla 7.9 Indicador masa traslacional acoplada / Masa traslacional directa - Edificio Ideal N°1

	Masa Traslacional Directa	Masa Traslacional Acoplada	MTA/MTD	Obs
X	0.763	0.000	0.00	Dentro de Rangos Normales
Y	0.765	0.000	0.00	Dentro de Rangos Normales

Fuente: Elaboración propia

b.5) Cortante basal acoplado / Cortante basal directo

Tabla 7.10 Indicador cortante basal acoplado / Cortante basal directo - Edificio Ideal N°1

DIRECCION X			DIRECCION Y		
Cortante Basal Dir.	643.2	t	Cortante Basal Dir.	644.3	t
Cortante Basal Acop.	0	t	Cortante Basal Acop.	0	t
CBA/CBD X	0		CBA/CBD Y	0	

Valores Dentro de Rangos Normales

Valores Dentro de Rangos Normales

Fuente: Elaboración propia

b.6) Momento de volteo basal acoplado / Momento de volteo basal directo

Tabla 7.11 Indicador momento de volteo basal acoplado / Momento de volteo basal directo - Edificio Ideal N°1

DIRECCION X			DIRECCION Y		
M. Volteo Basal Dir.	6768.4	t.m	M. Volteo Basal Dir.	6779.5	t.m
M. Volteo Basal Acop.	0	t.m	M. Volteo Basal Acop.	0	t.m
MBA/MBD X	0		MBA/MBD Y	0	

Valores Dentro de Rangos Normales

Valores Dentro de Rangos Normales

Fuente: Elaboración propia

c) Indicadores de redundancia estructural y demanda de ductilidad

c.1) Número de elementos relevantes en la resistencia sísmica

Tabla 7.12 Indicador número de elementos relevantes en la resistencia sísmica- Edificio Ideal N°1

Dirección X			Dirección Y		
Eje	Cortante Basal V	% V	Eje	Cortante Basal V	% V
Eje 1	161.01 t.	25.03%	Eje A	162.07 t.	25.15%
Eje 2	158.20 t.	24.59%	Eje B	158.09 t.	24.54%
Eje 3	2.44 t.	0.38%	Eje C	1.99 t.	0.31%
Eje 4	2.44 t.	0.38%	Eje D	1.99 t.	0.31%
Eje 5	158.20 t.	24.59%	Eje E	158.09 t.	24.54%
Eje 6	161.01 t.	25.03%	Eje F	162.07 t.	25.15%
643.30 t.			644.30 t.		

Eje relevante es aquel que tome más del 10% del cortante basal y en conjunto acumulen más del 90% del cortante basal

NX	4	Valores Dentro de Rangos Normales
NY	4	Valores Dentro de Rangos Normales

Fuente: Elaboración propia

c.2) Factor de reducción espectral efectivo

Tabla 7.13 Indicador factor de reducción espectral efectivo - Edificio Ideal N°1

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
Ro	6	Ro	6
Ia	1.00	Ia	1.00
I _p	1.00	I _p	1.00
R	6	R	6
f1	1.012	f1	1.011
f2	1.00	f2	1.00
R**X	5.93	R**Y	5.94

Valores Aceptables
Ligeramente Apartados de
Rangos Normales

Valores Aceptables
Ligeramente Apartados
de Rangos Normales

Fuente: Elaboración propia

La Tabla 7.14 muestra el resumen general de los indicadores bio-sísmicos del edificio ideal N°1 y la escala cromática como se indica en la Tabla 4.1.

Tabla 7.14 Resumen indicadores bio-sísmicos edificio ideal N°1

INDICADORES DE RIGIDEZ				
1. ALTURA TOTAL / PERIODO TRASLACIONAL				
HX/TX	51.58	m/s	Edificios de Rigidez Normal	
HY/TY	49.00	m/s	Edificios de Rigidez Normal	
2. EFECTO P-DELTA				
MP-Δ/MY	0.012		El efecto P-delta puede ser ignorado	
MP-Δ/MX	0.013		El efecto P-delta puede ser ignorado	
3. DESPLAZAMIENTO DEL NIVEL SUPERIOR				
DNSX	0.49	‰	Edificios de Rigidez Normal	
DNSY	0.54	‰	Edificios de Rigidez Normal	
4. MÁXIMO DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO EN EL CENTRO DE MASA				
MDECM X	0.595	‰	Edificios de Rigidez Normal	
MDECM Y	0.656	‰	Edificios de Rigidez Normal	
5. MÁXIMO DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO EN PUNTOS EXTREMOS				
MDEPE X	0.040	‰	Edificios de Rigidez Rotacional Normal	
MDEPE Y	0.059	‰	Edificios de Rigidez Rotacional Normal	
INDICADORES DE ACOPLAMIENTO				

6. PERIODO ROTACIONAL / PERIODO TRASLACIONAL				
TROT/TX	0.772		Valores Dentro de Rangos Normales	
TROT/TY	0.733		Valores Dentro de Rangos Normales	
7. MASA ROTACIONAL ACOPLADA / MASA TRASLACIONAL DIRECTA				
MR/MTx	0.00		Valores Dentro de Rangos Normales	
MR/MTy	0.00		Valores Dentro de Rangos Normales	
8. EXCENTRICIDAD DINÁMICA / RADIO DE GIRO BASAL				
eb/rb X	0.11		Valores Dentro de Rangos Normales	
eb/rb Y	0.13		Valores Dentro de Rangos Normales	
9. MASA TRASLACIONAL ACOPLADA / MASA TRASLACIONAL DIRECTA				
MTA/MTD X	0.00		Valores Dentro de Rangos Normales	
MTA/MTD Y	0.00		Valores Dentro de Rangos Normales	
10. CORTANTE BASAL ACOPLADO / CORTANTE BASAL DIRECTO				
CBA/CBD X	0.00		Valores Dentro de Rangos Normales	
CBA/CBD Y	0.00		Valores Dentro de Rangos Normales	
11. MOMENTO DE VOLTEO BASAL ACOPLADO / MOMENTO DE VOLTEO BASAL DIRECTO				
MVA/MVD X	0.00		Valores Dentro de Rangos Normales	
MVA/MVD Y	0.00		Valores Dentro de Rangos Normales	
INDICADORES DE REDUNDANCIA ESTRUCTURAL Y DEMANDA DE DUCTILIDAD				
12. NÚMERO DE ELEMENTOS RELEVANTES EN LA RESISTENCIA SÍSMICA				
NX	4	Elementos	Valores Dentro de Rangos Normales	
NY	4	Elementos	Valores Dentro de Rangos Normales	
13. FACTOR DE REDUCCIÓN ESPECTRAL EFECTIVO				
R**X	5.93		Valores Aceptables Ligeramente Apartados de Rangos Normales	
R**Y	5.94		Valores Aceptables Ligeramente Apartados de Rangos Normales	

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 7.14 se observa que todos los indicadores a excepción del indicador 13 poseen valores dentro de “rangos normales” (color verde) y el indicador 13 presenta colores “aceptables ligeramente apartados de rangos normales” (color naranja). El total de los indicadores bio-sísmicos nos permite calificar en líneas generales al perfil bio-sísmico de la edificación ideal N°1 como “dentro de rangos normales”.

7.2. INDICADORES BIOSISMICOS EDIFICIO IDEAL N°2

En las Tablas 7.15 a 7.27 se muestran el cálculo de los diversos indicadores bio-sísmicos del caso de estudio: edificio ideal N°2.

a) Indicadores de rigidez

a.1) Altura total / Periodo traslacional

Tabla 7.15 Indicador altura total / Periodo traslacional - Edificio Ideal N°2

	T(s)	H (m)	H/T (m/s)	Obs
X	0.622	14.70	23.63	Edificios flexibles
Y	0.736	14.70	19.97	Estructura extremadamente flexible

Fuente: Elaboración propia

a.2) Efecto P-Delta

Tabla 7.16 Indicador efecto P-Delta - Edificio Ideal N°2

SDX Max	MY	2290.0	t.m
---------	----	--------	-----

Piso	Carga Gravitacional (t)	Carga Sísmica	UX	UX inelást	MP-Δ
			m	m	t.m
Piso 4	456.1	SDX Max	0.018501	0.082561	37.66
Piso 3	795.3	SDX Max	0.015461	0.068995	54.87
Piso 2	795.3	SDX Max	0.010923	0.048744	38.76
Piso 1	801.6	SDX Max	0.005401	0.024102	19.32
					150.61

MP-Δ/MY 0.066

El efecto P-delta es sumado directamente

SDY Max	MX	2082.7	t.m
---------	----	--------	-----

Piso	Carga Gravitacional	Carga Sísmica	UX	UX inelást	MP-Δ
			m	m	t.m
Piso 4	456.1	SDY Max	0.019001	0.084792	38.67
Piso 3	795.3	SDY Max	0.016277	0.072636	57.77
Piso 2	795.3	SDY Max	0.011832	0.052800	41.99
Piso 1	801.6	SDY Max	0.006096	0.027203	21.80
					160.24

MP-Δ/MX 0.077

El efecto P-delta es sumado directamente

Fuente: Elaboración propia

a.3) Desplazamiento del nivel superior

Tabla 7.17 Indicador desplazamiento del nivel superior - Edificio Ideal N°2

	ΔTECHO (m)	H (m)	DNS (‰)	Obs
SDX Max	0.018501	14.70	1.26	Edificios Flexibles
SDY Max	0.019001	14.70	1.29	Edificios Flexibles

Fuente: Elaboración propia

a.4) Máximo desplazamiento de entrepiso en el centro de masa

Tabla 7.18 Indicador máximo desplazamiento de entrepiso en el centro de masa - Edificio Ideal N°2

Piso	Carga	Desplaz. X	Desplaz. Relativo X	he	Distorsión en CM
		m	m	m	
Piso 4	SDX Max	0.018501	0.003040	3.50	0.00087
Piso 3	SDX Max	0.015461	0.004538	3.50	0.00130
Piso 2	SDX Max	0.010923	0.005522	3.50	0.00158
Piso 1	SDX Max	0.005401	0.005401	4.20	0.00129

Máx distorsión	0.001578	
MDECG X	1.578	‰

Edificios Flexibles

Piso	Carga	Desplaz. Y	Desplaz. Relativo Y	he	Distorsión en CG
		m	m	m	
Piso 4	SDY Max	0.019001	0.002724	3.50	0.00078
Piso 3	SDY Max	0.016277	0.004445	3.50	0.00127
Piso 2	SDY Max	0.011832	0.005736	3.50	0.00164
Piso 1	SDY Max	0.006096	0.006096	4.20	0.00145

Máx distorsión	0.001639	
MDECG Y	1.639	‰

Edificios Flexibles

Fuente: Elaboración propia

a.5) Máximo desplazamiento de entrepiso en puntos extremos

Tabla 7.19 Indicador máximo desplazamiento de entrepiso en puntos extremos - Edificio Ideal N°2

Piso	Carga	Dirección	Distorsión A	Distorsión CM	DistorsiónA-Distorsión CM
Piso 4	SDX Max	X	0.001086	0.00087	0.0002174
Piso 3	SDX Max	X	0.001682	0.00130	0.0003854
Piso 2	SDX Max	X	0.002159	0.00158	0.0005813
Piso 1	SDX Max	X	0.001943	0.00129	0.0006570

Máx deriva	7.0E-04	
MDEPE X	0.70	‰

Edificios de Rigidez Rotacional Normal

Piso	Carga	Dirección	Distorsión A	Distorsión CM	DistorsiónA-Distorsión CM
Piso 4	SDY Max	Y	0.001106	0.000778	0.00032771
Piso 3	SDY Max	Y	0.001923	0.001270	0.00065300
Piso 2	SDY Max	Y	0.002559	0.001639	0.00092014
Piso 1	SDY Max	Y	0.002456	0.001451	0.00100457

Máx deriva	1.0E-03	
MDEPE Y	1.005	‰

Baja Rigidez Rotacional

Fuente: Elaboración propia

b) Indicadores de acoplamiento

b.1) Periodo rotacional / Periodo traslacional

Tabla 7.20 Periodo rotacional / Periodo traslacional - Edificio Ideal N°2

	T(s)	T _{ROT} (s)	TROT/T	Obs
X	0.622	0.473	0.760	Dentro de Rangos Normales
Y	0.736	0.473	0.643	Dentro de Rangos Normales

Fuente: Elaboración propia

b.2) Masa rotacional acoplada / Masa traslacional directa

Tabla 7.21 Indicador masa rotacional / Masa traslacional directa - Edificio Ideal N°2

	Masa Rotacional	Masa Traslacional	MR/MT	Obs
X	0.0052	0.5283	0.010	Dentro de Rangos Normales
Y	0.1892	0.4726	0.400	Ligeramente apartado de rangos normales

Fuente: Elaboración propia

b.3) Excentricidad dinámica / Radio de giro basal

Tabla 7.22 Indicador excentricidad dinámica / Radio de giro basal - Edificio Ideal N°2

DIRECCIÓN X			DIRECCIÓN Y		
Tb	1320.5296	t.m	Tb	1422.2144	t.m
Vb	225.7828	t	Vb	207.018	t
eb	5.85	m	eb	6.87	m
lo	27203.37	m ⁴	lo	27203.37	m ⁴
Área	402.05	m ²	Área	402.05	m ²
rb	8.23	m	rb	8.23	m
eb/rb X	0.71		eb/rb Y	0.84	

Valores Fuera de Rangos Normales

Fuente: Elaboración propia

b.4) Masa traslacional acoplada / Masa traslacional directa

Tabla 7.23 Indicador masa traslacional acoplada / Masa traslacional directa - Edificio Ideal N°2

	Masa Traslacional Directa	Masa Traslacional Acoplada	MTA/MTD	Obs
X	0.5283	0.3044	0.576	Fuera de Rangos Normales
Y	0.4726	0.2385	0.505	Fuera de Rangos Normales

Fuente: Elaboración propia

b.5) Cortante basal acoplado / Cortante basal directo

Tabla 7.24 Indicador cortante basal acoplado / Cortante basal directo - Edificio Ideal N°2

DIRECCION X			DIRECCION Y		
Cortante Basal Dir.	225.8	t	Cortante Basal Dir.	207.0	t
Cortante Basal Acop.	154.4	t	Cortante Basal Acop.	154.4	t
CBA/CBD X	0.68		CBA/CBD Y	0.75	

Valores Fuera de Rangos Normales

Valores Fuera de Rangos Normales

Fuente: Elaboración propia

b.6) Momento de volteo basal acoplado / Momento de volteo basal directo

Tabla 7.25 Indicador momento de volteo basal acoplado / Momento de volteo basal directo - Edificio Ideal N°2

DIRECCION X			DIRECCION Y		
Mom. Basal Dir.	2290.0	t.m	Mom. Basal Dir.	2082.7	t.m
Mom. Basal Acop.	1563.1	t.m	Mom. Basal Acop.	1553.7	t.m
MBA/MBD X	0.68		MBA/MBD Y	0.75	

Valores Fuera de Rangos Normales

Valores Fuera de Rangos Normales

Fuente: Elaboración propia

c) Indicadores de redundancia estructural y demanda de ductilidad

c.1) Número de elementos relevantes en la resistencia sísmica

Tabla 7.26 Indicador número de elementos relevantes en la resistencia sísmica - Edificio Ideal N°2

Dirección X			Dirección Y		
Eje	Cortante Basal V	% V	Eje	Cortante Basal V	% V
Eje 1	32.89 t.	14.57%	Eje A	86.26 t.	41.67%
Eje 2	28.97 t.	12.83%	Eje B	17.00 t.	8.21%
Eje 3	25.07 t.	11.10%	Eje C	27.23 t.	13.15%
Eje 4	21.14 t.	9.36%	Eje D	34.35 t.	16.59%
Eje 5	117.74 t.	52.14%	Eje E	42.16 t.	20.37%
225.8 t.			207.0 t.		

Eje relevante es aquel que tome más del 10% del cortante basal y en conjunto acumulen más del 90% del cortante basal

NX	4	Valores Dentro de Rangos Normales
NY	4	Valores Dentro de Rangos Normales

Fuente: Elaboración propia

c.2) Factor de reducción espectral efectivo

Tabla 7.27 Indicador factor de reducción espectral efectivo - Edificio Ideal N°2

DIRECCIÓN X		DIRECCIÓN Y	
Ro	7	Ro	7
la	1.00	la	1.00
lp	0.75	lp	0.75
R	5.25	R	5.25
f1	1.38	f1	1.27
f2	1.33	f2	1.33
R**X	3.80	R**Y	4.13

Valores Aceptables
Ligeramente Apartados de
Rangos Normales

Valores Aceptables
Ligeramente Apartados
de Rangos Normales

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 7.28 se muestra el resumen de los indicadores bio-sísmicos del edificio ideal N°2.

Tabla 7.28 Resumen indicadores bio-sísmicos edificio ideal N°2

INDICADORES DE RIGIDEZ				
1. ALTURA TOTAL / PERIODO TRASLACIONAL				
HX/TX	23.63	m/s	Edificios Flexibles	
HY/TY	19.97	m/s	Estructura extremadamente Flexible	
2. EFECTO P-DELTA				
MP-Δ/MY	0.066		El efecto P-delta es sumado directamente	
MP-Δ/MX	0.077		El efecto P-delta es sumado directamente	
3. DESPLAZAMIENTO DEL NIVEL SUPERIOR				
DNSX	1.259	‰	Edificios Flexibles	
DNSY	1.293	‰	Edificios Flexibles	
4. MÁXIMO DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO EN EL CENTRO DE MASA				
MDECM X	1.578	‰	Edificios Flexibles	
MDECM Y	1.639	‰	Edificios Flexibles	
5. MÁXIMO DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO EN PUNTOS EXTREMOS				
MDEPE X	0.70	‰	Edificios de Rigidez Rotacional Normal	
MDEPE Y	1.005	‰	Baja Rigidez Rotacional	
INDICADORES DE ACOPLAMIENTO				
6. PERIODO ROTACIONAL / PERIODO TRASLACIONAL				
TROT/TX	0.760		Valores Dentro de Rangos Normales	
TROT/TY	0.643		Valores Dentro de Rangos Normales	
7. MASA ROTACIONAL ACOPLADA / MASA TRASLACIONAL DIRECTA				
MR/MTx	0.010		Valores Dentro de Rangos Normales	
MR/MTy	0.400		Valores Aceptables Ligeramente Apartados de Rangos Normales	

8. EXCENTRICIDAD DINÁMICA / RADIO DE GIRO BASAL				
eb/rb X	0.711		Valores Fuera de Rangos Normales	
eb/rb Y	0.835		Valores Fuera de Rangos Normales	
9. MASA TRASLACIONAL ACOPLADA / MASA TRASLACIONAL DIRECTA				
MTA/MTD X	0.576		Valores Fuera de Rangos Normales	
MTA/MTD Y	0.505		Valores Fuera de Rangos Normales	
10. CORTANTE BASAL ACOPLADO / CORTANTE BASAL DIRECTO				
CBA/CBD X	0.684		Valores Fuera de Rangos Normales	
CBA/CBD Y	0.746		Valores Fuera de Rangos Normales	
11. MOMENTO DE VOLTEO BASAL ACOPLADO / MOMENTO DE VOLTEO BASAL DIRECTO				
MVA/MVD X	0.683		Valores Fuera de Rangos Normales	
MVA/MVD Y	0.746		Valores Fuera de Rangos Normales	
INDICADORES DE REDUNDANCIA ESTRUCTURAL Y DEMANDA DE DUCTILIDAD				
12. NÚMERO DE ELEMENTOS RELEVANTES EN LA RESISTENCIA SÍSMICA				
NX	4	Elementos	Valores Dentro de Rangos Normales	
NY	4	Elementos	Valores Dentro de Rangos Normales	
13. FACTOR DE REDUCCIÓN ESPECTRAL EFECTIVO				
R**X	3.80		Valores Aceptables Ligeramente Apartados de Rangos Normales	
R**Y	4.13		Valores Aceptables Ligeramente Apartados de Rangos Normales	

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 7.28 se observa que los indicadores de rigidez y acoplamiento califican como “apartados y fuera de los rangos normales” (color naranja y rojo respectivamente). En lo que respecta a los indicadores de redundancia y demanda de ductilidad, estos califican como “dentro de rangos normales y ligeramente apartados de rangos normales”. Esto nos permite calificar en líneas generales al perfil bio-sísmico de la edificación ideal N°2 como “fuera de rangos normales”.

7.3. INDICADORES BIOSISMICOS EDIFICIO DESTINADO A VIVIENDAS (CATEGORÍA C)

En la Tabla 7.29 se muestra el resumen de los indicadores bio-sísmicos del edificio destinado a viviendas.

Tabla 7.29 Resumen indicadores bio-sísmicos edificio destinado a viviendas

INDICADORES DE RIGIDEZ				
1. ALTURA TOTAL / PERIODO TRASLACIONAL				
HX/TX	29.23	m/s	Edificios Flexibles	
HY/TY	28.29	m/s	Edificios Flexibles	

2. EFECTO P-DELTA				
MP-Δ/MY	0.040		El efecto P-delta puede ser ignorado	
MP-Δ/MX	0.042		El efecto P-delta puede ser ignorado	
3. DESPLAZAMIENTO DEL NIVEL SUPERIOR				
DNSX	0.607	‰	Edificios de Rigidez Normal	
DNSY	0.644	‰	Edificios de Rigidez Normal	
4. MÁXIMO DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO EN EL CENTRO DE MASA				
MDECM X	0.816	‰	Edificios de Rigidez Normal	
MDECM Y	0.866	‰	Edificios de Rigidez Normal	
5. MÁXIMO DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO EN PUNTOS EXTREMOS				
MDEPE X	0.100	‰	Edificios de Rigidez Rotacional Normal	
MDEPE Y	0.123	‰	Edificios de Rigidez Rotacional Normal	
INDICADORES DE ACOPLAMIENTO				
6. PERIODO ROTACIONAL / PERIODO TRASLACIONAL				
TROT/TX	0.923		Valores Aceptables Ligeramente Apartados de Rangos Normales	
TROT/TY	0.893		Valores Aceptables Ligeramente Apartados de Rangos Normales	
7. MASA ROTACIONAL ACOPLADA / MASA TRASLACIONAL DIRECTA				
MR/MTx	0.000		Valores Dentro de Rangos Normales	
MR/MTy	0.000		Valores Dentro de Rangos Normales	
8. EXCENTRICIDAD DINÁMICA / RADIO DE GIRO BASAL				
eb/rb X	0.136		Valores Dentro de Rangos Normales	
eb/rb Y	0.146		Valores Dentro de Rangos Normales	
9. MASA TRASLACIONAL ACOPLADA / MASA TRASLACIONAL DIRECTA				
MTA/MTD X	0.000		Valores Dentro de Rangos Normales	
MTA/MTD Y	0.000		Valores Dentro de Rangos Normales	
10. CORTANTE BASAL ACOPLADO / CORTANTE BASAL DIRECTO				
CBA/CBD X	0.000		Valores Dentro de Rangos Normales	
CBA/CBD Y	0.000		Valores Dentro de Rangos Normales	
11. MOMENTO DE VOLTEO BASAL ACOPLADO / MOMENTO DE VOLTEO BASAL DIRECTO				
MVA/MVD X	0.000		Valores Dentro de Rangos Normales	
MVA/MVD Y	0.000		Valores Dentro de Rangos Normales	
INDICADORES DE REDUNDANCIA ESTRUCTURAL Y DEMANDA DE DUCTILIDAD				
12. NÚMERO DE ELEMENTOS RELEVANTES EN LA RESISTENCIA SÍSMICA				
NX	6	Elementos	Valores Dentro de Rangos Normales	
NY	6	Elementos	Valores Dentro de Rangos Normales	
13. FACTOR DE REDUCCIÓN ESPECTRAL EFECTIVO				
R**X	8.00		Valores Fuera de Rangos Normales	
R**Y	8.00		Valores Fuera de Rangos Normales	

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 7.29 se observa que los indicadores bio-sísmicos califican en su gran mayoría como indicadores con valores “dentro de rangos normales”.

7.4. INDICADORES BIOSISMICOS EDIFICIO DESTINADO A USO HOSPITALARIO (CATEGORÍA A2)

En la Tabla 7.30 se muestra el resumen de los indicadores bio-sísmicos del edificio destinado a uso hospitalario.

Tabla 7.30 Resumen indicadores bio-sísmicos edificio destinado a uso hospitalario

INDICADORES DE RIGIDEZ				
1. ALTURA TOTAL / PERIODO TRASLACIONAL				
HX/TX	44.64	m/s	Edificios de Rigidez Normal	
HY/TY	47.32	m/s	Edificios de Rigidez Normal	
2. EFECTO P-DELTA				
MP-Δ/MY	0.016		El efecto P-delta puede ser ignorado	
MP-Δ/MX	0.014		El efecto P-delta puede ser ignorado	
3. DESPLAZAMIENTO DEL NIVEL SUPERIOR				
DNSX	0.745	‰	Edificios de Rigidez Normal	
DNSY	0.662	‰	Edificios de Rigidez Normal	
4. MÁXIMO DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO EN EL CENTRO DE MASA				
MDECM X	0.922	‰	Edificios de Rigidez Normal	
MDECM Y	0.814	‰	Edificios de Rigidez Normal	
5. MÁXIMO DESPLAZAMIENTO DE ENTREPISO EN PUNTOS EXTREMOS				
MDEPE X	0.04	‰	Edificios de Rigidez Rotacional Normal	
MDEPE Y	0.088	‰	Edificios de Rigidez Rotacional Normal	
INDICADORES DE ACOPLAMIENTO				
6. PERIODO ROTACIONAL / PERIODO TRASLACIONAL				
TROT/TX	0.676		Valores Dentro de Rangos Normales	
TROT/TY	0.716		Valores Dentro de Rangos Normales	
7. MASA ROTACIONAL ACOPLADA / MASA TRASLACIONAL DIRECTA				
MR/MTx	0.000		Valores Dentro de Rangos Normales	
MR/MTy	0.000		Valores Dentro de Rangos Normales	
8. EXCENTRICIDAD DINÁMICA / RADIO DE GIRO BASAL				
eb/rb X	0.094		Valores Dentro de Rangos Normales	
eb/rb Y	0.153		Valores Dentro de Rangos Normales	
9. MASA TRASLACIONAL ACOPLADA / MASA TRASLACIONAL DIRECTA				
MTA/MTD X	0.000		Valores Dentro de Rangos Normales	
MTA/MTD Y	0.000		Valores Dentro de Rangos Normales	
10. CORTANTE BASAL ACOPLADO / CORTANTE BASAL DIRECTO				
CBA/CBD X	0.000		Valores Dentro de Rangos Normales	
CBA/CBD Y	0.000		Valores Dentro de Rangos Normales	

11. MOMENTO DE VOLTEO BASAL ACOPLADO / MOMENTO DE VOLTEO BASAL DIRECTO				
MVA/MVD X	0.000		Valores Dentro de Rangos Normales	
MVA/MVD Y	0.000		Valores Dentro de Rangos Normales	
INDICADORES DE REDUNDANCIA ESTRUCTURAL Y DEMANDA DE DUCTILIDAD				
12. NÚMERO DE ELEMENTOS RELEVANTES EN LA RESISTENCIA SÍSMICA				
NX	4	Elementos	Valores Dentro de Rangos Normales	
NY	4	Elementos	Valores Dentro de Rangos Normales	
13. FACTOR DE REDUCCIÓN ESPECTRAL EFECTIVO				
R**X	5.95		Valores Aceptables Ligeramente Apartados de Rangos Normales	
R**Y	5.99		Valores Aceptables Ligeramente Apartados de Rangos Normales	

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 7.30 se observa que los indicadores bio-sísmicos califican en su gran mayoría como indicadores con valores “dentro de rangos normales”.

En la Tabla 7.31 se muestra un resumen de la cantidad de indicadores bio-sísmicos en cada rango de calificación que propone la metodología que poseen los cuatro casos de estudio. Cada caso de estudio presenta 26 indicadores en total (13 en cada dirección), cantidad que fue usada para expresar en forma porcentual la cantidad de indicadores en cada rango de calificación bio-sísmica.

Tabla 7.31 Número de indicadores clasificados en cada rango del perfil bio-sísmico

Edificio	Rango normal	Ligeramente apartado de lo normal	Fuera del rango normal
Edif. Ideal N°1	24 / 92%	2 / 8%	0 / 0%
Edif. Ideal N°2	5 / 19%	11 / 42%	10 / 38%
Edif. Viviendas	20 / 77%	4 / 15%	2 / 8%
Edif. Hospitalario	24 / 92%	2 / 8%	0 / 0%

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 7.32 se muestra un resumen de la cantidad de indicadores bio-sísmicos con clasificación “dentro de rangos normales”, “ligeramente apartado de los rangos normales” y “fuera de los rangos normales” para cada uno de los 26 indicadores (2 indicadores del mismo tipo por cada dirección) y para cada uno de los cuatro casos de estudio.

Tabla 7.32 Cantidad y clasificación de indicadores bio-sísmicos de los casos de estudio

Indicador Bio-sísmico	Edificio Ideal N°1			Edificio Ideal N°2			Edificio Viviendas			Edificio de uso hospitalario		
	Rango Normal	Ligeramente apartado de lo normal	Fuera del rango normal	Rango Normal	Ligeramente apartado de lo normal	Fuera del rango normal	Rango Normal	Ligeramente apartado de lo normal	Fuera del rango normal	Rango Normal	Ligeramente apartado de lo normal	Fuera del rango normal
1. Altura total / Periodo traslacional	2	1	1	...	2	...	2
2. Efecto P-Delta	2	2	...	2	2
3. Desplazamiento del nivel superior	2	2	...	2	2
4. Máximo desplazamiento de entepiso en C.M.	2	2	...	2	2
5. Máx. desplazamiento de entepiso en puntos extremos	2	1	1	2	2
6. Periodo rotacional / Periodo traslacional	2	2	2	...	2
7. Masa rotacional acoplada / Masa traslacional directa	2	1	1	...	2	2
8. Excentricidad dinámica / Radio de giro basal	2	2	2	2
9. Masa traslacional acoplada / Masa traslacional directa	2	2	2	2
10. Cortante basal acoplado / Cortante basal directo	2	2	2	2
11. Momento de volteo basal acoplado / Momento de	2	2	2	2
12. Número de elementos relevantes en la resistencia	2	2	2	2
13. Factor de reducción espectral efectivo	...	2	2	2	...	2	...

Fuente: Elaboración propia

CAPÍTULO VIII DESEMPEÑO SÍSMICO DE LOS CASOS DE ESTUDIO

8.1. DESEMPEÑO SÍSMICO ESPERADO DE LOS CASOS DE ESTUDIO

Tomando como base la matriz de desempeño sísmico que plantea *VISION 2000* (Tabla 5.4), *ATC 40* (Tabla 5.5) y *FEMA356* (Tabla 5.6), y también basado en el *Art.3. Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente* de la E030-2018, se propone la siguiente matriz de desempeño (Tabla 8.1) para edificaciones comunes, importantes y esenciales establecidas por la norma E030-2018.

Tabla 8.1 Matriz de desempeño sísmico propuesto

		Nivel de Desempeño Sísmico			
		Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Cerca al Colapso
Nivel de Peligro Sísmico	50%/30 años (43 años)			Desempeño Inaceptable (Para Construcción Nueva)	
	50%/50 años (72 años)				
	10%/50 años (475 años)				
	5%/50 años (975 años)				
	2%/50 años (2475 años)				

Fuente: Elaboración propia

8.2. DESEMPEÑO SÍSMICO EDIFICIO IDEAL N°1

8.2.1. Curva de capacidad y puntos de desempeño del edificio ideal N°1

Para la obtención de la curva de capacidad de la estructura, se hizo un modelamiento no lineal de la edificación y fue sometida a fuerzas que obedecen a un patrón de cargas laterales proporcionales a la distribución de corte calculado por un análisis de respuesta espectral que incluya los suficientes modos de vibración para que se tenga un 90% de la masa participante. Realizado el análisis estático no lineal incremental "Pushover", se obtuvo las curvas de capacidad mostradas en la Fig. 8.1.

Como demanda sísmica se empleó un espectro elástico acorde con la E030-2018 que considera los siguientes parámetros sísmicos.

$$Z = 0.45; S = 1.00; R = 1; U = 1.0$$

El hecho de no emplear $U = 1.3$ en la creación de la demanda sísmica para la verificación del desempeño, obedece al hecho de que este factor tiene como función el de proveer de un diseño más conservador a edificaciones importantes y esenciales lo cual se debería plasmar en un “mejor desempeño” frente a un sismo de diseño (sismo severo). Es así, que se utiliza el valor de $U = 1.0$ para la demanda sísmica con el fin de demostrar que el desempeño de la edificación “diseñada para $U = 1.3$ ” tiene el desempeño esperado frente al sismo severo.

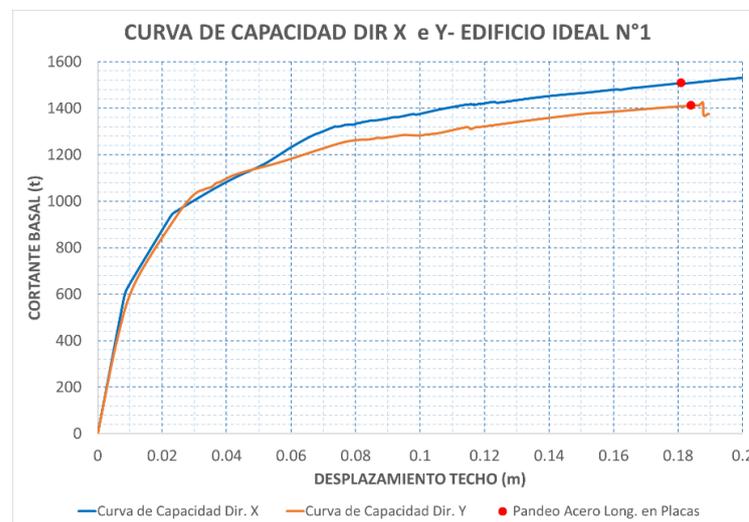


Figura 8.1 Curvas de capacidad en la dirección X e Y del edificio ideal N°1
Fuente: Elaboración propia

Para el cálculo de los puntos de desempeño, se empleó el método mejorado del espectro de capacidad (MMEC) de FEMA 440, tal como se muestra en la Fig. 8.2, en el que se muestra el cálculo del punto de desempeño para el sismo severo en dirección X.

En la Tabla 8.2 se muestran los valores de los puntos de desempeño obtenidos para los sismos frecuente (50%/30 años), moderado (50%/50 años), severo (10%/50 años), muy raro (5%/50 años) y máximo considerado (2%/50 años). Estos puntos de desempeño son mostrados en las curvas de capacidad que han sido representados en una forma bilineal (Fig.8.3) para establecer las sectorizaciones de los niveles de desempeño según VISION 2000.

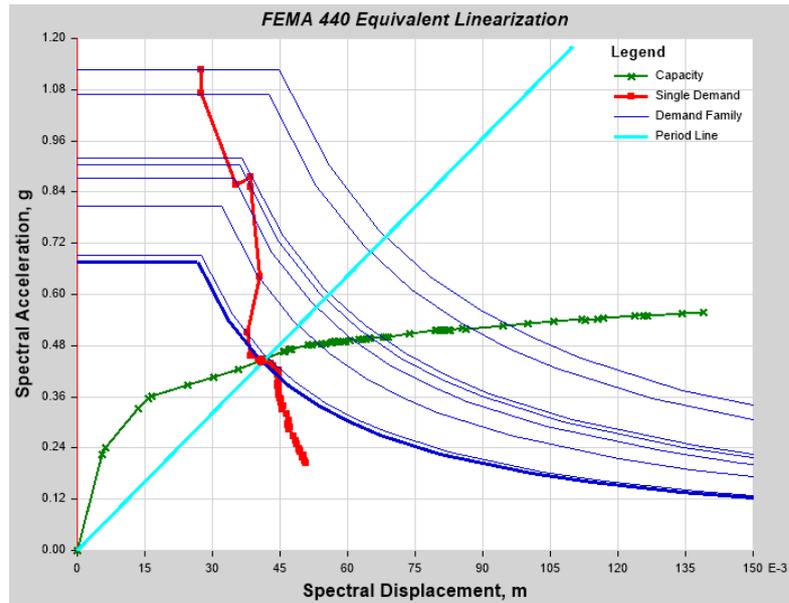


Figura 8.2 Punto de desempeño edificio ideal N°1 - sismo severo
Fuente: (ETABS-CSI, V17)

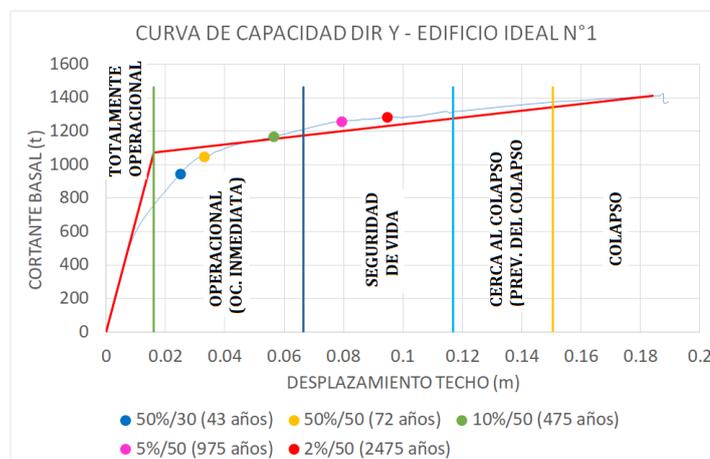
Tabla 8.2 Puntos de desempeño edificio ideal N°1 (PUSH-X y PUSH-Y)

	Puntos de Desempeño (PUSH-X)					Puntos de Desempeño (PUSH-Y)				
	50%/30	50%/50	10%/50	5%/50	2%/50	50%/30	50%/50	10%/50	5%/50	2%/50
	43 años	72 años	475 años	975 años	2475 años	43 años	72 años	475 años	975 años	2475 años
V (t)	912.48	991.77	1220.54	1344.08	1372.98	943.73	1049.08	1167.32	1259.89	1284.70
D (m)	0.0216	0.0286	0.0587	0.0838	0.0983	0.0250	0.0329	0.0564	0.0792	0.0946
Sa (g)	0.3474	0.3728	0.4454	0.4901	0.5006	0.3602	0.3959	0.4287	0.4614	0.4702
Sd (m)	0.0149	0.0197	0.0407	0.0583	0.0684	0.0172	0.0227	0.0391	0.0550	0.0657

Fuente: Elaboración propia

8.2.2. Criterios de aceptación y matriz de desempeño edificio ideal N°1

Las distorsiones de entrepiso obtenidas para los diversos niveles sísmicos en sus puntos de desempeño respectivos se muestran en la Tabla 8.3.



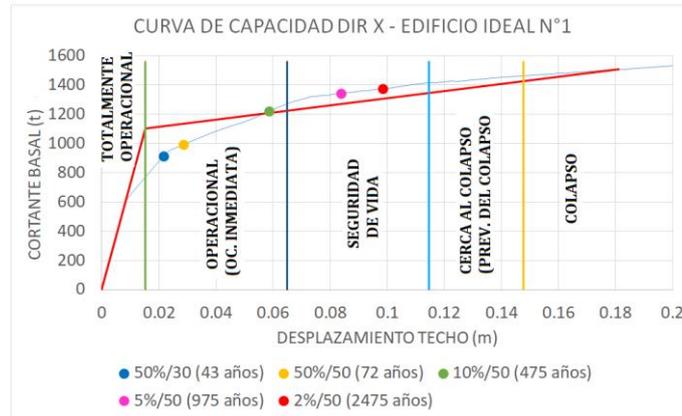


Figura 8.3 Puntos de desempeño - edificio ideal N°1
Fuente: Elaboración propia

Tabla 8.3 Distorsiones de entrepiso edificio ideal N°1

	Distorsiones de Entrepiso (PUSH-X)					Distorsiones de Entrepiso (PUSH-Y)				
	50%/30	50%/50	10%/50	5%/50	2%/50	50%/30	50%/50	10%/50	5%/50	2%/50
	43 años	72 años	475 años	975 años	2475 años	43 años	72 años	475 años	975 años	2475 años
Piso 4	0.00171	0.00221	0.00431	0.00614	0.00720	0.00198	0.00256	0.00421	0.00586	0.00699
Piso 3	0.00172	0.00222	0.00435	0.00619	0.00725	0.00199	0.00257	0.00424	0.00590	0.00703
Piso 2	0.00158	0.00208	0.00422	0.00605	0.00711	0.00183	0.00241	0.00409	0.00572	0.00685
Piso 1	0.00097	0.00138	0.00324	0.00464	0.00544	0.00110	0.00155	0.00299	0.00429	0.00514
Máx distorsión (‰)	1.72	2.22	4.35	6.19	7.25	1.99	2.57	4.24	5.90	7.03

Fuente: Elaboración propia

En la Fig.8.4 se muestra los niveles de desempeño sísmico alcanzado por la edificación acorde con el criterio de aceptación de VISION 2000 (Tabla 5.9).

En la Fig. 8.5 se muestra la matriz de desempeño alcanzada por la edificación ideal N°1. De las dos matrices de la Fig. 8.5 se puede observar que el edificio ideal N°1 cumple y/o supera los objetivos de desempeño propuestos en la Tabla 8.1 para edificios pertenecientes a la categoría B (edificios importantes).

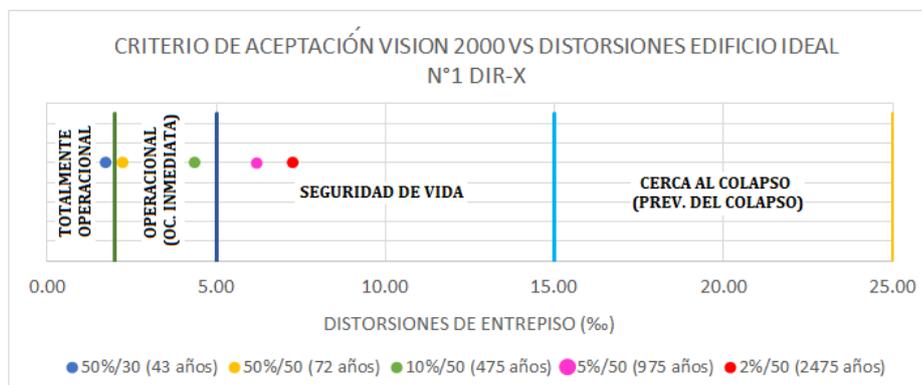




Figura 8.4 Desempeño sísmico edificio ideal N°1
Fuente: Elaboración propia

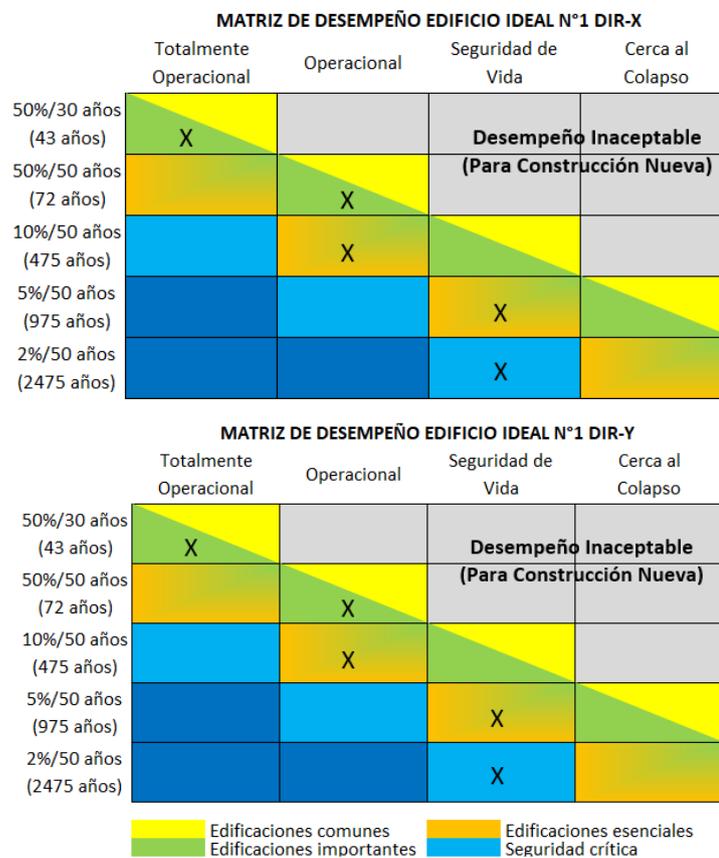


Figura 8.5 Matriz de desempeño sísmico de edificio ideal N°1
Fuente: Elaboración propia

8.2.3. Curvas de fragilidad para estimación de daño

8.2.3.1. Daño de elementos estructurales

En la Fig. 8.6 se muestra las curvas de fragilidad de HAZUS[®]MH para la estimación de daño estructural promedio que se espera obtener para los diferentes niveles de movimiento sísmico.

En la Tabla 8.4 se muestra el porcentaje de daño estructural que se obtendría para los diversos niveles sísmicos a partir de las curvas de fragilidad.

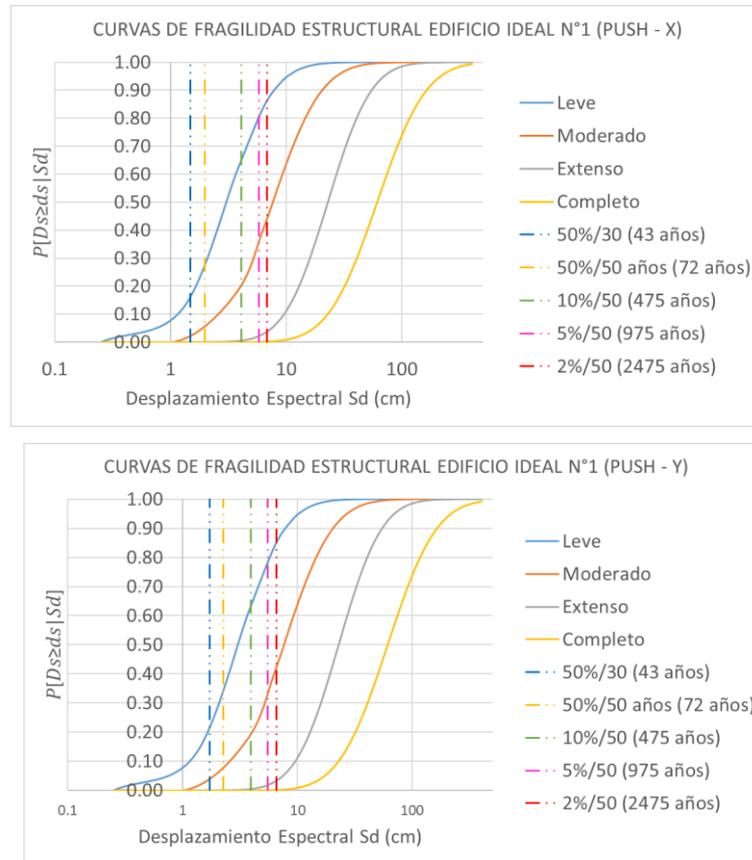


Figura 8.6 Curvas de fragilidad estructural edificio ideal N°1
Fuente: Elaboración propia

Tabla 8.4 Porcentaje de daño estructural edificio ideal N°1 (PUSH-X y PUSH Y)

sismo	Sd (cm)		Sin Daño		Daño Leve		Daño Moderado		Daño Extenso		Daño Completo	
	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y
50%/30	1.49	1.72	83.37%	78.07%	14.93%	19.28%	1.69%	2.65%	0.00%	0.01%	0.00%	0.00%
50%/50	1.97	2.27	72.12%	65.51%	23.90%	28.71%	3.96%	5.75%	0.02%	0.03%	0.00%	0.00%
10%/50	4.07	3.91	34.74%	36.79%	44.45%	43.88%	20.25%	18.86%	0.54%	0.45%	0.02%	0.02%
5%/50	5.83	5.50	19.67%	21.27%	44.57%	45.15%	34.14%	31.78%	2.10%	1.72%	0.11%	0.09%
2%/50	6.84	6.57	13.75%	14.97%	41.85%	42.67%	40.60%	39.03%	3.57%	3.14%	0.22%	0.19%

Fuente: Elaboración propia

8.2.3.2. Daño de elementos no estructurales susceptibles a distorsiones.

En la Fig. 8.7 se muestra las curvas de fragilidad de HAZUS^{®MH} para la estimación de daño para componentes no estructurales susceptibles a dañarse por distorsiones.

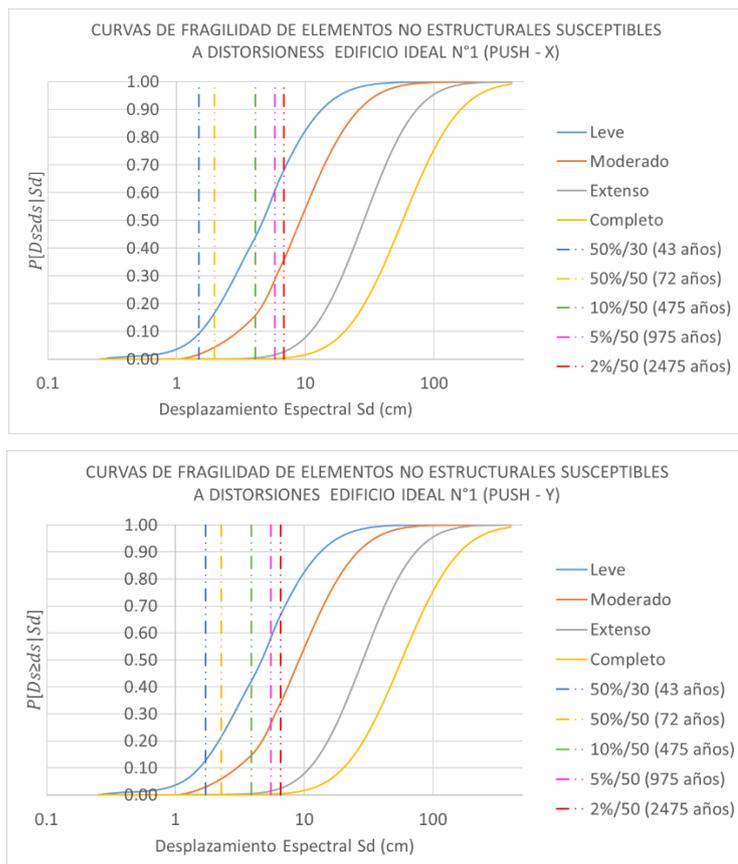


Figura 8.7 Curvas de fragilidad elementos no estructurales susceptibles a distorsiones edificio ideal N°1

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 8.5 se muestra el porcentaje de daño de componentes no estructurales susceptibles a distorsiones que se obtendría a partir de las curvas de fragilidad.

Tabla 8.5 Porcentaje de daño no estructural susceptible a distorsiones edificio ideal N°1 (PUSH-X y PUSH-Y)

Sismo	Sd (cm)		Sin Daño		Daño Leve		Daño Moderado		Daño Extenso		Daño Completo	
	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y
50%/30	1.49	1.72	90.93%	87.80%	7.73%	10.13%	1.34%	2.07%	0.00%	0.01%	0.00%	0.00%
50%/50	1.97	2.27	84.12%	79.80%	12.80%	15.75%	3.07%	4.43%	0.01%	0.03%	0.00%	0.00%
10%/50	4.07	3.91	55.45%	57.36%	28.34%	27.62%	15.79%	14.67%	0.37%	0.31%	0.06%	0.05%
5%/50	5.83	5.50	38.65%	41.31%	32.23%	31.94%	27.54%	25.45%	1.34%	1.10%	0.24%	0.19%
2%/50	6.84	6.57	31.60%	33.30%	32.26%	32.36%	33.48%	31.99%	2.22%	1.97%	0.44%	0.38%

Fuente: Elaboración propia

8.2.3.3. Daño de elementos no estructurales susceptibles a aceleraciones

En la Fig. 8.8 se muestra las curvas de fragilidad de HAZUS^{®MH} para la estimación de daño para componentes no estructurales susceptibles a dañarse por aceleraciones.

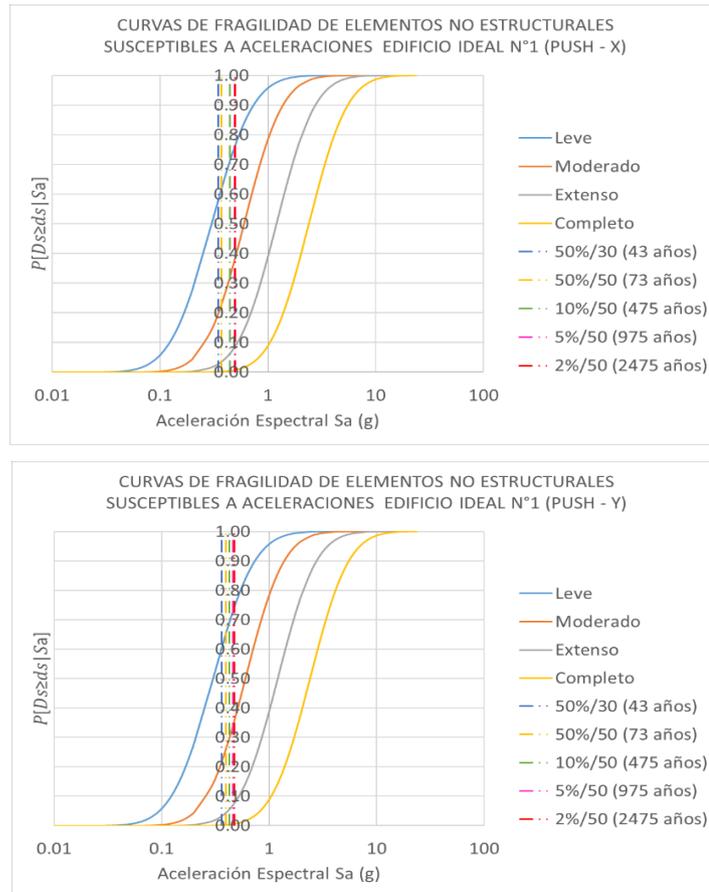


Figura 8.8 Curvas de fragilidad elementos no estructurales susceptibles a aceleraciones edificio ideal N°1

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 8.6 se muestra el porcentaje de daño de componentes no estructurales susceptibles a aceleraciones que se obtendría a partir de las curvas de fragilidad.

Tabla 8.6 Porcentaje de daño no estructural susceptible a aceleraciones edificio ideal N°1 (PUSH-X y PUSH-Y)

Sismo	S _a (g)		Sin Daño		Daño Leve		Daño Moderado		Daño Extenso		Daño Completo	
	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y
50%/30	0.35	0.36	41.69%	39.69%	38.28%	38.68%	17.21%	18.42%	2.68%	3.03%	0.15%	0.18%
50%/50	0.37	0.40	37.82%	34.60%	38.98%	39.28%	19.59%	21.72%	3.39%	4.12%	0.21%	0.28%
10%/50	0.45	0.43	28.62%	30.51%	39.05%	39.25%	25.97%	24.58%	5.89%	5.26%	0.48%	0.40%
5%/50	0.49	0.46	24.16%	26.93%	38.06%	38.76%	29.36%	27.24%	7.69%	6.51%	0.73%	0.56%
2%/50	0.50	0.47	23.23%	26.04%	37.75%	38.57%	30.09%	27.91%	8.14%	6.87%	0.79%	0.61%

Fuente: Elaboración propia

8.3. DESEMPEÑO SÍSMICO EDIFICIO IDEAL N°2

8.3.1. Curva de capacidad y puntos de desempeño del edificio ideal N°2

En la Tabla 8.7 se muestran los valores de los puntos de desempeño obtenidos para los sismos frecuente (50%/30 años), moderado (50%/50 años), severo (10%/50 años), muy raro (5%/50 años) y máximo considerado (2%/50 años). Estos puntos de desempeño son mostrados en las curvas de capacidad que han sido representados en una forma bilineal (Fig.8.9) para establecer las sectorizaciones de los niveles de desempeño según VISION 2000.

Tabla 8.7 Puntos de desempeño edificio ideal N°2 (PUSH-X y PUSH-Y)

	Puntos de Desempeño (PUSH-X)					Puntos de Desempeño (PUSH-Y)				
	50%/30	50%/50	10%/50	5%/50	2%/50	50%/30	50%/50	10%/50	5%/50	2%/50
	43 años	72 años	475 años	975 años	2475 años	43 años	72 años	475 años	975 años	2475 años
V (t)	515.65	563.29	683.89	No Hallado	No Hallado	482.79	525.39	606.04	No Hallado	No Hallado
D (m)	0.1014	0.1175	0.2207	No Hallado	No Hallado	0.1092	0.1297	0.2688	No Hallado	No Hallado
Sa (g)	0.1565	0.1692	0.1970	No Hallado	No Hallado	0.1487	0.1608	0.1988	No Hallado	No Hallado
Sd (m)	0.0533	0.0618	0.1137	No Hallado	No Hallado	0.0521	0.0615	0.1253	No Hallado	No Hallado

Fuente: Elaboración propia

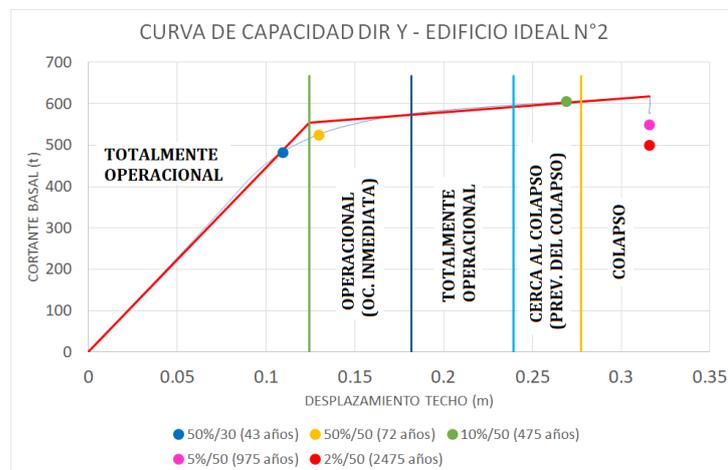
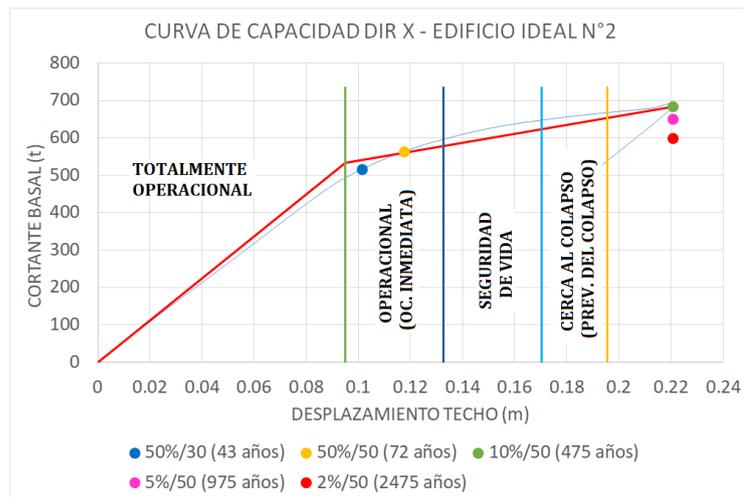


Figura 8.9 Puntos de desempeño - edificio ideal N°2

Fuente: Elaboración propia

8.3.2. Criterios de aceptación y matriz de desempeño edificio ideal N°2

Las distorsiones de entrepiso obtenidas para los diversos niveles sísmicos en sus puntos de desempeño respectivos se muestran en la Tabla 8.8.

Tabla 8.8 Distorsiones de entrepiso edificio ideal N°2

	Distorsiones de Entrepiso (PUSH-X)					Distorsiones de Entrepiso (PUSH-Y)				
	50%/30	50%/50	10%/50	5%/50	2%/50	50%/30	50%/50	10%/50	5%/50	2%/50
	43 años	72 años	475 años	975 años	2475 años	43 años	72 años	475 años	975 años	2475 años
Piso 4	0.00426	0.00483	0.00687	No Hallado	No Hallado	0.00376	0.00440	0.01034	No Hallado	No Hallado
Piso 3	0.00655	0.00724	0.01005			0.00701	0.00792	0.01565		
Piso 2	0.00885	0.01002	0.01940			0.00973	0.01128	0.02191		
Piso 1	0.00821	0.01022	0.02349			0.00917	0.01160	0.02411		
Máx distorsión (%)	8.85	10.22	23.49			9.73	11.60	24.11		

Fuente: Elaboración propia

En la Fig.8.10 se muestra los niveles de desempeño sísmico alcanzado por la edificación acorde con el criterio de aceptación de VISION 2000 (Tabla 5.9).

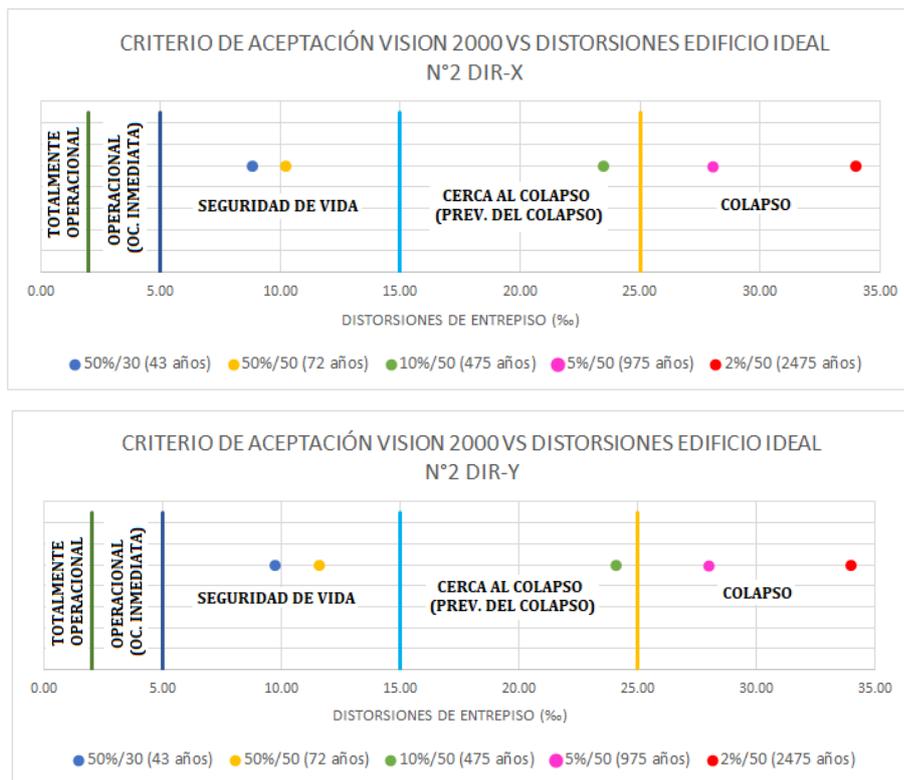


Figura 8.10 Desempeño sísmico edificio ideal N°2

Fuente: Elaboración propia

En la Fig. 8.11 se muestra la matriz de desempeño alcanzada por la edificación ideal N°2.

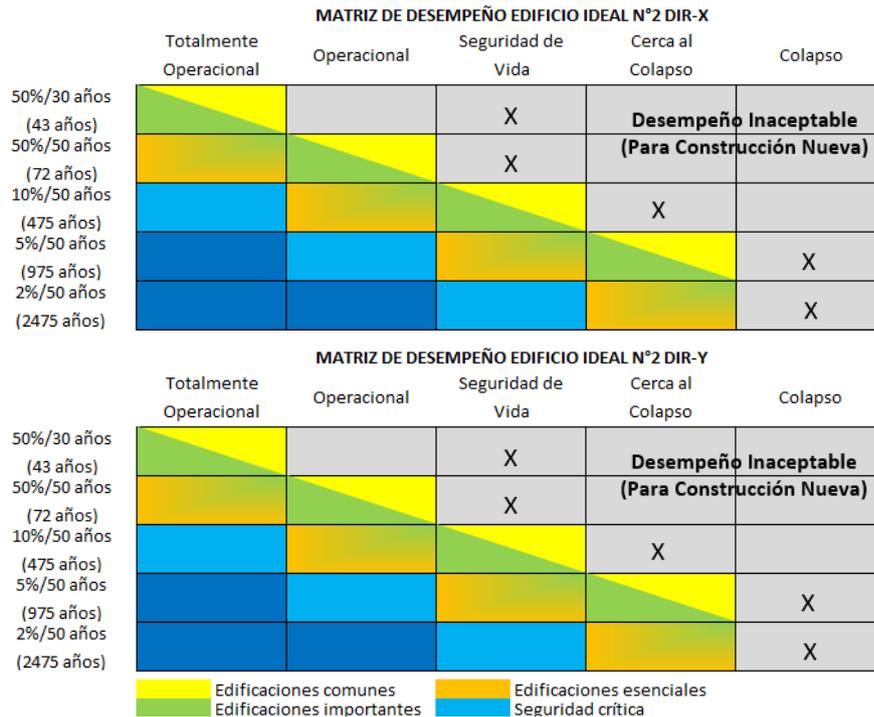


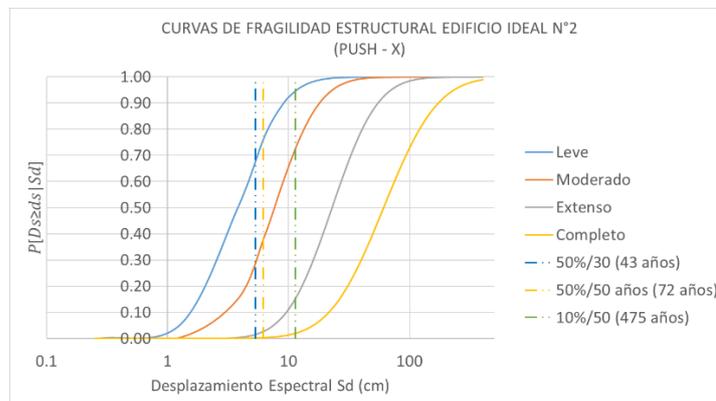
Figura 8.11 Matriz de desempeño sísmico de edificio ideal N°2
Fuente: Elaboración propia

De las dos matrices de la Fig. 8.11 se puede observar que el edificio ideal N°2 no cumple con los objetivos de desempeño propuestos en la Tabla 8.1 para edificios pertenecientes a la categoría B (edificios importantes).

8.3.3. Curvas de fragilidad para estimación de daño

8.3.3.1. Daño de elementos estructurales

En la Fig. 8.12 se muestra las curvas de fragilidad de HAZUS^{®MH} para la estimación de daño estructural promedio que se espera obtener para los diferentes niveles de movimiento sísmico.



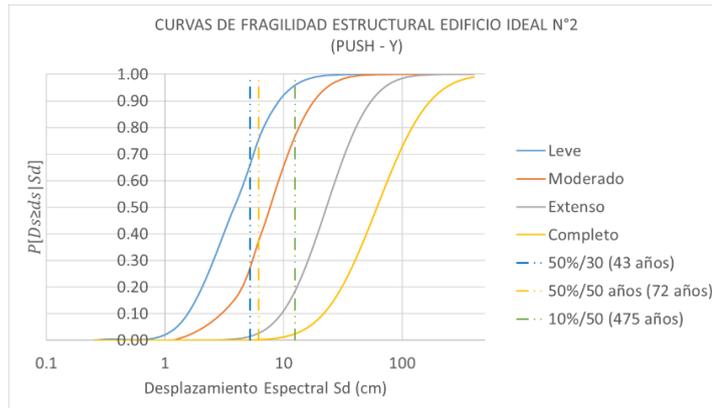


Figura 8.12 Curvas de fragilidad estructural edificio ideal N°2
Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 8.9 se muestra el porcentaje de daño estructural que se obtendría para los diversos niveles sísmicos a partir de las curvas de fragilidad.

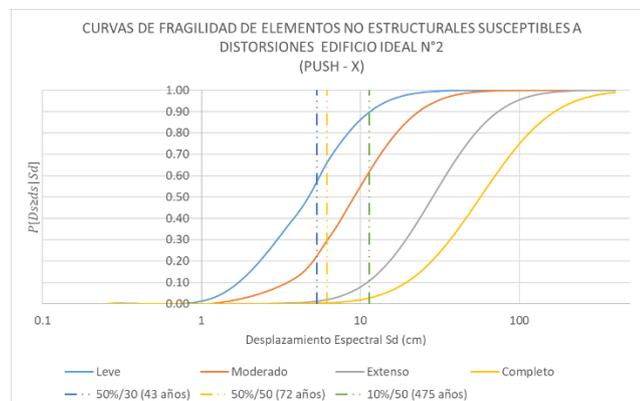
Tabla 8.9 Porcentaje de daño estructural edificio ideal N°2 (PUSH-X y PUSH-Y)

Sismo	Sd (cm)		Sin Daño		Daño Leve		Daño Moderado		Daño Extenso		Daño Completo	
	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y
50%/30	5.33	5.21	31.05%	32.26%	39.24%	39.21%	28.09%	27.04%	1.48%	1.36%	0.13%	0.12%
50%/50	6.18	6.15	23.81%	24.05%	38.42%	38.48%	35.04%	34.80%	2.49%	2.45%	0.24%	0.23%
10%/50	11.37	12.53	5.39%	4.00%	22.11%	18.90%	57.27%	58.27%	13.32%	16.28%	1.91%	2.54%

Fuente: Elaboración propia

8.3.3.2. Daño de elementos no estructurales susceptibles a distorsiones.

En la Fig. 8.13 se muestra las curvas de fragilidad de HAZUS^{®MH} para la estimación de daño para componentes no estructurales susceptibles a dañarse por distorsiones excesivas.



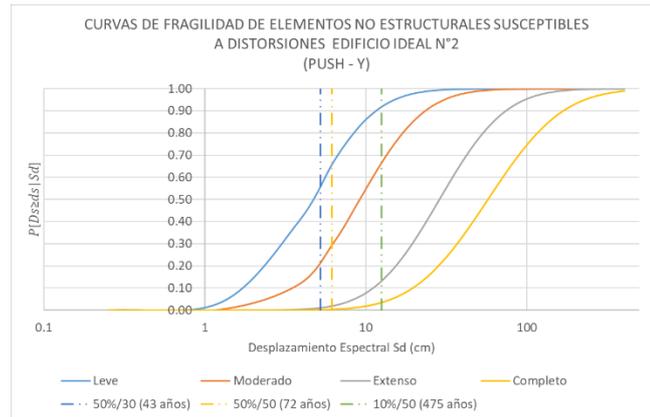


Figura 8.13 Curvas de fragilidad elementos no estructurales susceptibles a distorsiones edificio Ideal N°2
Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 8.10 se muestra el porcentaje de daño de componentes no estructurales susceptibles a distorsiones que se obtendría a partir de las curvas de fragilidad.

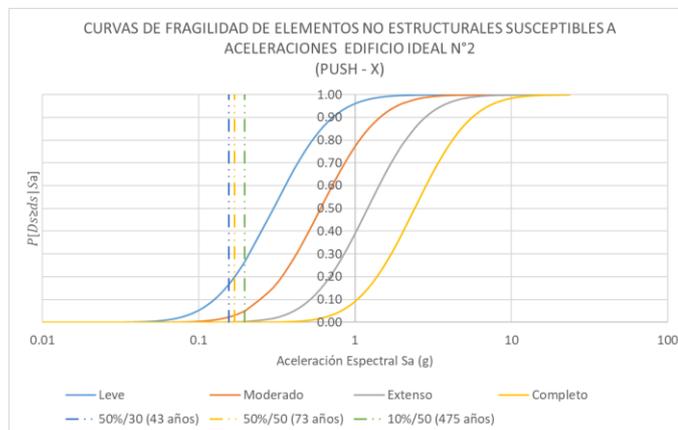
Tabla 8.10 porcentaje de daño no estructural susceptible a distorsiones edificio ideal N°2 (PUSH-X y PUSH-Y)

Sismo	Sd (cm)		Sin Daño		Daño Leve		Daño Moderado		Daño Extenso		Daño Completo	
	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y
50%/30	5.33	5.21	41.54%	42.79%	35.46%	35.15%	21.84%	20.98%	0.93%	0.86%	0.24%	0.22%
50%/50	6.18	6.15	33.74%	34.00%	36.65%	36.63%	27.68%	27.47%	1.52%	1.50%	0.41%	0.40%
10%/50	11.37	12.53	10.28%	8.08%	27.97%	25.24%	51.09%	53.43%	7.93%	9.72%	2.73%	3.54%

Fuente: Elaboración propia

8.3.3.3. Daño de elementos no estructurales susceptibles a aceleraciones

En la Fig. 8.14 se muestra las curvas de fragilidad de HAZUS[®]MH para la estimación de daño para componentes no estructurales susceptibles a dañarse por aceleraciones.



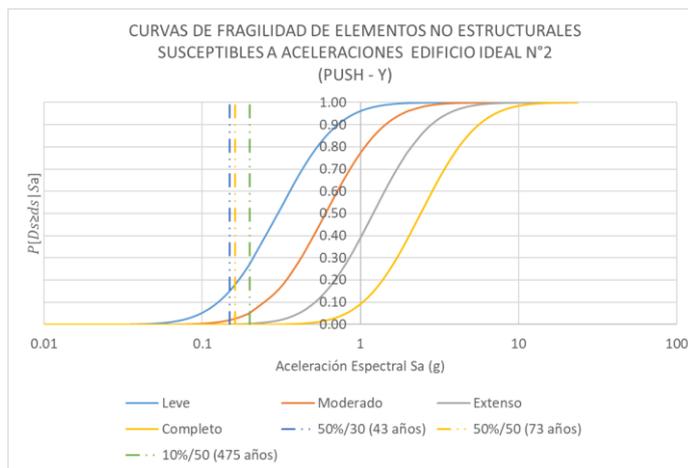


Figura 8.14 Curvas de fragilidad elementos no estructurales susceptibles a aceleraciones edificio ideal N°2

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 8.11 se muestra el porcentaje de daño de componentes no estructurales susceptibles a aceleraciones que se obtendría a partir de las curvas de fragilidad.

Tabla 8.11 Porcentaje de daño no estructural susceptible a aceleraciones edificio ideal N°2 (PUSH-X y PUSH-Y)

Sismo	Sa (g)		Sin Daño		Daño Leve		Daño Moderado		Daño Extenso		Daño Completo	
	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y
50%/30	0.16	0.15	83.07%	84.89%	14.52%	13.10%	2.30%	1.93%	0.10%	0.08%	0.00%	0.00%
50%/50	0.17	0.16	80.03%	82.05%	16.84%	15.31%	2.98%	2.52%	0.15%	0.11%	0.00%	0.00%
10%/50	0.20	0.20	73.20%	72.75%	21.73%	22.04%	4.76%	4.89%	0.30%	0.31%	0.01%	0.01%

Fuente: Elaboración propia

8.4. DESEMPEÑO SÍSMICO EDIFICIO DESTINADO A VIVIENDAS (CATEGORÍA C)

8.4.1. Curva de capacidad y puntos de desempeño del edificio destinado a viviendas

En la Tabla 8.12 se muestran los valores de los puntos de desempeño obtenidos para los sismos frecuente (50%/30 años), moderado (50%/50 años), severo (10%/50 años) y muy raro (5%/50 años). Estos puntos de desempeño son mostrados en las curvas de capacidad que han sido representados en una forma bilineal (Fig.8.15) para establecer las sectorizaciones de los niveles de desempeño según VISION 2000.

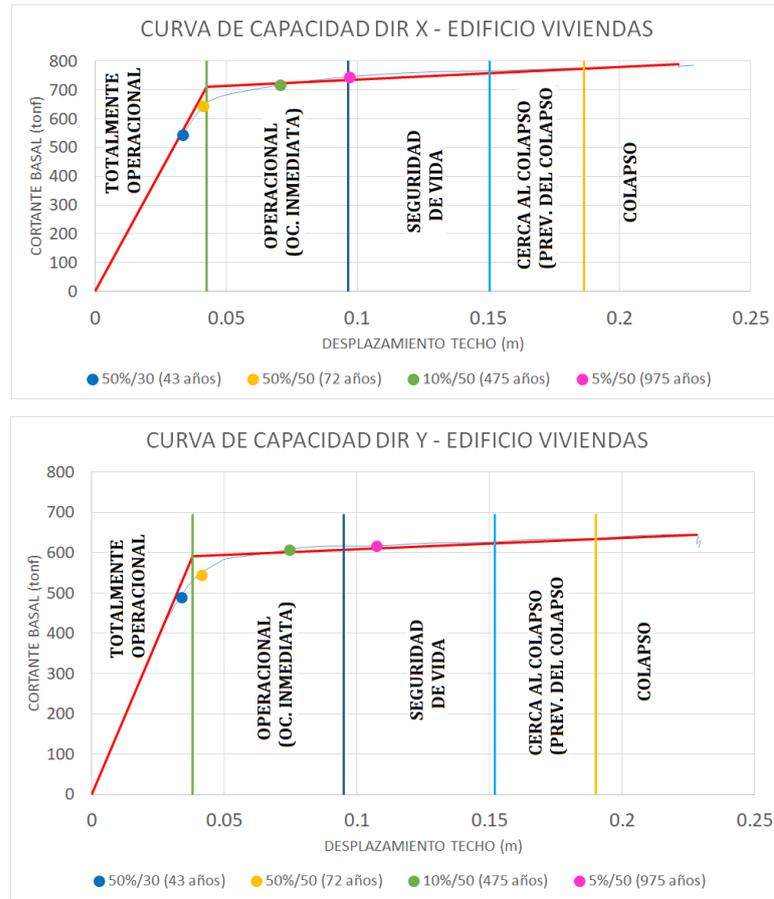


Figura 8.15 Puntos de desempeño - edificio destinado a viviendas
Fuente: Elaboración propia

Tabla 8.12 Puntos de desempeño edificio destinado a viviendas (PUSH-X y PUSH-Y)

	Puntos de Desempeño (PUSH-X)				Puntos de Desempeño (PUSH-Y)			
	50%/30 43 años	50%/50 72 años	10%/50 475 años	5%/50 975 años	50%/30 43 años	50%/50 72 años	10%/50 475 años	5%/50 975 años
V (t)	545.37	645.19	718.48	746.46	489.46	544.89	608.21	617.54
D (m)	0.0335	0.0413	0.0707	0.0969	0.0339	0.0413	0.0746	0.1073
Sa (g)	0.3083	0.3641	0.3908	0.4024	0.2778	0.3093	0.3363	0.3407
Sd (m)	0.0255	0.0315	0.0546	0.0747	0.0258	0.0315	0.0571	0.0810

Fuente: Elaboración propia

8.4.2. Criterios de aceptación y matriz de desempeño edificio destinado a viviendas

Las distorsiones de entrepiso obtenidas para los diversos niveles sísmicos en sus puntos de desempeño respectivos se muestran en la Tabla 8.13.

Tabla 8.13 Distorsiones de entrepiso edificio destinado a viviendas

	Distorsiones de Entrepiso (PUSH-X)				Distorsiones de Entrepiso (PUSH-Y)			
	50%/30	50%/50	10%/50	5%/50	50%/30	50%/50	10%/50	5%/50
	43 años	72 años	475 años	975 años	72 años	475 años	975 años	975 años
Piso 4	0.00212	0.00253	0.00355	0.00491	0.00211	0.00249	0.00420	0.00690
Piso 3	0.00330	0.00405	0.00618	0.00830	0.00334	0.00407	0.00699	0.00984
Piso 2	0.00393	0.00489	0.00817	0.01091	0.00399	0.00493	0.00856	0.01153
Piso 1	0.00258	0.00320	0.00690	0.00984	0.00254	0.00308	0.00651	0.00941
Máx distorsión (‰)	3.93	4.89	8.17	10.91	3.99	4.93	8.56	11.53

Fuente: Elaboración propia

En la Fig.8.16 se muestra los niveles de desempeño sísmico alcanzado por la edificación acorde con el criterio de aceptación de VISION 2000.

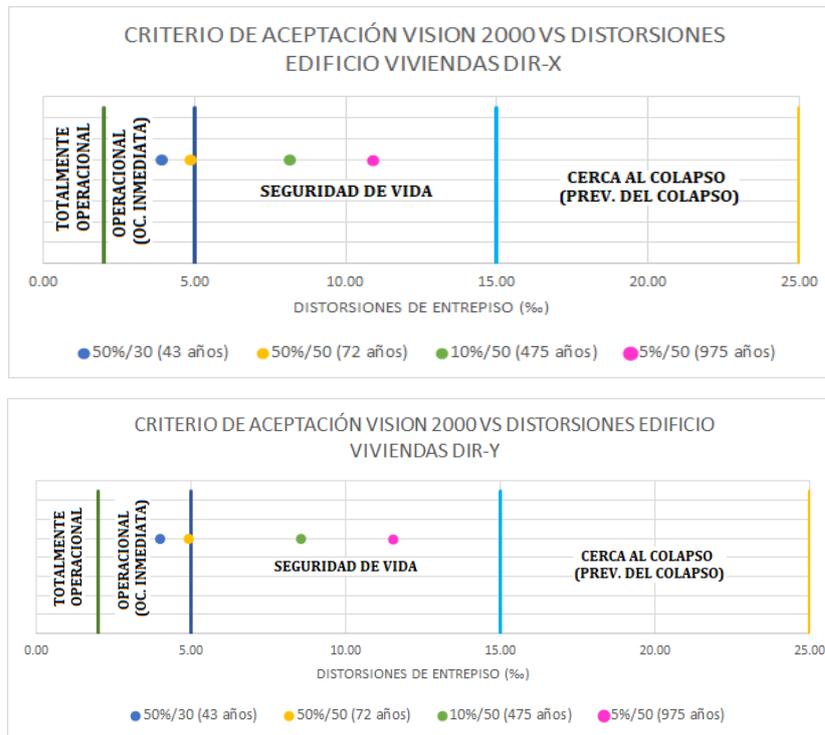


Figura 8.16 Desempeño sísmico edificio destinado a viviendas
Fuente: Elaboración propia

En la Fig. 8.17 se muestra la matriz de desempeño alcanzada por el edificio destinado a viviendas.

	MATRIZ DE DESEMPEÑO EDIFICIO VIVIENDAS DIR-X			
	Totalmente Operacional	Operacional	Seguridad de Vida	Cerca al Colapso
50%/30 años (43 años)	X	X	X	X
50%/50 años (72 años)	X	X	X	X
10%/50 años (475 años)	X	X	X	X
5%/50 años (975 años)	X	X	X	X

Desempeño Inaceptable (Para Construcción Nueva)

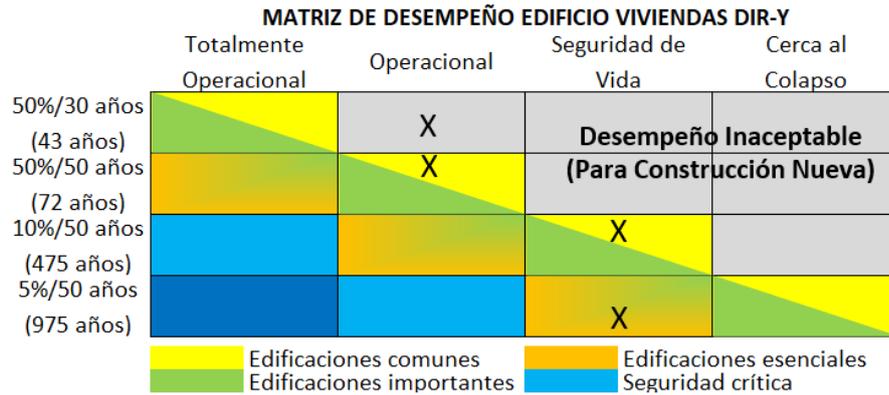
 Edificaciones esenciales

Figura 8.17 Matriz de desempeño sísmico de edificio destinado a viviendas
Fuente: Elaboración propia

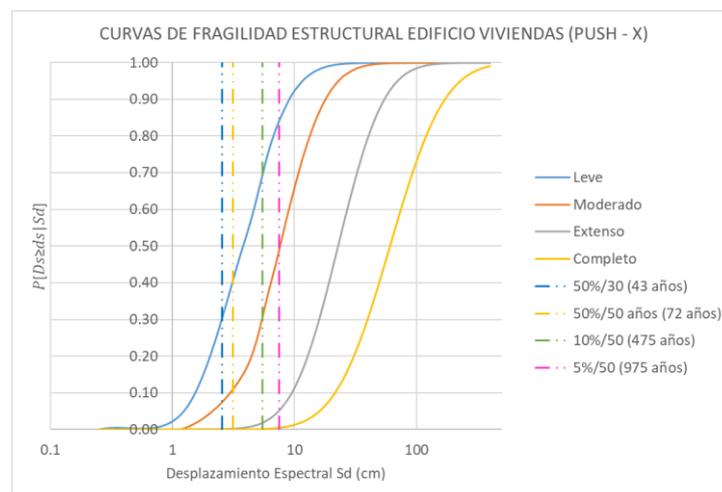
De las dos matrices de la Fig. 8.17 se puede observar que el edificio destinado a viviendas cumple y/o supera los objetivos de desempeño propuestos en la Tabla 8.1 para edificios pertenecientes a la categoría C (edificios comunes).

8.4.3. Curvas de fragilidad para estimación de daño

8.4.3.1. Daño de elementos estructurales

En la Fig. 8.18 se muestra las curvas de fragilidad de HAZUS^{®MH} para la estimación de daño estructural promedio que se espera obtener para los diferentes niveles de movimiento sísmico.

En la Tabla 8.14 se muestra el porcentaje de daño estructural que se obtendría a partir de las curvas de fragilidad.



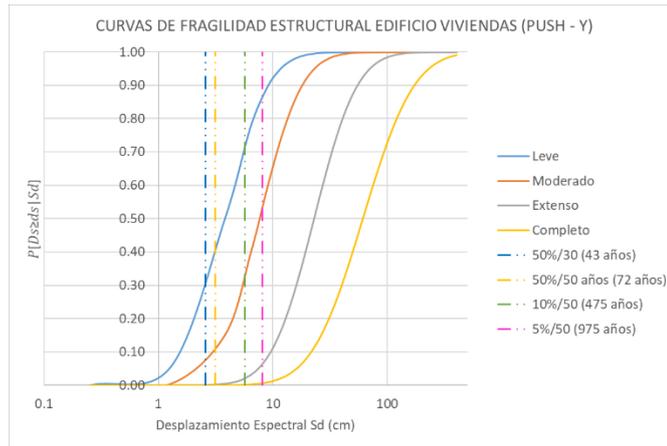


Figura 8.18 Curvas de fragilidad estructural edificio destinado a viviendas
Fuente: Elaboración propia

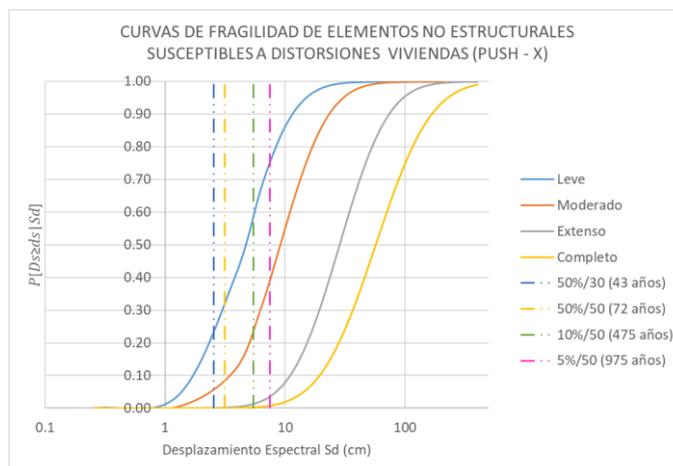
Tabla 8.14 Porcentaje de daño estructural edificio destinado a viviendas (PUSH-X y PUSH-Y)

Sismo	Sd (cm)		Sin Daño		Daño Leve		Daño Moderado		Daño Extenso		Daño Completo	
	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y
50%/30	2.55	2.58	72.24%	71.61%	22.64%	23.07%	5.06%	5.25%	0.06%	0.06%	0.00%	0.00%
50%/50	3.15	3.15	61.02%	61.09%	29.61%	29.57%	9.19%	9.16%	0.17%	0.16%	0.01%	0.01%
10%/50	5.46	5.71	29.83%	27.58%	39.22%	39.07%	29.18%	31.28%	1.62%	1.90%	0.14%	0.17%
5%/50	7.47	8.10	16.11%	13.36%	35.08%	33.00%	43.81%	47.28%	8.71%	5.72%	0.48%	0.64%

Fuente: Elaboración propia

8.4.3.2. Daño de elementos no estructurales susceptibles a distorsiones.

En la Fig. 8.19 se muestra las curvas de fragilidad de HAZUS[®]MH para la estimación de daño para componentes no estructurales susceptibles a dañarse por distorsiones excesivas.



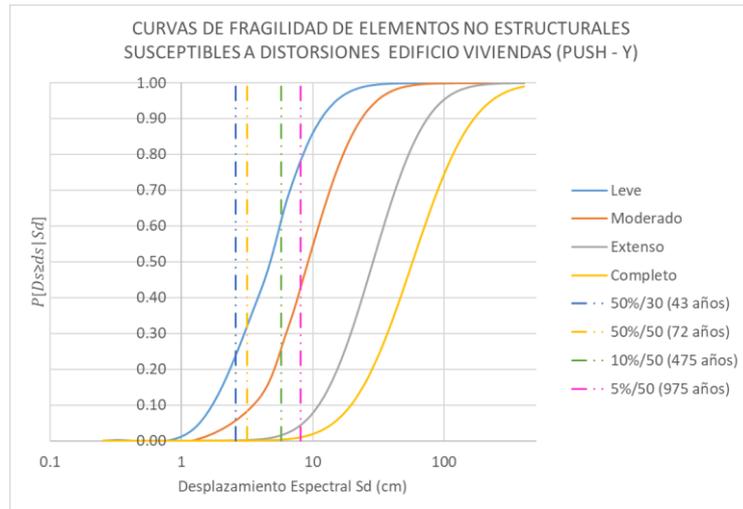


Figura 8.19 Curvas de fragilidad elementos no estructurales susceptibles a distorsiones edificio destinado a viviendas
Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 8.15 se muestra el porcentaje de daño de componentes no estructurales susceptibles a distorsiones que se obtendría a partir de las curvas de fragilidad.

Tabla 8.15 Porcentaje de daño no estructural susceptible a distorsiones edificio destinado a viviendas (PUSH-X y PUSH-Y)

Sismo	Sd (cm)		Sin Daño		Daño Leve		Daño Moderado		Daño Extenso		Daño Completo	
	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y
50%/30	2.55	2.58	79.12%	78.61%	16.87%	17.23%	3.96%	4.11%	0.04%	0.05%	0.01%	0.01%
50%/50	3.15	3.15	69.76%	69.82%	23.02%	22.99%	7.07%	7.05%	0.12%	0.12%	0.03%	0.03%
10%/50	5.46	5.71	40.26%	37.87%	35.74%	36.18%	22.73%	24.47%	1.01%	1.17%	0.26%	0.31%
5%/50	7.47	8.10	24.72%	21.35%	36.15%	30.24%	35.59%	48.50%	2.72%	6.52%	0.77%	2.14%

Fuente: Elaboración propia

8.4.3.3. Daño de elementos no estructurales susceptibles a aceleraciones

En la Fig. 8.20 se muestra las curvas de fragilidad de HAZUS^{®MH} para la estimación de daño para componentes no estructurales susceptibles a dañarse por aceleraciones.

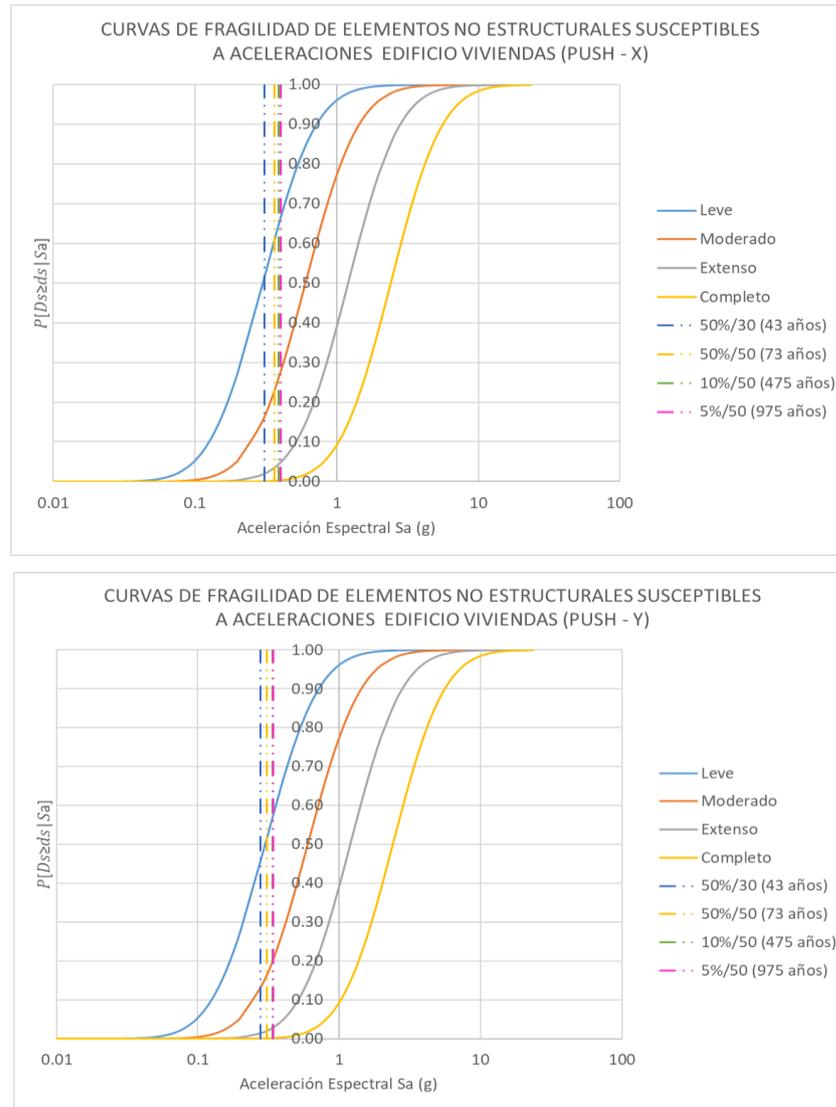


Figura 8.20 Curvas de fragilidad elementos no estructurales susceptibles a aceleraciones edificio destinado a viviendas
Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 8.16 se muestra el porcentaje de daño de componentes no estructurales susceptibles a aceleraciones que se obtendría a partir de las curvas de fragilidad.

Tabla 8.16 Porcentaje de daño no estructural susceptible a aceleraciones edificio destinado a viviendas (PUSH-X y PUSH-Y)

Sismo	Sa (g)		Sin Daño		Daño Leve		Daño Moderado		Daño Extenso		Daño Completo	
	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y
50%/30	0.31	0.28	48.41%	54.50%	35.22%	32.63%	14.40%	11.54%	1.88%	1.28%	0.09%	0.05%
50%/50	0.36	0.31	38.79%	48.20%	38.08%	35.30%	19.59%	14.50%	3.32%	1.90%	0.21%	0.10%
10%/50	0.39	0.34	34.86%	43.34%	38.71%	36.94%	21.96%	17.03%	4.16%	2.55%	0.30%	0.15%
5%/50	0.40	0.35	33.30%	41.96%	38.86%	37.33%	22.95%	17.79%	4.55%	2.77%	0.34%	0.16%

Fuente: Elaboración propia

8.5. DESEMPEÑO SÍSMICO EDIFICIO DESTINADO A USO HOSPITALARIO (CATEGORÍA A2)

8.5.1. Curva de capacidad y puntos de desempeño del edificio destinado a uso hospitalario

En la Tabla 8.17 se muestran los valores de los puntos de desempeño obtenidos para los sismos moderado (50%/50 años), severo (10%/50 años), muy raro (5%/50 años) y máximo considerado (2%/50 años). Estos puntos de desempeño son mostrados en las curvas de capacidad que han sido representados en una forma bilineal (Fig.8.21) para establecer las sectorizaciones de los niveles de desempeño según VISION 2000.

Tabla 8.17 Puntos de desempeño edificio destinado a uso hospitalario (PUSH-X y PUSH-Y)

	Puntos de Desempeño (PUSH-X)				Puntos de Desempeño (PUSH-Y)			
	50%/50	10%/50	5%/50	2%/50	50%/50	10%/50	5%/50	2%/50
	72 años	475 años	975 años	2475 años	72 años	475 años	975 años	2475 años
V (f)	763.69	849.25	882.90	934.17	759.80	908.76	929.86	974.95
D (m)	0.0400	0.0646	0.0831	0.1021	0.0368	0.0657	0.0824	0.0990
Sa (g)	0.4269	0.4642	0.4797	0.5073	0.4273	0.4994	0.5060	0.5288
Sd (m)	0.0282	0.0457	0.0588	0.0723	0.0259	0.0464	0.0578	0.0695

Fuente: Elaboración propia

8.5.2. Criterios de aceptación y matriz de desempeño edificio destinado a uso hospitalario

Las distorsiones de entrepiso obtenidas para los diversos niveles sísmicos en sus puntos de desempeño respectivos se muestran en la Tabla 8.18.

Tabla 8.18 Distorsiones de entrepiso edificio destinado a uso hospitalario

	Distorsiones de Entrepiso (PUSH-X)				Distorsiones de Entrepiso (PUSH-Y)			
	50%/50	10%/50	5%/50	2%/50	50%/50	10%/50	5%/50	2%/50
	72 años	475 años	975 años	2475 años	72 años	475 años	975 años	2475 años
Piso 4	0.00312	0.00484	0.00613	0.00754	0.00287	0.00492	0.00608	0.00728
Piso 3	0.00314	0.00486	0.00616	0.00756	0.00289	0.00497	0.00612	0.00733
Piso 2	0.00292	0.00464	0.00593	0.00730	0.00271	0.00478	0.00592	0.00712
Piso 1	0.00175	0.00321	0.00430	0.00528	0.00161	0.00323	0.00424	0.00510
Máx distorsión (%)	3.14	4.86	6.16	7.56	2.89	4.97	6.12	7.33

Fuente: Elaboración propia

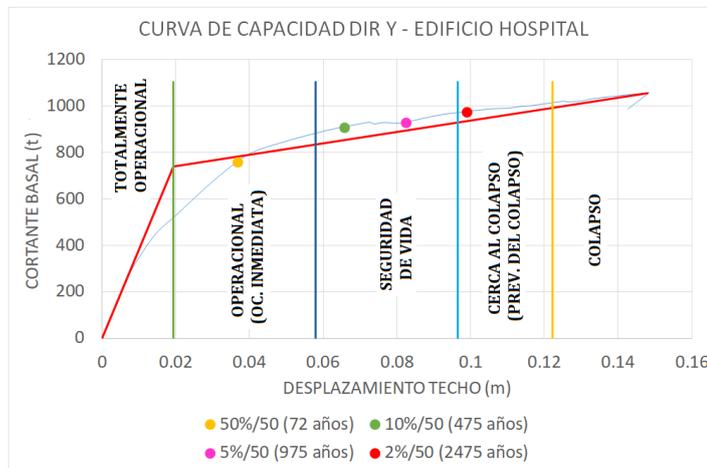
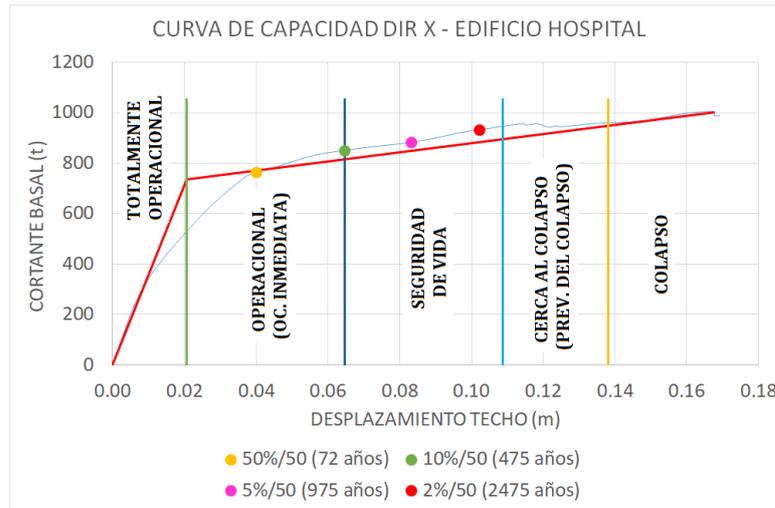
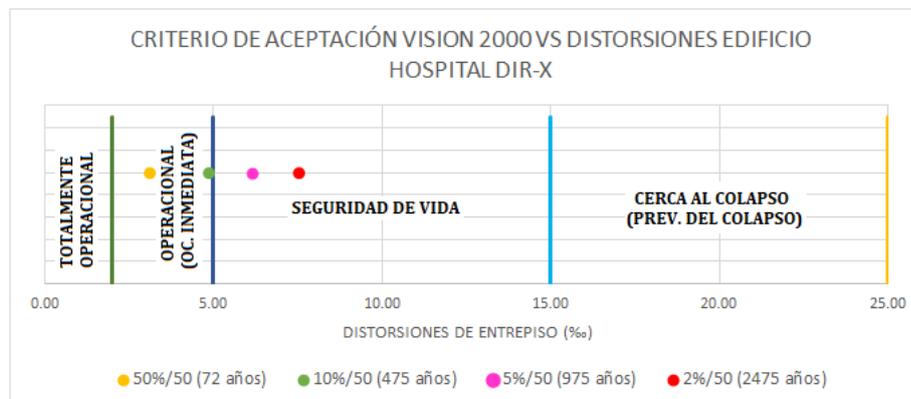


Figura 8.21 Puntos de desempeño - edificio destinado a uso hospitalario
Fuente: Elaboración propia

En la Fig.8.22 se muestra los niveles de desempeño sísmico alcanzado por la edificación acorde con el criterio de aceptación de VISION 2000.



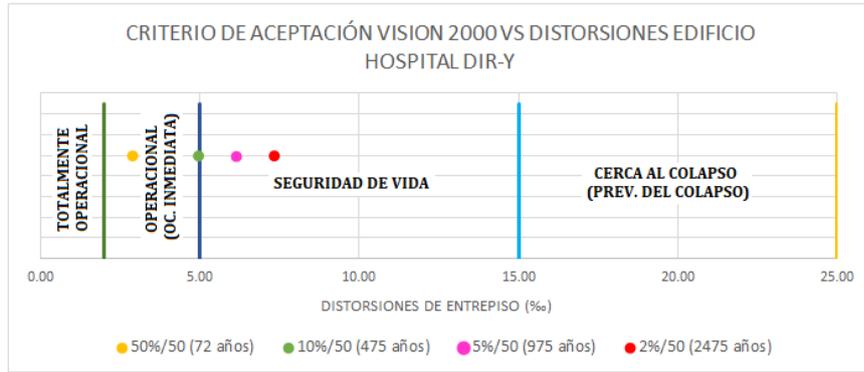


Figura 8.22 Desempeño sísmico edificio destinado a uso hospitalario
Fuente: Elaboración propia

En la Fig. 8.23 se muestra la matriz de desempeño alcanzada por el edificio destinado a uso hospitalario.

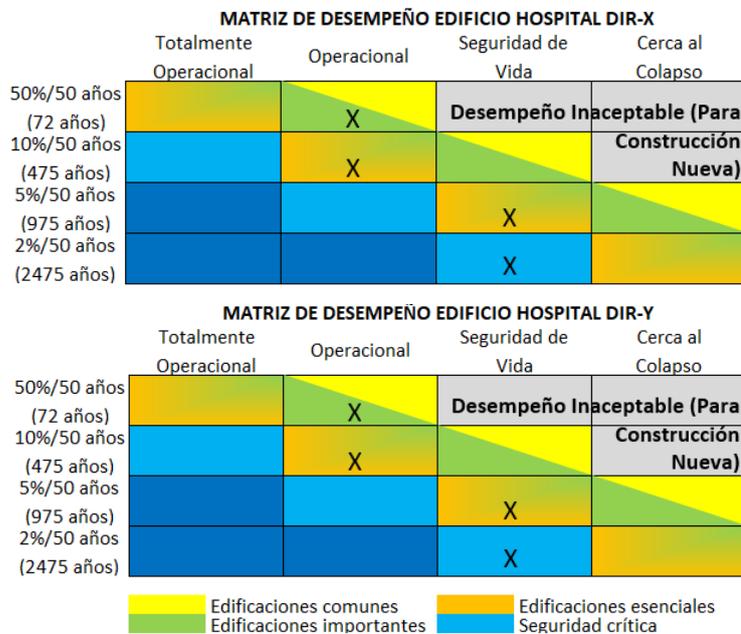


Figura 8.23 Matriz de desempeño sísmico de edificio destinado a uso hospitalario
Fuente: Elaboración propia

De las dos matrices de la Fig. 8.23 se puede observar que el edificio destinado a uso hospitalario cumple y/o supera los objetivos de desempeño propuestos en la Tabla 8.1 para edificios pertenecientes a la categoría A2 (edificios esenciales) excepto que para un sismo 50%/50 años no se obtiene el desempeño deseado, esto puede deberse al hecho de que para dicho sismo la estructura se comporta lineal y elásticamente con inercia efectivas iguales según la Tabla 6.15 para todos los elementos del mismo tipo, lo cual es un supuesto muy conservador ya que según Priestley (2003) estas inercias dependen de las cargas actuantes en los elementos y la cuantía de refuerzo que estas posean, lo cual llevaría a tener

inercias efectivas diferentes para todos los elementos de la estructura e incluso mayores a las propuestas por ACI 318 en la Tabla 6.15, lo cual llevaría posiblemente a alcanzar el nivel de desempeño totalmente operacional.

8.5.3. Curvas de fragilidad para estimación de daño

8.5.3.1. Daño en elementos estructurales

En la Fig. 8.24 se muestra las curvas de fragilidad de HAZUS[®] para la estimación de daño estructural promedio que se espera obtener para los diferentes niveles de movimiento sísmico.

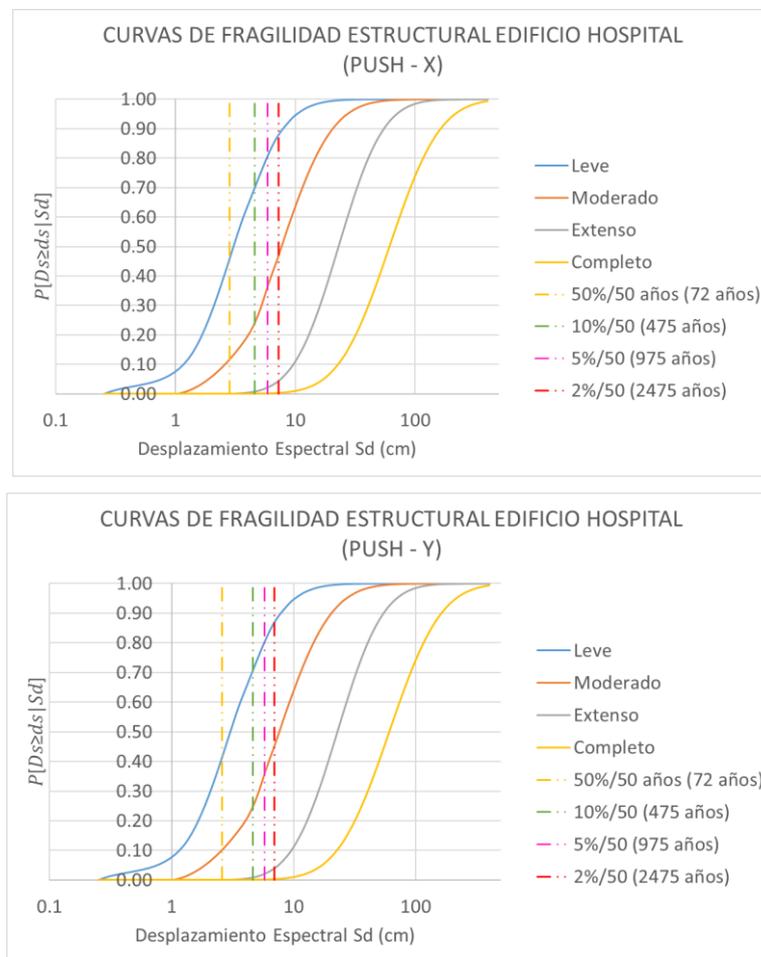


Figura 8.24 Curvas de fragilidad estructural edificio destinado a uso hospitalario
Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 8.19 se muestra el porcentaje de daño estructural que se obtendría para los diversos niveles sísmicos partir de las curvas de fragilidad.

Tabla 8.19 Porcentaje de daño estructural edificio destinado a uso hospitalario (PUSH-X y PUSH-Y)

Sismo	Sd (cm)		Sin Daño		Daño Leve		Daño Moderado		Daño Extenso		Daño Completo	
	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y
50%/50	2.82	2.59	54.20%	58.65%	35.97%	33.27%	9.73%	8.01%	0.10%	0.07%	0.00%	0.00%
10%/50	4.57	4.64	29.19%	28.55%	45.46%	45.52%	24.45%	24.98%	0.86%	0.91%	0.04%	0.04%
5%/50	5.88	5.78	18.71%	19.34%	44.45%	44.65%	34.55%	33.84%	2.18%	2.05%	0.12%	0.11%
2%/50	7.23	6.95	12.16%	13.25%	40.57%	41.48%	42.75%	41.27%	4.24%	3.76%	0.28%	0.24%

Fuente: Elaboración propia

8.5.3.2. Daño de elementos no estructurales susceptibles a distorsiones.

En la Fig. 8.25 se muestra las curvas de fragilidad de HAZUS[®]MH para la estimación de daño para componentes no estructurales susceptibles a dañarse por distorsiones excesivas.

En la Tablas 8.20 se muestra el porcentaje de daño de componentes no estructurales susceptibles a distorsiones que se obtendría a partir de las curvas de fragilidad.

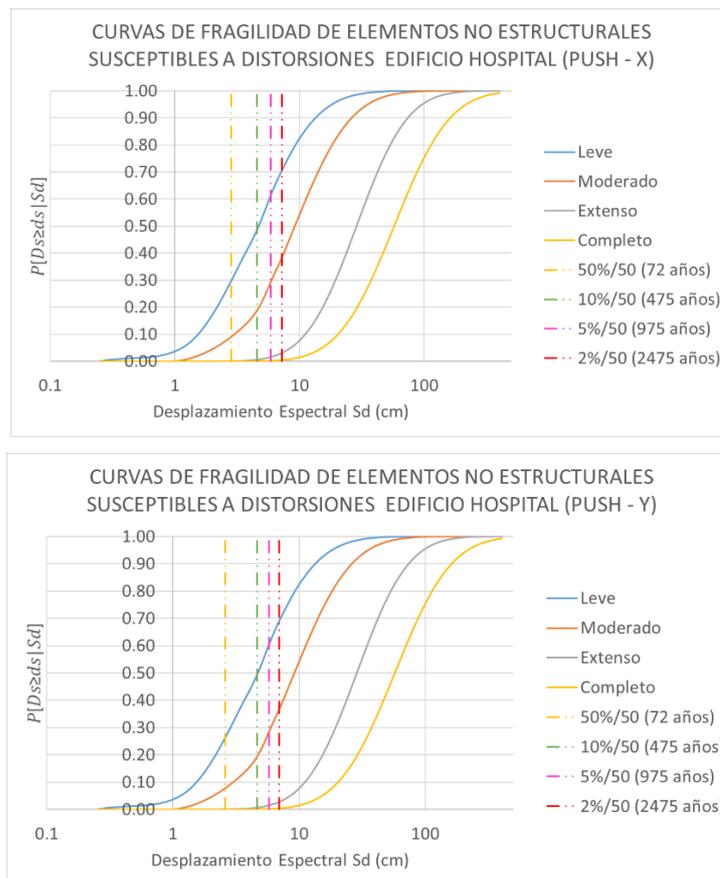


Figura 8.25 Curvas de fragilidad elementos no estructurales susceptibles a distorsiones edificio destinado a uso hospitalario

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8.20 Porcentaje de daño no estructural susceptible a distorsiones edificio destinado a uso hospitalario (PUSH-X y PUSH-Y)

Sismo	Sd (cm)		Sin Daño		Daño Leve		Daño Moderado		Daño Extenso		Daño Completo	
	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y
50%/50	2.82	2.59	71.76%	75.02%	20.68%	18.76%	7.48%	6.16%	0.08%	0.05%	0.01%	0.01%
10%/50	4.57	4.64	50.00%	49.34%	30.10%	30.29%	19.23%	19.67%	0.57%	0.60%	0.09%	0.10%
5%/50	5.88	5.78	38.20%	38.99%	32.26%	32.20%	27.90%	27.27%	1.38%	1.31%	0.25%	0.23%
2%/50	7.23	6.95	29.28%	30.88%	32.01%	32.20%	35.55%	34.11%	2.63%	2.34%	0.53%	0.47%

Fuente: Elaboración propia

8.5.3.3. Daño de elementos no estructurales susceptibles a aceleraciones

En la Fig. 8.26 se muestra las curvas de fragilidad de HAZUS[®]MH para la estimación de daño para componentes no estructurales susceptibles a dañarse por aceleraciones.

En la Tabla 8.21 se muestra el porcentaje de daño de componentes no estructurales susceptibles a aceleraciones que se obtendría para los diversos niveles sísmicos en las direcciones X e Y respectivamente a partir de las curvas de fragilidad.

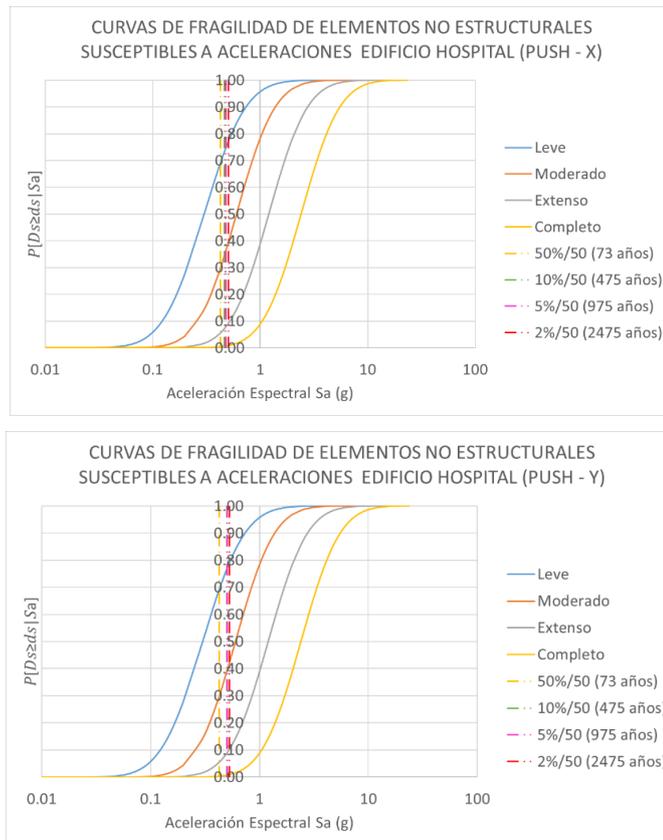


Figura 8.26 Curvas de fragilidad elementos no estructurales susceptibles a aceleraciones edificio destinado a uso hospitalario

Fuente: Elaboración propia

Tabla 8.21 Porcentaje de daño no estructural susceptible a aceleraciones edificio destinado a uso hospitalario (PUSH-X)

Sismo	Sa (g)		Sin Daño		Daño Leve		Daño Moderado		Daño Extenso		Daño Completo	
	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y	Push-X	Push-Y
50%/50	0.43	0.43	30.72%	30.67%	39.26%	39.26%	24.43%	24.47%	5.19%	5.21%	0.39%	0.40%
10%/50	0.46	0.50	26.64%	23.33%	38.71%	37.79%	27.45%	30.01%	6.62%	8.08%	0.57%	0.79%
5%/50	0.48	0.51	25.13%	22.76%	38.34%	37.58%	28.61%	30.46%	7.25%	8.37%	0.66%	0.83%
2%/50	0.51	0.53	22.65%	20.91%	37.54%	36.80%	30.55%	31.92%	8.43%	9.37%	0.84%	1.00%

Fuente: Elaboración propia

CONCLUSIONES

1. Los edificios de los casos de estudio: “Edificio ideal N°1 destinado a centro comercial”, “Edificio destinado a viviendas” y “Edificio destinado a uso hospitalario”, que fueron diseñados según las normativas ACI 318-2014, E060-2009 y E030-2018; y que tienen indicadores de perfil bio-sísmico con valores dentro de los rangos normales de la Tabla 4.1, lograron alcanzar objetivos de desempeño iguales y/o superiores a los propuestos en la matriz de desempeño sísmico de la Tabla 8.1 para los diferentes niveles de movimiento sísmico.
2. El caso de estudio “Edificio ideal N°2 destinado a centro comercial”, el cual posee indicadores de perfil bio-sísmico con valores que exceden de los rangos normales de la Tabla 4.1 y que a pesar de haber sido diseñado con las normativas ACI 318-2014, E060-2009 y E030-2018, alcanzó objetivos de desempeño inferiores y no aceptables a los propuestos en la matriz de desempeño sísmico de la Tabla 8.1 para los diferentes niveles de movimiento sísmico.
3. De los casos de estudio evaluados, se puede concluir que edificaciones con indicadores de perfil bio-sísmico con valores dentro de los rangos normales de la Tabla 4.1 presentarán un adecuado comportamiento sísmico frente a diversos niveles sísmicos (sismo frecuente, moderado, raro, muy raro y máximo), alcanzando objetivos de desempeño adecuados según los documentos VISION 2000, ATC 40, FEMA356 y ASCE/SEI 41.
4. Basado en las matrices de desempeño propuestas por los documentos VISION 2000, ATC 40 y ASCE/SEI 41, y también basado en el Art.3. Filosofía y Principios del Diseño Sismorresistente de la norma E030-2018, se generó una matriz de desempeño sísmico (Tabla 8.1) adaptada a la categorización de las edificaciones establecidas en la norma E030-2018 (edificaciones comunes, importantes y esenciales) para su uso en territorio nacional.

5. De los resultados de la Tabla 7.31 se puede observar que el caso de estudio “Edificio ideal N°2 destinado a centro comercial”, que no alcanzó los objetivos de la matriz de desempeño de la Tabla 8.1, presenta un 38% de indicadores bio-sísmicos calificados como “fuera de rangos normales”. Razón por la cual se estima que una edificación con más de un tercio del total de indicadores bio-sísmicos con valores fuera de los rangos normales de la Tabla 4.1 no lograrán alcanzar los objetivos propuestos en la matriz de desempeño. Sin embargo, se podría admitir un pequeño porcentaje de indicadores fuera de los rangos normales como es el caso del “Edificio destinado a viviendas” que a pesar de poseer un 8% de indicadores en esta calificación, este edificio cumple con los objetivos de la matriz de desempeño propuesta.

6. Según Guendelman (2010) algunos de los indicadores bio-sísmicos están relacionados entre sí, sin embargo, no se han eliminado, debido a que detectan, con diferente sensibilidad, diversos problemas de estructuración. De los resultados de la Tabla 7.32 se puede ver que los indicadores bio-sísmicos 8 al 11 (pertenecientes al grupo de indicadores bio-sísmicos de acoplamiento traslacional-rotacional) son los más relevantes para discernir si se cumplirán con los objetivos de la matriz de desempeño, ya que, los tres casos de estudio que cumplieron los objetivos de la matriz de desempeño propuesta (Edificio ideal N°1 destinado a centro comercial, edificio destinado a viviendas y el edificio destinado a uso hospitalario) poseen valores de estos indicadores dentro de los rangos normales. Mientras que, por otro lado, el edificio Ideal N°2, que no cumple con los objetivos de la matriz de desempeño, posee estos mismos indicadores con valores fuera de los rangos normales. Dado que este tipo de correspondencia no se presenta en el resto de indicadores bio-sísmicos, se puede concluir que los indicadores del grupo “Indicadores bio-sísmicos de acoplamiento traslación-rotación”, son los más relevantes a la hora de discernir si un determinado edificio pueda o no cumplir los objetivos de la matriz de desempeño propuesta.

7. Con el uso de las curvas de fragilidad propuestas en HAZUS®MH MR4 se logró estimar de manera porcentual y probabilística la cuantificación de los

daños en los elementos estructurales. En el caso del “Edificio ideal N°1 destinado a centro comercial”, que posee indicadores de perfil bio-sísmico con valores dentro de los rangos normales de la Tabla 4.1, se pudo verificar que los niveles porcentuales de daño estructural (Tabla 8.4) eran mucho menores comparados con los niveles de daño estructural obtenidos para el caso de estudio “Edificio ideal N°2 destinado a centro comercial” (Tabla 8.9), el cual posee indicadores de perfil bio-sísmico con valores que exceden de los rangos normales de la Tabla 4.1. Tal es así que un sismo severo provocaría alrededor de un 20% de daño moderado en componentes estructurales en el “Edificio ideal N°1 destinado a centro comercial”, mientras que, para el “Edificio ideal N°2 destinado a centro comercial”, se desarrollaría alrededor de 60% de daño moderado en estos componentes. La comparación anterior permite corroborar el buen desempeño, respecto al daño de los elementos estructurales, que tendrían las edificaciones que cumplan con un perfil bio-sísmico con indicadores con valores dentro los de rangos normales de la Tabla 4.1.

8. Con el uso de las curvas de fragilidad propuestas en HAZUS®MH MR4 se logró estimar los daños en los elementos no estructurales susceptibles a daños por distorsiones (derivadas). En el caso del “Edificio ideal N°1 destinado a centro comercial”, que posee indicadores de perfil bio-sísmico con valores dentro de los rangos normales de la Tabla 4.1, se pudo verificar que los niveles de daño, a nivel porcentual, en los elementos no estructurales susceptibles a daños por distorsiones (Tabla 8.5) eran mucho menores comparados con los niveles de daño en los elementos no estructurales susceptibles a daños por distorsiones obtenidos para el caso de estudio “Edificio ideal N°2 destinado a centro comercial” (Tabla 8.10), el cual posee indicadores de perfil bio-sísmicos con valores que exceden de los rangos normales de la Tabla 4.1. Tal es así que un sismo severo provocaría alrededor de un 15% de daño moderado en los componentes no estructurales susceptibles a daños por distorsiones en el “Edificio ideal N°1 destinado a centro comercial”, mientras que para el “Edificio ideal N°2 destinado a centro comercial” se desarrollaría alrededor de 53% de daño moderado en estos componentes. La comparación anterior permite corroborar el buen desempeño, respecto al daño en elementos no

- estructurales susceptibles a daños por distorsiones, que tendrían las edificaciones que cumplan con un perfil bio-sísmico con indicadores con valores dentro de los rangos normales de la Tabla 4.1.
9. Con el uso de las curvas de fragilidad propuestas en HAZUS®MH MR4 se logró estimar los daños en los elementos no estructurales susceptibles a daños por aceleraciones. En el caso del “Edificio ideal N°1 destinado a centro comercial”, que posee indicadores de perfil bio-sísmico con valores dentro de los rangos normales de la Tabla 4.1, se pudo verificar que los niveles porcentuales de daño en los elementos no estructurales susceptibles a daños por aceleraciones (Tabla 8.6) eran ligeramente mayores comparados con los niveles de daño de los elementos no estructurales susceptibles a daños por aceleraciones obtenidos para el caso de estudio “Edificio ideal N°2 destinado a centro comercial” (Tabla 8.11), el cual posee indicadores de perfil bio-sísmico con valores que exceden de los rangos normales de la Tabla 4.1. De ambos casos de estudio se obtuvieron niveles bajos de daño de los elementos no estructurales susceptibles a daño por aceleraciones, así alrededor del 6% de dichos elementos poseía un daño extenso para el sismo raro.
 10. Los niveles porcentuales de daño obtenidos mediante la metodología HAZUS®MH MR4 permitió corroborar que las edificaciones que cumplan con poseer indicadores bio-sísmicos con valores dentro de los rangos normales de la Tabla 4.1 poseerán niveles porcentuales mínimos de daño estructural y no estructural (Tablas 8.4 a 8.6, 8.4 a 8.16 y 8.19 a 8.21) comparado con los niveles de daño estructural y no estructural de edificaciones con perfiles bio-sísmicos con indicadores que exceden de los rangos normales de la Tabla 4.1 (Tablas 8.9 a 8.11), los cuales pueden llegar inclusive a desarrollar daño extenso o total, comprometiendo la estabilidad de la estructura.
 11. Se corroboró que la metodología del Perfil Bio-Sísmico puede ser empleada como una herramienta útil, sencilla y rápida para la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones de concreto armado existentes, permitiendo poder tomar decisiones de manera sencilla de

como intervenir en el reforzamiento de las edificaciones de tal forma que estas cambien los valores de sus indicadores bio-sísmicos, tal vez que excedan de los valores de los rangos normales, por otros valores que estén “dentro de los rangos normales” de la Tabla 4.1.

12. La metodología del Perfil Bio-Sísmico puede ser empleada como un método de “pre-dimensionamiento dinámico” en la concepción y diseño de nuevas edificaciones de concreto armado ya que se pudo verificar que los valores de los indicadores bio-sísmicos están estrechamente relacionados con los conceptos de simetría, correcta distribución de rigidez, acoplamiento modal, redundancia y ductilidad.

RECOMENDACIONES

1. Cabe resaltar que el empleo de la metodología del Perfil Bio-Sísmico se basa en resultados de análisis dinámicos lineales y la obtención del desempeño sísmico de los casos de estudio se basó en un análisis estático no lineal incremental. Se recomienda que para una mejor estimación del desempeño sísmico se realicen análisis dinámicos no lineales en el que se tome en cuenta el comportamiento histerético de los materiales y la degradación de la rigidez y resistencia de la estructura.
2. En el modelamiento no lineal de los casos de estudio, solo se tomó en cuenta la posibilidad de la ocurrencia de fallas por flexión en los elementos estructurales, obviándose fallas frágiles como la falla por corte y compresión que pueden reducir la capacidad de ductilidad de las secciones y de los elementos estructurales. Por tanto, se recomienda continuar con la evaluación en este tipo de estudios en el que se tome en cuenta la probabilidad de ocurrencia de otros tipos de fallas distintas a las fallas por flexión.
3. HAZUS®MH MR4 estima los parámetros para la construcción de curvas de fragilidad estructural en base a valores de distorsiones límites (Tabla 5.11) según un estado de daño objetivo (leve, moderado, completo, extenso), la altura de la edificación y la tipología del sistema resistente. Se recomienda, realizar estudios sobre los objetivos de desempeño que se pueden llegar a cumplir limitando las distorsiones de las edificaciones a los límites planteados por HAZUS®MH MR4, ya que, en la actualidad, la normativa peruana E030-2018 limita las distorsiones en estructuras de concreto armado a un único valor de 0.007 (para edificios de concreto armado) sin importar el sistema estructural (aporticado, dual, muros) y mucho menos sin importar la altura de la edificación.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, R. (2003). *Análisis Sísmico por Desempeño*. Valle de los Chillos, Ecuador: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército.
- Aldunate, J. (2009). *Vulnerabilidad Sísmica de Edificios Chilenos de Hormigón Armado*. (Tesis de Grado). Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- American Concrete Institute. (2014). *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-14) y Comentario (ACI 318SR-14)*. Farmington Hills, USA.
- American Society of Civil Engineers - ASCE. (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. Technical Report ASCE/SEI 41-13*. Virginia, USA.
- Applied Technology Council - ATC. (1996). *Seismic Evaluation and retrofit of Concrete Buildings. Technical Report ATC-40*. Redwood, California, USA.
- Barlek, P., & Galindez, E. (2016). Respuesta Dinámica de Columnas de Hormigón Armado con Distintos Niveles de Daño. *XXII Congreso sobre Métodos Numéricos y sus Aplicaciones*. XXXIV, págs. 1306-1325. Córdova, Argentina: Asociación de Mecánica Computacional.
- Bazán, E., & Meli, R. (2002). *Diseño Sísmico de Edificios*. México: Limusa.
- Chopra, A. (2014). *Dinámica de Estructuras: Teoría y Aplicaciones a la Ingeniería Sísmica* (4ta ed.). (L. M. Cruz, Ed., & J. E. Murrieta, Trad.) México: Pearson Educación.
- Computers & Structures, Inc - CSI. (2018). *Concrete Frame Desing Manual ACI 318-14 for ETABS@2017*. Berkley, California.
- Cornejo, F., & Music, J. (s.f.). Comparación de Resultados del Perfil Bio-Sísmico Aplicando las Disposiciones de Nch4333of.96mod.2009, Decreto 117 y Decreto 61 a Edificios de Antofagasta. *Revista Innova*, 83-98.
- Crisafulli, F., & Villafañe, E. (2002). *Espectros de Respuesta y de Diseño*. Mendoza, Argentina: Facultad de Ingeniería Universidad Nacional de Cuyo. Obtenido de https://nanopdf.com/download/espectros-de-respuesta-y-de-diseo_pdf
- Cueva, R., & Gonzalez, D. (2013). *Diseño por Desempeño de Edificaciones en Hormigón Armado con Muros de Corte Mediante los Códigos FEMA, Utilizando el Programa ETABS*. (Tesis de Grado). Escuela Politécnica del Ejército, Sangolquí, Ecuador.

- Dominguez, C. (2009). *Diseño Sísmico por Desempeño en Edificaciones Esenciales de Concreto Reforzado*. (Tesis de Maestría). Instituto Tecnológico y de Estudios Superiores de Monterrey, Monterrey, México.
- Enriquez, E. (2020). *Análisis Sísmico No Lineal de Estructuras*. Lima.
- Escamilla, M. (2010). *Estudio Comparativo de las Tendencias Actuales del Método del Empujón para la Evaluación de Estructuras Reticulares*. (Tesis de Maestría). Universidad Nacional Autónoma del México, México D.F, México.
- Federal Emergency Management Agency - FEMA. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings FEMA 356*. Washington D.C., USA.
- Federal Emergency Management Agency - FEMA. (2003). *Multi-Hazard Loss Estimation Methodology HAZUS®MH MR4 - Technical Manual*. Washington, D.C., USA.
- Federal Emergency Management Agency - FEMA. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440*. Washington, D.C., USA.
- Guendelman, M., Guendelman, T., & Lindenberg, J. (2010). Instrumento de Calificación Sísmica: Perfil Bio-Sísmico de Edificios. *BIT*, 44-48.
- Guendelman, T., Guendelman, M., & Lindenberg, J. (1997). Perfil Bio-Sísmico de Edificios. *VII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica (ACHISINA)*. La Serena, Chile.
- Hench, R. (2007). *Calificación Sísmica de Edificios Altos*. (Tesis de Grado). Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- Hench, R., Lindenberg, J., Guendelman, T., & Guendelman M. (2010). Perfil Bio-Sísmico de Rascacielos. *X Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, ACHISINA*. Santiago, Chile.
- Iñiguez, M. (2015). *Resistencia a Flexo-compresión y Capacidad de Deformación Lateral de Muros Rectangulares de Concreto Reforzado en Zonas Sísmicas*. (Tesis de Grado). Universidad Nacional Autónoma de México, México D.F., México.
- Ortiz, A., Rodríguez, M., & Torres, M. (2013). *Diseño Sísmico de Muros de Concreto Reforzado Basado en Desplazamiento*. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Circuito Interior, Ciudad Universitaria, Delegación Coyocán, México D.F. CP. 04510.

- Ottazzi, G. (2004). *Material de Apoyo para la Enseñanza de los Cursos de Diseño y Comportamiento del Concreto Armado*. (Tesis de Maestría). Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima, Perú.
- Oyarzún, C. (2013). *Registro Estructural para la Evaluación del Edificio Emilio Pugín de la Universidad Austral de Chile*. (Tesis de Grado). Universidad austral de Chile. Valdivia, Chile.
- Park, R., & Paulay, T. (1980). *Estructuras de concreto reforzado*. Facultad de Ingeniería Civil, Universidad de Canterbury Christchurch, Nueva Zelanda.
- Ríos, H. (2006). *Perfil Bio-Sísmico de Edificios Representativos de la Construcción en Altura de la Ciudad de Antofagasta*. (Tesis de Grado). Universidad Católica del Norte, Antofagasta, Chile.
- Rodriguez, M., Botero, J., & Villa, J. (1999). Cyclic Stress-Strain Behavior of Reinforcing Steel Including the Effect of Buckling. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 125: 6, 605-612.
- SENCICO. (2009). *Norma E060 Concreto Armado*. Lima, Perú: DIGIGRAF CORP.
- Structural Engineers Association of California - SEAOC. (1995). *VISION 2000, Performance-Based Seismic Engineering of Buildings*. California, USA.
- Teranichi, A., & García, O. (2014). Evaluación del Comportamiento de Edificios Existentes a partir de Metodologías para Calificar la Salud Estructural ante Solicitaciones Sísmicas. *XIX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Jalisco, México.
- Teranishi, A., & García, O. (2012). Caracterización del Comportamiento Sísmico de Edificios Diseñados con los reglamentos de México y Chile. *XVIII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*. Guerrero, México.
- Toledo, V. (2011). *Ingeniería Basada en Desempeño*. Perú: Comunidad para la Ingeniería Civil.
- Toro, D. (2011). *Análisis de Vulnerabilidad Sísmica Aplicado a Edificios de Hormigón Armado*. (Tesis de Grado). Universidad Austral de Chile. Valdivia, Chile.
- Torres, M. (2013). *Curva esfuerzo- deformación en tracción del concreto*. Lima.

ANEXOS

ANEXO A: DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS

a) EDIFICIO IDEAL N°1

VIGAS	V2-01, V5-02, V2-02, V5-02, V2-03, V5-03									
Ubicación	A	centro AB	B	centro BC	C	D	centro DE	E	centro EF	F
M- (t.m)	18.35	4.65	27.27	6.82	20.34	20.34	6.82	27.27	4.65	18.35
M+ (t.m)	6.41	12.68	9.09	21.34	7.47	7.47	21.34	9.09	12.68	6.41
d- (cm)	54	54	51	54	51	51	54	51	54	54
d+ (cm)	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54
Max(As-, As_min) cm ²	9.48	6.44	15.54	5.42	11.29	11.29	5.42	15.54	6.44	9.48
Max(As+, As_min) cm ²	5.42	9.62	5.42	11.13	5.42	5.42	11.13	5.42	9.62	5.42
Acero-	2#6+2#5	2#6	6#6	2#6	4#6	4#6	2#6	6#6	2#6	2#6+2#5
Acero+	2#6	2#6+1#5	2#6	4#6	2#6	2#6	4#6	2#6	2#6+1#5	2#6
φMn- (t.m)	18.68	11.27	29.72	11.27	18.68	18.68	11.27	29.72	11.27	18.68
φMn+ (t.m)	11.27	15.02	11.27	21.83	11.27	11.27	21.83	11.27	15.02	11.27

VIGAS	V3-01, V4-01, V3-02, V4-02, V3-03, V4-03										
Ubicación	A	centro AB	B	centro BC	C	centro CD	D	centro DE	E	centro EF	F
M- (t.m)	6.19	6.19	32.36	8.09	23.22	5.63	23.22	8.09	32.36	6.19	6.19
M+ (t.m)	2.49	19.92	10.79	21.49	7.74	16.37	7.74	21.49	10.79	19.92	2.49
d- (cm)	54	54	51	54	51	54	51	54	51	54	54
d+ (cm)	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54
Max(As-, As_min) cm ²	5.42	5.42	18.83	5.42	13.02	5.42	13.02	5.42	18.83	5.42	5.42
Max(As+, As_min) cm ²	5.42	10.34	5.45	11.21	5.42	8.4	5.42	11.21	5.45	10.34	5.42
Acero-	2#6	2#6	7#6	2#6	5#6	2#6	5#6	2#6	7#6	2#6	2#6
Acero+	2#6	4#6	2#6	4#6	2#6	3#6	2#6	4#6	2#6	4#6	2#6
φMn- (t.m)	11.27	11.27	34.04	11.27	25.22	11.27	25.22	11.27	34.04	11.27	11.27
φMn+ (t.m)	11.27	21.83	11.27	21.83	11.27	16.64	11.27	21.83	11.27	21.83	11.27

VIGAS	V2-04, V3-04, V4-04, V5-04										
Ubicación	A	centro AB	B	centro BC	C	centro CD	D	centro DE	E	centro EF	F
M- (t.m)	11.82	4.26	18.32	4.58	13.01	3.25	13.01	4.58	18.32	4.26	11.82
M+ (t.m)	7.66	9.5	6.11	11.41	5.39	7.66	5.39	11.41	6.11	9.5	7.66
d- (cm)	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54
d+ (cm)	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54
Max(As-, As_min) cm ²	5.99	5.42	9.46	5.42	6.61	5.42	6.61	5.42	9.46	5.42	5.99
Max(As+, As_min) cm ²	5.42	5.42	5.42	5.77	5.42	5.42	5.42	5.77	5.42	5.42	5.42
Acero-	2#6+1#4	2#6	2#6+2#5	2#6	2#6+1#4	2#6	2#6+1#4	2#6	2#6+2#5	2#6	2#6+1#4
Acero+	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5
φMn- (t.m)	13.68	11.27	18.68	11.27	13.68	11.27	13.68	11.27	18.68	11.27	13.68
φMn+ (t.m)	11.73	11.73	11.73	11.73	11.73	11.73	11.73	11.73	11.73	11.73	11.73

VIGAS	V1-04, V6-04
Ubicación	Todas las secciones
Max (M-,M+) t.m	11.45
d (cm)	54
As (cm ²)	5.79
As_min (cm ²)	5.42
Max(As, As_min) cm ²	5.79
Acero	3#5
φMn (t.m)	11.73

VIGAS	VA-01, VB-01, VC-01, VD-01, VE-01, VF-01										
Ubicación	1	centro 12	2	centro 23	3	centro 34	4	centro 45	5	centro 56	6
M- (t.m)	7.63	3.53	7.75	2.37	8.38	1.44	8.38	2.37	7.75	3.53	7.63
M+ (t.m)	5.32	3.32	8.39	3.81	6.2	2.36	6.2	3.81	8.39	3.32	5.32
d- (cm)	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54
d+ (cm)	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54
Max(As-, As_min) cm ²	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42
Max(As+, As_min) cm ²	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42
Acero-	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6
Acero+	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6
φMn- (t.m)	11.27	11.27	11.27	11.27	11.27	11.27	11.27	11.27	11.27	11.27	11.27
φMn+ (t.m)	11.27	11.27	11.27	11.27	11.27	11.27	11.27	11.27	11.27	11.27	11.27

VIGAS	VA-02, VB-02, VC-02, VD-02, VE-02, VF-02										
Ubicación	1	centro 12	2	centro 23	3	centro 34	4	centro 45	5	centro 56	6
M- (t.m)	8.91	5	9.41	3.48	11.44	2.06	11.44	3.48	9.41	5	8.91
M+ (t.m)	7.14	4.46	12.46	5.51	8.25	3.14	8.25	5.51	12.46	4.46	7.14
d- (cm)	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54
d+ (cm)	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54
Max(As-, As_min) cm ²	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42
Max(As+, As_min) cm ²	5.42	5.42	6.32	6.32	6.32	6.32	6.32	6.32	6.32	6.32	6.32
Acero-	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5
Acero+	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5
φMn- (t.m)	11.73	11.73	11.73	11.73	11.73	11.73	11.73	11.73	11.73	11.73	11.73
φMn+ (t.m)	13.38	13.38	13.38	13.38	13.38	13.38	13.38	13.38	13.38	13.38	13.38

VIGAS	VA-03, VB-03, VC-03, VD-03, VE-03, VF-03										
Ubicación	1	centro 12	2	centro 23	3	centro 34	4	centro 45	5	centro 56	6
M- (t.m)	11.75	5.62	11.16	3.79	12.58	7.16	12.58	3.79	11.16	5.62	11.75
M+ (t.m)	7.6	5.04	14.07	6.2	8.75	6.21	8.75	6.2	14.07	5.04	7.6
d- (cm)	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54
d+ (cm)	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54	54
Max(As-, As_min) cm ²	5.95	5.42	5.64	5.42	6.38	5.42	6.38	5.42	5.64	5.42	5.95
Max(As+, As_min) cm ²	5.42	5.42	7.18	5.42	5.42	5.42	5.42	5.42	7.18	5.42	5.42
Acero-	2#6+1#5	2#6	2#6	2#6	2#6+1#5	2#6	2#6+1#5	2#6	2#6	2#6	2#6+1#5
Acero+	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6	2#6+1#5	2#6	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5
φMn- (t.m)	15.02	11.27	11.27	11.27	15.02	11.27	15.02	11.27	11.27	11.27	15.02
φMn+ (t.m)	15.02	15.02	15.02	15.02	11.27	15.02	11.27	15.02	15.02	15.02	15.02

VIGAS	V1-04, V6-04
Ubicación	Todas las secciones
Max (M-,M+) ton.m	8.54
d (cm)	54
As (cm ²)	4.28
As_min (cm ²)	5.42
Max(As, As_min) cm ²	5.42
Acero	2#6
φMn (t.m)	11.27

b) EDIFICIO IDEAL N°2

VIGAS	V1-01, V1-02								
Ubicación	A	centro AB	B	centro BC	C	centro CD	D	centro DE	E
M- (t.m)	31.42	9.91	29.65	6.32	28.11	8.21	31.4	10.83	31.49
M+ (t.m)	23.51	14.7	19.33	10.73	17.81	11.24	15.7	15.83	19.65
d- (cm)	46	46	46	46	46	46	46	46	46
d+ (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Max(As-, As_min) cm ²	20.85	5.92	19.48	4.62	18.31	4.87	20.83	6.5	20.9
Max(As+, As_min) cm ²	13.84	8.36	11.19	6.01	10.24	6.31	8.96	9.04	11.38
Acero-	3#8+2#6	3#8+2#6	3#8+2#6	2#8	3#8+2#6	2#8	3#8+2#6	2#8	3#8+2#6
Acero+	5#6	4#6	4#6	4#6	4#6	4#6	4#6	4#6	4#6
φMn- (t.m)	31.49	16.48	31.49	16.48	31.49	16.48	31.49	16.48	31.49
φMn+ (t.m)	24.14	19.67	19.67	19.67	19.67	19.67	19.67	19.67	19.67

VIGAS	V5-01, V5-02								
	A	centro AB	B	centro BC	C	centro CD	D	centro DE	E
Ubicación									
M- (t.m)	4.32	8.54	23.37	9.54	25.29	5.79	25.02	6.31	25.21
M+ (t.m)	5.15	13.46	16.28	11.94	17.38	9.33	12.51	11.79	12.61
d- (cm)	49	49	46	46	46	46	46	46	46
d+ (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Max(As-, As_min) cm ²	4.92	4.92	14.85	5.69	16.22	4.62	16.03	4.62	16.17
Max(As+, As_min) cm ²	4.92	7.61	9.31	6.72	9.98	5.2	7.05	6.63	7.11
Acero-	2#6	2#6	5#6+1#5	2#6	5#6+1#5	2#6	5#6+1#5	2#6	5#6+1#5
Acero+	3#6	3#6	3#6+1#5	3#6	3#6+1#5	3#6	3#6	3#6	3#6
φMn- (t.m)	10.2	10.2	25.29	9.55	25.29	9.55	25.29	9.55	25.29
φMn+ (t.m)	15.02	15.02	18.27	15.02	18.27	15.02	15.02	15.02	15.02

VIGAS	V1-03								
	A	centro AB	B	centro BC	C	centro CD	D	centro DE	E
Ubicación									
M- (t.m)	21.29	5.48	20.47	5.22	21.31	5.44	22.71	6.14	23.3
M+ (t.m)	12.44	9.45	10.98	7.69	10.65	6.98	11.35	10.32	11.65
d- (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49
d+ (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Max(As-, As_min) cm ²	12.82	4.92	11.91	4.92	12.43	4.92	13.33	4.62	13.71
Max(As+, As_min) cm ²	7.01	5.27	6.15	4.92	5.97	4.92	6.37	5.77	6.55
Acero-	5#6	2#6	5#6	2#6	5#6	2#6	5#6	2#6	5#6
Acero+	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5
φMn- (t.m)	24.14	10.2	24.14	10.2	24.14	10.2	24.14	10.2	24.14
φMn+ (t.m)	13.57	13.57	13.57	13.57	13.57	13.57	13.57	13.57	13.57

VIGAS	V2-03, V3-03, V4-03								
	A	centro AB	B	centro BC	C	centro CD	D	centro DE	E
Ubicación									
M- (t.m)	26.65	6.66	24.97	6.45	27.69	6.14	30.94	6.77	30.34
M+ (t.m)	13.33	14.44	12.48	13.68	13.85	16.65	15.02	21.27	15.02
d- (cm)	46	46	46	46	46	46	46	46	46
d+ (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Max(As-, As_min) cm ²	17.23	4.62	16	4.62	18	4.62	20.47	4.62	20.01
Max(As+, As_min) cm ²	7.54	8.2	7.04	7.74	7.85	9.54	8.54	12.4	8.55
Acero-	2#8+3#6	2#8	2#8+3#6	2#8	2#8+3#6	2#8	3#8+2#6	2#8	3#8+2#6
Acero+	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	4#6	3#6	5#6	3#6
φMn- (t.m)	28.61	16.48	28.61	16.48	28.61	16.48	31.49	16.48	31.49
φMn+ (t.m)	15.02	15.02	15.02	15.02	15.02	19.67	15.02	24.14	15.02

VIGAS	V5-03								
	A	centro AB	B	centro BC	C	centro CD	D	centro DE	E
Ubicación									
M- (t.m)	3.84	7.27	20.84	8.17	22.68	5.43	23	5.81	23.24
M+ (t.m)	4.85	12.27	13.31	10.73	14.78	9.34	11.5	11.79	11.62
d- (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49
d+ (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Max(As-, As_min) cm ²	4.92	4.92	12.14	4.92	13.31	4.92	13.51	4.92	13.67
Max(As+, As_min) cm ²	4.92	6.91	7.53	6.01	8.4	5.21	6.46	6.63	6.53
Acero-	2#6	2#6	5#6	5#6	5#6	5#6	5#6	5#6	5#6
Acero+	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6
φMn- (t.m)	10.2	10.2	24.14	24.14	24.14	24.14	24.14	24.14	24.14
φMn+ (t.m)	15.02	15.02	15.02	15.02	15.02	15.02	15.02	15.02	15.02

VIGAS	V1-04, V2-04, V3-04, V4-04, V5-04								
Ubicación	A	centro AB	B	centro BC	C	centro CD	D	centro DE	E
M- (t.m)	15.02	3.77	13.33	3.58	15.02	3.9	16.76	4.19	16.7
M+ (t.m)	7.54	6.77	6.66	6.34	7.67	7.65	7.35	10.68	7.15
d- (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49
d+ (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Max(As-, As_min) cm ²	8.55	4.92	7.54	4.92	8.55	4.92	9.6	4.92	9.56
Max(As+, As_min) cm ²	4.92	4.92	4.92	4.92	4.91	4.92	4.92	5.98	4.92
Acero-	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	4#6	3#6	4#6
Acero+	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6+1#5	2#6
φMn- (t.m)	15.02	15.02	15.02	15.02	15.02	15.02	19.67	15.02	19.67
φMn+ (t.m)	10.2	10.2	10.2	10.2	10.2	10.2	10.2	13.57	10.2

VIGAS	VA-01, VA-02								
Ubicación	1	centro 12	2	centro 23	3	centro 34	4	centro 45	5
M- (t.m)	14.66	4.91	12.33	3.82	12.55	4.04	18.44	5.49	20.58
M+ (t.m)	12.98	5.09	12.34	4.24	11.39	4.61	22.06	8.33	16.74
d- (cm)	49	49	49	49	49	49	46	46	46
d+ (cm)	49	49	49	49	49	49	46	46	46
Max(As-, As_min) cm ²	8.43	4.1	7.01	4.1	7.14	4.1	11.65	3.85	13.16
Max(As+, As_min) cm ²	7.41	4.1	7.02	4.1	6.45	4.1	14.24	4.98	10.46
Acero-	3#6	2#6	2#6+2#6	2#6	2#6+1#5	2#6	3#6+2#5	2#6	5#6
Acero+	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	5#6	3#6	3#6
φMn- (t.m)	14.86	10.12	13.44	10.12	13.44	10.12	19.66	9.48	22.07
φMn+ (t.m)	14.86	14.86	14.86	14.86	14.86	14.86	22.07	13.89	16.83

VIGAS	VB-01, VB-02, VC-01, VC-02								
Ubicación	1	centro 12	2	centro 23	3	centro 34	4	centro 45	5
M- (t.m)	17.95	6.18	14.59	4.42	14.23	4.38	14.01	6.7	17.01
M+ (t.m)	16.01	6.35	14.91	4.78	13.2	4.84	13.3	6.85	14.64
d- (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49
d+ (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Max(As-, As_min) cm ²	10.48	4.1	8.38	4.1	8.16	4.1	8.03	4.1	9.89
Max(As+, As_min) cm ²	9.26	4.1	8.58	4.1	7.54	4.1	7.6	4.1	8.41
Acero-	3#6+1#5	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6+1#5
Acero+	2#6+2#5	2#6	4#6	2#6	3#6	2#6	3#6	2#6	3#6
φMn- (t.m)	18.02	14.86	14.86	14.86	14.86	14.86	14.86	14.86	18.02
φMn+ (t.m)	16.65	10.12	19.38	10.12	14.86	10.12	14.86	10.12	14.86

VIGAS	VD-01, VD-02, VE-01, VE-02								
Ubicación	1	centro 12	2	centro 23	3	centro 34	4	centro 45	5
M- (t.m)	28.61	10.4	24.71	7.52	23.38	7.45	23.34	11.15	25.83
M+ (t.m)	27.58	10.7	24.44	7.87	22.45	7.85	22.46	11.44	25.15
d- (cm)	46	46	46	46	46	46	46	46	46
d+ (cm)	46	46	46	46	46	46	46	46	46
Max(As-, As_min) cm ²	19.31	6.28	16.23	4.48	15.22	4.44	15.19	6.76	17.1
Max(As+, As_min) cm ²	18.48	6.47	16.02	4.7	14.53	4.68	14.54	6.95	16.57
Acero-	4#6+4#5	4#6	5#6+1#5	4#6	5#6+1#5	4#6	5#6+1#5	4#6	6#6
Acero+	4#6+4#5	4#6	5#6+1#5	4#6	5#6+1#5	4#6	5#6+1#5	4#6	6#6
φMn- (t.m)	28.61	18.09	24.71	18.09	24.71	18.09	24.71	18.09	25.83
φMn+ (t.m)	28.61	18.09	24.71	18.09	24.71	18.09	24.71	18.09	25.83

VIGAS	VA-03, VB-03, VC-03								
Ubicación	1	centro 12	2	centro 23	3	centro 34	4	centro 45	5
M- (t.m)	12.68	4.15	9.52	2.97	10.1	2.9	8.45	4.66	12.37
M+ (t.m)	9.16	3.7	10.53	3.52	8.85	3.52	10.08	4.32	8.36
d- (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49
d+ (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Max(As-, As_min) cm ²	7.22	4.1	5.34	4.1	5.68	4.1	4.72	4.1	7.04
Max(As+, As_min) cm ²	5.13	4.1	5.94	4.1	4.95	4.1	5.67	4.1	4.67
Acero-	2#6+1#5	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6	2#6+1#5
Acero+	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5
φMn- (t.m)	13.44	10.12	10.12	10.12	10.12	10.12	10.12	10.12	13.44
φMn+ (t.m)	10.53	10.53	10.53	10.53	10.53	10.53	10.53	10.53	10.53

VIGAS	VA-03, VB-03, VC-03								
Ubicación	1	centro 12	2	centro 23	3	centro 34	4	centro 45	5
M- (t.m)	16.39	5.54	13.71	4.37	14.28	4.36	13.96	5.98	15.75
M+ (t.m)	14.17	5.53	13.3	4.86	13.02	4.81	13.16	5.96	12.89
d- (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49
d+ (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Max(As-, As_min) cm ²	9.5	4.1	7.85	4.1	8.19	4.1	8	4.1	9.1
Max(As+, As_min) cm ²	8.12	4.1	7.59	4.1	7.42	4.1	7.51	4.1	7.35
Acero-	2#6+2#5	2#6	3#6	2#6	3#6	2#6	3#6	2#6	2#6+2#5
Acero+	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6
φMn- (t.m)	16.65	10.12	14.86	10.12	14.86	10.12	14.86	10.12	16.65
φMn+ (t.m)	14.86	14.86	14.86	14.86	14.86	14.86	14.86	14.86	14.86

VIGAS	VA-04, VB-04, VC-04, VD-04, VE-04
Ubicación	Todas las secciones
Max (M-,M+) t.m	8.1
d (cm)	49
As (cm ²)	4.52
As_min (cm ²)	4.1
Max(As, As_min) cm ²	4.52
Acero	2#5+1#4
φMn (t.m)	9.31

c) EDIFICIO DESTINADO A VIVIENDAS

VIGAS	V2-01, V2-02						
Ubicación	B	centro BC	C	centro CD	D	centro DE	E
M- (t.m)	19.82	5.33	22.84	5.72	22.87	5.22	19.24
M+ (t.m)	9.91	8.95	11.42	12.6	11.44	8.51	9.62
d- (cm)	49	49	49	49	49	49	49
d+ (cm)	49	49	49	49	49	49	49
Max(As-, As_min) cm ²	11.28	6.56	13.1	6.56	13.12	6.56	10.93
Max(As+, As_min) cm ²	6.56	6.56	6.56	7.02	6.56	6.56	6.56
Acero-	4#6	4#6	4#6+1#5	4#6	4#6+1#5	4#6	4#6
Acero+	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5
φMn- (t.m)	20.03	20.03	23.29	20.03	23.29	20.03	20.03
φMn+ (t.m)	13.73	13.73	13.73	13.73	13.73	13.73	13.73

VIGAS	V3-01, V3-02, V4-01, V4-02, V5-01, V5-02										
Ubicación	A	centro AB	B	centro BC	C	centro CD	D	centro DE	E	centro EF	F
M- (t.m)	19.09	4.93	19.71	5.16	23.82	5.96	23.83	5.16	19.7	4.92	19.11
M+ (t.m)	9.55	8.38	9.86	9.08	11.91	13.73	11.91	9.08	9.85	8.38	9.55
d- (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
d+ (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Max(As-, As_min) cm ²	10.84	6.56	11.21	6.56	13.71	6.56	13.71	6.56	11.2	6.56	10.84
Max(As+, As_min) cm ²	6.56	6.56	6.56	6.56	6.63	7.68	6.63	6.56	6.56	6.56	6.56
Acero-	4#6	4#6	4#6	4#6	5#6	4#6	5#6	4#6	4#6	4#6	4#6
Acero+	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5
φMn- (t.m)	20.03	20.03	20.03	20.03	24.7	20.03	24.7	20.03	20.03	20.03	20.03
φMn+ (t.m)	13.73	13.73	13.73	13.73	13.73	13.73	13.73	13.73	13.73	13.73	13.73

VIGAS	V6-01, V6-02										
Ubicación	A	centro AB	B	centro BC	C	centro CD	D	centro DE	E	centro EF	F
M- (t.m)	16.73	4.19	16.77	4.3	18.38	4.59	18.38	4.3	16.77	4.19	16.74
M+ (t.m)	9.32	6.93	8.39	6.2	9.19	8.25	9.19	6.2	8.39	6.93	9.32
d- (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
d+ (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Max(As-, As_min) cm ²	9.44	6.56	9.46	6.56	10.41	6.56	10.41	6.56	9.46	6.56	9.44
Max(As+, As_min) cm ²	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56
Acero-	4#6	4#6	4#6	4#6	4#6	4#6	4#6	4#6	4#6	4#6	4#6
Acero+	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5
φMn- (t.m)	20.03	20.03	20.03	20.03	20.03	20.03	20.03	20.03	20.03	20.03	20.03
φMn+ (t.m)	12.22	12.22	12.22	12.22	12.22	12.22	12.22	12.22	12.22	12.22	12.22

VIGAS	V1-03						
Ubicación	B	centro BC	C	centro CD	D	centro DE	E
M- (t.m)	13.09	3.27	14.53	3.64	14.56	3.22	12.89
M+ (t.m)	6.55	5.04	7.27	7.13	7.28	4.93	6.45
d- (cm)	49	49	49	49	49	49	49
d+ (cm)	49	49	49	49	49	49	49
Max(As-, As_min) cm ²	7.31	6.56	8.14	6.56	8.16	6.56	7.19
Max(As+, As_min) cm ²	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56
Acero-	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6
Acero+	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5
φMn- (t.m)	15.23	15.23	15.23	15.23	15.23	15.23	15.23
φMn+ (t.m)	12.22	12.22	12.22	12.22	12.22	12.22	12.22

VIGAS	V2-03						
Ubicación	B	centro BC	C	centro CD	D	centro DE	E
M- (t.m)	16.56	4.14	19.98	5	19.98	4.01	16.03
M+ (t.m)	8.28	8.88	9.99	12.59	9.99	8.44	8.01
d- (cm)	49	49	49	49	49	49	49
d+ (cm)	49	49	49	49	49	49	49
Max(As-, As_min) cm ²	9.33	6.56	11.37	6.56	11.37	6.56	9.02
Max(As+, As_min) cm ²	6.56	6.56	6.56	7.02	6.56	6.56	6.56
Acero-	4#6	4#6	4#6	4#6	4#6	4#6	4#6
Acero+	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5
φMn- (t.m)	20.03	20.03	20.03	20.03	20.03	20.03	20.03
φMn+ (t.m)	13.73	13.73	13.73	13.73	13.73	13.73	13.73

VIGAS	V3-03, V4-03, V5-03										
Ubicación	A	centro AB	B	centro BC	C	centro CD	D	centro DE	E	centro EF	F
M- (t.m)	15.63	3.91	16.51	4.24	20.93	5.23	20.94	4.25	16.5	3.91	15.65
M+ (t.m)	7.82	7.72	8.26	9.12	10.47	13.67	10.47	9.12	8.25	7.72	7.82
d- (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
d+ (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Max(As-, As_min) cm ²	8.79	6.56	9.3	6.56	11.95	6.56	11.95	6.56	9.3	6.56	8.8
Max(As+, As_min) cm ²	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	7.65	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56
Acero-	2#6+2#5	2#6+2#5	2#6+2#5	2#6+1#5	3#6+2#5	2#6+1#5	3#6+2#5	2#6+1#5	2#6+2#5	2#6+1#5	2#6+2#5
Acero+	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5
φMn- (t.m)	17.11	17.11	17.11	13.73	21.87	13.73	21.87	13.73	17.11	13.73	17.11
φMn+ (t.m)	13.73	13.73	13.73	13.73	13.73	13.73	13.73	13.73	13.73	13.73	13.73

VIGAS	V6-03										
Ubicación	A	centro AB	B	centro BC	C	centro CD	D	centro DE	E	centro EF	F
M- (t.m)	12.76	3.19	13.07	3.35	15.34	3.83	15.34	3.35	13.06	3.19	12.76
M+ (t.m)	6.38	4.93	6.53	5.63	7.67	8.21	7.67	5.63	6.53	4.93	6.38
d- (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
d+ (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Max(As-, As_min) cm ²	7.12	6.56	7.3	6.56	8.62	6.56	8.61	6.56	7.29	6.56	7.12
Max(As+, As_min) cm ²	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56	6.56
Acero-	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+2#5	2#6+1#5	2#6+2#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5
Acero+	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5	1#6+2#5
φMn- (t.m)	13.73	13.73	13.73	13.73	17.11	13.73	17.11	13.73	13.73	13.73	13.73
φMn+ (t.m)	12.22	12.22	12.22	12.22	12.22	12.22	12.22	12.22	12.22	12.22	12.22

VIGAS	V1-04, V2-04, V3-04, V4-04, V5-04, V6-04
Ubicación	Todas las secciones
M- (t.m)	13.06
M+ (t.m)	8.69
d- (cm)	49
d+ (cm)	49
Max(As-, As_min) cm ²	7.29
Max(As+, As_min) cm ²	6.56
Acero-	2#6+1#5
Acero+	1#6+2#5
φMn- (t.m)	13.73
φMn+ (t.m)	12.22

VIGAS	VA-01, VA-02, VF-01, VF-02						
Ubicación	3	centro 34	4	centro 45	5	centro 56	6
M- (t.m)	12.92	5.66	11.99	5.11	11.54	3.58	12.14
M+ (t.m)	10.45	6.24	9.81	5.45	9.65	5.02	8.48
d- (cm)	44	44	44	44	44	44	44
d+ (cm)	44	44	44	44	44	44	44
Max(As-, As_min) cm ²	8.1	5.89	7.49	5.89	7.2	5.89	7.59
Max(As+, As_min) cm ²	6.49	5.89	6.08	5.89	5.98	5.89	5.89
Acero-	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6
Acero+	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4
φMn- (t.m)	13.61	13.61	13.61	13.61	13.61	13.61	13.61
φMn+ (t.m)	10.45	10.45	10.45	10.45	10.45	10.45	10.45

VIGAS	VB-01, VB-02, VE-01, VE-02										
Ubicación	1	centro 12	2	centro 23	3	centro 34	4	centro 45	5	centro 56	6
M- (t.m)	12.48	5.43	11.49	4.78	11.47	4.76	11.11	4.85	11.02	3.42	11.71
M+ (t.m)	9.91	5.95	9.35	5.29	9.18	5.37	9.06	5.25	9.24	4.77	8.05
d- (cm)	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44
d+ (cm)	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44
Max(As-, As_min) cm ²	7.81	5.89	7.17	5.89	7.15	5.89	6.92	5.89	6.86	5.89	7.31
Max(As+, As_min) cm ²	6.15	5.89	5.89	5.89	5.89	5.89	5.89	5.89	5.89	5.89	5.89
Acero-	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6
Acero+	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4
φMn- (t.m)	13.61	13.61	13.61	13.61	13.61	13.61	13.61	13.61	13.61	13.61	13.61
φMn+ (t.m)	10.45	10.45	10.45	10.45	10.45	10.45	10.45	10.45	10.45	10.45	10.45

VIGAS	VC-01, VC-02, VD-01, VD-02										
Ubicación	1	centro 12	2	centro 23	3	centro 34	4	centro 45	5	centro 56	6
M- (t.m)	12.09	5.17	10.62	4.83	13.83	3.65	14.59	4.99	10.19	3.21	11.33
M+ (t.m)	7.52	5.58	9.01	4.78	8.63	6.27	8.52	4.86	9.01	4.57	7.49
d- (cm)	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44
d+ (cm)	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44	44
Max(As-, As_min) cm ²	7.56	5.89	6.61	5.89	5.89	5.89	9.2	5.89	6.33	5.89	7.06
Max(As+, As_min) cm ²	5.89	5.89	5.89	5.89	8.7	5.89	5.89	5.89	5.89	5.89	5.89
Acero-	2#6+2#5	2#6+2#5	2#6+2#5	2#6+2#5	2#6+2#5	2#6+2#5	2#6+2#5	2#6+2#5	2#6+2#5	2#6+2#5	2#6+2#5
Acero+	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4	2#5+2#4
φMn- (t.m)	15.29	15.29	15.29	15.29	15.29	15.29	15.29	15.29	15.29	15.29	15.29
φMn+ (t.m)	10.45	10.45	10.45	10.45	10.45	10.45	10.45	10.45	10.45	10.45	10.45

VIGAS	VA-03, VB-03, VC-03, VD-03, VE-03, VF-03
Ubicación	Todas las secciones
M- (t.m)	11.58
M+ (t.m)	5.79
d- (cm)	44
d+ (cm)	44
Max(As-, As_min) cm ²	7.23
Max(As+, As_min) cm ²	5.89
Acero-	2#6+1#5
Acero+	2#5+2#4
φMn- (t.m)	12.28
φMn+ (t.m)	10.45

VIGAS	VA-04, VB-04, VC-04, VD-04, VE-04, VF-04
Ubicación	Todas las secciones
M- (t.m)	7.4
M+ (t.m)	5.27
d- (cm)	44
d+ (cm)	44
Max(As-, As_min) cm ²	5.89
Max(As+, As_min) cm ²	5.89
Acero-	2#5+2#4
Acero+	2#5+2#4
φMn- (t.m)	10.45
φMn+ (t.m)	10.45

d) EDIFICIO DESTINADO A USO HOSPITALARIO

VIGAS	V1-01, V4-01, V1-02, V4-02, V1-03, V4-03										
Ubicación	A	centro AB	B	C	centro CD	D	centro DE	E	F	centro FG	G
M- (t.m)	0.99	4.81	8.02	14.99	6.84	14.51	6.88	14.99	7.36	4.41	0.8
M+ (t.m)	2.16	5.7	6.77	12.93	6.6	15	6.55	12.83	5.76	5.31	1.98
d- (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
d+ (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Max(As-, As_min) cm ²	4.92	4.92	4.92	8.53	4.92	8.24	4.92	8.53	4.92	4.92	4.92
Max(As+, As_min) cm ²	4.92	4.92	4.92	7.3	4.92	8.53	4.92	7.24	4.92	4.92	4.92
Acero-	2#6	2#6	2#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	2#6	2#6	2#6
Acero+	2#6	2#6	2#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	2#6	2#6	2#6
φMn- (t.m)	10.2	10.2	10.2	15.02	15.02	15.02	15.02	15.02	10.2	10.2	10.2
φMn+ (t.m)	10.2	10.2	10.2	15.02	15.02	15.02	15.02	15.02	10.2	10.2	10.2

VIGAS	V1-04, V4-04										
Ubicación	A	centro AB	B	C	centro CD	D	centro DE	E	F	centro FG	G
M- (t.m)	0.79	3.82	6.77	11.52	4.93	11.16	4.99	11.66	6.36	3.52	0.73
M+ (t.m)	1.93	4.92	5.6	9.43	4.81	11.92	4.78	9.36	4.83	4.67	1.83
d- (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
d+ (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Max(As-, As_min) cm ²	4.92	4.92	4.92	6.47	4.92	6.26	4.92	6.55	4.92	4.92	4.92
Max(As+, As_min) cm ²	4.92	4.92	4.92	5.26	4.92	6.7	4.92	5.21	4.92	4.92	4.92
Acero-	2#6	2#6	2#6	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6	2#6	2#6
Acero+	2#6	2#6	2#6	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6	2#6	2#6
φMn- (t.m)	10.2	10.2	10.2	13.57	13.57	13.57	13.57	13.57	10.2	10.2	10.2
φMn+ (t.m)	10.2	10.2	10.2	13.57	13.57	13.57	13.57	13.57	10.2	10.2	10.2

VIGAS	V2-01, V3-01, V2-02, V3-02, V2-03, V3-03												
Ubicación	A	centro AB	B	centro BC	C	centro CD	D	centro DE	E	centro EF	F	centro FG	G
M- (t.m)	12.49	3.82	9.67	4.68	10.16	2.93	10.08	2.91	10.24	4.71	9.67	4.22	11.87
M+ (t.m)	7.71	3.82	10.42	5.12	9.01	3.36	8.45	3.3	8.92	5.18	9.54	4.31	7.02
d- (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
d+ (cm)	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49
Max(As-, As_min) cm ²	7.04	4.92	5.4	4.92	5.68	4.92	5.63	4.92	5.73	4.92	5.4	4.92	6.67
Max(As+, As_min) cm ²	4.92	4.92	5.82	4.92	5.01	4.92	4.92	4.92	4.96	4.92	5.32	4.92	4.92
Acero-	4#5	4#5	4#5	4#5	4#5	4#5	4#5	4#5	4#5	4#5	4#5	4#5	4#5
Acero+	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5	3#5
φMn- (t.m)	13.97	13.97	13.97	13.97	13.97	13.97	13.97	13.97	13.97	13.97	13.97	13.97	13.97
φMn+ (t.m)	10.61	10.61	10.61	10.61	10.61	10.61	10.61	10.61	10.61	10.61	10.61	10.61	10.61

VIGAS	V2-04, V3-04
Ubicación	Todas las secciones
Max (M-,M+) t.m	9.61
d (cm)	49
As (cm ²)	5.36
As_min (cm ²)	4.92
Max(As, As_min) cm ²	5.36
Acero	2#6
φMn (t.m)	10.2

VIGAS	VB-04, VC-04, VD-04, VE-04, VF-04						
Ubicación	1	centro 12	2	centro 23	3	centro 34	4
M- (t.m)	20.59	4.2	21.02	7.42	22.02	4.4	21.36
M+ (t.m)	11.64	18.71	7.01	3.89	10.38	19.72	14.92
d- (cm)	64	64	64	64	64	64	64
d+ (cm)	64	64	64	64	64	64	64
Max(As-, As_min) cm ²	8.82	7.5	9.01	7.5	9.46	7.5	9.15
Max(As+, As_min) cm ²	7.5	7.99	7.5	7.5	7.5	8.43	7.5
Acero-	2#6+2#5	2#6+2#5	2#6+2#5	2#6+2#5	2#6+2#5	2#6+2#5	2#6+2#5
Acero+	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6	3#6
φMn- (t.m)	22.48	22.48	22.48	22.48	22.48	22.48	22.48
φMn+ (t.m)	19.99	19.99	19.99	19.99	19.99	19.99	19.99

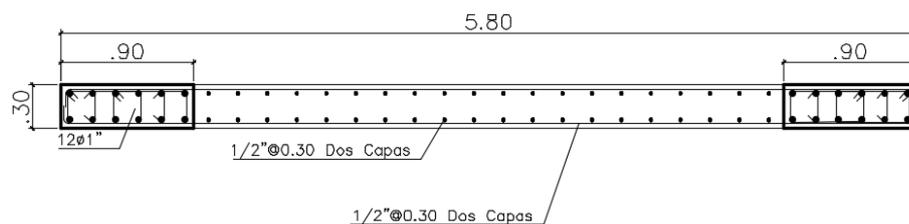
VIGAS	VA-01, VG-01, VA-02, VG-02, VA-03, VG-03						
Ubicación	1	centro 12	2	centro 23	3	centro 34	4
M- (t.m)	13.21	6.04	10.18	2.25	9.94	5.65	12.9
M+ (t.m)	10.58	5.89	10.82	3.64	10.19	5.89	9.73
d- (cm)	34	34	34	34	34	34	34
d+ (cm)	34	34	34	34	34	34	34
Max(As-, As_min) cm ²	11.4	4.91	8.55	3.41	8.34	4.58	11.1
Max(As+, As_min) cm ²	8.92	4.78	9.14	3.41	8.56	4.78	8.14
Acero-	4#6	2#6	3#6	2#6	3#6	2#6	4#6
Acero+	2#6+2#5	2#6+2#5	2#6+2#5	2#6+2#5	2#6+2#5	2#6+2#5	2#6+2#5
φMn- (t.m)	13.21	6.96	10.18	6.96	10.18	6.96	13.21
φMn+ (t.m)	11.38	11.38	11.38	11.38	11.38	11.38	11.38

VIGAS	VA-04, VG-04						
Ubicación	1	centro 12	2	centro 23	3	centro 34	4
M- (t.m)	8.97	3.75	8.21	1.73	7.87	3.58	8.87
M+ (t.m)	7.22	3.86	8.58	2.83	8.18	4.96	6.77
d- (cm)	34	34	34	34	34	34	34
d+ (cm)	34	34	34	34	34	34	34
Max(As-, As_min) cm ²	7.46	3.41	6.79	3.41	6.49	3.41	7.37
Max(As+, As_min) cm ²	5.92	3.41	7.12	3.41	6.76	3.99	5.54
Acero-	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5
Acero+	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5	2#6+1#5
φMn- (t.m)	9.21	9.21	9.21	9.21	9.21	9.21	9.21
φMn+ (t.m)	9.21	9.21	9.21	9.21	9.21	9.21	9.21

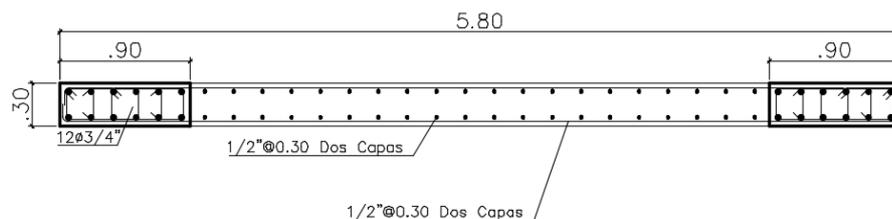
ANEXO B: DISEÑO A FLEXIÓN COMPRESIÓN DE PLACAS

a) EDIFICIO IDEAL N°1

- PLACA PX

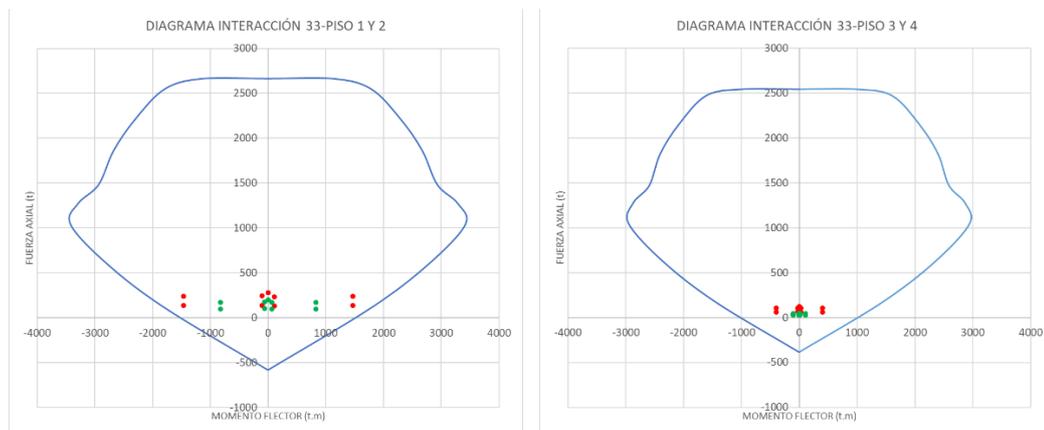


PX 1er y 2do Nivel



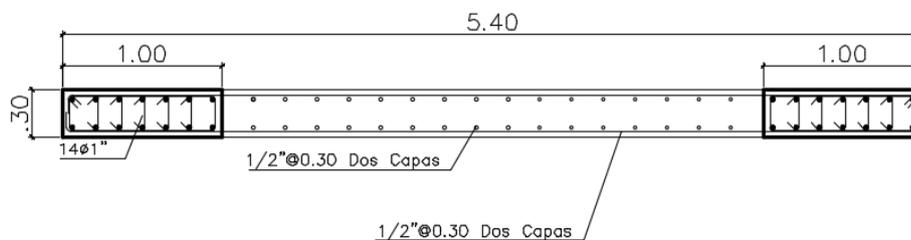
PX 3er y 4to Nivel

Piso	Combinación	P	V2	M3	Piso	Combinación	P	V2	M3
		t	t	t.m			t	t	t.m
Piso 2	1.4D+1.7L	201.08	0.00	0.00	Piso 4	1.4D+1.7L	50.40	0.00	0.00
Piso 2	1.25D+1.25L+SX Max	171.87	134.47	824.09	Piso 4	1.25D+1.25L+SX Max	44.02	33.89	102.98
Piso 2	1.25D+1.25L+SX Min	171.87	-134.47	-824.09	Piso 4	1.25D+1.25L+SX Min	44.02	-33.89	-102.98
Piso 2	1.25D+1.25L+SY Max	169.40	9.90	61.61	Piso 4	1.25D+1.25L+SY Max	43.47	2.42	6.87
Piso 2	1.25D+1.25L+SY Min	174.35	-9.90	-61.61	Piso 4	1.25D+1.25L+SY Min	44.56	-2.42	-6.87
Piso 2	0.9D+SX Max	97.99	134.47	824.09	Piso 4	0.9D+SX Max	28.38	33.89	102.98
Piso 2	0.9D+SX Min	97.99	-134.47	-824.09	Piso 4	0.9D+SX Min	28.38	-33.89	-102.98
Piso 2	0.9D+SY Max	95.52	9.90	61.61	Piso 4	0.9D+SY Max	27.83	2.42	6.87
Piso 2	0.9D+SY Min	100.46	-9.90	-61.61	Piso 4	0.9D+SY Min	28.92	-2.42	-6.87
Piso 1	1.4D+1.7L	280.37	0.00	0.00	Piso 3	1.4D+1.7L	125.82	0.00	0.00
Piso 1	1.25D+1.25L+SX Max	239.33	162.98	1468.07	Piso 3	1.25D+1.25L+SX Max	108.01	95.74	397.35
Piso 1	1.25D+1.25L+SX Min	239.33	-162.98	-1468.07	Piso 3	1.25D+1.25L+SX Min	108.01	-95.74	-397.35
Piso 1	1.25D+1.25L+SY Max	236.16	11.81	109.60	Piso 3	1.25D+1.25L+SY Max	106.47	7.04	29.15
Piso 1	1.25D+1.25L+SY Min	242.50	-11.81	-109.60	Piso 3	1.25D+1.25L+SY Min	109.56	-7.04	-29.15
Piso 1	0.9D+SX Max	135.36	162.98	1468.07	Piso 3	0.9D+SX Max	63.21	95.74	397.35
Piso 1	0.9D+SX Min	135.36	-162.98	-1468.07	Piso 3	0.9D+SX Min	63.21	-95.74	-397.35
Piso 1	0.9D+SY Max	132.19	11.81	109.60	Piso 3	0.9D+SY Max	61.67	7.04	29.15
Piso 1	0.9D+SY Min	138.52	-11.81	-109.60	Piso 3	0.9D+SY Min	64.76	-7.04	-29.15

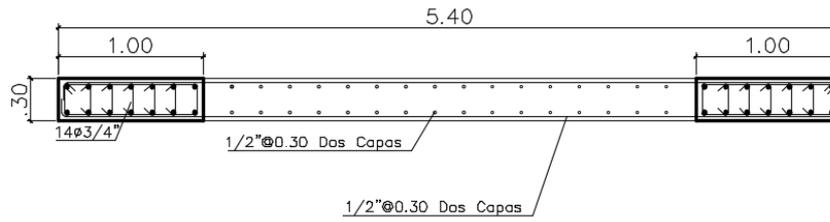


COMBINACION	Diseño por Corte							Usar
	Pu t	Mu t.m	Vu t	ϕVc t	Ref. Horiz. cm ² /m	Ref. Vert. cm ² /m	ϕVn t	
1.25D+1.25L+SX	239.33	1468.07	162.98	124.72	7.50	7.50	248.96	ϕ1/2" @ 0.30 vertical y horizontal

• **PLACA PY**

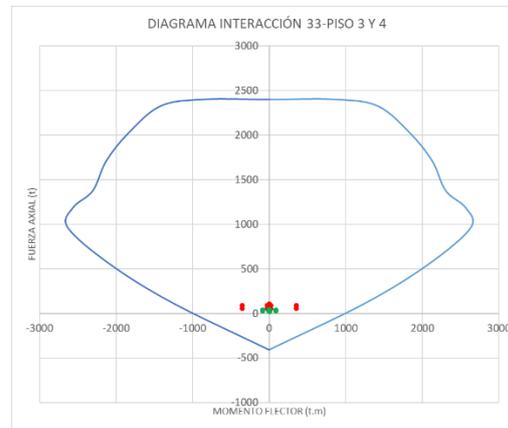
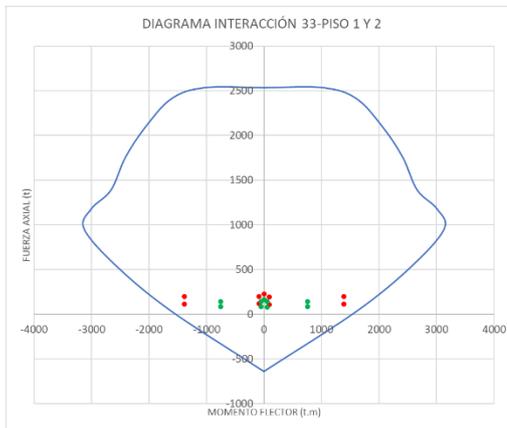


PY 1er y 2do Nivel



PY 3er y 4to Nivel

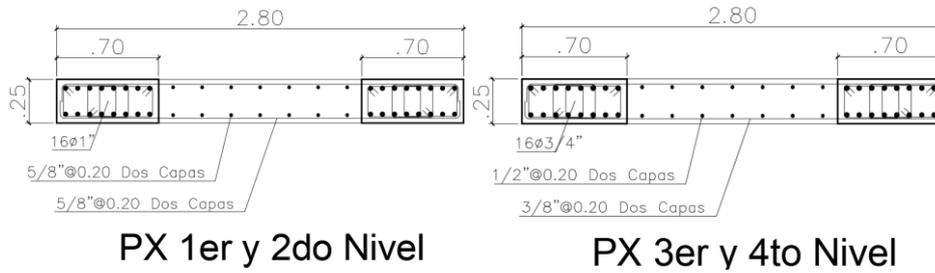
Piso	Combinación	P	V2	M3	Piso	Combinación	P	V2	M3
		t	t	t.m			t	t	t.m
Piso 2	1.4D+1.7L	165.95	0.00	0.00	Piso 4	1.4D+1.7L	43.28	0.00	0.00
Piso 2	1.25D+1.25L+SX Max	139.85	8.47	50.21	Piso 4	1.25D+1.25L+SX Max	37.26	2.17	5.47
Piso 2	1.25D+1.25L+SX Min	144.78	-8.47	-50.21	Piso 4	1.25D+1.25L+SX Min	38.41	-2.17	-5.47
Piso 2	1.25D+1.25L+SY Max	142.32	132.85	754.15	Piso 4	1.25D+1.25L+SY Max	37.84	31.51	86.56
Piso 2	1.25D+1.25L+SY Min	142.32	-132.85	-754.15	Piso 4	1.25D+1.25L+SY Min	37.84	-31.51	-86.56
Piso 2	0.9D+SX Max	80.35	8.47	50.21	Piso 4	0.9D+SX Max	23.97	2.17	5.47
Piso 2	0.9D+SX Min	85.28	-8.47	-50.21	Piso 4	0.9D+SX Min	25.12	-2.17	-5.47
Piso 2	0.9D+SY Max	82.82	132.85	754.15	Piso 4	0.9D+SY Max	24.54	31.51	86.56
Piso 2	0.9D+SY Min	82.82	-132.85	-754.15	Piso 4	0.9D+SY Min	24.54	-31.51	-86.56
Piso 1	1.4D+1.7L	230.29	0.00	0.00	Piso 3	1.4D+1.7L	104.80	0.00	0.00
Piso 1	1.25D+1.25L+SX Max	194.16	10.40	91.66	Piso 3	1.25D+1.25L+SX Max	88.67	6.13	23.60
Piso 1	1.25D+1.25L+SX Min	200.40	-10.40	-91.66	Piso 3	1.25D+1.25L+SX Min	91.81	-6.13	-23.60
Piso 1	1.25D+1.25L+SY Max	197.28	163.78	1389.86	Piso 3	1.25D+1.25L+SY Max	90.24	93.56	351.24
Piso 1	1.25D+1.25L+SY Min	197.28	-163.78	-1389.86	Piso 3	1.25D+1.25L+SY Min	90.24	-93.56	-351.24
Piso 1	0.9D+SX Max	110.94	10.40	91.66	Piso 3	0.9D+SX Max	52.19	6.13	23.60
Piso 1	0.9D+SX Min	117.18	-10.40	-91.66	Piso 3	0.9D+SX Min	55.34	-6.13	-23.60
Piso 1	0.9D+SY Max	114.06	163.78	1389.86	Piso 3	0.9D+SY Max	53.76	93.56	351.24
Piso 1	0.9D+SY Min	114.06	-163.78	-1389.86	Piso 3	0.9D+SY Min	53.76	-93.56	-351.24



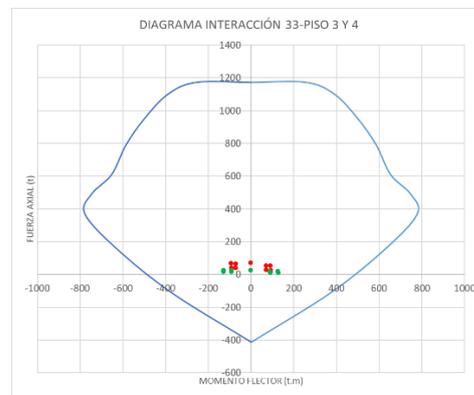
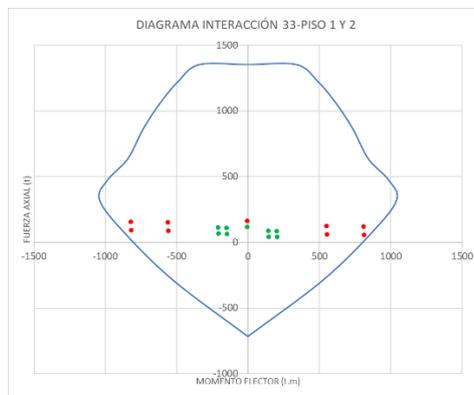
Diseño por Corte								
COMBINACION	Pu	Mu	Vu	φVc	Ref. Horiz.	Ref. Vert.	φVn	Usar
	t	t.m	t	t	cm ² /m	cm ² /m	t	
1.25D+1.25L+SY	197.28	1389.86	163.78	111.38	7.50	7.50	227.05	φ1/2" @ 0.30 vertical y horizontal

b) EDIFICIO IDEAL N°2

- PLACA PX

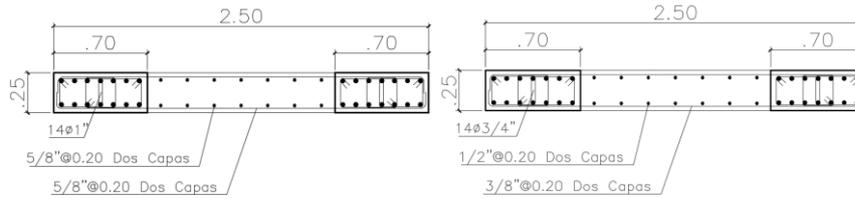


Piso	Combinación	P	V2	M3	Piso	Combinación	P	V2	M3
		t	t	t.m			t	t	t.m
Piso 2	1.4D+1.7L	117.21	-2.55	-4.96	Piso 4	1.4D+1.7L	28.13	-2.05	-2.31
Piso 2	1.25D+1.25L+SX Max	86.31	76.32	202.06	Piso 4	1.25D+1.25L+SX Max	21.81	28.62	125.58
Piso 2	1.25D+1.25L+SX Min	112.62	-80.57	-210.28	Piso 4	1.25D+1.25L+SX Min	27.04	-32.13	-129.64
Piso 2	1.25D+1.25L+SY Max	89.61	51.54	141.26	Piso 4	1.25D+1.25L+SY Max	22.46	20.45	88.21
Piso 2	1.25D+1.25L+SY Min	109.33	-55.80	-149.48	Piso 4	1.25D+1.25L+SY Min	26.38	-23.96	-92.27
Piso 2	0.9D+SX Max	41.04	77.41	204.28	Piso 4	0.9D+SX Max	12.63	29.35	126.24
Piso 2	0.9D+SX Min	67.36	-79.48	-208.06	Piso 4	0.9D+SX Min	17.86	-31.40	-128.98
Piso 2	0.9D+SY Max	44.34	52.64	143.48	Piso 4	0.9D+SY Max	13.29	21.18	88.87
Piso 2	0.9D+SY Min	64.06	-54.70	-147.26	Piso 4	0.9D+SY Min	17.21	-23.23	-91.61
Piso 1	1.4D+1.7L	162.75	-1.40	-6.29	Piso 3	1.4D+1.7L	72.79	-2.02	-2.30
Piso 1	1.25D+1.25L+SX Max	119.68	162.06	810.59	Piso 3	1.25D+1.25L+SX Max	54.64	43.77	89.96
Piso 1	1.25D+1.25L+SX Min	156.17	-164.38	-820.95	Piso 3	1.25D+1.25L+SX Min	69.45	-47.10	-93.81
Piso 1	1.25D+1.25L+SY Max	124.16	110.42	550.18	Piso 3	1.25D+1.25L+SY Max	56.51	30.56	68.85
Piso 1	1.25D+1.25L+SY Min	151.69	-112.74	-560.55	Piso 3	1.25D+1.25L+SY Min	67.58	-33.89	-72.70
Piso 1	0.9D+SX Max	56.22	162.67	813.52	Piso 3	0.9D+SX Max	27.37	44.69	90.95
Piso 1	0.9D+SX Min	92.71	-163.77	-818.02	Piso 3	0.9D+SX Min	42.18	-46.18	-92.83
Piso 1	0.9D+SY Max	60.70	111.03	553.11	Piso 3	0.9D+SY Max	29.25	31.48	69.83
Piso 1	0.9D+SY Min	88.23	-112.13	-557.62	Piso 3	0.9D+SY Min	40.31	-32.97	-71.71



Diseño por Corte								
COMBINACION	Pu	Mu	Vu	ϕVc	Ref. Horiz.	Ref. Vert.	ϕVn	Usar
	t	t.m	t	t	cm ² /m	cm ² /m	t	
0.9D+SY	56.22	818.02	163.77	39.19	15.80	15.80	163.77	ϕ5/8" @ 0.20 vertical y horizontal

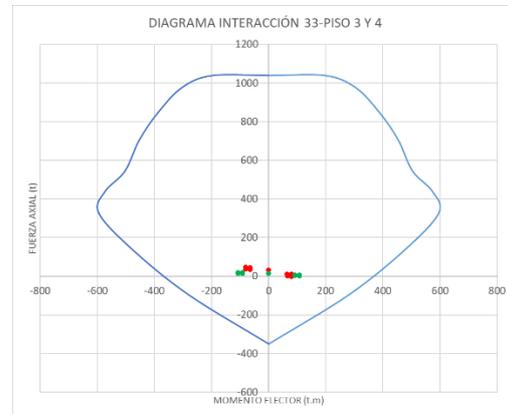
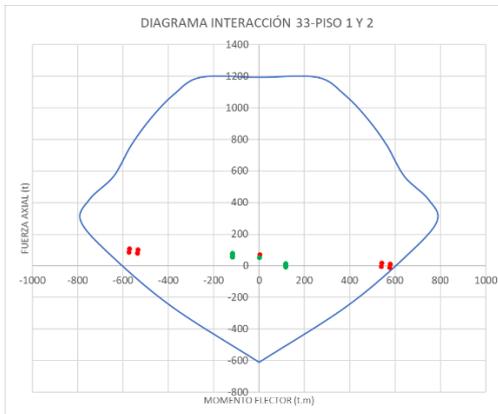
• **PLACA PY**



PY 1er y 2do Nivel

PY 3er y 4to Nivel

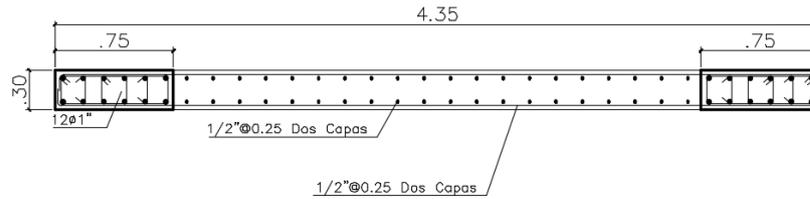
Piso	Combinación	P	V2	M3	Piso	Combinación	P	V2	M3
		t	t	t.m			t	t	t.m
Piso 2	1.4D+1.7L	51.29	-0.25	0.37	Piso 4	1.4D+1.7L	14.63	0.18	-0.18
Piso 2	1.25D+1.25L+SX Max	10.32	50.07	116.98	Piso 4	1.25D+1.25L+SX Max	6.56	28.03	107.06
Piso 2	1.25D+1.25L+SX Min	78.22	-50.45	-116.27	Piso 4	1.25D+1.25L+SX Min	19.02	-27.71	-107.17
Piso 2	1.25D+1.25L+SY Max	14.79	48.96	118.41	Piso 4	1.25D+1.25L+SY Max	7.38	23.01	91.53
Piso 2	1.25D+1.25L+SY Min	73.76	-49.34	-117.70	Piso 4	1.25D+1.25L+SY Min	18.20	-22.69	-91.63
Piso 2	0.9D+SX Max	-7.19	50.24	116.97	Piso 4	0.9D+SX Max	2.06	27.99	107.44
Piso 2	0.9D+SX Min	60.71	-50.28	-116.28	Piso 4	0.9D+SX Min	14.51	-27.75	-106.78
Piso 2	0.9D+SY Max	-2.73	49.13	118.40	Piso 4	0.9D+SY Max	2.88	22.97	91.91
Piso 2	0.9D+SY Min	56.25	-49.17	-117.71	Piso 4	0.9D+SY Min	13.69	-22.73	-91.25
Piso 1	1.4D+1.7L	69.82	0.02	4.41	Piso 3	1.4D+1.7L	33.24	-0.22	-0.47
Piso 1	1.25D+1.25L+SX Max	11.52	124.55	579.25	Piso 3	1.25D+1.25L+SX Max	10.44	30.12	80.12
Piso 1	1.25D+1.25L+SX Min	109.00	-124.51	-571.87	Piso 3	1.25D+1.25L+SX Min	47.10	-30.46	-80.80
Piso 1	1.25D+1.25L+SY Max	18.14	113.15	541.27	Piso 3	1.25D+1.25L+SY Max	12.79	28.37	64.73
Piso 1	1.25D+1.25L+SY Min	102.38	-113.11	-533.89	Piso 3	1.25D+1.25L+SY Min	44.75	-28.71	-65.41
Piso 1	0.9D+SX Max	-12.34	124.57	577.40	Piso 3	0.9D+SX Max	-0.68	30.25	80.48
Piso 1	0.9D+SX Min	85.14	-124.49	-573.73	Piso 3	0.9D+SX Min	35.98	-30.33	-80.43
Piso 1	0.9D+SY Max	-5.72	113.17	539.42	Piso 3	0.9D+SY Max	1.67	28.50	65.10
Piso 1	0.9D+SY Min	78.52	-113.09	-535.75	Piso 3	0.9D+SY Min	33.63	-28.58	-65.05



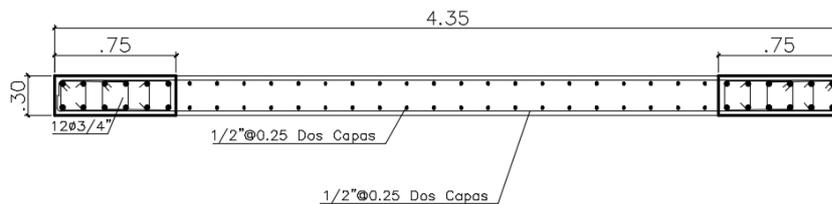
Diseño por Corte								
COMBINACION	Pu	Mu	Vu	φVc	Ref. Horiz.	Ref. Vert.	φVn	Usar
	t	t.m	t	t	cm ² /m	cm ² /m	t	
0.9D+SX	12.34	577.40	124.57	27.48	13.60	13.60	124.57	φ5/8" @0.20 vertical y horizontal

c) EDIFICIO DESTINADO A USO HOSPITALARIO

• PLACA P1

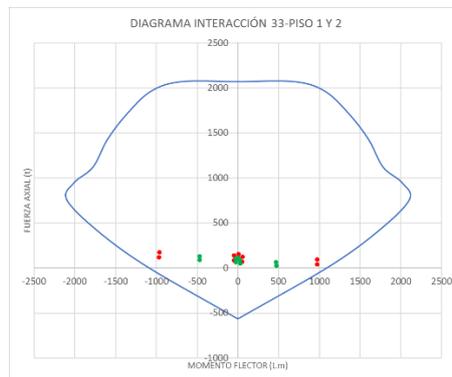


PX 1er y 2do Nivel



PX 3er y 4to Nivel

Piso	Combinación	P	V2	M3	Piso	Combinación	P	V2	M3
		t	t	t.m			t	t	t.m
Piso 2	1.4D+1.7L	112.63	-2.85	-0.70	Piso 4	1.4D+1.7L	32.25	-3.71	-5.01
Piso 2	1.25D+1.25L+SX Max	90.87	2.54	26.54	Piso 4	1.25D+1.25L+SX Max	26.40	-1.31	-0.62
Piso 2	1.25D+1.25L+SX Min	102.97	-7.21	-27.52	Piso 4	1.25D+1.25L+SX Min	30.00	-4.87	-7.53
Piso 2	1.25D+1.25L+SY Max	65.06	88.41	469.85	Piso 4	1.25D+1.25L+SY Max	19.56	15.01	44.87
Piso 2	1.25D+1.25L+SY Min	128.77	-93.08	-470.83	Piso 4	1.25D+1.25L+SY Min	36.83	-21.19	-53.02
Piso 2	0.9D+SX Max	51.48	3.89	27.13	Piso 4	0.9D+SX Max	16.50	0.32	1.86
Piso 2	0.9D+SX Min	63.58	-5.86	-26.93	Piso 4	0.9D+SX Min	20.10	-3.23	-5.04
Piso 2	0.9D+SY Max	25.67	89.76	470.44	Piso 4	0.9D+SY Max	9.66	16.64	47.35
Piso 2	0.9D+SY Min	89.38	-91.73	-470.24	Piso 4	0.9D+SY Min	26.94	-19.56	-50.54
Piso 1	1.4D+1.7L	156.70	-1.14	5.49	Piso 3	1.4D+1.7L	72.56	-3.24	-3.19
Piso 1	1.25D+1.25L+SX Max	127.24	4.69	55.52	Piso 3	1.25D+1.25L+SX Max	58.64	1.07	10.45
Piso 1	1.25D+1.25L+SX Min	142.30	-6.57	-46.31	Piso 3	1.25D+1.25L+SX Min	66.68	-6.41	-15.57
Piso 1	1.25D+1.25L+SY Max	94.18	119.26	973.40	Piso 3	1.25D+1.25L+SY Max	42.16	60.65	202.81
Piso 1	1.25D+1.25L+SY Min	175.36	-121.13	-964.19	Piso 3	1.25D+1.25L+SY Min	83.16	-65.99	-207.93
Piso 1	0.9D+SX Max	72.21	5.24	53.21	Piso 3	0.9D+SX Max	33.95	2.58	12.12
Piso 1	0.9D+SX Min	87.27	-6.02	-48.62	Piso 3	0.9D+SX Min	41.99	-4.90	-13.90
Piso 1	0.9D+SY Max	39.15	119.81	971.09	Piso 3	0.9D+SY Max	17.47	62.16	204.48
Piso 1	0.9D+SY Min	120.33	-120.59	-966.50	Piso 3	0.9D+SY Min	58.47	-64.48	-206.27



Diseño por Corte								
COMBINACION	Pu	Mu	Vu	øVc	Ref. Horiz.	Ref. Vert.	øVn	Usar
	t	t.m	t	t	cm ² /m	cm ² /m	t	
1.25D+1.25L+SY	94.18	973.40	121.13	69.66	7.50	7.50	162.84	ø1/2" @0.25 vertical y horizontal