



BENEMÉRITA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE PUEBLA

FACULTAD DE INGENIERÍA

**ESTUDIO COMPARATIVO DE UN MARCO
ESTRUCTURAL DE CONCRETO REFORZADO
DISEÑADO POR RESISTENCIA Y POR
DESPLAZAMIENTO DIRECTO**

TESIS

**PARA OBTENER EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL**

**PRESENTA:
CESAR AUGUSTO GARCÍA SILVA**

**DIRECTOR DE TESIS:
DR. JOAQUÍN LOZANO MERCADO**



PUEBLA, PUE.,

MAYO 2014

CONTENIDO

AGRADECIMIENTOS	1
RESUMEN	3
ABSTRACT	4
INTRODUCCIÓN	5
CAPÍTULO 1	6
PROBLEMÁTICA DEL DISEÑO SÍSMICO EN EL REGLAMENTO ACTUAL	6
1.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO	7
1.2 INCERTIDUMBRES CON RESPECTO AL MÉTODO DE RESISTENCIA	9
1.2.1 RELACIÓN ENTRE RESISTENCIA Y RIGIDEZ	10
1.2.2 CÁLCULO DEL PERÍODO	12
1.2.3 CAPACIDAD DE DUCTILIDAD Y FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESISTENCIA	13
1.2.4 DUCTILIDAD DE SISTEMAS ESTRUCTURALES	16
1.2.5 RELACIÓN ENTRE RESISTENCIA Y DEMANDA DE DUCTILIDAD	19
CAPÍTULO 2	22
MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTO DIRECTO (DBDD)	22
2.1 FORMULACIÓN BÁSICA DEL MÉTODO	23
2.2 NIVELES DE DESEMPEÑO Y ESTADOS LÍMITES DE DISEÑO	25
2.2.1 ESTADOS LÍMITES DE SECCIONES	27
2.2.2 ESTADOS LÍMITES DE ESTRUCTURAS	28
2.3 ESTRUCTURAS DE UN GRADO DE LIBERTAD	30
2.3.1 DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO	30
2.3.2 DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA	31
2.3.3 AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EQUIVALENTE	32
2.3.4 ECUACIÓN DE CORTANTE BASAL DE DISEÑO	40
2.4 ESTRUCTURAS DE VARIOS GRADOS DE LIBERTAD	41
2.4.1 DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO	41
2.4.2 FORMA DE DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO	42
2.4.3 MASA EFECTIVA	43

2.4.4 AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EQUIVALENTE	43
2.4.5 DISTRIBUCIÓN DEL CORTANTE BASAL DE DISEÑO	45
2.5 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA BAJO FUERZAS DE DISEÑO BASADO EN CONSIDERACIONES DE EQUILIBRIO	46
2.6 COMBINACIONES DE ACCIONES DE GRAVEDAD Y SÍSMICAS	49
2.7 DISEÑO POR CAPACIDAD PARA EL MÉTODO DE DESPLAZAMIENTO DIRECTO	50
2.8 MECANISMO DE DESPLAZAMIENTO INELÁSTICO DE DISEÑO PARA MARCOS	52
CAPÍTULO 3	54
<hr/>	
HERRAMIENTAS DE ANÁLISIS PARA EL DDD	54
3.1 PROPIEDADES DE MATERIALES	55
3.1.1 PROPIEDADES DEL CONCRETO	55
3.1.2 PROPIEDADES DEL ACERO DE REFUERZO	56
3.1.3 DEFORMACIONES LÍMITE	58
3.1.4 RELACIÓN MOMENTO-CURVATURA	60
3.2 RIGIDEZES ELÁSTICAS DE SECCIONES DE CONCRETO REFORZADO	61
3.2.1 COLUMNAS RECTANGULARES DE CONCRETO	61
3.2.2 DERIVA DE FLUENCIA EN PISOS DE MARCOS	62
3.3 REQUERIMIENTOS PARA EL DISEÑO POR CAPACIDAD	64
3.3.1 RESISTENCIA DE DISEÑO DE MATERIALES PARA DDD	67
3.4 DISEÑO POR CAPACIDAD PARA MARCOS	69
3.4.1 FLEXIÓN DE VIGAS	69
3.4.2 CORTANTE DE VIGAS	70
3.4.3 FLEXIÓN EN COLUMNAS	70
3.4.4 CORTANTE EN COLUMNAS	72
3.5 CONSIDERACIONES DE DISEÑO A FLEXIÓN DE LA SECCIÓN	73
3.5.1 DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS	73
3.5.2 ELEMENTOS SOMETIDOS A ACCIÓN SÍSMICA BIAXIAL	74
3.5.3 DISEÑO A FLEXIÓN DE LAS COLUMNAS BASE	77
3.6 DISEÑO BASADO EN DESPLAZAMIENTO DIRECTO PARA MARCOS CON EXCITACIÓN DIAGONAL	78
3.7 ESPECTRO DE RESPUESTA	78
3.7.1 ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO ELÁSTICO DE DISEÑO	79
3.4 HERRAMIENTAS DE ANÁLISIS PARA LA VERIFICACIÓN DE LA RESPUESTA DE DISEÑO	80
3.4.1 ANÁLISIS NO LINEAL	80
3.4.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER)	82
3.4.3 ANÁLISIS, MÉTODOS, MODELADO Y RESULTADOS	83

CAPÍTULO 4	85
<hr/>	
APLICACIÓN A UN CASO PARTICULAR	85
<hr/>	
4.1 CASO DE ESTUDIO	85
4.2 DISEÑO DEL MARCO POR RESISTENCIA	86
4.3 DISEÑO DEL MARCO POR DESPLAZAMIENTO DIRECTO	98
4.3.1 PRIMERA FASE	99
4.3.2 SEGUNDA FASE	105
4.3.2 TERCERA FASE	108
4.4 VERIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL MARCO POR AMBOS MÉTODOS.	113
CAPÍTULO 5	117
<hr/>	
RESULTADOS	117
<hr/>	
CONCLUSIÓN	120
<hr/>	
BIBLIOGRAFÍA	121

LISTA DE TABLAS

TABLA 1.1 TERREMOTOS DE MAYOR MAGNITUD EN LA REPÚBLICA MEXICANA	9
TABLA 1.2 DIVERSOS ENFOQUES PARA EL CÁLCULO DE PERÍODO FUNDAMENTALES	12
TABLA 1.3 RANGO DE FACTORES DE DUCTILIDAD	15
TABLA 2.1 NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL	25
TABLA 2.2 RELACIÓN ENTRE NIVEL DE DISEÑO SÍSMICO Y NIVELES DE DESEMPEÑO	26
TABLA 2.3 ESTADOS LÍMITES DE SECCIONES	28
TABLA 2.4 ESTADOS LÍMITES ESTRUCTURALES	29
TABLA 2.5 COEFICIENTES DE AMORTIGUAMIENTO VISCOSO EQUIVALENTE	36
TABLA 2.6 FACTORES DE CORRECCIÓN DE RIGIDECES SECANTES	38
TABLA 4.1 PARÁMETROS DEL ESPECTRO DE DISEÑO PARA EL DISEÑO POR RESISTENCIA	88
TABLA 4.2 ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO DEL MARCO ESTRUCTURAL	91
TABLA 4.3 RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO ESTÁTICO POR EL SOFTWARE SAP2000 V.15	92
TABLA 4.4 FASE I DEL DISEÑO POR DESPLAZAMIENTO DIRECTO	100
TABLA 4.5 FASE II DEL DISEÑO POR DESPLAZAMIENTO DIRECTO	107
TABLA 4.6 FASE III DEL DISEÑO POR DESPLAZAMIENTO DIRECTO	109
TABLA 5.1 COMPARATIVA DE CARACTERÍSTICAS PARTICULARES DE LAS CURVAS PUSHOVER	119

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1 INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN LA RELACIÓN MOMENTO-CURVATURA	11
FIGURA 1.2 RESPUESTA FUERZA-DESPLAZAMIENTO DE CONCRETO REFORZADO IDEALIZADO	11
FIGURA 1.3 HIPÓTESIS DE “IGUALES DESPLAZAMIENTOS”	13
FIGURA 1.4 DEFINICIÓN DE CAPACIDAD DE DUCTILIDAD	14
FIGURA 1.5 INFLUENCIA DE LA ALTURA EN LA CAPACIDAD DE DUCTILIDAD POR DESPLAZAMIENTO	16
FIGURA 1.6 INFLUENCIA DE LA FLEXIBILIDAD EN MIEMBROS EN EL DESPLAZAMIENTO DEL MARCO	18
FIGURA 1.7 INFLUENCIA DE LA RESISTENCIA EN EL DESEMPEÑO SÍSMICO	20
FIGURA 2.1 DISEÑO POR DESPLAZAMIENTO DIRECTO	24
FIGURA 2.2 NIVELES DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL	26
FIGURA 2.3 ESTADOS LÍMITES ESTRUCTURALES DE ESTRUCTURAS Y DE ELEMENTOS	27
FIGURA 2.4 ESTADOS LÍMITES ESTRUCTURALES	30
FIGURA 2.5 MODELOS HISTERÉTICOS	33
FIGURA 2.6 COMPARACIÓN DE MODELOS ENTRE DWAIRI-KOWALSKY Y GRANT	35
FIGURA 2.7 RESPUESTA ARMÓNICA DE ESTADO ESTACIONARIO	38
FIGURA 2.8 IDEALIZACIÓN DE LA RESPUESTA INELÁSTICA DEL ESPECTRO DE RESPUESTA	40
FIGURA 2.9 RESPUESTA SÍSMICA DE MARCOS IRREGULARES	44
FIGURA 2.10 MOMENTOS SÍSMICOS PROVOCADOS POR LAS FUERZAS LATERALES DE DDD	47
FIGURA 2.11 MECANISMOS PARA RESPUESTA INELÁSTICA DE MARCOS	52
FIGURA 3.1 MODELO DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL CONCRETO EN COMPRESIÓN	55
FIGURA 3.2 MODELO DE ESFUERZO-DEFORMACIÓN PARA EL ACERO DE REFUERZO	57
FIGURA 3.3 RELACIÓN DE RIGIDEZ EFECTIVA PARA COLUMNAS RECTANGULARES	62
FIGURA 3.4 COMPONENTES DE DEFORMACIÓN ELÁSTICA A DERIVAS DE ENSAMBLES VIGA-COLUMNA	63
FIGURA 3.5 RESISTENCIA DESARROLLADA EN EL DISEÑO SÍSMICO PARA UNA PILA	65
FIGURA 3.6 AMPLIFICACIÓN DINÁMICA PARA MOMENTOS DE COLUMNAS	71
FIGURA 3.7 VISTA EN PLANTA DE MOMENTO DE UNA COLUMNA INTERIOR EN UN MARCO DE 2 SENTIDOS	75
FIGURA 3.8 ESPECTRO DE ACELERACIÓN Y DE DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO	79
FIGURA 3.9 MODELOS IDEALIZADOS DE ELEMENTOS VIGA-COLUMNA	81
FIGURA 3.10 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL Y GRAFICA PUSHOVER	84
FIGURA 4.1 MARCO ESTRUCTURAL	85
FIGURA 4.2 DIAGRAMA DE FLUJO DEL DISEÑO POR DESPLAZAMIENTO DIRECTO	86
FIGURA 4.3 ESPECTRO DE DISEÑO PARA EL DISEÑO POR RESISTENCIA	89
FIGURA 4.4 MOMENTOS DEL MARCO ESTRUCTURAL DEBIDO A LA COMBINACIÓN A	93
FIGURA 4.5 MOMENTOS DEL MARCO ESTRUCTURAL DEBIDO A LA COMBINACIÓN B	93
FIGURA 4.6 CORTANTES DEL MARCO ESTRUCTURAL DEBIDO A LA COMBINACIÓN A	94
FIGURA 4.7 CORTANTES DEL MARCO ESTRUCTURAL DEBIDO A LA COMBINACIÓN A	94
FIGURA 4.8 DIMENSIONAMIENTO Y ARMADO DE COLUMNAS POR EL MÉTODO DE RESISTENCIA	95
FIGURA 4.9 DISTRIBUCIÓN DE LAS SECCIONES CALCULADAS POR EL MÉTODO POR RESISTENCIA	97
FIGURA 4.10 DIAGRAMA DE FLUJO DEL DISEÑO POR DESPLAZAMIENTO DIRECTO	98
FIGURA 4.11 ESPECTRO DE DESPLAZAMIENTO	104
FIGURA 4.12 DIMENSIONAMIENTO Y ARMADO DE COLUMNAS POR DDD	110
FIGURA 4.13 DISTRIBUCIÓN DE LAS SECCIONES CALCULADAS POR EL MÉTODO POR DDD	112
FIGURA 4.14 DATOS DE INGRESO EN EL PROGRAMA ULTRAEDIT 21 PARA RESISTENCIA	115
FIGURA 4.15 DATOS DE INGRESO EN EL PROGRAMA ULTRAEDIT 21 PARA DDD	116

FIGURA 5.1 GRAFICA PUSHOVER DEL MARCO DISEÑADO POR RESISTENCIA	117
FIGURA 5.2 GRAFICA PUSHOVER DEL MARCO DISEÑADO POR DDD	118
FIGURA 5.3 COMPARATIVA DE GRAFICA PUSHOVER DE AMBOS MARCOS	119

LISTA DE PLANOS

PLANO 4.1 DIMENSIONAMIENTO Y ARMADO DE VIGA POR EL MÉTODO DE RESISTENCIA	96
PLANO 4.2 DIMENSIONAMIENTO Y ARMADO DE VIGAS POR DDD	111

AGRADECIMIENTOS

Al haber terminado esta tesis, me doy cuenta que el esfuerzo puesto en ello no es solo mío. Todas aquellas personas que por destino, casualidad o simplemente porque estuvieron conmigo desde el comienzo de este trabajo, apoyándome de forma económica, moral y orientacional merecen unas palabras de agradecimiento. Las palabras, consejos y cuidados hacia mí forma parte importante de este trabajo de investigación, aunque dichos consejos no se encuentren redactados en este trabajo, colaboraron de forma importante para que la tesis llegará a ser a como se muestra. Yo realice este trabajo con la mejor intención, actitud y empeño y no menosprecio mi esfuerzo pero no hice más que cualquier otra persona hubiese realizado si las herramientas se le hubiesen colocado en las manos. Es por ello que me permito mencionar lo siguiente:

- Agradezco a Dios por haberme permitido llegar a este punto, por brindarme la vida a mí y a las personas que amo y respeto.
- Doy gracias a mis padres, seres maravillosos que creyeron en mí y con infinita bondad me apoyaron en todo. Es un honor y dicha tener los mejores padres, a los cuales me permito felicitarlos por el tiempo que llevan juntos y dedicarme su tiempo y amor.
- A mi hermana que me conoce de toda la vida y me brinda confianza y seguridad en todo lo que hago. Aunque estemos distantes, sé que tu cariño se encuentra a una llamada de distancia.

- Quiero expresar mi agradecimiento a mi asesor el Dr. José Joaquín Daniel Lozano Mercado por su tiempo y paciencia en el desarrollo de este trabajo de investigación.
- A mis compañeros de generación por sus consejos, explicaciones y amistad. Le agradezco de corazón a “Paco”, “Marcos” y “el Vic”.
- De manera especial agradezco a la familia Villanueva-Zacarías por el apoyo que me brindaron desde que comencé el propedéutico de la maestría hasta el día de hoy.
- Al Ingeniero Enrique Márquez Cruz, por apoyarme para concluir la tesis.

RESUMEN

Las normas mexicanas actuales presentan la filosofía de diseño sísmico en base a resistencia, sin embargo se ha evidenciado que el comportamiento tanto de elementos como de sistemas estructurales, no es el mismo que resulta de pruebas de laboratorio y comportamiento en sismos intensos. El diseño sísmico por desplazamiento directo (DDD) recurre al “diseño por capacidad”, el cual nos brinda información necesaria sobre el rendimiento óptimo estructural para lograr un estado límite y que la estructura tenga un desempeño adecuado medido a partir de variables específicas (distorsión de entrepisos, fuerzas máximas etc.). El método de DDD consiste en la determinación de la resistencia requerida donde las articulaciones inelásticas deberán presentarse y asegurarse que no ocurran en lugares no previstos. Se desea demostrar que el comportamiento de una estructura sometida a excitación sísmica es más favorable cuando es analizada por el método de desplazamiento directo que si es por el método de resistencia. En este trabajo se presenta un marco de concreto reforzado de 6 niveles diseñado por resistencia y con el método de desplazamiento directo. Ambos marcos se someterán a un análisis estático no lineal (Pushover) para comparar su comportamiento.

A B S T R A C T

The current Mexican codes incorporate the forced-based seismic design philosophy; however evidences show a different behavior of structural elements and systems between laboratory test and their own behavior during earthquakes. Direct Displacement-Based Design (DDBD) must be combined with capacity design procedures, which offers to us enough information about the performance structural to achieve a limit estate and an appropriate behavior from specific variables (difts storeys, ultimate strengths)

The design procedure of DDBD determines the strength required at designated plastic hinges occur only where intended. It is the aim to demonstrate that the structure behavior subject to seismic excitation is better when is analyzed by Direct Displacement Based Design than forced-design.

This paper present a six story concrete reinforced frame designed by forced and direct displacement procedure. Both frames are submitted by an analisis pushover to check their behavior.

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, el reto de conocer a fondo el comportamiento tanto de elementos como de sistemas estructurales es de vital importancia y es por ello que estudios recientes se han realizado con el fin de alcanzar o superar dicho reto.

Este trabajo de investigación muestra en el primer capítulo la problemática actual del diseño por resistencia que existe en cuanto a los análisis, cálculos y suposiciones en estructuras para luego, en el segundo capítulo proponer una alternativa de análisis y de diseño estructural, la cual opta por un desplazamiento objetivo que al ser alcanzado se genera un mecanismo de falla.

En el diseño por desplazamiento directo es necesario emplear herramientas de cálculo y obtener resultados tales como la respuesta fuerza-desplazamiento de un marco, estas herramientas se presentan en el tercer capítulo.

Se presenta un caso práctico de un edificio en el cuarto capítulo, un marco de concreto reforzado ubicado en la ciudad de Puebla que se diseña por ambos criterios, resultando las opciones de diseño diferente, a las que se les aplica el método conocido como Pushover.

Capítulo 1

Problemática del diseño sísmico en el reglamento actual

Los terremotos han existido desde siempre, sin embargo su estudio es reciente, el conocer su magnitud e impacto a través de la historia hasta la actualidad nos permitirá desarrollar herramientas para poder evitar consecuencias catastróficas. Es por eso que en este capítulo se presenta una breve reseña histórica sobre sucesos destacados y después se discutirán algunas hipótesis que se incluyen en los reglamentos de construcción actuales, tales como:

- Relación entre resistencia y rigidez
- Cálculo del periodo
- Capacidad de ductilidad y factores de reducción de resistencia
- Ductilidad de sistemas estructurales
- Relación entre resistencia y demanda de ductilidad
- Edificios con muros estructurales de longitudes desiguales
- Estructuras con múltiple ruta de carga (elástica e inelástica)

1.1 Antecedentes históricos del análisis sísmico

Desde la antigüedad hasta la época helénica y durante la Edad Media algunas culturas atribuían a los sismos una explicación mítica, como aquellos fenómenos cuya causa se desconocía. En el mundo antiguo, los efectos de los sismos fueron a menudo tema de leyendas como el hundimiento de la Atlántida. Además de ser fuente de supersticiones, según Tucídides los ejércitos en el Peloponeso en 476 a.C. que avanzaban sobre Beocia fueron sacudidos por sismos y lo que se consideró un mal augurio, por lo que la invasión fue cancelada. En la China Antigua se creía que los sismos anunciaban cambios inminentes en el gobierno. Los filósofos de la antigua Grecia (Anaxímenes y Demócrito) fueron los primeros en asignar causas naturales a los terremotos, ellos pensaban que la humedad y el agua los causaban. Se puede afirmar que desde tiempos históricos se guarda la memoria de un gran número de sismos destructivos, sin embargo, la ciencia que se dedica al estudio sistemático de éstos es bastante reciente.

Alexander Von Humboldt (naturalista explorador y geógrafo Prusiano) y Eduard Suess (geólogo de Viena) fueron los primeros en establecer una relación entre las fallas geológicas y los terremotos.

Antes de 1930, pocas estructuras fueron diseñadas de manera explícita para resistir sismos, durante el transcurso de la década de 1920 se suscitaron diversos sismos (1925 Kanto, Japón, 1933 Long Beach,

Estados Unidos, 1932 Napier, Nueva Zelanda) fue entonces cuando se observó que las construcciones diseñadas para fuerzas laterales como viento respondieron mejor ante los sismos ocurridos. Los reglamentos comenzaron a especificar que las estructuras en regiones sísmicas debían ser diseñadas para fuerzas laterales de inercia, se comenzó a tomar un valor del 10% del peso total que se distribuía lateralmente.

Durante los años de 1940 y 1950, las características de la dinámica estructural mejoraron y para 1960 con un mayor conocimiento en cuanto a la respuesta sísmica, el desarrollo del análisis historia del tiempo tomó en cuenta que muchas construcciones habían sobrevivido a los sismos. Entre los años 1970 y 1980, se llevaron a cabo diversos esfuerzos para determinar la capacidad de ductilidad disponible. A fin de poder cuantificar ésta capacidad, muchos estudios experimentales y analíticos se desarrollaron para determinar la seguridad máxima de diferentes sistemas estructurales bajo desplazamientos cíclicos aplicados, por esos años también fue introducido el concepto de “diseño por capacidad” al igual que los conceptos de “articulaciones plásticas” y “modos de deformaciones inelásticas”.

El análisis sísmico de estructuras es una disciplina enmarcada dentro del campo del análisis estructural y tiene como objetivo efectuar un estudio de la respuesta de una estructura ante la ocurrencia de un evento sísmico. Los sismos inducen fuerzas y desplazamientos en las estructuras; para sistemas elásticos, éstos se encuentran directamente

relacionados con la rigidez del propio sistema pero para aquéllas que incurren en el rango inelástico su relación depende de los desplazamientos. El diseño estructural por sismo se ha basado principalmente en la resistencia del sistema estructural, la razón principal es en gran medida histórica, algunos terremotos más representativos en que ha presenciado México son los que se muestran en la tabla 1.1.

N°	Fecha	Magnitud	País	Lugar	Muertes
1	19/06/1858	9.0	México	Michoacán	-----
2	03/06/1932	8.2	México	Jalisco-Colima	-----
3	19/09/1985	8.1	México	Michoacán- Colima	10 000
4	29/07/1957	7.8	México	Guerrero	55
5	07/06/1911	7.7	México	Jalisco-Colima	45
6	20/03/2012	7.6	México	Guerrero	50

Tabla 1.1 Terremotos de mayor magnitud en la República Mexicana

1.2 Incertidumbres con respecto al método de resistencia

Aunque la norma actual basada en la resistencia de la estructura tiene como propósito obtener una seguridad adecuada tal que, bajo el sismo máximo probable no existirán fallas estructurales ni pérdidas de vidas, sin embargo pueden presentarse daños que lleguen a afectar el

funcionamiento del edificio y se pueden requerir reparaciones importantes.

1.2.1 Relación entre resistencia y rigidez

Una consideración importante en las estructuras de concreto reforzado es la forma en cómo es calculada la rigidez individual de cada uno de los miembros. La rigidez de un elemento se basa a veces en la sección total, en ocasiones se toma una rigidez reducida para representar la influencia de los daños. A pesar de dicha suposición, en el método de resistencia, la rigidez a flexión de un elemento es por lo general independiente de la resistencia para una sección dada.

La figura 1.1 ejemplifica las representaciones Momento-Curvatura idealizadas para 3 estructuras de igual masa y rigidez elástica pero con diversas resistencias.

La suposición de la rigidez constante del miembro implica que la curvatura de fluencia es directamente proporcional a la resistencia de flexión, sin embargo, análisis detallados y pruebas experimentales demuestran que dicha hipótesis es inválida ya que la rigidez es directamente proporcional a la fuerza y la curvatura de fluencia es independiente de la rigidez para una sección dada.

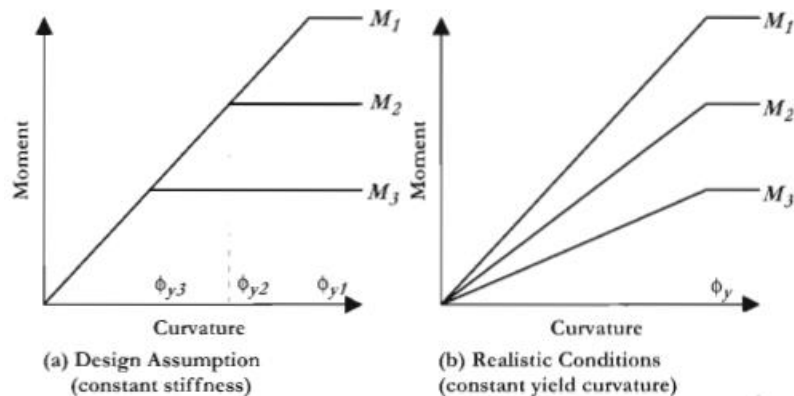


Figura 1.1 Influencia de la curvatura en la relación Momento-Curvatura

Además en estructuras de concreto reforzado, las rigideces elásticas nunca se mantienen después de que la fluencia ocurre ya que la rigidez se degrada por aplastamiento del concreto, ablandamiento del acero y daños debidos a grietas, como se aprecia en la figura 1.2 en el ciclo de histéresis fuerza-desplazamiento para una estructura de concreto reforzado.

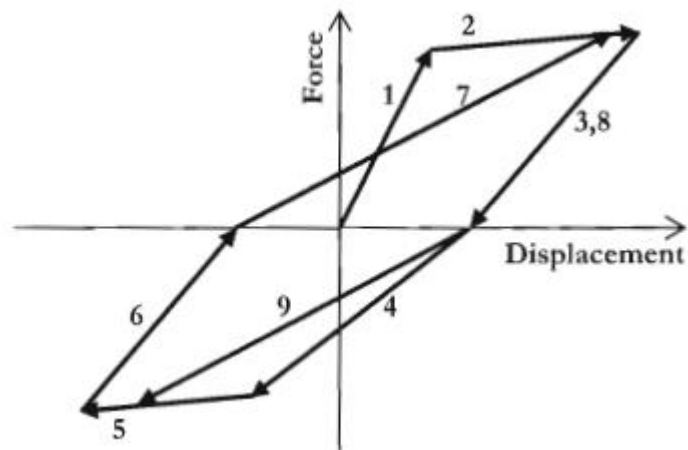


Figura 1.2 Respuesta Fuerza-Desplazamiento de concreto reforzado idealizado

1.2.2 Cálculo del Período

Se pueden presentar cambios en el periodo estructural cuando existan variaciones en la rigidez de la propia estructura.

La tabla 1.2 forma parte de un estudio (los periodos fundamentales) con muros estructurales en edificios, los cuales fueron calculados con distintas fórmulas.

Pisos de Muro	Ecuación 1.1	$I = 0.5I_{gross}$	Momento - Curvatura	Ecuación 1.2
2	0.29	0.34	0.60	0.56
4	0.48	0.80	1.20	1.12
8	0.81	1.88	2.26	2.24
12	1.10	2.72	3.21	3.36
16	1.37	3.39	4.09	4.48
20	1.62	3.65	4.77	5.60

Tabla 1.2 Diversos enfoques para el cálculo de período fundamentales

$$T = C1 (H_n)^{0.75} \quad (Ec. 1.1)$$

$$T = 0.1 H_n \quad (Ec. 1.2)$$

Es claro que la ecuación 1.1 resulta muy baja al estimar el periodo fundamental y que el uso del 50% de la rigidez total, aunque es menos conservativo es aun excesivamente bajo. Los valores de la columna Momento-curvatura se basan en el análisis modal.

La ecuación 1.2 predice periodos efectivos tres veces mayor que la ecuación 1.1 pero concuerda con valores cercanos al análisis modal.

1.2.3 Capacidad de ductilidad y factores de reducción de resistencia

Como introducción a esta problemática se expone el “criterio de igual desplazamiento” ejemplificado en la figura 1.3, ésta representa las envolventes fuerza-desplazamiento elasto-plástico idealizadas de 3 estructuras de igual masa y rigidez elástica pero con distintas resistencias. De acuerdo a la aproximación de “desplazamientos iguales” cada estructura estará sujeta al mismo desplazamiento máximo.

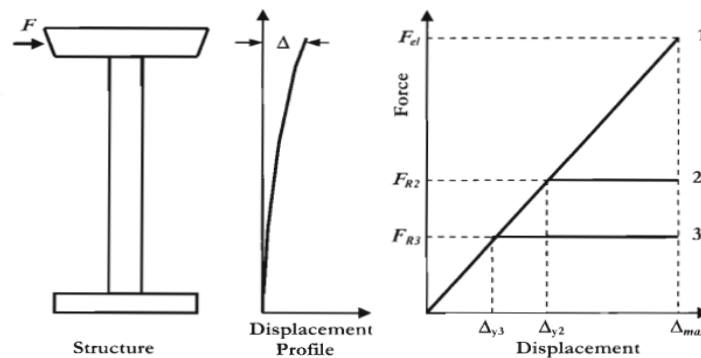


Figura 1.3 Hipótesis de “Iguales Desplazamientos”

Las estructuras 2 y 3 son diseñadas para los niveles de fuerza última reducida F_{R2} y F_{R3} donde las fuerzas se relacionan con los niveles de respuesta elástica por medio de los factores de reducción de resistencia.

$$F_{R2} = \frac{F_{el}}{R_2} \quad (Ec. 1.3) \quad F_{R3} = \frac{F_{el}}{R_3} \quad (Ec. 1.4)$$

La ductilidad por desplazamiento para los dos sistemas inelásticos son:

$$\mu_2 = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{y2}} = \frac{F_{el}}{F_{R2}} = R_2 \quad (Ec. 1.5) \quad \mu_3 = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_{y3}} = \frac{F_{el}}{F_{R3}} = R_3 \quad (Ec. 1.6)$$

Por lo tanto, para la aproximación “desplazamientos iguales”, la ductilidad por desplazamiento es igual al factor de reducción de resistencia.

La problemática relacionada con la capacidad de ductilidad y los factores de reducción de resistencia se puede explicar con la figura 1.4; el desplazamiento de fluencia, puede tener diversas localizaciones, tal como lo indican los número (1,2 y 3) en la figura 1.4.

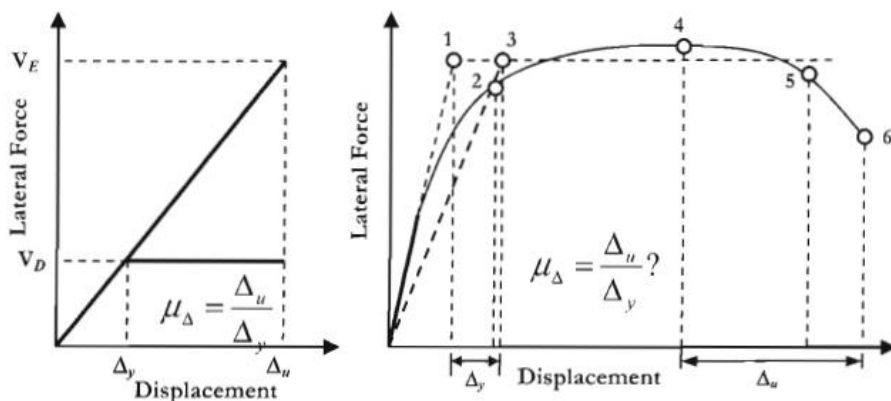


Figura 1.4 Definición de capacidad de ductilidad

Lo mismo pasa con los puntos (4, 5 y 6) que muestran diferentes criterios de desplazamiento último. Tal diversidad de criterio se ve reflejada en los factores de reducción de fuerzas en los reglamentos de distintos países. Ver tabla 1.3

Tipo de estructura y material	Estado Unidos	Japón	Nueva Zelanda	Europa
Marco de concreto	8.00	1.80 - 3.30	9.00	5.85
Muros de concreto	5.00	1.80 - 3.30	7.50	4.40
Marco de acero	8.00	2.00 – 4.00	9.00	6.30
Muros de mampostería	3.50	-----	6.00	6.00
Muros de preesfuerzo	1.50	-----	-----	-----
Puentes	3.00 – 4.00	3.00	6.00	3.00

Tabla 1.3 Rango de factores de ductilidad

1.2.4 Ductilidad de sistemas estructurales

Un principio clave en el diseño basado en resistencia, es que las capacidades de ductilidad son únicas y por lo tanto los factores de reducción de resistencia pueden asignarse a distintos sistemas estructurales, factores de reducción de resistencia de 6 y 4 pueden ser asignados a marcos y muros de concreto reforzados respectivamente.

a).- Columnas de puentes con distintas alturas. Un ejemplo claro de la influencia de la geometría estructural sobre la capacidad de desplazamiento se muestra en la figura 1.5 que compara la capacidad de ductilidad de dos columnas de puentes con las mismas secciones transversales, cargas axiales y refuerzo, pero con distintas alturas.

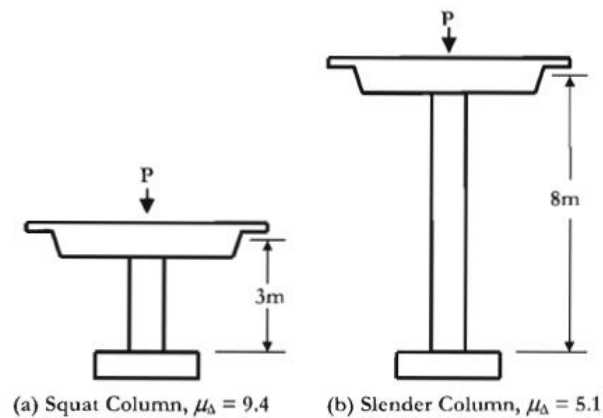


Figura 1.5 Influencia de la altura en la capacidad de ductilidad por desplazamiento

El desplazamiento de fluencia y el desplazamiento plástico se pueden aproximar por las siguientes ecuaciones:

$$\Delta_y = \frac{\phi_y H^2}{3} \quad (\text{Ec. 1.7}) \quad \Delta_p = \phi_p L_p H \quad (\text{Ec. 1.8})$$

La capacidad de ductilidad por desplazamiento se obtiene por la siguiente ecuación:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_y + \Delta_p}{\Delta_y} = 1 + 3 \frac{\phi_p L_p}{\phi_y H} \quad (\text{Ec. 1.9})$$

Se aprecia que la capacidad de desplazamiento por ductilidad es inversamente proporcional a la altura, asignando valores a la ecuación para las dos columnas encontramos que la ductilidad de la columna corta es de $\mu_\Delta = 9.4$ y de la columna larga es de $\mu_\Delta = 5.1$.

b).- Marcos con vigas flexibles. La filosofía actual de diseño sísmico, requiere la selección de elementos en los cuales se formen las rótulas plásticas e identificar los miembros que estarán protegidos para la acción inelástica. Sea el marco mostrado en la figura 1.6, por simplicidad se considera que la base de las columnas están conectadas a las zapatas por medio de articulaciones. En una primera instancia la viga se supone que es infinitamente rígida, por lo tanto el desplazamiento de fluencia dependería únicamente de la flexibilidad de las columnas.

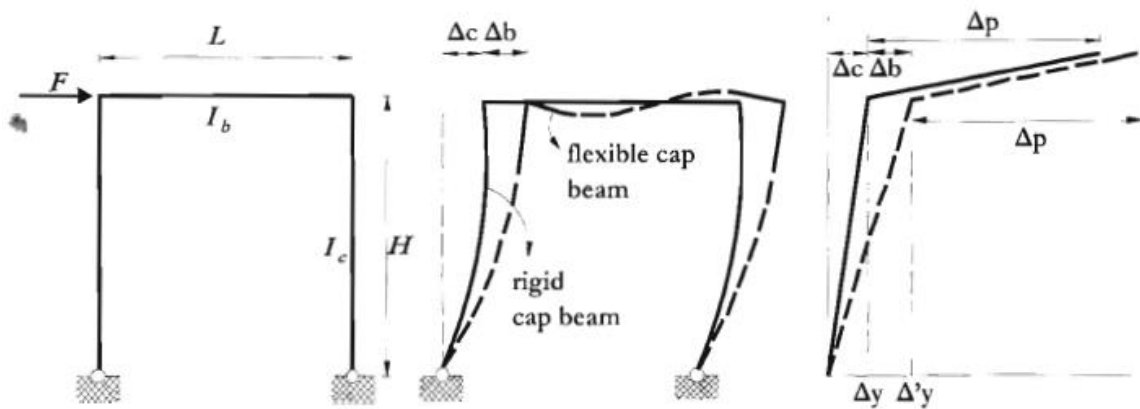


Figura 1.6 Influencia de la flexibilidad en miembros en el desplazamiento del marco

Si se asume un desplazamiento plástico correspondiente a la capacidad rotacional de las articulaciones de las columnas, la capacidad de ductilidad por desplazamiento sería:

$$\mu_{\Delta r} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_c} \quad (Ec. 1.10)$$

La flexibilidad de la viga incrementa el desplazamiento de fluencia $\Delta_y = \Delta_c + \Delta_b$ donde Δ_b es el desplazamiento lateral adicional debido a la flexibilidad de la viga. El desplazamiento de fluencia es entonces:

$$\Delta_y = \Delta_c + \Delta_b = \Delta_c \left(1 + \frac{0.5I_c L}{I_b H} \right) \quad (Ec. 1.11)$$

La capacidad de ductilidad por desplazamiento en términos de inercia y dimensiones se encuentra dada por:

$$\mu_{\Delta f} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_c} = 1 + \frac{\Delta_p}{\Delta_c \left(1 + \frac{0.5I_c L}{I_b H} \right)} \quad (Ec. 1.12)$$

$$\mu_{\Delta f} = 1 + \frac{\mu_{\Delta r} - 1}{1 + 0.5I_c L / I_b H} \quad (\text{Ec. 1.13})$$

Asignando valores aleatorios se podrá comprobar que las capacidades de ductilidad por desplazamiento para un marco con viga rígida y otro con viga flexible son totalmente distintas. Si se comparan los resultados de dichas suposiciones se logra apreciar que utilizar el mismo factor de reducción de fuerza para ambos sistemas estructurales sería inapropiado.

1.2.5 Relación entre resistencia y demanda de ductilidad

Una suposición común en el diseño por resistencia es que al incrementar la resistencia en una estructura, su seguridad aumenta también. Para la sección dada en la figura 1.7(a) se muestra que al incrementar la resistencia de S1 a S2, se reduce la demanda de ductilidad debido a que el desplazamiento último permanece el mismo.

La reducción de la demanda de ductilidad da lugar a que la posibilidad de daño se reduzca, debido a que las estructuras se encuentran provistas de una demanda dúctil definible y entre más baja sea la relación demanda-capacidad de ductilidad, mayor será la seguridad. Sin embargo existen 3 problemas en este último razonamiento:

- La rigidez no es independiente de la resistencia
- La aproximación de “desplazamientos iguales” no es válida
- No es posible definir una capacidad de ductilidad única para cierta estructura.

La figura 1.7 (b) representa el diseño de una columna de concreto con un diseño de refuerzo del 1.5% y se realiza un análisis para determinar la influencia de la variación de la resistencia a flexión resultante variando la relación de refuerzo a flexión entre los límites de 0.5% y 4%. Los resultados se presentan para diversos parámetros relevantes (capacidad de ductilidad, capacidad de desplazamiento), así como relaciones de los parámetros correspondientes para el diseño.

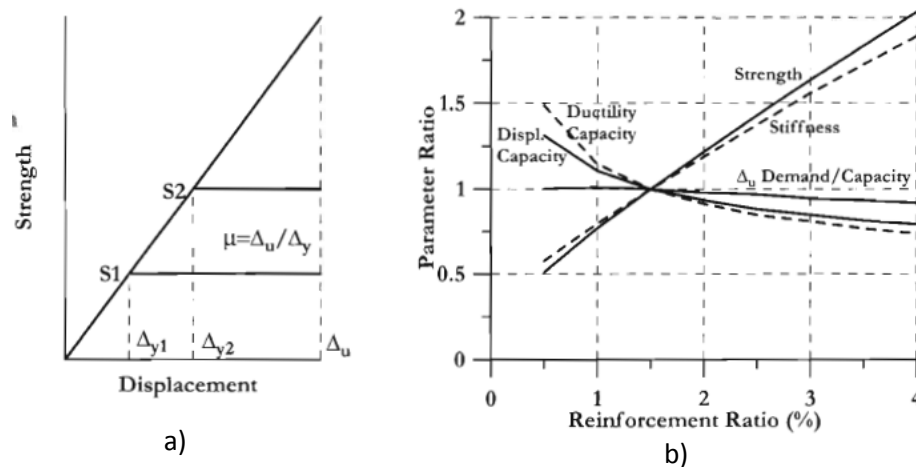


Figura 1.7 Influencia de la resistencia en el desempeño sísmico

De dichos resultados se puede resumir que aunque la resistencia incrementa casi lineal con respecto a la relación de refuerzo, la rigidez efectiva no incrementa al igual que la resistencia pero si a la misma velocidad pero aún más importante, la capacidad de desplazamiento decrece mientras aumenta la resistencia.

Debido a que la rigidez elástica incrementa con la resistencia, los periodos elásticos se reducen al igual que la demanda de desplazamientos. Si asumimos que los periodos estructurales para los diversos niveles de resistencias no son verdaderos en cuanto a la pendiente de la velocidad constante, entonces el periodo es proporcional a la inversa de la raíz cuadrada de la rigidez. Se puede relacionar la demanda con la capacidad del desplazamiento y comparar el valor de referencia. Es claro ver que el razonamiento de mayor resistencia mayor seguridad no es un argumento válido.

Capítulo 2

Método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo (DBDD)

El método de Diseño Basado en Desplazamiento Directo (DBDD) fue desarrollado considerando las deficiencias en el diseño actual basado en resistencia. La principal diferencia entre estos dos métodos es que el DBDD caracteriza el diseño como una estructura de un grado de libertad, representando su propio desempeño como una respuesta máxima de desplazamiento más que proponiendo características elásticas.

La filosofía fundamental detrás del enfoque de diseño de DBDD es el de diseñar una estructura que logre cierto estado límite de desempeño más que estar limitado por dicho estado, cuando la estructura este sometida a cierta excitación sísmica. Tal procedimiento determina la resistencia necesaria para que se desarrollen las articulaciones plásticas en lugares escogidos en términos de desplazamientos objetivos definidos. A su vez, esto se combina con el procedimiento del diseño por capacidad para asegurar que dichas articulaciones plásticas no se desarrollen en lugares no deseados y no ocurran modos no dúctiles de deformación inelástica.

2.1 Formulación básica del método

El diseño por desplazamiento directo (DDD) se ilustra en la figura 2.1 (a), en la que se considera la representación de un marco estructural mediante un sistema de un solo grado de libertad. La envolvente fuerza-desplazamiento bi-lineal de dicho sistema se muestra en 2.1 (b) donde se puede apreciar una rigidez elástica inicial K_i seguida de una rigidez post-fluencia rK_i , el diseño por desplazamiento directo caracteriza a la estructura por su rigidez secante K_e correspondiente a su desplazamiento máximo Δ_d y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente ξ (obtenido de la combinación del amortiguamiento elástico y del amortiguamiento histerético). Por lo tanto, para un cierto nivel de demanda de ductilidad 2.1 (c) se obtendrán distintos niveles de amortiguamiento para diversos sistemas estructurales. Una vez determinado tanto el desplazamiento de diseño como el amortiguamiento viscoso equivalente, se obtiene el periodo efectivo del espectro de desplazamiento 2.1 (d). La rigidez efectiva del sistema de un solo grado de libertad se calcula con la siguiente ecuación:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (\text{Ec. 2.1})$$

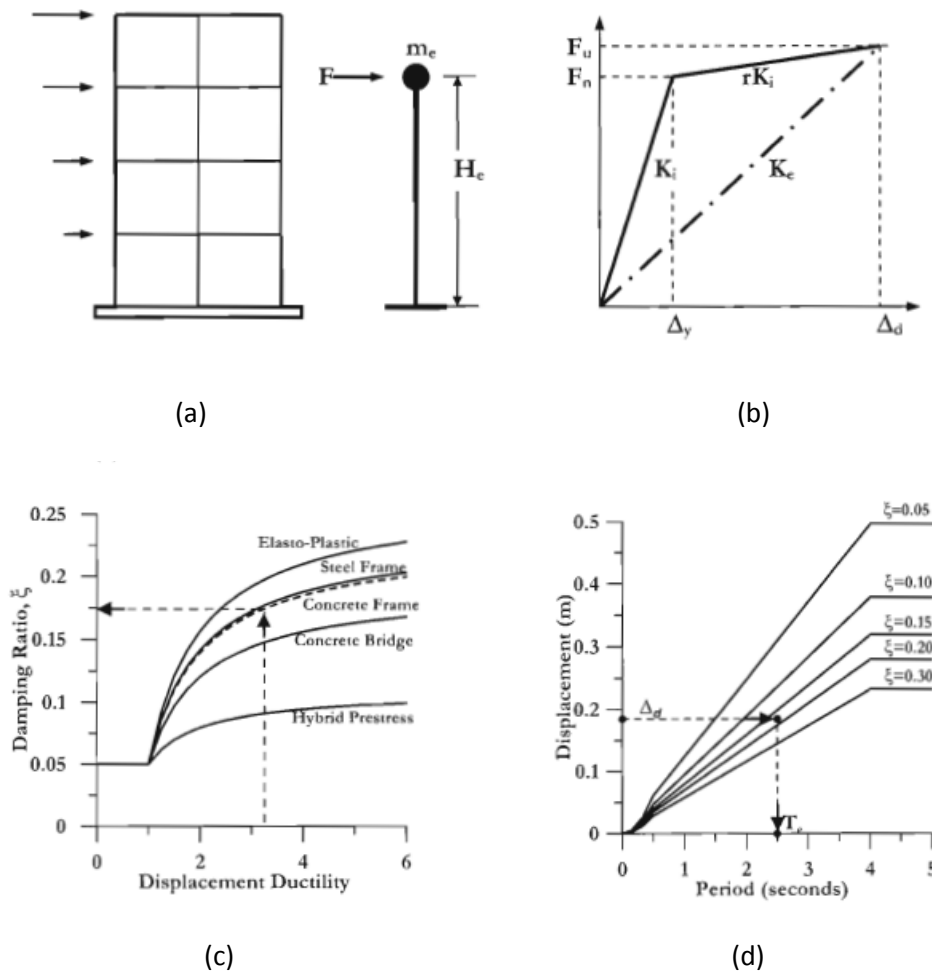


Figura 2.1 Diseño por desplazamiento directo

La fuerza lateral de diseño que es también la fuerza cortante basal se obtiene por la fórmula:

$$F = V_{base} = K_e \Delta_d \quad (Ec. 2.2)$$

2.2 Niveles de desempeño y estados límites de diseño

En años recientes ha existido un gran interés en definir el desempeño objetivo estructural sísmico, es por eso que en el documento “Visión 2000” se consideran 4 niveles de desempeño, estos se describen en la tabla 2.1 y se muestran de forma gráfica en la figura 2.2.

Desempeño Objetivo	Estado de daño	Descripción del daño
Completamente Operacional	Ligero	Servicio Continuo. Daños estructurales y no estructurales insignificantes.
Operacional	Moderado	La mayoría de las operaciones y funciones pueden reanudarse inmediatamente. Algunas grietas pueden requerir reparaciones.
Seguridad de Vida	Extendido	La mayor parte de los elementos estructurales se encuentran agrietados, la seguridad de vida dentro de la estructura es esencial.
Cerca del Colapso	Completo	La seguridad de vida en la estructura se encuentra en riesgo, el daño es severo y el colapso es impedido.

Tabla 2.1 Niveles de desempeño estructural

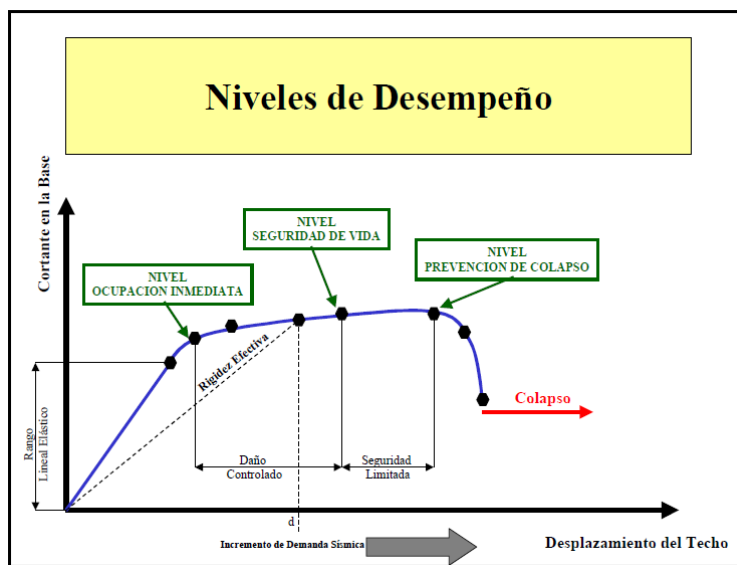


Figura 2.2 Niveles de desempeño estructural

En la tabla 2.2 se muestran las probabilidades de excedencias anuales de la excitación sísmica, en California, EEUU.

Probabilidad anual de excedencia de excitaciones sísmicas	
EQ-I	87% de probabilidad en 50 años
EQ-II	50% de probabilidad en 50 años
EQ-III	Aproximadamente 10% de probabilidad en 50 años
EQ-IV	Aproximadamente 2% de probabilidad en 50 años

Tabla 2.2 Relación entre nivel de diseño sísmico y niveles de desempeño

La relación entre los niveles de desempeño y la probabilidad anual de excedencia sísmica se encuentra resumida en la figura 2.3

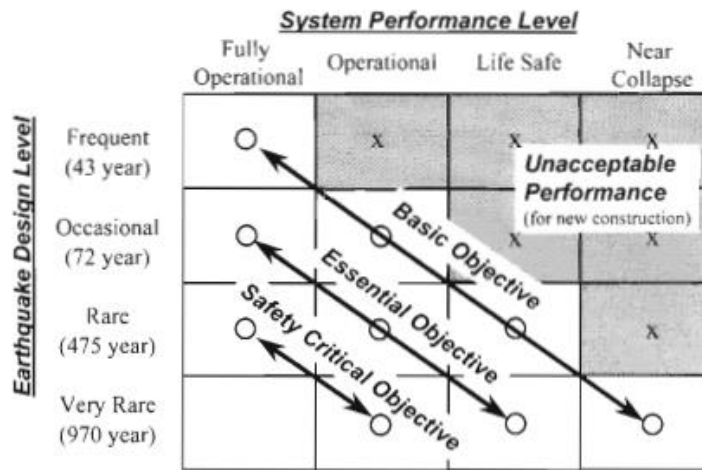


Figura 2.3 Estados límites estructurales de estructuras y de elementos

La línea “Objetivo básico” muestra una serie de niveles de desempeño para estructuras comunes, “Objetivo esencial” y “Objetivo Critico de seguridad” relacionan el nivel de desempeño a una intensidad sísmica para dos clases de estructuras de mayor importancia.

2.2.1 Estados límites de secciones

Para poder entender la relación entre la respuesta estructural y los niveles de desempeño, resulta ilustrativo considerar la relación entre los estados límite de secciones y estructurales. Por lo tanto, la tabla 2.3 muestra la descripción de los estados límites de las secciones para miembros de concreto reforzados.

Estados Límites de las secciones	
Agrietamiento	Este estado marca un punto importante donde la rigidez cambia, es más importante para miembros que responden en el rango elástico que inelástico.
Primera fluencia	Representa un segundo cambio en la rigidez, una vez que el refuerzo a tensión fluye. Es útil para definir la rigidez elástica adecuada en los análisis de sistemas dúctiles.
Desconchamiento	Es de importancia cuando la sección no está confinada ya que se encuentra asociada al comienzo de la rigidez negativa incremental y repentina pérdida de resistencia.
Pandeo	Más allá de este estado límite, implicaría medidas correctivas que requieren reemplazo del miembro.
Último	Este estado límite es subjetivo, algunas veces se refiere a un evento crítico, tal como la falla del refuerzo de confinamiento.

Tabla 2.3 Estados límites de secciones

2.2.2 Estados límites de estructuras

Para satisfacer los criterios de estado límite de servicio, una estructura debe seguir siendo funcional para el uso previsto. La

estructura no debe causar molestias a los ocupantes en condiciones de servicio (Ver tabla 2.4)

Estados Límites de la Estructura	
Servicio	Corresponde al desempeño objetivo “Completamente operacional”, no requiere medidas correctivas de ningún tipo, el desconchamiento en el recubrimiento del concreto no debe de ocurrir, el ancho de grietas debe ser mínimo. El desplazamiento estructural excederá el desplazamiento a la fluencia nominal.
Control de daño	Es la base estratégica para el diseño sísmico, es aceptable cierta cantidad de daños reparables. Normalmente corresponden factores de ductilidad por desplazamientos en el rango de 3 a 6
Supervivencia	Protección contra la pérdida de vida es el primer interés y debe ser de alta prioridad sobre la filosofía del diseño sísmico. Este estado límite está representado por el desplazamiento último, la estructura no es capaz de soportar las cargas gravitatorias.

Tabla 2.4 Estados límites estructurales

2.3 Estructuras de un grado de libertad

2.3.1 Desplazamiento de diseño

El desplazamiento de diseño dependerá del estado límite estructural, el cual depende de las deformaciones del material.

Considerando la estructura de un grado de libertad en cantiléver que se muestra en la figura 2.4 bajo acción sísmica transversal, se presentan 2 secciones posibles de concreto reforzado: una sección rectangular y una sección circular con los perfiles de deformación. Los estados límite de deformación son $\varepsilon_{c,ls}$ y $\varepsilon_{s,ls}$ para la compresión en el concreto y la tensión del acero respectivamente. Por consiguiente, existirán 2 posibles curvaturas $\phi_{ls,c}$ y $\phi_{ls,s}$, la menor gobernará el diseño estructural.

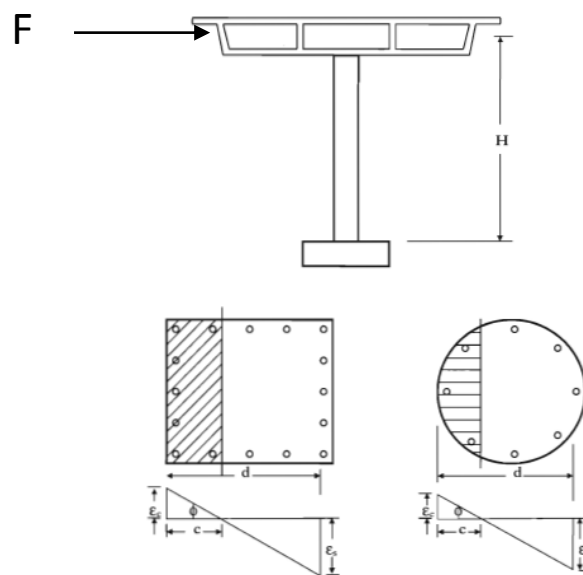


Figura 2.4 Estados límites estructurales

$$\phi_{ls,c} = \frac{\varepsilon_{c,ls}}{c} \quad (Ec. 2.3)$$

$$\phi_{ls,s} = \frac{\varepsilon_{s,ls}}{(d-c)} \quad (Ec. 2.4)$$

El desplazamiento de diseño se estima por las siguientes fórmulas:

$$\Delta_d = \Delta_y + \Delta_p \quad (Ec. 2.5)$$

$$\Delta_y = \frac{\phi_y (H + L_{SP})^2}{3} \quad (Ec. 2.6)$$

$$\Delta_p = \phi_p L_p H \quad (Ec. 2.7)$$

$$\Delta_d = \left[\frac{\phi_y (H + L_{SP})^2}{3} \right] + (\phi_{ls} - \phi_y) L_p H \quad (Ec. 2.8)$$

Dónde:

ϕ_{ls} es el menor de las curvaturas del concreto y del acero

H es la altura de la columna

L_{SP} es la altura adicional efectiva representando efectos de penetración

Δ_y es desplazamiento de fluencia

L_p es la longitud de la articulación plástica

2.3.2 Desplazamiento de fluencia

Para elementos de concreto reforzado, la curvatura de fluencia es independiente del contenido de refuerzo y nivel de carga axial y sólo depende de la profundidad de la sección. De estudios realizados, la ecuación que gobierna la curvatura de fluencia es:

- Columnas Circulares de concreto reforzado $\phi_y = \frac{2.25\varepsilon_y}{D}$ (Ec. 2.9)

- Columnas Rectangulares de concreto reforzado

$$\phi_y = \frac{2.10\varepsilon_y}{h_c} \text{ (Ec. 2.10)}$$

Estas ecuaciones proporcionan la curvatura de fluencia considerando una aproximación bilineal de la gráfica momento-curvatura.

Para la estructura de un grado de libertad, como la columna de concreto de la figura anterior, el desplazamiento de fluencia puede aproximarse para fines de diseño con la siguiente ecuación:

$$\Delta_y = \frac{\phi_y(H + L_{SP})^2}{3} \text{ (Ec. 2.11)}$$

Para marcos de concreto reforzado la deriva de fluencia puede obtenerse como:

$$\theta_y = \frac{0.5\varepsilon_y L_b}{h_b} \text{ (Ec. 2.12)}$$

2.3.3 Amortiguamiento viscoso equivalente

El enfoque de diseño requiere la relación entre la ductilidad por desplazamiento y el amortiguamiento viscoso equivalente que es la suma del amortiguamiento elástico y del amortiguamiento histerético como se indica en la ecuación 2.13:

$$\xi_{eq} = \xi_{hyst} + \xi_{el} \text{ (Ec. 2.13)}$$

Para el **amortiguamiento histerético** se utilizan valores de amortiguamiento viscoso equivalente que han sido calibrados para diversas reglas de histéresis (Ver Figura 2.5) para lograr el mismo desplazamiento máximo que la respuesta histerética empleando análisis inelástico de historia del tiempo (ITHA).

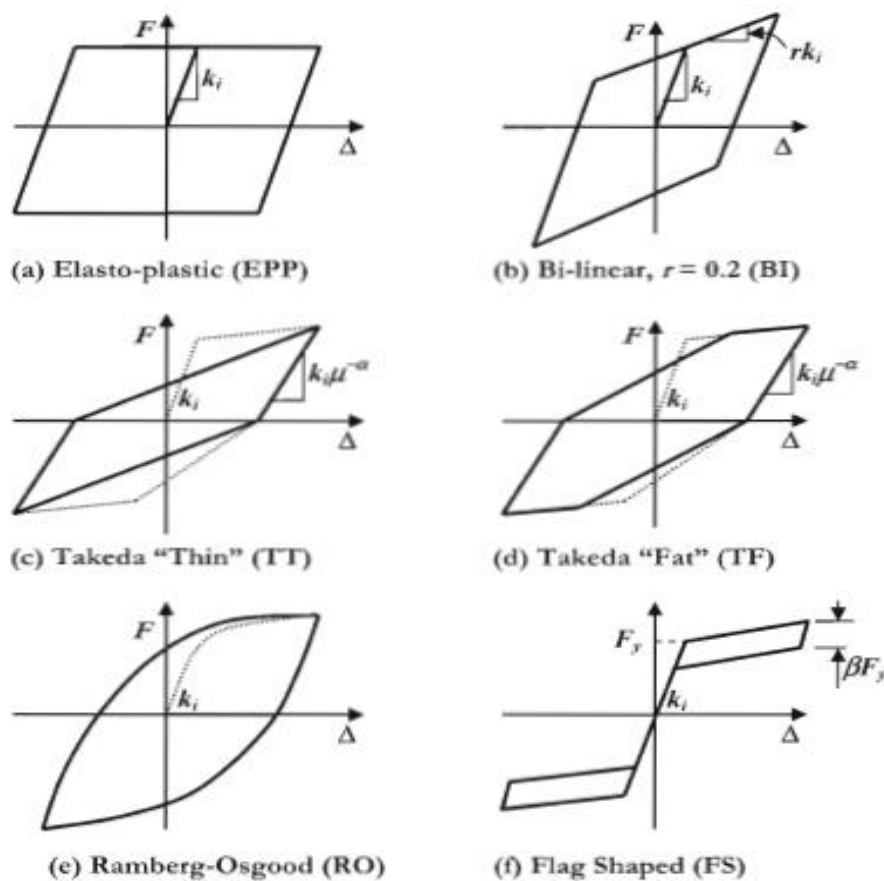


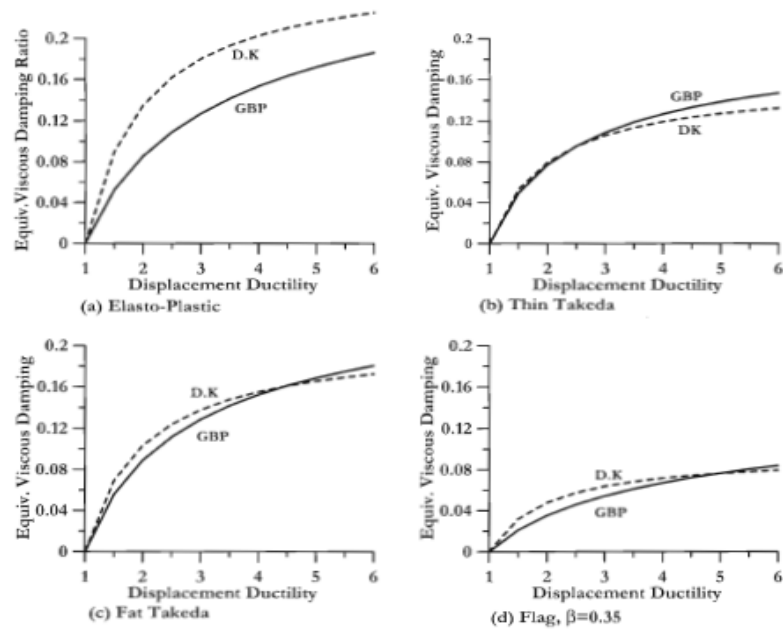
Figura 2.5 Modelos histeréticos

Se reportan dos estudios con diferente metodología (Dwairi, kowalsky y Grant et al), el primero considerando un gran número de acelerogramas reales, donde el amortiguamiento viscoso se calculó para

cada registro, nivel de ductilidad, periodo efectivo y regla de histéresis por separado para luego promediar los registros y obtener una regla de histéresis, la ductilidad y el periodo.

En el segundo estudio se utilizó un amplio rango de reglas histeréticas basadas en un pequeño número de acelerogramas artificiales donde los resultados de los análisis elásticos e inelásticos se promediaron por separado y luego fueron comparados. En cada caso el amortiguamiento viscoso equivalente varió hasta que los resultados elásticos de la estructura sustituta coincidieron con el verdadero modelo histerético.

Al principio los 2 estudios mencionados, se llevaron a cabo sin amortiguamiento elástico adicional, en la figura 2.6 se comparan los resultados de ambos estudios con un periodo efectivo de $T_e = 2.0$ segundos para 4 reglas histeréticas en común (Elasto-plastica, Takeda, Takeda modificada y Forma de bandera)



Se puede apreciar que ambos estudios coinciden para todas las reglas histeréticas con excepción de la elasto-plastica que muestra una discrepancia del 20%, esto se puede deber al uso de registros reales y artificiales (de corta y larga duración respectivamente). El estudio de Dwairi y Kowalsky representa la componente histerética de la respuesta de la siguiente forma:

$$\xi_{hyst} = C \cdot \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) \quad (Ec. 2.14)$$

Donde el coeficiente C depende de la regla de histéresis, mientras que en el estudio de Grant, que considera una formulación más compleja de la relación entre la ductilidad y el amortiguamiento viscoso equivalente, la componente histerética se encuentra dado por la ecuación 2.15.

$$\xi_{hyst} = a \cdot \left[1 - \frac{1}{\mu^b} \right] \cdot \left[1 + \frac{1}{(T_e + c)^d} \right] \quad (Ec. 2.15)$$

El modelo de Grant implica una dependencia del periodo efectivo de la respuesta, en los coeficientes c y d . La tabla 2.5 muestra dichos coeficientes para diversas reglas de histéresis.

Modelo	a	b	c	d
EPP	0.224	0.336	-0.002	0.250
BI	0.262	0.655	0.813	4.890
TT	0.215	0.642	0.824	6.444
TF	0.305	0.492	0.790	4.463
FS	0.251	0.148	3.015	0.511
RO	0.289	0.622	0.856	6.460

Tabla 2.5 Coeficientes de amortiguamiento viscoso equivalente

El amortiguamiento elástico ξ_{el} es utilizado en el análisis historia del tiempo para representar el amortiguamiento no capturado por el modelo histerético adoptado en el análisis. Dicho amortiguamiento puede ser resultado de la combinación de un gran número de factores, de los cuales el más importante, es la suposición en el modelo histerético de una respuesta lineal en el rango elástico.

Para estructuras de un solo grado de libertad, el amortiguamiento elástico utilizado en la ecuación dinámica de equilibrio es:

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = -m\ddot{x}_g \quad (Ec.2.16)$$

El coeficiente de amortiguamiento se encuentra dado por:

$$c = 2m\omega_i\xi = 2\xi\sqrt{mk} \quad (Ec.2.17)$$

El coeficiente de amortiguamiento y por lo tanto la fuerza de amortiguamiento depende del valor de rigidez adoptada (rigidez inicial ó rigidez tangente), la rigidez inicial provee fuerzas de amortiguamiento mayores, por lo tanto la rigidez tangente debe usarse como base para el cálculo del amortiguamiento elástico.

En el enfoque de DDD se toma la rigidez secante que se encuentra relacionada al máximo desplazamiento; las velocidades de la respuesta en la estructura sustituta y real se esperan que sean iguales bajo la misma respuesta sísmica, sin embargo dichas fuerzas son significativamente diferentes ya que la rigidez efectiva se relaciona con la rigidez inicial en forma aproximada por la ecuación.

$$k_{eff} = \frac{k_i}{\mu} \quad (Ec.2.18)$$

La figura 2.7 muestra la envolvente de la fuerza de amortiguamiento-desplazamiento obtenida de un análisis histerético bilineal, donde se logra apreciar la discrepancia en energías absorbidas al considerar las distintas rigideces del sistema estructural (inicial ó tangente y secante). Grant et al compararon los resultados entre análisis elásticos de la estructura sustituta con los análisis de historia del tiempo inelástico para determinar el factor de corrección apropiado en la aplicación de la rigidez (tangente o inicial) para el coeficiente de amortiguamiento.

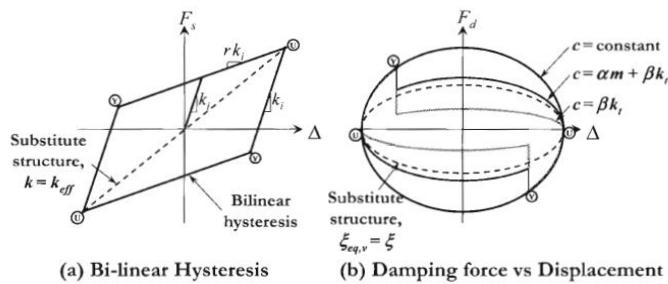


Figura 2.7 Respuesta armónica de estado estacionario

$$\xi_{eq} = k\xi_{el} + \xi_{hyst} \quad (Ec. 2.19)$$

$$k = \mu^\lambda \quad (Ec. 2.20)$$

Donde

μ es el factor de ductilidad por desplazamiento

λ depende de la regla de histéresis y de la hipótesis del amortiguamiento elástico.

Los distintos valores de λ se enlistan en la tabla 2.6:

Modelo	Rigidez Inicial	Rigidez Tangente
EPP	0.127	-0.341
BI	0.193	-0.808
TT	0.340	-0.378
TF	0.312	-0.313
FS	0.387	-0.430
RO	-0.060	-0.617

Tabla 2.6 Factores de corrección de rigideces secantes

En la mayoría de los diseños es posible simplificar el proceso ya que la dependencia del periodo para la mayoría de las reglas histeréticas es

insignificante cuando $T > 1$ segundo y una relación de amortiguamiento elástico de 0.05 puede ser adoptada por conveniencia. Se muestra la ecuación para marcos de edificios de concreto con amortiguamiento elástico de rigidez tangente únicamente para las condiciones anteriormente mencionadas.

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu\pi} \right) \quad (Ec. 2.21)$$

Donde la capacidad de ductilidad por desplazamiento se encuentra dada por la ecuación 2.22.

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (Ec. 2.22)$$

Muchos reglamentos no definen el espectro de desplazamiento, pero es necesario para el DDD. En la figura 2.8(a) se presenta el espectro de respuesta de desplazamiento para diferentes valores del amortiguamiento viscoso equivalente y en figura 2.8 (.b) el mismo espectro en función de diferentes ductilidades.

El uso del espectro para diferentes niveles de ductilidad es más directo, sin embargo requiere ser calibrado para cada regla histerética considerada, por eso se prefiere el enfoque de amortiguamiento viscoso equivalente.

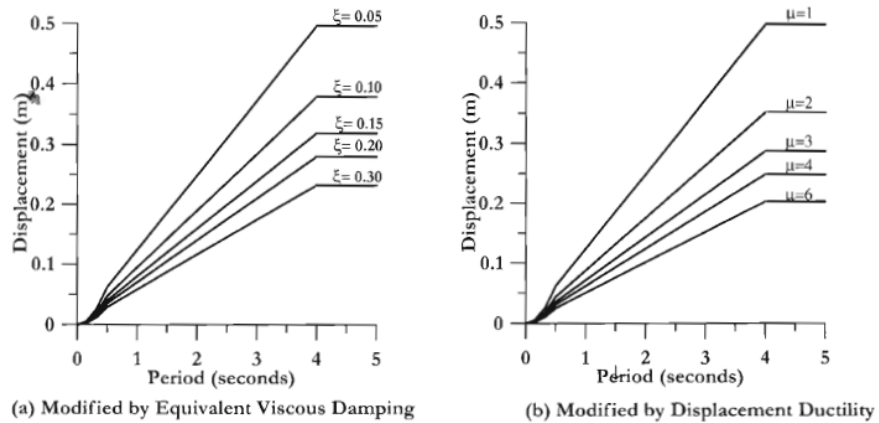


Figura 2.8 Idealización de la respuesta inelástica del espectro de respuesta

2.3.4 Ecuación de cortante basal de diseño

En la metodología presentada anteriormente, la fuerza cortante basal es fácilmente obtenida una vez que se determinó el desplazamiento de diseño y el amortiguamiento viscoso equivalente, como casi siempre la no-linealidad presentada en el espectro de desplazamiento es de poca importancia y efecto en el diseño, la ecuación de cortante basal puede ser obtenida por:

$$V_{Basal} = k_e \Delta_d \quad (Ec. 2.23)$$

2.4 Estructuras de varios grados de libertad

El proceso de diseño para estructuras de varios grados de libertad requiere la determinación de las características de la “estructura sustituta” de un grado de libertad, tales como:

- Desplazamiento de diseño
- Masa equivalente
- Amortiguamiento efectivo

Una vez determinadas estas características, se determina el cortante basal para la estructura sustituta y se distribuye como fuerzas inerciales en la estructura real, la que se analiza para determinar los momentos de diseño en lugares potenciales de rótulas plásticas.

2.4.1 Desplazamiento de diseño

El desplazamiento de diseño depende del desplazamiento en el estado límite del miembro más crítico de la estructura real y de una forma de desplazamiento supuesta para la estructura. Dicha forma de desplazamiento será la correspondiente al primer modo inelástico del nivel de diseño de excitación sísmica. El desplazamiento de diseño (con coordenadas de desplazamiento generalizadas) es entonces:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m\Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m\Delta_i)} \quad (Ec. 2.24)$$

Para marcos de edificios, en el DDD regirán las derivas límite en los niveles inferiores del edificio. Conociendo el desplazamiento del elemento crítico y la forma del desplazamiento propuesta en el rango inelástico, los desplazamientos de las masas individuales están dados por:

$$\Delta_i = \delta_i \cdot \left(\frac{\Delta_c}{\delta_c} \right) \quad (Ec. 2.25)$$

2.4.2 Forma de desplazamiento inelástico

Para marcos de edificios regulares, se presentan dos ecuaciones aproximadas que han demostrado ser adecuadas para fines de diseño. Dichas ecuaciones proporcionan buenos resultados entre los desplazamientos predichos y los resultantes del análisis historia del tiempo para edificios.

$$n \leq 4 \quad \delta_i = \frac{H_i}{H_n} \quad (Ec. 2.26)$$

$$n > 4 \quad \delta_i = \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \cdot \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad (Ec. 2.27)$$

2.4.3 Masa efectiva

La masa efectiva para la estructura sustituta considerando el primer modo inelástico de vibración es:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m\Delta_i)}{\Delta_d} \quad (Ec. 2.28)$$

La masa efectiva de la estructura sustituta varía de un 70% a un 85% de la masa del edificio real.

2.4.4 Amortiguamiento viscoso equivalente

El amortiguamiento efectivo depende del sistema estructural y de la demanda de ductilidad por desplazamiento de la estructura sustituta. Para marcos se asume que la deriva de fluencia es constante con respecto a la altura, por lo tanto el desplazamiento de fluencia es:

$$\Delta_y = \theta_y H_e \quad (Ec. 2.29)$$

Donde

$$\theta_y = \frac{0.5\varepsilon_y L_b}{h_b} \quad (Ec. 2.30) \quad (\text{Ver ecuación 2.12})$$

A menudo los criterios de regularidad no se cumplen y en DDD se necesita considerar el desplazamiento de fluencia. El marco de la figura 2.9 es irregular debido a que el tramo central de viga difiere en longitud de los tramos exteriores. La gráfica muestra la proporcionalidad que

existe entre la longitud de las vigas y el desplazamiento de fluencia con el momento de volteo (OTM).

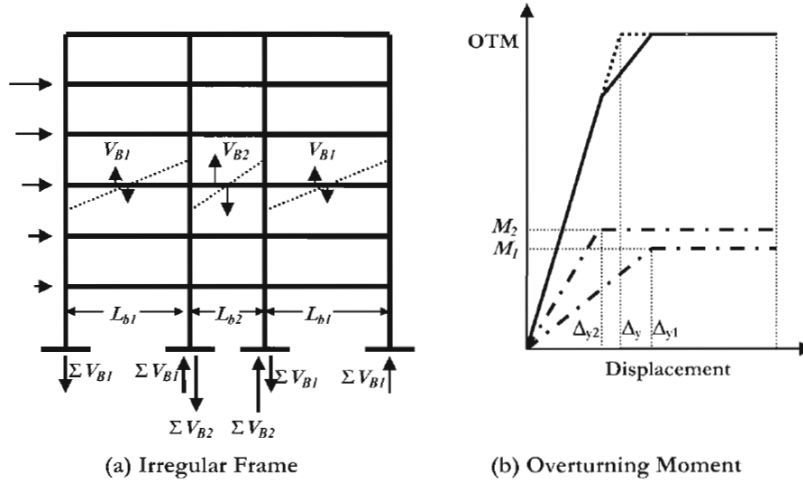


Figura 2.9 Respuesta sísmica de marcos irregulares

Si M_1 y M_2 son los momentos de las vigas exterior e interior respectivamente, el momento de volteo total y el desplazamiento de fluencia del sistema son:

$$M_{OTM,sys} = 2M_1 + M_2 \quad (Ec. 2.31)$$

$$\Delta_y = \left(\frac{2M_1\theta_{y1} + M_2\theta_{y2}}{2M_1 + M_2} \right) H_e \quad (Ec. 2.32)$$

La relación M_1/M_2 necesita ser establecida para definir el desplazamiento de fluencia, la ductilidad y el amortiguamiento viscoso. No es necesario que los valores de M_1 y M_2 sean conocidos.

La altura efectiva de la estructura sustituta es:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m\Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m\Delta_i)} \quad (Ec. 2.33)$$

Cuando existen elementos estructurales con diversas resistencias y factores de amortiguamiento que contribuyen a la resistencia sísmica, el

amortiguamiento global puede calcularse como el promedio ponderado basado en la energía disipada por los elementos estructurales.

$$\xi_e = \frac{\sum_{j=1}^m (V_i \Delta_i \xi_i)}{\sum_{j=1}^m V_i \Delta_i} \quad (Ec. 2.34)$$

Pero para otros fines, la ecuación 2.21 es útil también en el cálculo del amortiguamiento viscoso equivalente para marcos de concreto reforzado en estructuras de varios grados de libertad.

2.4.5 Distribución del cortante basal de diseño

La fuerza cortante deberá ser distribuida como fuerzas de diseño a las diversas masas discretizadas de la estructura, para que se puedan obtener los momentos de diseño en las posibles articulaciones plásticas. Entonces la fuerza de diseño en cada una de las masas es:

$$F_i = \frac{V_{Basal} (m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (Ec. 2.35)$$

La fórmula es parecida a la utilizada por el método de resistencia, sin embargo la diferencia es el uso del perfil de desplazamiento inelástico en vez del desplazamiento proporcional a la altura.

2.5 Análisis de la estructura bajo fuerzas de diseño basado en consideraciones de equilibrio

Se considera el equilibrio de la estructura (Ver figura 2.10) a nivel del suelo. Las fuerzas sísmicas inducen momentos en la base de las columnas y fuerzas axiales en las columnas, el momento total de volteo (OTM) es:

$$OTM = \sum_{i=1}^n F_i H_i \quad (Ec. 2.36)$$

Para un edificio regular, las fuerzas axiales sísmicas serán inducidas en las columnas exteriores por los cortantes en las vigas (V_{Bi}), para las columnas interiores el componente de fuerza axial obtenido de los cortantes de las vigas en lados opuestos de las columnas se cancelarán. El OTM inducido por las fuerzas debe equilibrarse por las fuerzas internas:

$$OTM = \sum_{i=1}^n M_{ci} + T \cdot L_{base} \quad (Ec. 2.37)$$

La fuerza de tensión (y/o la fuerza de compresión) es la suma de los cortantes de las vigas en todos los niveles del edificio (Ver Ecuación 2.38).

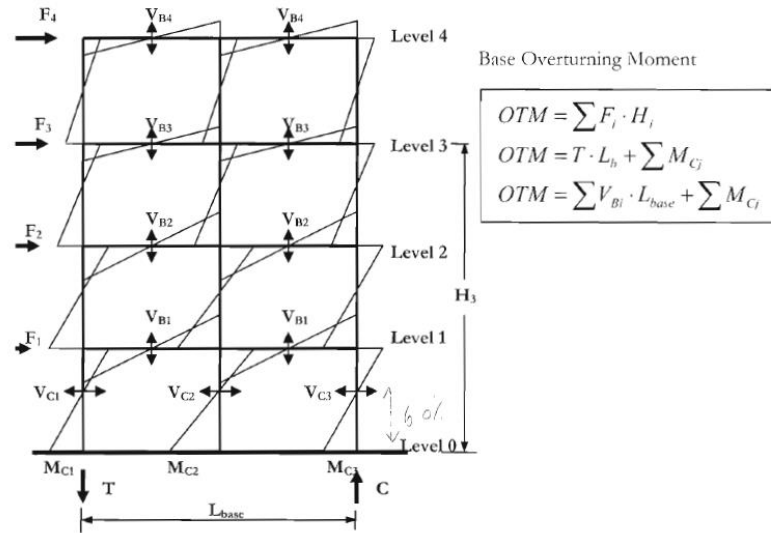


Figura 2.10 Momentos sísmicos provocados por las fuerzas laterales de DDD

$$T = \sum_{i=1}^n V_{Bi} \quad (Ec. 2.38)$$

Si se combinan las ecuaciones 2.36 a 2.38, podemos obtener la suma requerida de cortantes en la viga:

$$\sum_{i=1}^n V_{Bi} = T = \frac{(\sum_{i=1}^n F_i H_i - \sum_{i=1}^n M_{Ci})}{L_{base}} \quad (Ec. 2.39)$$

Para asegurar que las derivas no excedan los límites de diseño es importante que la distribución vertical de los cortantes en las vigas siga la demanda sísmica, expresado como:

$$V_{Bi} = T \cdot \frac{V_{s,i}}{\sum_{i=1}^n V_{s,i}} \quad (Ec. 2.40)$$

Donde

$$V_{s,i} = \sum_{k=1}^n F_k \quad (Ec. 2.41)$$

Para marcos irregulares, cada tramo es considerado por separado; el cortante basal total es asignado a diferentes tramos en proporción a la contribución seleccionada al OTM. Así con referencia al marco de la figura, la fuerza cortante basal en las vigas interiores y exteriores será respectivamente:

$$V_{CB1} = V_B \frac{M_1}{2M_1 + M_2} \quad V_{CB2} = V_B \frac{M_2}{2M_1 + M_2} \quad (Ec. 2.42)$$

La distribución del cortante basal entre las columnas externas/internas será en relación 1:2.

Los cortantes en la viga V_{B1i} para los tramos exteriores serán:

$$\sum_{i=1}^n V_{B1i} = T = \frac{M_1}{2M_1 + M_2} \left(\frac{(\sum_{i=1}^n F_i H_i - \sum_{i=1}^n M_{ci})}{L_1} \right) \quad (Ec. 2.43)$$

De igual forma para el tramo central, la suma de los cortantes se encuentra dado por:

$$\sum_{i=1}^n V_{B2i} = T = \frac{M_1}{2M_1 + M_2} \left(\frac{(\sum_{i=1}^n F_i H_i - \sum_{i=1}^n M_{ci})}{L_2} \right) \quad (Ec. 2.44)$$

Una vez que los cortantes en las vigas se han calculado, las fuerzas laterales también inducen momentos en las vigas y estos se encuentran dados a eje por la siguiente igualdad.

$$M_{Bi,l} + M_{Bi,r} = V_{Bi} \cdot L_{Bi} \text{ (Ec. 2.45)}$$

Por lo general los momentos $M_{Bi,l}$ y $M_{Bi,r}$ no serán iguales, incluso si el refuerzo en la viga es el mismo en el lecho superior e inferior debido a la influencia del refuerzo de la losa. Los momentos de diseño sísmicos a paño se reducirán dependiendo del ancho de las columnas h_c :

$$M_{Bi,des} = M_{Bi} - V_{Bi}h_c/2 \text{ (Ec. 2.46)}$$

2.6 Combinaciones de acciones de gravedad y sísmicas

a).- Diseño por Resistencia: El reglamento basado en resistencia establece que las acciones internas (momentos y cortantes) por fuerzas gravitatorias sean sumadas a las acciones internas de las fuerzas sísmicas de diseño.

La suma de momentos por gravedad y sísmico es muy conservador, por lo que una solución sería que la suma de los momentos por gravedad y sismo afectada por el factor de reducción de resistencia sea menor o igual a la capacidad de momento nominal de la sección ecuación:

$$\frac{M_G + M_E}{R} \leq M_N \text{ (Ec. 2.47)}$$

b).- Diseño por desplazamiento Directo: La combinación apropiada de momentos por carga gravitacional y sísmica debe ser consistente con la filosofía de diseño que se maneja considerando la respuesta en el desplazamiento máximo, no en el estado elástico. Por lo tanto, los momentos por gravedad deben determinarse usando la misma rigidez efectiva que para el diseño sísmico.

En muchas estructuras el resultado de tal análisis será que los efectos de los momentos por gravedad serán menores en comparación con los momentos por sismo.

2.7 Diseño por capacidad para el método de desplazamiento directo

El diseño por capacidad se inicia en Nueva Zelandia, por J.P. Holling para asegurar que la fluencia ocurra sólo en zonas dúctiles escogidas (Incorporada a la norma NZS 3101:1982) se basa en los aportes de Paulay (1975, 1977 y 1980). El objetivo principal de dicho diseño es conseguir una estructura suficientemente tolerante a los desplazamientos impuestos por el sismo, lo que busca evitar el colapso, a pesar de haberse excedido la resistencia.

El DDD es un procedimiento que incluye la determinación de la resistencia requerida de diferentes sistemas estructurales para asegurar

que un estado de desempeño (deformación a flexión o deriva límite) se logre bajo un nivel de intensidad sísmica. Es esencial asegurar que las acciones inelásticas ocurran sólo en lugares específicos y en el modo inelástico deseado.

Los momentos y cortantes resultantes de la distribución del cortante basal en la estructura incluyen los efectos del primer modo inelástico de vibración, esto es adecuado para determinar la resistencia en lugares donde se necesite la formación de articulaciones plásticas. Aunque en la realidad, la respuesta de la estructura incluirá efectos de modos superiores, estos no afectarán los momentos de las articulaciones plásticas pero si influirán en otras secciones.

Las resistencias reales en dichos lugares para otras acciones diferentes de la flexión son determinadas mediante el diseño por capacidad. La relación entre la resistencia de diseño y la resistencia por sismo (S_E) es:

$$\phi_s S_D = S_R = \phi^\circ \omega S_E \text{ (Ec. 2.48)}$$

Donde S_R es la resistencia confiable requerida de la acción de diseño S_D y ϕ_s es el factor de reducción de resistencia ($\phi_s = 1$ se recomienda tomar para el diseño a flexión de articulaciones plásticas y $\phi_s < 1$ para otros lugares). La resistencia básica S_E correspondiente al primer modo inelástico es amplificada por un factor de sobrerresistencia ϕ° que toma en cuenta la sobrecapacidad a flexión máxima en las articulaciones

plástica y por un factor de amplificación dinámica ω para representar el incremento en acciones de diseño debido a modos mayores.

2.8 Mecanismo de desplazamiento inelástico de diseño para marcos

El mecanismo de deformación inelástica para marcos involucra la formación de articulaciones plásticas a flexión en extremos de vigas excepto posiblemente en vigas de techo, combinado con articulaciones plásticas en las columnas de la. Dicho mecanismo se presenta en la figura 2.11

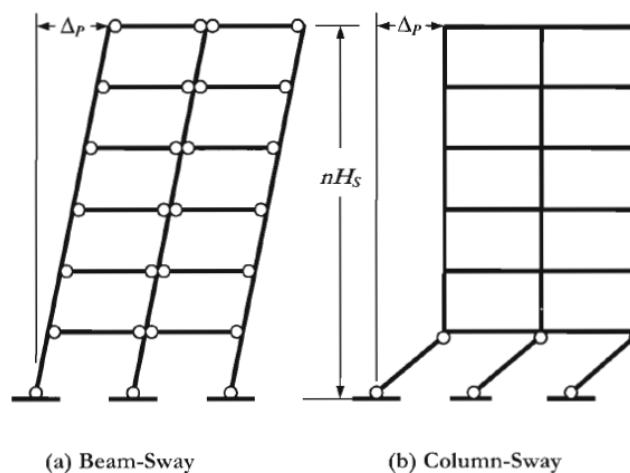


Figura 2.11 Mecanismos para respuesta inelástica de marcos

Es entonces donde el diseño por capacidad se requiere para asegurar que sólo este mecanismo se desarrolle. La resistencia a flexión de las demás columnas debe ser alta para asegurar que las articulaciones no se formen más que en las vigas ya que podría resultar en un

mecanismo de columna con una alta demanda de rotación plástica en las articulaciones de las columnas (Ver figura 2.12 (b)). Mecanismo conocido también como piso débil, debido a que la falla por cortante es frágil provocando pérdidas de resistencia y la catastrófica resistencia a cortante tanto de vigas como de columnas deberán ser suficientemente altas para evitar dicha falla.

Capítulo 3

Herramientas de análisis para el DDD

Al tomar en consideración las premisas iniciales descritas en el capítulo anterior para el diseño por desplazamiento directo, es evidente la necesidad del empleo de herramientas que nos ayudarán a modelar y cumplir con el comportamiento dúctil deseado, algunas herramientas son básicas desde mecánica de materiales, sin embargo otras tuvieron que basarse en fórmulas obtenidas bajo investigación (experimentación en laboratorios).

La innovación computacional es una herramienta útil al momento de utilizar las herramientas debido a que el tiempo de cálculo es menor y se reducen los errores, así que el uso de lenguajes de programación, hojas de cálculos, softwares es aceptable en el desarrollo del trabajo.

3.1 Propiedades de materiales

3.1.1 Propiedades del concreto

Mander y algunos investigadores desarrollaron un modelo de esfuerzo-deformación para el concreto sujeto a compresión uniaxial y confinado con refuerzo transversal. El confinamiento del concreto incrementa la resistencia y deformación a compresión, por lo que mejora la relación esfuerzo-deformación del núcleo de concreto (Ver figura 3.1) este resultado se debe al refuerzo transversal bien detallado en forma de estribos o espirales junto con el acero longitudinal que evita la expansión del concreto.

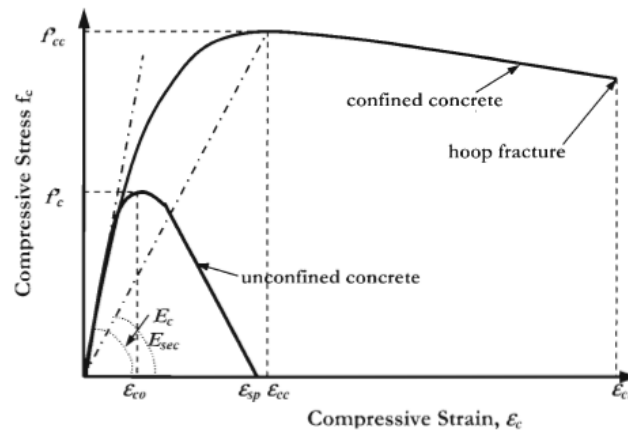


Figura 3.1 Modelo de esfuerzo-deformación para el concreto en compresión

Las ecuaciones del modelo de Mander son las siguientes:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x \cdot r}{r - 1 + x^r} \quad (Ec. 3.1)$$

Donde f'_{cc} es la resistencia a compresión del concreto confinado

$$f'_{cc} = f'_c \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f_l}{f'_c}} - 2 \frac{f_l}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (Ec. 3.2)$$

$$f_l = 0.5C_e\rho_vf_{yh} \quad (Ec. 3.3)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (Ec. 3.4)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (Ec. 3.5)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (Ec. 3.6)$$

$$E_c = 60000\sqrt{f'_c} \text{ (psi)} \quad (Ec. 3.7)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (Ec. 3.8)$$

3.1.2 Propiedades del acero de refuerzo

En el diseño sísmico, la resistencia de diseño del acero de refuerzo se toma a menudo como su resistencia a fluencia, por lo general se ignora la deformación debido al endurecimiento. Sin embargo cuando se realiza

el análisis momento-curvatura es necesario emplear la representación esfuerzo-deformación del acero completa.

En el DDD se requiere conocer la resistencia relacionada al desplazamiento de diseño esperado y no interesa emplear la resistencia de fluencia como un valor nominal.

La figura 3.2 ilustra las características monotónicas y cíclicas de la respuesta esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo. La respuesta monotónica puede ser representada por 3 fases:

- Elástico $0 \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_y$ $f_s = E_s \varepsilon_s \leq f_y$ (Ec. 3.9)
- Meseta de fluencia $\varepsilon_y \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{sh}$ $f_s = f_y$ (Ec. 3.10)
- Endurecimiento por deformación

$$\varepsilon_{sh} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{su} \quad f_s = f_u \left[1 - (f_u - f_y) \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_s}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^2 \right] \quad (Ec. 3.11)$$

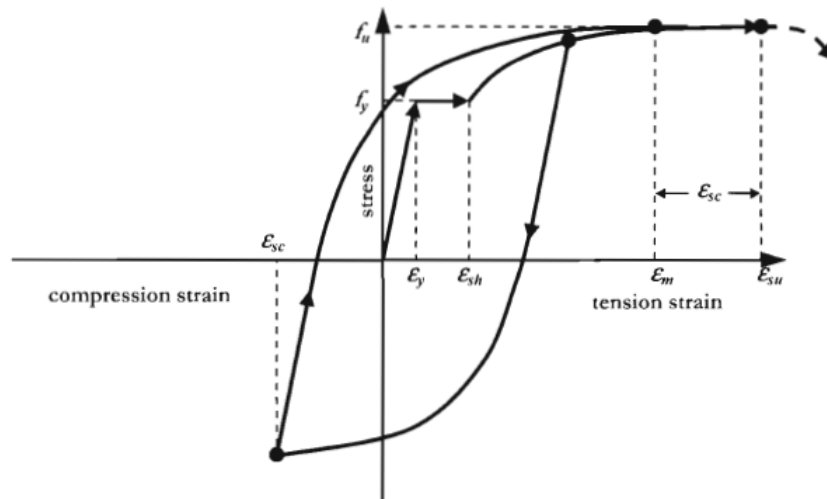


Figura 3.2 Modelo de esfuerzo-deformación para el acero de refuerzo

En la figura 3.2 también se muestra que las características cíclicas del acero de refuerzo difieren de la curva monotónica. En la descarga y recarga, la curva esfuerzo-deformación muestra el efecto Bauschinger y no se presenta ninguna meseta de fluencia. La respuesta fuerza-desplazamiento predicha de la gráfica momento-curvatura basada en curvas esfuerzo-deformación monotónicas para ambos materiales provee buena aproximación en el caso de respuesta cíclica.

3.1.3 Deformaciones límite

a) Deformación a compresión para control de daño: Se toma cuando se fractura el refuerzo transversal que confina el núcleo de la sección, se estima igualando la energía de deformación absorbida por el concreto con la capacidad de energía de deformación del acero del confinamiento. La expresión para la deformación máxima a compresión para el concreto confinado es:

$$\varepsilon_{c,dc} = 0.004 + \frac{1.4\rho_v f_{yh} \varepsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (Ec. 3.12)$$

b) Deformación a compresión para estado límite de servicio: Debe considerarse un valor conservador de la deformación al inicio del desconchamiento, por debajo de este límite no se necesita reparación; en cuanto a la respuesta sísmica, las deformaciones máximas de compresión casi siempre ocurren adyacentes a los

miembros de apoyo, lo que retrasa el desconchamiento en esas zonas. Por medio de pruebas experimentales, la deformación a compresión de $\varepsilon_{c,s} = 0.004$ es un límite conservador para el inicio del desconchamiento.

c) Deformación a tensión para control de daño: El nivel de deformación dependerá de la relación volumétrica y del espaciamiento longitudinal del refuerzo transversal. El deslizamiento entre las barras de acero y el concreto en la sección crítica da como resultado una deformación menor que la predicha en la hipótesis de “secciones planas”. La curvatura última (máxima) de la sección debe estar basada en una deformación límite a tensión del acero $\varepsilon_s = 0.6\varepsilon_{su}$, si ocurre antes de la deformación a compresión última del concreto ε_{cu} .

d) Deformación a tensión para estado límite de servicio: Es común tomar la respuesta “elástica” o “casi elástica” en el estado límite de servicio ($\mu \leq 1$). Esta deformación no es el valor máximo instantáneo correspondiente a la respuesta sísmica, sin embargo el ancho de las grietas residuales debe considerarse debido al problema de corrosión. Reportes de análisis, indican que elementos estructurales con cargas gravitacionales de compresión, tienen una deformación máxima a tensión $\varepsilon_{c,s} = 0.015$ durante la respuesta sísmica correspondiendo a anchos de grietas residuales de 1 mm y para miembros sólo a flexión las deformaciones máximas serán de $\varepsilon_{c,s} = 0.010$.

3.1.4 Relación Momento-Curvatura

Una herramienta básica para el análisis de DDD es la relación momento curvatura para secciones de concreto reforzado, la cual nos brinda la siguiente información: resistencia, estados límites de curvatura y rigidez elástica de secciones. Se enlistan las hipótesis de elementos a flexión:

- El perfil de deformación es lineal en todas las etapas de carga.
- Las deformaciones del concreto y del acero a una distancia dada del eje neutro son idénticas.
- Las relaciones esfuerzo-deformación del concreto y del acero son conocidas.
- La resistencia a tensión del concreto se desprecia.
- La fuerza axial se aplica en el centroide de la sección.

Para el equilibrio de la fuerza axial en cualquier nivel de respuesta, se utiliza la siguiente ecuación:

$$N = \int f_{c(y)} b_{(y)} dy + \sum_1^n f_{si} A_{si} \quad (Ec. 3.13)$$

$$N = \int \Phi_c(\varepsilon_{(y)}) b_{(y)} dy + \sum_1^n \Phi_s(\varepsilon_{(y)i}) A_{si} \quad (Ec. 3.14)$$

Tomando momentos con respecto al centroide de la sección obtenemos:

$$M = \int \Phi_c(\varepsilon_{(y)})b_{(y)}y \cdot dy + \sum_1^n \Phi_s(\varepsilon_{(y)i})y_iA_{si} \quad (Ec. 3.15)$$

La curvatura correspondiente está dada por:

$$\phi = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_{sn}}{(d - c)} \quad (Ec. 3.16)$$

3.2 Rigideces elásticas de secciones de concreto reforzado

Contrario a las suposiciones del método basado en resistencia, la rigidez elástica de las secciones de concreto agrietadas es proporcional a la resistencia, y la curvatura de fluencia constante es independiente de la resistencia.

3.2.1 Columnas rectangulares de concreto

La capacidad de momento nominal es dependiente de la relación de carga axial y del refuerzo. La curvatura de fluencia no es sensible a la capacidad de momento nominal. El valor promedio de la curvatura adimensional es de $\phi_{Dy} = 2.10$ en un rango de $\pm 10\%$ del promedio.

La siguiente figura 3.3 muestra la variación (de 0.12 a 0.86) de la proporción de rigidez efectiva a rigidez no agrietada para los rangos de carga axial y refuerzo.

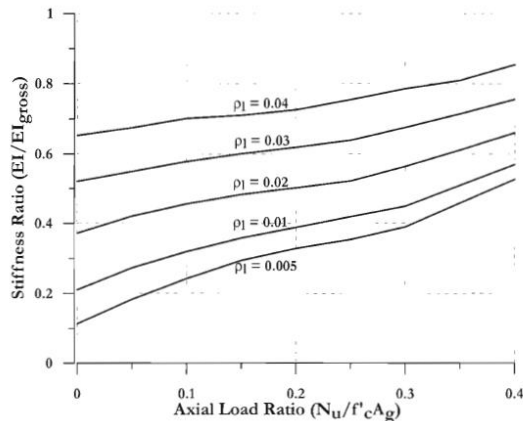


Figura 3.3 Relación de rigidez efectiva para columnas rectangulares

3.2.2 Deriva de fluencia en pisos de marcos

La figura 3.4 muestra un ensamble típico viga/columna de concreto que se extiende a medio tramo de la viga y media altura de piso sobre la junta. Por lo que la curvatura de columna será menor que la curvatura de la viga debido a procedimientos de diseño por capacidad (la flexibilidad de la viga contribuye a una mayor deformación)

La deriva de fluencia puede expresarse como:

$$\theta_y = \theta_{by} + \theta_{jy} + \frac{2\Delta_c}{L_c} + \frac{2\Delta_s}{L_c} \quad (Ec.3.17)$$

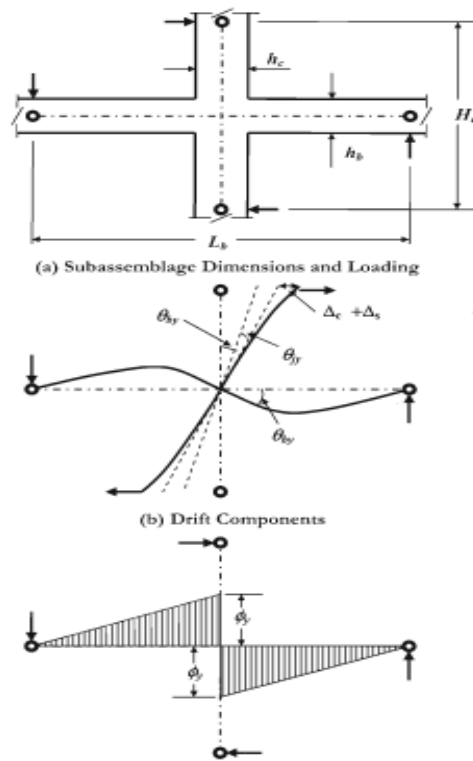


Figura 3.4 Componentes de deformación elástica a derivas de ensambles viga-columna

Para permitir deformación por penetración del refuerzo longitudinal en la conexión, se supone que la curvatura de fluencia en la viga se desarrolla en el centroide de la conexión y se reduce linealmente a cero en el medio tramo de la viga. Así, la deriva de fluencia debido a la flexión de la viga es:

$$\theta_{by} = \frac{\phi_y(0.5L_b)}{3} = \frac{\phi_y L_b}{6} \quad (Ec. 3.18)$$

Para un marco de concreto, ignorando la deformación por endurecimiento y sustituyendo en las ecuaciones de vigas en sección T, se obtiene:

$$\theta_{by} = 0.283\varepsilon_y \left[\frac{L_b}{h_b} \right] \quad (Ec. 3.19)$$

Algunos estudios indican que el desplazamiento de la columna incrementa la deriva de fluencia en un 40%, se supone en base a la experiencia que la deformación en la conexión y la deformación por cortante del miembro aumenta un 25% y 10% respectivamente la deriva de fluencia. Como consecuencia de esto, la deriva de fluencia de un marco de concreto puede ser estimado como:

$$\theta_y = 0.5\varepsilon_y \left[\frac{L_b}{h_b} \right] \quad (Ec. 3.20)$$

3.3 Requerimientos para el diseño por capacidad

La filosofía básica de DDD es utilizada para determinar la resistencia requerida en lugares donde las rotaciones inelásticas (articulaciones plásticas) estén destinadas a formarse. Para garantizar que no se presenten articulaciones plásticas en otros lugares ni existan modos inelásticos indeseados y la falla por cortante no se desarrolle, se configura la resistencia en estas partes (resistencia confiable) para que

sea mayor que sus niveles de fuerza actual (resistencia de diseño) y se presente en el evento sísmico.

Dicha suposición es representada en la figura 3.5, la cual representa una estructura simple (pila de puente, columna etc.) sometida a una fuerza sísmica. Si la estructura tiene una resistencia alta, entonces ésta responderá de forma elástica y su desplazamiento corresponderá al punto **A**, si dicha estructura tiene una resistencia de diseño baja incluyendo una resistencia actual igual a la requerida, la respuesta máxima esperada se define por el punto **B**.

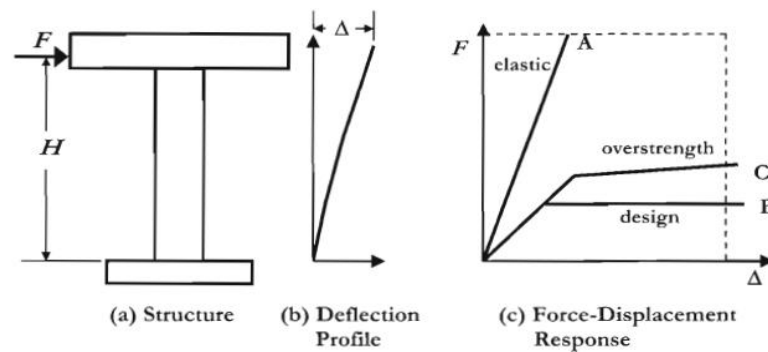


Figura 3.5 Resistencia desarrollada en el diseño sísmico para una pila

Sin embargo, si la resistencia actual de la estructura excede la resistencia de diseño, entonces será ésta resistencia que se desarrollará, aunque la resistencia actual no exceda la correspondiente al punto **A** y se define como el punto **C**.

Existen diversas razones de porque la resistencia a flexión actual excede la resistencia de diseño, de las cuales se pueden mencionar las siguientes:

- La resistencia de materiales puede exceder los valores nominales utilizados en el diseño.
- La resistencia a flexión confiable puede incluir un factor de reducción.
- Endurecimiento por deformación o refuerzo de acero estructural puede haber sido considerado en la determinación de la capacidad a flexión de la sección.
- El tamaño de la sección o contenido de refuerzo puede exceder los valores requeridos para igualar la resistencia requerida.

Una sección o acción que requiere una capacidad protegida necesitaría tomar en cuenta estos posibles incrementos de la resistencia a flexión de la articulación plástica y que sea diseñada para la acción apropiada en equilibrio con la resistencia mejorada de la articulación plástica.

Debido a que el DDD se encuentra basado en la resistencia requerida para la demanda de desplazamiento máximo, con hipótesis menos conservadora en cuanto a resistencia de materiales y factores de reducción de resistencia, los factores de sobrerresistencia menores son apropiados, reduciendo el costo del diseño por capacidad.

Si el diseño provisto se encuentra basado en el modelo de endurecimiento por deformación para refuerzo por flexión, se recomienda que se utilice el valor por default $\phi^o = 1.25$. Si se ignora la deformación por endurecimiento se recomienda $\phi^o = 1.6$. La amplificación dinámica provocada por modos superiores depende del tipo de estructura a diseñarse.

El equilibrio debe cumplirse en todas las etapas del diseño, ya sea que se haya empleado nivel de diseño o sobrerresistencia.

3.3.1 Resistencia de diseño de materiales para DDD

En el diseño por cargas gravitacionales se suponen valores menores de los materiales cuando se determina la resistencia nominal de la sección que se combina con factores de reducción para asegurar una estimación conservadora de la resistencia de la sección, por ejemplo para resistencia a flexión:

$$\phi_f M_N \geq M_R \quad (Ec. 3.21)$$

En el diseño sísmico, se espera que la capacidad a momento sea menor que la demanda resultante para respuesta elástica, por lo que no tiene sentido estimar la resistencia de la sección considerando valores reducidos del material y emplear factores de reducción que no protegen a la sección de las acciones inelásticas. En las secciones donde se localizarán las articulaciones plásticas, se recomiendan las siguientes

resistencias de diseño para los materiales, tomando en cuenta recomendaciones sísmicas para puentes:

$$f'_{ce} = 1.3f'_c \quad (Ec. 3.22)$$

$$f'_{ye} = 1.1f_y \quad (Ec. 3.23)$$

Los valores f'_{ce} y f'_{ye} son estimaciones de la resistencia esperada. También será necesario obtener estimaciones de la resistencia máxima factible en articulaciones plásticas, para cálculo de diseño por capacidad usando límites superiores en las resistencias de materiales, por lo que se recomiendan las siguientes fórmulas para el concreto y el acero respectivamente:

$$f'_{co} = 1.7f'_c \quad (Ec. 3.24)$$

$$f'_{yo} = 1.1f_y \quad (Ec. 3.25)$$

3.4 Diseño por capacidad para marcos

Para marcos estructurales las consideraciones en el diseño por capacidad estarán relacionadas a flexión y cortante tanto de vigas como de columnas, probablemente con carga axial.

3.4.1 Flexión de vigas

Es común omitir la amplificación dinámica en el diseño sísmico de marcos en cortante y momentos de vigas, aunque no es correcto siempre debido a que existen los momentos por cargas gravitacionales provocados por aceleraciones verticales.

Ya que los momentos no pueden exceder los valores de sobrerresistencia en las articulaciones plásticas, los momentos de diseño dentro de la longitud de la viga L_B se obtienen sumando los momentos por cargas gravitacionales a los momentos sísmicos como si fuera una viga simplemente apoyada.

$$M_x = M_{E,l}^o + (M_{E,r}^o - M_{E,l}^o) \cdot \frac{x}{L_B} + \frac{\omega_G L_B}{2} \cdot x - \frac{\omega_G x^2}{2} \quad (\text{Ec. 3.26})$$

3.4.2 Cortante de vigas

Los cortantes sísmicos correspondientes a las articulaciones plásticas en la viga son constantes. Al igual que con los momentos, es importante considerar los efectos de la respuesta vertical en la fuerza cortante. La fuerza cortante de diseño es:

$$V_x = \frac{(M_{E,R}^{\circ} - M_{E,L}^{\circ})}{L_B} + \frac{w_G^{\circ} L_B}{2} - w_G^{\circ} x \quad (Ec. 3.27)$$

3.4.3 Flexión en columnas

La mayoría de las normas de construcción incluyen requisitos específicos para la resistencia a flexión de las columnas. El ACI establece que la suma de los momentos de diseño de las columnas debe relacionarse con los momentos de diseño en las vigas:

$$\sum M_C \geq \frac{6}{5} \sum M_B \quad (Ec. 3.28)$$

En el reglamento de diseño de Estados Unidos, la relación de columnas y vigas es mayor de un 20% debido a bajos factores de reducción ($\phi_f = 0.7$ para columnas y $\phi_f = 0.9$ para vigas) sin embargo no incluyen efectos de amplificación dinámica provocados por modos superiores.

El factor de amplificación de momento dinámico aplicado a la resistencia a flexión es:

$$M_N = \phi^o \omega_f M_E \quad (Ec. 3.29)$$

Donde ω_f está en función de la altura, se recomiendan valores de 1.0 y 1.1 para marcos trabajando en 1 y 2 sentidos respectivamente.

Entonces el factor de amplificación dinámica se encuentra en función de la altura y ductilidad, desde el primer nivel hasta $\frac{3}{4}$ de la altura de la estructura de acuerdo a la figura 3.8:

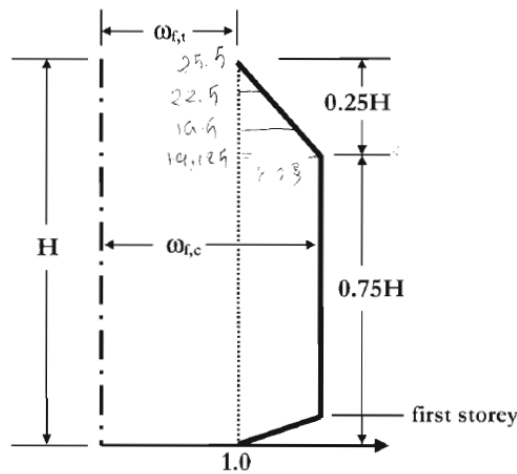


Figura 3.6 Amplificación dinámica para momentos de columnas

La resistencia a flexión requerida por la columna es:

$$\phi_f M_N \geq \phi^o \omega_f M_E \quad (Ec. 3.30)$$

$$\omega_{f,c} = 1.15 + 0.13(\mu^o - 1) \text{ (Ec. 3.31)}$$

En el último nivel, donde se permite la articulación en la parte superior de la columna:

$$\omega_{f,t} = 1.00 \text{ (Ec. 3.32)}$$

La resistencia a flexión de la columna está basada en la resistencia nominal de los materiales con un factor de reducción de $\phi_f = 0.9$. Para marcos trabajando en 2 sentidos, los momentos correspondientes a los niveles de fuerzas laterales de diseño incluyen efectos biaxiales dado por:

$$\mu^o_D = \frac{\mu}{\sqrt{2}\phi^o} \geq 1 \text{ (Ec. 3.33)}$$

La ecuación provee buenos resultados para marcos de 4 a 12 niveles, pero es poco conservador para marcos mayores a 12 niveles.

3.4.4 Cortante en columnas

Los requisitos para cortante son aún más estrictos en los reglamentos debido a que la falla por cortante es frágil.

Basándonos en los resultados de los experimentos de Pettinga y Priestley, el cortante en columna para columnas cuadradas trabajando en 2 sentidos es:

$$\phi_s V_N \geq \sqrt{2} \left(\phi^o V_E + 0.1 \frac{\mu}{\sqrt{2}} V_{E,base} \right) \leq \frac{M_t^o + M_b^o}{H_c} \quad (Ec. 3.34)$$

3.5 Consideraciones de diseño a flexión de la sección

3.5.1 Diseño a flexión de vigas

Se recomienda que las vigas se diseñen para el mayor momento, ya sea para los momentos obtenidos por las cargas de gravedad factorizada o momentos sísmicos ignorando los momentos por gravedad. La combinación total de cargas por gravedad y sísmica incrementa la resistencia de la sección y reduce los niveles de deriva por debajo de los niveles objetivo.

El diseño convencional incorpora una redistribución de momento para la combinación sísmica utilizando un factor de reducción de 0.9 ($\phi_f = 0.9$) para las cargas gravitacionales, las siguientes resistencias aplican:

$$M_{des1} \geq \frac{(1.4M_D + 1.7M_L)}{\phi} \quad (Ec. 3.35)$$

$$M_{des2} \geq \frac{(1.0M_D + 1.0M_{LE} + 1.0M_E)}{\phi} \quad (Ec. 3.36)$$

Donde M_D es el momento por carga muerta, M_L es el momento por carga viva, M_{LE} es el momento por carga viva sísmica y M_E es el momento sísmico. Las recomendaciones por DDD, incluye una tercera resistencia, para el caso sísmico

$$M_{des3} \geq M_E \quad (Ec. 3.37)$$

Regirá la mayor de las 3 resistencias.

3.5.2 Elementos sometidos a acción sísmica biaxial

Se debe considerar entrada biaxial cuando las columnas forman parte de un marco sísmico trabajando en 2 direcciones. Existirá igual probabilidad que la máxima excitación sísmica ocurra en cualquier orientación, inclusive en la diagonal aunque en esta última será mayor. Debido que se requiere que las columnas permanezcan elásticas cuando el mecanismo de articulación plástica se forme, las columnas deberán ser capaces de resistir momentos simultáneos por articulaciones en las vigas en direcciones ortogonales.

La figura 3.10 ilustra una columna interior de un marco en 2 direcciones, donde el momento en la viga se representa por el vector de doble flecha utilizando la regla de la mano derecha. Los subíndices P y N indican los momentos positivos y negativos respectivamente.

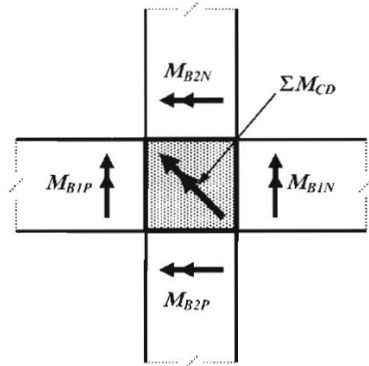


Figura 3.7 Vista en planta de momento de una columna interior en un marco de 2 sentidos

Experimentos han demostrado que el momento de columnas cuadradas reforzadas simétricamente en la dirección diagonal es muy similar a la capacidad en las direcciones principales por lo que la capacidad de momentos en las direcciones principales sobre y debajo de la unión se puede determinar como sigue:

$$\sum M_{CD} \geq \sqrt{(M_{B1P} + M_{B1N})^2 + (M_{B2P} + M_{B2N})^2} \quad (Ec. 3.38)$$

$$\sum M_C \approx \sum M_{CD} = \sqrt{2}(M_{B1P} + M_{B1N}) \quad (Ec. 3.39)$$

Para una columna interior, la fuerza axial sísmica será cercana a cero y el refuerzo requerido de columnas puede determinarse basada en la suposición de cargas gravitatorias. Aunque para columnas exteriores, los cortantes de vigas generaran fuerzas axiales de importancia (de tensión o de compresión).

Para ataque biaxial, los cortantes de columnas V_{C01} y V_{C12} deberán ser reemplazados por los cortantes V_{CD01} y V_{CD12} que se generan bajo ataque diagonal. Para una estructura con igual resistencia y longitudes en vigas en las direcciones ortogonales $V_{CD01} = \sqrt{2}V_{C01}$.

Los momentos de entrada de vigas $M_{B1,l} + M_{B1,r}$ deben ser reemplazados por la suma vectorial de la ecuación. Se sugiere que la capacidad del momento en la base sea incrementada a $0.7V_{C01}H_1$ donde V_{C01} es el cortante en la columna en la dirección principal.

Para obtener la capacidad de momento biaxial de columnas en el diseño basado en resistencia se considera la entrada sísmica del 100% y 30% de la intensidad de diseño en las direcciones ortogonales utilizando análisis modal elástico proveerá protección inadecuada de un mecanismo de piso suave en las columnas base. De hecho es la demanda de desplazamiento en la dirección ortogonal que debe reducirse 30% y no el momento, si la demanda de ductilidad de diseño excede a 3.3 se esperara que la capacidad de momento total se desarrolle simultáneamente en la dirección principal (menor) como en la dirección

principal (mayor). Para ataque diagonal 100%/30% no es conservador para $\mu > 2$.

Las columnas de esquina requieren atención especial ya que se encuentran sujetas a tensión o compresión axial sísmica altas, una opción de diseño para marcos en 2 direcciones es proveer columnas exteriores separadas más que una columna en común, esto reduce los momentos de diseño, variación de fuerza axial y fuerzas cortantes en juntas.

3.5.3 Diseño a flexión de las columnas base

Aunque se recomienda que la fuerza axial sísmica sea considerada cuando se determine el refuerzo requerido en las columnas exteriores e interiores (para su capacidad protegida), dicha fuerza no es requerida cuando se diseñan las articulaciones plásticas. Un enfoque determinístico sería calcular el refuerzo requerido a flexión basada en el momento de diseño y la carga axial por gravedad. Se recomienda que un momento de $0.3Th_c$ sea restado de la columna a tensión y agregado a la columna a compresión.

3.6 Diseño basado en Desplazamiento directo para marcos con excitación diagonal

Un aspecto de consideración en el análisis diagonal es el control de la deriva. Diseñar para un límite específico de deriva o de ductilidad en las direcciones principales proveerá un diseño que satisfaga los límites de deriva o ductilidad en la dirección diagonal. Si se asume que el edificio es regular, con rigideces y resistencias iguales en ambas direcciones por lo que si el edificio es desplazado en la dirección diagonal, la fluencia no ocurrirá hasta que los desplazamientos en ambas direcciones sean iguales a sus valores de fluencia, entonces el desplazamiento de fluencia diagonal será:

$$\Delta_{yD} = \sqrt{2}\Delta_{yP} \quad (Ec. 3.40)$$

3.7 Espectro de Respuesta

El entendimiento y metodología de diseño sobre la respuesta de las estructuras ya sea por resistencia o desplazamiento directo requieren los registros sísmicos (acelerogramas) y los correspondientes espectros de respuesta.

3.7.1 Espectro de desplazamiento elástico de diseño

Aunque en muchos reglamentos no se incluye el espectro de desplazamiento, se puede generar del espectro de aceleración asumiendo que la respuesta de desplazamiento máxima está regida por las ecuaciones de respuesta de estado estacionario.

$$\Delta_{(T)} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{A(T)} g \quad (\text{Ec. 3.41})$$

Donde g es la aceleración de la gravedad y $S_{A(T)}$ está expresada como múltiplo de g como se muestra en la figura 3.12

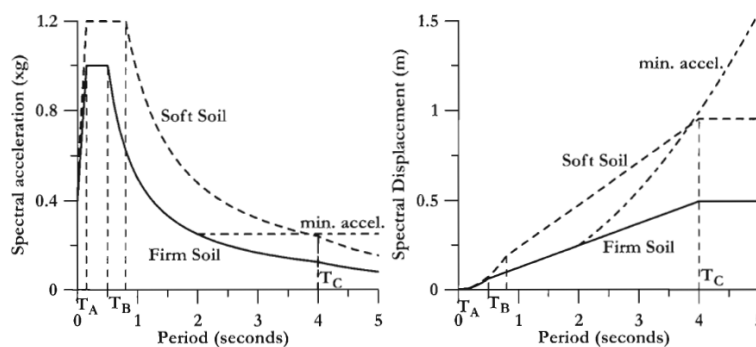


Figura 3.8 Espectro de aceleración y de desplazamiento de diseño

3.4 Herramientas de análisis para la verificación de la respuesta de diseño

3.4.1 Análisis no lineal

Las primeras aplicaciones prácticas del uso del análisis no lineal en ingeniería sísmica en Estados Unidos fueron en recomendaciones para evaluar el refuerzo de edificios existentes publicados en el FEMA 273 (1997) y ATC 40 (1996) hasta el FEMA P440 (2009).

Para una estructura dada y un conjunto de parámetros de demanda, dicha estructura debe ser modelada y analizada para que los valores de los parámetros de la demanda sean calculadas con suficiente precisión, el desempeño es entonces comparado con los parámetros de demanda.

Los modelos de los componentes estructurales inelásticos pueden ser diferenciados por la forma en que la plasticidad se encuentra distribuida en la sección transversal del miembro a lo largo de su longitud, la figura muestra varios tipos de miembros estructurales que pueden ser modelados (Ver figura 3.13)

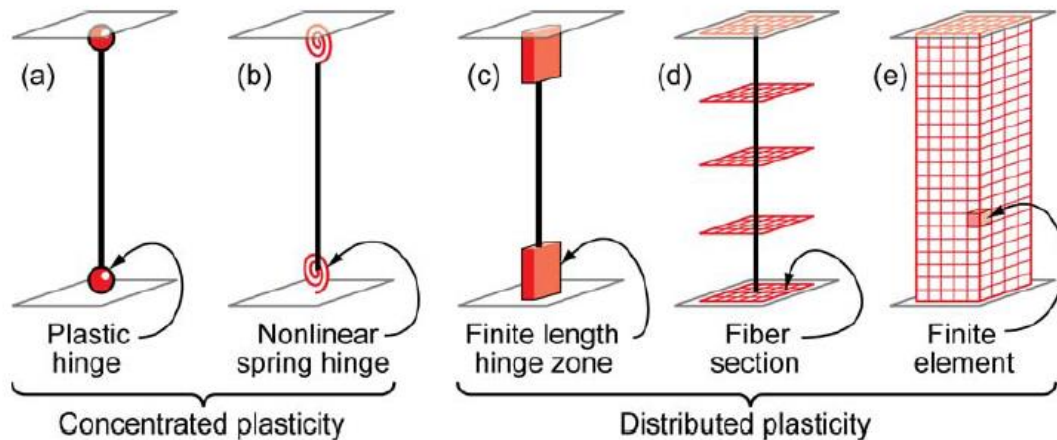


Figura 3.9 Modelos idealizados de elementos viga-columna

El modelo estructural de análisis estático no lineal, se encuentra sujeto a un vector de cargas incremental cuya distribución representa las fuerzas de inercias esperadas durante el sismo. La carga lateral es aplicada hasta que los desplazamientos alcanzan los “desplazamientos objetivos” que representan la demanda de desplazamiento que impondrán los movimientos del suelo. Una vez alcanzado el desplazamiento objetivo los parámetros de demanda son comparados con el criterio de aceptación respectivo. El análisis estático no lineal es aplicable a edificios de mediana altura donde su respuesta se encuentra dominada por el modo fundamental de vibración.

3.4.2 Análisis Estático No Lineal (Pushover)

El Análisis Estático No Lineal (AENL) consiste en un análisis inelástico de la estructura, considerada bajo un vector incremental de fuerzas o desplazamientos. Busca encontrar la formación y rotación de articulaciones plásticas en la estructura y por lo tanto puede utilizarse como herramienta en DDD para verificación del diseño. El método tiene ciertas limitaciones como:

- El AENL no puede utilizarse para determinar la demanda de desplazamiento total en la estructura al sismo de diseño.
- Los softwares disponibles están restringidos a modelar la respuesta de un solo modo (periodo fundamental).
- Con el empuje en una dirección, las características histeréticas de la estructura no pueden ser incluidas en la verificación del diseño.

Al llevar a cabo el análisis pushover, se deberá tener en cuenta si se maneja un vector de fuerzas o un vector de desplazamiento para el control de la respuesta ya que ambos enfoques tienen limitaciones.

Un vector de fuerzas tiende a convertirse inestable en cuanto se aproxima a la resistencia máxima y no puede seguir la respuesta cuando la resistencia se degrada.

Un vector de desplazamiento es adecuado para sistemas de un grado de libertad ya que puede conocer la respuesta en la región posterior a la máxima. Sin embargo, fuerzas locales alteradas se desarrollan cuando se aplican a estructuras de n grados de libertad, también el vector de desplazamiento puede omitir mecanismos de falla de pisos suaves.

3.4.3 Análisis, métodos, modelado y resultados

La rigidez no lineal y resistencia de los componentes son modelados en función de una curva envolvente cíclica, donde se encuentra implícita la degradación debido a carga cíclica presentada durante el sismo. Las cargas son aplicadas en los nodos donde las fuerzas dinámicas inerciales se desarrollan, son incrementadas monolíticamente sin reversa (Ver figura 3.14). Un nodo control es definido para medir el desplazamiento objetivo (usualmente en el techo o azotea de la estructura). Se grafica entonces el cortante basal con el desplazamiento, a ésta gráfica se le llama “gráfica Pushover”.

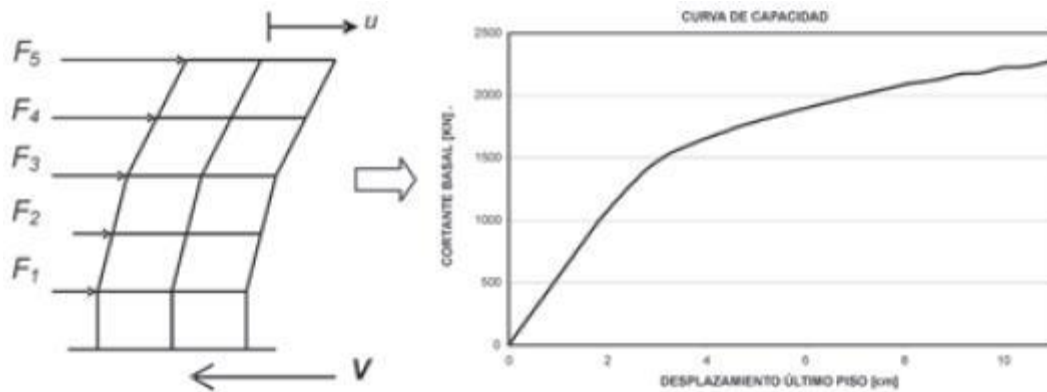


Figura 3.10 Análisis Estático No lineal y Grafica Pushover

Los métodos de análisis basados en desempeño requieren formas de determinar el comportamiento real de las estructuras cuando son sometidas a sismos intensos y presentan desplazamientos que incurren en el rango inelástico.

El análisis no lineal requiere pensar sobre el comportamiento inelástico y estados límites que dependen tanto de la deformación como de la fuerza.

Cuando el material no es elástico y los desplazamientos de la estructura no son pequeños, el comportamiento de la estructura es no lineal. La no linealidad puede deberse solamente a que el material es no lineal, en ese caso estaríamos en “No linealidad física”, pero si en cambio la no linealidad se debe a que los desplazamientos en la estructura son pequeños estamos en el caso de “No linealidad geométrica”.

Capítulo 4

Aplicación a un caso particular

4.1 Caso de estudio

En este capítulo se presenta como caso particular de estudio un marco estructural de concreto reforzado de 6 niveles y 3 claros con longitudes variables, por lo que se considera irregular de acuerdo a su clasificación estructural. El marco forma parte del sistema estructural de un edificio para locales comerciales en planta baja y departamentos en los 5 niveles superiores, se sitúa en la colonia La Paz de la ciudad de Puebla. La geometría del marco se muestra a continuación en la figura 4.1:

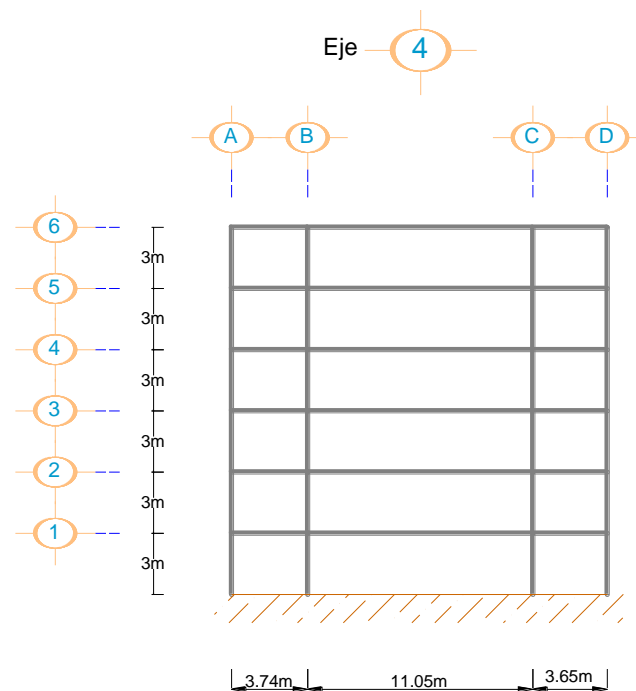


Figura 4.1 Marco Estructural

4.2 Diseño del marco por resistencia

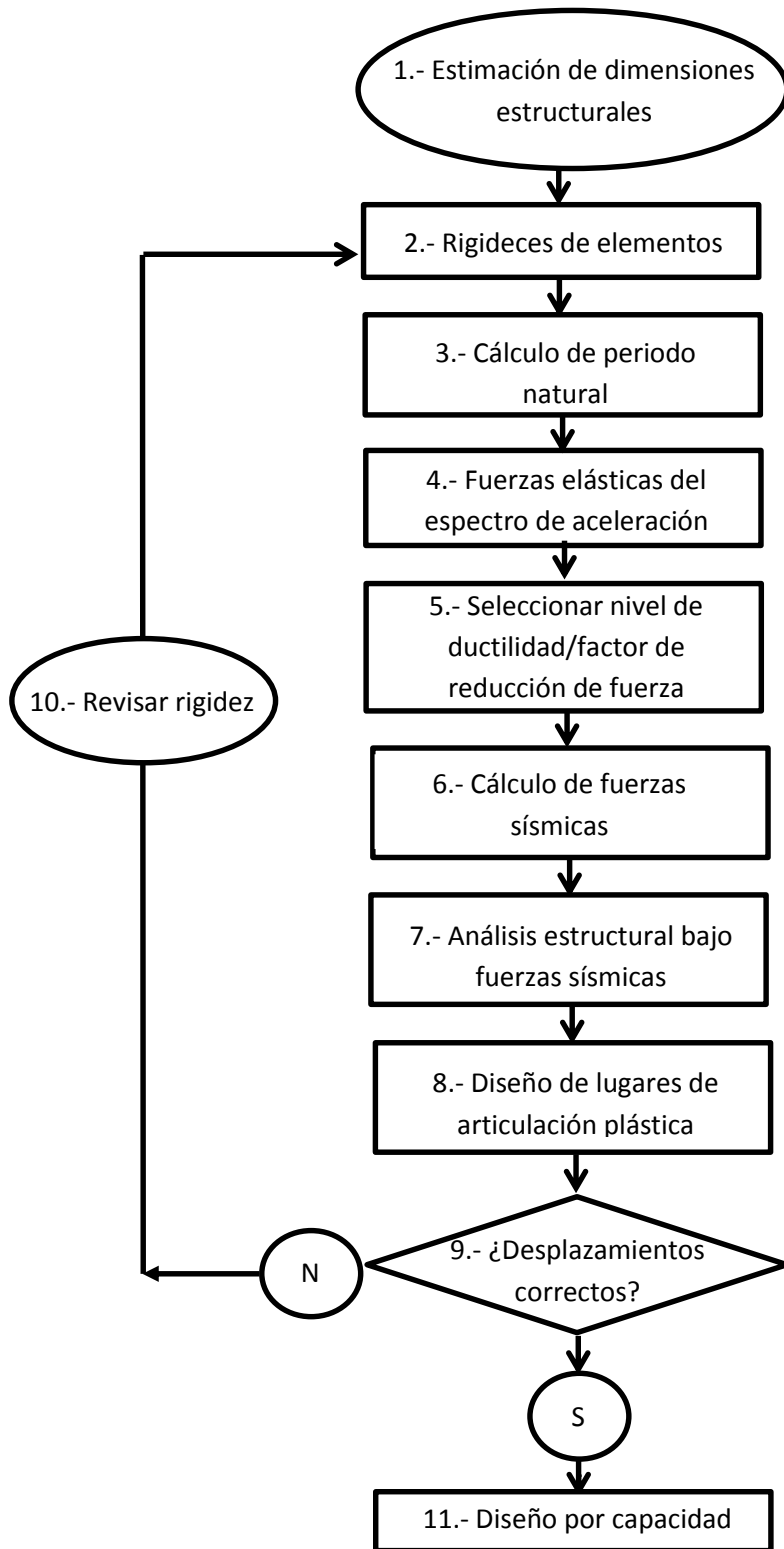


Figura 4.2 Diagrama de flujo del Diseño por desplazamiento directo

El Diagrama de flujo de la figura 4.2 muestra el proceso iterativo que debe realizarse para el diseño estructural basado en resistencia.

Datos de materiales

Las resistencias y características de materiales utilizados para el marco estructural se enlistan a continuación:

- Resistencia a compresión del concreto $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a compresión del concreto para diseño $f^*c=200 \text{ kg/cm}^2$
- Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión $f''c=170 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia a tensión del acero $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad del acero $E_s= 2000000 \text{ kg/cm}^2$

Datos del suelo

El suelo donde se encuentra la estructura es suelo tipo I, de acuerdo a la clasificación de suelos del código reglamentario del municipio de Puebla en el artículo 996.

Tipo I Roca o suelo muy compacto o duro con $T_s < 0.4s$, o en su defecto $N > 40$. (Terreno firme) para suelos granulares o $S > 10 \text{ Ton/m}^2$ para suelos cohesivos.

La estructura cuenta con losa de vigueta y bovedilla, columnas y trabes de concreto reforzado, por lo que se utilizará un factor de comportamiento sísmico (**Q**) de 2.

La estructura requiere un grado de seguridad intermedio. La falla estructural ocasionaría pérdida de magnitud intermedia o pondrían en peligro otras construcciones de mayor importancia, por eso esta estructura se clasifica en el Grupo B.

Con los datos mencionados anteriormente, los parámetros de los espectros de diseño para la estructura actual se muestran en la tabla 4.1 y son graficados en la figura 4.3.

Tipo De Terreno	a_0	c	$T_a(S)$	$T_b(S)$	r
I	0.05	0.18	0.15	0.6	2/3

Tabla 4.1 Parámetros del espectro de diseño para el diseño por resistencia

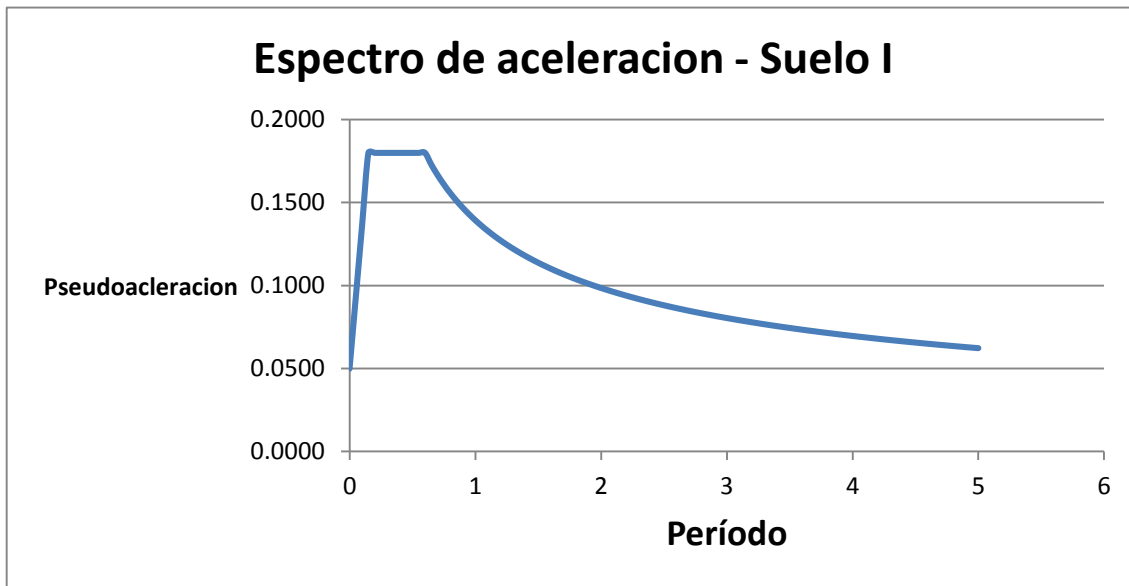


Figura 4.3 Espectro de diseño para el diseño por resistencia

Hipótesis para el análisis

Las estructuras de concreto se analizarán en general con métodos que supongan comportamiento elástico. En el cálculo de las rigideces de los miembros estructurales se tomara en cuenta el efecto del agrietamiento. Se admitirá que se cumple con este requisito si las rigideces de la viga se calculan con la mitad del momento de inercia de la sección bruta del concreto y las rigideces de las columnas se calculan con el momento de inercia total de la sección bruta de concreto.

Criterios de diseño

El dimensionamiento y el detallado se harán de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio.

De acuerdo al estado límite de falla, la estructura deberá diseñarse de modo que la resistencia de diseño de toda la sección con respecto a cada fuerza o momento interno que en ella actúe, sea igual o mayor que el valor de diseño de dicha fuerza o momentos internos.

Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados.

El estado límite de servicio comprobará que la respuesta de la estructura (deformación, agrietamiento, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sean satisfactorio.

Cargas

El sistema de entrepiso es una losa prefabricada (vigüeta y bovedilla) que cuenta con un espesor de 40 cm, se enlistan las cargas que se tomaron en cuenta para el análisis.

- Carga muerta $C_m=500 \text{ kg/cm}^2$
- Carga viva máxima $C_{vmax}=250 \text{ kg/cm}^2$
- Carga viva instantánea $C_{vinst}=180 \text{ kg/cm}^2$

- Carga sísmica

El análisis sísmico del marco se basó en las estipulaciones marcadas en el código reglamentario del municipio de Puebla en base al artículo 998, la tabla 4.2 presenta el cálculo resumido.

ANÁLISIS ESTÁTICO DEL MARCO ESTRUCTURAL								
Nivel	W _i	P _i	V _i	k _i	V _i /k _i	d _i	w _i d _i ²	P _i d _i
	(Ton)	(Ton)	(Ton)	(Ton/cm)	(cm)	(cm)		
6	147.834	20.481	20.481	147.4963	0.1389	1.837	499.072	37.63
5	155.034	17.899	38.380	143.6782	0.2671	1.698	447.259	30.40
4	155.034	14.319	52.699	146.8430	0.3589	1.431	317.640	20.50
3	155.034	10.739	63.438	155.2795	0.4085	1.072	178.328	11.52
2	155.034	7.160	70.598	174.5330	0.4045	0.664	68.345	4.75
1	162.234	3.746	74.344	286.5330	0.2595	0.259	10.921	0.97
Suma	930.206	74.344					1521.565	105.771
T					0.7609			

Tabla 4.2 Análisis sísmico estático del marco estructural

Debido a que el periodo se sitúa después de la meseta de la gráfica del espectro de aceleración, el código reglamentario del municipio de Puebla en el artículo 999 especifica la reducción de fuerzas sísmicas cuando el periodo fundamental exceda el periodo T_c, siendo:

$$T_c = 2T_a \quad (Ec. 4.1)$$

La tabla 4.3 muestra los resultados que fueron obtenidos por el software SAP2000 V.15, se puede apreciar la similitud en el valor de la fuerza cortante con el del análisis realizado por medio de la tabla.

TABLE: Auto Seismic - User Coefficient								
LoadPat	Dir	PercentEcc	EccOverride	UserZ	C	K	WeightUsed	BaseShear
Text	Text	Unitless	Yes/No	Yes/No	Unitless	Unitless	Tonf	Tonf
Sismox	X	0	No	No	0.0799	1	930.2064	74.3235

Tabla 4.3 Resultados del análisis sísmico estático por el software SAP2000 V.15

La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, de acuerdo a lo estipulado en el artículo 976 del código reglamentario de Puebla y a criterio particular se utilizaron 2 combinaciones de cargas para el marco estructural.

- Combinación A).- $1.4C_m + 1.4C_{vmax}$ (Ec. 4.2)
- Combinación B).- $1.1C_m + 1.1C_{vmax} + 1.1S_x$ (Ec. 4.3)

El análisis estructural nos mostró las acciones internas más desfavorables a la que estarán sometidos los elementos (Vigas y columnas). Para que dichos elementos puedan resistir tales acciones, estos fueron diseñados tomando en cuenta los más desfavorables. Las figuras 4.4, 4.5, 4.6 y 4.7 muestran las acciones internas (Momentos y Cortantes) del marco estructural para las combinaciones A) y B).

Momentos

- Combinación A)

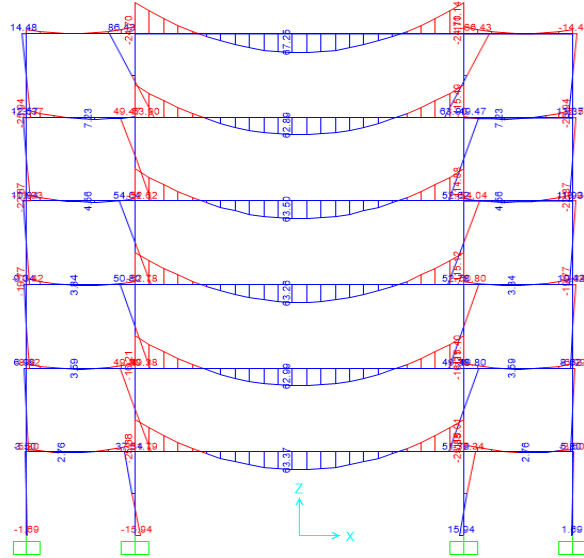


Figura 4.4 Momentos del marco estructural debido a la combinación A

- Combinación B)

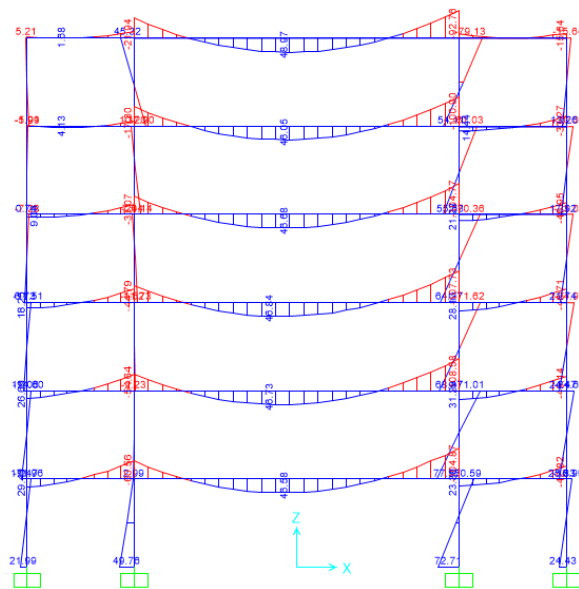


Figura 4.5 Momentos del marco estructural debido a la combinación B

Cortantes

- Combinación A)

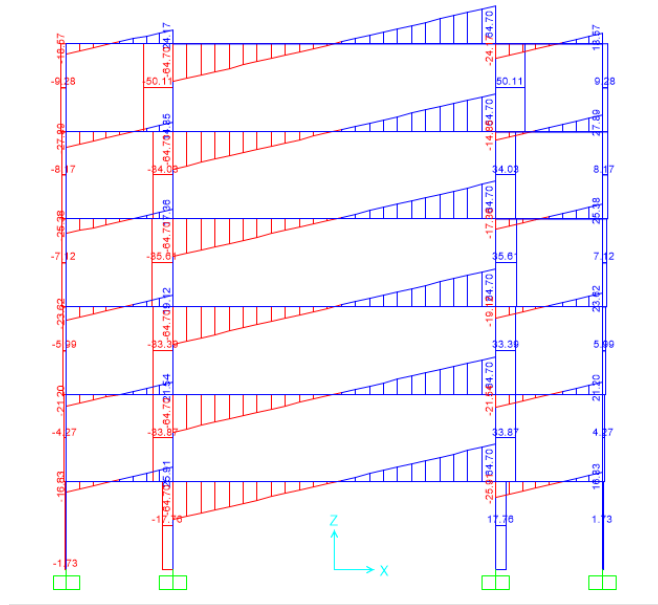


Figura 4.6 Cortantes del marco estructural debido a la combinación A

- Combinación B)

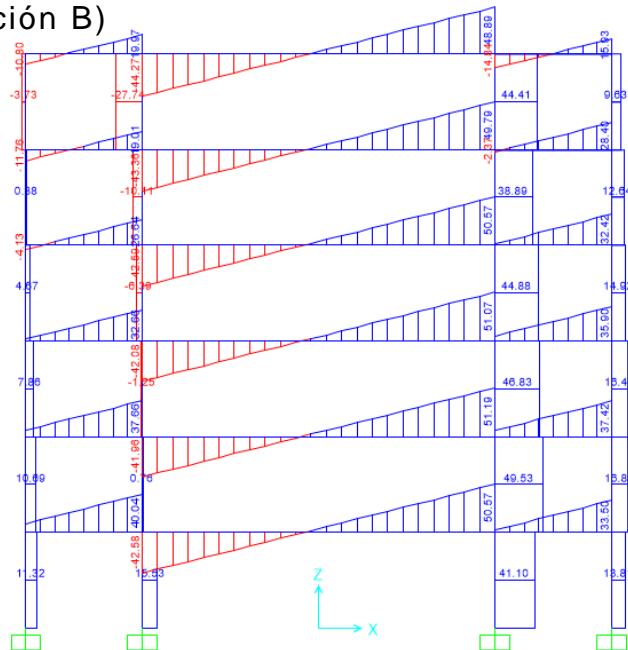


Figura 4.7 Cortantes del marco estructural debido a la combinación A

Resultados de dimensionamiento de elementos

En base a las acciones internas a las que se encuentra sometido el marco estructural, el dimensionamiento geométrico y refuerzos de los elementos columnas y vigas se muestran en la figura 4.8 y en el plano 4.1.

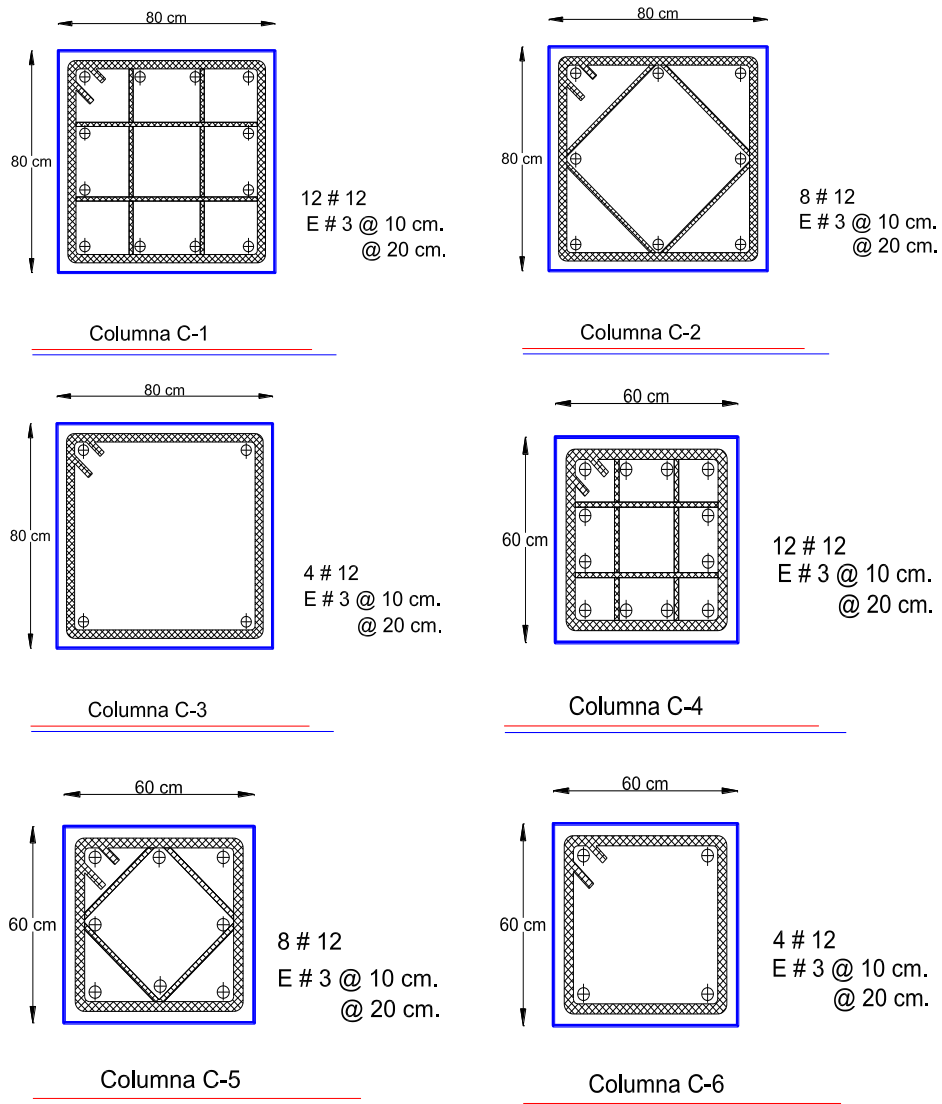
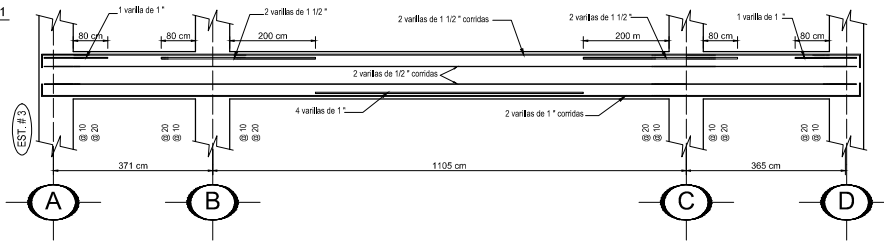
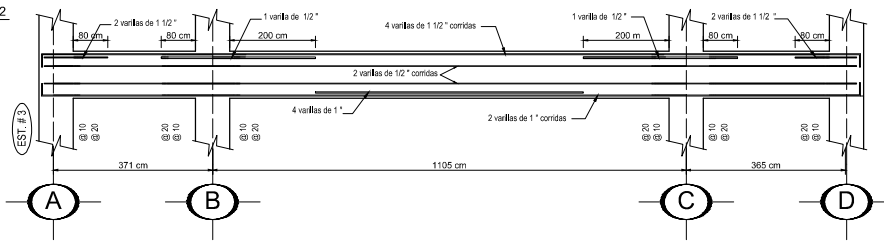


Figura 4.8 Dimensionamiento y armado de columnas por el método de resistencia

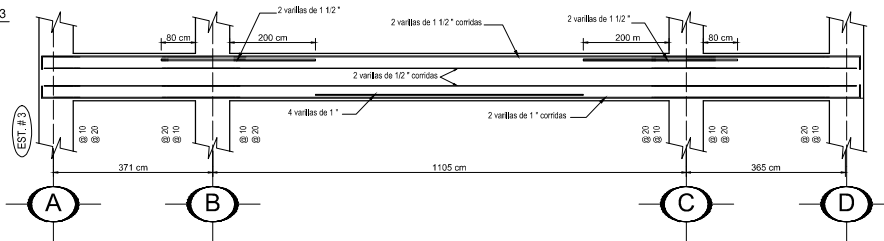
TRABE T - 1
(Eje 4/A-D)



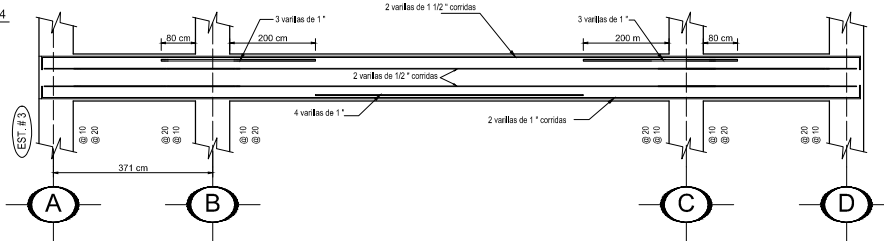
TRABE T - 2
(Eje 4/A-D)



TRABE T - 3
(Eje 4/A-D)



TRABE T - 4
(Eje 4/A-D)



ESPECIFICACIONES

CONCRETO

TODO EL CONCRETO ESPECIFICADO PARA SECCIONES ESTRUCTURALES DEBERÁ SER DE UNA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE f_c MÍNIMA DE 250 kg/cm² EXCEPTO EN DONDE EL CONCRETO SE ESPECIFIQUE COMO NO ESTRUCTURAL Y SERÁ DE UNA RESISTENCIA $f_c=150$ kg/cm². LA DIRECCIÓN DE LA OBRA DICTARÁ LOS PROPORCIONAMIENTOS CORRESPONDIENTES O LAS MEDIDAS ADECUADAS PARA CUMPLIR CON ESTOS REQUISITOS.

CON EL FIN DE CONTROLAR LA CALIDAD DEL CONCRETO SE TOMARÁN MUESTRAS ALEATORIAS DEL CONCRETO USADO PARA EL COLADO DE LAS SECCIONES Y SE PROBARÁN EN EL LABORATORIO PARA VERIFICAR LAS RESISTENCIAS.

EL REVENIMIENTO SERÁ EL MÍNIMO REQUERIDO PARA QUE EL CONCRETO FLUYA A TRAVÉS DE LAS SECCIONES DURANTE EL COLADO O PARA PERMITIR EL BOMBEO SI EL CASO ASI LO REQUIERE, SE DEBERÁ VERIFICAR EL PESO VOLUMÉTRICO DEL CONCRETO ANTES DE SER COLADO.

TODO EL CONCRETO QUE AQUÍ SE ESPECIFICA, DEBERÁ CUMPLIR CON LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS:

	f_c	TAM. MAX.	REVENIMIENTO EN
cm.			
EN PISOS	200	1"	8-11
EN ZAPATAS	250	3/4"	8-11
EN BANQUETAS	200	1"	8-11
EN TRABES DE LIGA	250	1"	8-11
EN GROUT DE NIVELACION	300	---	---

SI EL CONCRETO SE HACE EN OBRA, DEBERÁ SER SUPERVISADO CON CUIDADO PARA IMPEDIR QUE LA RELACIÓN AGUA-CEMENTO NO SEA MAYOR A 0.45 (EN PESO).

ACERO DE REFUERZO

TODO EL ACERO DE REFUERZO DEBERÁ SER PROTEGIDO DURANTE LAS FASES DE TRANSPORTE, MANEJO Y ALMACENAMIENTO.

INMEDIATAMENTE DESPUÉS DE SU LLEGADA A LA OBRA SE REVISARÁ QUE EL ACERO SE ENCUENTRE EN BUENAS CONDICIONES. SI SE JUZGA NECESARIO, SE REALIZARÁN ENSAYOS EN EL ACERO DUDOSO.

TODO EL ACERO ESPECIFICADO DE DIÁMETRO MAYOR AL NÚMERO 2 (1/4") DEBERÁ SER DE ALTA RESISTENCIA, CON UN LÍMITE ELÁSTICO APARENTE $f_y=4200$ kg/cm², 0 DE $f_y=6000$ kg/cm², SALVO QUE SE ESPECIFIQUE OTRO DIFERENTE. PARA EL DIÁMETRO NÚMERO 2 SERÁ $f_y=2530$ kg/cm².

ANTES DEL COLADO DEBERÁ COMPROBARSE QUE TODO EL ACERO HA SIDO COLOCADO EN SU SITIO CONFORME A LOS PLANOS ESTRUCTURALES, Y QUE SE ENCUENTRA TOTALMENTE SUJETO MEDIANTE AMARRES DE ALAMBRE, SILLETAS Y SEPARADORES, DE MODO Y NÚMERO SUFICIENTE QUE NO PERMITAN MOVIMIENTOS DE POSIBLE IMPORTANCIA DURANTE EL COLADO.

AL EFECTUAR EL COLADO EL ACERO DEBERÁ ESTAR EXENTO DE GRASAS, ACEITES, PINTURA, ÓXIDO Y CUALQUIER OTRA SUSTANCIA QUE PUEDA REDUCIR SU ADHERENCIA CON EL CONCRETO.

La figura 4.9 representa la distribución de las secciones presentadas anteriormente al marco estructural.

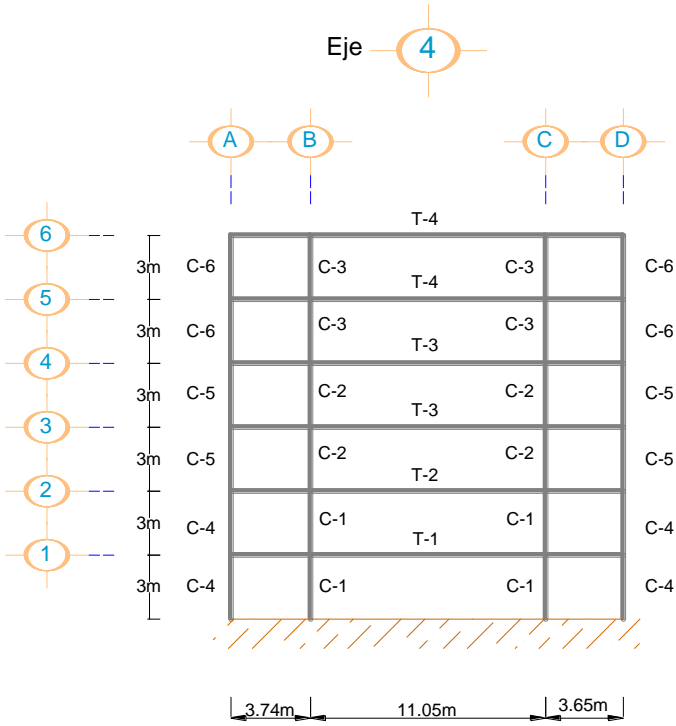


Figura 4.9 Distribución de las secciones calculadas por el método por resistencia

4.3 Diseño del marco por desplazamiento directo

El cálculo se divide en 3 fases y la estructura será diseñada para el estado límite control de daños. $\theta_{LS} = 0.025$

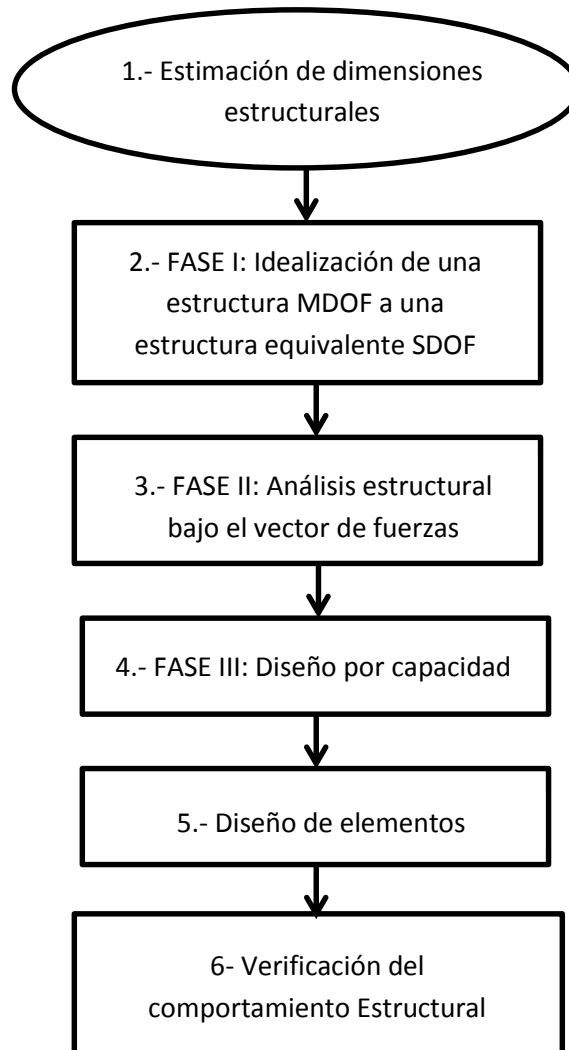


Figura 4.10 Diagrama de flujo del Diseño por desplazamiento directo

En la figura 4.10 se muestra el diagrama de flujo del diseño por desplazamiento directo (DDD).

4.3.1 Primera Fase

La primera fase del proceso de diseño es la representación de una estructura de varios grados de libertad (MDOF) por una estructura equivalente de un grado de libertad (SDOF), modelando el primer modo inelástico de respuesta.

- a) Desplazamientos de pisos de diseño: La forma modal inelástica normalizada depende de la altura por nivel y de la altura del ultimo nivel, para un marco mayor a 4 niveles la fórmula utilizada para dicha forma modal es:

$$\delta_i = \frac{4}{3} \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad (Ec. 4.4)$$

Los desplazamientos de piso de diseño se encuentran relacionados a la forma modal inelástica normalizada δ_i y al desplazamiento del piso crítico. Donde en $i = 1$ a n son los pisos y el desplazamiento del piso crítico se encuentra dado por la relación.

$$\Delta_i = \delta_i \left(\frac{\Delta_c}{\delta_c} \right) \quad (Ec. 4.5)$$

Esta forma implica que la deriva máxima ocurre entre el suelo y el primer nivel. Por lo que el desplazamiento de diseño en el primer piso es:

$$\Delta_1 = \Delta_c = \theta_{LS} H_1 \quad (Ec. 4.6)$$

$$\Delta_c = (0.025)(3)$$

$$\Delta_c = 0.0750 \text{ m}$$

$$\delta_c = \delta_1 = \frac{4}{3} \left(\frac{3}{18} \right) \left[1 - \frac{3}{(4)(18)} \right] \quad (\text{Ec. 4.7})$$

$$\delta_c = \delta_1 = 0.2130$$

$$\Delta_i = \delta_i \left(\frac{0.0750}{0.2130} \right) \quad (\text{Ec. 4.8})$$

$$\Delta_i = 0.3552 \delta_i$$

Los resultados de los desplazamientos normalizados y desplazamientos de cada piso se muestran en la tabla:

FASE 1.- IDEALIZACIÓN DE UNA ESTRUCTURA MDOF A UNA ESTRUCTURA EQUIVALENTE

Niveles	Altura (m)	Masas (T)	δ_i	Δ_i	$m_i \Delta_i$ (T)	$m_i \Delta_i^2$ (T)	$m_i \Delta_i H_i$ (T-m)
6	18	144.3784	1.0000	0.3522	50.8463	17.9067	915.2335
5	15	148.1224	0.8796	0.3098	45.8857	14.2146	688.2862
4	12	148.1224	0.7407	0.2609	38.6406	10.0802	463.6875
3	9	149.0584	0.5833	0.2054	30.6218	6.2908	275.5960
2	6	149.9944	0.4074	0.1435	21.5209	3.0878	129.1256
1	3	154.6744	0.2130	0.0750	11.6006	0.8700	34.8017
0	0	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
Σ		894.3504			199.1160	52.4501	2506.7305

Tabla 4.4 Fase I del diseño por desplazamiento directo

Para determinar la ductilidad y el amortiguamiento del sistema estructural se necesitan conocer algunos parámetros del sistema equivalente desplazamiento de diseño (desplazamiento último)

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (Ec. 4.9)$$

$$\Delta_d = 52.4501 T - m^2 / 199.1160 T - m$$

$$\Delta_d = 0.2634 m$$

b) La masa equivalente del sistema SDOF se encuentra dada por:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (Ec. 4.10)$$

$$m_e = 2506.7305 T - m / 0.2634 m$$

$$m_e = 755.9024 T$$

c) Altura efectiva del SDOF

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (Ec. 4.11)$$

$$H_e = 267.074 T - m - m / 21.207 T - m \quad (Ec. 4.12)$$

$$H_e = 12.5893 m$$

d) Desplazamiento de fluencia: De acuerdo con recomendaciones en la sección 3.3.2 Resistencia de diseño de materiales para DDD, el esfuerzo de fluencia del acero es:

$$f_{ye} = 1.1 f_y \quad (Ec. 4.13)$$

$$f_{ye} = 1.1(4200 \text{ kg/cm}^2)$$

$$f_{ye} = 4620 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo que la deformación del acero a fluencia esperada es:

$$\varepsilon_{ye} = f_{ye} / E_s \quad (\text{Ec. 4.14})$$

$$\varepsilon_{ye} = 4620 \text{ kg/cm}^2 / 2000000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_{ye} = 0.00231$$

Debido a que el peralte en vigas es constante, las capacidades de momentos tanto en vigas exteriores como interiores se proponen iguales

$$M_1 = M_2 = M_3 \quad (\text{Ec. 4.15})$$

e) Deriva de fluencia en cada tramo

$$\theta_{y1}$$

$$= 0.5\varepsilon_{ye} \frac{L_{b1}}{h_{b1}} \quad (\text{Ec. 4.16})$$

$$\theta_{y1} = 0.5(0.00231) \frac{3.65}{1.1}$$

$$\theta_{y1} = 0.00383$$

$$\theta_{y2}$$

$$= 0.5\varepsilon_{ye} \frac{L_{b2}}{h_{b2}} \quad (\text{Ec. 4.17})$$

$$\theta_{y2} = 0.5(0.00231) \frac{11.05}{1.1}$$

$$\theta_{y2} = 0.1160$$

$$\theta_{y1}$$

$$= 0.5\varepsilon_{ye} \frac{L_{b2}}{h_{b2}} \quad (\text{Ec. 4.18})$$

$$\theta_{y1} = 0.5(0.00231) \frac{3.74}{1.1}$$

$$\theta_{y1} = 0.00393$$

El desplazamiento de fluencia se encuentra en función de la deriva de fluencia de las vigas, dado por la siguiente fórmula. Se cuentan con 3 derivas de fluencias por haber 3 longitudes y es por esto que se va a tomar el más desfavorable.

$$\Delta_y = \left[\frac{M_1 \theta_{y1} + M_2 \theta_{y2} + M_3 \theta_{y3}}{M_1 + M_2 + M_3} \right] H_e \quad (Ec. 4.19)$$

$$\Delta_y = \left[\frac{0.00393 + 0.0116 + 0.00393}{3} \right] 12.5937 \text{ m}$$

$$\Delta_y = 0.08125 \text{ m}$$

f) Ductilidad de la estructura sustituta:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (Ec. 4.20)$$

$$\mu = \frac{0.2634}{0.08125}$$

$$\mu = 3.2420$$

g) Amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura sustituta:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (Ec. 4.21)$$

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{3.2420 - 1}{3.2420 \pi} \right)$$

$$\xi_{eq} = 0.1744$$

$$\xi_{eq} = 17.4371 \%$$

h) Periodo Efectivo

$$T_e = 3.8667 \quad (\text{Obtenido del espectro de desplazamiento Ver figura 4.11})$$

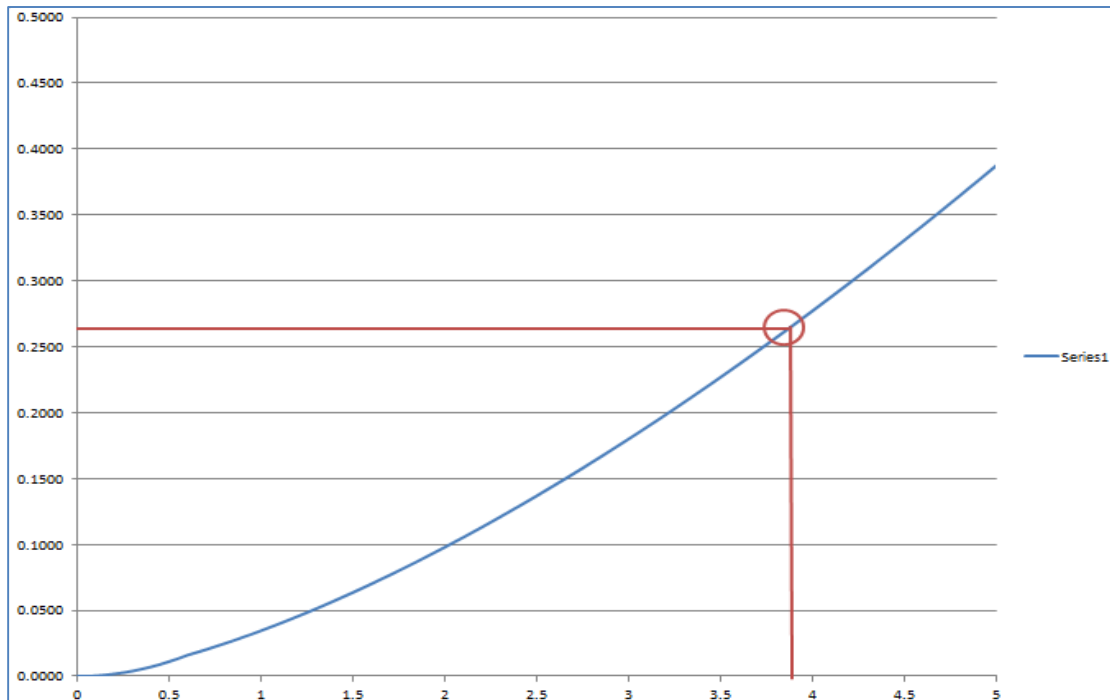


Figura 4.11 Espectro de desplazamiento

i) Rigidez de la estructura sustituta

$$k_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (\text{Ec. 4.22})$$

$$k_e = \frac{4\pi^2(755.9024)}{3.8667^2}$$

$$k_e = 1995.9262 \text{ T/m}$$

j) Cortante basal de la estructura sustituta

$$V_{basal} = k_e \Delta_d \quad (\text{Ec. 4.23})$$

$$V_{basal} = (1995.9262 \text{ T/m})(0.2634 \text{ m})$$

$$V_{basal} = 525.7568 \text{ T}$$

4.3.2 Segunda Fase

La segunda fase del proceso de diseño es el análisis estructural bajo el vector de fuerzas. La forma de distribuir las fuerzas será con la ecuación siguiente:

$$F_i = V_{Basal}(m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n (m \Delta_i) \quad (Ec. 4.24)$$

Las fuerzas sísmicas generan cortantes y momentos en los pisos; la suma de todos los momentos a nivel del suelo ΣOTM .

$$OTM_i = \sum_{j=i}^n F_j (H_j - H_i) \quad (Ec. 4.25)$$

Momentos en las columnas base, si se adopta un punto de inflexión de $0.65H_1$.

$$\sum M_{cj} = V_{base} 0.65H_1 \quad (Ec. 4.26)$$

$$\sum M_{cj} = 525.7568 (0.65)(3)$$

$$\sum M_{cj} = 1025.2257 T - m$$

La tensión es igual a

$$T = \sum_{i=1}^n V_{B1i} = \frac{M_1}{2M_1 + M_2} \cdot \frac{(\sum_{i=1}^n F_i H_i - \sum_{j=1}^m M_{cj})}{L} \quad (Ec. 4.27)$$

$$T = \sum_{i=1}^n V_{B1i} = \frac{1}{2(1) + (1)} \cdot (6618.9094 - 1025.2257) \\ (3.65 + 11.05 + 3.74)$$

$$T = \sum_{i=1}^n V_{B1i} = 101.1150 T$$

La cual es repartida entre las vigas de la siguiente forma, para obtener los cortantes en las vigas.

$$V_{Bi} = T \frac{V_{S,i}}{\sum_{i=1}^n V_{S,i}} \quad (Ec. 4.28)$$

Para obtener los momentos en las vigas, únicamente se multiplica la mitad de la longitud de la viga por el cortante obtenido anteriormente.

$$M_{b,i} = V_{bi} \frac{(L_1 - h_c)}{2} \quad (Ec. 4.29)$$

En este ejercicio se decidió tomar en cuenta la distribución de los cortantes de las columnas 1/6 y 1/3 respectivamente del cortante en cada piso. Tanto los resultados de fuerzas sísmicas, momentos en cada piso, cortantes, momentos en vigas y cortantes en columnas, se muestran apreciar en la tabla 4.

En este punto, se comparan los momentos y cortantes recién obtenidos con los que se obtuvieron por carga gravitatoria. Se toman los mayores de los 2 para el diseño. En este caso las acciones internas más desfavorables pertenecen al análisis sísmico desarrollado en la segunda fase del DDD.

FASE 2.- ANÁLISIS ESTRUCTURAL BAJO EL VECTOR DE FUERZAS

			FUERZAS NTERNAS EN VIGAS								COLUMNAS	
			<i>Cortantes</i>		<i>Momentos</i>				<i>Incremento de momentos</i>		<i>Cortantes</i>	
			A Eje		A Paño		A Eje				A Eje	
F_i T	$V_{s,i}$ T	OTM T-m	$V_{viga\ exterior}$ T	$V_{viga\ interior}$ Ton	$M_{viga\ exterior}$ T-m	$M_{viga\ interior}$ T-m	$M_{viga\ exterior}$ T-m	$M_{viga\ interior}$ T-m	Exterior	Interior	$V_{columna\ exterior}$ T	$V_{columna\ interior}$ T
134.2574	134.2574	0.0000	31.0854	10.2680	47.2498	52.6237	56.7309	56.7309	0.2007	0.0781	22.3762	44.7525
121.1592	255.4166	402.7722	59.1382	19.5343	89.8900	100.1134	107.9271	107.9271	0.2007	0.0781	42.5694	85.1389
102.0288	357.4455	1169.0220	82.7615	27.3375	125.7975	140.1047	151.0398	151.0398	0.2007	0.0781	59.5742	119.1485
80.8554	438.3009	2241.3584	101.4825	33.5214	154.2533	171.7969	185.2055	185.2055	0.2007	0.0781	73.0501	146.1003
56.8251	495.1260	3556.2611	114.6395	37.8673	174.2520	194.0702	209.2171	209.2171	0.2007	0.0781	82.5210	165.0420
30.6308	525.7568	5041.6390	121.7316	40.2100	185.0321	206.0762	222.1602	222.1602	0.2007	0.0781	87.6261	175.2523
0.0000	525.7568	6618.9094	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00000	0.00000		
Σ	2206.3031		510.8387	168.7386								

Tabla 4.5 Fase II del diseño por desplazamiento directo

4.3.2 Tercera Fase

La tercera fase es el diseño por capacidad. Los cortantes de diseño en vigas se evalúan en las sobrerresistencia a flexión de las articulaciones plásticas de la viga. Para generalizar el diseño el factor de sobrerresistencia será tomado como $\phi^o=1.35$. Y se calcula por medio de la fórmula:

$$V_x = \frac{2\phi M_B}{L_c} + \frac{w^o_G L_c}{2} - w^o_G x \quad (Ec. 4.30)$$

Donde $w^o_G x = 0$ debido a que el cortante mayor se encuentra en los extremos de la viga. Y la carga por gravedad w se incrementa un 30% para tomar en cuenta la amplificación dinámica vertical resultando w^o .

Los momentos de diseño para las vigas se toman de acuerdo al paño de las columnas calculadas con respecto a la tabla anterior. Los momentos de diseño columnas se evalúan en dirección diagonal, son afectados por el factor de sobrerresistencia, el factor de amplificación dinámica que se encuentra en función de su altura mostrado por la figura.

$$M_{Ci,DES} = \phi^o \omega_f M_{C1,f} \quad (Ec. 4.31)$$

Los cortantes de diseño de las columnas se calculan por la siguiente formula:

$$V_{Ci,DES} = \sqrt{2} (1.35 V_{E,1} + 0.1 V_{E,base,1}) \quad (Ec. 4.32)$$

La tabla 4.6 muestra los resultados del diseño por capacidad de la estructura.

FASE 3.- DISEÑO POR CAPACIDAD

ϕ°	VIGAS					Amplificación dinámica	RESPUESTA DIAGONAL		COLUMNAS			
	<i>Cortantes requeridos</i>		<i>Momentos requeridos</i>		Columnas		<i>Momentos requeridos</i>		<i>Cortantes requeridos</i>			
	A paño		A paño				A eje		A eje			
	$V^{\circ}_{B \text{ exterior}}$	$V^{\circ}_{B \text{ interior}}$	$M^{\circ}_{B \text{ exterior}}$	$M^{\circ}_{B \text{ interior}}$			$M_{C1, \text{fexterior}}$	$M_{C1, \text{finterior}}$	$M_{C1, \text{DES}}$	$M_{C2, \text{DES}}$	$V_{C1, \text{DES}}$	$V_{C2, \text{DES}}$
1.3500	57.657	65.555	48.960	53.650	1.00	80.2296056	80.22960556	108.3100	216.6199	168.9790	337.9581	
1.3500	95.529	78.186	93.143	102.067	1.16	76.3160078	76.31600778	119.5109	239.0217	207.5317	415.0634	
1.3500	127.420	88.822	130.349	142.838	1.24	106.801233	106.801233	178.6779	357.3558	239.9971	479.9941	
1.3500	138.341	96.813	157.298	173.473	1.24	130.960051	130.9600513	219.0955	438.1910	265.7251	531.4502	
1.3500	156.103	102.680	177.691	195.964	1.24	147.938828	147.9388282	247.5009	495.0018	283.8067	567.6134	
1.3500	165.677	105.843	188.684	208.087	1.24	157.091017	157.0910167	262.8125	525.6249	293.5534	587.1068	
1.3500	0.000	0.000	0.000	0.000	1.00	0	0	0	0			

Tabla 4.6 Fase III del diseño por desplazamiento directo

Basándonos en los resultados obtenidos se calcularon el dimensionamiento y armado de las columnas y vigas en las figuras 1 y 2 respectivamente.

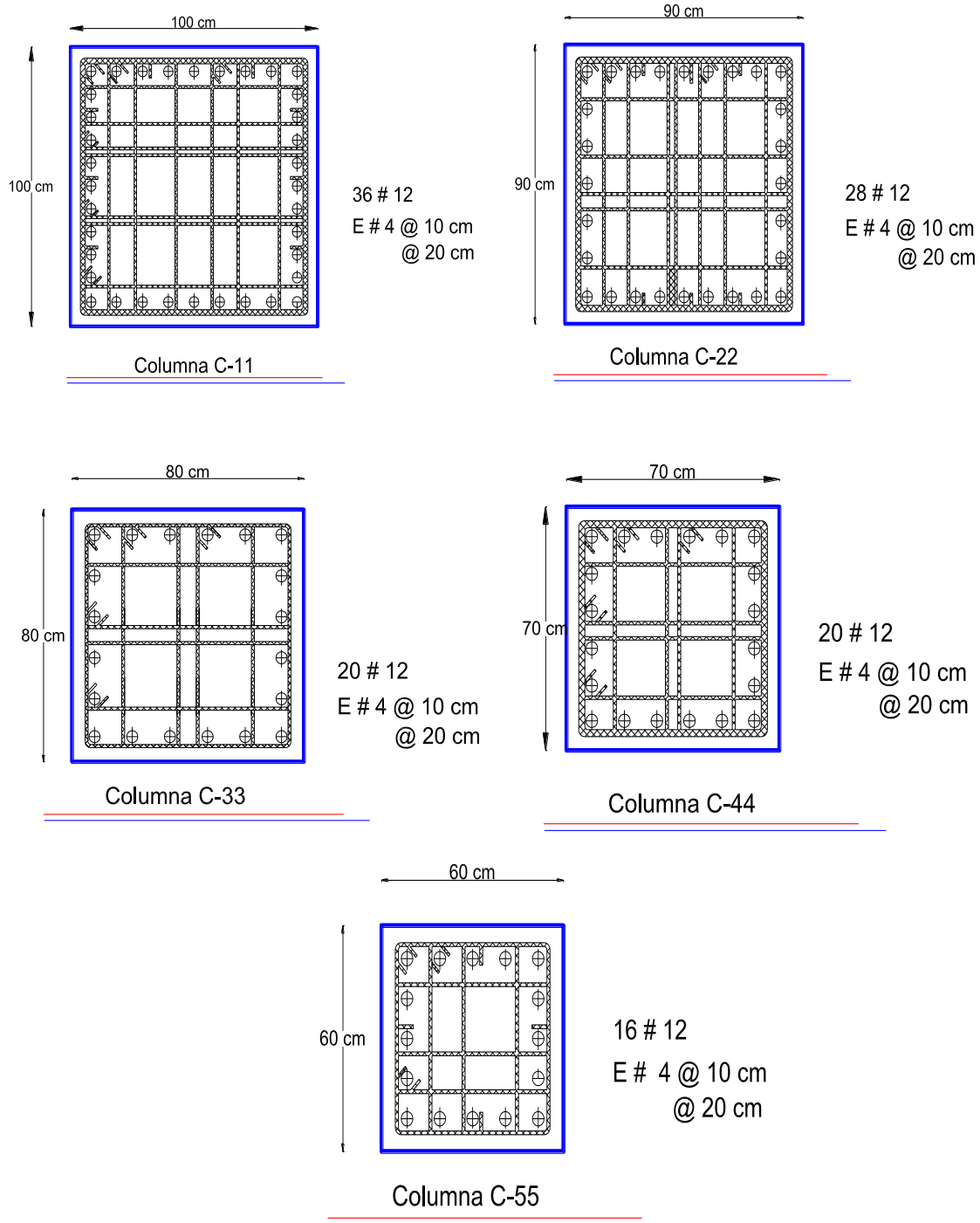
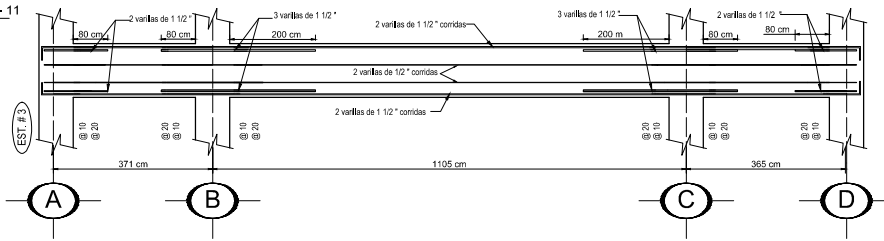
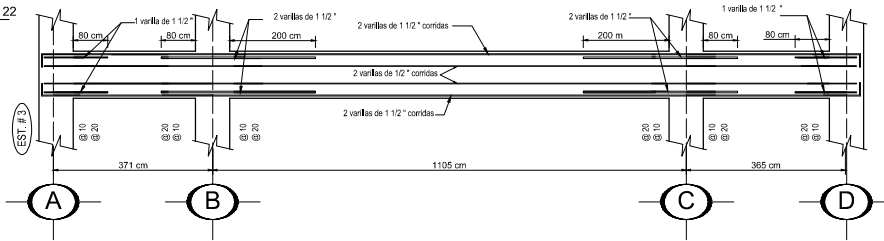


Figura 4. 12 Dimensionamiento y armado de columnas por DDD

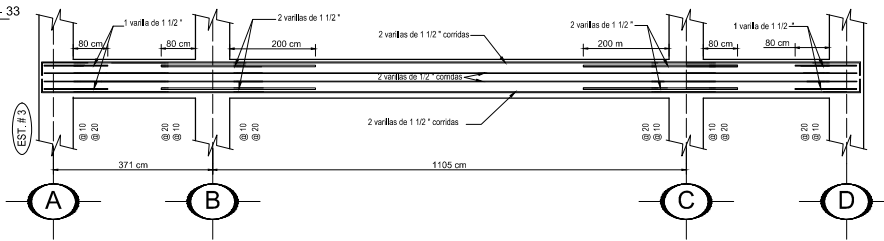
TRABE T4-11
(Eje 4/A-D)



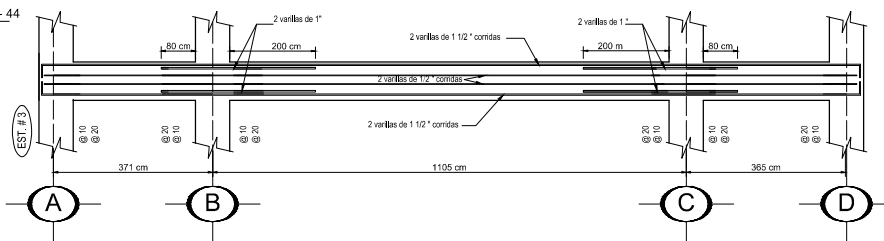
TRABE T4-22
(Eje 4/A-D)



TRABE T4-33
(Eje 4/A-D)



TRABE T4-44
(Eje 4/A-D)



ESPECIFICACIONES

CONCRETO
TODO EL CONCRETO ESPECIFICADO PARA SECCIONES ESTRUCTURALES DEBERÁ SER DE UNA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE f_c MÍNIMA DE 250 kg/cm² EXCEPTO EN DONDE EL CONCRETO SE ESPECIFIQUE COMO NO ESTRUCTURAL Y SERÁ DE UNA RESISTENCIA $f_c=150$ kg/cm². LA DIRECCIÓN DE LA OBRA DICTARÁ LOS PROPORCIONAMIENTOS CORRESPONDIENTES O LAS MEDIDAS ADECUADAS PARA CUMPLIR CON ESTOS REQUISITOS.

CON EL FIN DE CONTROLAR LA CALIDAD DEL CONCRETO SE TOMARÁN MUESTRAS ALEATORIAS DEL CONCRETO USADO PARA EL COLADO DE LAS SECCIONES Y SE PROBARÁN EN EL LABORATORIO PARA VERIFICAR LAS RESISTENCIAS.

EL REVENIMIENTO SERÁ EL MÍNIMO REQUERIDO PARA QUE EL CONCRETO FLUYA A TRAVÉS DE LAS SECCIONES DURANTE EL COLADO O PARA PERMITIR EL BOMBEO SI EL CASO ASI LO REQUIERE, SE DEBERÁ VERIFICAR EL PESO VOLUMÉTRICO DEL CONCRETO ANTES DE SER COLADO.

TODO EL CONCRETO QUE AQUÍ SE ESPECIFICA, DEBERÁ CUMPLIR CON LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS:

	f_c	TAM. MAX.	REVENIMIENTO EN
EN PISOS	200	1"	8-11
EN ZAPATAS	250	3/4"	8-11
EN BANQUETAS	200	1"	8-11
EN TRABES DE LIGA	250	1"	8-11
EN GROUT DE NIVELACION	300	---	---

SI EL CONCRETO SE HACE EN OBRA, DEBERÁ SER SUPERVISADO CON CUIDADO PARA IMPEDIR QUE LA RELACIÓN AGUA-CEMENTO NO SEA MAYOR A 0.45 (EN PESO).

ACERO DE REFUERZO

TODO EL ACERO DE REFUERZO DEBERÁ SER PROTEGIDO DURANTE LAS FASES DE TRANSPORTE, MANEJO Y ALMACENAMIENTO.

INMEDIATAMENTE DESPUÉS DE SU LLEGADA A LA OBRA SE REVISARÁ QUE EL ACERO SE ENCUENTRE EN BUENAS CONDICIONES. SI SE JUZGA NECESARIO, SE REALIZARÁN ENSAYOS EN EL ACERO DUDOSO.

TODO EL ACERO ESPECIFICADO DE DIÁMETRO MAYOR AL NÚMERO 2 (1/4") DEBERÁ SER DE ALTA RESISTENCIA, CON UN LÍMITE ELÁSTICO APARENTE $f_y=4200$ kg/cm², 0 DE $f_y=6000$ kg/cm², SALVO QUE SE ESPECIFIQUE OTRO DIFERENTE. PARA EL DIÁMETRO NÚMERO 2 SERÁ $f_y=2530$ kg/cm².

ANTES DEL COLADO DEBERÁ COMPROBARSE QUE TODO EL ACERO HA SIDO COLOCADO EN SU SITIO CONFORME A LOS PLANOS ESTRUCTURALES, Y QUE SE ENCUENTRA TOTALMENTE SUJETO MEDIANTE AMARRÉS DE ALAMBRE, SILLETAS Y SEPARADORES, DE MODO Y NÚMERO SUFICIENTE QUE NO PERMITAN MOVIMIENTOS DE POSIBLE IMPORTANCIA DURANTE EL COLADO.

AL EFECTUAR EL COLADO EL ACERO DEBERÁ ESTAR EXENTO DE GRASAS, ACEITES, PINTURA, ÓXIDO Y CUALQUIER OTRA SUSTANCIA QUE PUEDA REDUCIR SU ADHERENCIA CON EL CONCRETO.

La figura 4.13 representa la distribución de las secciones presentadas anteriormente al marco estructural.

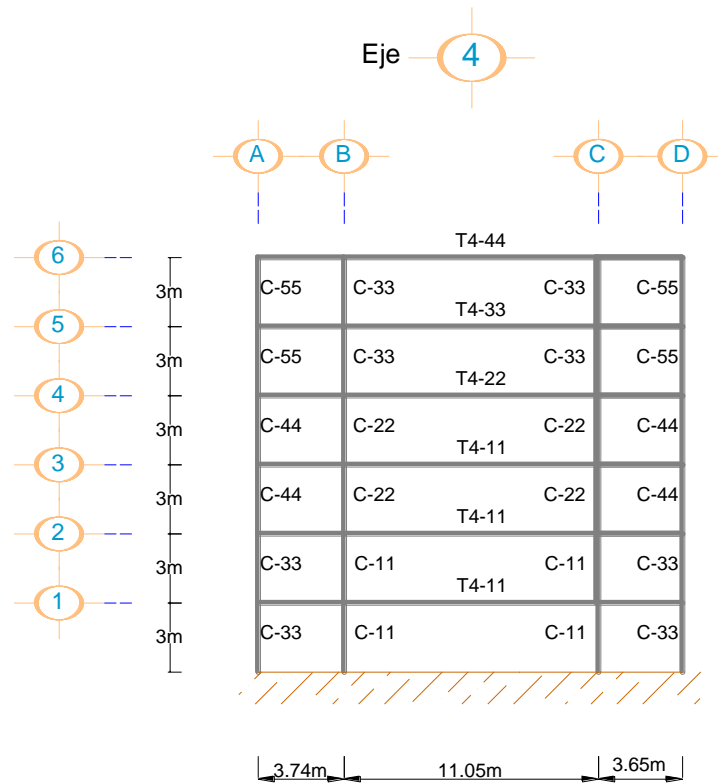


Figura 4. 13 Distribución de las secciones calculadas por el método por DDD

4.4 Verificación del comportamiento del marco por ambos métodos.

Para la comprobación del método de desplazamiento directo contra el de resistencia, se utilizó el programa DRAIN 2D. Drain-2D es un programa de propósito general para el análisis de estructuras planas inelásticas sujetas a movimientos sísmicos, este software es distribuido por la Universidad de Berkeley, California.

El programa determina la respuesta dinámica de estructuras bidimensionales inelásticas de configuración arbitraria que resultan de los movimientos de la base debido a sismos. La estructura es idealizada como un conjunto de nodos conectados por elementos, cada nodo tiene 3 grados de libertad; los desplazamientos y coordenadas nodales se definen con respecto a un sistema de coordenadas global con la convención de la mano derecha, con los ejes X y Y en el plano de la estructura y el eje Z perpendicular a este plano, comúnmente el eje X será horizontal hacia el lado derecho y el eje Y vertical hacia arriba. Los tipos de análisis que puede desarrollar el software Drain son diversos, aquí se enlistan algunos:

- Análisis por carga gravitatoria
- Análisis Estático No lineal
- Análisis de formas y periodos modales
- Análisis por espectro de respuesta

- Desplazamiento nuevo en el terreno
- Resumen de aceleraciones en el terreno

Para nuestro caso particular de estudio, el análisis por el cual realizaremos la comprobación del comportamiento estructural del DBDD es el Análisis estático No lineal. Durante la ejecución del programa DRAIN-2D se crean una serie de archivos secundarios, estos archivos no son necesarios a menos que exista una aplicación para su post-procesamiento, para borrar esta serie de archivos, se adjunta un comando de extensión bak.

Los nudos deberán ser numerados de manera que la diferencia máxima entre los números de los grados de libertad de la estructura conectados para cualquier miembro sea tan pequeña como sea posible.

Para una ejecución inicial, un cálculo estimado del almacenamiento mínimo requerido, puede ser realizado como sigue:

- A).- Inicio y título del problema.
- B).- Información geométrica de la estructura.
- C).- Información de carga.
- D).- Especificación de salida tiempo-historia.
- E).- Especificación del elemento.

El programa DRAIN-2D lo realiza bajo la condición de rampa de aceleración.

En las figuras 4.14 y 4.15 se aprecian los datos ingresados al programa Drain 2D tanto para el caso del diseño por resistencia como el de desplazamiento directo.

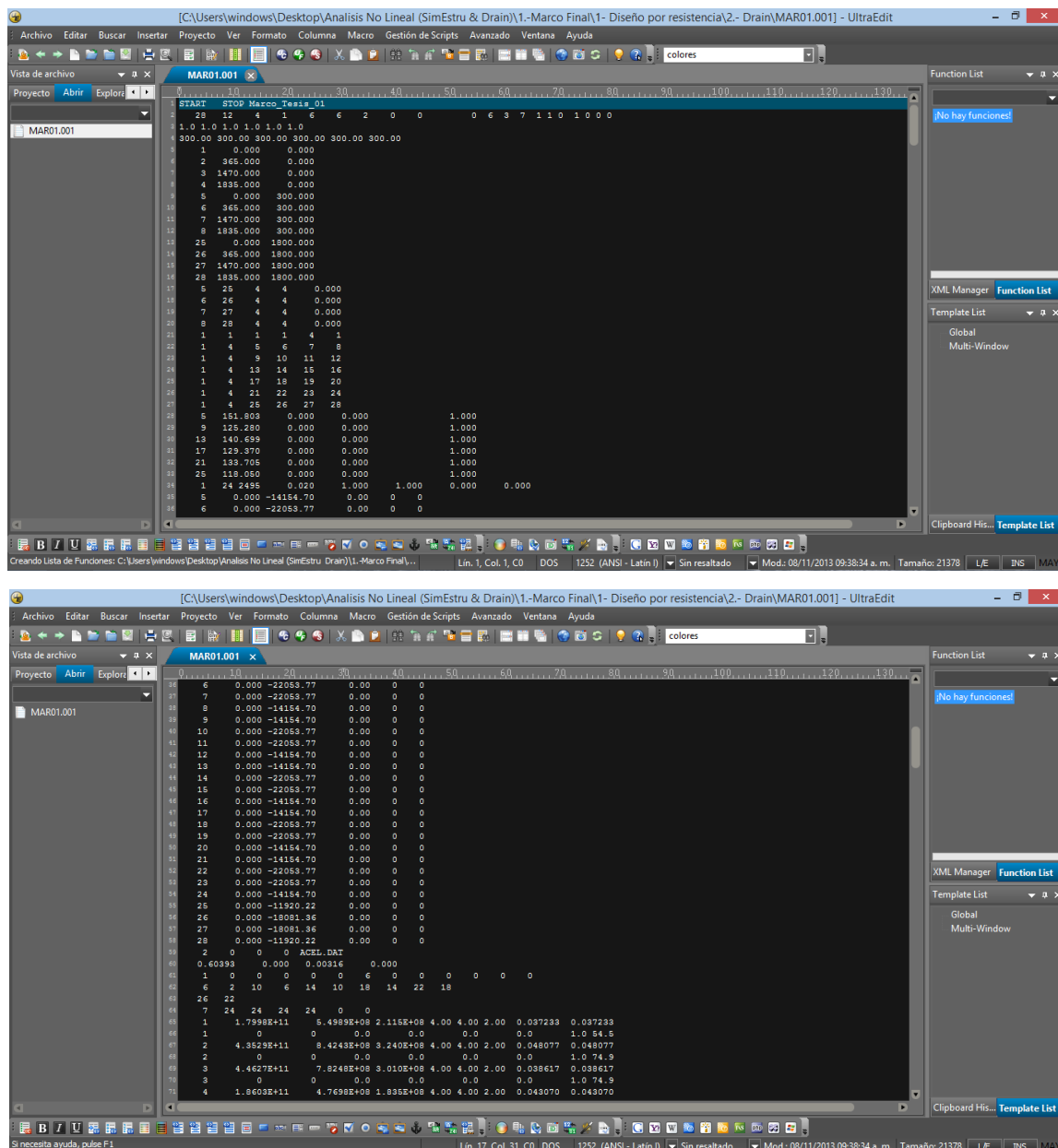


Figura 4.14 Datos de ingreso en el programa Ultraedit 21 para resistencia

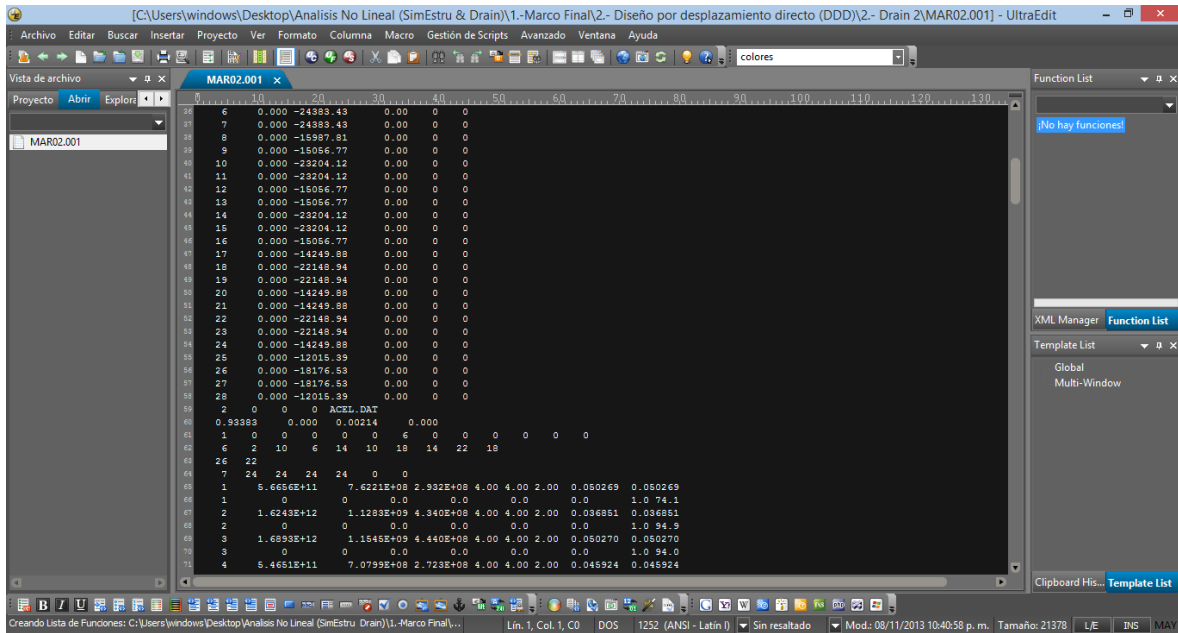
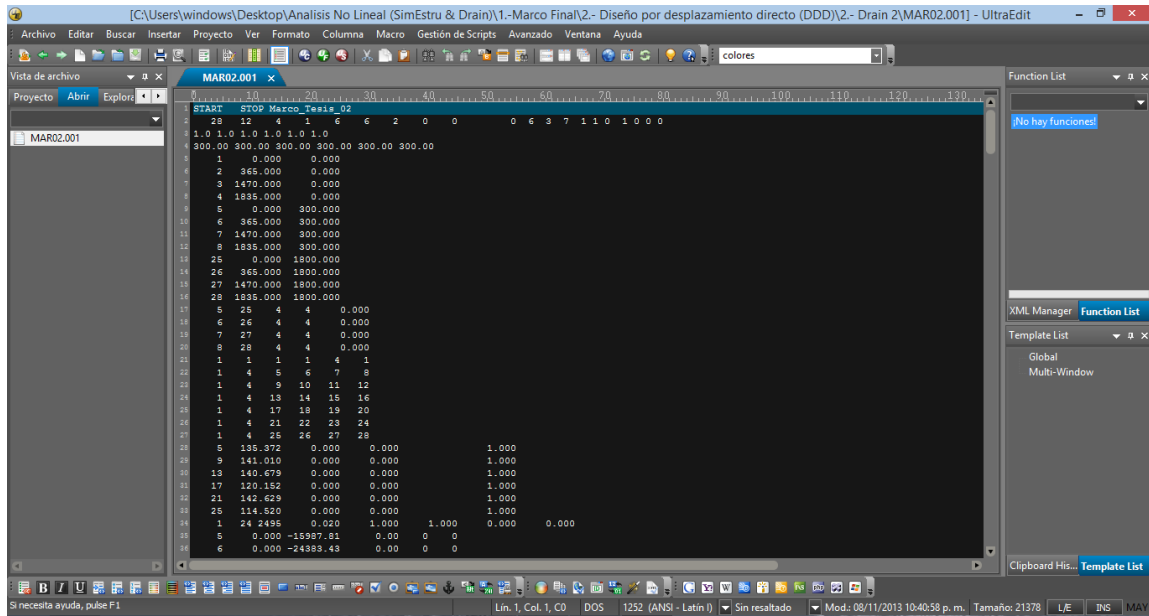


Figura 4.15 Datos de ingreso en el programa Ultraedit 21 para DDD

Capítulo 5 Resultados

La figura 5.1 muestra la gráfica pushover del marco estructural de concreto diseñado por medio del método de resistencia.

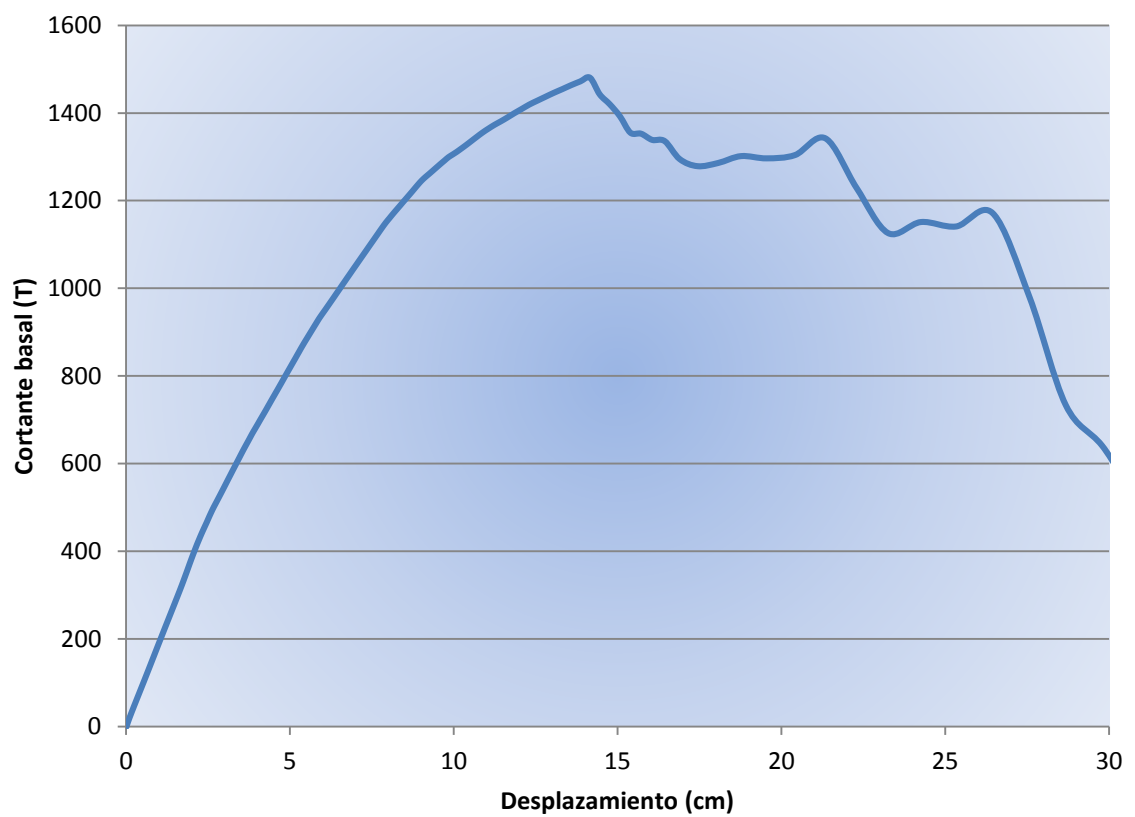


Figura 5.1 Grafica Pushover del marco diseñado por resistencia

La figura 5.2 muestra la gráfica pushover del marco estructural de concreto diseñado por medio del método de desplazamiento directo.

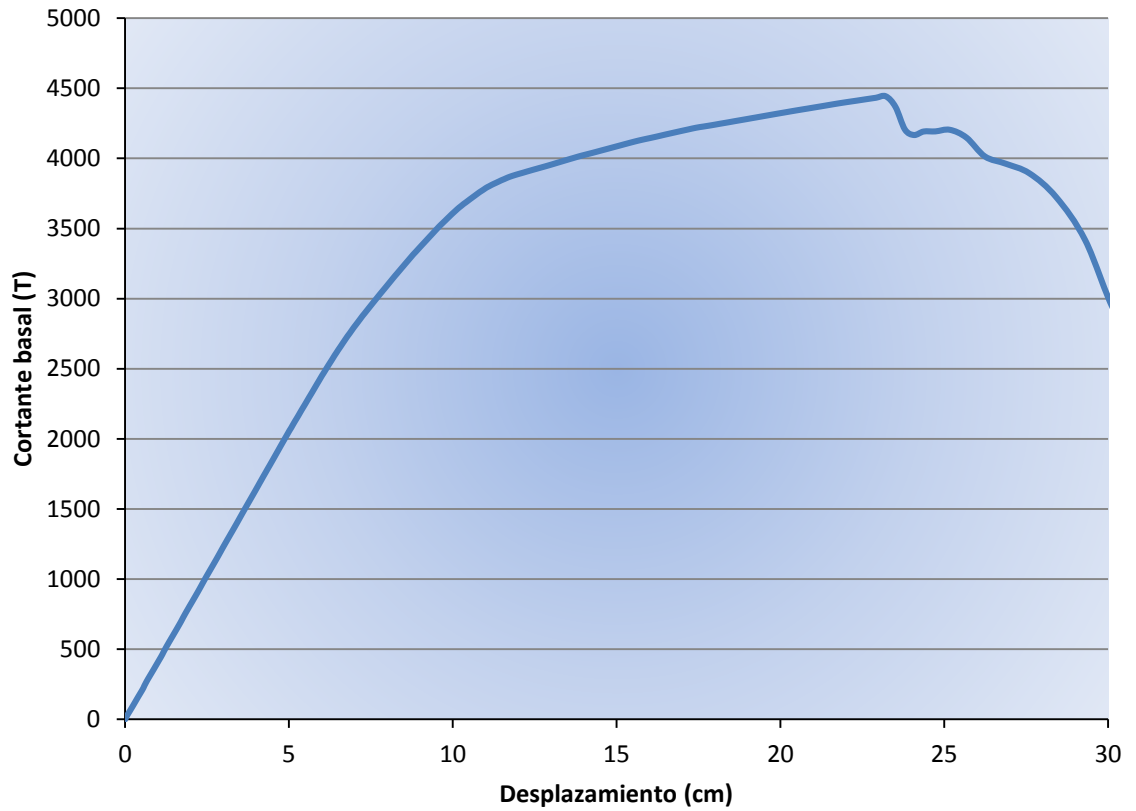


Figura 5.2 Grafica pushover del marco diseñado por DDD

La figura 5.3 muestra una comparativa entre las curvas pushover del marco diseñado por resistencia y por desplazamiento directo.

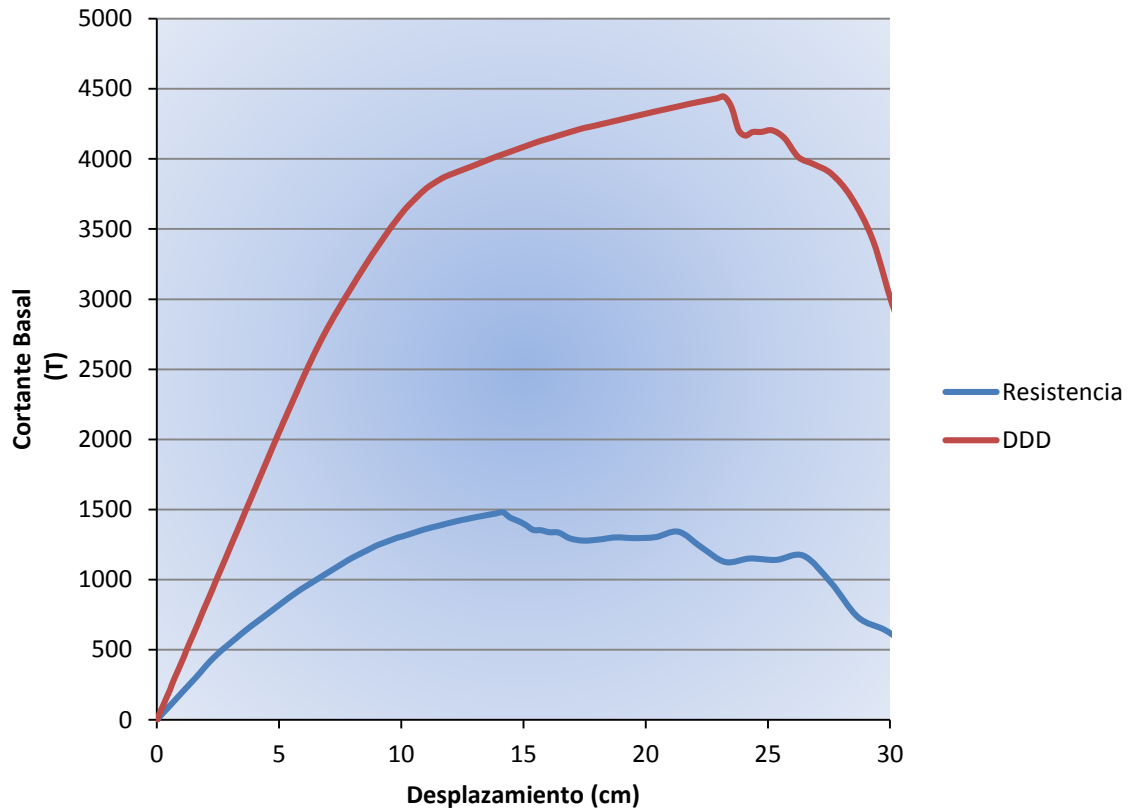


Figura 5.3 Comparativa de grafica pushover de ambos marcos

La tabla 5.1 muestra un resumen de características mecánicas de ambos marcos.

Marco diseñado por resistencia		Marco diseñado por desplazamiento directo	
K_i	192.3708 T/cm	K_i	405.7268 T/cm
K_{sec}	81.4351 T/cm	K_{sec}	104.1251 T/cm
V_y	394.4179 T	V_y	2604.4011 T
V_{max}	1480.7379 T	V_{max}	4443.1871 T
V_u	1355.2959 T	V_u	4166.9277 T
Δ_y	2.0503 cm	Δ_y	6.4191 cm
Δ_u	15.3900 cm	Δ_u	24.0785 cm
μ	7.5062	μ	3.7511

Tabla 5.1 Comparativa de características particulares de las curvas pushover

Conclusión

Si se examina con detenimiento los resultados obtenidos por medio de las curvas pushover, aplicadas tanto al marco estructural de concreto reforzado diseñado por resistencia como por Desplazamiento directo, se podrá apreciar un comportamiento estructural muy diferente en características particulares: rigidez, resistencia, ductilidad y sobre todo una diferencia entre sus desplazamientos últimos.

Aunque es notable que el marco diseñado por desplazamiento directo presenta un mejor comportamiento estructural, es una cuestión de gran relevancia cuantificar el costo que tendría el poder llevarlo a cabo y la factibilidad del procedimiento constructivo, pues a pesar de que el costo total de la estructura disminuiría de acuerdo a los lineamientos establecidos por los “Estados límites estructurales”, cabe la cuestión si podría llegar a presentarse dificultades constructivas.

Por lo tanto se concluye que el método de desplazamiento directo ofrece un mejor análisis y diseño para el comportamiento de un marco estructural, no sin antes recomendar una adaptación (relación) a los lineamientos prácticos constructivos para poder encajar este nuevo método a los reglamentos actuales en el país.

BIBLIOGRAFÍA

Calvi, G.M., Kowalsky, M.J. & Priestley M.J.N. (2007). *Displacement-based seismic design of Structures*. Pavia, Italia: Instituto Universitario De Estudio Superior De Pavia.

Chopra, A. K. (1995). *Dynamic of structure. Theory and applications to earthquake engineering*. California, USA: Pretince Hall.

Park, R., Paulay T. (1988). *Estructuras de concreto reforzado* Christchurch, Nueva Zelanda: Limusa.

Gaceta oficial del Distrito Federal (2004). *Normas técnicas complementarias para diseño por sismo*. NTCDS México.

American Society of Civil Engineers (ASCE) (Noviembre 2000). *Federal Emergency Management Agency*. Washington, D.C.

Applied Tecnology Council (Noviembre 1996) *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings Volume 1*. California.

Teodorico Manuel Flores Barreto (2003). *Estudio del control de rotulas plásticas en pórticos de concreto armado*. Lima, Peru.

Dr. Javier Pique del Pozo (1995). *Diseño por capacidad: Estrategia Neozelandesa de diseño sismorresistente*. Perú

National Earthquake Hazards Reduction Program (Octubre 2010) *Nonlinear structural for seismic design*. California.

Cuevas O.M. y Robles F.V. (2005) Aspectos fundamentales de concreto reforzado. México, D.F.

López D.B. y Villagómez C.O. (2013) Matlab con aplicaciones a la ingeniería, física y finanzas. México.

Bazán E. y Meli R. (2010) Diseño sísmico de edificios. México, D.F.

Shibata y Sozen (1974) The substitute structure method for earthquake-resistan design of reinforced concrete frames. Urbana, Illinois.