

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



EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE POR EL MÉTODO BASADO EN FUERZAS Y EL MÉTODO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS DEL PROYECTO "MEJORAMIENTO DE SERVICIOS ACADÉMICOS EN LA FORMACIÓN BÁSICA, INFORMÁTICA Y VIRTUAL EN LAS ESCUELAS PROFESIONALES DE LA UNA - PUNO"

TESIS

PRESENTADO POR:
LLANQUI FLORES CRISTIAN EDWARD
DELGADO APAZA BRAYAN ISMAEL

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL

PUNO - PERU
2015

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

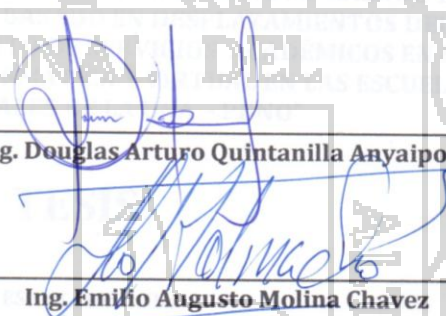
EVALUACION SISMORRESISTENTE POR EL METODO BASADO EN FUERZAS
Y EL METODO BASADO ENDESPLAZAMIENTOS DEL PROYECTO
"MEJORAMIENTO DE LOS SERVICIOS ACADEMICOS EN LA FORMACION
BASICA, INFORMATICA Y VIRTUALES EN LAS ESCUELAS PROFESIONALES
DE LA UNA-PUNO"

TESIS

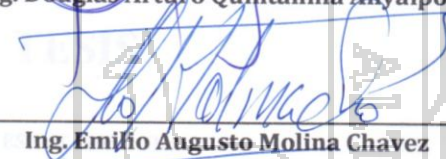
PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL

APROBADO POR:

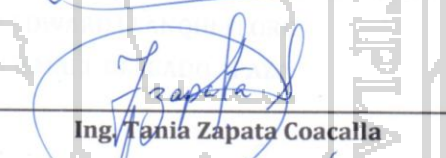
Presidente de Jurado:


Ing. Douglas Arturo Quintanilla Anyaipoma

Primer miembro:


Ing. Emilio Augusto Molina Chavez

Segundo miembro:


Ing. Tania Zapata Coacalla

Director de Tesis:


Ing. Yasmani Teófilo Vitulas Quille

Asesor de Tesis:


Ing. Mario Victor Quisocala Choque

TEMA: INGENIERÍA SISMORRESISTENTE

ÁREA: ESTRUCTURAS

DEDICATORIA

Dedico este trabajo a mi padre Ernesto Llanqui Velásquez, quien con su ejemplo me guio hasta este punto y desde el cielo seguirá acompañando mi camino. A mi madre Silvia Flores Quispe, quien con su infinita paciencia y amor me dio su apoyo incondicional e hizo todo en la vida para que yo pudiera alcanzar mis sueños y a mi hermano Kevin Jhonatan Llanqui Flores por motivarme y darme la mano cuando sentía que el camino se terminaba. A mis abuelos Máximo Llanqui Flores, Teodosia Velásquez Mamani que desde el cielo me dieron fuerzas para alcanzar esta meta. A mi abuela Vicencia Natalia Quispe Velásquez por su cariño y aprecio. Finalmente a mis amigos, quienes supieron entender lo que significó para mí realizar esta investigación, y me apoyaron.

Cristian Edward Llanqui Flores

Dedico este trabajo a mi abuelita querida Alejandra Teodora Flores Surco (†) por sus palabras de aliento y apoyo incondicional que hasta ahora me sigue brindando; a mis adorados Padres Lizardo Feliciano Delgado Huanca y Hermelinda Apaza Flores, por su comprensión, cariño, amor y por la confianza depositada en mí; a mis hermanos Edson, Poul y Enzo por ser los mejores hermanos del mundo; a ti Grecia por estar junto a mí brindándome tu apoyo y, amor; a mis amigos y familiares que me apoyaron en este paso más que doy en mi vida.

Brayan Ismael Delgado Apaza

Gracias a los ingenieros Mario Víctor Quisocala Choque y Yasmani Teófilo Vitulas Quille quienes dieron vida e impulsaron esta investigación estando siempre listos para brindar toda su ayuda.

ÍNDICE

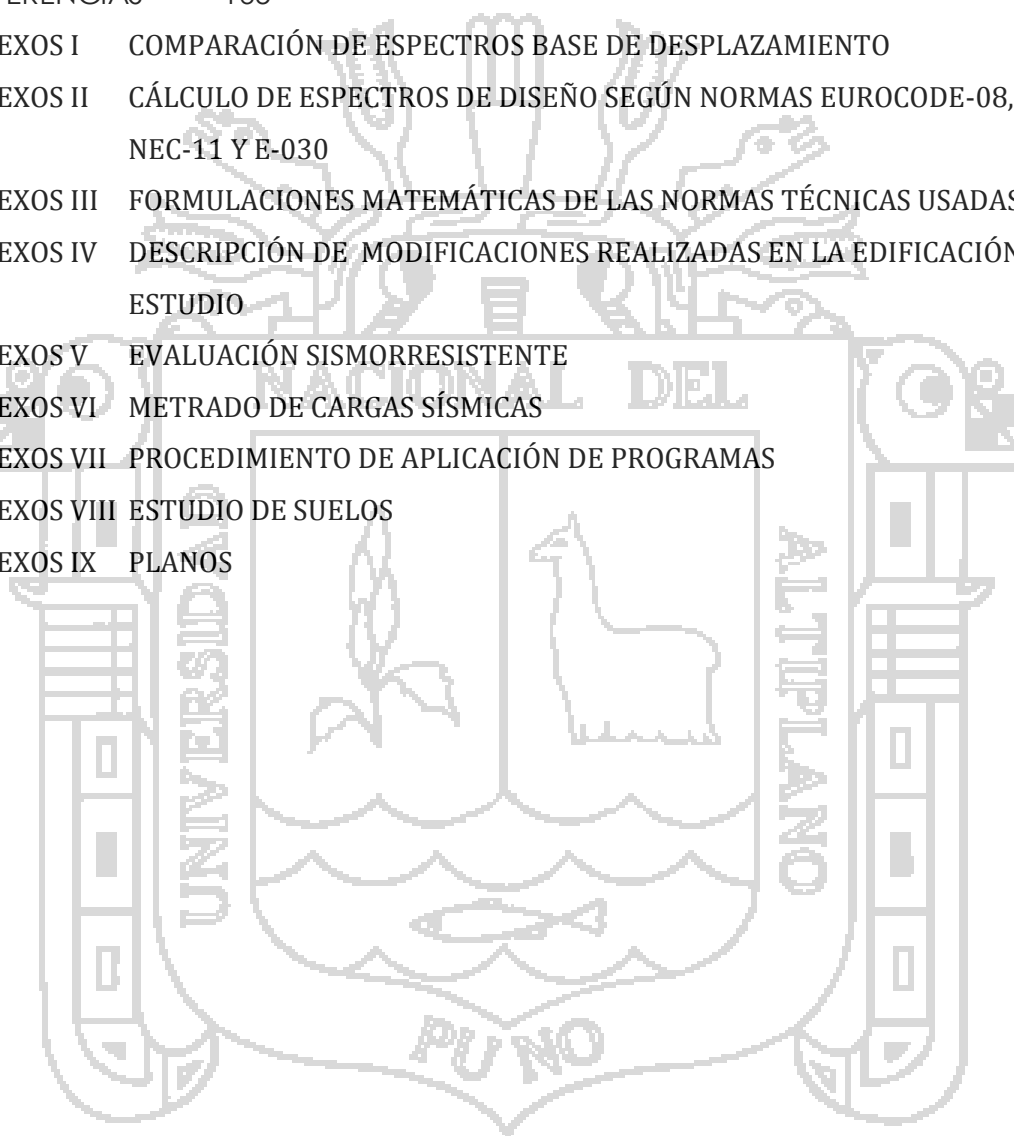
DEDICATORIA	3
ÍNDICE	5
INDICE DE TABLAS	10
ÍNDICE DE FIGURAS	11
PRESENTACIÓN	13
RESÚMEN	14
GLOSARIO DE TÉRMINOS	15
NOTACIONES EMPLEADAS	22
CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN	26
1.1 ANTECEDENTES	26
1.2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	29
1.3 OBJETIVOS	30
1.3.1 OBJETIVOS GENERALES	30
1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	30
1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	31
1.5 ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN	32
1.6 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN	33
1.7 MARCO LEGAL	33
1.8 MARCO REFERENCIAL	34
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO	35
2.1 ACCIÓN SISMICA	35
2.1.1 ECUACIÓN DE MOVIMIENTO	35
2.1.2 ESPECTROS DE RESPUESTA	39
2.1.2.1. ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICA	40
2.1.2.2. ESPECTROS DE RESPUESTA INELÁSTICA	42
2.1.3 ESPECTROS DE DISEÑO	43
2.2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO	43
2.2.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	43

2.2.1.2. CARACTERÍSTICAS DEL ACERO.....	44
2.2.2 DUCTILIDAD A NIVEL DE SECCIÓN Y A NIVEL DE ESTRUCTURA.....	46
2.2.3 SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD.....	50
2.2.4 SISTEMAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD.....	52
2.3 EVALUACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS.....	53
2.3.1 METODOLOGÍAS DE EVALUACIÓN SÍSMICA	53
2.3.1.1. GENERALIDADES	53
2.3.1.2. CLASIFICACIÓN DE ACUERDO AL TIPO DE RESULTADO.....	54
TÉCNICAS DIRECTAS	55
2.3.1.3. CLASIFICACIÓN DE ACUERDO A LOS DATOS, MÉTODO Y RESULTADOS.....	60
2.3.2 DAÑO SÍSMICO	63
2.3.2.1. GENERALIDADES	63
2.3.2.2. ELEMENTOS PROPENSOS AL DAÑO	64
2.3.2.3. REPRESENTACIÓN DEL DAÑO	66
2.3.2.4. INDICADORES O ÍNDICES DE DAÑO.....	67
A. GENERALIDADES	67
B. ÍNDICES DE DAÑO LOCAL.....	68
C. ÍNDICES DE DAÑO GLOBAL	72
2.3.3 ASPECTOS A TENER EN CUENTA EN LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO	
ARMADO.....	73
CAPÍTULO III. MÉTODOS DE DISEÑO SÍSMICO.....	76
3.1 MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN FUERZAS (NORMA E-30)	76
3.1.1 DEFINICIÓN	76
3.1.2 ESQUEMA GRÁFICO DEL MÉTODO BASADO EN FUERZAS	78
3.1.3 REQUISITOS GENERALES	81
3.1.3.1. ZONIFICACIÓN.....	81
3.1.3.2. CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN	82

3.1.3.4. PARÁMETROS DE SUELO.....	83
3.1.3.5. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN	83
3.1.3.6. PERIODO FUNDAMENTAL.....	84
3.1.3.7. DESPLAZAMIENTOS LATERALES PERMISIBLES.....	84
3.1.4 DEFICIENCIAS EN EL MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN FUERZAS	85
3.1.4.1. RELACIÓN RIGIDEZ - RESISTENCIA.....	85
3.1.4.2. PROPORCIONALIDAD DE LA CAPACIDAD DE DESPLAZAMIENTO ELÁSTICO Y LA RESISTENCIA.....	86
3.1.4.3. CAPACIDAD DE DUCTILIDAD.....	86
3.1.4.4. USA FACTORES DE REDUCCIÓN POR DUCTILIDAD	87
3.1.4.5. RELACIÓN DESPLAZAMIENTO - EXCITACIÓN.....	88
3.1.5 EJEMPLO DE APLICACIÓN MÉTODO DBF.....	88
3.2 MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS	91
3.2.1 DEFINICIÓN.....	91
3.2.2 ESQUEMA GRÁFICO DEL MÉTODO DDBD	93
3.2.3 FORMULACIÓN BASICA DEL MÉTODO DDBD.....	93
3.2.4 ESTRUCTURAS DE UN GRADO DE LIBERTAD.....	99
3.2.4.1. MÉTODO DE DISEÑO PARA UNA ESTRUCTURA DE UN GRADO DE LIBERTAD	99
3.2.4.2. DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO.....	100
3.2.4.3. AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EQUIVALENTE	102
3.2.5 EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL MÉTODO DDBD.....	113
3.2.6 ESTRUCTURAS DE MULTIPLES GRADOS DE LIBERTAD	117
3.2.6.1. DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO.....	118
3.2.6.2. FORMA DE DESPLAZAMIENTO	120
3.2.6.3. MASA EFECTIVA.....	120
3.2.6.4. AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EQUIVALENTE	121
3.2.6.5. DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA DE CORTANTE BASAL.....	123

3.2.7	LIMITACIONES DEL MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS	126
CAPÍTULO IV. IMPLEMENTACIÓN DEL MÉTODO DDBD EN LA NORMA E-030.....		128
4.1	PERFIL DE DESPLAZAMIENTOS Y SISTEMA EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD.....	128
4.1.1	ASPECTOS GENERALES A CONSIDERAR.....	128
4.1.2	DEL PERFIL DE DESPLAZAMIENTOS.....	129
4.1.3	DEL CÁLCULO DE LA ALTURA EFECTIVA Y LA MASA EFECTIVA.....	129
4.2	AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EQUIVALENTE	130
4.2.1	DE LA DUCTILIDAD	130
4.2.2	DEL AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EQUIVALENTE DEL SISTEMA	131
4.2.3	DEL FACTOR DE REDUCCIÓN	131
4.3	RESISTENCIA REQUERIDA.....	131
4.3.1	DEL PERIODO EFECTIVO	131
4.3.2	DE LA RIGIDEZ EFECTIVA.....	132
4.3.3	DEL CORTANTE BASAL.....	132
4.3.4	DEL ANÁLISIS ELÁSTICO	132
4.4	ASPECTOS DE LA NORMA E- 030 PARA LA IMPLEMENTACIÓN DEL MÉTODO DDBD	133
4.4.1	PARÁMETROS TOMADOS DE LA NORMA E-030.....	133
4.4.2	FORMULACIÓN DEL ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTOS	133
4.4.3	RELACIÓN DE ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTO	134
CAPÍTULO V. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO EN EL EDIFICIO DE 15 PISOS		136
5.1	MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN FUERZAS	136
5.2	MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS	140
5.3	COMPARACIÓN DE LA APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE DISEÑO SÍSMICO.....	143
5.3.1	DEL COMPORTAMIENTO SISMICO	144

5.3.3	ANÁLISIS DE RESULTADOS.....	154
5.4	EVALUACIÓN SÍSMICA BASADA EN DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ.....	156
CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		159
6.1	CONCLUSIONES.....	159
6.2	RECOMENDACIONES.....	164
REFERENCIAS		165
ANEXOS I	COMPARACIÓN DE ESPECTROS BASE DE DESPLAZAMIENTO	
ANEXOS II	CÁLCULO DE ESPECTROS DE DISEÑO SEGÚN NORMAS EUROCODE-08, NEC-11 Y E-030	
ANEXOS III	FORMULACIONES MATEMÁTICAS DE LAS NORMAS TÉCNICAS USADAS	
ANEXOS IV	DESCRIPCIÓN DE MODIFICACIONES REALIZADAS EN LA EDIFICACIÓN EN ESTUDIO	
ANEXOS V	EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE	
ANEXOS VI	METRADO DE CARGAS SÍSMICAS	
ANEXOS VII	PROCEDIMIENTO DE APLICACIÓN DE PROGRAMAS	
ANEXOS VIII	ESTUDIO DE SUELOS	
ANEXOS IX	PLANOS	



INDICE DE TABLAS

TABLA 1 COEFICIENTES PARA LAS REGLAS HISTERÉTICAS.....	107
TABLA 2 FACTOR DE CORRECCIÓN DE LA RIGIDEZ SECANTE λ PARA EL AMORTIGUAMIENTO ELÁSTICO.....	109
TABLA 3 RESUMEN DEL PESO DE LA EDIFICACIÓN	136
TABLA 4 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS – MÉTODO DBF	139
TABLA 5 CALCULO DE MASAS Y DESPLAZAMIENTOS - MÉTODO DDBD.....	140
TABLA 6 DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS - MÉTODO DDBD.....	142
TABLA 7 COMPARACIÓN DE LA DISTRIBUCIÓN DE FUERZA CORTANTE.....	146
TABLA 8 COMPARACIÓN DE PARÁMETROS DE LOS MÉTODOS DBF Y DDBD	154
TABLA 9 ÍNDICE GLOBAL – SENTIDO “X”	157
TABLA 10 ÍNDICE GLOBAL EN SENTIDO “Y”	157

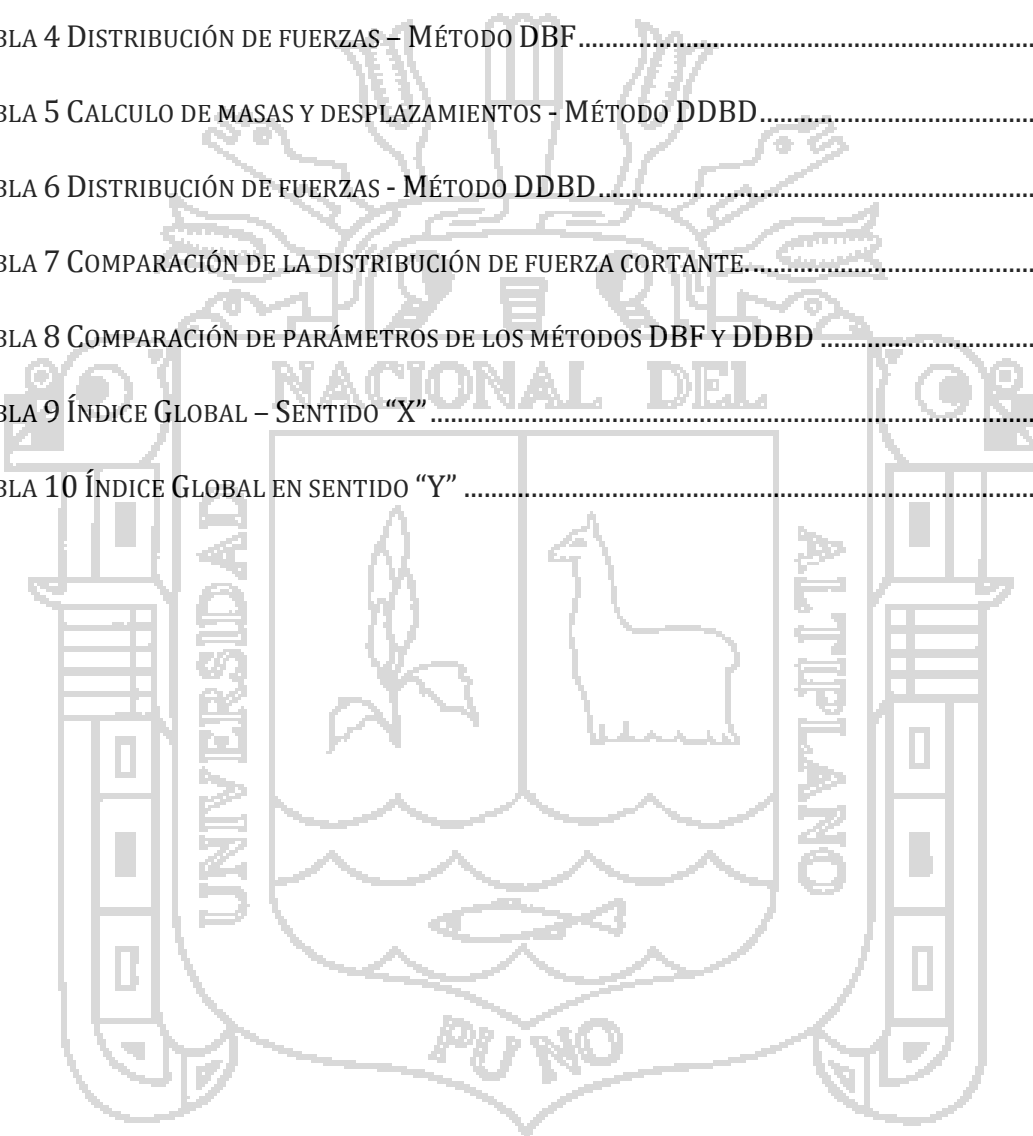


FIGURA 1 MODELOS DE UN GRADO DE LIBERTAD. A) MODELO CONSERVATIVO; B) MODELO CON AMORTIGUAMIENTO; C) MODELO SÍSMICO.....	35
FIGURA 2 CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE RESPUESTA: FUENTE (CRISAFULLI & VILLAFANE, 2002).....	40
FIGURA 3 MODELO DE ESPECTRO SUAVIZADO DE ACELERACIONES	43
FIGURA 4 DIAGRAMA TENSIÓN - DEFORMACIÓN DEL CONCRETO NO ARMADO Y DEL CONCRETO ARMADO Y CONFINADO. PAULAY Y PRIESTLEY (1992)	44
FIGURA 5 DIAGRAMA DEFORMACIÓN - TENSIÓN DEL ACERO.....	45
FIGURA 6 GIRO DE UNA SECCIÓN SIMPLEMENTE ARMADA.....	47
FIGURA 7 DIAGRAMA DE TENSIÓN - DEFORMACIÓN PARA CONCRETO DE DIFERENTES RESISTENCIAS. (BONO GODOY, 2011).....	48
FIGURA 8 MODELO SÍSMICO DE SISTEMA DE UN GRADO DE LIBERTAD.	50
FIGURA 9 MODELO SÍSMICO DE SISTEMA DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD.....	52
FIGURA 10. LEY DEL COMPORTAMIENTO SEGÚN FEMA 357.....	59
FIGURA 11. PARÁMETROS QUE INTERVIENEN EN MODELO PROPUESTO POR BANON ET AL. (1981) PARA EVALUAR EL DAÑO.	70
FIGURA 12 PARÁMETROS DEL MODELO DE DAÑO PROPUESTO POR BRACCI ET AL. (1989).	71
FIGURA 13 MODELO DE UN SISTEMA PARA UN MOVIMIENTO SÍSMICO.....	76
FIGURA 14 ESQUEMA DEL MÉTODO DBF. (PRIESTLEY, CALVI, & KOWALSKY, DISPLACEMENT-BASED SEISMIC DESIGN OF STRUCTURES, 2007).....	78
FIGURA 15 MAPA DE LA DISTRIBUCIÓN DE SISMOS EN EL PERÚ.	82
FIGURA 16 DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA DBF. (SUAREZ, 2009).....	86
FIGURA 17 PÓRTICO DE UN SOLO NIVEL.	89
FIGURA 18 ESQUEMA DE DISEÑO DEL MÉTODO DDBD. (GONZALES CARRION, 2013).....	93
FIGURA 19 SIMULACIÓN A UN SISTEMA SDOF.	94

FIGURA 21 AMORTIGUAMIENTO EQUIVALENTE VS DUCTILIDAD.....	95
FIGURA 22 ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTOS DE DISEÑO	96
FIGURA 23 EJEMPLO DE UN CONJUNTO DE ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTO INELÁSTICOS RELACIONADOS CON EL PERIODO EFECTIVO PARA UNA REGLA HISTERÉTICA ESPECÍFICA.	98
FIGURA 24 ÁREA HISTERÉTICA PARA EL CÁLCULO DEL AMORTIGUAMIENTO.	105
FIGURA 25 REGLAS HISTERÉTICAS CONSIDERADAS. (CALVIE, PRIESTLEY, & KOWALSKY, 2008)	106
FIGURA 26 PÓRTICO DE UN SOLO NIVEL.....	113
FIGURA 27 ESPECTRO ELÁSTICO DE ACELERACIONES (E-030).....	134
FIGURA 28 ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTOS (E-030) vs NEC 11.....	135
FIGURA 29 ESPECTRO INELÁSTICO DE ACELERACIONES.....	138
FIGURA 30 ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTOS - DDBD.....	143
FIGURA 31 MODELO ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO "15 PISOS".....	144
FIGURA 32 DERIVAS PARA EL MÉTODO DBF – ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL.....	147
FIGURA 33 DEFORMACIÓN SÍSMICA - DIRECCIÓN X (DBF).....	148
FIGURA 34 DEFORMACIÓN SÍSMICA - DIRECCIÓN Y (DBF).....	149
FIGURA 35 CURVA DE COMPORTAMIENTO NO LINEAL - PUSHOVER.....	150
FIGURA 36 DEFORMACIÓN SÍSMICA - PUSHOVER.....	151
FIGURA 37 DERIVAS DEL MÉTODO DDBD – PUSHOVER.....	152
FIGURA 38 RANGOS DE COMPORTAMIENTO DEL C°A°.....	161

El presente trabajo de investigación nace del afán de innovación, tanto científica como tecnológica, para el logro de nuevos conocimientos en la ingeniería sísmica, su elaboración comprometió el estudio y revisión de numerosos artículos y textos referentes a este campo de la ingeniería civil. A pesar de ser un área joven, y de difícil interpretación, su estudio es importante para la consecución de los objetivos básicos de la ingeniería, los cuales son la obtención de estructuras funcionales, económicas y seguras, para el resguardo de la integridad física de la población.

La ingeniería civil es una rama de la ingeniería avocada al análisis, diseño y ejecución de estructuras; como uno de los pilares del desarrollo social es importante la investigación de nuevos métodos y formas de análisis, diseño y evaluación de estructuras para su mejor entendimiento y por ende el logro de un desempeño óptimo durante su vida útil y así garantizar el cumplimiento de las metas para las cuales fueron diseñadas.

En los últimos años se ha ido incrementando la importancia del análisis y diseño estructural sismorresistente, esto a causa del desarrollo de mejores y más eficaces herramientas de cálculo, por lo cual es necesario el estudio y la implementación de metodologías innovadoras y de mayor confiabilidad en las normas vigentes que estén acorde a las investigaciones y avances tecnológicos, así mismo podemos citar normas de otros países que al igual que el nuestro tratan de mitigar el riesgo sísmico y por ende recurren a la aplicación de nuevas filosofías con mayor sustento teórico - científico.

Esta tesis de investigación denominada EVALUACIÓN SISMORRESISTENTE POR EL MÉTODO BASADO EN FUERZAS Y EL MÉTODO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS DEL PROYECTO “MEJORAMIENTO DE SERVICIOS ACADÉMICOS EN LA FORMACIÓN BÁSICA, INFORMÁTICA Y VIRTUAL EN LAS ESCUELAS PROFESIONALES DE LA UNA - PUNO”, busca estudiar e implementar una nueva metodología de diseño sísmico, aplicando la filosofía de diseño sísmico basado en desempeño, haciendo una breve comparación con la filosofía aplicadas actualmente en la norma de nuestro país.

RESÚMEN

El presente trabajo es una investigación descriptiva-explicativa acerca de dos métodos de diseño sismorresistente, consta de seis capítulos, divididos según los objetivos específicos trazados para esta investigación. El capítulo I presenta una breve introducción del contexto en el que se realizó este trabajo, la exposición de los objetivos tanto generales como específicos, la justificación de la investigación, la metodología adoptada y, asimismo, se hace referencia a las normas vigentes en las que se apoyó esta investigación.

En el capítulo II se brinda la teoría básica para el entendimiento de los métodos en evaluación, empezando a explicar lo que significa la incidencia de un sismo en una estructura desde el punto de vista de la dinámica, asimismo se definen las herramientas necesarias para la evaluación y la realización de la investigación. Luego, el capítulo III trata directamente las filosofías adoptadas en cada uno de los métodos a partir de los conceptos y teorías definidas en el capítulo II, se describen ambas metodologías en un lenguaje entendible para los lectores, desarrollando cada punto relacionado a la aplicación de ambos métodos.

El capítulo IV presenta la implementación del método de diseño sísmico basado en desplazamientos en la actual norma peruana de diseño sismorresistente E-030, tomando como referencia las normas EUROCODE 08 y NEC-11, así como estudios realizados principalmente por M.N. Priestley, se adoptaran diferentes valores para la caracterización de las zonas sísmicas, dichos valores serán tomados del reglamento nacional de edificaciones.

El capítulo V presenta el desarrollo de los tres objetivos finales de la investigación, los cuales son la aplicación de los métodos en la estructura de concreto armado denominada "MEJORAMIENTO DE SERVICIOS ACADEMICOS EN LA FORMACIÓN BÁSICA, INFORMÁTICA Y VIRTUAL EN LAS ESCUELAS PROFESIONALES DE LA UNA - PUNO" y su posterior comparación a partir de un análisis modal de respuesta espectral.

El capítulo VI consta de las conclusiones y recomendaciones de los autores frente al desarrollo y culminación de esta investigación y finalmente se muestra la bibliografía revisada durante el estudio para el entendimiento e interpretación de

comparaciones, planos y metrados realizados.

GLOSARIO DE TÉRMINOS

Aceleración

Magnitud vectorial que nos indica la variación de velocidad por unidad de tiempo.

Acelerograma

Serie temporal o cronológica de valores de aceleración que se han registrado durante un sismo.

Agrietamiento

Formación de grietas durante el desarrollo de esfuerzos del concreto.

Amortiguamiento

Capacidad de un sistema o cuerpo para disipar energía cinética en otro tipo de energía.

Cíclica

Que se repite o sucede cada cierto tiempo y de la misma forma.

Colapso estructural

Cualquier condición externa o interna que incapacita a una estructura o elemento estructural a cumplir la función para la que ha sido diseñada.

Compresión

Reducción del volumen de una cosa sometiéndola a una presión. Fuerza axial aplicada a un elemento que la comprime.

Confinamiento

Encerrar una cosa material o inmaterial dentro de unos límites, especialmente estrechos. Caso del acero de confinamiento para contrarrestar los esfuerzos

Convencional

Que resulta o se establece en virtud de precedentes o de costumbre, elemento común.

Cortante basal

Fuerza total de diseño por cargas laterales, aplicada en la base de la estructura, resultado de la acción del sismo de diseño.

Deformación

Cambio en el tamaño o forma de un cuerpo debido a esfuerzos internos producidos por una o más fuerzas aplicadas sobre el mismo.

Degradación

Perdida de algunas características esenciales de un elemento debido a la acción de otros.

Deriva de piso

Desplazamiento lateral relativo de un piso, en particular por la acción de una fuerza horizontal, con respecto al piso consecutivo, medido en dos puntos ubicados en la misma línea vertical de la estructura.

Desplazamiento

Cambio de posición de un cuerpo entre dos instantes de tiempo bien definidos.

Disipar

Hacer desaparecer una cosa de la vista poco a poco por la disgregación y/o dispersión de sus partes.

Ductilidad

Relación entre el esfuerzo desarrollado y el correspondiente a la fluencia de un elemento, se puede medir respecto a los giros, curvaturas o desplazamientos.

Elasticidad

que lo altere.

Envolvente

Curva que es tangente en cada punto a una curva distinta de una familia de curvas o rectas de características comunes.

Epicentro

Punto en la superficie de la Tierra que se encuentra sobre la proyección vertical del hipocentro o foco, el punto del interior de la tierra en el que se origina un terremoto.

Espectro

Se define como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés).

Espectro de respuesta para diseño

Es un espectro de tipo elástico para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño. Este espectro de diseño puede representarse mediante un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y del tipo de suelo asociadas con el sitio de emplazamiento de la estructura, o bien puede ser un espectro construido según los requerimientos especificados.

Estructura

Conjunto de elementos estructurales ensamblados para resistir cargas verticales, sísmicas y de cualquier otro tipo. Las estructuras pueden clasificarse en estructuras de edificación y otras estructuras distintas a las de edificación (puentes, tanques, etc.).

Calcular el valor de una variable en un punto determinado en función de otros valores que tienen las mismas características que el primero.

Flexión

Deformación o curvatura de un cuerpo que está sometido a una fuerza que actúa de forma perpendicular a su eje.

Fluencia

Fenómeno que se sitúa justo encima del límite elástico, y se produce un alargamiento muy rápido sin que varíe la tensión aplicada. Mediante el ensayo de tracción se mide esta deformación característica que no todos los materiales experimentan.

Frecuencia

Magnitud que mide el número de repeticiones por unidad de tiempo de cualquier fenómeno o suceso periódico.

Histerético

Fenómeno por medio del cual dos, o más, propiedades físicas se relacionan de una manera que depende de la historia de su comportamiento previo. En general hace referencia al comportamiento de los materiales estructurales cuando se ven sometidos a deformaciones o esfuerzos que están fuera del rango lineal, o elástico, de comportamiento.

Incidencia

Proporción de un número de casos en una situación o estadística.

Inercia

Propiedad que tienen los cuerpos de permanecer en su estado de reposo o movimiento, mientras la fuerza sea igual a cero, o la resistencia

Inserción

Inclusión o introducción de una cosa en otra.

Mitigar

Reducción de la vulnerabilidad, es decir la atenuación de los daños potenciales sobre la vida y los bienes causados por un evento.

Momento o Momentum

Magnitud (pseudo) vectorial, obtenida como producto vectorial del vector de posición del punto de aplicación de la fuerza (con respecto al punto al cual se toma el momento) por el vector fuerza, en ese orden.

Oscilación

Movimiento repetido de un lado a otro en torno a una posición central, o posición de equilibrio. El recorrido que consiste en ir desde una posición extrema a la otra y volver a la primera, pasando dos veces por la posición central, se denomina ciclo.

Periodo de vibración

Es el tiempo que transcurre dentro de un movimiento armónico ondulatorio, o vibratorio, para que el sistema vibratorio vuelva a su posición original considerada luego de un ciclo de oscilación.

Rigidez

Medida cualitativa de la resistencia a las deformaciones elásticas producidas por un material, que contempla la capacidad de un elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones.

Sinusoidal

Curva que representa gráficamente la función seno y también a dicha función en sí.

Movimiento violento de la superficie de la tierra producido por la fractura y deslizamientos de la corteza.

Sismo de diseño

Evento sísmico que tiene una probabilidad del 10% de ser excedido en 50 años (período de retorno de 475 años), determinado a partir de un análisis de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento de la estructura o a partir de un mapa de peligro sísmico. Para caracterizar este evento, puede utilizarse un grupo de acelerogramas con propiedades dinámicas representativas de los ambientes tectónicos, geológicos y geotécnicos del sitio.

Sistema aporticado

Los elementos porticados, son estructuras de concreto armado con la misma dosificación de columnas, vigas peraltadas, o chatas unidas en zonas de confinamiento donde forman Angulo de 90° en el fondo parte superior y lados laterales, es el sistema de los edificios porticados. Los que soportan las cargas muertas, las ondas sísmicas por estar unidas como su nombre lo indica.

Tensión

Fuerza interna aplicada, que actúa por unidad de superficie o área sobre la que se aplica. También se llama tensión, al efecto de aplicar una fuerza sobre una forma alargada aumentando su elongación.

Tracción

Esfuerzo interno a que está sometido un cuerpo por la aplicación de dos fuerzas que actúan en sentido opuesto, y tienden a estirarlo.

Velocidad

Magnitud física de carácter vectorial que expresa el desplazamiento de un

Vibración

Propagación de ondas elásticas produciendo deformaciones y tensiones sobre un medio continuo (o posición de equilibrio).

Viscosidad

Resistencia que ofrece un fluido al movimiento relativo de sus moléculas.

Vulnerabilidad

Incapacidad de resistencia cuando se presenta un fenómeno amenazante, o la incapacidad para reponerse después de que ha ocurrido un desastre.



NOTACIONES EMPLEADAS

F_I	Fuerza inercial
F_S	Fuerza elástica
F_D	Fuerza de amortiguamiento
ω	Frecuencia natural del sistema
ξ	Coefficiente de amortiguamiento
t	Instante de tiempo
τ	Cantidad de tiempo
f_c	Tensión máxima a compresión del concreto
ϵ_c	Deformación del concreto para la tensión máxima de compresión.
ϵ_{cu}	Deformación ultima del concreto armado
f_y	Tensión de plastificación
f_{max}	Tensión máxima.
ϵ_y	Deformación de plastificación del acero
ϵ_{max}	Deformación correspondiente a la tensión máxima
ϵ_u	Deformación ultima
ϵ_s	Deformación de tracción en el refuerzo de acero
σ_s	Tensión del acero
u_ϵ	Ductilidad del material
μ	Ductilidad estructural
Δ_U	Desplazamiento ultimo
Δ_Y	Desplazamiento de plastificación idealizado de la estructura
μ_ϕ	Ductilidad seccional
ϕ_U	Curvatura último o máximo alcanzado por la sección
ϕ_Y	Curvatura plástico del acero de refuerzo
C_Y	Distancia al eje neutro del área comprimida
ϵ_{cu}	Deformación última del concreto
C_U	Distancia al eje neutro después del fallo de la sección por aplastamiento
$[M]$	Matriz de masas de la estructura
$[K]$	Matriz de rigideces de la estructura

$[Y]$	Matriz auxiliar usada para distribuir la aceleración basal en los grados de libertad correspondientes
$\{\ddot{x}_0\}$	Vector de aceleración basal
$[\Phi]$	Matriz de modos
$\{\eta\}$	Vector de grados de libertad
$[I], [\omega^2]$	Matrices diagonales,
I_D	Índice de daño
θ	Rotación
ϕ	Curvatura
$(EI)_0$	Rigidez elástica inicial
$(EI)_1$	Rigidez de la rama post-fluencia
M_m	Momento máximo
M_y	Momento de fluencia
ϕ_m	Curvatura residual máxima
ϕ_u	Curvatura residual última
$(EI)_m ; (EI)_u$	Rigideces en la descarga correspondientes a la curvatura residual máxima y a la curvatura residual última
$(EI)_y$	Rigidez a flexión del elemento ante cargas monotónicas
$(EI)_m$	Rigidez a flexión correspondiente a la máxima deformación que alcanza el elemento durante la respuesta dinámica
$I_{D \text{ piso}}$	Índice de daño en un piso
Z	Factor de Zona
U	Factor de categoría de la edificación
T_p	Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo
S	Factor del suelo
g	Aceleración de la gravedad
R	Coefficiente de reducción
C	Factor de ampliación sísmica
T	Periodo fundamental
h_n	Altura total del edificio en metros
C_T	Coefficiente para estimar el periodo predominante de un edificio
S_d	Aceleración espectral

K_i	Rigidez inicial elástica
rK_i	Rigidez post fluencia
K_e	Rigidez secante
Δ_d	Máximo desplazamiento
K_e	Rigidez efectiva
T_e	Periodo efectivo
H_e	Altura efectiva
m_e	Masa efectiva de la estructura que participante en el modo fundamental de vibración
$\epsilon_{c,ls}$	Estado límite de deformación para el concreto
$\epsilon_{s,ls}$	Estado límite de deformación para el acero
$\phi_{ls,c}$	Curvas de estados límites, basados en el concreto a compresión
$\phi_{ls,s}$	curvas de estados límites, basados en el refuerzo de acero a tracción
$\Delta_{d,ls}$	Desplazamiento de diseño
ϕ_{LS}	Es el menor de $\phi_{ls,c}$ y $\phi_{ls,s}$
ϕ_y	Curvatura de fluencia
Δ_y	Desplazamiento de fluencia
L_{SP}	Altura efectiva adicional que representa los efectos de penetración de deformación
L_P	Longitud de rotula plástica
μ_Δ	Ductilidad de desplazamiento
Δ_d	Desplazamiento de diseño
$\Delta_{d\theta}$	Desplazamiento de diseño si el estado límite tiene una deriva límite no estructural especificado por la notación θ_c
D, h_c y l_w	Dimensiones de las secciones circular, rectangular y muro rectangular
ξ_{eq}	Amortiguamiento viscoso equivalente
ξ_{el}	Amortiguamientos elásticos
ξ_{hyst}	Amortiguamiento histerético
A_h	Área de un ciclo completo de la respuesta estabilizada fuerza-desplazamiento
F_m	Fuerza máxima
Δ_m	Desplazamiento alcanzado en el bucle estable
R_μ	Factor de reducción de espectro de desplazamiento

J_{ye}	Fluencia efectiva del acero ($f_{ye} = 1.1f_y$)
d_{bl}	Diámetro de la varilla de refuerzo
c	Distancia al eje neutro del área en compresión
P	Peso total de la estructura
A_g	Área gruesa de las columnas
B	Peralte de la columna
H	Altura del columna
m_i	Masas de las "n" masas significantes localizadas.
Δ_i	Desplazamientos de las "n" masas significantes localizadas
δ_i	Forma modal inelástica
Δ_c	Desplazamiento de diseño en la masa crítica
δ_c	Valor de la forma del modo en la masa "c"
H_i	Altura del nivel "i".
H_n	Altura del nivel de techo (nivel n).
V_j	Esfuerzo de diseño en el desplazamiento de diseño
Δ_j	Desplazamiento en altura en el centro de la fuerza sísmica
ξ_j	Amortiguamiento del j-esimo elemento estructural
F_i	Fuerza de diseño de la masa "i"
$E_c I_{cr}$	Rigidez de la sección fisurada
μ_b	Demanda de ductilidad de desplazamiento esperada en la viga.
ϕ_y	Deriva de fluencia
L_b	Longitud de la viga de centro a centro de columna
h_b	Altura de la viga de concreto
I_{dfU}	Índice de daño de fluencia ultimo
I_{dfDBF}	Índice de daño de fluencia - diseño basado en fuerzas
I_{dfDDBD}	Índice de daño de fluencia - diseño basado en desplazamientos
I_{dDBF}	Índice de daño basado en momento último - diseño basado en fuerzas
I_{dDDBD}	Índice de daño basado en momento último - diseño basado en desplazamientos

CAPÍTULO I. INTRODUCCIÓN

1.1 ANTECEDENTES

DISEÑO SÍSMICO

El diseño sísmico nació en las grandes civilizaciones antiguas, en la actualidad aún se pueden apreciar grandes proyectos estructurales; la base para el diseño sísmico era el volumen de los elementos sin embargo, aportes de grandes científicos fueron direccionando a la ingeniería sísmica al entendimiento de las fuerzas actuantes en una estructura. Se pueden distinguir tres etapas en la evolución del diseño sísmico partiendo del pasado en donde se prestaba mayor atención a la interpretación de la fuerza sísmica que fue entendida como una fuerza lateral equivalente subestimada inicialmente y que fue incrementando su valor con el tiempo y la experiencia, así mismo nacieron nuevas filosofías que daban mayor importancia a los elementos estructurales y un pensamiento de diseño multi-objetivos. En la actualidad se prioriza la seguridad, diseñándose estructuras resistentes a sismos y económicamente aceptables, las cuales no colapsan frente a eventos sísmicos, sin embargo los costos de reparación y daños en el interior de estas estructuras pueden ser elevados. Finalmente la visión al futuro muestra un diseño que toma en cuenta tanto el comportamiento de la estructura como el daño al contenido de la misma, no es suficiente evitar el colapso, sino también reducir los costos de reparación

económica". (P Dhakal, 2011)

DISEÑO SÍSMICO EN EL PERÚ

En el Perú el diseño sísmico está especificado en el Reglamento Nacional de Edificaciones Norma E-030, sin embargo su implementación fue fruto de diversos acontecimientos a nivel mundial, principalmente la inserción del diseño por rotura en el Instituto Americano del Concreto (ACI) en 1963. Posteriormente en 1964 se tuvo el primer proyecto de norma peruana basada en estudios de la Asociación de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC), y es así que en 1970 se registra la primera norma de diseño sismorresistente en nuestro país, años después y tras ciertas modificaciones paso a tener una segunda versión en 1977 y finalmente una tercera en 1997 la cual fue actualizada en el año 2003 ajustándose a las medidas adoptadas por la UBC (Uniform Building Code), en esta última norma se toman en cuenta nuevas concepciones aplicadas tanto en Japón como en Nueva Zelanda. (Cordova Rojas, 2012)

En la actualidad se cuenta con la norma de diseño sismorresistente E-030 aprobada en el año 2006, con sus modificaciones y anexos implementados hasta el año 2014. Asimismo debemos informar que actualmente se viene desarrollando una nueva norma de diseño sismorresistente.

MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN FUERZAS

Este es un método tradicional derivado del método de diseño estructural basado en resistencia ultima, está presente en la mayoría de normas de diseño sísmico en el mundo, tiene como objetivo la

que es producto de la masa por la aceleración de la misma. La aceleración es una fracción de la gravedad que se obtiene de la caracterización de la estructura a diseñar, además de una reducción sustancial de esta. Dentro de las desventajas que presenta están la omisión de la ductilidad y la falta de diferenciación del comportamiento de las estructuras respecto a sus objetivos de funcionamiento.

(P Dhakal, 2011)

MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

A diferencia del método anterior, en el que se toma en cuenta una fuerza límite, este método plantea un desplazamiento objetivo así como la rigidez del sistema. Nació del estudio de la ductilidad y su relación con la rigidez de la estructura, creando diagramas de comportamiento para distintos niveles de ductilidad y así lograr un desempeño adecuado para la función de la estructura. (Calvie, Priestley, & Kowalsky, 2008)

Según G.M. Calvie y M.J.N. Priestley:

“... en los 80's y 90's las fuerzas eran importantes, pero solamente ayudaban a reducir los desplazamientos o esfuerzos, lo que puede ser directamente relacionado con el potencial de daño, y que la propia definición de vulnerabilidad estructural debería ser relacionada a deformaciones, no fuerzas...”

“...esta realización a dirigido al desarrollo de un gran número de alternativas de filosofías de diseño sísmico basadas más en capacidad de deformación que en fuerzas. Estas son generalmente denominadas *Performance – Based design philosophies...*”

El método basado en fuerzas, a pesar de su uso generalizado en los países, presenta vacíos teóricos que desacreditan en parte su uso, es así que se ve la necesidad de recurrir a nuevas metodologías que consideren las características estructurales de cada edificación individualmente, guiadas principalmente por la función que cumplirá en su vida útil (Suarez, 2009), a continuación mencionaremos algunas deficiencias del método de diseño sísmico basado en fuerzas.

- Considera la rigidez independientemente de la resistencia de la estructura, basada solamente en la rigidez estimada para los elementos estructurales en función de su inercia gruesa o agrietada. (Suarez, 2009)
- Asume erróneamente que la capacidad de desplazamiento elástico de una estructura es proporcional a la resistencia, sin embargo una estructura alcanza su mayor deriva a causa del estado plástico de los elementos que la conforman. (Suarez, 2009)
- Generaliza la oferta de ductilidad de las estructuras considerando un coeficiente de reducción R para un grupo no específico de edificaciones, esperándose así una misma ductilidad en un hospital como en una escuela, hecho que no es correcto en la práctica. (Suarez, 2009)
- Considera derivas iguales para estructuras destinadas a diferentes objetivos, permitiendo así que no se tenga el comportamiento adecuado de una edificación específica durante un evento sísmico. (Suarez, 2009)

grado de optimización económica y funcional de una estructura que nuestra norma pretende conseguir, este punto aún no está completamente desarrollado. El Reglamento Nacional de Edificaciones considera solo un método de diseño sísmico, el cual es el basado en fuerzas, sin embargo métodos de análisis, ampliamente estudiados e implementados en otros países de gran demanda sísmica, dan un menor rango de incertidumbre en los cálculos y mayor confiabilidad por su filosofía frente a sollicitaciones sísmicas, caso del método por desplazamientos; el Perú está en un proceso de cambio y/o actualización de las normativas, en este sentido es necesario ir evaluando nuevas metodologías con mejores bases científicas para el análisis y diseño sísmico.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 OBJETIVOS GENERALES

Establecer una metodología basada en el Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma E-030) para el método de diseño sísmico basado en desplazamientos y compararla con el método de diseño sísmico basado en fuerzas por medio de la evaluación del edificio académico de 15 pisos de la UNA-Puno.

1.3.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- a. Revisar bases bibliográficas y comparar la metodología de diseño sísmico basada en fuerzas frente a la implementación de la metodología de diseño sísmico basada en desplazamientos en concordancia con la norma E-030.

diseño sísmico basado en desplazamientos en concordancia con la norma E-030 del R.N.E.

- c. Evaluar la estructura post construcción de la obra “15 pisos” mediante el método de diseño sísmico basado en fuerzas, consignada en la norma E-030.
- d. Evaluar la estructura post construcción de la obra “15 pisos” mediante el método de diseño sísmico basado en desplazamientos en concordancia con los valores de diseño consignados en la norma E-030.
- e. Comparar los métodos de diseño sísmico basados en fuerzas y el método de diseño sísmico basado en desplazamientos versus el análisis espectral de la obra “15 pisos” con fines de diseño.

1.4 JUSTIFICACIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

La ingeniería sismorresistente es una rama multidisciplinaria que combina a la sismología y la ingeniería Civil con el único objetivo de lograr estructuras que sean capaces de responder eficientemente a las sollicitaciones ocasionadas por un sismo, para lo cual se han fijado normas mínimas de construcción, en su defecto la Norma E-030; sin embargo en la actualidad se han ido estudiando nuevos métodos de diseño sísmico que dan mayor énfasis a las características estructurales de los edificios y el objeto de su construcción (diseño por desempeño).

La presente investigación pretende concretar dos objetivos, el primero es interpretar e implementar el método de diseño sísmico basado en desplazamientos según la norma E-030; registrado cada cambio estructural o por proceso constructivo realizado en el proyecto durante

construcción de la obra MEJORAMIENTO DE SERVICIOS ACADEMICOS EN LA FORMACION BASICA, INFORMATICA Y VIRTUAL EN LAS ESCUELAS PROFESIONALES DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO - PUNO mediante el método de diseño basado en fuerzas, esto para dar fe de la correcta aplicación de la ingeniería en dicho proyecto y finalmente se hará una evaluación mediante el método de diseño sísmico basado en desplazamientos.

Concluimos afirmando que esta investigación es original y relevante, pues su contenido trata sobre la implementación de un nuevo método en nuestra norma, la evaluación de una edificación en particular mediante métodos de diseño sísmico contemporáneo y la comparación de los mismo, esto en el marco de la norma de diseño sismorresistente peruana E-030.

1.5 ALCANCES DE LA INVESTIGACIÓN

Para lograr los objetivos propuestos se realizara lo siguiente:

- Se realizó una revisión de las filosofías de los métodos de diseño sísmico basado en fuerzas y en desplazamientos, consultando normas extranjeras y artículos científicos publicados sobre estos métodos.
- Se realizó una comparación de ambas filosofías de diseño sísmico en concordancia con los parámetros fijados en la norma E-030.

método basado en desplazamientos para su implementación en la norma peruana E-030.

- Se evaluó la estructura del edificio de 15 pisos post construcción mediante el método de diseño sísmico basado en fuerzas y, asimismo, el método basado en desplazamientos hasta la obtención de un sismo de diseño usando un análisis modal espectral.
- Se hará una comparación de los resultados obtenidos, evaluando la efectividad de cada uno de los métodos de diseño sobre la estructura del edificio de 15 pisos, y la representatividad e importancia de los mismos.

1.6 METODOLOGÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Este trabajo de grado es de carácter básicamente teórico (descriptivo-explicativo): La investigación sobre el método de diseño sísmico basado en fuerzas (DBF) y el método de diseño basado en desplazamientos (DBD) se realizará a través de la revisión de informes, normas, libros, artículos, tesis e internet.

Se compararán el método de diseño sísmico basado en fuerzas (DBF) y el método de diseño basado en desplazamientos (DDBD) de forma técnica, evaluando los resultados que se obtengan de la estructura del edificio de 15 pisos.

1.7 MARCO LEGAL

- Reglamento Nacional de Edificaciones (Norma E-030)

En la actualidad esta norma de diseño sismorresistente brinda los parámetros de diseño necesarios para la aplicación del método de

definiciones y/o métodos para la aplicación del método de diseño sísmico basado en desplazamientos.

1.8 MARCO REFERENCIAL

- American Concrete Institute – Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318 – 11)

Esta norma americana establece los requisitos mínimos para la aplicación de concreto estructural en edificaciones, se detallan las características de los materiales, consideraciones mínimas en el diseño y construcción mediante concreto simple y armado, asimismo, requisitos especiales para diseño sísmico.

- Eurocode 08 – Part 01 (General rules, seismic actions and rules for buildings)
- Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC – 11 (Diseño Sismo resistente). Esta norma es una de las pioneras en la implementación del diseño sísmico basado en desplazamientos, y presenta un marco teórico muy desarrollado para el entendimiento de la acción

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1 ACCIÓN SISMICA

2.1.1 ECUACIÓN DE MOVIMIENTO

La acción sísmica sobre las estructuras se cuantifica mediante un modelo matemático, este consiste en un sistema de péndulo con masa “ m ” rigidez “ k ” y amortiguamiento “ c ”, sometido a una acción en su base de apoyo $a(t)$, que se transmite a todo el sistema y origina la respuesta dinámica, como se muestra en la Figura 1.

(Bono Godoy, 2011)

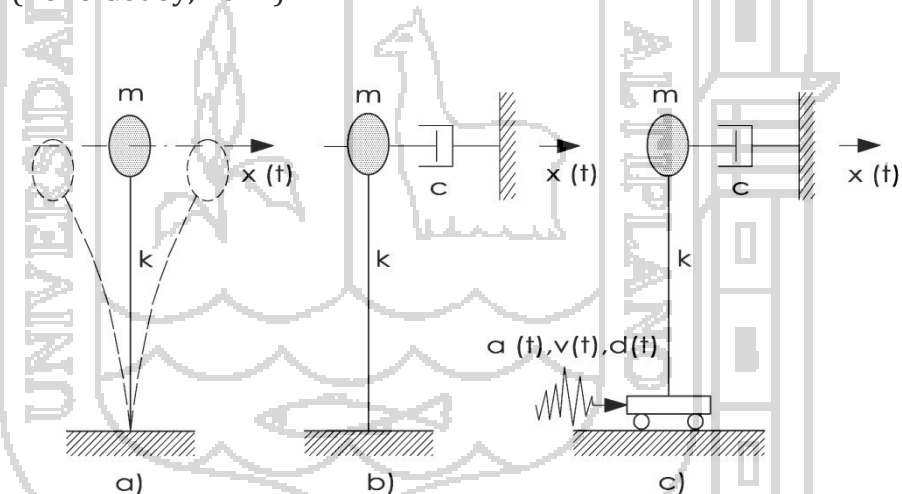


Figura 1 Modelos de un grado de libertad. a) Modelo conservativo; b) Modelo con amortiguamiento; c) Modelo sísmico

En la Figura 1.a se observa un péndulo de rigidez “ k ” sujeto a un desplazamiento “ x ”; luego en la Figura 1.b observamos otro péndulo que, además de estar sometido a un desplazamiento “ x ” y una rigidez “ k ”, cuenta con un amortiguador de constante “ c ”. Finalmente en la Figura 1.c observamos un péndulo de masa “ m ”,

de una aceleración “a”, velocidad “v” y desplazamiento “x”, todo esto representa idealmente la acción de un sismo sobre un sistema de un grado de libertad.

De acuerdo al cálculo matemático; se define a la velocidad como la primera derivada del desplazamiento “ \dot{x} ”, asimismo la aceleración está dada por la segunda derivada del desplazamiento “ \ddot{x} ”. Desarrollando el cuerpo libre de la masa en oscilación podemos identificar las siguientes fuerzas: (García Reyes, 1998)

- La fuerza inercial (F_I) está dada por:

$$F_I = -m\ddot{x} \quad (\text{II-1})$$

- La fuerza elástica en el sistema (F_S) está dada por:

$$F_S = k(x - x_0) \quad (\text{II-2})$$

- La fuerza de amortiguamiento (F_D) está dada por:

$$F_D = c(\dot{x} - \dot{x}_0) \quad (\text{II-3})$$

Dónde:

x_0, \dot{x}_0 : Características iniciales de desplazamiento y velocidad en el sistema.

De acuerdo al principio de D'Alembert¹:

$$F_S + F_D - F_I = 0 \quad (\text{II-4})$$

Reemplazando las ecuaciones (II-1), (II-2) y (II-3) en la ecuación (II-4), se tiene:

¹ El principio de D'Alembert establece que la suma de las fuerzas externas que actúan sobre un cuerpo y las denominadas fuerzas de inercia forman un sistema de fuerzas en equilibrio. A este equilibrio se le denomina equilibrio dinámico.

Se define la variable “u” para describir el desplazamiento relativo entre la masa y la base de apoyo del sistema, entonces:

$$u = (x - x_0) \quad (\text{II-6})$$

Que al derivarla con respecto el tiempo se obtiene:

$$\dot{u} = \dot{x} - \dot{x}_0 \quad (\text{II-7})$$

Y al derivarla nuevamente con respecto al tiempo se tiene:

$$\ddot{u} = \ddot{x} - \ddot{x}_0 \quad \text{y} \quad \ddot{x} = \ddot{u} + \ddot{x}_0 \quad (\text{II-8})$$

Reemplazando las ecuaciones (II-6), (II-7) y (II-8) en la ecuación (II-5) se obtiene la siguiente ecuación:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{x}_0 \quad (\text{II-9})$$

Así se define el equilibrio dinámico en un sistema estructural de un grado de libertad (SDOF). La primera parte de la igualdad resume las características dinámicas del sistema estructural (Oferta estructural), del lado opuesto observamos la fuerza equivalente a la acción del sismo sobre la estructura (demanda sísmica).

La ecuación (II-9) es claramente una ecuación diferencial de segundo orden cuya solución es:

$$u(t) = \frac{-1}{\omega\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\left\{\sqrt{1-\xi^2}\omega(t-\tau)\right\} d\tau \quad (\text{II-10})$$

Dónde:

- ω : Frecuencia natural del sistema
- ξ : Coeficiente de amortiguamiento crítico
- t : Instante en el tiempo

Teniendo en cuenta que la mayoría de los sistemas estructurales solo toman valores del coeficiente de amortiguamiento crítico menores a 10% y por lo tanto:

$$\sqrt{1 - \xi^2} = \sqrt{1 - 0.10^2} \cong 1$$

Entonces la ecuación (II-10) queda expresada de la siguiente manera:

$$u_{(t)} = \frac{-1}{\omega} \int_0^t \ddot{x}_{(t)} e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\{\omega(t-\tau)\} d\tau \quad (\text{II-11})$$

Denominaremos a la ecuación (II-11) como ecuación de desplazamiento relativo, luego si la derivamos con respecto a “t” obtenemos:

$$\dot{u}_{(t)} = - \int_0^t \ddot{x}_{(t)} e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\{\omega(t-\tau)\} d\tau \quad (\text{II-12})$$

La ecuación (II-12) se denominara como la velocidad relativa del sistema. Asimismo derivándola con respecto a “t” podremos obtener la aceleración total para cada periodo “T”:

$$\ddot{u}_{(t)} + \ddot{x}_{o(t)} = -\omega \int_0^t \ddot{x}_{(t)} e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin\{\omega(t-\tau)\} d\tau \quad (\text{II-13})$$

De las ecuaciones (II-11), (II-12) y (II-13) evidenciamos la igualdad:

$$S_D(T, \xi) \cong \frac{S_V(T, \xi)}{\omega} \cong \frac{S_A(T, \xi)}{\omega^2} \quad (\text{II-14})$$

Una vez que hemos determinado la variación en el tiempo de los parámetros de respuesta elástica, buscamos los valores máximos (en valor absoluto) y determinamos las ordenadas de los

de aceleración total S_A .

$$\begin{aligned}S_D &= \max|u(t)| \\S_V &= \max|\dot{u}(t)| \\S_A &= \max|\ddot{u}(t)|\end{aligned}\tag{II-15}$$

Finalmente para construir un espectro completo se repetirá el procedimiento indicado para estructuras con distintos periodos T ; normalmente los espectros se grafican considerando un rango de periodos de vibración que varía entre 0 y 5 o 10 segundos, que comprende la mayoría de las construcciones comunes.

2.1.2 ESPECTROS DE RESPUESTA

El concepto de espectro de respuesta fue desarrollado por primera vez por M.A. Biot en 1932 y ampliamente estudiado por G.W. Housner y Newmark. Se define como un gráfico de la respuesta máxima (expresada en términos de desplazamiento, velocidad, aceleración, o cualquier otro parámetro de interés) que produce una acción dinámica determinada en una estructura u oscilador de un grado de libertad. Estos gráficos representan en las abscisas el periodo propio de la estructura o la frecuencia y en las ordenadas la respuesta máxima calculada para distintos factores de amortiguamiento. (Crisafulli & Villafañe, 2002)

Según (Fajardo Kudeyro, 2007) los espectros de respuesta caracterizan los movimientos sísmicos y su efecto sobre las estructuras, el espectro de respuesta se encuentra sumando los máximos en valor absoluto de la respuesta dinámica para todos

mismo amortiguamiento.

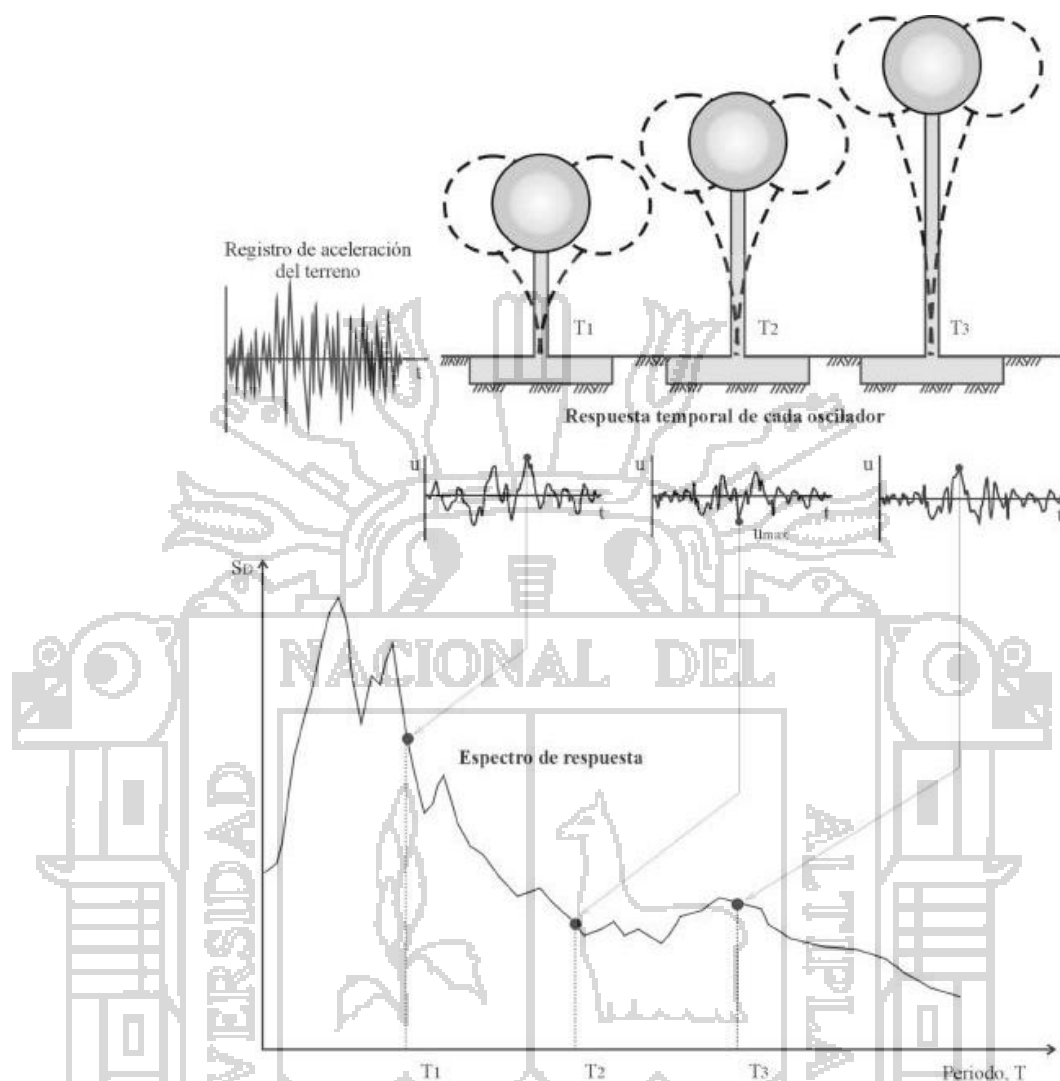


Figura 2 Construcción del espectro de respuesta: Fuente (Crisafulli & Villafañe, 2002)

2.1.2.1. ESPECTROS DE RESPUESTA ELÁSTICA

Un sistema, al ser sometido a un sismo, entra en vibración la cual es transmitida a su estructura, que también comienza a vibrar. En un sistema completamente rígido, la vibración del edificio sería exactamente igual a la de su base. Sin embargo, las estructuras en su totalidad presentan una cierta elasticidad, la vibración no es la misma y tanto el periodo de vibración como las aceleraciones de base y estructura son diferentes.

absoluta de la vibración de la estructura. Tiene, por lo tanto, unidades de aceleración. Estudios experimentales han demostrado que el espectro depende fundamentalmente de dos factores:

- *La aceleración de la vibración a la que se somete la base.*

Aunque la vibración de base y estructura sean diferentes, no son independientes, sino que el aumento de una implica el aumento de la otra, generalmente de forma lineal. Esto hace que en muchas ocasiones el espectro elástico de respuesta no sea mostrado como una aceleración, sino como el cociente entre el espectro de respuesta en sí y la aceleración de la base.

- *El periodo de oscilación de la estructura.*

Un periodo muy corto indica una estructura muy rígida, por lo que en periodos muy cortos el espectro elástico de respuesta es muy parecido a la vibración de la base. En periodos muy largos, la vibración es mucho más lenta que la del suelo, por lo que la estructura se independiza y el espectro elástico de respuesta es muy reducido. Los mayores valores de espectro elástico se dan para periodos de oscilación intermedios, en torno a 0,3-0,6 segundos.

Existen otros valores que también afectan en menor grado, como puede ser el tipo de suelo sobre el que está vibrando la estructura o su índice de amortiguamiento. (Crisafulli & Villafañe, 2002)

Estos espectros son similares a los anteriores pero en este caso se supone que el oscilador de un grado de libertad exhibe comportamiento no-lineal, es decir que la estructura puede experimentar deformaciones en rango plástico por acción del terremoto. Este tipo de espectros son muy importantes en el diseño sismorresistente, dado que por razones prácticas y económicas la mayoría de las construcciones se diseñan bajo la hipótesis que incursionarán en campo plástico. Como ejemplo, podemos mencionar los espectros de ductilidad².

Estos espectros representan la ductilidad requerida por un terremoto dado en función del periodo de vibración de la estructura y se grafican usualmente para distintos niveles de resistencia. También, se construyen espectros de aceleración, desplazamiento de fluencia o desplazamiento último de sistemas inelásticos, en donde se consideran distintos niveles de ductilidad o distintos tipos de comportamiento histerético de la estructura. (Crisafulli & Villafañe, 2002)

Este tipo de espectro se puede conseguir mediante dos tipos de procedimientos, el primero gracias al uso de un coeficiente de reducción aplicado al espectro elástico, este coeficiente agrupa las características de ductilidad de la estructura. El segundo método se basa en el estudio de las estructuras singularmente, determinando sus características de ductilidad y procediendo con el cálculo de un espectro inelástico.

² La ductilidad de desplazamientos es la relación entre el desplazamiento máximo que experimenta la estructura y el desplazamiento de fluencia, esto se verá más adelante.

Las construcciones no pueden diseñarse para resistir un terremoto en particular en una zona dada, puesto que el próximo terremoto probablemente presentará características diferentes. Por lo tanto, los espectros de respuesta elástica o inelástica, descritos previamente, no pueden utilizarse para el diseño sismorresistente. Por esta razón, el diseño o verificación de las construcciones sismorresistentes se realiza a partir de espectros que son suavizados (no tienen variaciones bruscas) y que consideran el efecto de varios terremotos, es decir que representan una envolvente de los espectros de respuesta de los terremotos típicos de una zona. En el ANEXO I y ANEXO II se hace una comparación de los espectros usados por las normas del marco referencial y el de la norma E-030.



Figura 3 Modelo de espectro suavizado de aceleraciones

2.2 COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO

2.2.1 CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES

2.2.1.1. CARÁCTERÍSTICAS DEL CONCRETO

El concreto es un material frágil. Cuya ductilidad depende principalmente del tipo y grado de confinamiento que posea éste

o, simplemente, por la presencia en el elemento estructural del acero de refuerzo, tanto longitudinal como transversal. En la Figura 4 puede observarse la diferencia entre los diagramas tensión-deformación del concreto con y sin refuerzo. Es evidente que, cuando el confinamiento es el adecuado, el concreto armado mejora no sólo su capacidad resistente, sino también su capacidad de deformarse de manera dúctil. (Bono Godoy, 2011)



Figura 4 Diagrama tensión - deformación del concreto no armado y del concreto armado y confinado. Paulay y Priestley (1992)

En la Figura 4 se denotan los términos:

f_c : Tensión máxima a compresión del concreto.

ϵ_c : Deformación del concreto para la tensión máxima de compresión.

ϵ_{cu} : Deformación última del concreto armado.

2.2.1.2. CARACTERÍSTICAS DEL ACERO

El acero es un material dúctil como puede observarse en la Figura 5, en la que se representa el diagrama tensión-deformación. La principal característica del acero es su capacidad de deformarse plásticamente sin que disminuya su resistencia antes de alcanzar la rotura. Su contribución más importante es la de asegurar la

capacidad de las secciones de deformarse de forma dúctil. (Bono Godoy, 2011)

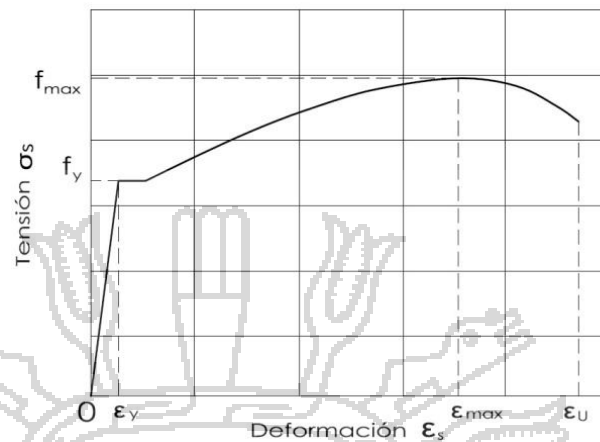


Figura 5 Diagrama deformación - tensión del acero

En la Figura 5 se denotan los términos:

f_y : Tensión de plastificación.

f_{max} : Tensión máxima.

ϵ_y : Deformación de plastificación.

ϵ_{max} : Deformación correspondiente a la tensión máxima.

ϵ_u : Deformación última.

ϵ_s : Deformación de tracción en el refuerzo de acero.

σ_s : Tensión del acero.

Las características del acero pueden incidir notablemente en el comportamiento de los elementos estructurales. Si se conocen los valores de la deformación de plastificación “ ϵ_y ” (deformación a partir de la cual el comportamiento del material cambia de elástico a plástico) en una dirección dada y de la deformación última, “ ϵ_u ”, en esa dirección, se puede definir la ductilidad del material, “ μ_ϵ ”, como:

2.2.2 DUCTILIDAD A NIVEL DE SECCIÓN Y A NIVEL DE ESTRUCTURA

La ductilidad estructural “ μ ” se determina como la relación entre el desplazamiento último, “ Δ_U ”, de un punto predeterminado, usualmente el nivel más elevado del edificio, y el desplazamiento de plastificación idealizado de la estructura, “ Δ_Y ”, que se define como el desplazamiento para el que aparece la primera rótula plástica:

$$\mu = \frac{\Delta_U}{\Delta_Y} \quad (\text{II-17})$$

Los valores de la ductilidad de un material estructural son, en general, muy superiores a los de la ductilidad de un sistema estructural.

Cuando se proyectan elementos tipo viga o columna, es conveniente utilizar el concepto de ductilidad seccional, tanto si la sección es de acero como de concreto armado. La ductilidad de una sección del elemento, que se expresa en radianes por unidades de longitud (rad/m), se calcula según:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_U}{\phi_Y} \quad (\text{II-18})$$

Dónde:

ϕ_U : Curvatura última o máximo alcanzado por la sección.

ϕ_Y : Curvatura plástica del acero de refuerzo.

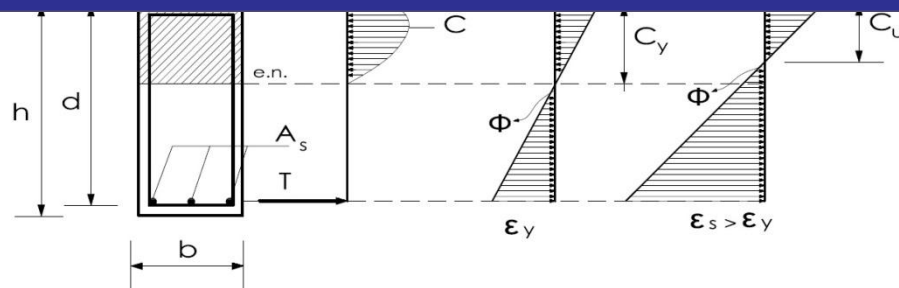


Figura 6 Giro de una sección simplemente armada

La Figura 6 permite deducir la forma de calcular ambos términos de la ductilidad seccional. La curvatura de plastificación viene dado por:

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{(d - C_y)} \quad (II-19)$$

Dónde:

ϵ_y : Deformación plástica del acero.

d : Peralte efectivo

C_y : Distancia al eje neutro del área comprimida.

Si el fallo de la sección se produce por el aplastamiento del concreto, la curvatura última se calcula como:

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cu}}{C_u} \quad (II-20)$$

Dónde:

ϵ_{cu} : Deformación última del concreto.

C_u : Distancia al eje neutro después del fallo de la sección por aplastamiento.

La deformación última del concreto alcanza valores entre 0,3% y 0,4% para concretos comunes sin confinamiento por armadura transversal y longitudinal Figura 7. Para concretos con refuerzo convencional, producto de la aplicación de las recomendaciones

encuentran en el rango comprendido entre 0,7% y 0,8%.

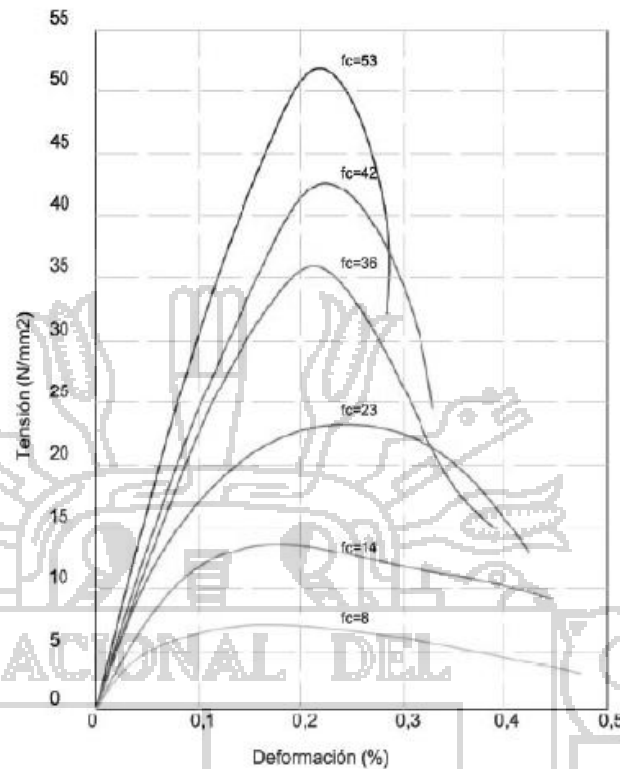


Figura 7 Diagrama de tensión - deformación para concreto de diferentes resistencias. (Bono Godoy, 2011)

En la Figura 7 pueden verse diagramas de tensión-deformación típicos para concretos con diferentes resistencias. Los valores de las deformaciones indican que los concretos de alta resistencia son más frágiles que los de baja resistencia. Si se trata de secciones de concreto proyectadas aplicando las recomendaciones para diseño sismorresistente, las deformaciones últimas alcanzan valores de hasta 1,2%. De acuerdo con esta última observación, es evidente que la mejora de la capacidad dúctil de las secciones de las estructuras porticadas resistentes a momentos pasa inevitablemente por un adecuado confinamiento del concreto más que por el aumento de resistencia de este.

obtener altas capacidades de ductilidad en los sistemas estructurales de concreto armado.

En el diseño de estructuras de concreto reforzado deben tenerse en cuenta los siguientes criterios básicos, a fin de obtener la ductilidad requerida:

- **Confinamiento:** El confinamiento del concreto garantiza la preservación del material ante la alternación de esfuerzos dada en los sismos y, en consecuencia, permite el desarrollo de deformaciones inelásticas mayores.

- **Control de falla a cortante:** La falla a cortante es una falla que compromete seriamente la integridad de la sección de cualquier elemento de concreto armado. Por esta razón los códigos de diseño generalmente obligan a un diseño a cortante tal que garantice que la resistencia a cortante sea superior a la resistencia a flexión.

- **Control de la reducción de la ductilidad disponible debido a la carga axial:** La carga axial de compresión reduce drásticamente la ductilidad disponible en un elemento de concreto sometido a ella. El fenómeno, que es más fuerte en columnas que en muros estructurales, generalmente se debe a que a mayores cargas de compresión se reduce el trabajo a tensión del acero, el cual puede darse con valores del esfuerzo de trabajo menores del esfuerzo de fluencia, lo que implica un uso insuficiente del acero a efectos de desarrollar grandes

embargo, no siempre es posible diseñar las secciones de columnas de manera que haya esfuerzos altos de tracción en el acero, por razones arquitectónicas y económicas. (Bono Godoy, 2011)

2.2.3 SISTEMAS DE UN GRADO DE LIBERTAD

Es el sistema estructural más sencillo y fundamental, se representa mediante un oscilador simple, el cual está representado por una masa soportada por un elemento estructural vertical (columna), y que además está sujeto a un disipador de energía (amortiguador).

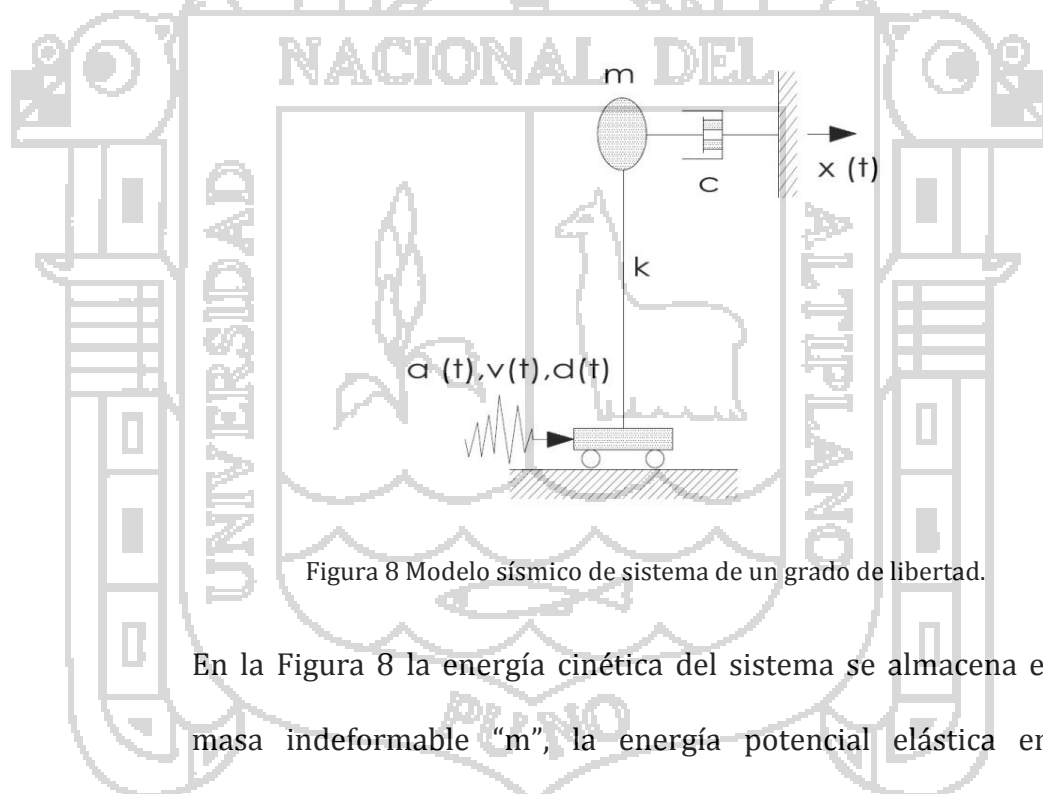


Figura 8 Modelo sísmico de sistema de un grado de libertad.

En la Figura 8 la energía cinética del sistema se almacena en la masa indeformable “m”, la energía potencial elástica en la columna sin masa de constante “k”, y la capacidad de disipación de energía en el amortiguador viscoso que se mueve con velocidad proporcional a la fuerza, con constante de proporcionalidad “C”.

Este sistema se utiliza para estudiar la respuesta de un sistema de un grado de libertad (SDOF: single degree of freedom).

decae con el tiempo, indicando que existe un mecanismo que disipa la energía. La disipación de energía puede ser explicada por la fricción de los miembros en movimiento, la viscosidad de los materiales, la disipación de la energía histerética durante la respuesta inelástica, pero realmente, aún hoy en día, la fuente real no está claramente identificada. En cualquier caso, la disipación de la energía dentro de una estructura causa una vibración libre amortiguada y una cantidad de amortiguamiento viscoso equivalente "C" que engloba los anteriores efectos. (Huaman Cevallos, 2010)

La ecuación dinámica de equilibrio (ecuación de D'Alembert) se escribe como:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{x}_0 \quad (\text{II-21})$$

Esta ecuación está definida en el punto 2.1.1 del presente trabajo.

La frecuencia angular propia " ω " de este sistema viene dada como:

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (\text{II-22})$$

Suponiendo una respuesta elástica lineal, la aceleración pico absoluta y el desplazamiento de respuesta relativo para un movimiento sísmico, puede ser calculado en función del período de vibración y del amortiguamiento viscoso.

2.2.4 SISTEMAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD

La formulación de equilibrio dinámico para un sistema SDOF puede ser extendida a un sistema con múltiples grados de libertad (MDOF). Las estructuras típicas en la ingeniería civil no son siempre esquematizadas como SDOF, sino que se necesitan modelar como MDOF. Por ejemplo, los edificios de varios pisos son analizados como sistemas MDOF.

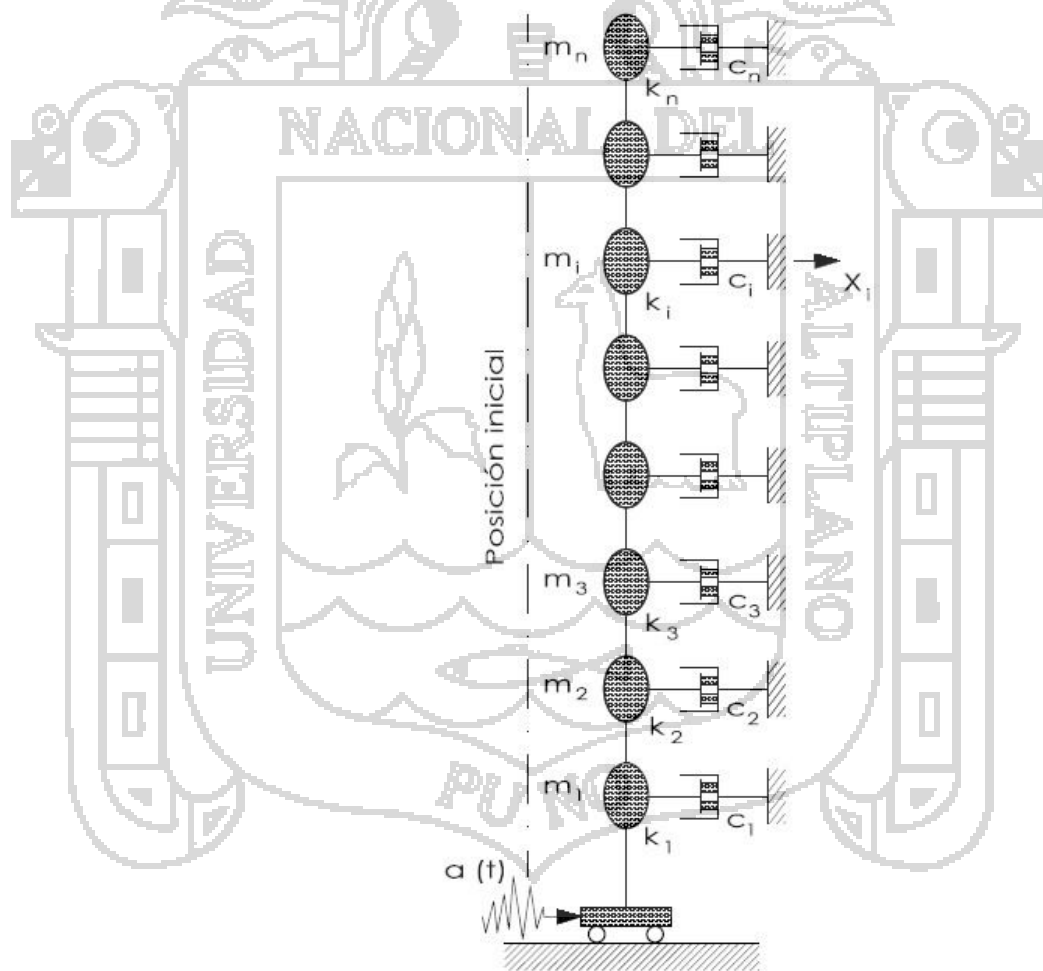


Figura 9 Modelo sísmico de sistema de varios grados de libertad

La ecuación dinámica de equilibrio del sistema *MDOF* se escribe como:

Donde $[M]$, $[C]$ y $[K]$ son, respectivamente, las matrices de masa, amortiguamiento y rigidez del sistema.

Asimismo " \ddot{u} " es el vector que contiene la aceleración sísmica en la base de la estructura y $[\gamma]$ es una matriz auxiliar usada para distribuir la aceleración basal en los grados de libertad correspondientes.

2.3 EVALUACIÓN SÍSMICA DE ESTRUCTURAS

2.3.1 METODOLOGÍAS DE EVALUACIÓN SÍSMICA

2.3.1.1. GENERALIDADES

En la actualidad podemos citar numerosos autores que han planteado diversas metodologías de evaluación sísmica, con el afán de definir la vulnerabilidad que tienen las edificaciones frente a la acción de un sismo. A continuación presentaremos dos de las propuestas más importantes que se han hecho hasta el momento y que convergen la mayoría de las variables adoptadas por los investigadores. La primera de ellas corresponde a la clasificación propuesta por (Corsanego & Petrini, 1990), donde los diferentes tipos de estudios se dividen en clases de acuerdo al tipo de resultado al que se llega, estas clases son definidas de acuerdo a las características de las aproximaciones adoptadas con más frecuencia. De esta forma, pueden derivarse otras reglas de clasificación considerando otros aspectos, por lo cual, este tipo de clasificaciones no son generales ni minuciosas. Para superar esta limitación, Dolce, Kappos, Zuccaro y Coburn proponen una

tres elementos básicos de la evaluación (datos de entrada, metodología y resultados) involucrados en un análisis de vulnerabilidad. Por lo tanto, de acuerdo a los objetivos de la investigación se deben elegir los aspectos y variables a evaluar para así tener mejor consistencia en los resultados.

2.3.1.2. CLASIFICACIÓN DE ACUERDO AL TIPO DE RESULTADO

La evaluación sísmica comprende un análisis que puede tener diferentes niveles de complejidad. Según (Corsanego & Petrini, 1990) este análisis debe concentrarse en los resultados a obtener, es así que los clasifican en tres grupos, siendo estas las técnicas directas, técnicas indirectas y por ultimo las técnicas convencionales. Las técnicas indirectas y las convencionales básicamente hacen un estudio empírico basado en la comparación de diversas estructuras, clasificándolas por grupos, y dando como resultado un índice de vulnerabilidad, estos resultados solo pueden ser usados en términos estadísticos ya que no presentan un análisis matemático detallado del comportamiento sísmico de las estructuras. Por otro lado las técnicas directas, a pesar de ser fácilmente desarrolladas son aceptadas por su rápida aplicación y facilidad de obtención de datos y ademas de ello, comprenden un análisis estructural de la estructura, detallándose en el estudio de cada elemento que la compone y su comportamiento frente al sismo.

Estas técnicas predicen, con un solo paso, el daño causado por un sismo a una estructura, a partir de dos tipos de métodos: los tipológicos y los mecánicos.

Métodos tipológicos: Estos clasifican las estructuras de acuerdo a sus características geométricas, materiales, y técnicas empleadas, formando así una matriz de evaluación de probabilidad de daño para cada construcción, frente a cada intensidad de sismo. Su aplicación es básicamente guiada por la observación por lo cual es netamente estadístico, se procede mediante la recopilación de información de una cantidad de edificios para hacer un análisis probabilístico y determinar la vulnerabilidad de la clasificación de estructuras estudiada.

Métodos mecánicos: Hacen la predicción de un efecto sísmico por medio de modelos mecánicos de las estructuras, apoyados en softwares de análisis matemático. Dentro de estos métodos pueden distinguirse dos grupos que están relacionados con el tipo de modelo utilizado para representar la estructura.

Los *Métodos analíticos basados en modelos simples* priorizan la facilidad y rapidez de aplicación, un ejemplo de este es la identificación de mecanismos de colapso que permiten determinar la capacidad de cortante equivalente, expresada como la aceleración crítica. Para calcular la aceleración crítica sólo se requiere la geometría y las condiciones de frontera obtenidas a partir de estimaciones visuales. Así, calculando el

que inicia el mecanismo de colapso, se obtiene, inmediatamente, el grado de daño esperado.

Los *Métodos de análisis detallados* estos métodos sólo son aplicables a las construcciones que puedan ser representadas por modelos mecánicos y, generalmente, son utilizados para la evaluación de estructuras individuales, debido a que involucran análisis detallados y modelos más refinados. Los dos procedimientos de análisis más utilizados en este tipo de métodos son: el análisis lineal (estático y dinámico) y el análisis no lineal (estático y dinámico).

Para la presente investigación tomaremos los métodos de análisis detallado mediante el análisis estático no lineal, más conocido como PUSHOVER o de fuerzas mono tónicas y el análisis dinámico lineal, también conocido como análisis modal.

Análisis modal de respuesta espectral: El análisis modal de respuesta espectral, o método de la respuesta espectral, estima los desplazamientos y fuerzas en los elementos de un sistema estructural. El método implica el cálculo solamente de los valores máximos de los desplazamientos y las aceleraciones en cada modo usando un espectro de diseño, el mismo que representa el promedio o la envolvente de espectros de respuesta para diversos sismos, con algunas consideraciones adicionales expuestas en los códigos de diseño. Luego se combinan estos valores máximos, por ejemplo mediante un promedio ponderado

cuadrados de tales valores máximos (SRSS); otro método es el de la combinación cuadrática completa (método CQC), que considera además una correlación entre los valores modales máximos. De este modo, se obtienen los valores más probables de desplazamientos y fuerzas. (Bono Godoy, 2011)

El análisis modal de respuesta espectral se basa principalmente en la fórmula de equilibrio dinámico presentada con anterioridad: (García Reyes, 1998)

$$[M]\{\ddot{U}\} + [K]\{U\} = -[M][\gamma]\{\ddot{x}_0\} \quad (\text{II-25})$$

Dónde:

$[M]$: Matriz de masas de la estructura

$[K]$: Matriz de rigideces de la estructura

$\{\dot{U}\}\{U\}$: Vectores de velocidad y desplazamiento.

$[\gamma]$: Matriz auxiliar usada para distribuir la aceleración basal en los grados de libertad correspondientes

$\{\ddot{x}_0\}$: Vector de aceleración basal.

Los modos y frecuencias son únicas para cada estructura, similarmente al periodo fundamental de vibración; así al igualar a 0 (cero) la expresión (II-25) encontramos que:

$$\{U\} = [\Phi]\{\eta\} \quad (\text{II-26})$$

Derivándola con respecto al tiempo obtenemos:

Dónde:

$\{U\}$: Vector de desplazamientos.

$[\Phi]$: Matriz de modos.

$\{\eta\}$: Vector de grados de libertad.

Reemplazando las ecuaciones (II-26) y (II-27) en la ecuación (II-25) y multiplicando por la transpuesta de la matriz modal:

$$[\Phi]^T [M] [\Phi] \{\ddot{\eta}\} + [\Phi]^T [K] [\Phi] \{\eta\} = -[\Phi]^T [M] [\gamma] \{\ddot{x}_0\} \quad (\text{II-28})$$

Arreglando la ecuación y reemplazando los valores resaltados:

$$[I] \{\ddot{\eta}\} + [\omega^2] \{\eta\} = -[\alpha] \{\ddot{x}_0\} \quad (\text{II-29})$$

Al simplificar esta ecuación a partir de la premisa de que $[I], [\omega^2]$ son matrices diagonales, obtenemos:

$$\ddot{\eta}_i + \omega_i^2 \eta_i = -\alpha_i \ddot{x}_0 \quad (\text{II-30})$$

Aplicando amortiguamiento modal:

$$\ddot{\eta}_i + 2\xi_i \omega_i \dot{\eta}_i + \omega_i^2 \eta_i = -\alpha_i \ddot{x}_0 \quad (\text{II-31})$$

Finalmente la base de los cálculos nace a partir de la obtención de los grados de libertad máximos de la siguiente ecuación:

$$(\eta_i)_{max} = |\alpha_i * S_d(T_i, \xi_i)| \quad (\text{II-32})$$

- *Análisis estático no lineal (PUSHOVER)*: Dentro de los procedimientos de análisis de la respuesta no lineal de las estructuras, encontramos el análisis pseudo estático, o análisis incremental de fuerzas. Este tipo de análisis consume

físico de fácil interpretación y en un tiempo razonable de ejecución. Las primeras aplicaciones de este análisis requerían que se postulase la ubicación de las rótulas plásticas y que se estableciese la ley de comportamiento de las mismas, lo que simplificaba el procedimiento, sin embargo esto lo condicionaba fuertemente, ya que el analista postulaba de antemano el mecanismo global de fallo del edificio. Como ejemplo, en la Figura 10 se muestra la ley de comportamiento contenida en el FEMA 357.

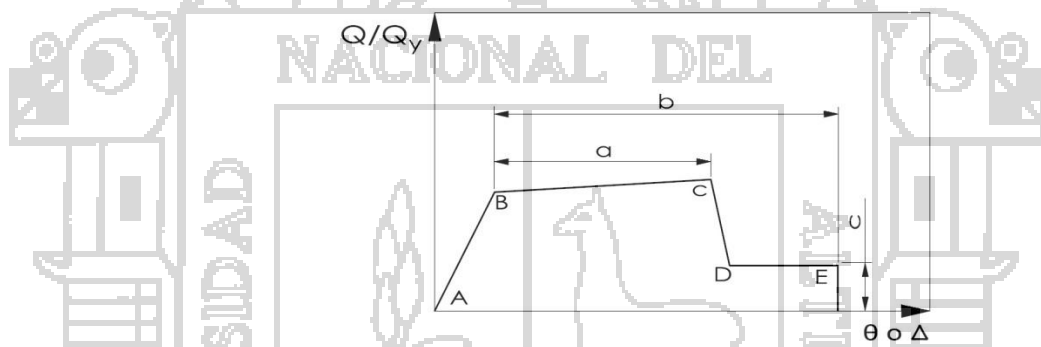


Figura 10. Ley del comportamiento según FEMA 357.

Otro de los grandes inconvenientes que se presentan a la hora de realizar el análisis no lineal de las estructuras es el carácter de la respuesta en el rango plástico, dado que al plastificar la estructura adquiere grandes desplazamientos para incrementos muy pequeños de las fuerzas laterales aplicadas, lo que desde el punto de vista computacional puede conducir a problemas de convergencia de los códigos, que pueden ser de dos tipos:

- Que para la fuerza cortante aplicada no se alcance el fallo.

sobrepasado el fallo.

Las dos formas de realizar el análisis no lineal son:

- Con control de desplazamientos.
- Con control de fuerzas.

El procedimiento de análisis estático no lineal tiene como ventajas su aplicación sencilla, bajo costo computacional y la disponibilidad de guías para su aplicación (FEMA 357 y ATC 40). Los inconvenientes de este tipo de análisis son: el proyectista decide el punto de la estructura en el que se forman las rótulas plásticas y la ley de comportamiento generalmente no permite incorporar aspectos como el daño, únicamente el comportamiento plástico, todo esto hace que sea muy difícil determinar un punto muy importante que caracteriza la respuesta no lineal de la estructura: el punto de fallo último, que indica el colapso. (Bono Godoy, 2011)

2.3.1.3. CLASIFICACIÓN DE ACUERDO A LOS DATOS, MÉTODO Y RESULTADOS

Sobre la base de la clasificación propuesta en el punto anterior, (Dolce, Kappos, Zuccaro, & Coburn, 1995) sugieren un nuevo criterio de clasificación, en el cual se examinan separadamente los tres elementos fundamentales involucrados en un análisis de vulnerabilidad: los datos, el método empleado y los resultados obtenidos. A continuación se definen cada uno de los elementos involucrados.

Se consideran cinco tipos de datos de entrada:

Tipo I: Daños registrados después de un sismo u obtenidos a través de ensayos de laboratorio en elementos simples o compuestos (información empírica).

Tipo II: Características geométricas y cualitativas, para estructuras, suelen utilizarse la altura, la configuración en planta y elevación, la edad, el tipo de sistema resistente de cargas horizontales y verticales, el tipo de fundación y cubierta, etc.

Tipo III: Características mecánicas tales como; la masa, la rigidez, la resistencia comparada con los esfuerzos sísmicos, la ductilidad intrínseca, el estado de esfuerzos, los desplazamientos sísmicos y los parámetros del comportamiento no lineal.

Tipo IV: Caracterización sísmica de la zona, como por ejemplo, la intensidad sísmica, la aceleración o la velocidad máxima del terreno, el desplazamiento espectral, entre otros.

Tipo V: Datos geológicos y geotécnicos de la zona, tales como el tipo y las características mecánicas del suelo de fundación, el comportamiento sísmico del perfil geológico, etc.

MÉTODOS

Ésta clasificación considera tres tipos de métodos:

Métodos estadísticos: consisten en realizar un análisis estadístico de las estructuras cuyas características corresponden a los datos de entrada tipo I y II (eventualmente consideran los datos tipo IV

distribución del daño se obtiene de la observación y cuantificación estadística de los daños ocasionados por sismos pasados. Las técnicas de investigación de campo requeridas por este método son bastante simples, no obstante, los resultados obtenidos sólo son aplicables a una muestra de la población, y no a una estructura en particular. Para recopilar la información de campo, suelen utilizarse distintos formularios que pueden variar dependiendo del personal a cargo.

Métodos mecánicos o analíticos: utilizan modelos mecánicos para predecir el daño de la estructura por medio de algún parámetro que represente el comportamiento de la construcción frente a un sismo, como puede ser *la deriva máxima entre piso, la ductilidad, o un índice de daño*. Estos métodos sólo se utilizan para estructuras que puedan ser representadas por modelos mecánicos.

Métodos de juicio de expertos: los expertos realizan una evaluación cualitativa y/o cuantitativa de los factores que gobiernan el comportamiento sísmico de las construcciones, de tal forma que puedan determinar el grado de exposición al que se encuentra sometido un grupo de estructuras.

RESULTADOS

Hay dos clases de resultados:

1. Vulnerabilidad absoluta: funciones de vulnerabilidad, las cuales representan el daño medio como función de la intensidad sísmica,

intensidad sísmica dada.

2. Vulnerabilidad relativa: índices de vulnerabilidad obtenidos empírica o experimentalmente para los cuales, no hay ni correlación con el daño, ni está definida la intensidad sísmica.

Clasificando de ésta forma las metodologías existentes, pueden realizarse diferentes tipos de evaluaciones sísmicas combinando adecuadamente los tres elementos expuestos (los datos, el método y los resultados). Es así que en la presente investigación optaremos por utilizar el método mecánico o analítico, recurriendo a la recopilación de datos de tipo I, II, III y IV para el modelamiento estructural y la posterior obtención de resultados.

2.3.2 DAÑO SÍSMICO

2.3.2.1. GENERALIDADES

El daño es el grado de degradación o destrucción causado por un fenómeno peligroso sobre las personas, los bienes, los sistemas de prestación de servicios y los sistemas naturales o sociales. Desde el punto de vista estructural, generalmente se relaciona con deformaciones irreversibles (inelásticas), por lo tanto, cualquier variable de daño debe ser referida a una cierta cantidad de deformación.

La evaluación y la interpretación del daño, causado por los sismos, surge de la necesidad de cuantificar y explicar los efectos de este fenómeno sobre los diferentes tipos de estructuras existentes. Experiencias pasadas dan numerosas consideraciones sobre los

reportes editados por famosos sismólogos tales como Mercalli (Corsanego, 1995).

En las últimas décadas, se ha empezado a incluir la no linealidad de los materiales en el análisis y diseño sísmico, para lo cual, se dispone de información detallada sobre los fenómenos que se producen cuando se sobrepasa el límite elástico de los materiales. Así, mediante procedimientos de análisis y/o estudios experimentales, es posible evaluar, paso a paso, el comportamiento de un material. Estos resultados deben extrapolarse para representar el comportamiento global de la estructura. Para ello, existe en la actualidad, un amplio espectro de indicadores o índices de daño, que permiten cuantificar el daño local y global de la estructura. Sin embargo, a pesar del avance en el desarrollo de estos modelos de daño, hay que resaltar que el problema de evaluar cuantitativamente el daño es complejo y que aún no existe un criterio unificado, tanto para la definición de los modelos analíticos, como para la descripción del daño en sí, principalmente debido a la gran variedad de tipos estructurales y a sus propiedades, así como a las características de las acciones aplicadas.

2.3.2.2. ELEMENTOS PROPENSOS AL DAÑO

Para cuantificar el daño es importante identificar previamente los sistemas que se encuentran expuestos dentro de una estructura, estos se pueden agrupar en cuatro grupos de elementos contenidos en la estructura:

sistemas resistentes de cargas verticales (gravitatorias) y cargas laterales.

Elementos arquitectónicos: son otros elementos, tales como: muros divisorios, ventanas, revestimientos, etc. Generalmente son utilizados para la división, el aprovechamiento de espacios en las construcciones y aspectos relacionados con la estética de la estructura.

Instalaciones: se trata de elementos que suministran servicios como por ejemplo; tuberías de agua, redes de electricidad y alcantarillado y conducciones de gas.

Contenidos: son los elementos que están dentro del edificio pero no hacen parte de la estructura, tales como: maquinarias, equipos, mobiliario, artículos de decoración, etc.

Los últimos tres tipos corresponden a los llamados elementos no estructurales, cuya importancia ha cobrado especial interés como consecuencia de las pérdidas económicas registradas durante algunos eventos importantes, tales como el sismo de Loma Prieta (1989) y el sismo Northridge (1994).

El estudio de la respuesta de los diferentes elementos de una estructura (estructurales o no estructurales) expuestos a la acción sísmica, ha permitido establecer las principales variables o parámetros que condicionan el daño. De esta forma se ha identificado que los componentes estructurales son sensibles a la

pueden dividirse en dos grupos: elementos sensibles a la deriva entre piso y elementos sensibles a la aceleración.

En el presente trabajo solo analizaremos la incidencia de daños en los elementos estructurales del sistema.

2.3.2.3. REPRESENTACIÓN DEL DAÑO

La representación del daño es el punto culminante de la evaluación sismorresistente, ya que de esta depende el entendimiento del estudio. Se tienen diversos puntos de vista para su entendimiento dependiendo del objeto, característica o propiedad a evaluar, estas representaciones se dividen en cuatro categorías, siendo estas representaciones mecánicas (degradación de propiedades), físicas (cualitativas), orientadas a pérdidas (económicas) y las orientadas a reglas de deducción (conceptos de inteligencia artificial). En el presente estudio usaremos las representaciones mecánicas, a continuación explicamos la base de su uso:

Representaciones mecánicas: implican la definición de un modelo teórico que permita describir el comportamiento del mecanismo estructural a través de los índices de daño. Usualmente estos índices se expresan como función de ciertos parámetros Q_i , esto es:

$$ID = ID_{(Q_i)} \quad (II-33)$$

Los parámetros de daño pueden dividirse en dos clases principales: parámetros basados en el nivel alcanzado por la

disipación de energía, etc.) y parámetros basados en la degradación experimentada por ciertas variables (rigidez, frecuencia fundamental, etc.).

2.3.2.4. INDICADORES O ÍNDICES DE DAÑO

A. GENERALIDADES

Un punto crucial en la evaluación sismorresistente es la selección de los aspectos apropiados que permitan cuantificar la respuesta calculada a partir del análisis del modelo mecánico, el cual representa el grado de daño sufrido por un miembro y/o de toda la estructura. Estos factores usualmente se denominan “índices o indicadores de daño” y pueden involucrar una o más variables (Dolce et al., 1995), tales como: deformaciones unitarias, curvatura, rotaciones, desplazamientos, deriva entre piso, fuerzas, energía absorbida y energía disipada, entre otras. La elección de las variables a utilizar está relacionada con el tipo de daño que se desea analizar (local, intermedio o global).

Para definir los índices de daño, generalmente es necesario desarrollar un modelo que represente las características de la tipología estructural, las propiedades de los materiales involucrados, las características de las acciones aplicadas y el tipo de fallo que presenta la estructura.

Durante los últimos 25 años se han propuesto diferentes índices de daño tanto a nivel local como global, a partir de ensayos realizados en laboratorio y/o utilizando las observaciones de los

una descripción de los índices más relevantes que han sido utilizados por la comunidad científica internacional.

B. INDICES DE DAÑO LOCAL

Estos índices determinan, como su nombre indica, el daño en un elemento y pueden ser, o no, acumulativos. Para cuantificar el daño se aplican cargas monotónicas crecientes que permiten encontrar las relaciones fuerza - deformación, momento - curvatura o momento - rotación de los extremos del elemento (vigas, columnas y muros). Estos índices pueden ser acumulativos o no acumulativos, dependiendo si consideran las cargas cíclicas o no, para el presente estudio consideraremos los índices no acumulativos por su mejor entendimiento y la facilidad de aplicación.

Índices no acumulativos

Los índices de daño no acumulativos corresponden a los primeros modelos de daño desarrollados a partir del concepto de ductilidad. Su principal limitación es que no son capaces de representar el daño acumulado en los elementos sujetos a cargas cíclicas. A continuación se describen algunos de estos índices.

Relaciones demanda - capacidad de deformación: las dos formas más antiguas y simples de cuantificar el daño corresponden a la ductilidad y a la deriva de entre piso. La ductilidad representa la capacidad de una estructura o componente estructural de deformarse inelásticamente sin

resistencia. La relación de ductilidad, μ , se puede definir en términos de rotación, θ , curvatura ϕ , o desplazamiento, d , mediante las relaciones descritas a continuación y que trataremos más adelante:

$$\begin{aligned}\mu_{\theta} &= \frac{\theta_m}{\theta_y} \\ \mu_{\phi} &= \frac{\phi_m}{\phi_y} \\ \mu_{\delta} &= \frac{d_m}{d_y}\end{aligned}\quad (\text{II-34})$$

Los subíndices m e y corresponden respectivamente al valor máximo alcanzado por la sección del elemento debido al sismo (demanda) y al instante de fluencia del elemento. La ecuación (II-34) corresponde al modelo propuesto por Newmark y Rosenblueth en 1974 para calcular el daño I_D , mediante la relación de la demanda con la capacidad de deformación, esto es:

$$I_D = \mu_{\delta} = \frac{d_m}{d_y} \quad (\text{II-35})$$

Posteriormente, Banon et al. (1981) proponen utilizar la curvatura como índice de daño:

$$I_D = \mu_{\phi} = \frac{\phi_m}{\phi_y} \quad (\text{II-36})$$

La ecuación (2.6) se puede reescribir en función de la rigidez elástica inicial $(EI)_0$ y de la rigidez de la rama post-fluencia $(EI)_1$ como se muestra en la Figura 11 como:

$$I_D = 1 + \frac{(EI)_0(M_m - M_y)}{(EI)_1 M_y} \quad (\text{II-37})$$

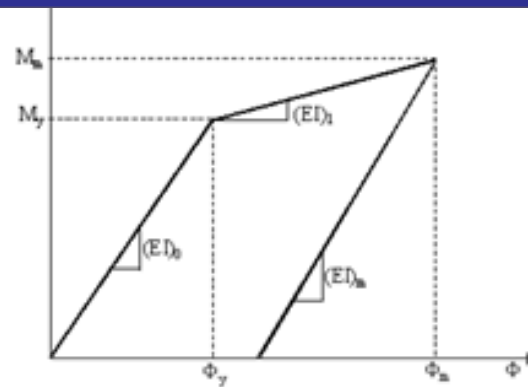


Figura 11. Parámetros que intervienen en modelo propuesto por Banon et al. (1981) para evaluar el daño.

Dónde:

M_m : Momento máximo

M_y : Momento de fluencia

Por otra parte, el modelo de Bracci et al. (1989) relaciona la curvatura residual máxima ϕ_m con la curvatura residual última ϕ_u mediante la siguiente ecuación:

$$I_D = \frac{\phi_m - \frac{M_m}{(EI)_m}}{\phi_u - \frac{M_u}{(EI)_u}} \quad (II-38)$$

Donde $(EI)_m$ y $(EI)_u$ son la rigideces en la descarga correspondientes a la curvatura residual máxima, ϕ_m y a la curvatura residual última, ϕ_u respectivamente. La Figura 12 muestra un diagrama momento curvatura con los términos involucrados en este modelo.

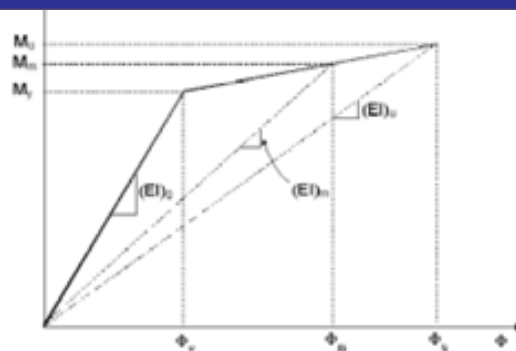


Figura 12 Parámetros del modelo de daño propuesto por Bracci et al. (1989).

Degradación estructural Cuando una estructura se ve sometida a un sismo y sobrepasa su límite elástico, su rigidez se degrada debido al agrietamiento que sufren los elementos. Así, mientras mayor es el daño, mayor es la pérdida de rigidez. Considerando este fenómeno, se han propuesto algunos índices de daño. Lybas y Sozen (1977) propusieron uno de los primeros índices de este tipo, el cual relaciona la rigidez a flexión del elemento ante cargas monotónicas $(EI)_y$ con la rigidez a flexión correspondiente a la máxima deformación que alcanza el elemento durante la respuesta dinámica $(EI)_m$, esto es:

$$I_D = \frac{(EI)_y}{(EI)_m} \quad (\text{II-39})$$

Definiendo las rigideces de la ecuación (2.11) en función del momento y curvatura de la sección, se obtiene:

$$I_D = \frac{M_y \phi_m}{M_m \phi_y} \quad (\text{II-40})$$

Donde M_m y M_y son el momento máximo y de fluencia y ϕ_m , ϕ_y son la curvatura máxima y de fluencia.

Cuando un elemento se encuentra en el rango elástico, el valor de este índice de daño es uno y a partir de éste valor crece

(1981) modificaron ligeramente el modelo de Lybas y Sozen, mediante lo que denominaron, factor de daño a flexión o FDR ("Flexural Damage Ratio"), que relaciona la rigidez a flexión en el punto de rotura y la rigidez a flexión máxima alcanzada en la respuesta sísmica. De esta forma, los valores obtenidos son menores que uno. La expresión para este índice de daño I_D en función del momento y la curvatura es:

$$I_D = \frac{M_u \phi_m}{M_m \phi_u} \quad (II-41)$$

C. ÍNDICES DE DAÑO GLOBAL

En general, existen tres formas de evaluar el índice de daño global en las estructuras de concreto armado: la primera, corresponde al cálculo de los índices de daño local y, mediante factores de ponderación, o coeficientes de importancia, se obtiene el índice de daño intermedio y/o global. En la segunda forma, el índice de daño global se obtiene directamente en base a características estructurales globales (usualmente los parámetros modales). Finalmente, la tercera alternativa define el índice de daño global a partir de la información contenida en la curva de capacidad de una estructura, es decir, a partir de un análisis estático no lineal.

Índices globales con factores de ponderación El índice de daño global se obtiene como un promedio ponderado de los índices de daño local. Para ello es necesario definir previamente los puntos donde se evaluará el índice de daño local y, después, utilizar unos

mayores pesos a las zonas más dañadas o cuya influencia en el daño global de la estructura sea mayor. Existen básicamente dos tipos de factores: los relacionados con las cuantías de energía de absorción a nivel local y los relacionados con criterios de importancia.

En el presente estudio usaremos los valores relacionados a criterios de importancia por su mejor entendimiento, estos factores, definidos por Bracci et al. (1989), son coeficientes de peso ω_i relacionados con criterios de importancia. En este caso, ω_i se define como el valor ponderado de la carga soportada por el elemento en estudio.

Así, el daño que se produce en un piso se obtiene como:

$$I_{D \text{ piso}} = \sum \omega_i I_D \quad (II-42)$$

Donde un valor alto de la constante I_D resalta los elementos más severamente dañados del piso. Utilizando esta definición se consigue que el daño ocurrido en la base de la estructura tenga mayor incidencia en la estimación del índice de daño global, disminuyendo dicha incidencia en los pisos superiores.

2.3.3 ASPECTOS A TENER EN CUENTA EN LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO ARMADO

Algunos de los factores que contribuyen a complicar la determinación de las dimensiones de secciones de concreto para el diseño por desplazamientos son: (Bono Godoy, 2011)

comportamiento elástico, en realidad el material no es homogéneo y posee un comportamiento no lineal.

- La rigidez y las propiedades elásticas del material varían sensiblemente con el estado del mismo, por ejemplo cuando la sección no está agrietada, cuando la sección esta agrietada y cuando se alcanza el estado último.
- No todos los elementos de una estructura ni todas las secciones de un elemento se encuentran en el mismo estado al mismo tiempo.
- Elementos tipo viga en los que el refuerzo se proyectó por flexión, por tanto no siempre es simétrico, las rigideces para la flexión positiva y negativa son diferentes.
- La rigidez de las estructuras varia con el tiempo, sea por los cambios en las resistencias experimentadas por el concreto, o por la exposición de la estructuras a cargas variables.
- La rigidez de las estructuras varían también con la amplitud de las fuerzas aplicadas.
- Variaciones de rigidez debidas a las irregularidades en la configuración en alzado de la estructura, tal como discontinuidad en las columnas, columna corta o piso blando.
- Distribución irregular de la rigidez en planta debida a presencia de elementos que generan excentricidades excesivas.
- Diferencias en la relación carga gravitacionales/ cargas sísmicas entre pórticos de una misma dirección.

unidireccionales, que hace que algunos pórticos no reciban cargas gravitatorias, solo cargas sísmicas.



³ Un material ortótropo tiene dos o tres ejes ortogonales entre sí, de doble simetría rotacional, de forma que sus propiedades mecánicas son, en general, diferentes en las direcciones de cada uno de esos ejes.
Fuente: Wikipedia

CAPÍTULO III. MÉTODOS DE DISEÑO SÍSMICO

3.1 MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN FUERZAS (NORMA E-30)

3.1.1 DEFINICIÓN

El método de fuerzas se define como la obtención de una fuerza de cortante basal a partir del estudio de los factores de contexto que presenta una estructura, es decir, la importancia, la zona y el material usado. Básicamente comprende la obtención de un coeficiente que permita fraccionar el peso de la estructura y aplicarlo horizontalmente, simulando la acción de la normal "N" como se muestra en la Figura 13. Este coeficiente es el producto de los factores dados para la estructura y la reducción por medio de un coeficiente de reducción de respuesta estructural "R" que engloba las características de la edificación (rigidez, ductilidad y amortiguamiento).

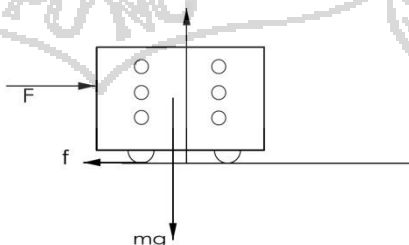


Figura 13 Modelo de un sistema para un movimiento sísmico.

embargo sus deficiencias son claras por lo cual se han ido buscando maneras de solucionar los vacíos teórico-conceptuales en los mismos apoyándose en las investigaciones y desarrollos tecnológicos.



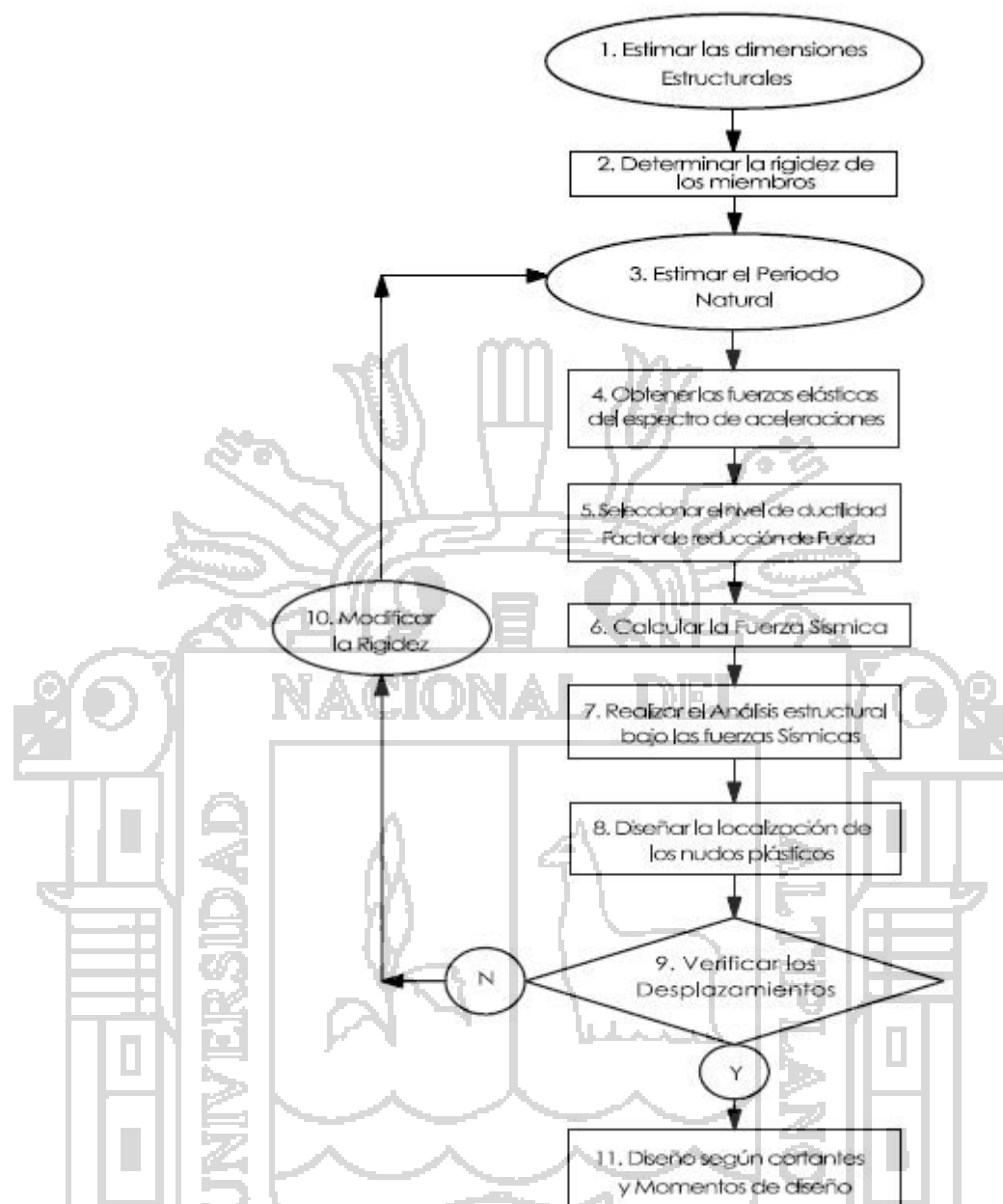


Figura 14 Esquema del método DBF⁴. (Priestley, Calvi, & Kowalsky, Displacement-based seismic design of structures, 2007)

El diseño mediante el método basado en fuerzas es muy conocido, sin embargo las normas de diseño sismorresistente de los distintos países tienen consideraciones que difieren de acuerdo a su contexto, y a las filosofías que han ido eligiendo para su

⁴ El punto 8 del gráfico refiere al diseño estructural por capacidad, y es el complemento del diseño sísmico basado en desempeño (DDBD).

entendimiento de este método en la norma peruana.

1. En primer lugar se procede con el pre dimensionamiento de los elementos del casco estructural, teniendo en cuenta las consideraciones de la norma E-060, y la distribución de cargas en la edificación de la norma E-020.
2. Se determinará la rigidez de los miembros a partir de las secciones brutas o agrietadas, siguiendo los conceptos básicos de la mecánica de materiales. Esta rigidez es una función del módulo de elasticidad del material y el momento de inercia del mismo.
3. Se estimara el periodo fundamental de la estructura de acuerdo a la norma E-030 en su artículo 17 (17.2), el cual depende de la altura total de la edificación y una constante "C_T" que resume el sistema estructural usado. Debemos aclarar que este es tan solo un periodo empírico que deberá ser iterado mediante la fórmula de reylight para la obtención del periodo fundamental dinámico, el cual se encuentra en función del peso del piso en el nivel "n", el desplazamiento en el nivel "n", la gravedad y la fuerza inercial actuante en este nivel, esta ecuación se detalla en la norma E-030.
4. Se determinaran las características de la edificación con respecto al contexto sísmico tanto externo como interno, involucrando así a la identificación de los distintos factores que conforman la ecuación de la cortante basal (factores de zona, categoría, suelo). Este espectro esta aun en su rango

espectro debe ser para un desempeño inelástico.

5. En este punto debemos precisar que lamentablemente el método basado en fuerzas usado en el Perú no precisa el factor de ductilidad asumido para una determinada estructura, sin embargo se han caracterizado diferentes coeficientes de reducción de la fuerza sísmica basados en la ductilidad que poseen los materiales usados para su construcción y el sistema estructural adoptado, así por ejemplo para un sistema dual de concreto armado se tiene un factor de reducción $R=7$. Por otro lado la norma ASCE-SEI 10, también posee este tipo de coeficientes, que a su vez son basados en otros criterios de elección más específicos.

6. El cálculo de la fuerza sísmica comprende la obtención del periodo fundamental de la estructura y el espectro de diseño para la misma, teniendo en las abscisas valores del periodo y en las ordenadas los diferentes niveles de la aceleración espectral, se hallara la ordenada correspondiente al periodo fundamental de la estructura, que luego será multiplicada por el peso de la edificación para así determinar una fuerza inercial, también denominada cortante de base o cortante basal.

7. El análisis sísmico de las estructuras comprende la práctica de los artículos 17 y/o 18 de la norma E-030, teniendo en consideración el alcance hecho en el artículo 14 de la misma. Estos métodos de análisis comprenden dos tipos, los estáticos

análisis dinámico para las estructuras, y así garantizar su buen funcionamiento sísmico durante su vida útil.

8. Finalmente se determinaran los desplazamientos y/o derivas de los entrepisos, y mediante una verificación con los establecido en el artículo 15 de la norma E-030, se dispondrá la aceptación de los resultados del análisis o su replanteo.
9. El último punto del método de diseño sísmico basado en fuerzas corresponde al diseño propiamente dicho de los elementos estructurales, esto a partir de las cortantes y momentos hallados en los elementos de la edificación.

3.1.3 REQUISITOS GENERALES

3.1.3.1. ZONIFICACIÓN

Las diferentes normas consideran la zonificación de sus mapas, esta se realiza a partir de la distribución espacial de las sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como información neo tectónica. (Ministerio de Vivienda, 2006)

Este factor se resume en el parámetro de reducción "Z", con valores menores a la unidad, en la ecuación de la fuerza cortante en la base. A continuación en la Figura 15, se muestra un mapa de la distribución sísmica en el Perú. Este valor corresponde a la aceleración de la gravedad registrada en dicho lugar para un periodo de retorno de 475 años aproximadamente.

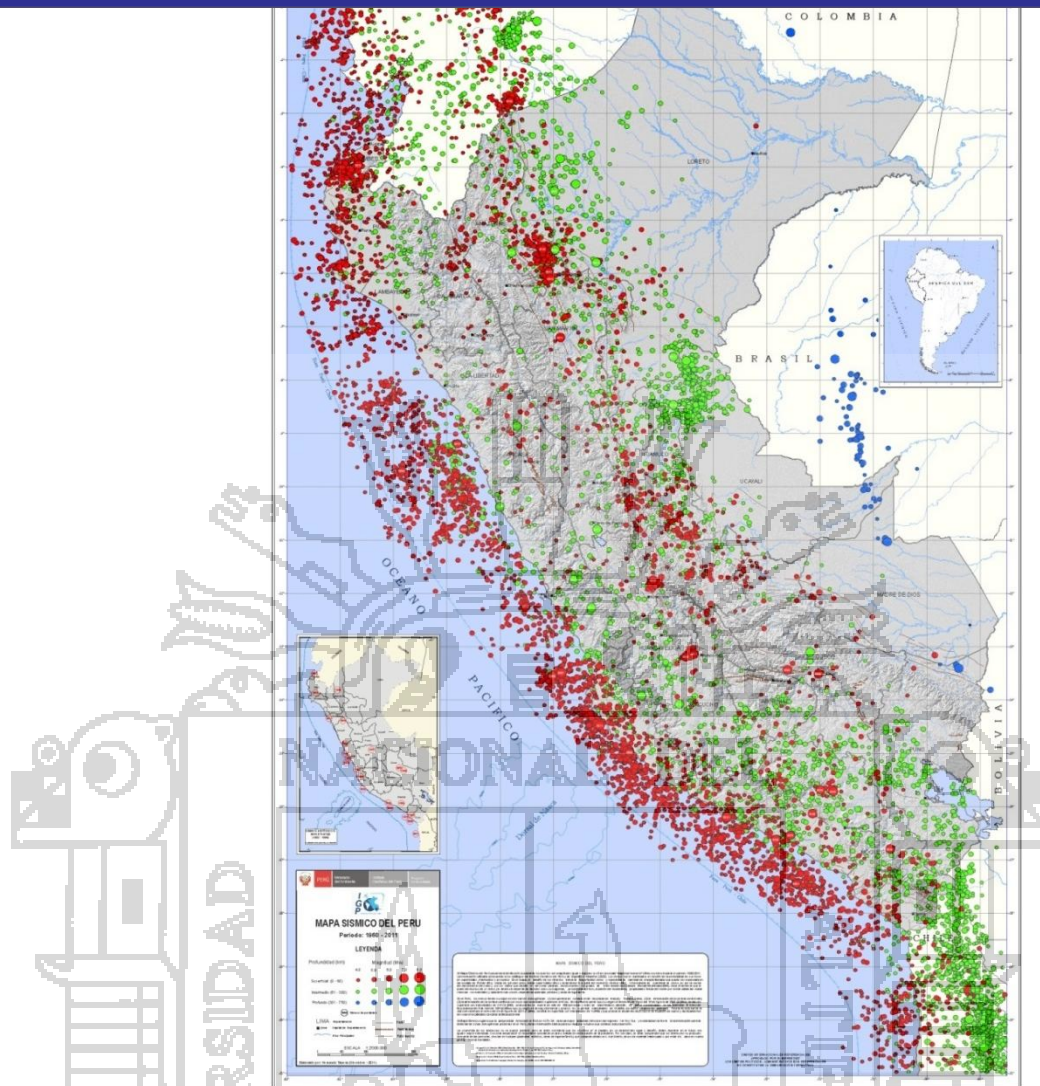


Figura 15 Mapa de la distribución de sismos en el Perú.

3.1.3.2. CATEGORÍA DE LA EDIFICACIÓN

Este es un factor de amplificación de la fuerza en la cortante basal, depende del grado de importancia que se le dé a la edificación, se pueden tener incrementos de hasta un 50%. La filosofía de este parámetro yace en la seguridad de los ocupantes objetivo, es decir la función que cumplirá la edificación durante su vida útil (albergar familias, grupos de trabajo menores, población estudiantil, reos en encarcelamiento, almacenaje de alimentos,

Vivienda, 2006)

3.1.3.3. AMPLIFICACIÓN SÍSMICA

Este factor es la relación del periodo de vibración del suelo y el periodo fundamental de la estructura, multiplicado por 2.5, también se define como factor de amplificación de la respuesta estructural de la aceleración en el suelo mediante la letra "C". Este valor no puede ser mayor a 2.5, según numerosas investigaciones el valor de la aceleración espectral registrado en la estructura, para periodos menores de la misma, no sobrepasa cierto límite, considerándose una función lineal. (García Reyes, 1998)

3.1.3.4. PARÁMETROS DE SUELO

Se define como "S" en la ecuación de la fuerza cortante en la base. Este parámetro amplifica el espectro de aceleración hasta en un 40%, además de ello es posible considerar valores mayores cuando se tratan de suelos de especial tratamiento. Se basa en las propiedades mecánicas del suelo, su configuración estructural, estratificación, periodo fundamental y velocidad de propagación de ondas. No obstante este aspecto es muy ambiguo para zonas con pocos estudios estratigráficos, sin embargo en nuestro país se han definido cuatro tipos de suelo.

3.1.3.5. COEFICIENTE DE REDUCCIÓN

Se define con la notación "R", este valor permite una reducción de las fuerzas sísmicas de diseño. El método de diseño basado en fuerzas, usado actualmente en nuestra norma, lo considera como

estructural. A pesar de ser considerado una constante, este factor “R” permite disminuir sustancialmente la ordenada elástica espectral, y disponer de un adecuado comportamiento inelástico durante el sismo de diseño, dotando así la ductilidad y disipación de energía suficientes que impidan el colapso de la estructura ante eventos sísmicos severos. Es decir, este coeficiente engloba las características de elasticidad y amortiguamiento de la estructura, lo cual permite disminuir la aceleración, los desplazamientos y/o la velocidad en la misma. (Vivienda, 2014)

3.1.3.6. PERIODO FUNDAMENTAL

El periodo fundamental de una estructura “T” se define como el tiempo que demora ésta en realizar un ciclo completo cuando experimenta una vibración no forzada. De esta depende la magnitud de la fuerza sísmica que experimentara la estructura. Su cálculo se logra de diferentes formas, sin embargo en nuestra norma, se define como la relación entre la altura de la edificación y el coeficiente de determinación del periodo, este último considera los sistemas estructurales usados en la estructura, se tiene también un periodo dinámico que será determinado después del análisis estático para la revisión de los resultados y la corrección de los mismo mediante iteraciones del periodo.

3.1.3.7. DESPLAZAMIENTOS LATERALES PERMISIBLES

Nuestra norma la define como la fracción entre la desplazamiento de un nivel, multiplicada por 0.75, el factor de reducción antes

obtenidos del análisis dinámico lineal de la estructura. Este valor, constante según el material usado para la construcción, describe la deriva máxima admisible en la estructura durante la acción de un evento sísmico.

3.1.4 DEFICIENCIAS EN EL MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN FUERZAS

3.1.4.1. RELACIÓN RIGIDEZ - RESISTENCIA

El método basado en fuerzas asume una rigidez estimada para los elementos estructurales a partir de la inercia gruesa o agrietada de los mismos mediante la aplicación de coeficientes de reducción de la inercia geométrica, pero sin considerar la cantidad de refuerzo en el elemento, es decir que la cantidad de acero de refuerzo que se le da a la estructura no tiene efectos sobre la rigidez de la misma. (Suarez, 2009)

Sin embargo en la publicación de (Suarez, 2009) se tienen resultados que refuerzan la afirmación de que la rigidez de una sección de concreto armado es directamente proporcional a su resistencia y al nivel de carga axial que actúa sobre ella. Esto ocasiona ambigüedades en el cálculo del periodo y en consecuencia la demanda sísmica, La solución a este problema se logra a través de la iteración de la rigidez, el periodo y la demanda sísmica después de haber encontrado la resistencia requerida para la estructura.

DESPLAZAMIENTO ELÁSTICO Y LA RESISTENCIA

Debido a que la curvatura de fluencia \emptyset_y depende sólo de la geometría de la sección, se dice que el desplazamiento de fluencia de una estructura Δ_y puede estimarse independientemente de la resistencia de la estructura asumiendo que la capacidad de desplazamiento elástico de esta es proporcional a la resistencia de la edificación. Al considerar que la rigidez es independiente de la resistencia se incurre en la errónea suposición de que el desplazamiento de fluencia es directamente proporcional a la resistencia de la estructura, tal como se muestra en la Figura 16.

(Gonzales Carrion, 2013)

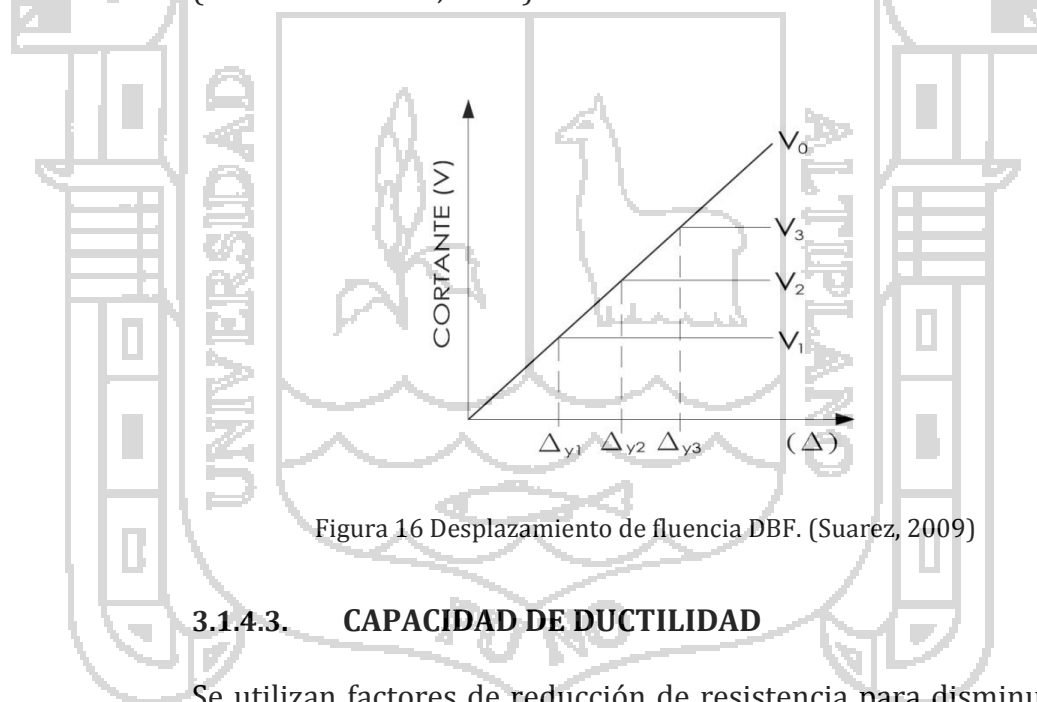


Figura 16 Desplazamiento de fluencia DBF. (Suarez, 2009)

3.1.4.3. CAPACIDAD DE DUCTILIDAD

Se utilizan factores de reducción de resistencia para disminuir la demanda elástica de la misma, considerando así la demanda de ductilidad en la estructura. Estos factores de reducción de resistencia varían dependiendo del tipo de estructura, estableciendo erróneamente que todas las estructuras dentro de un sistema estructural alcanzan la misma demanda de ductilidad

una propiedad estructural que debe establecerse en forma individual para cada estructura y estado límite de diseño. No es posible imponer en una estructura una cierta demanda de ductilidad debido a que el desplazamiento de fluencia es independiente de la resistencia. (Gonzales Carrion, 2013)

3.1.4.4. USA FACTORES DE REDUCCIÓN POR DUCTILIDAD

El método de diseño basado en fuerzas usa factores R constantes para cada sistema estructural, lo cual implica que la demanda de ductilidad y la sobre resistencia son iguales para todos los edificios dentro de una misma categoría, asumiendo también que R no cambia con el periodo y tipo de suelo, como es mencionado en (RNE - E-030) en su Artículo 12. Es claro que la reducción espectral por amortiguamiento equivalente se debe calcular en función de la demanda de ductilidad de la estructura, caso por caso. Adicionalmente, la rigidez no necesita ser asumida al inicio del diseño, sino más bien es uno de los productos del diseño. (Gonzales Carrion, 2013)

La capacidad de ductilidad no es constante para todas las estructuras de un mismo tipo, por lo tanto usar valores de R constantes para cada tipo de estructura no es apropiado. Si bien es cierto a mayor resistencia menor daño, el efecto que tiene la resistencia para reducir el daño estructural depende de la demanda de ductilidad en la estructura y la intensidad del sismo de diseño. (Suarez, 2009)

Cuando una estructura, bajo excitación sísmica se desplaza más allá de su límite elástico, su respuesta máxima es influenciada por dos fenómenos: la degradación de la rigidez y la disipación de energía. La degradación de la rigidez es causada por la fluencia de las secciones en la estructura y su efecto primario es el incremento de la demanda de desplazamiento debido al alargamiento del período fundamental. Al contrario, el comportamiento histerético que resulta de la formación de rótulas plásticas, disipa energía e incrementa el amortiguamiento provocando que la demanda de desplazamiento disminuya. (Suarez, 2009)

En resumen los desplazamientos presentados en una estructura no tienen una relación constante con la fuerza aplicada, como sugiere el método basado en fuerzas, sino más bien están relacionados a la degradación de la rigidez y la disipación de la energía por ser un sistema amortiguado histeréticamente y presentar una estructura que absorbe la energía mediante su deformación.

3.1.5 EJEMPLO DE APLICACIÓN MÉTODO DBF

Se tiene un pórtico de un solo nivel como se muestra en la Figura 17, las columnas tienen una sección de 60cm x 60cm, la viga tiene sección de 30cm x 90 cm, y el concreto usado tiene $f'_c=240$ Kg/cm², el acero presenta un esfuerzo de fluencia de $f_y=4200$ Kg/cm². La distribución del acero tiene un recubrimiento de 4cm.

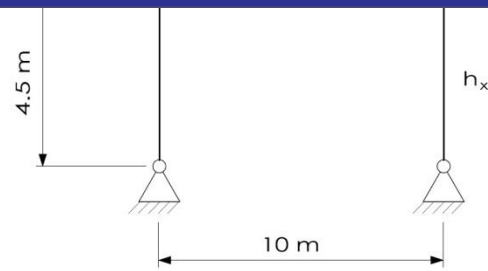


Figura 17 Pórtico de un solo nivel.

Solución:

1. Masa del sistema:

$$m_s = \frac{6.480 + 3.888}{9.81} = 0.859 \text{ Ton}$$

2. Determinando los factores de diseño según la norma E-030.

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

Dónde:

Z : Factor de Zona (Para el presente se considerara la zona 2 entonces $Z=0.30$)

U : Factor de categoría de la edificación (Para el presente se considerará la categoría A perteneciente a edificaciones esenciales entonces $U=1.5$)

T_p : Periodo que define la plataforma del espectro para cada tipo de suelo (Para el presente se considerará un tipo de suelo S_1 Roca o suelos muy rígidos entonces $T_p = 0.4$)

S : Factor del suelo (Para el presente se considerará un tipo de suelo S_1 Roca o suelos muy rígidos entonces $S = 1$)

R : Coeficiente de reducción (Para la presente se considerará un coeficiente de reducción para estructura regular - dual igual a 7 pero por cuestiones de diseño se asumirá los tres cuartos entonces $R=5.25$)

C : Factor de ampliación sísmica

$$C = 2.5 \cdot \left(\frac{T_p}{T}\right) \leq 2.5$$

$$C = 2.5 \cdot \left(\frac{0.40}{0.1286}\right) = 7.776 \rightarrow C = 2.5$$

T : Periodo fundamental

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$

$$T = \frac{4.5}{35} = 0.1286 \text{ seg}$$

h_n : Altura total del edificio en metros (Para el presente $h_n=4.5$)

C_T : Coeficiente para estimar el periodo predominante de un edificio (Para el presente se considerará el un coeficiente $C=35$ para edificios cuyos elementos resistentes cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos).

Reemplazando los valores en la ecuación de la aceleración espectral:

$$S_d = \frac{0.30 \cdot 1.50 \cdot 2.5 \cdot 1}{5.25} \cdot 9.81 = 0.214 \cdot 9.81 = 2.102 \text{ m/s}^2$$

3. Determinando la cortante basal.

3.2 MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

3.2.1 DEFINICIÓN

Este método es uno de los más recientes alcances de las investigaciones en diseño sísmico, forma parte de la filosofía de diseño en desempeño y data de más de 12 años de antigüedad, por lo cual su investigación se ha hecho extensiva en países como Nueva Zelanda, Japón, Italia y Estados Unidos. Básicamente tiene como eje central a la teoría de la ductilidad y el amortiguamiento de las estructuras y la relación que estas tienen con el desplazamiento último. Este método en principio se inicia proponiendo un desplazamiento objetivo del cual, por medio de cálculos, se obtiene la rigidez efectiva y así mismo la resistencia de diseño.

Este método según (E. Englekirk, 2003), a su vez se divide en dos tipos, en primer lugar se tiene el predecesor denominado *equal displacement-based design*, y por otra parte el *direct displacement-based design*, ambos métodos tienen el mismo objetivo, llegar a un esfuerzo de diseño en los elementos, sin embargo la diferencia entre ellos es solamente la manera como el desplazamiento último es cuantificado y cuál es el proceso de idealización utilizado para describir al sistema estructural. El primer método sigue la propuesta de Newmark-Hall, la cual dice que la respuesta de desplazamiento de una estructura dúctil puede ser desarrollada a partir de la respuesta de otra estructura elástica equivalente. Mientras el método directo de diseño basado en desplazamientos

ser convertida en amortiguamiento estructural y que la respuesta será reducida por una cantidad de energía disipada por la deformación post fluencia de los componentes del sistema, es así que el impacto de la ductilidad en la respuesta del sistema es considerado directamente.

En la presente investigación optaremos por el uso del método de directo de diseño basado en desplazamientos con sus siglas (DDBD), ya que considera los parámetros de amortiguamiento y la energía disipada por la estructura, además de ellos es ampliamente recomendada en las publicaciones (Calvie, Priestley, & Kowalsky, 2008), (E. Englekirk, 2003), (Bono Godoy, 2011) y (Huaman Cevallos, 2010).

En adelante denominaremos “método DDBD” al método directo de diseño basado en desplazamientos, por sus siglas en inglés.

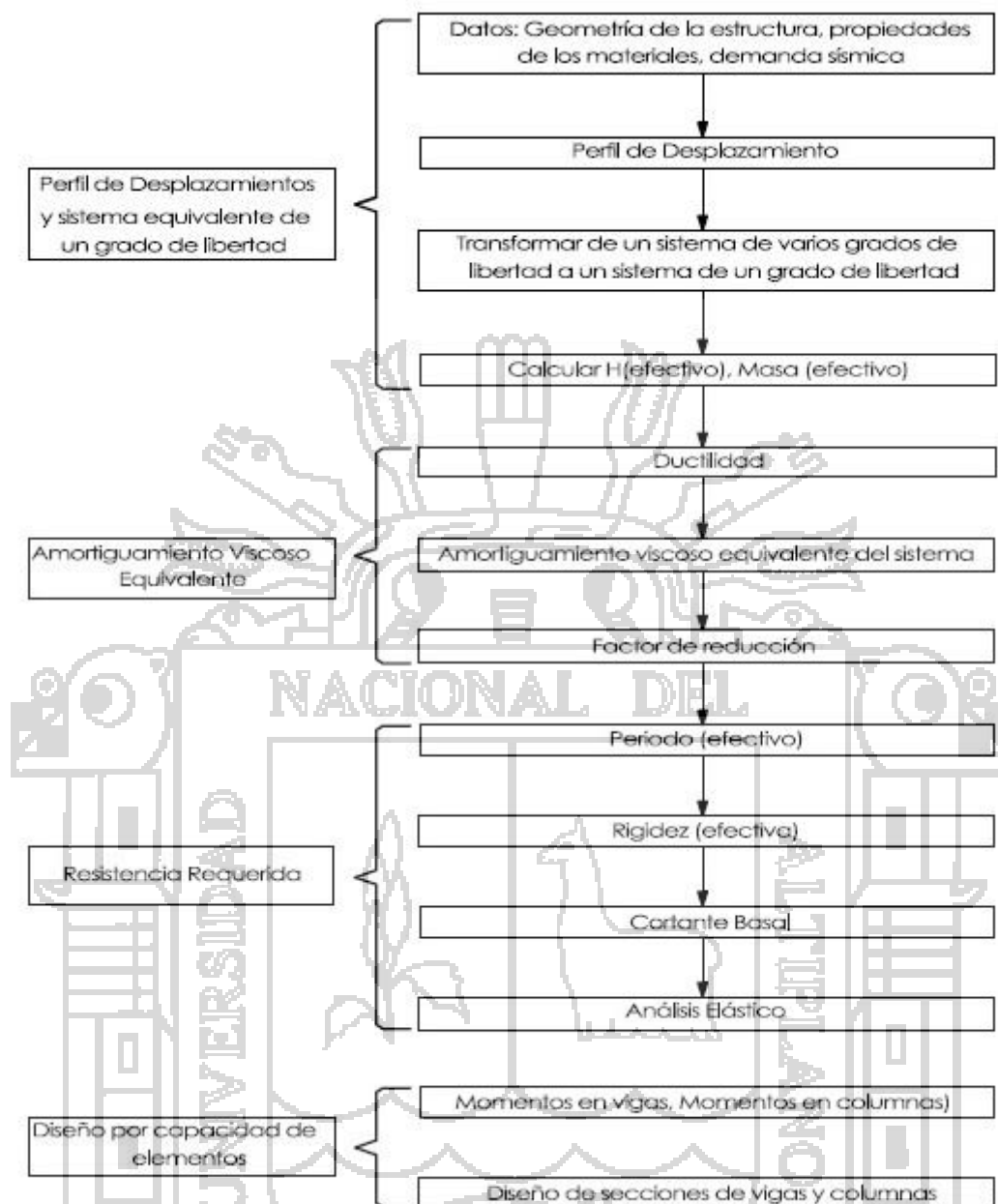


Figura 18 Esquema de diseño del método DDBD. (Gonzales Carrion, 2013)

3.2.3 FORMULACIÓN BÁSICA DEL MÉTODO DDBD

El método directo de diseño sísmico basado en desplazamientos se ilustra en las Figuras 19, 20, 21 y 22; la cual considera una representación de un edificio, formado por “n” elementos estructurales, por medio de un elemento SDOF (single degree of

de estructura.

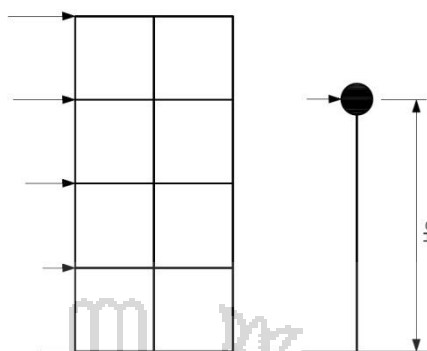


Figura 19 Simulación a un sistema SDOF.

La curva bilineal de la respuesta lateral de fuerza desplazamientos de un SDOF es mostrada en la Figura 20. Una rigidez inicial elástica K_i es seguida por una rigidez post fluencia de rK_i . Mientras el método de diseño sísmico basado en fuerzas caracteriza a la estructura en términos de propiedades elásticas, de pre diseño (rigidez inicial K_i , amortiguamiento elástico), el método DDBD caracteriza a la estructura por la rigidez secante K_e para un máximo desplazamiento Δ_d , Figura 20, y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente ξ , que representa la combinación del amortiguamiento elástico y al energía histerética absorbida durante la respuesta inelástica.

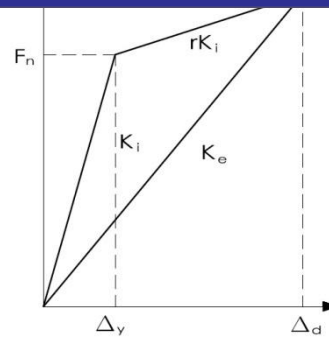


Figura 20 Rigidez efectiva K_e (rigidez secante).

Así, como se muestra en la Figura 21, para un nivel dado de ductilidad de demanda, a un edificio de elementos estructurales de acero con miembros compactos se le asignaría un nivel alto de amortiguamiento viscoso equivalente a diferencia de un puente de concreto armado diseñado para el mismo nivel de ductilidad de demanda, como consecuencia del ciclo histerético “abultado” propio de materiales elasto-plásticos como es el caso del concreto armado. (Calvie, Priestley, & Kowalsky, 2008)

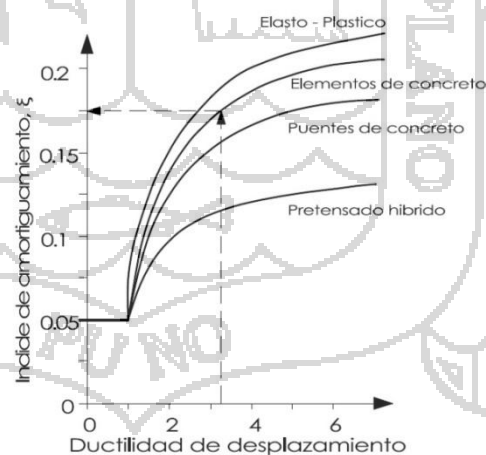


Figura 21 Amortiguamiento equivalente vs ductilidad.

Con el desplazamiento de diseño para la máxima respuesta determinada, y el correspondiente amortiguamiento estimado desde la ductilidad de demanda, el periodo efectivo T_e para el

efectiva H_e , se puede leer desde el grupo de espectros de desplazamientos para diferentes niveles de amortiguamiento, como se muestra en el ejemplo de la Figura 22.

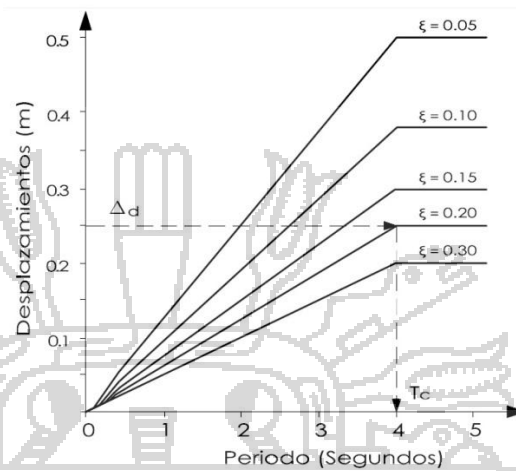


Figura 22 Espectro de desplazamientos de diseño

La rigidez efectiva K_e del sistema SDOF para el desplazamiento máximo puede ser hallada al invertir la ecuación normal del periodo de un oscilador SDOF, según (Calvie, Priestley, & Kowalsky, 2008):

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (\text{II-143})$$

Dónde:

m_e : Masa efectiva de la estructura que participante en el modo fundamental de vibración.

De la Figura 20, podemos observar que la fuerza lateral de diseño que es también la fuerza de diseño de cortante basal se define de la siguiente manera:

$$F = V_{\text{base}} = K_e \Delta_d \quad (\text{III-2})$$

Dónde:

La filosofía de diseño mediante el método DDBD es muy simple en términos generales. Su complejidad radica en la determinación de la características del modelo SDOF equivalente, también llamado "Estructura substituta", la determinación del desplazamiento de diseño, y el desarrollo del espectro de desplazamientos de diseño. Sin embargo son necesarias algunas consideraciones para la distribución de la fuerza de cortante basal de diseño V_{base} para las diferentes localizaciones de masas discretizadas (masas aisladas), y para el análisis de estructuras bajo la distribución de fuerzas sísmicas.

La formulación del método DDBD descrito anteriormente con referencia a la Figura 21 y 22, tiene el mérito de caracterizar los efectos de la ductilidad en la demanda sísmica de una forma que es independiente de las características histeréticas, teniendo en cuenta que la relación amortiguamiento/ductilidad son generados individualmente para diferentes reglas histeréticas, lo cual es la base para generar la influencia de diferentes niveles de amortiguamiento en el espectro de respuesta de desplazamientos y sus gráficas similares a la Figura 22, por otro lado, este espectro puede ser generado para nuevas intensidades sísmicas, o nuevas sismicidades de lugares específicos usando técnicas estándares.

(Bono Godoy, 2011)

También es posible combinar la relación de amortiguamiento - ductilidad para una regla histerética específica con un espectro de demanda de desplazamiento sísmico en un grupo de espectro de

relacionan directamente con la demanda de ductilidad de desplazamiento, como se ilustra a continuación en la Figura 23.

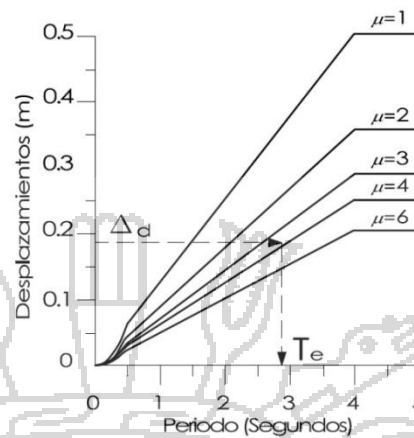


Figura 23 Ejemplo de un conjunto de espectros de desplazamiento inelásticos relacionados con el periodo efectivo para una regla histerética específica.

Con la demanda sísmica caracterizada en esta forma, el proceso del método es ligeramente simplificado. Al ser removido un paso en el proceso, el grupo de espectros de desplazamiento inelástico es ingresado con el desplazamiento de diseño, luego el periodo efectivo de diseño es leído en las abscisas para el nivel de ductilidad de desplazamiento de diseño. Aunque esto es un proceso sencillo y simplificado, requiere que el espectro de desplazamiento inelástico sea generado para diferentes reglas histeréticas, para cualquier nueva intensidad sísmica considerada. Como este es un proceso largo, el método simplificado permite utilizar la formulación de la Figuras 19, 20, 21 y 22, sin embargo es posible generar espectros de desplazamiento inelásticos para relaciones amortiguamiento/ductilidad. (Huaman Cevallos, 2010)

3.2.4.1. MÉTODO DE DISEÑO PARA UNA ESTRUCTURA DE UN GRADO DE LIBERTAD

El desplazamiento de diseño de la estructura sustituta depende del desplazamiento del estado límite de la misma o la deriva del miembro más crítico de la estructura real (Calvie, Priestley, & Kowalsky, 2008). Para cualquier estado límite, dado el desempeño estructural, será gobernado por deformaciones límites de los materiales, tomando en consideración que el daño es relacionado mediante las deformaciones para un elemento estructural. Por otro lado, el daño para elementos no estructurales generalmente puede ser considerado relacionándolo con la deriva.

Es relativamente sencillo calcular el desplazamiento de diseño a partir de los límites de deformaciones de los materiales conformantes de la estructura; la deformación máxima de compresión del concreto " ϵ_c " y la deformación de tracción en el refuerzo de acero " ϵ_s " pueden ser determinadas, entonces el estado límite de deformación es " $\epsilon_{c,ls}$ " y " $\epsilon_{s,ls}$ " para el concreto a compresión y el acero de refuerzo a tracción respectivamente.

Generalmente esto no ocurre simultáneamente en la misma sección, pues la profundidad del eje neutro " c " es fijada por el área de refuerzo y la carga axial de la sección. Por lo tanto existen dos posibles curvas de estados límites, basados en el concreto a compresión y el refuerzo de acero a tracción respectivamente:

Compresión del concreto:

Tracción del acero:

$$\phi_{1s,s} = \frac{\varepsilon_{s,1s}}{(d - c)} \quad (\text{III-45})$$

El menor de $\phi_{1s,c}$ y $\phi_{1s,s}$ será el que gobierne el diseño estructural, el desplazamiento de diseño puede ahora ser estimado como:

$$\Delta_{d,1s} = \Delta_y + (\phi_{LS} - \phi_y) \cdot L_p \cdot (H + 2L_{sp}) \quad (\text{II-5})$$

Dónde:

ϕ_{LS} : Es el menor de $\phi_{1s,c}$ y $\phi_{1s,s}$

ϕ_y : Curvatura de fluencia del acero.

Δ_y : Desplazamiento de fluencia.

H : Altura de la columna.

L_{sp} : Altura efectiva adicional que representa los efectos de penetración de deformación.

L_p : Longitud de rotula plástica.

Si el estado límite tiene una deriva límite no estructural especificado por la notación θ_c , el desplazamiento está dado por la ecuación (III-5) y debe ser verificado mediante:

$$\Delta_{d\theta} = \theta_c \cdot H \quad (\text{II-6})$$

El menor de los desplazamientos dados por las ecuaciones (III-5) o (III-6) es el desplazamiento de diseño (sistema SDOF).

3.2.4.2. DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO

Para un elemento SDOF en voladizo, el desplazamiento de diseño es requerido por dos razones: Primero, si las consideraciones estructurales definen el desplazamiento límite ecuación (III-5), el

conocidos. Segundo, para el cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente, la ductilidad de desplazamiento es (Bono Godoy, 2011):

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (\text{II-7})$$

La cual depende del desplazamiento de diseño y el desplazamiento de fluencia, ambas magnitudes deben ser conocidas.

Hay resultados analíticos que indican que para los elementos de concreto armado y mampostería la curva de diseño es esencialmente independiente del nivel de refuerzo y la carga axial, siendo una función de la deformación de diseño y la profundidad de la sección. Las siguientes ecuaciones para la curva de diseño de algunos tipos de secciones ofrecen una adecuada aproximación, y están basadas en extensos ensayos (Suarez, 2009):

Columna circular de concreto:

$$\phi_y = \frac{2.25 \cdot \varepsilon_y}{D} \quad (\text{II-8})$$

Columna rectangular de concreto:

$$\phi_y = \frac{2.10 \cdot \varepsilon_y}{h_c} \quad (\text{II-9})$$

Muro rectangular de concreto:

$$\phi_y = \frac{2.00 \cdot \varepsilon_y}{l_w} \quad (\text{II-10})$$

Dónde:

ε_y : Deformación de diseño del acero de refuerzo a flexión.

muro rectangular.

Las ecuaciones (III-8), (III-9) y (III-10) dan la curva de diseño en la aproximación equivalente bilineal de la curva momento curvatura.

Para un sistema SDOF vertical y en voladizo, tal como una columna de puente, o un muro bajo en voladizo, el desplazamiento de diseño se define de forma casi precisa para el proceso de diseño, como (Priestley, Calvi, & Kowalsky, Displacement-based seismic design of structures, 2007):

$$\Delta_y = \frac{\phi_y \cdot (H + 2L_{sp})^2}{6} \quad \text{(III-11)}$$

3.2.4.3. AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EQUIVALENTE

El procedimiento de diseño relaciona la ductilidad de desplazamiento y el amortiguamiento viscoso equivalente, como se observa en la Figura (21). Este amortiguamiento es la suma de los amortiguamientos elásticos e histerético (E. Englekirk, 2003).

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst} \quad \text{(II-12)}$$

El amortiguamiento histerético ξ_{hyst} depende de la regla de histéresis escogida para la estructura. Normalmente, para estructuras de concreto, el índice de amortiguamiento es 0.05 (5%) con respecto al amortiguamiento crítico (Calvie, Priestley, & Kowalsky, 2008).

Amortiguamiento Histerético

sustituta, el trabajo inicial del análisis fue basado en ecuaciones de absorción de energía para la respuesta cíclica del estado firme histerético en un nivel dado de desplazamiento para el amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura equivalente, usando la rigidez secante más que la rigidez inicial y el amortiguamiento viscoso equivalente para representar el amortiguamiento histerético. El resultado se muestra en la siguiente expresión para el coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente ξ_{hyst} : (Blandon U, 2004)

$$\xi_{hyst} = \frac{A_h}{2\pi \cdot F_m \cdot \Delta_m} \quad (II-13)$$

Dónde:

A_h : Area de un ciclo completo de la respuesta estabilizada fuerza-desplazamiento.

F_m : Fuerza máxima.

Δ_m : Desplazamiento alcanzado en el bucle estable.

El amortiguamiento dado por la ecuación (III-12) y (III-13) es expresado como fracción del amortiguamiento crítico, y es relacionado con la rigidez secante K_e para una respuesta máxima.

Para sistemas con baja absorción de energía en la respuesta histerética este cálculo mostro resultados favorables, sin embargo el amortiguamiento viscoso equivalente efectivo se encontró altamente sobreestimado para sistemas con alta absorción de energía, tales como el elasto-plástico o de comportamiento bilineal (concreto armado). Una razón para esto puede ser que

las mismas curvas iniciales dorsales (por ejemplo líneas 1 y 2 en la Figura 24) para un registro de terremoto con un pulso sencillo de alta velocidad, que puede ser considerado como un ejemplo extremo de movimiento cercano al fallo. Asumiendo que un sistema tiene una respuesta histerética elasto-plástica bilineal, mientras el otro, con la misma rigidez inicial y post fluencia, es bilineal elástica. Se define un proceso de carga (hacia arriba) y descarga (hacia abajo) en la misma curva dorsal, sin disipación alguna de energía histerética. Si la respuesta inelástica resulta de un pulso sencillo, o lanzamiento, la respuesta pico de los dos sistemas deben ser idénticos, como consecuencia que la energía histerética no puede ser disipada en la camino hacia arriba de las líneas 1 y 2, para la respuesta pico.

Después de la respuesta pico, el desempeño de los dos sistemas serán diferentes. El sistema elástico bilineal continuará a responder en las líneas 1 y 2, mientras el sistema elasto-plástico bilineal descarga abajo en una curva diferente, y disipara energía histerética. Aunque los acelerogramas reales no consisten en un pulso de velocidad pura, el comportamiento descrito arriba probablemente será un componente de la respuesta, en mayor o menor grado, dependiendo de las características del acelerograma (Bono Godoy, 2011).

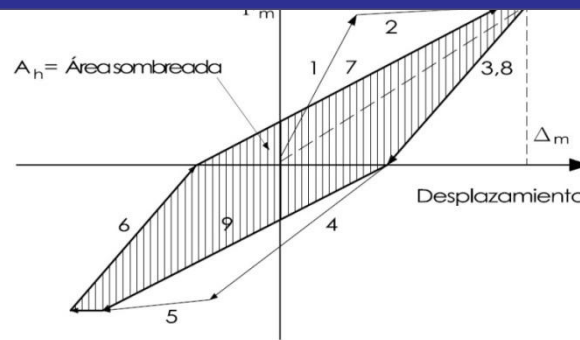
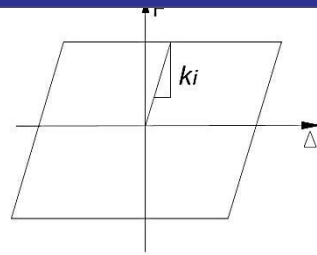
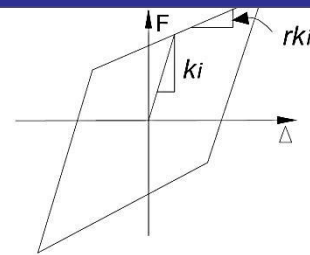


Figura 24 Área histerética para el cálculo del amortiguamiento.

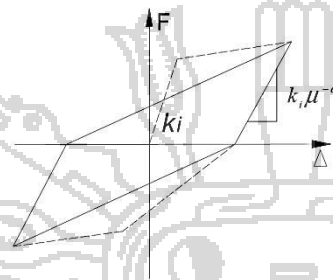
El método adoptado aquí consiste en usar valores de amortiguamiento viscoso equivalente que se han calibrado para diferentes reglas histeréticas para dar el mismo desplazamiento pico como la respuesta histerética. Dos estudios independientes, basados en diferentes metodologías fueron usados para determinar los niveles de amortiguamiento viscoso equivalente. El primero mediante el uso de un gran número de acelerogramas de terremotos reales y el segundo estudio, usando un amplio rango de reglas histeréticas basado en un número pequeño de acelerogramas artificiales espectrales compatibles. En todos los casos el amortiguamiento viscoso equivalente se fue ajustando hasta que los resultados elásticos de la estructura equivalente igualara el del modelo histerético real (Calvie, Priestley, & Kowalsky, 2008).



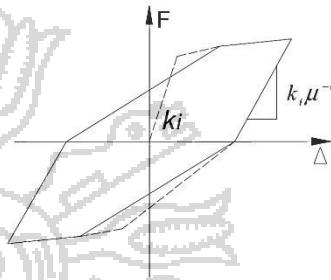
a) Elasto Plástico (EPP): Sistemas de Aislamiento Incorporando deslizadores de fricción



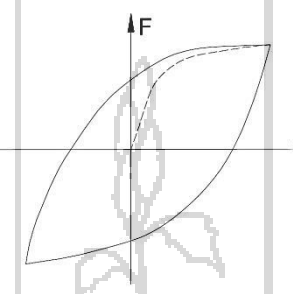
b) Bi lineal, r=2 (BL): Para estructuras incorporando diversos tipos de aislamiento



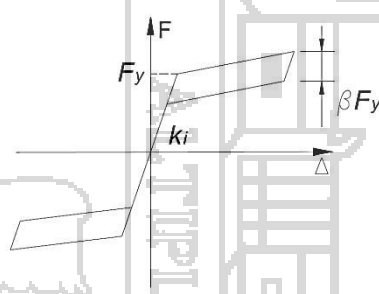
c) Takeda "Delgado" (TD): Respuesta de muros de concreto reforzado dúctiles o pilares estructurales



d) Takeda "Grueso" (TG): Respuesta de muros de concreto reforzado dúctiles o pilares estructurales



e) Ramberg-Osgood (RO): Representa estructuras de acero dúctiles



f) Forma de Bandera (FS): Representa discontinuas estructuras post tensadas con una pequeña cantidad de amortiguamiento

Figura 25 Reglas histeréticas consideradas. (Calvie, Priestley, & Kowalsky, 2008)

En el estudio de Dwairi y Kowalsky (2007) se representa la componente histerética de la respuesta de la forma:

$$\xi_{hyst} = C \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \tag{II-14}$$

Dónde:

para concreto armado).

Este coeficiente varía desde 0.1 hasta 0.7 (para el amortiguamiento elástico de la rigidez tangente asumido) dependiendo de la regla de histéresis apropiada para la estructura en diseño (Calvie, Priestley, & Kowalsky, 2008).

Otros estudios como el de (Priestley, Grant, & Blandon, Direct displacement-based seismic design, 2005), que considera un amplio rango de reglas histeréticas, emplean una formulación más compleja de la relación entre ductilidad y amortiguamiento viscoso equivalente, siendo:

$$\xi_{hyst} = a \left(1 - \frac{1}{\mu^b}\right) \left(1 + \frac{1}{(T_e + c)^d}\right) \quad \text{(III-15)}$$

La ecuación (III-15) incluye la influencia del periodo de la respuesta, en los coeficientes c y d. La Tabla 1 muestra los coeficientes para las diversas reglas histeréticas estudiadas.

Modelo	a	b	c	d
EPP	0.224	0.336	-0.002	0.250
Bilineal, r=0.2 (Bl)	0.262	0.655	0.813	4.890
Takeda delgado (TT)	0.215	0.642	0.824	6.444
Takeda Grueso (TG)	0.305	0.492	0.790	4.463
Bandera, $\beta = 0.35$ (FS)	0.251	0.148	3.015	0.511
Ramberg-Osgood (RO)	0.289	0.622	0.856	6.460

Tabla 1 Coeficientes para las reglas histeréticas

Amortiguamiento elástico

La ecuación (III-12) incluye una componente elástica del amortiguamiento viscoso equivalente, usado en el análisis

amortiguamiento no capturado por el modelo histerético adoptado en el análisis. Este puede ser proveniente de la combinación de numerosos factores, de los cuales el más importante es la asunción típica simplificada en el modelo histerético de respuesta lineal perfecta en el rango elástico. El amortiguamiento adicional es también resultado de la conformación de la fundación, la no linealidad de la fundación y la interacción de elementos estructurales y no-estructurales (Calvie, Priestley, & Kowalsky, 2008).

Para un sistema de un grado de libertad, el amortiguamiento elástico es usado en la ecuación dinámica de equilibrio:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g \quad (\text{II-16})$$

El coeficiente de amortiguamiento "c" es dado por:

$$c = 2m\omega_i\xi = 2\xi\sqrt{mk} \quad (\text{II-17})$$

Las ecuaciones (III-16) y (III-17) ya se trabajaron con anterioridad, corresponden al equilibrio del modelo sísmico de un grado de libertad.

Es posible generar relaciones analíticas entre los coeficientes de amortiguamiento elástico de la estructura equivalente y la estructura real, que son correctos para la respuesta armónica del estado estable. Sin embargo, como con la componente histerética, estos no son apropiados para respuestas transitorias en acelerogramas sísmicos. En consecuencia, para obtener el factor apropiado de corrección, depende de los resultados del análisis

12) es así ligeramente cambiada a:

$$\xi_{eq} = k\xi_{el} + \xi_{hyst} \tag{II-18}$$

Donde, basados en el análisis inelástico paso a paso en el tiempo, k

toma la forma:

$$k = \mu^\lambda \tag{II-19}$$

Dónde:

μ : Factor de ductilidad de desplazamiento,

λ : Depende de la regla histerética, y la asunción de amortiguamiento elástico.

Modelo	Rigidez inicial	Rigidez secante
EPP	0,127	-0.341
Bi-lineal (BI)	0.193	-0.808
Takeda delgado (TT)	0.340	-0.378
Takeda Grueso (TF)	0.312	-0.313
Bandera = 0.35 (FS)	0.387	-0.430
Ramberg-Osgood (RO)	-0.060	-0.617

Tabla 2 Factor de corrección de la rigidez secante λ para el amortiguamiento elástico

Recomendaciones de diseño

Los datos provistos en la sección anterior son suficientes para dar una base del amortiguamiento viscoso equivalente para la mayoría de diseños del método DDBD. Sin embargo es posible simplificar el proceso, teniendo en cuenta que:

- ✓ La dependencia del período es insignificante para la mayoría de reglas para $T > 1$ segundos.
- ✓ Puede ser asumido una relación de amortiguamiento igual a 0.05 (5%).

tangentes y amortiguamiento elástico, estas son solamente tomadas para hacer la simulación estructural correcta. Adicionalmente estas ecuaciones no podrán ser alteradas para aplicar a niveles diferentes de amortiguamiento elástico o reemplazar el coeficiente 0.05 (por decir por 0.02), dado que el coeficiente C es solamente valido para $\xi_{el}=0.05$ (Bono Godoy, 2011). Cuando sea apropiado serán identificados el tipo estructural y material correspondiente y se podrá emplear las siguientes ecuaciones:

Edificios de muros de concreto, Puentes (TT)

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) \quad (II-20)$$

Edificios de elementos de concreto (TF)

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) \quad (II-21)$$

Edificios de elementos de acero (RO)

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) \quad (II-22)$$

Generación de espectro de desplazamiento inelástico

Si una relación tal como la aproximación de desplazamientos iguales es asumida entre el desplazamiento elástico para el período inicial y el desplazamiento inelástico, entonces el espectro inelástico puede ser directamente calculado. Asumiendo que la fuerza-desplazamiento puede ser representada por una aproximación bilineal, con una relación entre la rigidez plástica y la elástica igual a “r”, el periodo secante “T_e” para el

mediante la relación (Bono Godoy, 2011):

$$T_e = T_i \left(\frac{\mu}{1 + r(\mu - 1)} \right)^{0.5} \quad (\text{II-23})$$

Ya que el desplazamiento inelástico en T_e debe ser igual al desplazamiento elástico en T_i para la premisa de desplazamientos iguales, y teniendo en cuenta que la respuesta de desplazamiento elástico es directamente proporcional al periodo, el factor de reducción de la acción sísmica R es:

$$R_\mu = \frac{T_i}{T_e} = \left(\frac{1 + r(\mu - 1)}{\mu} \right)^{0.5} \quad (\text{III-24})$$

Por lo tanto se pueden obtener diferentes relaciones entre ductilidad y factor de reducción, para distintas rigideces post diseño.

Es posible generar un grupo de espectros inelásticos directamente a partir de los datos usados para generar la relación amortiguamiento ductilidad de las ecuaciones (III-20), (III-21) y (III-22).

Sustituyendo el factor de reducción para valores de amortiguamiento elástico mayores que 0.05 y las ecuaciones de ductilidad de amortiguamiento (III-20), (III-21 y (III-22), el factor de reducción de espectro de desplazamiento queda de la siguiente manera (CEN, 2004):

$$\mu^{-1} \left[0.07 + c \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) \right]^{-1} [0.02 + \xi_q] \quad (III-25)$$

La relación varía con los diferentes valores de α (el coeficiente depende de si son aplicadas condiciones "normales" o de "pulso veloz"), para nuestro caso se tomara el valor de 0.5, con los diferentes valores de C y además con los diferentes valores de la relación de reducción de desplazamiento amortiguado elástico (Calvie, Priestley, & Kowalsky, 2008).

Ecuación de cortante basal de diseño

Está claro que el método descrito antes puede ser simplificado en una ecuación simple de diseño, una vez que el desplazamiento de diseño y el amortiguamiento estén determinados. Como se notó al inicio, el espectro en desplazamientos es en muchos casos lineal para el período efectivo. La no linealidad pequeña en períodos bajos es improbable que sea significativa para diseños basados en desplazamientos, pues este es el periodo efectivo en la respuesta de desplazamiento pico, aproximadamente $\mu^{0.5}$ veces el periodo elástico. En la Figura 20 el desplazamiento es cortado para un periodo de 4 segundos, de acuerdo con la ecuación (III-2) puede ser considerado apropiado para un terremoto de $M_w=6.9$. Dejando ser $\Delta_{c,5}$ el desplazamiento en el periodo de esquina T_c (por ejemplo en la Figura 20 $T_c=4$ segundos) para el espectro de desplazamiento correspondiente al 5% de amortiguamiento. Para un desplazamiento de diseño de Δ_d y un amortiguamiento de diseño de ξ_q , el periodo efectivo es (Bono Godoy, 2011):

Donde $\alpha = 0.50$ y 0.25 para condiciones de pulso normal y veloz respectivamente. De la ecuación (III-1) la rigidez efectiva para la respuesta pico está dada por:

$$K_s = \frac{4\pi^2 m_s}{T_c^2} \cdot \frac{\Delta_{c,5}^2}{\Delta_d^2} \cdot \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_q} \right)^{2\alpha} \quad (\text{III-27})$$

Finalmente de la ecuación (II-34) y (II-59):

$$V_{base} = K_s \Delta_d = \frac{4\pi^2 m_s}{T_c^2} \cdot \frac{\Delta_{c,5}^2}{\Delta_d} \cdot \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_q} \right)^{2\alpha} \quad (\text{II-28})$$

3.2.5 EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL MÉTODO DDBD

Se tiene un pórtico de un solo nivel como se muestra en la Figura 26, las columnas tienen una sección de 60cm x 60cm, la viga tiene sección de 30cm x 90 cm, y el concreto usado tiene $f'_c=240$ Kg/cm², el acero presenta un esfuerzo de fluencia de $f_y=4200$ Kg/cm². La distribución del acero tiene un recubrimiento de 4cm.

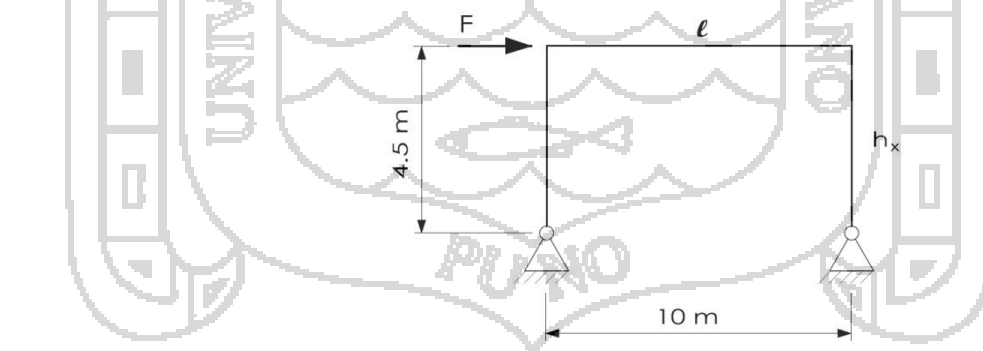


Figura 26 Pórtico de un solo nivel.

Solución:

1. Determinamos el peso de la estructura:

$$W_{columna} = 0.60 \times 0.60 \times 4.5 \times 2.4 = 3.888 \text{ Tn}$$

$$W_{viga} = 3.888 + 6.480 = 10.369 \text{ Tn}$$

2. Masa efectiva del sistema:

$$m_e = \frac{6.480 + 2 \cdot 3.888 / 3}{9.81} = 0.925 \text{ Tn}$$

3. Hallando el desplazamiento de fluencia para la estructura:

Según (Priestley, Calvi, & Kowalsky, Displacement-based seismic design of structures, 2007) se define:

$$L_{SP} = 0.022 f_{y\epsilon} d_{bl} \quad (f_{y\epsilon} \text{ en MPa}) \quad (\text{II-29})$$

Dónde:

L_{SP} : Altura efectiva adicional.

$f_{y\epsilon}$: Fluencia efectiva del acero ($f_{y\epsilon} = 1.1 f_y$)

d_{bl} : Diámetro de la varilla de refuerzo.

$$L_{SP} = 0.022 \cdot 1.1 \cdot 420 \cdot 0.025 = 0.254 \text{ m}$$

De la ecuación (II-41) obtenemos:

$$\phi_y = \frac{2.10 \cdot 0.0025}{0.60} = 0.00875/m$$

De acuerdo a la ecuación (II-43):

$$\Delta_y = \frac{0.00875 \cdot (4.5 + 2 \cdot 0.254)^2}{3} = 0.073 \text{ m}$$

4. Calculo del diseño para el estado límite de control de daño:

Según (Priestley, Calvi, & Kowalsky, Displacement-based seismic design of structures, 2007) se tiene la ecuación:

$$c = \left[0.2 + \frac{0.65 \cdot P}{1.3 \cdot f'_c \cdot A_g} \right] \cdot B \quad (\text{II-30})$$

Dónde:

P : Peso total de la estructura.

A_g : Area gruesa de las columnas.

B : Peralte de la columna.

$$c = \left[0.2 + \frac{0.65 \cdot 10.369}{1.3 \cdot 2400 \cdot (0.60 \cdot 0.60)} \right] \cdot 0.60 = \mathbf{0.204 \text{ m}}$$

Luego, de la ecuación (III-3) y (III-4) hallamos la capacidad de curvatura plástica para el estado de control de daño, (Priestley, Calvi, & Kowalsky, Displacement-based seismic design of structures, 2007) se recomienda $\varepsilon_{c,ls} = 0.018$ y $\varepsilon_{s,ls} = 0.06$:

$$\phi_{ls,c} = \frac{0.018}{0.204} = 0.088/m$$

$$\phi_{ls,s} = \frac{0.06}{[(0.60 - 0.04) - 0.204]} = 0.169/m$$

$$\phi_{ls} = \mathbf{0.088/m}$$

De la misma forma (Priestley, Calvi, & Kowalsky, Displacement-based seismic design of structures, 2007) sugiere la siguiente fórmula para el valor de la longitud de rotula plástica:

$$L_p = 0.07H + L_{SP} \geq 2L_{SP} \quad (\text{III-31})$$

De la cual obtenemos:

$$L_p = 0.07 \cdot 4.5 + 0.254 = \mathbf{0.569 \text{ m}} \geq 0.508 \text{ m} \dots \dots \dots \text{OK}$$

De la ecuación (III-5) se obtiene el desplazamiento de diseño o desplazamiento último.

$$\Delta_{d,ls} = 0.031 + (0.088 - 0.00735) \cdot 0.569 \cdot (4.5 + 2 \cdot 0.254)$$

$$\Delta_{d,ls} = \mathbf{0.226 \text{ m}}$$

verificación del desplazamiento último o de diseño de acuerdo a la ecuación (III-6):

Según (Ministerio de Vivienda, 2006) se considera una deriva objetivo del 0.7% la cual no está adaptada para el método de desplazamientos:

$$\Delta_{d\theta} = 0.007 \cdot 4.5 = 0.0315 \text{ m}$$

Según (Priestley, Calvi, & Kowalsky, Displacement-based seismic design of structures, 2007) sugiere una deriva objetivo del 2.5% para edificaciones de alturas pequeñas:

$$\Delta_{d\theta} = 0.025 \cdot 4.5 = 0.1125 \text{ m}$$

5. Ductilidad de desplazamiento:

Tomaremos las consideraciones según Priestley, entonces calculamos la ductilidad de desplazamiento mediante la ecuación (III-7) para el sistema SDOF presentado:

$$\mu_{\Delta} = \frac{0.1125}{0.0730} = 1.541$$

6. Amortiguamiento viscoso equivalente:

De la ecuación (III-21):

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{1.541 - 1}{1.541 \cdot \pi} \right) = 0.1131 = 11.31 \%$$

7. Reducción de demanda sísmica:

reducción de demanda sísmica:

$$R_{\mu} = \left[\frac{0.07}{0.02 + 0.1131} \right]^{0.5} = \mathbf{0.725}$$

8. Periodo efectivo del sistema:

Según la ecuación (III-26) obtenemos el periodo efectivo para el sistema a partir del espectro de desplazamientos para un amortiguamiento de 5% mostrado en la Figura (24).

$$T_e = \frac{2.4}{0.725} \cdot \frac{0.1125}{0.2736} = \mathbf{1.361 \text{ seg}}$$

9. Rigidez efectiva:

De acuerdo a la ecuación (III-1) obtenemos:

$$K_e = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot 0.925}{1.361^2} = \mathbf{19.720 \frac{\text{ton}}{\text{m}}}$$

10. Cortante en la base:

Según la ecuación (III-28) obtenemos la fuerza inercial equivalente a la acción del sismo en el modo más crítico, también denominada cortante basal:

$$V_{base} = 18.308 \cdot 0.1125 = \mathbf{2.218 \text{ ton}}$$

3.2.6 ESTRUCTURAS DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD

Para estructuras de múltiples grados de libertad la parte inicial del proceso de diseño requiere la determinación de las características de una estructura equivalente de SDOF (estructura sustituta). Las características requeridas son la *masa equivalente*, *el desplazamiento de diseño* y *el amortiguamiento efectivo*. Cuando estos estén determinados, la cortante basal de diseño para la

es entonces distribuida entre los elementos masa de la estructura real simulando a una fuerza de inercia, a continuación la estructura se analizara bajo estas fuerzas para determinar los momentos de diseño.

3.2.6.1. DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO

El desplazamiento característico de diseño de la estructura equivalente depende del desplazamiento de estado límite o de la deriva del miembro más crítico de la estructura real, y una forma asumida de desplazamiento de la estructura. Esta forma de desplazamiento es la que corresponde al primer modo inelástico en el nivel de diseño del movimiento sísmico. Así los cambios en la forma del primer modo elástico resultan de los cambios locales de las rigideces de los miembros causados por la acción inelástica en las rótulas plásticas y se tiene en cuenta al inicio del diseño. La representación del desplazamiento para el primer modo inelástico más que para la forma del primer modo elástico es consistente con la estructura caracterizada por la rigidez secante para la respuesta máxima. De hecho, la forma modal elástica e inelástica son a menudo muy similares. El desplazamiento de diseño (coordenadas de desplazamiento generalizado) es así dado por (Calvie, Priestley, & Kowalsky, 2008):

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (\text{II-32})$$

Dónde:

m_i : Masas de las “n” masas significantes localizadas.

Para edificios de varia plantas, esto será normalmente para las “n” plantas del edificio.

Donde los límites de deformación gobiernan, el desplazamiento de diseño de los elementos críticos puede ser determinado usando el método propuesto. Se llegan a conclusiones similares al aplicar el límite de deriva de la norma. Por ejemplo, el desplazamiento de diseño para edificios de pórticos será normalmente regido por la deriva límite en el entrepiso más corto del edificio. Con un conocimiento del desplazamiento de los elementos críticos y la forma de desplazamiento de diseño, los desplazamientos de las masas individuales estarán dados por:

$$\Delta_i = \delta_i \left(\frac{\Delta_c}{\delta_c} \right)$$

(II-33)

Dónde:

δ_i : Forma modal inelástica.

Δ_c : Desplazamiento de diseño en la masa crítica.

δ_c : Valor de la forma del modo en la masa c.

La influencia de los elevados modos en el desplazamiento y envolvente de deriva es generalmente pequeña y no se considera en este paso en el diseño. Sin embargo, para edificios altos a partir de diez plantas, la amplificación dinámica de la deriva puede ser importante, y el límite de deriva de diseño quizás necesite ser reducido para tenerlo en cuenta (Calvie, Priestley, & Kowalsky, 2008).

Para un edificio regular, la siguiente ecuación, aunque aproximada, tendría que ser adecuada para propósitos de diseño:

Para $n < 4$

$$\delta_i = \frac{H_i}{H_n} \quad (\text{II-34})$$

Para $4 < n < 20$

$$\delta_i = \frac{H_i}{H_n} \left(\frac{16 - 0.5 \frac{H_i}{H_n} (n - 4)}{16 - 0.5(n - 4)} \right) \quad (\text{III-35})$$

Dónde:

H_i : Altura del nivel "i".

H_n : Altura del nivel de techo (nivel n).

La forma de desplazamiento resultante de esta ecuación proporciona mejor relación entre el desplazamiento previsto y aquellos resultantes del análisis tiempo historia inelástico paso a paso en el tiempo para edificios altos, comparados con el perfil lineal apropiado para edificios bajos (Bono Godoy, 2011).

3.2.6.3. MASA EFECTIVA

De las consideraciones de la participación de masas en el primer modo inelástico de vibración, el sistema de masas efectivas para la estructura equivalente será:

$$m_e = \sum_{i=1}^n \frac{(m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (\text{II-36})$$

Donde

Δ_d : Desplazamiento de diseño dado por (III-31).

total de muro cantiléver de múltiples plantas a más de 85% para edificios de más de 20 pisos. El resto de las masas participan en los modos más altos de vibración. Aunque las reglas de combinación modal, tales como el método de la raíz cuadrada de suma de cuadrados (SRSS) o el de la Combinación cuadrática completa (CQC) pueden indicar un incremento significativo en la fuerza cortante basal elástica sobre la forma del primer modo inelástico, hay mucho menos influencia en el momento de vuelco basal de diseño (Calvie, Priestley, & Kowalsky, 2008).

3.2.6.4. AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EQUIVALENTE

El amortiguamiento efectivo depende del sistema estructural y de la ductilidad de demanda de desplazamiento, como se muestra en la Figura (22). Este requiere de la determinación de la ductilidad de demanda de desplazamiento de la estructura equivalente, lo que representa algunos problemas, dado que el desplazamiento de diseño Δ_d ya está siendo determinado de la ecuación (III-20), (III-21) y (III-22). El desplazamiento efectivo de fluencia Δ_y necesita ser interpolado desde el perfil de desplazamiento de diseño. Para edificios de pórticos es adecuado asumir que la deriva de diseño es constante con la altura (Bono Godoy, 2011):

$$\Delta_y = \phi_y H_e \quad (II-37)$$

Dónde:

ϕ_y : De la ecuaciones (III-8), (III-9) y (III-10)

H_e : Altura efectiva de la estructura substituta.

La cual puede tomarse como (Calvie, Priestley, & Kowalsky, 2008):

El factor de ductilidad de diseño, es entonces:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (\text{II-39})$$

La ductilidad razonable prevista está relacionada por el desplazamiento de diseño Δ_d Figura (21) y las ecuaciones (III-20), (III-21) y (III-22), indicando que el amortiguamiento no es completamente dependiente de la ductilidad, y se puede tomar valores medios. Se nota además en investigaciones realizadas con análisis dinámico no lineal de tiempo-historia que las estructuras de elementos de concreto armado y las de muros de mampostería son mucho más flexibles que lo normalmente asumido por los proyectistas y sus derivas límites de normativa, entonces la capacidad de ductilidad al desplazamiento tiende a gobernar el desplazamiento. Como consecuencia, la ductilidad de diseño, y el amortiguamiento efectivo son conocidos al inicio del proceso de diseño y no son necesarias iteraciones para determinar la fuerza cortante basal. En el caso general, donde los elementos estructurales diferentes con diferentes esfuerzos y factores de amortiguamiento contribuyan a la resistencia sísmica, el amortiguamiento global puede hallarse por los pesos medios basados en la energía disipada por los elementos estructurales diferentes (Bono Godoy, 2011). Esto es:

$$\xi_g = \frac{\sum_{j=1}^m (V_j \cdot \Delta_j \cdot \xi_j)}{\sum_{j=1}^m (V_j \cdot \Delta_j)} \quad (\text{II-40})$$

Dónde:

Δ_j : Desplazamiento en altura en el centro de la fuerza sísmica.

ξ_j : Amortiguamiento del j-esimo elemento estructural.

Alternativamente, la energía disipada puede ser relacionada con el momento y rotación de diferentes rótulas plásticas.

$$V_j \Delta_j = M_j \theta_j \quad (\text{II-41})$$

Esta forma puede ser más apropiada para estructuras de elementos estructurales. Con múltiples muros en planta, el desplazamiento de los diferentes muros serán todos similares, y consecuentemente de (III-37) se puede simplificar a:

$$\xi_e = \frac{\sum_{j=1}^m (V_j \cdot \xi_j)}{\sum_{j=1}^m (V_j)} \quad (\text{II-42})$$

Dónde:

V_j : Fuerza cortante basal.

ξ_j : Amortiguamiento de los m muros en una dirección dada.

Algunas modificaciones de (III-39) pueden ser necesarias cuando la respuesta torsional de un edificio contenida en más de un plano de muros en una dirección dada es considerada, en este caso la ecuación (III-37) se aplica.

3.2.6.5. DISTRIBUCIÓN DE LA FUERZA DE CORTANTE BASAL

Los principios resumidos en la sección previa permiten que la cortante basal de diseño pueda ser establecida para un sistema de múltiples grados de libertad MDOF (multiple degree of freedom). Estas fuerzas de cortante basal pueden ser distribuidas como

con el propósito que el momento de diseño para las potenciales rótulas plásticas puedan ser estabilizadas. Asumiendo la respuesta sinusoidal, esencialmente en la respuesta pico, el cortante basal puede ser distribuido en proporción a las masas y desplazamientos en las ubicaciones de las masas discretizadas. Así la fuerza de diseño de la masa i es (Calvie, Priestley, & Kowalsky, 2008):

$$F_i = \frac{V_{base}(m_i \cdot \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \cdot \Delta_i)} \quad (II-43)$$

Será evidente la similitud con el Método de diseño Basado en fuerzas para edificios de múltiples plantas. La diferencia es que se usa el perfil de desplazamiento inelástico de diseño, más que un desplazamiento proporcional a la altura, y la distribución mediante la fórmula (III-40) se generaliza a todas las estructuras, no solamente edificios. La distribución de la fuerza cortante basal de diseño entre elementos paralelos resistentes a fuerzas laterales (muros u otros elementos) es una opción de diseño.

3.2.6.6. ANÁLISIS DE ESTRUCTURAS BAJO LAS FUERZAS DE DISEÑO

El análisis de estructuras bajo el vector de fuerzas laterales representado por la ecuación (III-40) para determinar el momento de diseño y las ubicaciones de las rótulas plásticas potenciales es analíticamente correcto, pero no obstante necesita algunas consideraciones conceptuales. Con el propósito de ser

constituye la base de DDBD, las rigideces de los elementos deben ser representativas de las rigideces secantes efectivas para la respuesta de desplazamiento de diseño.

Para elementos de concreto armado y edificios de sistemas duales (muros y pórticos), se necesita mayor cuidado. Con el diseño de elementos viga débil/columna fuerte, las vigas estarán sujetas a la acción inelástica, y la rigidez apropiada para las vigas será:

$$(EI)_{viga} = \frac{E_c I_{cr}}{\mu_b} \quad (II-44)$$

Dónde:

$E_c I_{cr}$: Rigidez de la sección fisurada.

μ_b : Demanda de ductilidad de desplazamiento esperada en la viga.

Los análisis tienen que mostrar que las fuerzas de los elementos no son particularmente sensibles al nivel de rigidez asumido, y así es aceptable asumir que la ductilidad de diseño de los elementos.

$$\mu_s = \mu_s \quad (II-45)$$

Desde que las columnas serán protegidas contra la acción inelástica por procedimientos de diseño por capacidad, sus rigideces deben ser tomados como $E_c I_{cr}$ sin reducirlas por ductilidad. Note que en el estado inicial de diseño, los esfuerzos de las vigas y columnas no serán conocidos, entonces no es posible precisamente definir la rigidez de la sección fisurada de columnas y vigas. Sin embargo, como se notó anteriormente las fuerzas de los elementos no son fuertemente dependientes de la rigidez, y es

importancia, más que los valores absolutos. Los desplazamientos previstos para el análisis pueden tener errores significativos, pero desde que el desplazamiento es de hecho la entrada al diseño y se tienen muchas consideraciones en el proceso de diseño, esto no tendrá mayor importancia.

3.2.7 LIMITACIONES DEL MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

A pesar que el método de diseño directo basado en desplazamientos es capaz de satisfacer muchas inconsistencias del método de diseño basado en fuerzas, hay que tener en cuenta ciertos factores fundamentales para su utilización:

- **IRREGULARIDAD DE EDIFICACIONES**

El método DDBD es muy sencillo de aplicar para estructuras regulares, sin embargo para estructuras irregulares no se cuenta con la formulación necesaria en el desarrollo de su modelamiento. Desde que este método usa como base del análisis las dimensiones críticas en dos ejes, es difícil determinar los ejes críticos en una estructura irregular, el método DDBD considera desplazamientos críticos que contemplan la incursión en el rango inelástico de algunos elementos, esto en una estructura irregular, es mucho más difícil de determinar y diseñar.

- **DEFINICION DEL AMORTIGUAMIENTO**

Debido a que en la mayoría de los códigos de peligro sísmico sólo existen metodologías para la elaboración de espectros para un 5% de amortiguamiento, se deben usar factores de reducción de

se puede determinar un factor con mayor grado de exactitud, esto conlleva a tomar valores, a veces con demasiada prudencia, que mellaran el beneficio del método, finalmente estos factores dependerán de la fuente a la que el diseñador consulte.

- EXPERIENCIA EN EL DISEÑO

El método DDBD se ha desarrollado desde hace alrededor de 10 años, por lo que se lo puede definir como un método joven y será necesario que se vaya perfeccionando con el tiempo, su aplicación a fuentes a mostrado un gran beneficio, sin embargo el convertir una estructura de múltiples grados de libertad en otra de uno solo, expone a la alteración de los resultados por un mal modelamiento.

- APLICACIÓN Y TRASCENDENCIA

En comparación con el método DBF que está muy documentado, comprobado y se ha utilizado en miles de edificios, el método DDBD recién se lo está implementando como método alternativo en las normas de diseño sísmico de distintos países, por lo que solo el tiempo nos dirá la importancia que tomara en el futuro.

CAPÍTULO IV. IMPLEMENTACIÓN DEL MÉTODO DDBD EN LA NORMA E-030

En el presente capítulo se desarrollarán los puntos tomados en cuenta en el esquema gráfico del método directo de diseño sísmico basado en desplazamientos (DDBD) presentado en el punto (3.2.2).

4.1 PERFIL DE DESPLAZAMIENTOS Y SISTEMA EQUIVALENTE DE UN GRADO DE LIBERTAD

4.1.1 ASPECTOS GENERALES A CONSIDERAR

A continuación se darán las pautas generales para la representación del modelo estructural de la edificación a analizar. Se analizará la estructura a partir de lo indicado en la norma actual de diseño sísmico (E-030), tomando en consideración el tipo de suelo, el estado de carga (cargas muertas, vivas y de sismo) y la configuración estructural de la edificación. A partir de una estructuración, se predimensionarán los elementos estructurales, cumpliendo lo establecido en el reglamento nacional de edificaciones, norma de concreto armado (E-060).

Se definirán los sistemas estructurales a utilizar y las cargas impuestas sobre ellos, para luego identificar las direcciones a ser analizadas por acción sísmica (dirección X y dirección Y).

Se definirá un desplazamiento objetivo o de diseño, este está en función de tres aspectos importante:

1. Estado límite de diseño.
2. Deriva de piso crítica de la estructura real.
3. La forma de desplazamiento asumida para la estructura real, esta forma corresponde al primer modo inelástico en el nivel de diseño bajo una fuerza sísmica.

Seguidamente presentamos los cálculos a realizar para el método DDBD según (Priestley, Calvi, & Kowalsky, Displacement-based seismic design of structures, 2007).

- ✓ El desplazamiento de diseño será calculado a partir de la ecuación (III-29).
- ✓ Para el cálculo del desplazamiento de la masa de cada piso se hará uso de la ecuación (III-30).
- ✓ Para obtener la forma de desplazamiento de un edificio aporticado regular se recomiendan la aplicación de las ecuaciones (III-31) y (III-32).

4.1.3 DEL CÁLCULO DE LA ALTURA EFECTIVA Y LA MASA EFECTIVA

La transformación del sistema de múltiples grados de libertad a un sistema de un solo grado de libertad, es decir obtención de una estructura equivalente o sustituta, requiere la obtención de una altura efectiva y una masa efectiva, estas generalmente serán tomadas por piso, y considerando las “n” masas significativas de los elementos estructurales componentes de la edificación.

⁵ Este parámetro no está definido en la norma E-030 pues es el resultado de numerosos estudios realizados en laboratorio.

design of structures, 2007) la altura efectiva será calculada de la aplicación de la ecuación (III-35), y la masa efectiva a partir de la ecuación (III-33).

4.2 AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EQUIVALENTE

4.2.1 DE LA DUCTILIDAD

Según la publicación (Priestley, Calvi, & Kowalsky, Displacement-based seismic design of structures, 2007) se definen los siguientes puntos.

El factor de ductilidad de un sistema equivalente de un grado de libertad relaciona el desplazamiento de diseño y el desplazamiento de fluencia, de acuerdo a la ecuación (III-36).

Para estructura a porticadas de concreto armado la deriva de fluencia puede ser estimada a través de la siguiente ecuación:

$$\delta_y = 0.5 \cdot \varepsilon_y \cdot \frac{L_b}{h_b} \quad (IV-1)$$

Dónde:

L_b : Longitud de la viga de centro a centro de columna.

h_b : Altura de la viga de concreto.

ε_y : Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal.

Generalmente es suficiente asumir un perfil de desplazamiento de fluencia lineal para estimar la demanda de ductilidad, dicho desplazamiento de fluencia viene dado a través de la aplicación de la ecuación (III-34) y (III-35).

SISTEMA

Según la publicación (Priestley, Calvi, & Kowalsky, Displacement-based seismic design of structures, 2007) se definen los siguientes puntos.

El amortiguamiento viscoso equivalente depende del sistema estructural y de la demanda dúctil de desplazamiento. Para edificios a porticados de concreto armado se puede hacer uso de la ecuación (III-21).

4.2.3 DEL FACTOR DE REDUCCIÓN

Este factor incide directamente en el periodo efectivo y la rigidez efectiva, según (Priestley, Calvi, & Kowalsky, Displacement-based seismic design of structures, 2007) se define mediante la ecuación (III-25), la cual es función del amortiguamiento de la estructura, y por ende de su ductilidad.

4.3 RESISTENCIA REQUERIDA

4.3.1 DEL PERIODO EFECTIVO

Este se definirá a partir de las investigaciones de (Priestley, Calvi, & Kowalsky, Displacement-based seismic design of structures, 2007), su valor está representado por medio de la ecuación (III-26).

Esta ecuación es función del desplazamiento de diseño, el desplazamiento para 5% de amortiguamiento, el periodo de esquina y el factor de reducción por ductilidad.

Su valor esta dado según (Priestley, Calvi, & Kowalsky, Displacement-based seismic design of structures, 2007) mediante la ecuación (III-27), la cual está definida en función del periodo efectivo y la masa efectiva.

4.3.3 DEL CORTANTE BASAL

Para la determinación de la cortante basal será necesario determinar y aplicar el espectro elástico de desplazamiento, un factor de reducción de demanda por ductilidad, un periodo efectivo y una rigidez efectiva; de los cuales se obtendrá una cortante basal para la estructura equivalente de un grado de libertad, la que será obtenida a través de la ecuación (III-28). (Priestley, Calvi, & Kowalsky, Displacement-based seismic design of structures, 2007)

4.3.4 DEL ANÁLISIS ELÁSTICO

Similar al método basado en fuerzas, se realizara la distribución de la cortante basal mediante una ecuación de distribución basada en desplazamientos, a diferencia del método basado en fuerzas que realiza esta distribución proporcionalmente a la altura de entrepiso. Este cálculo se realizara de acuerdo a la ecuación (III-40). (Bono Godoy, 2011)

MÉTODO DDBD

4.4.1 PARÁMETROS TOMADOS DE LA NORMA E-030

La implementación del método de desplazamientos implica la consideración de parámetros ya definidos en la norma E-030, si bien es cierto que no se pretende depender de estos valores, es necesario la construcción de un espectro de desplazamientos a partir de las sollicitaciones mínimas requeridas en nuestra norma actual para el edificio en evaluación, así por ejemplo consideraremos el periodo de retorno de un sismo que en nuestra norma indica de un 10% de excedencia en 50 años, es decir de un sismo de 485 años, las características del suelo si este de propagación rápida o lenta de las ondas sísmicas, y el periodo empírico de la estructura que es obtenido de la configuración estructural.

4.4.2 FORMULACIÓN DEL ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTOS

Se tienen diferentes metodologías para la construcción de un espectro de desplazamientos, sin embargo todas coinciden en la elaboración de un espectro base que corresponde a la definición de un edificio con el 5% de amortiguamiento. El presente trabajo se basó principalmente en el espectro estudiado por Newmark-Hall y desarrollado en la publicación (Bommer, Elnashai, & Weir, 2000).

Para la definición de los desplazamientos espectrales elásticos para diseño, correspondiente al nivel del sismo de diseño, se

para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico igual a 5% , obtenida de la transformación del espectro de aceleraciones de la norma E-030.

4.4.3 RELACIÓN DE ESPECTROS DE DESPLAZAMIENTO

Para diferenciar objetivamente el punto 3.1.4.3, construiremos el espectro de desplazamientos a partir del espectro de aceleraciones para la norma E-030 en función de los parámetros dados para el edificio “15 pisos” usando la siguiente ecuación de transformación. (Bono Godoy, 2011) (CEN, 2004)

$$S_{D_s}(T) = S_s(T) \left[\frac{T}{2 \cdot \pi} \right]^2 g \quad (\text{IV-2})$$

Entonces el espectro de aceleraciones mencionado queda de la siguiente manera:

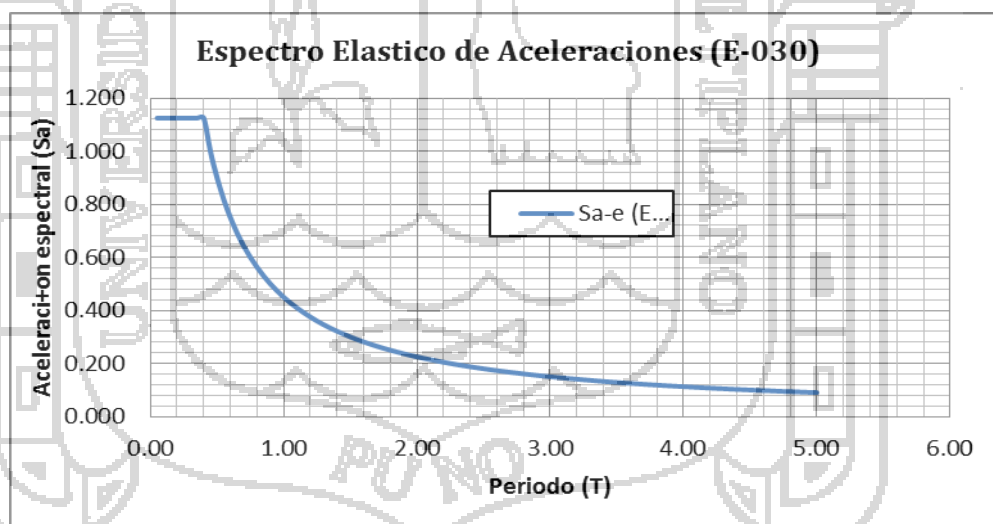


Figura 27 Espectro elástico de aceleraciones (E-030).

A continuación transformaremos el espectro anterior mediante la ecuación (IV-2) para así obtener un espectro de desplazamientos en el marco de nuestra norma, por otro lado se muestra el espectro de desplazamientos obtenido según la norma

ambas presentan:

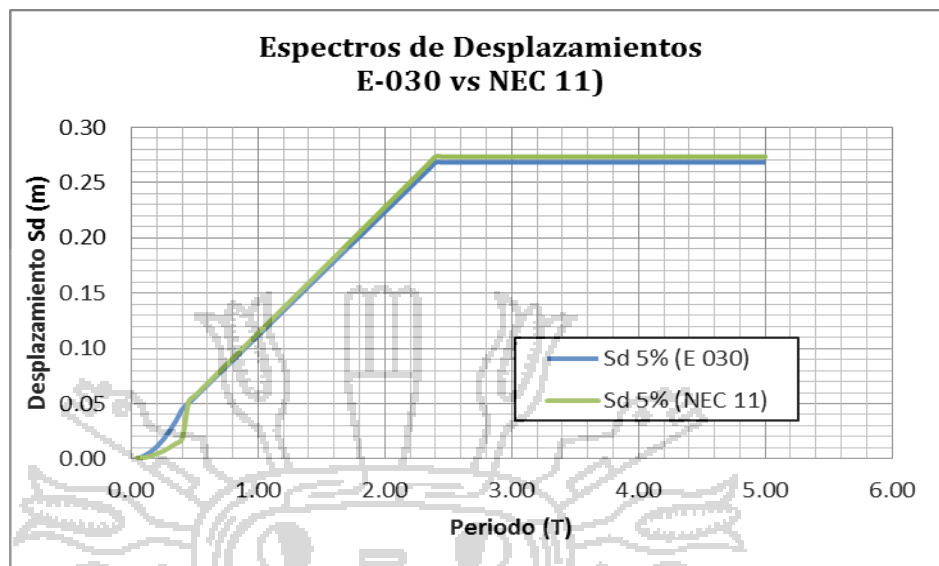


Figura 28 Espectro de desplazamientos (E-030) vs NEC 11.

En la Figura 28 podemos observar que la norma E-030 ha visto por conveniente considerar un espectro base con amortiguamiento igual a 5%, el cual es el equivalente del espectro base para el método DDBD. De esto podemos resolver que la Norma E-030 al aplicar un coeficiente de reducción por sistema estructural basado en la ductilidad y el amortiguamiento agrupa a todas las estructuras de un mismo sistema bajo un solo espectro de diseño, por otro lado y dando solución a este problema el método DDBD propone un espectro ajustable al grado de ductilidad y amortiguamiento que presente la estructura independientemente de su sistema estructural. Debemos aclarar que esta ductilidad en el método DDBD se obtiene a partir de la relación del desplazamiento objetivo y el desplazamiento de fluencia descrito en la ecuación (II-17).

CAPÍTULO V. APLICACIÓN DEL MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO EN EL EDIFICIO DE 15 PISOS

5.1 MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN FUERZAS

Definimos las características estructurales de la edificación, las secciones de los elementos, así como los pesos de los mismos especificado por pisos, se han medido las cargas sísmicas detalladamente en el ANEXO VI. A continuación se presenta un resumen de las cargas obtenidas por cada nivel.

NIVEL	Pi (Ton)	hi (m)
Tanque elevado	204.72	67.00
15º NIVEL	832.10	63.00
14º NIVEL	898.57	59.00
13º NIVEL	911.96	55.00
12º NIVEL	913.30	51.00
11º NIVEL	910.20	47.00
10º NIVEL	910.20	43.00
9º NIVEL	910.20	39.00
8º NIVEL	910.20	35.00
7º NIVEL	910.20	31.00
6º NIVEL	910.20	27.00
5º NIVEL	910.20	23.00
4º NIVEL	910.20	19.00
3º NIVEL	910.20	15.00
2º NIVEL	910.20	11.00
1º NIVEL	1257.19	7.00
Mezanine	906.66	3.50
Sótano	1296.24	0.00
TOTAL	16322.77	

Tabla 3 Resumen del peso de la edificación

Determinando los valores para el espectro de aceleraciones de diseño:

1. Factor de zona:

ZONA	Z
01	0.40
02	0.30
03	0.15

2. Parámetros de suelo:

TIPO	DESCRIPCION	Tp (seg.)	S
S1	Roca o suelo muy rígidos	0.40	1.00
S2	Suelos Intermedios	0.60	1.20
S3	Suelos flexibles	0.90	1.40
S4	Condiciones especiales	*	*

3. Factor de uso:

CATEGORIA	DESCRIPCION	Fact. Uso U
A	Edificaciones esenciales	1.50
B	Edificaciones importantes	1.30
C	Edificaciones comunes	1.00
D	edificaciones menores	*

SISTEMA ESTRUCTURAL	Coef. Red. R	
Acero	9.50	Nota: Si la estructura es irregular, el factor se multiplica por 3/4
Acero con arriostres ductiles	6.50	
Acero con arriostres tipo cruz	6.00	
Pórticos de CºAº	8.00	
Estructuras Duales de CºAº	7.00	5.25
Muros estructurales CºAº	6.00	
Muros de ductilidad limitada CºAº	4.00	
Albañilería confinada	3.00	
Albañilería por diseño de esfuerzos	6.00	
Madera	7.00	

5. Coeficiente de reducción:

$$C = 2.5 \left(\frac{T_p}{T} \right); C \leq 2.5$$

6. Aceleración espectral:

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} g$$

7. Periodo fundamental de la estructura:

$$T = \frac{h_n}{C_t} = \frac{63}{60} = 1.05 \text{ seg}$$

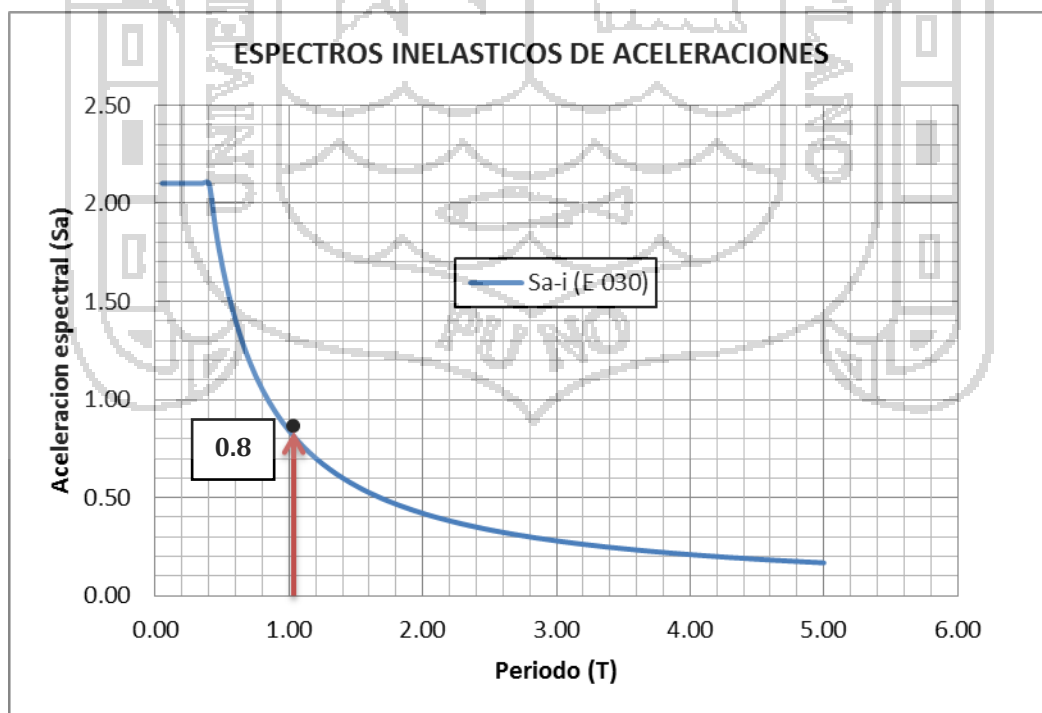


Figura 29 Espectro inelástico de aceleraciones.

edificación, para así hallar la cortante basal sísmica en un estado estático.

$$V_{base} = 0.80 \cdot 1632.28 = 1329.14 \text{ Tn}$$

Para el cual realizamos la distribución de fuerzas basados en la altura de entrepiso que presentan cada uno de los niveles, a continuación se muestra dicha distribución..

METODO DBF					
NIVEL	Pi (Ton)	hi (m)	Pixhi	(Pixhi)/(ΣPixhi)	Fi (Ton)
TANQUE E.	204.72	67.00	13,716.24	0.02789	37.07
15º NIVEL	832.10	63.00	52,422.54	0.10659	141.67
14º NIVEL	898.57	59.00	53,015.36	0.10779	143.27
13º NIVEL	911.96	55.00	50157.86	0.10198	135.55
12º NIVEL	913.30	51.00	46578.31	0.09471	125.88
11º NIVEL	910.20	47.00	42779.57	0.08698	115.61
10º NIVEL	910.20	43.00	39138.75	0.07958	105.77
9º NIVEL	910.20	39.00	35497.94	0.07218	95.93
8º NIVEL	910.20	35.00	31857.12	0.06477	86.09
7º NIVEL	910.20	31.00	28216.31	0.05737	76.25
6º NIVEL	910.20	27.00	24575.50	0.04997	66.41
5º NIVEL	910.20	23.00	20934.68	0.04257	56.58
4º NIVEL	910.20	19.00	17293.87	0.03516	46.74
3º NIVEL	910.20	15.00	13653.05	0.02776	36.90
2º NIVEL	910.20	11.00	10012.24	0.02036	27.06
1º NIVEL	1,257.19	7.00	8800.314	0.01789	23.78
MEZANINE	906.66	3.50	3173.317	0.00645	8.58
SOTANO	1,296.24	0.00	0.000	0.00000	0.00
TOTAL	16322.774		491822.971	1.00000	1,329.14

Tabla 4 Distribución de fuerzas – Método DBF

5.2 MÉTODO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

A continuación calcularemos las características físicas de la estructura para la obtención del sistema sustituto de un grado de libertad.

Nivel	N° de piso.	H _i (m)	W _i (Ton)	m _i (Ton*s ² /m)	δ _i	Δ _i (m)	ω ₀ Δ _i (m)	m _i Δ _i	m _i Δ _i ²	m _i Δ _i H _i
Tanque Elev.	17	67.00	204.72	20.87	1.00	0.305	0.285	5.958	1.701	399.17
15vo Nivel	16	63.00	999.59	101.89	0.97	0.297	0.278	28.333	7.878	1784.99
14vo Nivel	15	59.00	1010.22	102.98	0.94	0.288	0.269	27.744	7.475	1636.89
13vo Nivel	14	55.00	1023.62	104.34	0.91	0.277	0.260	27.082	7.029	1489.50
12vo Nivel	13	51.00	1024.96	104.48	0.87	0.265	0.248	25.958	6.449	1323.88
11vo Nivel	12	47.00	1021.86	104.17	0.83	0.252	0.236	24.597	5.808	1156.08
10mo Nivel	11	43.00	1021.86	104.17	0.78	0.238	0.223	23.188	5.162	997.07
9no Nivel	10	39.00	1021.86	104.17	0.73	0.222	0.208	21.651	4.500	844.38
8vo Nivel	09	35.00	1021.86	104.17	0.67	0.205	0.192	19.987	3.835	699.53
7mo Nivel	08	31.00	1021.86	104.17	0.61	0.187	0.175	18.195	3.178	564.06
6to Nivel	07	27.00	1021.86	104.17	0.55	0.167	0.156	16.277	2.543	439.48
5to Nivel	06	23.00	1021.86	104.17	0.48	0.146	0.137	14.231	1.944	327.32
4to Nivel	05	19.00	1021.86	104.17	0.41	0.124	0.116	12.058	1.396	229.11
3er Nivel	04	15.00	1021.86	104.17	0.33	0.100	0.094	9.758	0.914	146.37
2do Nivel	03	11.00	1021.86	104.17	0.25	0.075	0.070	7.331	0.516	80.64
1er Nivel	02	7.00	1257.19	128.15	0.16	0.049	0.046	5.876	0.269	41.13
Mezanine	01	3.50	906.66	92.42	0.08	0.025	0.023	2.162	0.051	7.57
			16645.54	1696.79				290.39	60.650	12167.18

Tabla 5 Calculo de masas y desplazamientos - Método DDBD

De los datos obtenidos en la tabla calculamos el desplazamiento de diseño:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} = \frac{60.650}{290.39} = 0.209 \text{ m}$$

Determinando la altura efectiva:

Calculo de la deriva de fluencia:

$$\phi_y = \frac{0.5\varepsilon_y L_b}{h_b} = \frac{0.5 \cdot 0.0025 \cdot 8.00}{3.5} = 0.003$$

Calculando la masa específica:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} = \frac{290.39}{0.209} = 1390.360 \text{ Tn}$$

Determinando el desplazamiento de fluencia:

$$\Delta_y = \phi_y \cdot H_s = 0.003 \cdot 41.90 = 0.120 \text{ m}$$

Luego determinamos la ductilidad de desplazamiento de la estructura:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} = \frac{0.209}{0.120} = 1.745$$

Determinando el factor de corrección del amortiguamiento equivalente.

$$k = \mu^\lambda = 1.745^{-0.378} = 0.810$$

Determinando el amortiguamiento viscoso equivalente:

$$\xi_{eq} = 0.05k + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) = 0.05 \cdot 0.810 + 0.565 \left(\frac{1.745 - 1}{1.745 \cdot \pi} \right) = 0.117$$

Determinamos el factor de reducción por ductilidad:

$$R_\mu = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi_{eq}} \right)^{0.5} = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.117} \right)^{0.5} = 0.714$$

A continuación se determinara el periodo efectivo de la estructura:

$$T_e = \frac{T_c}{R_\mu} \cdot \frac{\Delta_d}{\Delta_{c,5}} = \frac{2.4}{0.714} \cdot \frac{0.209}{0.2736} = 2.56 \text{ seg} \leq T_c = 2.40$$

sistema:

$$K_e = \frac{(2\pi)^2 m_e}{T_e^2} = \frac{(2\pi)^2 \cdot 1390.360}{2.40^2} = 9529.378 \frac{tn}{m}$$

Finalmente determinamos la cortante basal para el sistema:

$$V_{base} = K_e \Delta_d = \mathbf{1990.283 tn}$$

A continuación se muestra la distribución de fuerzas en relación a los desplazamientos calculados para cada entrepiso.

METODO DDBD				
NIVEL	Pi (Ton)	miΔi	(mixΔi)/(ΣmixΔi)	Fi (Ton)
TANQUE E.	204.72	5.958	0.02052	40.83
15º NIVEL	999.59	28.333	0.09757	194.19
14º NIVEL	1,010.22	27.744	0.09554	190.15
13º NIVEL	1023.62	27.082	0.09326	185.62
12º NIVEL	1024.96	25.958	0.08939	177.92
11º NIVEL	1021.86	24.597	0.08471	168.59
10º NIVEL	1021.86	23.188	0.07985	158.93
9º NIVEL	1021.86	21.651	0.07456	148.39
8º NIVEL	1021.86	19.987	0.06883	136.99
7º NIVEL	1021.86	18.195	0.06266	124.71
6º NIVEL	1021.86	16.277	0.05605	111.56
5º NIVEL	1021.86	14.231	0.04901	97.54
4º NIVEL	1021.86	12.058	0.04152	82.65
3º NIVEL	1021.86	9.758	0.03360	66.88
2º NIVEL	1021.86	7.331	0.02525	50.25
1º NIVEL	1257.188	5.876	0.02024	40.28
MEZANINE	906.662	2.162	0.00745	14.82
SOTANO	1414.106	0.000	0.00000	0.00
TOTAL	18059.648	290.387	1.00000	1,990.28

Tabla 6 Distribución de fuerzas - Método DDBD

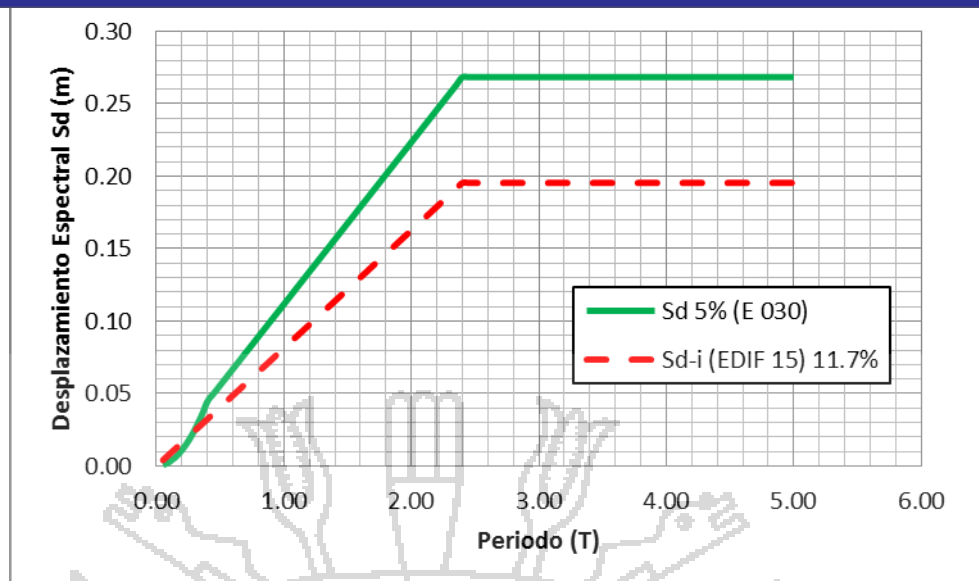


Figura 30 Espectro de desplazamientos - DDBD

5.3 COMPARACIÓN DE LA APLICACIÓN DE LOS MÉTODOS DE DISEÑO SÍSMICO

En primer lugar debemos recordar que el método DDBD se fundamenta en un comportamiento inelástico de las edificaciones, mientras que el método DBF supone una edificación con comportamiento solamente en el rango elástico. Para ilustrar mejor la comparación de las filosofías de ambos métodos se hizo un modelo estructural de la edificación en el programa SAP2000, por medio del cual se realizó el análisis dinámico modal elástico y un análisis estático no lineal PUSHOVER para la mejor determinación de las cortantes dinámicas y los desplazamientos ante los diferentes espectros aplicados al sistema definidos en el punto anterior para cada método de diseño sísmico.



Figura 31 Modelo estructural del edificio "15 pisos".

5.3.1 DEL COMPORTAMIENTO SISMICO

- ❖ El método de DDBD se basa principalmente en la definición de un desplazamiento objetivo a partir del cual se obtiene la ductilidad requerida del sistema y su amortiguamiento, finalmente esto se traduce en un factor de reducción del espectro de desplazamientos, a diferencia del anterior el método DBF únicamente toma un valor general para la reducción por ductilidad y reduce el espectro de aceleraciones obtenido.

A pesar que ambos métodos conllevan a determinar la cortante basal, es notable la diferencia a partir de los ejemplos mostrados para un pórtico simple en el capítulo III, donde las cortantes encontradas son:

$$V_{\text{base}} = 1.806 \text{ Tn} \quad \text{Método DBF}$$

$$V_{\text{base}} = 2.218 \text{ Tn} \quad \text{Método DDBD}$$

dos métodos en relación a las cortantes basales para cada una de ellas, siendo para el caso presentado de un 22.81 %. Esta diferencia a favor del método DDBD yace en la filosofía propia de los métodos; el método basado en desplazamientos define un desplazamiento objetivo que incursionara en el rango inelástico definiendo una rigidez secante para el estudio de la estructura y considerando el amortiguamiento histerético que es propiedad de los materiales elasto-plásticos, mientras el método DBF únicamente considera un comportamiento elástico, sin embargo no niega la existencia de un rango inelástico, el cual es obviado por la inexactitud de su cálculo.

- ❖ El método DBF es de amplia aplicación y cuenta con numerosas pruebas, sin embargo el método DDBD es nuevo y aun no se cuenta con muchas experiencias en su aplicación a edificaciones, sin embargo ha mostrado un buen desempeño en el diseño de puentes. Ya que dicho método está normado en reglamentos de otros países tales como el EUROCODIGO y a norma ecuatoriana.
- ❖ Para la estructura del edificio de “15 pisos” se obtuvieron las cortantes por ambos métodos, teniéndose una diferencia del 49%, esto se explica a partir de que el método basado en desplazamientos experimenta factores de corrección para edificaciones de alturas elevadas, y así mismo correcciones del amortiguamiento equivalente del sistema a partir de la ductilidad propia del sistema; a continuación se muestran las cortantes obtenidas:

$V_{base} = 1990.28 \text{ Tonf}$ Método DDBD

A partir de ello se hizo la distribución de la cortante en la altura de la edificación teniéndose los siguientes resultados, recordemos que el método DBF realiza esta distribución a partir de la altura de entrepiso y el método DDBD lo hace en base a los desplazamientos objetivo para cada piso.

NIVEL	METODO DBF				METODO DDBD			Diferencia porcentual
	Pi (Ton)	hi (m)	(Pixhi)/(ΣPixhi)	Fi (Ton)	Pi (Ton)	(mixΔi)/(ΣmixΔi)	Fi (Ton)	
TANQUE E.	204.72	67.00	0.02789	37.07	204.72	0.02052	40.83	10.00%
15° NIVEL	832.10	63.00	0.10659	141.67	999.59	0.09757	194.19	37.00%
14° NIVEL	898.57	59.00	0.10779	143.27	1,010.22	0.09554	190.15	33.00%
13° NIVEL	911.96	55.00	0.10198	135.55	1023.62	0.09326	185.62	37.00%
12° NIVEL	913.30	51.00	0.09471	125.88	1024.96	0.08939	177.92	41.00%
11° NIVEL	910.20	47.00	0.08698	115.61	1021.86	0.08471	168.59	46.00%
10° NIVEL	910.20	43.00	0.07958	105.77	1021.86	0.07985	158.93	50.00%
9° NIVEL	910.20	39.00	0.07218	95.93	1021.86	0.07456	148.39	55.00%
8° NIVEL	910.20	35.00	0.06477	86.09	1021.86	0.06883	136.99	59.00%
7° NIVEL	910.20	31.00	0.05737	76.25	1021.86	0.06266	124.71	64.00%
6° NIVEL	910.20	27.00	0.04997	66.41	1021.86	0.05605	111.56	68.00%
5° NIVEL	910.20	23.00	0.04257	56.58	1021.86	0.04901	97.54	72.00%
4° NIVEL	910.20	19.00	0.03516	46.74	1021.86	0.04152	82.65	77.00%
3° NIVEL	910.20	15.00	0.02776	36.90	1021.86	0.03360	66.88	81.00%
2° NIVEL	910.20	11.00	0.02036	27.06	1021.86	0.02525	50.25	86.00%
1° NIVEL	1,257.19	7.00	0.01789	23.78	1257.188	0.02024	40.28	69.00%
MEZANINE	906.66	3.50	0.00645	8.58	906.662	0.00745	14.82	73.00%
SOTANO	1,296.24	0.00	0.00000	0.00	1414.106	0.00000	0.00	0.00%
	16322.774		1.00000	1,329.14	18059.648	1.00000	1,990.28	

Tabla 7 Comparación de la distribución de fuerza cortante.

En la Tabla 12 podemos observar la diferencia porcentual de las fuerzas laterales aplicadas en los diferentes niveles, llegando a ser desde un 10% como mínimo hasta un 86% como máximo, lo

para cada uno de los métodos.

- ❖ A partir de las cortantes obtenidas para ambos métodos y el metrados de cargas sísmicas se realizó el análisis dinámico de las estructuras, a continuación se presentan los gráficos obtenidos.

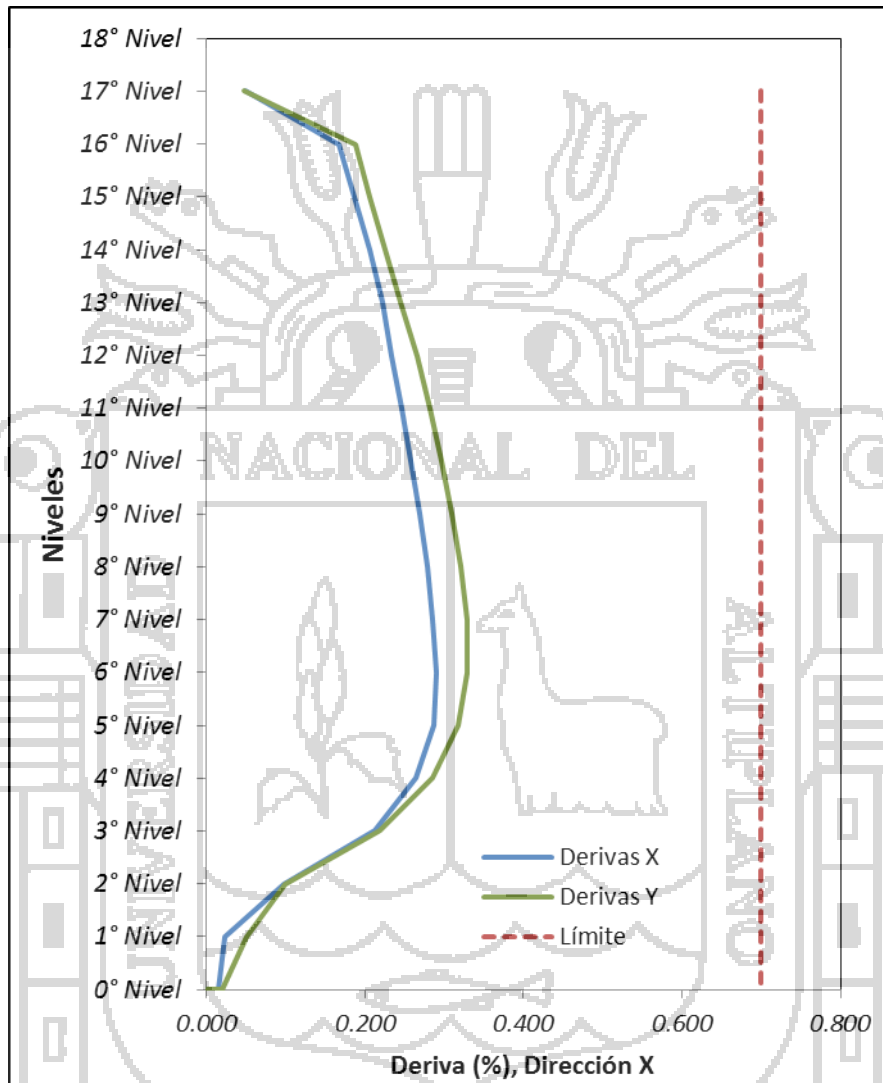


Figura 32 Derivas para el método DBF - Análisis modal espectral.

frente a un análisis dinámico modal, estos no exceden los indicados por la norma E-030, es más podemos afirmar que son relativamente menores.

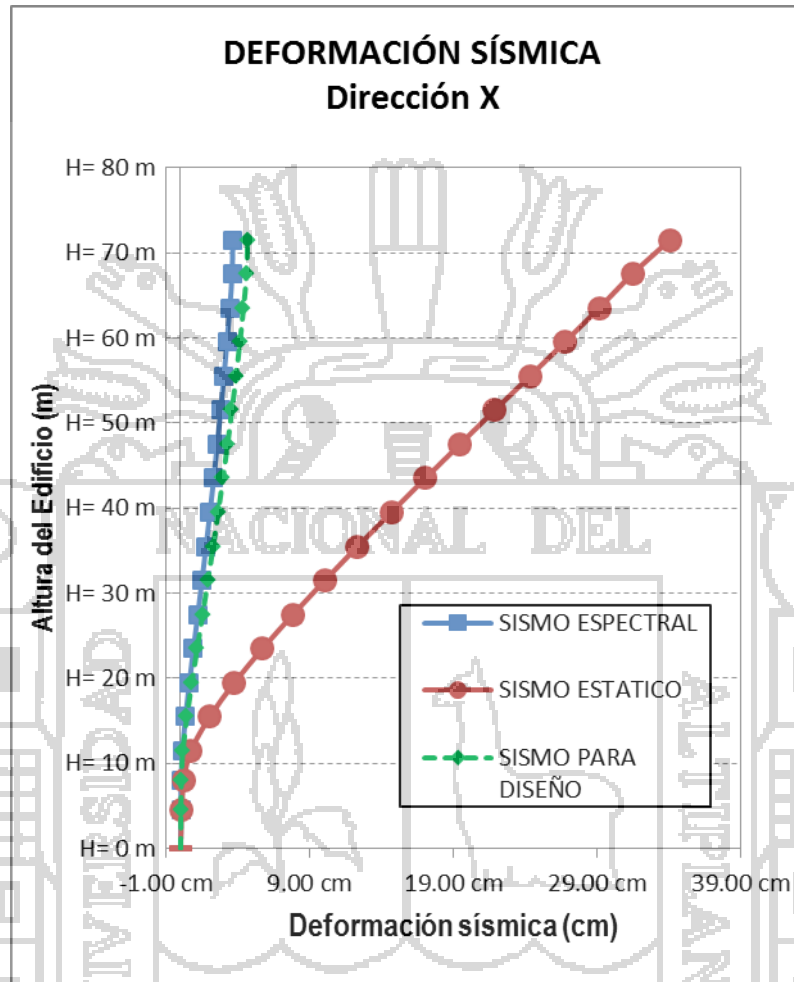


Figura 33 Deformación sísmica - Dirección X (DBF)

Tanto la Figura 32 como la Figura 33 muestran los resultados de los desplazamientos ocurridos en el edificio a partir del espectro de diseño formulado para el método DBF, ambas figuras muestran el desplazamiento elástico con un valor máximo mayor a 30 cm, esto es gracias a las cargas estáticas incidentes en la estructura, sin embargo el análisis dinámico nos muestra desplazamientos dinámicos mucho menores que por otro lado no llegan al 90 % de la cortante estática, debido a esto se tuvo

factor de modificación de la aceleración para así obtener cortantes dinámicas al 90% de la estática y conseguir un espectro de diseño. Esto en cumplimiento del reglamento, que da como mínimo el 90% de la cortante estática para un análisis dinámico.

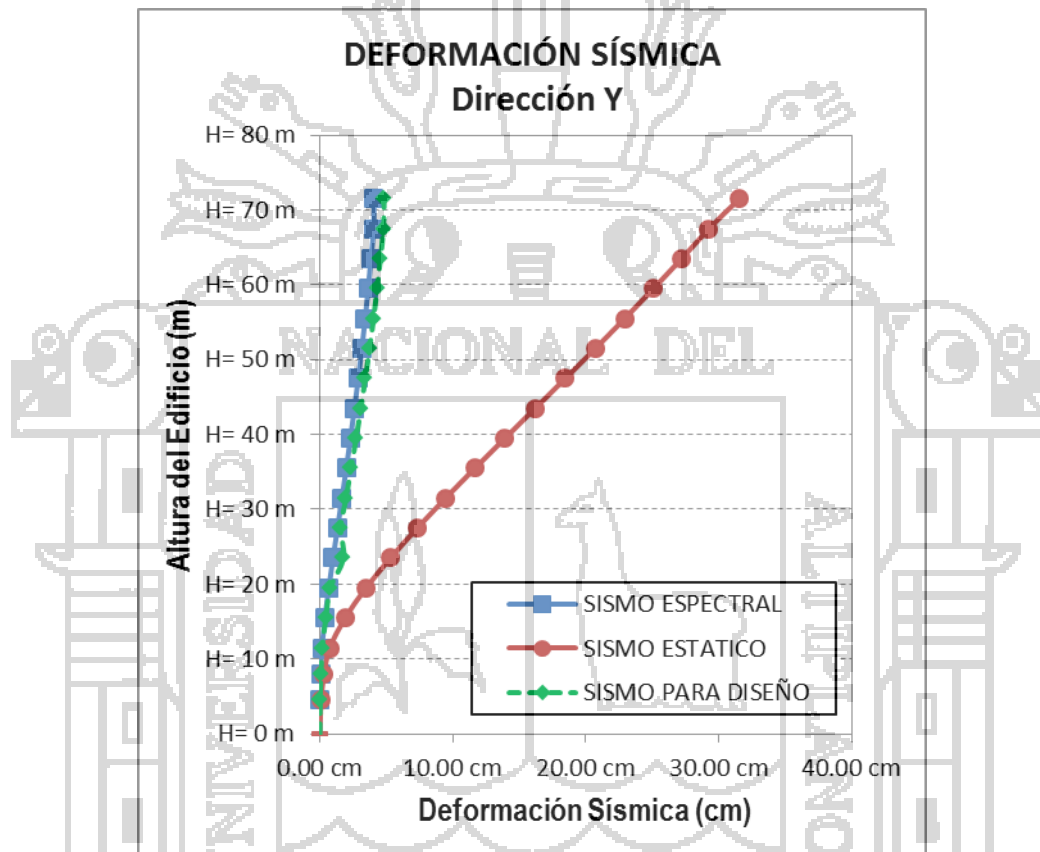


Figura 34 Deformación sísmica - Dirección Y (DBF)

Para el método DDBD se optó por usar un análisis no lineal estático, ya que este método incursiona en el rango inelástico de la estructura, con lo cual se tendrá una mejor ilustración del alcance del método en análisis.

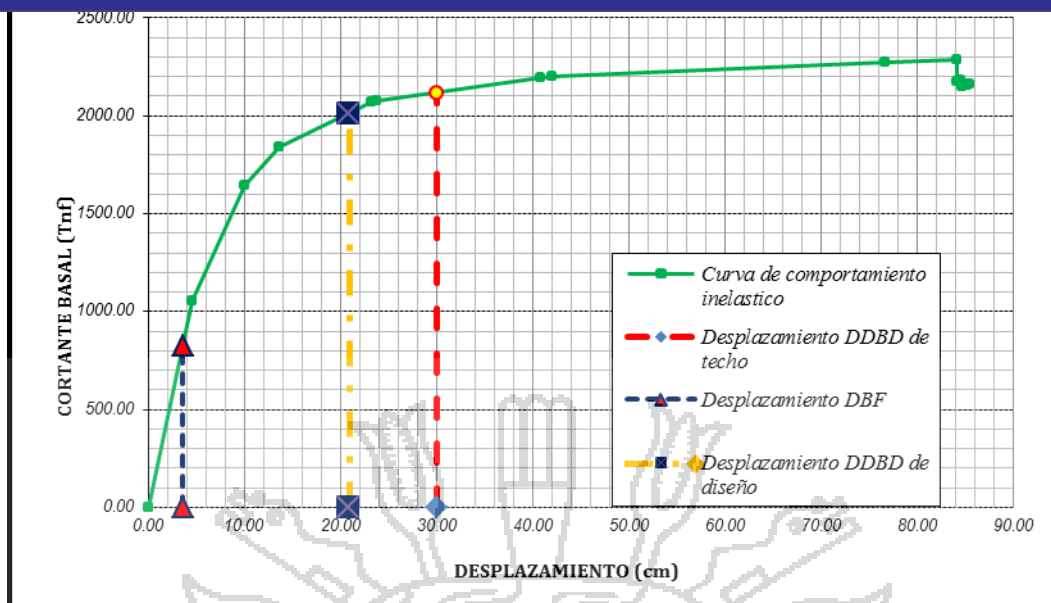


Figura 35 Curva de comportamiento no lineal - PUSHOVER

En la Figura 35 se presenta la curva de comportamiento, podemos observar que el punto indicado pertenece al valor del desplazamiento de diseño ($\Delta_t = 0.305$ m) dado para el último nivel de la edificación según la Tabla 10, y de la conformación del mismo concluimos que se encuentra en el rango inelástico, ya que la pendiente de la curva está decreciendo. Por otro lado según los resultados del análisis inelástico se obtuvo que la curva llega al punto de colapso de la edificación para un desplazamiento último de ($\Delta_u = 0.84$ m). Además se muestran dos valores correspondientes al desplazamiento de diseño para el edificio según el método DDBD ($\Delta_t = 0.209$ m), y el desplazamiento alcanzado para el método DBF del análisis modal ($\Delta_{DBF} = 0.03$ m).

de diseño, PUSHOVER y de estado límite de la edificación para un análisis no lineal inelástico.

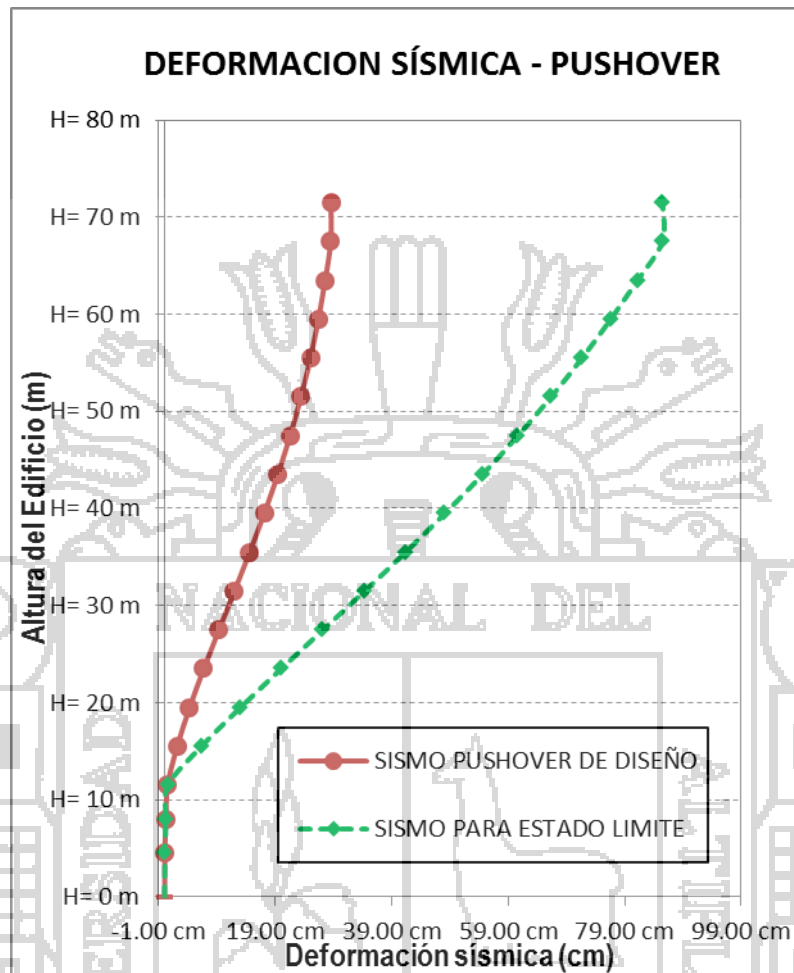


Figura 36 Deformación sísmica - PUSHOVER

La Figura 36 muestra la deformación sísmica obtenida del análisis no lineal de la edificación, el estado límite representa el colapso de la misma, mientras tanto el sismo de diseño y el PUSHOVER de diseño son desplazamientos de diseño que prueban el comportamiento inelástico de la edificación para el espectro de desplazamientos obtenido mediante el método DDBD.

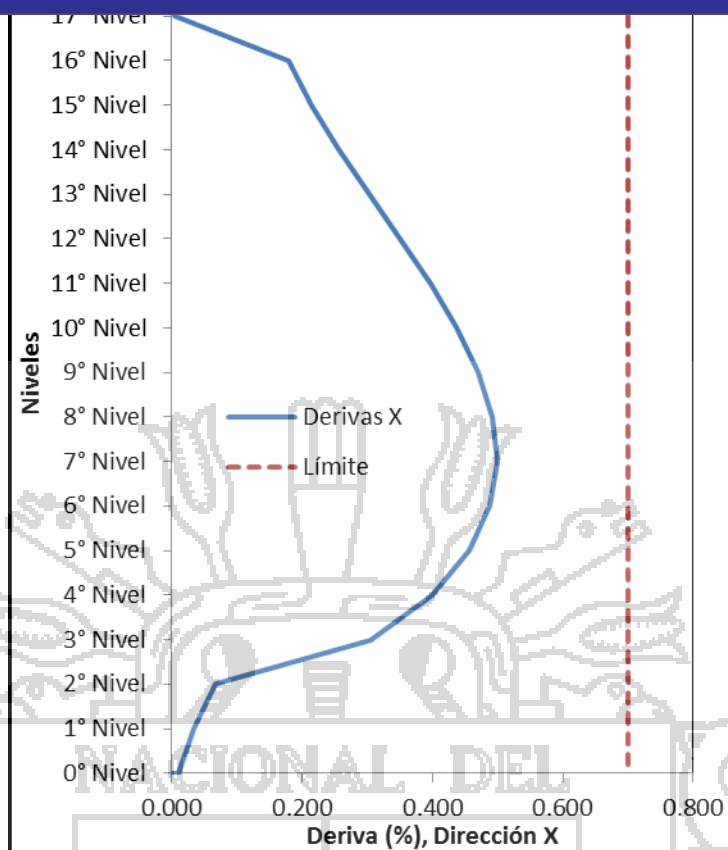


Figura 37 Derivas del método DDBD - PUSHOVER

En la Figura 37 se muestran las derivas obtenidas para el método DDBD, se puede observar que estas sobrepasan el límite dado en la norma E-030 (0.7%), esto se entiende por la incursión del método en el rango inelástico. Por otro lado, podemos acotar que según la norma estadounidense ASCE/SEI 7, para edificios de concreto armado como el del estudio, se admite una deriva hasta del 0.015 (1.5%), hecho que demuestra el avance en el estudio de esta norma.

- ❖ El diseño sísmico basado en desplazamientos, a pesar de ser un método reciente, joven y de poca aplicación, cuenta con bases bibliográficas consistentes; la filosofía en la que se basa muestra una teoría actual aplicando un estudio más profundo de la

sísmicas, aún no podemos afirmar que se puede mitigar completamente el riesgo sísmico, pero por otro lado podemos decir que el estudio y la experimentación están desarrollando teorías y tecnologías capaces de modelar una estructura a tal punto que podemos identificar los puntos débiles y los fuertes en un modelo estructural (elementos de comportamiento plástico mejor conocidos como rotulas).

5.3.2 DE LA VIDA UTIL

La edificación a diseñar mediante el Método DBF tiene como objetivo sobrevivir a sismos que tiene un periodo de retorno de 475 años aproximadamente equivalente a una probabilidad de excedencia del 10% en 50 años, a pesar de que la vida útil de una estructura no tiene tal extensión (de 10 a 80 años), por otro lado, diseñar para un sismo como el mencionado supone un refuerzo de acero mayor en los elementos, a pesar de que se tienen factores de reducción por importancia y ductilidad, el costo de una edificación por el método DBF sobrepasa los 75 kg de acero por metro cubico de concreto. El método DDBD constituye la filosofía del diseño para el fallo, es decir que se inducirán a ciertos elementos a fallar, por lo cual se tendrán elementos fuertes así como débiles, estos últimos son reemplazables y no representan mayor gasto en la reparación de la estructura. Adicionalmente a esto la aplicación de rotulas plásticas, sistemas de amortiguamiento y disipación de energía proveerán de mayor seguridad a la estructura.

A continuación se presenta una tabla resumen con los valores obtenidos de ambos métodos de diseño en el edificio de 15 pisos:

	Método DBF	Método DDBD
Cortante basal	1329.14 Tnf	1990.28 Tnf
Cortante basal dinámica	1129.84 Tnf	
Desplazamiento de diseño	-	28.50 cm
Desplazamiento del análisis	4.84 cm	28.50 cm
Desplazamiento de colapso	-	85.50 cm
Ductilidad del sistema	-	1.75
Amortiguamiento equivalente	5.00 %	4.05 %
Amortiguamiento histerético	-	7.68 %
Factor de reducción general	5.25	-
Factor de reducción por ductilidad	-	0.714
Periodo de la edificación	1.39 seg	2.40 seg
Rigidez de la edificación	-	9529.39 Tn/m
Rango del comportamiento	Elástico	Inelástico

Tabla 8 Comparación de parámetros de los métodos DBF y DDBD

En la tabla 8 podemos observar en primer lugar la cortante basal obtenida para cada uno de los métodos, es clara la diferencia, la razón de que la cortante para el método DDBD sea mayor se entiende por la mayor capacidad de afrontar a un evento sísmico, pues esta cortante basal equivale a un sismo 46% más crítico que el usado para el método DBF. En otros términos, el edificio podrá soportar sin problemas el sismo para el que fue diseñado.

Respecto a los desplazamientos y derivas obtenidas, si bien es cierto que el edificio cumple con el reglamento en la parte de diseño sísmico (E-030), este puede llegar hasta un desplazamiento último de 84 cm en su parte superior antes de llegar al fallo,

tener una mayor libertad en cuanto a su comportamiento sísmico.

Respecto a la ductilidad calculada, según la bibliografía consultada, la ductilidad normal en edificios de configuración mayor a 10 niveles debe alcanzar el 4%, sin embargo la edificación en evaluación escasamente llega al 1.75%, esta también sería la razón de que se tiene una cortante mayor a la obtenida por el método DBF.

Respecto al cálculo del periodo, y la diferencia que existe entre ambos métodos, podemos afirmar que esto se debe al concepto básico de la formulación de espectros, mientras a menores periodos existe una excitación mayor y el peligro de mayores desplazamientos, un periodo mayor conduce a la obtención de desplazamientos constantes y movimientos menos perceptibles.

El método DBF no considera los parámetros de la estructura que intervienen directamente en la disipación de energía durante un sismo los cuales son la ductilidad, el amortiguamiento tanto equivalente como histerético.

Como ya se ha mencionado, el método DBF considera un único factor de reducción del espectro de aceleración que engloba todas las características de disipación de energía de la estructura, siendo esta solamente diferenciada por el sistema estructural usado, por otro lado y con mayor aceptación se encuentra los parámetros de ductilidad y amortiguamiento del método DDBD que describen mejor las propiedades sismo resistentes de la

realizando.

5.4 EVALUACIÓN SÍSMICA BASADA EN DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ

A partir de los conceptos desarrollados en el punto 2.3.2.5 (Indicadores o índices de daño) se conoce que es posible determinar el grado de desempeño de una estructura basados en pérdida de energía, ductilidad o pérdida de rigidez, dicho esto y a consideración de que se requiere comprobar el grado de incursión inelástica de la estructura, se obtienen los índices de degradación de rigidez basados en la ductilidad que presenta cada elemento después de haber sido sometido a las cargas dadas por los métodos ya mencionados. En el ANEXO V se detallan los cálculos realizados para la obtención de los índices de daño a partir de la degradación de rigidez.

Los índices se obtuvieron en dos fases, primeramente se determinaron los índices locales de degradación de rigidez, considerando la ecuaciones (II-40) y (II-41) y los diagramas de momento - curvatura de los elementos. A continuación se realizó la ponderación de dichos índices, para la obtención de un índice de degradación de rigidez por piso y finalmente al índice de degradación de rigidez de la estructura.

Es necesario acotar que se han tomado en cuenta dos referencias en el estudio de la degradación, el primero es el momento de fluencia y su curvatura correspondiente y el otro es el momento último que determina el colapso de la edificación.

El índice basado en el momento de fluencia determina la ductilidad alcanzada por la estructura en conjunto, mientras el índice basado en el

alcanzado por cada uno de los elementos estructurales conformantes.

INDICE GLOBAL - SENTIDO X					
	INDICE RESPECTO AL M_y			INDICE RESPECTO AL M_u	
	I_{dfU}	I_{dfDBF}	I_{dfDDBD}	I_{dDBF}	I_{dDDBD}
INDICE	5.458	0.988	4.625	0.054	0.238

Tabla 9 Índice Global – Sentido “X”

Para los resultados mostrados del análisis en el sentido principal “X” en la Tabla 9 podemos verificar que la ductilidad alcanzada por el método DBF no llega al Momento de fluencia ($0.988 < 1.00$), mientras la ductilidad alcanzada por el método DDBD (4.6525) llega al 85% de la ductilidad final (5.458) de la edificación.

Por otro lado, los índices obtenidos para los datos basados en el momento último se determinan en un rango de 0-1, siendo 1 el colapso de los elementos, dado esto observamos que el método DBF llega a tan solo un 5.4 % de colapso en elementos estructurales, mientras el método DDBD llega a un 23.8 %, ésta diferencia muestra claramente la eficiencia de este último, ya que esto asegura una incursión en el rango inelástico sin riesgo de colapso. Por otra parte, el llegar solamente al 23% prueba una vez más que la estructura tiene una ductilidad baja puesto en la zona plástica la recta tiene pendiente casi nula, y para pequeños incrementos de fuerza se tienen grandes desplazamientos.

INDICE GLOBAL - SENTIDO Y					
	INDICE RESPECTO AL M_y			INDICE RESPECTO AL M_u	
	I_{dfU}	I_{dfDBF}	I_{dfDDBD}	I_{dDBF}	I_{dDDBD}
INDICE	5.502	1.024	3.235	0.053	0.157

Tabla 10 Índice Global en sentido “Y”

Para los resultados mostrados del análisis en el sentido secundario “Y” se observa que la ductilidad alcanzada para el método DBF (1.024)

fluencia, y por otro lado se tiene la ductilidad alcanzada por el Método basado en desplazamientos (3.235) que alcanza un 59% de la ductilidad última de la estructura (5.502).

Concerniente al índice basado en el momento último, se observa que el método DBF tan solo alcanza un 5.3% de daño en elementos estructurales, mientras el método DDBD llega a un 15.7 % de elementos dañados, lo cual verifica la respuesta más efectiva mediante este último método.



CAPÍTULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES

- ✓ Se concluye que el comportamiento sísmico de una estructura comprende tres etapas, la primera se caracteriza por una aceleración constante, luego se tiene una segunda de velocidad constante y finalmente la tercera etapa de desplazamiento constante antes de llegar al fallo, por lo cual podemos deducir que el desplazamiento constante es propio de periodos largos, velocidades y aceleraciones mínimas; manteniendo a la estructura con un mínimo de agitación y por ende a los ocupantes con menor percepción del sismo, entonces el diseño sísmico es la búsqueda de sistemas que presenten el mayor periodo posible sin incurrir en el desplazamiento último.
- ✓ El diseño sísmico comprende inicialmente dos fases, en primer lugar consiste en la definición de factores externos tales como la sismicidad, las características del suelo y el periodo natural de vibración, y a continuación una segunda fase dada por la caracterización del sistema propiamente dicho, es decir las propiedades de un sistema para enfrentar un evento sísmico. Es en la segunda fase donde el método de diseño basado en fuerzas (DBF) presenta deficiencias, ya que considera un factor de reducción del espectro de aceleraciones “R” que esta dado únicamente por el sistema estructural de conformación (dual, aporticado, etc.); sin embargo este factor tiene una filosofía definida en

rigidez y a los desplazamientos del sistema.

- ✓ Tanto el método DBF como el DDBD presentan factores de reducción de sus espectros, los cuales están definidos como “R”, este factor se usa para cuantificar la propiedad de disipación de energía que presenta la estructura, es decir la ductilidad y el amortiguamiento, su evaluación supone la caracterización interna de la estructura y debe ser dada individualmente para cada sistema estructural y objetivo de uso de la edificación. El método DDBD, a diferencia del método DBF, considera el uso de características propias de la estructura, tales como la deformación unitaria de los elementos y la capacidad de ductilidad del mismo, además de ello este método permite el cálculo de una rigidez efectiva y un periodo efectivo los cuales son considerados al momento del análisis dinámico. Sin embargo su uso es más beneficioso y de mayor aplicación a elementos de un solo grado de libertad, como pilares de puentes y muros de contención.
- ✓ El diseño basado en desempeño, al cual pertenece el método DDBD, es una herramienta muy útil que nos permite focalizar y disipar la energía producida por un sismo en una estructura mediante un solo elemento, y así “diseñar elementos para que fallen” sin ocasionar daños importantes en la estructura (manteniéndola en un estado operacional), nos permite diseñar elementos para un comportamiento netamente en un rango inelástico como se muestra en la Figura 38, donde los parámetros de diseño son el esfuerzo de diseño “ σ_d ” y la deformación de diseño “ ε_d ”, que significan el punto de inflexión de la rigidez de la estructura, es

dejando así atrás el diseño en el rango elástico.

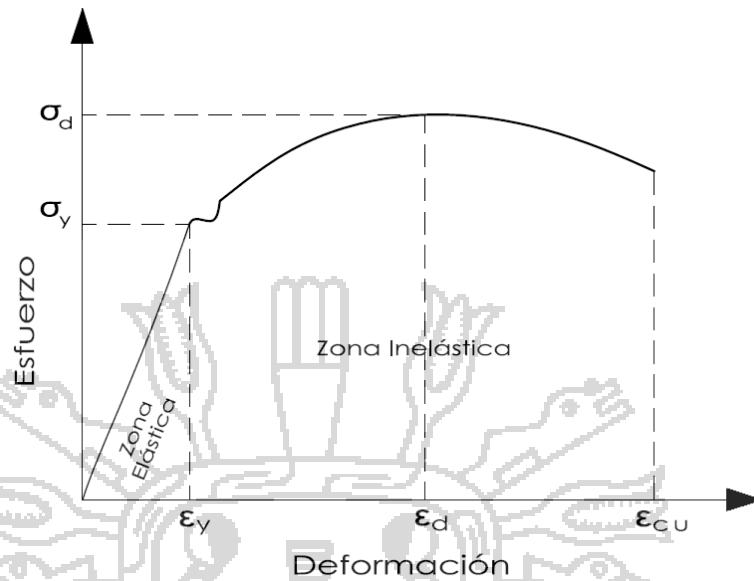


Figura 38 Rangos de comportamiento del C°A°.

De lo estudiado podemos concluir que el diseño elástico subestima en demasía el comportamiento de las estructuras y que no basta aplicar solo un factor de reducción por ductilidad, así mismo los métodos basados en desempeño como el DDBD, optimizan ampliamente el diseño estructural, especificando la ductilidad individualmente para cada estructura diseñada y según el comportamiento que se quiera de ella.

- ✓ Todas las estructuras hasta la actualidad han sido diseñadas para un sismo con periodo de retorno de 475 años según la norma E-030, sin embargo la vida útil de una edificación no sobrepasa los 80 años, entonces es contradictorio diseñar un edificio para un sismo que ocurrirá una vez en 475 años, esto quiere decir que hay un 16.84% de probabilidad que durante la vida útil de una edificación ocurra un sismo severo que haga colapsar a la estructura. El diseñar edificios para un

sobrestimación del sismo de diseño.

- ✓ De la evaluación sismorresistente concluimos que al presentarse un sismo como el de diseño mediante el método DBF, la estructura ciertamente, y de acuerdo al diseño, responderá en un rango netamente elástico presentando un índice de degradación respecto al momento de fluencia de $I_D=0.988$ en la dirección X e $I_D=1.024$ en la dirección Y, hecho que asegura su funcionamiento hasta el momento de fluencia. Por otro lado el método DDBD presenta un $I_D=4.625$ en la dirección X e $I_D=3.235$ en la dirección Y, constituyendo esto en la incursión al rango inelástico, mostrado en las tablas 9 y 10.
- ✓ El edificio de 15 pisos presenta un desplazamiento de diseño, por el método DBF, de $\Delta=15$ cm aproximadamente que representa una deriva de $\delta=0.003$, muy por debajo de la admitida por la norma E-030 ($\delta_{E-030}=0.007$), sin embargo el método DDBD tiene como desplazamiento de diseño $\Delta=20.9$ cm representado una deriva de $\delta=0.005$. La edificación logra una deriva de $\delta=0.012$ para llegar al desplazamiento de fallo $\Delta_u=84$ cm. Entendemos la deriva por el método DDBD como mínima debido a la baja ductilidad del sistema.
- ✓ La estructura del edificio de 15 pisos da como resultado una cortante en la base de 1329.14 Tn por el método DBF considerándose un factor de reducción de 5.25, en cambio por el método DDBD se obtiene una cortante basal de 1990.28 Tn para el sistema con una ductilidad equivalente a 1.745 y un amortiguamiento del 11.7%, existiendo una diferencia de 49.74% con respecto a la cortante basal de la primera, esta diferencia se entiende ya que el método DDBD se define para un

deformación mostrado en la Figura 38 por lo cual se darán esfuerzos mayores en el sistema. El edificio de 15 pisos, en conclusión, presenta un comportamiento óptimo y se podría decir que a pesar de no tener mucha ductilidad será capaz de incursionar en un rango inelástico, pero esto va de la mano con una sobredimensión de sus elementos y refuerzos, sin embargo esto es netamente en el ámbito sísmico, puesto que el diseño de la cimentación y las cargas estáticas impuestas al edificio pueden reducir esto.

- ✓ Finalmente para nuestra región y para otras regiones del país, el método DDBD representa la optimización del costo y la funcionalidad de las estructuras, ya que se tendrá un diseño único (respecto a la ductilidad y amortiguamiento) por cada edificación, podremos diferenciar cada estructura de acuerdo a su uso y así determinar un menor o mayor grado de reforzamiento estructural, así mismo el método DDBD nos permite identificar las deficiencias del edificio, ya sea falta de ductilidad, secciones deficientes u otros en una etapa de pre dimensionamiento. Esto en el marco del diseño en un rango inelástico, contrarrestaremos las deficiencias en cuanto al diseño basado en sismos con periodos de retorno mayores al de la vida útil de una edificación mediante la incursión de los sistemas en su rango inelástico.

6.2 RECOMENDACIONES

- ❖ Se recomienda el uso del método DDBD solamente para un diseño basado en desempeño, es decir el uso del diseño estructural por capacidad, para así lograr la máxima eficiencia en la edificación. Este método de diseño sostiene la filosofía de la cadena, pues sugiere que si se tiene una cadena sometida a una fuerza de tracción, esta fallara en el eslabón más débil, por lo cual el diseñador enfocara un análisis más minucioso al eslabón mencionado procurando un comportamiento inelástico y garantizando la conservación de la cadena. Interpretando lo anterior con respecto al método DDBD, recomendamos la localización y diseño de elementos en una edificación que se comporten inelásticamente ante un sismo, absorbiendo así la energía producida y pudiendo ser reemplazados en lo posterior.
- ❖ Se recomienda el método DDBD para edificaciones en las que se busque un control completo del comportamiento de la estructura, por ejemplo en los hospitales, se busca q la estructura presente un periodo largo y aceleraciones mínimas, por lo cual obtener desplazamientos elevado es lo más efectivo pues en ese rango el sismo será percibido con menor intensidad y se garantizara la estabilidad de la estructura, además de ello consideremos que no se generara movimientos bruscos y se resguardaran los equipos del lugar.
- ❖ Por último la edificación, a pesar de haber sufrido un sismo de regular intensidad solo presentara fallas en elementos localizados y que podrán ser reemplazados y/o reparados, como resultado se tendrá una edificación que puede operar casi inmediatamente después de ocurrido el sismo.

REFERENCIAS

- Ahumada Villafañe, J. L. (2010). Sistemas de control en estructuras. *Inge CUC*, 79-83.
- Blandon U, C. A. (Octubre de 2004). Equivalent viscous damping equations for direct displacement based design. Pavia, Italia: Università degli studi di Pavia.
- Bommer, J. J., Elnashai, A. S., & Weir, A. G. (2000). Compatible acceleration and displacement spectra for seismic design codes. *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering* (págs. 1-8). Auckland: New Zealand Society for Earthquake Engineering.
- Bono Godoy, V. (Enero de 2011). Evaluación del comportamiento sísmico de edificios altos dimensionados mediante el método de diseño por desplazamientos. Barcelona, España: UPC.
- Calvie, G., Priestley, M., & Kowalsky, M. (2008). Displacement-based seismic design of structures. 24.
- CEN. (Diciembre de 2004). Eurocode 08: Design of structures for earthquake resistance. *Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Bruselas, Belgica: CEN.
- Cordova Rojas, C. (15 de Octubre de 2012). Seminario de la promoción de la normatividad para el diseño y construcción de edificaciones seguras. Lima, Lima, Lima: Cordova Ingenieros.
- Corsanego, A., & Petrini, V. (1990). *Seismic vulnerability of buildings*. Italia: Trieste.
- Crisafulli, F., & Villafañe, E. (Mayo de 2002). Espectros de respuesta y de diseño. Mendoza, Mendoza, Argentina.
- E. Englekirk, R. (2003). *Seismic design of reinforced and precast concrete buldings*. San Diego: John Wiley & Son's.
- Fajardo Kudeyro, W. J. (24 de Mayo de 2007). *Dinámica estructural para ingeniería civil*. Cali, Cali, Colombia: Sello Editorial Javierano.
- García Reyes, L. E. (1998). *Dinámica estructura aplicada a diseño sísmico*. Bogota: Universidad de los Andes.
- Gonzales Carrion, H. L. (26 de Julio de 2013). Estudio comparativo entre el método de diseño sísmico basado en fuerzas (DBF) y el método de diseño directo basado en

normigon armado. Guayaquil, Ecuador. UCSG.

- Huaman Cevallos, V. M. (Enero de 2010). Proyecto y evaluación del comportamiento sísmico de estructuras de concreto armado basado en desplazamientos. Barcelona, España: UPC.
- Ministerio de Vivienda, C. y. (06 de Junio de 2006). Reglamento Nacional de Edificaciones. *Norma E-030 Diseño sismorresistente*. Lima, Lima, Lima: El Peruano.
- P Dhakal, R. (2011). Estructural design for earthquake resistance: past, present ad future. *Report to the Canterbury Royal Comission*, 1-34.
- Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. Pavia: IUSS Press.
- Priestley, M., Grant, D., & Blandon, C. (2005). Direct displacement-based seismic design. *NZSEE Conference* (pág. Paper 33). Pavia: Rose School.
- RNE. (8 de Junio de 2006). Reglamento nacional de edificaciones. Lima, Lima, Perú: El Peruano.
- Suarez, V. (2009). Diseño basado en desplazamientos, una alternativa racional al diseño basado en fuerzas. *Revista Tecnológica ESPOL-RTE*, 47-59.
- Vivienda, M. d. (19 de Agosto de 2014). Norma ecuatoriana de la construcción. *NEC-SE- Diseño sismo resistente*. Quito, Quito, Ecuador: MDUV.