EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE HORMIGON REFORZADO ENTRE 3 Y 8 PISOS EN LA ZONA 2 DE LA CIUDAD DE BUCARAMANGA.

JESUS EDUARDO LOZANO GUERRERO

JORGE MARIO ALSINA VELASQUEZ

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER

FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECÁNICAS

BUCARAMANGA

2006

EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE HORMIGON REFORZADO ENTRE 3 Y 8 PISOS EN LA ZONA 2 DE LA CIUDAD DE BUCARAMANGA.

JESUS EDUARDO LOZANO GUERRERO

JORGE MARIO ALSINA VELASQUEZ

TESIS DE GRADO EN LA MODALIDAD DE INVESTIGACIÓN
PARA OPTAR AL TITULO DE INGENIERO CIVIL

GUSTAVO CHIO CHO
Ingeniero Civil-Ms.c-Ph.D

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISICOMECÁNICAS

BUCARAMANGA
200

A Dios,
A todos los que creyeron y creen en mí,
En especial a mi padre Jorge Eduardo (QEPD),
A mi tío Ramon Elí (QEPD),
A mí querida madre y todos mis hermanos
Que de alguna forma contribuyeron a que mi sueño
Se cumpliese
Jesus Eduardo Lozano Guerrero

A Dios, a mi familia, amigos,
Y a todos los que desde el cielo han ayudado
A que este sueño se haga realidad.
Jorge Mario Alsina Velasquez.

RESUMEN

TITULO: EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE HORMIGON REFORZADO ENTRE 3 Y 8 PISOS EN LA ZONA 2 DE CIUDAD DE BUCARAMANGA*.

AUTORES: JESUS EDUARDO LOZANO GUERRERO.
JORGE MARIO ALSINA VELASQUEZ**.

PALABRAS CLAVE

VULNERABILIDAD SISMICA
ESPECTRO DE RESPUESTA
ANALISIS ESTATICO NO-LINEAL
CURVA PUSHOVER
NIVELES DE COMPORTAMIENTO

DESCRIPCIÓN:

Durante años la Ingeniería Civil en Colombia ha sido un factor importante en el desarrollo del país generando empleo e infraestructura, debido a la necesidad de mejorar la calidad de vida de la población. El sector de la construcción ha desarrollado cada día obras mas complejas dentro de los cuales se encuentran las edificaciones de gran altura, que en muchas ocasiones no fueron desarrolladas con parámetros de seguridad ya que el país no contaba con una normativa legal de diseño técnico de construcción que tuviese en cuenta la amenaza sísmica, produciendo lamentablemente grandes catástrofes en la historia del país que cobraban vidas humanas y daños materiales. Edificaciones construidas en Bucaramanga han sido diseñadas basadas en la NSR 98 que no tienen en cuenta los estudios realizados por INGEOMINAS de zonificacion sismo geotécnica, ya que estos fueron desarrollados posteriormente a esta norma presentando un espectro de diseño mas riguroso, con lo cual se plantea la necesidad de desarrollar un análisis estructural que tenga presente este espectro y genere unos resultados de comportamiento sísmico.

El análisis a desarrollar en las estructuras esta basado en un comportamiento no lineal, metodología descrita en la normativa ATC-40, con ella se puede establecer un nivel de comportamiento final de la estructura. Esto permite analizar la forma en que la estructura se desenvuelve ante un sismo y si el estado final remanente de la estructura es seguro o no para la existencia de seres vivos en su interior. Clasificaremos edificaciones entre 3 y 8 pisos de sistema tipo pórtico en concreto reforzado, de estas escogeremos 10 en total ubicadas en la zona 2 de Bucaramanga y las analizaremos mediante la herramienta de software SAP-2000, que nos permite estudiar las estructuras en un comportamiento no-lineal como anteriormente mencionamos, esto involucra un espectro de demanda sísmica y un espectro de capacidad propia de la estructura o curva *pushover*.

Posterior al análisis tomamos estos resultados y los ponderamos ubicándolos en estados de: colapso, daño severo, daño ligero o sin daño, con esto tendríamos unos estimativos calificativos del comportamiento de las estructuras.

---

* Evaluación de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones aporticadas de hormigón reforzado entre 3 y 8 pisos en la zona 2 de la ciudad de Bucaramanga.

** Facultad de Ingeniería fisicomecánicas. Escuela de Ingeniería civil, Director Ingeniero Gustavo Chio Cho

SUMMARY

TITLE: EVALUATION OF THE SEISMIC VULNERABILITY IN BUILDING OF REINFORCED CONCRETE BETWEEN 3 AND 8 LEVELS IN THE ZONE 2 AT BUCARAMANGA CITY*.

AUTHORS: JESUS EDUARDO LOZANO GUERRERO.
JORGE MARIO ALSINA VELASQUEZ**.

KEY WORDS

SEISMIC VULNERABILITY
RESPONSE SPECTRUM
NONLINEAR STATIC ANALYSIS
PUSHOVER CURVE
PERFORMANCE LEVELS

DESCRIPTION:

During years the Civil Engineering in Colombia has been an important factor in the domestic development generating employment and infrastructure, due to the necessity of improving the quality of the population's life. The sector of the construction has developed every day works but complex inside which are the constructions of great height that were not developed since with safe-deposit parameters the country in many occasions it didn't have a legal regulatory scheme of design construction technician that keeps in mind the seismic threat, producing big catastrophes regrettably in the domestic history that you/they charged human lives and property damage. Constructions built in Bucaramanga have been designed based since on the NSR 98 that don't keep in mind the studies carried out by INGEOMINAS of stratification earthquake geotechnics, these they were developed to this norm later on presenting a design spectrum but rigorous, with that which thinks about the necessity to develop a structural analysis that has present this spectrum and generate some results of seismic behavior.

The analysis to develop in the structures this based one in a non-linear behavior, methodology described in the normative ATC-40, with her a level of final behavior of the structure can settle down. This allows to analyze the form in that the structure is unwrapped before an earthquake and if the non-volatile final state of the structure is safe or it doesn't stop the existence of alive beings in its interior. We will classify constructions in short between 3 and 8 floors of system type piazza reinforced, of these we will choose 10 in total located in the area 2 of Bucaramanga and we will analyze them by means of the software tool SAP-2000 that allows us to study the structures in a no-lineal behavior as previously we mention, this involves a spectrum of seismic demand and a spectrum of capacity characteristic of the structure or curved pushover.

Later to the analysis we take these results and we ponder them locating them in states of: I collapse, severe damage, I damage fast or without damage, therewith we would have some estimated epithets of the behavior of the structures.

---

* Evaluation of the seismic vulnerability in building of reinforced concrete between 3 and 8 levels in the zone 2 at bucaramanga city.

** Ability of Engineering fisicomecánicas. School of Engineering civil, Managing Engineer Gustavo Chio Cho

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN 1

OBJETIVOS 3

OBJETIVO GENERAL 3

OBJETIVOS ESPECIFICOS 3

CAPITULO UNO 4

1. CONCEPTOS BASICOS DE DINAMICA ESTRUCTURAL 4

1.1 SISMOS 4

1.1.1 Intensidad de un sismo. 5

1.1.2 Magnitud de un sismo. 6

1.1.3 Sismicidad en Colombia 9

1.1.4 Efectos en las estructuras 9

1.2 ZONIFICACION SISMOGEOTECNICA 11

1.2.1 Acelerogramas y aceleraciones máximas. 11

1.2.2 Espectros de Respuesta de Acelerogramas de Diseño 12

1.2.3 Caracterización dinámica del subsuelo 14

1.3 DISEÑO SISMICO DE EDIFICACIONES BASADO EN EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL. 15

1.3.1 Importancia del análisis y diseño por desempeño. 15

1.3.1.1 Diseño por Desempeño 16

1.3.2 Energía sísmica. 18

1.3.2.1 Balance energético en estado elástico. 18

1.3.2.2 Balance energético en estado inelástico. 20

1.3.3 Comportamiento no lineal 21

1.3.4 Espectro de diseño 22
1.3.5 Disposición de la ductilidad 23
1.3.6 Control de derivas 25
1.4 COMPORTAMIENTO GENERAL DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES 25
1.4.1 El concreto. 25
1.4.2 El acero. 26
1.4.3 Relaciones Momento – Curvatura. 28
CAPITULO DOS 30
2. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL 30
2.1 GENERALIDADES 30
2.2 DESCRIPCIÓN DE LAS EDIFICACIONES EN ESTUDIO 31
MODELO Nº1 31
MODELO Nº2 34
MODELO Nº3 36
MODELO Nº4 38
MODELO Nº5 40
MODELO Nº6 43
MODELO Nº7 45
MODELO Nº8 47
MODELO Nº9 50
MODELO Nº10 53
2.3 DESARROLLO DEL MODELAMIENTO 56
2.3.1 Geometría 56
2.3.2 Materiales 56

2.3.3 Tipo de elementos estructurales 57

2.3.4 Apoyos 58

2.3.5 Asignación de los elementos a la geometría general del modelo 58

2.3.6 Zonas rígidas 59

2.3.7 Casos de cargas 59

2.3.8 Masas del modelo 61

2.3.9 Diafragmas rígidos 62

2.3.10 Rotulas Plásticas 62

2.3.11 Espectro de Respuesta 63

2.3.12 Casos de análisis 63

CAPITULO TRES 71

3.1. EVALUACION Y ANALISIS DE LOS PUNTOS DE COMPORTAMIENTO. 71

3.2 ANATOMIA DE FALLA MEDIANTE LA ROTULACIÓN PLÁSTICA 91

3.3.1. Rotulas presentes en el desarrollo del análisis estático no lineal (*pushover*) 91

3.3.2 Clasificación de los edificios en el nivel del comportamiento estructural en el cual es asignado después del análisis *pushover*. 113

3.3 COMPORTAMIENTO DE LOS PARAMETROS EN LOS MODELOS 117

3.3.1 Comportamiento del coeficiente sísmico contra los números de pisos en los edificios 117

3.3.2 Comportamiento de la relación Dmax/Dadm contra los números de pisos de los edificios 119

3.3.3 Estado de rotulación de todos los modelos 121

3.3.4 Comportamiento del periodo frente al número de pisos de los diferentes modelos. 121

CONCLUSIONES 123

RECOMENDACIONES 125

BIBLIOGRAFÍA 126

ANEXOS 128

ANEXO A: PROCEDIMIENTO ESTATICO NO LINEAL 128

ANEXO B: MODELOS EN SAP 2000 138

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Intensidades e isosistas. 6

Figura 1.2. Espectros de Acelerogramas de diseño compatibles con escenarios sísmico falla Bucaramanga-Santa Marta. (D=5%) 12

Figura 1.3. Espectros de Acelerogramas de diseño compatibles con escenarios sísmicos falla Frontal. (D=5%). 13

Figura 1.4. Espectros de diseño propuestos para el Área Metropolitana de Bucaramanga. 13

Figura 1.5. Construcción del espectro de diseño. Amortiguamiento del 5%. 15

Figura 1.6. Curvas de energía para un sistema elástico. 19

Figura 1.7. Curvas de energía para un sistema inelástico. 21

Figura 1.8. Absorción y disipación de energía. 22

Figura 1.9. Curva esfuerzo-deformación típica del concreto, con carga de corto plazo aplicada a cilindros testigos. 26

Figura 1.10. Curva esfuerzo – deformación para acero sometido a cargas alternantes. Adaptada de Park. 27

Figura 1.11. Forma característica de la relación Momento-Curvatura de una viga de concreto reforzado 28

Figura 2.1. Foto Modelo Nº1 32

Figura 2.2. Modelo Nº1 en 3D 32

Figura 2.3. Configuración en planta Modelo Nº1 33

Figura 2.4. Sección placa Modelo Nº1 33

Figura 2.5. Foto Modelo Nº2 34

Figura 2.6. Modelo Nº2 en 3D 35

Figura 2.7. Configuración en planta Modelo Nº2 35

Figura 2.8 Sección placa Modelo Nº2 36

Figura 2.9. Foto Modelo Nº3 37
Figura 2.10. Modelo Nº3 en 3D 37
Figura 2.11. Configuración en planta Modelo Nº3 38
Figura 2.12. Sección placa Modelo Nº3 38
Figura 2.13. Foto Modelo Nº4 39
Figura 2.14. Modelo Nº4 en 3D 39
Figura 2.15. Configuración en planta Modelo Nº4 40
Figura 2.16. Sección placa Modelo Nº4 40
Figura 2.17. Foto Modelo Nº5 41
Figura 2.18. Modelo Nº5 en 3D 41
Figura 2.19. Sección en planta Modelo Nº5 42
Figura 2.20. Sección placa Modelo Nº5 42
Figura 2.21. Foto Modelo Nº6 43
Figura 2.22. Modelo Nº6 en 3D 44
Figura 2.23. Configura en Planta Nº6 44
Figura 2.24. Sección placa Modelo Nº6 45
Figura 2.25. Foto Modelo Nº7 46
Figura 2.26. Modelo Nº7 en 3D 46
Figura 2.27. Configuración en planta Modelo Nº7 47
Figura 2.28. Sección placa Modelo Nº7 47
Figura 2.29. Foto Modelo Nº8 48
Figura 2.30. Modelo Nº8 en 3D 48
Figura 2.31. Configuración en planta Modelo Nº8 49
Figura 2.32. Sección placa Modelo Nº8 50

Figura 2.33. Foto Modelo Nº9 51

Figura 2.34. Modelo Nº9 en 3D 51

Figura 2.35. Configuración en planta Modelo Nº9 52

Figura 2.36. Sección placa Modelo Nº9 53

Figura 2.37. Foto Modelo Nº10 54

Figura 2.38. Modelo Nº10 en 3D 54

Figura 2.39. Configuración en planta Modelo Nº10 55

Figura 2.40. Sección placa Modelo Nº10 55

Figura 2.50. Recuadro para la definir los materiales en SAP2000 56

Figura 2.51. Recuadro de tipo de sección en SAP2000 57

Figura 2.52. Recuadro de acero en viga definido en SAP2000 58

Figura 2.53. Recuadro definición casos de carga 59

Figura 2.54. Recuadro para asignar cargas correspondientes en los pórticos 61

Figura 2.55. Cuadro de asignación de las masas en el joint 62

Figura 2.56. Recuadro Asignación de Rotulas en los elementos 63

Figura 2.57. Cuadro configuración de SISMOX 64

Figura 2.58. Recuadro configuración PUSHX 66

Figura 2.59. Recuadro configuración de control de desplazamiento 66

Figura 2.60. Cuadro configuración número de pasos a guardar 67

Figura 2.61. Cuadro parámetros no-lineales 68

Fig.3.1. Nivel de Rotulación en PUSHG para el Modelo Nº1 74

Fig.3.2. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº2-(.Zona 2-NSR98 S2 –sismo en sentido Y) 75

Fig.3.3. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº2-(-.NSR-98-S1 –Sismo en sentido Y) 75

Fig.3.4. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº3-(.Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido X) 76

Fig.3.5. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº3-(Zona 2- NSR98-S2 –Sismo en sentido Y) 76

Fig.3.6. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº3-(NSR98 S1 –Sismo en sentido X) 77

Fig.3.7. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº3-(NSR98 S1 –Sismo en sentido Y) 77

Fig.3.8. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº4-(.Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido X) 78

Fig.3.9. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº4-(.Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido Y) 78

Fig.3.10. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº4-(NSR98 S1 –Sismo en sentido X) 79

Fig.3.11. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº4-(NSR98 S1 –Sismo en sentido Y) 79

Fig.3.12. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº5-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido Y) No presenta.....80

Fig.3.13. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº5-(NSR98 S1 –Sismo en sentido Y). 80

Fig.3.14. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº6-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido X).....81

Fig.3.15. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº6-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido Y).....81

Fig.3.16. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº6-(NSR98 S1 –Sismo en sentido X). 82

Fig.3.17. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº6-(NSR98 S1 –Sismo en sentido Y). 82

Fig.3.18. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº7-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido X).....83

Fig.3.19. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº7-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido Y).....83

Fig.3.20. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº7-(NSR98 S1 –Sismo en sentido X). 84

Fig.3.21. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº7-(NSR98 S1 –Sismo en sentido Y). 84

Fig.3.22. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº8-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido X).....85

Fig.3.23. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº8-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido Y).....85

Fig.3.24. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº8-(NSR98 S1 –Sismo en sentido X). 86

Fig.3.25. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº8-(NSR98 S1 –Sismo en sentido Y). 86

Fig.3.26. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº9-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido X).....87

Fig.3.27. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº9-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido Y).....87

Fig.3.28. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº9-(NSR98 S1 –Sismo en sentido X). 88

Fig.3.29. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº9-(NSR98 S1 –Sismo en sentido Y). 88

Fig.3.34. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº10-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido X). 89

Fig.3.35. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº10-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido Y). 89

Fig.3.36. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº10-(NSR98 S1 –Sismo en sentido X). 90

Fig.3.37. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº10-(NSR98 S1 –Sismo en sentido Y). 90

Figura 3.38 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido X del Modelo Nº1 93

Figura 3.39 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido Y del Modelo Nº1 94

Figura 3.40 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido X del Modelo Nº2 95

Figura 3.41 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido Y del Modelo Nº2 96

Figura 3.42. Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido X del Modelo Nº3 97

Figura 3.43 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido Y del Modelo Nº3 98

Figura 3.44 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido X del Modelo Nº4 99

Figura 3.45 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido Y del Modelo Nº4 100

Figura 3.46 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido X del Modelo Nº5 101

Figura 3.47 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido Y del Modelo Nº5 102

Figura 3.48 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido X del Modelo Nº6 103

Figura 3.49 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido Y del Modelo Nº6 104

Figura 3.50 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido X del Modelo Nº7 105

Figura 3.51 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido Y del Modelo Nº7 106

Figura 3.52 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido X del Modelo Nº8 107

Figura 3.53 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido Y del Modelo Nº8 108

Figura 3.54 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido X del Modelo Nº9 109

Figura 3.55 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido Y del Modelo Nº9 110

Figura 3.56 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido X del Modelo Nº10.....111

Figura 3.57 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido Y del Modelo Nº10.....112

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Escala de Ritcher. 8

Tabla 1.2. Parámetros de control para la construcción de espectros de diseño propuestos para el Área Metropolitana de Bucaramanga. 14

Tabla 2.1. Ficha Técnica Modelo Nº1 31

Tabla 2.2. Ficha Técnica Modelo Nº2 34

Tabla 2.3. Ficha Técnica Modelo Nº3 36

Tabla 2.4. Ficha Técnica Modelo Nº4 38

Tabla 2.5. Ficha Técnica Modelo Nº5 40

Tabla 2.6. Ficha Técnica Modelo Nº6 43

Tabla 2.7. Ficha Técnica Modelo Nº7 45

Tabla 2.8. Ficha Técnica Modelo Nº8 47

Tabla 2.9. Ficha Técnica Modelo Nº9 50

Tabla 2.10. Ficha Técnica Modelo Nº10 53

Tabla 2.11. Valores de materiales de construcción 60

Tabla 2.12. Datos geométricos en planta de cada modelo. 69

Tabla 2.13. Propiedades dinámicas incluidos en el análisis modal no lineal de cada modelo. 70

Tabla 3.1. Cortante basal y Desplazamiento en la cubierta en el punto de comportamiento para los modelos. 72

Tabla 3.2 Estado de rotulación en los rangos de niveles de comportamiento 91

Tabla 3.3 Nivel de comportamiento estructural para los modelos 113

Tabla 3.3 Nivel de comportamiento estructural para los modelos 114

Tabla 3.4 Nivel de comportamiento estructural para los modelos 115

Tabla 3.5 Nivel de comportamiento estructural para los modelos 115

Tabla 3.6 Nivel de comportamiento estructural para los modelos 116

Tabla 3.7 Nivel de comportamiento estructural para los modelos 116

Tabla A.1. Niveles de Comportamiento Estructural en edificaciones...... 138

INTRODUCCIÓN

Los terremotos constituyen una de las catástrofes naturales más devastadoras y más aterradoras que existen. La tierra, fuente y símbolo de lo constante, firme e imperecedero, es súbitamente sacudida y rota, atemorizando al hombre que encara el fenómeno con su condición de mortal y su impotencia ante las fuerzas enormes de la naturaleza.

La zona andina colombiana y por ende Bucaramanga es la más propensa a la actividad sísmica, pues en ella interactúan tres placas tectónicas que se mueven a velocidades diferentes y en sentidos contrarios: la placa de Nazca, la Suramericana y la del Caribe. Es por ello que ha sido de gran importancia el estudio de Zonificacion Sismogeotecnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga realizado por Ingeominas, este describe diferentes aspectos de distintas zonas del área metropolitana y para cada una de ellas desarrollo diferentes espectros elásticos de diseño. Por ello se propone analizar las estructuras propuestas para la edificación con el espectro de diseño de la zona 2 ya que las estructuras construidas actualmente se han desarrollando con la demanda sísmica impuesta por la norma NSR-98 que presenta un espectro único para toda la zona metropolitana.

Debido a que la demanda sísmica es la causa mayor de tragedias y colapsos de estructuras, se desarrollaron nuevas herramientas de diseño y análisis de estructuras, basado en que estas sean capaces de resistir movimientos sísmicos de diseño con muy poco daño de manera que puedan ser rápidamente puestos en uso después del sismo, especialmente cuando se presenten sismos menores las edificaciones se comporten sin daño y se encuentren en operación inmediatamente.

Las nuevas investigaciones han desarrollado metodologías de análisis: el estático no lineal, y el dinámico no lineal o dinámico simplificado. Para efectos de la investigación se desarrollará la metodología de análisis estático no lineal, de la cual existen varias metodologías, siendo las más conocidas las del espectro de capacidad consignada en el ATC 40 y el método de los coeficientes consignado en el FEMA 273.

Esta metodología definen tres niveles de Desempeño Sísmico, denominados: Inmediatamente Ocupación (poco daño), Prevención de Colapso, (cerca del colapso de la estructura) y el nivel de Seguridad de Vida, definido como la condición de daño severo. La base de diseño bajo estos preceptos, consiste en adoptar cuatro sismos específicos (frecuente, ocasional, raro, y muy raro), luego seleccionar el nivel de desempeño que se ajuste a las necesidades de locación y ocupación del edificio. Así mismo FEMA-273 y ATC-40 previenen una aproximación a la evaluación de Desempeño, basado en el análisis de *Pushover*, es decir tomando como base la Curva de Capacidad resistente de la estructura y observando en qué nivel de demanda de desplazamiento se encuentra, si es en el rango elástico, la estructura no sufrirá daño considerable, mientras que si la demanda es mayor, el daño también lo será, en igual o mayor medida. Esta metodología se basa en el Desempeño sobre una demanda de deformación lateral global.

Para el desarrollo de la investigación, se tomará como fuentes principales de metodologías de trabajo y análisis las descritas en los documentos ATC-40, FEMA 273 y NSR-98. Se seleccionará edificios representativos entre 3 y 8 pisos, para cada uno se recolectará la información acerca de planos estructurales, planos arquitectónicos, secciones y materiales, suministrados por las Curadurías respectivas o por la oficina de Planeación de la alcaldía de Bucaramanga. Como resultado final del análisis no lineal se hará un diagnostico de cada una de las edificaciones, clasificándolas según los niveles de comportamiento vulnerables en los que puedan quedar ante demandas sísmicas aplicadas.

OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Realizar un análisis del comportamiento sísmico no lineal de una edificación típica aporticada de hormigón reforzado y evaluar su vulnerabilidad utilizando el espectro de diseño para la zona 2 de acuerdo al estudio de Zonificación Sismo geotécnica de Bucaramanga.

OBJETIVOS ESPECIFICOS

- Seleccionar modelos representativos de edificaciones entre 3 y 8 pisos de altura tipo pórtico en concreto reforzado.

- Investigar el procedimiento de análisis estático no-lineal propuesto por ATC-40 y aplicarlo a los modelos propuestos.

- Hallar el nivel de comportamiento de la estructura mediante el estudio del análisis no lineal (curva *pushover*), sometiéndola a una demanda sísmica local.

- Ponderar los resultados del análisis mediante la clasificación del comportamiento objetivo que se espera muestre el edificio ante un sismo.

CAPITULO UNO

1. CONCEPTOS BASICOS DE DINAMICA ESTRUCTURAL

1.1 SISMOS

Son temblores producidos en la corteza terrestre como consecuencia de la liberación repentina de energía en el interior de la Tierra. Esta energía se transmite a la superficie en forma de ondas sísmicas que se propagan en todas las direcciones, estas producen movimientos que pueden ocasionar otros movimientos menores o mayores, y estos llegan a afectar de manera directa en la respuesta de las edificaciones ante la excitación sísmica. El punto en que se origina el terremoto se llama foco o hipocentro; este punto se puede situar a un máximo de unos 700 km. hacia el interior terrestre. El epicentro es el punto de la superficie terrestre más próximo al foco del terremoto. Las vibraciones pueden oscilar desde las que apenas son apreciables hasta las que alcanzan carácter catastrófico. En el proceso se generan 4 tipos de ondas de choque. Dos se clasifican como ondas internas (viajan por el interior de la Tierra) y las otras dos son ondas superficiales. Las ondas se diferencian además por las formas de movimiento que imprimen a la roca. Las ondas internas se subdividen en primarias o P y secundarias o S:

Onda P: Las ondas compresionales son las que se transmiten cuando las partículas del medio se desplazan en la dirección de propagación, produciendo compresiones y dilataciones en el medio. Ésta es la más veloz de todas las ondas sísmicas (más de 5 km/s en las rocas graníticas cercanas a la superficie, y alcanza más de 11 km/s en el interior de la Tierra) y, por lo tanto, es la primera en llegar a cualquier punto, en ser sentida y en ser registrada en los sismogramas, por lo que se llamó onda Primera o Primaria y de allí el nombre de P (en inglés se asocia también con *push* que significa empujón o empujar).

Ondas S: las ondas de corte o de cizalla, son aquellas en las cuales las partículas del medio se desplazan perpendicularmente a la dirección de propagación, por lo que están asociadas con deformaciones del terreno de tipo cizalla. La onda S es más lenta que la

onda P. En una amplia gama de rocas su velocidad, Vs, es aproximadamente igual a la velocidad de la onda P, Vp, dividida entre $\sqrt{3}$(esto es conocido como condición de Poissón). Como la onda S es la segunda en llegar se le llamó Secundaria, y de allí su nombre (en inglés se asocia con *shake,* que significa sacudir).

Como los líquidos no pueden soportar esfuerzos cortantes, las ondas S no se propagan a través de ellos. Usualmente la onda S tiene mayor amplitud que la onda P, y se siente más fuerte que ésta. A través de los años se ha evidenciado que sismos que causan mayor daño a las estructuras son aquellos sismos que ocurren relativamente al nivel de la superficie.

1.1.1 Intensidad de un sismo.

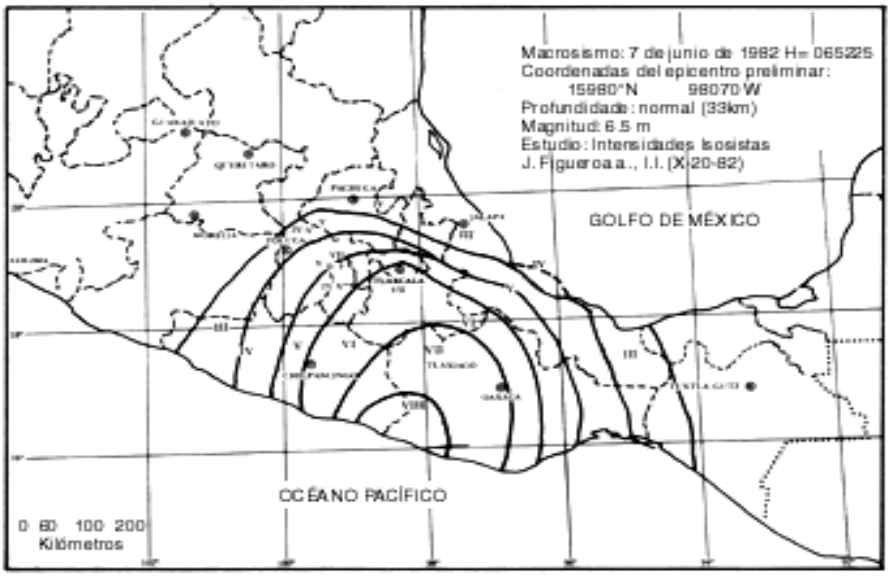
La intensidad es una medida de los efectos causados por un sismo en un lugar determinado de la superficie terrestre. En ese lugar, un sismo pequeño pero muy cercano puede causar alarma y grandes daños, en cuyo caso decimos que su intensidad es grande; en cambio un sismo muy grande pero muy lejano puede apenas ser sentido ahí y su intensidad, en ese lugar, será pequeña. Cuando se habla de la intensidad de un sismo, sin indicar dónde fue medida, ésta representa (usualmente) la correspondiente al área de mayor intensidad observada *(*área pleistocista*).*

La escala más común en América es la escala modificada de Mercalli (mm) que data de 1931. Va del grado I (detectado sólo con instrumentos) hasta el grado XII (destrucción total), y corresponde a daños leves hasta el grado V. Como la intensidad varía de punto a punto, las evaluaciones en un lugar dado constituyen, generalmente, un promedio; por eso se acostumbra hablar solamente de grados enteros.

Es común representar en un mapa los efectos de un sismo mediante curvas, llamadas isosistas*,* que representan los lugares donde se sintió la misma intensidad. La figura 1.1 muestra un mapa isosístico de los efectos de un sismo ocurrido en Guerrero, cerca de la

frontera con Oaxaca, el 26 de agosto de 1959[1]. Generalmente se observan las mayores intensidades cerca de la zona epicentral; aunque, a veces, pueden existir factores, como condiciones particulares del terreno, efectos de guías de ondas, etc, que ocasionen que un sismo cause mayores daños a distancias lejanas del epicentro. Otro factor que hace que la región pleistocista no coincida con la epicentral, es que pueden reportarse las mayores intensidades en otros sitios; donde, debido a la concentración de población, un terremoto causará más daños (o al menos serán reportados más daños) que en una región comparativa o totalmente deshabitada.

Figura 1.1. Intensidades e isosistas.



Fuente: Figueroa, J. (1963), "Isosistas de macrosismos mexicanos". Ingeniería, vol. 33.

1.1.2 Magnitud de un sismo.

C. Richter definió, en 1935, el concepto de "magnitud" pensando en un parámetro que describiera, de alguna manera, la energía sísmica liberada por un terremoto. La magnitud de Richter o magnitud local, indicada usualmente por M_L está definida como el logaritmo

[1] Figueroa, J. (1963), "Isosistas de macrosismos mexicanos". *Ingeniería,* vol. 33, pp. 45-68.

(base 10) de la máxima amplitud (Amax, medida en cm.) observada en un sismógrafo Wood-Anderson estándar, menos una corrección por la distancia (D) entre el epicentro y el lugar de registro, correspondiente al logaritmo de la amplitud (Ao) que debe tener, a esa distancia, un sismo de magnitud cero:[2]

M_L= log (Amax) - log Ao (D).

Richter definió esta magnitud tomando como base las características de California, Estados Unidos (por lo que no es necesariamente aplicable a cualquier parte del mundo), y para distancias menores de 600 km. (de aquí su nombre de "local").

Para cuantificar los sismos lejanos se utilizan comúnmente dos escalas: la magnitud de ondas de cuerpo Mb y la magnitud de ondas superficiales Ms o M. En varias partes del mundo se utilizan diferentes definiciones de estas magnitudes; casi todas ellas están basadas en el logaritmo de la amplitud del desplazamiento del terreno (la amplitud leída en el sismograma se divide entre la amplificación del sismógrafo para la frecuencia predominante de la onda correspondiente) corregida por factores que dependen de la distancia (a veces también de la región epicentral) y de la profundidad hipocentral, así como del periodo de las ondas observadas.

La magnitud de Richter tiene dos problemas graves: un sismo grande satura los sismógrafos cercanos a él (es decir, produce ondas mayores de las que los aparatos pueden registrar, resultando en registros que aparecen truncados), de manera que no podemos saber cuánto vale el desplazamiento máximo. Es común que los sismógrafos no saturados se hallen fuera del rango de los 600 Km. para el cual es válida la definición de M_L. Sin embargo, es factible obtener una estimación de M_L, a partir de registros de acelerografos o de sismógrafos de gran rango dinámico, construyendo un sismograma pseudo-Wood-Anderson, mediante técnicas de filtrado y procesamiento digital.

Otro problema es que, como vimos antes, la ruptura asociada con un sismo grande dura bastante tiempo y radia energía durante todo este tiempo; por lo tanto, como esta

[2] Richter, C. (1958), *Elementary Seismology.* W. H. Freeman y Co., EUA

definición de magnitud se refiere solamente a una característica momentánea del sismograma, leída además en un instrumento de periodo corto, resulta que no puede distinguir entre un sismo que genere un pulso de una amplitud determinada y otro que produzca varios pulsos de la misma amplitud. Este efecto es conocido como saturación (también) de la magnitud, y hace que la magnitud de Richter sea confiable sólo para sismos menores del grado 7.

Este problema de la saturación de la magnitud se aplica también a los otros tipos de magnitudes mencionados: Mb, que es leída también para periodos cortos, se satura alrededor del grado 7; Ms que es determinada de ondas de alrededor de 20s, se satura para grados mayores de 8.3. En general, cualquier medida de magnitud se satura cuando el periodo dominante de las ondas observadas es menor que el tiempo de ruptura de la fuente sísmica. Para evitar este efecto han sido utilizadas escalas de magnitud basadas en medidas a periodos mucho más largos, y actualmente es común utilizar la magnitud de momento Mw, cuyo valor se calcula a partir del logaritmo del momento sísmico Mo como[3]:
Mw = 2/3 Log Mo - 10.7,

el cual representa, en teoría, las frecuencias más bajas.

Tabla 1. Escala de Ritcher.

ESCALA DE RICHTER	
VALOR	**DESCRIPCION**
2,5	En general no sentido pero registrado por los sismógrafos
3,5	Sentido por mucha gente
4,5	Pueden producirse algunos daños locales pequeños
6	Terremoto destructivo
7	Terremoto importante

[3] Vanek, J., A. Zápotek, V. Kárnik, N. Kondorskaya, Yu. Rizmichenko, E. Savarensky, S. Solov'yov y N. Shebalin (1962), "Uniformación de las escalas de magnitud". *Izvestiya Akad. Nauk URSS, Ser Geofiz.,* vol. 2, pp. 153-158.

8 o más	Grandes terremotos

1.1.3 Sismicidad en Colombia

La zona andina colombiana es la más propensa a la actividad sísmica, pues en ella interactúan tres placas tectónicas que se mueven a velocidades diferentes y en sentidos contrarios: la placa de Nazca, la Suramericana y la del Caribe. Como consecuencia de los movimientos, roces y choques entre estas placas, se han desarrollado variadas grietas subterráneas que acumulan y liberan energía constantemente, pero sólo algunas veces podemos sentirlo en la superficie.

El grado de riesgo en las distintas zonas del país es el siguiente:

- *Ciudades en zona de alto riesgo*: Armenia, Bucaramanga, Cali, Cúcuta, Manizales, Mocoa, Neiva, Pasto, Pereira, Popayán, Quibdo, Villavicencio.

- *Ciudades en zona de mediano riesgo*: Arauca, Bogotá, Florencia, Ibagué, Medellín, Montería, Riohacha, Santa Marta, Sincelejo, Tunja, Yopal.

- *Ciudades en zona de bajo riesgo*: Barranquilla, Cartagena, Leticia, Mitú, Puerto Carreño, Puerto Inírida, San Andrés, San José de Guaviare, Valledupar.

Debido a que Bucaramanga se encuentra en la zona de alto riesgo sísmico es de gran importancia realizar un análisis del comportamiento sísmico no lineal de edificaciones típicas aporticadas de hormigón reforzado de entre 3 y 8 pisos para evaluar su vulnerabilidad utilizando el espectro de diseño para la zona 2 de acuerdo al estudio de Zonificación Sismogeotécnica de la ciudad.

1.1.4 Efectos en las estructuras[4].

[4] Nacif y Espinosa. Prevención Sísmica y Desarrollo Urbano, 2000.

Podemos interpretar el efecto de un sismo en las estructuras, como un movimiento brusco de sus fundaciones. Los parámetros que permiten estudiar las características de dicho movimiento y su efecto en las estructuras, son: el desplazamiento, la velocidad, la aceleración, la energía liberada, entre otros, todos en función del tiempo (pues es un efecto dinámico). Estos datos se obtienen del procesamiento de la información registrada por instrumental adecuado (sismógrafos, acelerografos, etc.).

De esta manera, en forma muy simplificada podemos interpretar el efecto del sismo en las estructuras como "una fuerza horizontal" cuyo valor se determina en función de la aceleración del terreno (intensidad sísmica), y de la masa del edificio.

La aceleración provocada por el sismo en el terreno puede tener cualquier dirección y sentido, y se representa a través de tres componentes: dos horizontales perpendiculares entre sí (norte-sur y este-oeste), y una vertical. Las componentes horizontales provocan fuerzas sísmicas en esa dirección, y la vertical da lugar a fuerzas verticales, que se suman o restan (según su sentido), a las fuerzas gravitatorias (peso) de los elementos afectados.

Las fuerzas horizontales son las principales responsables de los daños en las estructuras, y tienden a "volcar" los edificios; las verticales afectan fundamentalmente a partes estructurales en voladizo, tales como aleros y balcones.Si bien el sismo constituye un fenómeno dinámico, cuyo estudio implica tener en cuenta innumerables variables, podemos, en forma simplificada, considerar su efecto a través de la acción de tres fuerzas (adicionales al peso propio), dos fuerzas horizontales (según dos direcciones perpendiculares) y una fuerza vertical, aplicadas en el centro de gravedad (lugar donde se puede considerar concentrado el peso) del elemento.

La cuantificación de estas fuerzas es una tarea que necesita de la consideración de una serie de factores, tales como: las características del sismo, las condiciones del suelo, el tipo de estructura (sus características resistentes, estáticas y dinámicas). A causa de sismos fuertes es común que se presenten daños estructurales en columnas, tales como grietas diagonales causadas por cortante y/o torsión, grietas verticales, desprendimiento del recubrimiento, aplastamiento del concreto y pandeo de las barras longitudinales por

exceso de esfuerzos de flexo-compresión. En vigas, se presentan grietas diagonales y rotura de estribos a causa de cortante y torsión, grietas verticales, rotura del refuerzo longitudinal y aplastamiento del concreto por la flexión que impone el sismo arriba y abajo de la sección como resultado de las cargas alternadas.

Las conexiones o uniones entre elementos estructurales son, por lo general, los puntos más críticos. En las uniones viga-columna (nudos) el cortante produce grietas diagonales y es común ver fallas por adherencia y anclaje del refuerzo longitudinal de las vigas a causa del poco desarrollo del mismo o a consecuencia de esfuerzos excesivos de flexión. En las losas se pueden presentar grietas por punzonamiento alrededor de las columnas y grietas longitudinales a lo largo de la placa debido a la excesiva demanda por flexión que en ciertas circunstancias pueden imponer el sismo. Irregularidades en la altura, traducidas en cambios repentinos de rigidez entre pisos adyacentes, hacen que la absorción y disipación de energía en el momento del sismo se concentren en los pisos flexibles, donde los elementos estructurales se ven sobre solicitados. Las irregularidades en planta de masa, rigidez y resistencia pueden originar vibraciones torsionales que generan concentraciones de esfuerzos difíciles de evaluar, razón por la cual una mayor exigencia en este tipo de aspectos debe tenerse en cuenta a la hora de diseñar arquitectónicamente las edificaciones. .

1.2 ZONIFICACION SISMOGEOTECNICA

1.2.1 Acelerogramas y aceleraciones máximas.

El acelerógrafo es un instrumento que registra los movimientos fuertes como los generados por sismos cercanos. A la información suministrada por el acelerógrafo se le denomina acelerograma y esta información corresponde a los valores de aceleración horizontal registrados en las dos direcciones horizontales ortogonales y a los valores de aceleración vertical[5], con esta herramienta podemos tener información acerca de la velocidad del suelo y el desplazamiento en función del tiempo.

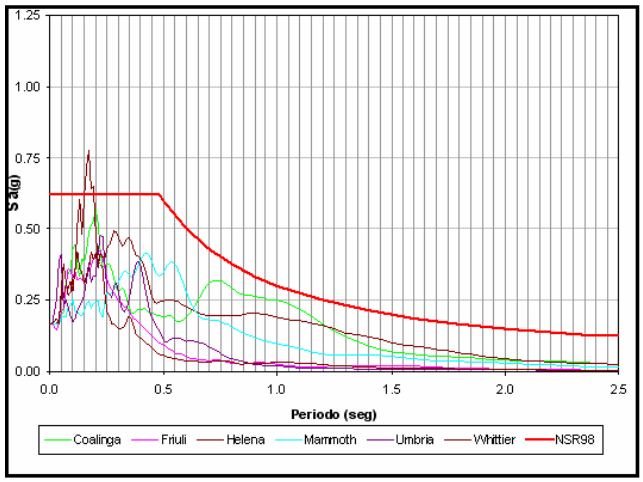
[5] Maldonado y Chio (2004). Análisis sísmico de edificaciones. p. 69-70.

Como interpretación física y matemática se trata un acelerograma como una función aleatoria que se analiza como compuesta por una secuencia no periódica de pulsos de aceleración. El área de un pulso es la medida de la efectividad del mismo en producir vibraciones estructurales. La amplitud del pulso (su máxima aceleración) se utiliza para indicar la severidad del movimiento en el suelo. Esto seria satisfactorio si la duración de los pulsos fuera similar en diferentes sismos, pero no lo es. Luego la intensidad en la fase de movimiento fuerte es caracterizada por el tamaño y la forma de los pulsos, tomando como parámetros la aceleración máxima del pulso, y la cantidad de veces que se corta el eje de las abscisas (aceleración cero). La caracterización del movimiento en el suelo también depende del número de pulsos y la duración de la fase fuerte del movimiento[6].

1.2.2 Espectros de Respuesta de Acelerogramas de Diseño

Para efectos de comparar la amenaza propuesta por el código NSR98, las figuras 1.2 y 1.3 muestran los espectros correspondientes a los acelerogramas de diseño convenientemente escalados, junto con el espectro propuesto por la norma[7].

Figura 1.2. Espectros de Acelerogramas de diseño compatibles con escenarios sísmico falla Bucaramanga-Santa Marta. (D=5%)

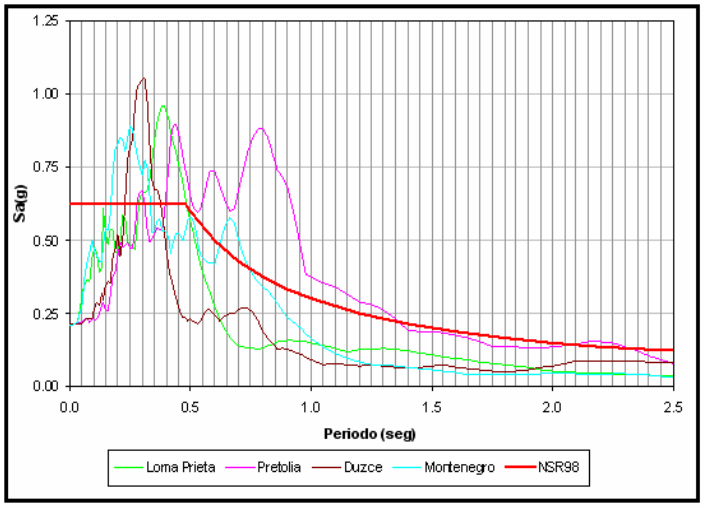


[6] WIEGEL, R.L., editor. Earthquake Engineering. p. 78-79

[7] Ingeominas (2001). Zonificacion Sismogeotecnica Indicativa del Area Metropolitana de Bucaramanga.

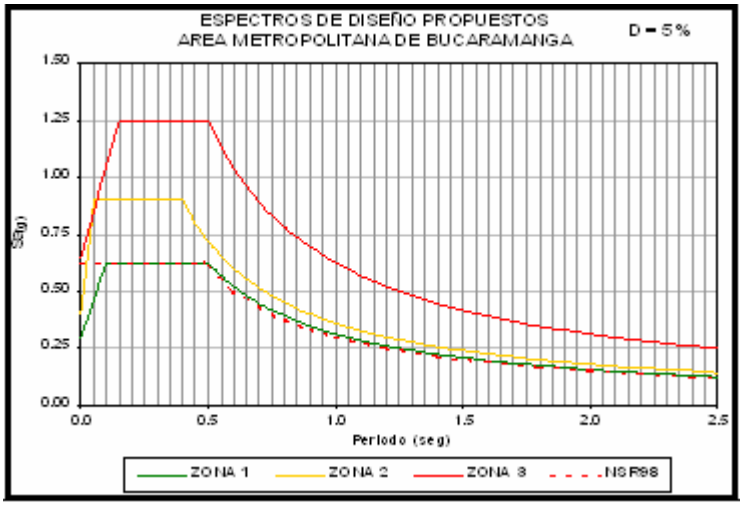
Fuente: Ingeominas (2001). Zonificacion Sismogeotecnica Indicativa del Area Metropolitana de Bucaramanga.

Figura 1.3. Espectros de Acelerogramas de diseño compatibles con escenarios sísmicos falla Frontal. (D=5%).



Fuente: Ingeominas (2001). Zonificacion Sismogeotecnica Indicativa del Area Metropolitana de Bucaramanga.

Figura 1.4. Espectros de diseño propuestos para el Área Metropolitana de Bucaramanga.



Fuente: Ingeominas (2001). Zonificacion Sismogeotecnica Indicativa del Area Metropolitana de Bucaramanga.

ESPECTROS DE DISEÑO PROPUESTOS D=5%

ÁREA METROPOLITANA DE BUCARAMANGA g

PERIODO (Seg) Sa ZONA 1 ZONA 2 ZONA 3 NSR-98

1.2.3 Caracterización dinámica del subsuelo

En resumen el estudio de microzonificación encontró en total tres zonas de respuesta dinámica diferentes, debido a que el objeto de la investigación es la Zona 2, en esta se buscaran las edificaciones que tengan en cuenta las especificaciones mencionadas anteriormente. A continuación se hace una breve reseña de las características principales de la zona en estudio:

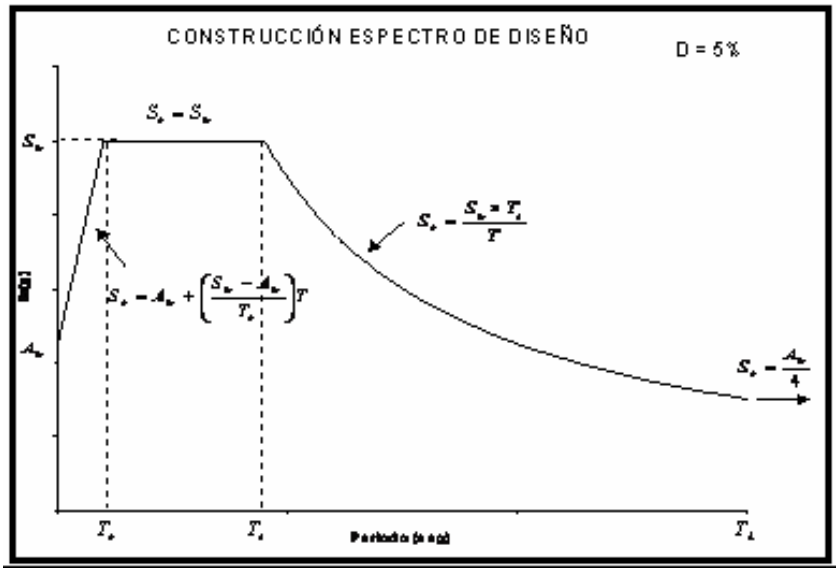
Zona 2: Suelo Rígido: Donde se encuentra la mayor parte de la población del área metropolitana de Bucaramanga, y corresponde a depósitos de suelo rígido y reúne las zonas geotécnicas. Presenta aceleraciones espectrales máximas considerablemente altas. Cinco variables son necesarias para obtener los espectros, a saber: A_m corresponde al valor de máxima aceleración del terreno (T=0s), S_m es el valor máximo de aceleración espectral correspondiente a la parte plana del espectro, T_o y T_c son los períodos que definen el inicio y la terminación de la parte plana del espectro y T_L es el periodo después del cual las aceleraciones espectrales son constantes a un valor de $A_m/4$.

Tabla 1.2. Parámetros de control para la construcción de espectros de diseño propuestos para el Área Metropolitana de Bucaramanga.

	Zona 1 ***Roca***	***Zona 2*** ***Suelo Rígido***	***Zona 3*** ***Llenos***
T_o (s)	0.10	0.05	0.15
T_c (s)	0.50	0.40	0.50
T_L (s)	4.00	3.60	4.00
A_m (g)	0.30	0.40	0.65
S_m (g)	0.63	0.90	1.25

La figura 1.5 muestra esquemáticamente la forma espectral de diseño definida para este estudio, junto con las ecuaciones que definen cada porción del espectro.

Figura 1.5. Construcción del espectro de diseño. Amortiguamiento del 5%.



Fuente: Ingeominas (2001). Zonificacion Sismogeotecnica Indicativa del Area Metropolitana de Bucaramanga.

1.3 DISEÑO SISMICO DE EDIFICACIONES BASADO EN EL DESEMPEÑO ESTRUCTURAL.

1.3.1 Importancia del análisis y diseño por desempeño[8].

El objetivo del diseño sismorresistente es el de evitar el colapso de estructuras durante sismos de gran intensidad que se presentan durante la vida útil de la estructura y que en sismos moderados que son los que se generan con mayor frecuencia no se presenten daños de consideración. Pero estos objetivos no se están logrando, es importante mencionar los daños significativas en estructuras de concreto reforzado que se han observado en sismos moderados y que no corresponden al sismo de diseño del lugar donde ocurrieron estos sismos, y que sin embargo han llevado al colapso de

[8] Comité Visión 2000, Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC).

estructuras o a daños en elementos estructurales o no estructurales, y cuando solo ocurren daños no estructurales estos fueron tal magnitud que impidieron el uso de la edificación un tiempo considerable, hasta que se llevó a cabo las reparaciones o reforzamientos necesarios.

Los malos desempeños de estructuras modernas que se han evidenciado han puesto en entredicho la confiabilidad del diseño sísmico, lo cual ha generado la necesidad de replantear las metodologías actuales de diseño sísmico. Por lo tanto la filosofía de diseño por desempeño se ha constituido dentro de este contexto como la alternativa más viable para el planteamiento de metodologías de diseño sísmico que den lugar a estructuras que satisfagan las cada vez más complejas necesidades de las sociedades modernas. Los avances logrados hasta el momento han permitido plantear requerimientos de diseño sísmico basados en esta filosofía y sugieren que la siguiente generación de códigos estarán basados en ella.

En 1992 se iniciaron esfuerzos por desarrollar un marco de referencia que hiciera posible la elaboración de una nueva generación de códigos basados en el concepto del diseño por desempeño. Con este fin la Sociedad de Ingenieros Estructurales de California (SEAOC) estableció el Comité Visión 2000.

1.3.1.1 Diseño por Desempeño

Se describe como la selección de los objetivos de diseño, sistemas estructurales y configuración apropiados (Fase Conceptual) el dimensionamiento y detallado de una estructura, así como de sus elementos no estructurales y contenido (Fase Numérica) y la garantía del control de la calidad durante la construcción y del mantenimiento a largo plazo (Implantación de manera que a niveles especificados de movimiento sísmico, y con niveles predefinidos de confiabilidad, la estructura no se dañe más allá de ciertos estados límite de daño a otros estados de utilidad). Esto tiene como objetivo producir sistemas estructurales que sean capaces de resistir las excitaciones sísmicas por medio de un mecanismo plástico consistente y estable, que sea capaz de absorber demandas importantes de comportamiento plástico y disipar un gran porcentaje de la energía que la excitación sísmica introduce a la estructura.

Esto significa controlar el daño e interrupción del servicio de la estructura durante un sismo mediante la consideración explícita de las deformaciones, para esto se debe contar, con procedimientos más confiables para la determinación de las demandas máxima y acumulada de deformación plástica. Esto es posible si para el temblor de diseño asociado con determinado nivel de daño estructural se conoce tanto la demanda máxima de desplazamiento lateral como la demanda acumulada de deformación plástica. Hay evidencias de que las capacidades de un edificio se deterioran cada vez que incursionan en su rango de comportamiento plástico. De ahí que el daño estructural dependa no solo de la magnitud de las demandas de deformación plástica, sino también de su secuencia de ocurrencia.

El mal desempeño sísmico, se debe en particular al énfasis que se pone en la resistencia y rigidez de la estructura y la falta de atención a demandas que pueden ser relevantes en su desempeño sísmico (en este caso de aceleración), hace imposible para el diseñador considerar todos los aspectos de importancia durante el diseño sísmico.

Las mejoras en el entendimiento de la respuesta y desempeño estructural de los sistemas estructurales tradicionales pronto llevaron a concluir que no sería posible establecer los niveles de confiabilidad deseados, ni plantear niveles de confiabilidad consistentes, a menos que las metodologías de diseño sísmico actualicen su formato.

En Estados Unidos se utilizan el ATC-40 (1996) y FEMA-273-274 (1997) para el diseño por desempeño. Estos documentos se basan en el empleo de diagramas de demandas y capacidad, donde el primer tipo de diagramas se obtiene mediante la evaluación de los desplazamientos máximos de un edificio empleando diversos métodos para la evaluación de desplazamientos máximos de un sistema de referencia de un grado de libertad. Para obtener el diagrama de capacidad se requiere de un análisis estático no lineal de la estructura.

1.3.2 Energía sísmica.

El desempeño estructural en cuanto a disipación energética depende de la capacidad de los elementos estructurales para liberar buenas cantidades de la energía absorbida. A continuación se hace referencia a la disipación de energía en situaciones de estado elástico e inelástico para un modelo hipotético de un grado de libertad.

1.3.2.1 Balance energético en estado elástico[9].

Se parte de la ecuación de movimiento para un sistema con vibración libre y sin amortiguación.

$$* \quad m\ddot{u} + ku = 0 \qquad \textit{(Ec.1)}$$

Se determina la energía introducida al sistema para movilizarse como la integral de la fuerza a lo largo del camino, considerando la energía inducida gracias a un desplazamiento inicial impartido, de donde se obtiene:

$$* \ Ei = \int_0^u m\ddot{u}\, du + \int_0^u ku\, du \quad (Ec.2)$$

$$* \ Ei = \frac{1}{2} ku^2 + \frac{1}{2} m\dot{u}^2 \quad (Ec.3)$$

Donde:

* Energia potencial acumulada

$$Ep = \frac{ku^2}{2} \quad (Ec.4)$$

* Energia cinetica desarrollada por el sistema

$$Ec = \frac{m\dot{u}^2}{2} \quad (Ec.5)$$

[9] SARRIA MOLINA, Alberto. Ingeniería Sísmica. p. 352-359

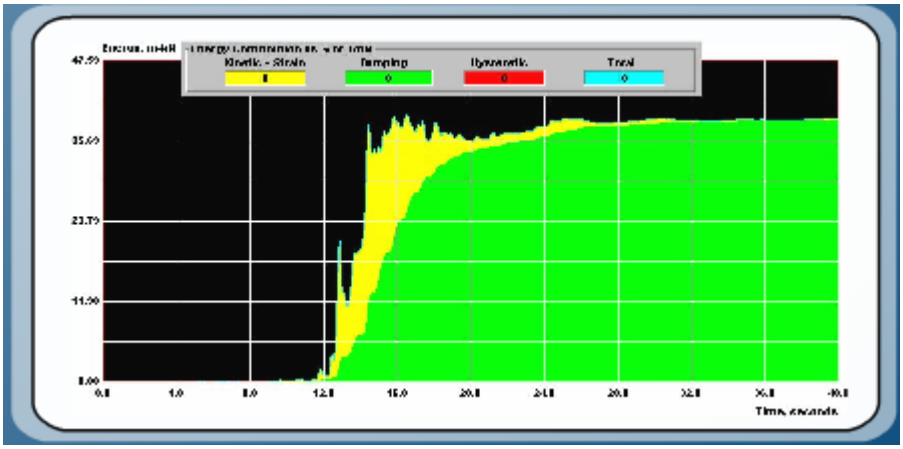
Con el fin de conceptualizar se supone el sistema descrito con las ecuaciones anteriores como no disipativo donde *k* representa la rigidez del sistema, u el desplazamiento y $\dot{u}$, $\ddot{u}$ la velocidad y la aceleración respectivamente. Ya que el sistema en consideración como no disipativo, la suma de las energías cinética y potencial es constante en la forma:

* Ep + Ec = cte (*Ec.6)*

Por lo tanto existe una interacción entre las dos energías. En cada plano la energía es una función cuadrática de la velocidad o el desplazamiento. Cuando la velocidad es nula toda la energía es potencial, representada en el plano E – u. Cuando el desplazamiento *u* es nulo toda la energía es cinética representada en el plano E - $\dot{u}$. Se llega entonces a una representación en diagrama de fase de la energía en dos planos.

Para el comportamiento del sistema, se evidencia que en gran porcentaje el tiempo, la velocidad y el desplazamiento son nulos, por lo tanto existe un intercambio permanente de energía posible gracias a la variación de la velocidad de la masa dado por $\dot{u} = \omega u$ [10] con un valor constante que es la suma de las dos energías. Donde ω es la frecuencia natural del sistema.

Figura 1.6. Curvas de energía para un sistema elástico.



Fuente: NONLIN Version 6.0, Charney, F.A. Advanced Structural Concepts, FEMA Training Center, 1997.

[10] SARRIA MOLINA, Alberto. Ingeniería Sísmica. p. 354

1.3.2.2 Balance energético en estado inelástico.

Para un sistema disipativo, es preciso esclarecer la ecuación descriptiva del sistema. La energía total en el sistema estructural esta definida por:

* $E_{entrada} = E_{elastica} + E_{disipada}$ [11] *(Ec.7)*

La energía elástica se conformada por la energía potencial y la energía cinética. La energía disipada se conforma por energía de amortiguamiento viscoso y energía histerética.

* $E_{entrada} = \underbrace{E_{cinetica} + E_{potencial}}_{\text{Energia elastica}} + \underbrace{E_{amort.\ viscoso} + E_{amort.\ histeretico}}_{\text{Energia disipada}}$ *(Ec.8)*

La ecuación diferencial describe el movimiento para un sistema sometido a excitación en la base:

* $m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u,\dot{u}) = -m\ddot{u}_g(t)$ *(Ec.9)*

Donde *c* constituye el coeficiente de disipación viscosa, f_s representa la fuerza resistente en un sistema inelástico y el término $-m\ddot{u}_g(t)$ es respectivo a excitación por fuerza externa al sistema. Como se definió anteriormente la energía, es posible integrar la ecuación de movimiento:

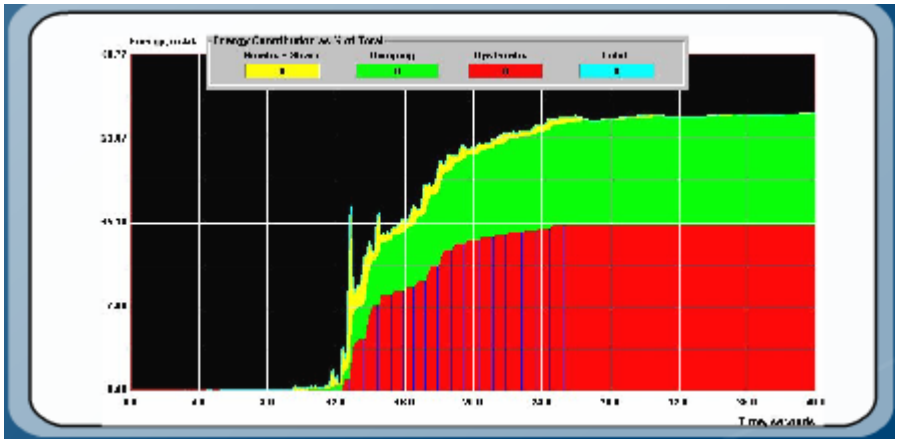
* $\int_0^u m\ddot{u}(t)\,du + \int_0^u c\dot{u}(t)\,du + \int_0^u f_s(u,\dot{u})\,du = -\int_0^u m\ddot{u}_g(t)\,du$ *(Ec.10)*

En términos de energía, se destacan entonces los diferentes términos. El lado derecho de esta ecuación representa la energía entrada al sistema por la excitación de un sismo. El primer término en la parte izquierda de la ecuación es la energía cinética de la masa asociada con su movimiento relativo al suelo. El segundo término en la parte izquierda de

[11] CHOPRA, Anil K. Dynamics of Structures. Theory and applications to Earthquake Engineering. p. 280-283.

la ecuación es la energía disipada por amortiguamiento viscoso. El tercer término en la izquierda es la suma de la energía disipada por histéresis y la energía potencial en el sistema, teniendo en cuenta que el sistema es de tipo inelástico [12].

Figura 1.7. Curvas de energía para un sistema inelástico.



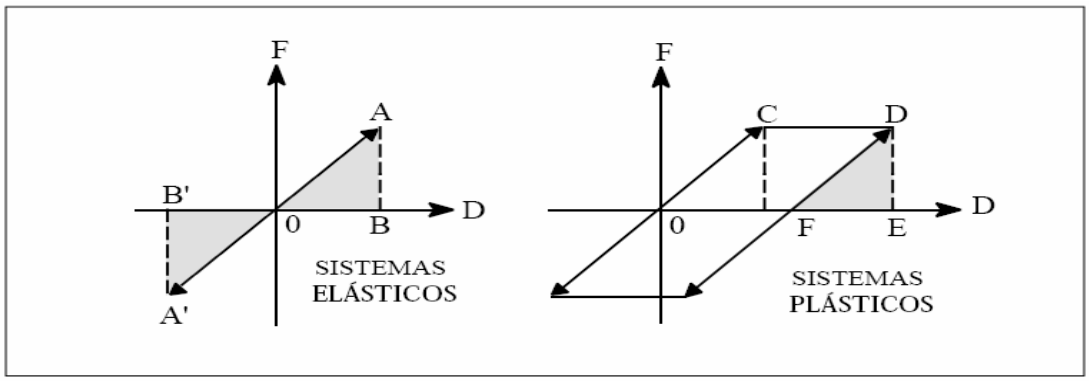
Fuente: NONLIN Version 6.0, Charney, F.A. Advanced Structural Concepts, FEMA Training Center, 1997.

1.3.3 Comportamiento no lineal

El criterio de diseño tradicional, de edificios sometidos a sismos fuertes, ha sido el de permitir el ingreso de los materiales en el rango no lineal con el fin de absorber energía bajo deformaciones permanentes. La figura 1.8 ilustra este criterio para un sistema elasto-plástico. La línea OA representa el diagrama esfuerzo máximo - deformación máxima de un sistema perfectamente elástico en un sismo determinado, mientras que la línea OCD representa un sistema elasto-plástico. Existen varias hipótesis sobre la simplificación que debe ser asumida para evaluar de manera sencilla el comportamiento del sistema elasto-plástico.

[12] CHOPRA, Anil K. Dynamics of Structures. Theory and applications to Earthquake Engineering. p. 281.

Figura 1.8. Absorción y disipación de energía.



La estructura debe ser diseñada para unos esfuerzos menores que los dados por la respuesta del sistema elástico. Si con las fuerzas así obtenidas se realiza un análisis elástico, se obtendrían unas deformaciones que, a su vez, deben ser multiplicadas por el factor de ductilidad para estimar las deformaciones máximas de la estructura, lo cual es de gran importancia para el estudio del comportamiento de elementos no estructurales y la estabilidad de los diferentes pisos.

Muchos códigos de construcciones tienen el defecto de considerar una reducción de fuerzas debido al comportamiento inelástico solamente en relación con la deformación máxima alcanzada en cualquier instante del sismo, o a la máxima energía disipada en un ciclo, sin atender a su duración. Esto hace que se dejen de lado factores tan importantes como los asociados a la fatiga progresiva de los materiales, tales como la degradación de la rigidez, la disminución de la resistencia, el aumento progresivo de las deformaciones y, por ende, el colapso progresivo. Por esta razón, en los últimos años han adquirido un gran énfasis los métodos que de una u otra manera involucran la duración total del sismo en el diseño, generalmente a través de la energía total disipada o del número de ciclos de carga.

1.3.4 Espectro de diseño

En el espectro de diseño recomendado por los códigos de sismo resistencia se encuentran implícitas decisiones sobre:

La probabilidad de excedencia del sismo de diseño en un período de tiempo considerado como de vida útil media de los edificios. Normalmente, se considera una probabilidad de excedencia del 10% en un período de vida media útil de 50 años.

Las frecuencias dominantes y respuestas máximas. Normalmente, los espectros de sismos exhiben sectores estrechos de frecuencias donde se encuentran las respuestas máximas. Sin embargo, para cubrir las incertidumbres asociadas a la distancia de ocurrencia del evento y a su contenido de frecuencias, los espectros de diseño presentan una amplia planicie de respuestas máximas así como factores de amplificación de las respuestas en terrenos blandos con respecto a las de terreno firme, de acuerdo a comportamientos observados en varios sitios del mundo. No obstante, en el caso de edificaciones especiales, puede ser conveniente la elaboración de un espectro de diseño de acuerdo a las características geológicas y geotécnicas del sitio de construcción.

1.3.5 Disposición de la ductilidad

En vista de que los métodos de diseño no lineal simplificado exigen la capacidad de la estructura de permitir grandes deformaciones sin colapso, los elementos de la misma deben ser diseñados para atender adecuadamente esta demanda de deformaciones, pero se debe buscar el equilibrio en el que los desplazamientos de la estructura no afecten o produzcan daños en el contenido (elementos no estructurales).

A continuación se examinan los mecanismos esenciales para obtener altas capacidades de ductilidad en los sistemas estructurales de concreto reforzado. En el diseño de estructuras de concreto reforzado deben tenerse en cuenta los siguientes criterios básicos, a fin de obtener la ductilidad requerida:

Confinamiento: El confinamiento del concreto garantiza la preservación del material ante la alternación de esfuerzos dada en los sismos y, en consecuencia, permite el desarrollo de deformaciones inelásticas mayores que las que se podrían presentar en una estructura en la que el concreto se deteriore.

Control de falla a cortante: La falla a cortante es una falla que compromete seriamente la integridad de la sección de cualquier elemento de concreto reforzado. Por esta razón los códigos de diseño generalmente obligan a un diseño a cortante tal que garantice que la resistencia a cortante sea superior a la resistencia a flexión. Esto se logra utilizando como cortante de diseño un valor que sea como mínimo el correspondiente a la plastificación por flexión en los nudos extremos.

Control de la reducción de la ductilidad disponible debido a la carga axial: La carga axial de compresión reduce drásticamente la ductilidad disponible en un elemento de concreto sometido a ella. El fenómeno, que es más fuerte en columnas que en muros estructurales, generalmente se debe a que a mayores cargas de compresión se reduce el trabajo a tensión del acero, el cual puede darse con valores del esfuerzo de trabajo menores del esfuerzo de fluencia, lo que implica un uso insuficiente del acero a efectos de desarrollar grandes deformaciones inelásticas y disipar energía por ese medio. Sin embargo, no siempre es posible diseñar las secciones de columnas de manera que haya esfuerzos altos de tracción en el acero, por razones arquitectónicas y económicas.

El efecto de la duración de un sismo: este ha sido tradicionalmente ignorado en el desempeño estructural por los códigos de diseño. Ello se debe, en parte, a que el espectro de aceleraciones resulta insensible a la duración del sismo, pues recoge solamente la información referente a la máxima aceleración de respuesta ocurrida en algún momento del sismo, e ignora lo que sucede en adelante. Sin embargo, en sismos largos, pueden ocurrir complejos fenómenos de degradación de la rigidez y la resistencia, debido al elevado número de ciclos de carga que deben soportar los elementos estructurales. Debido a ello, el diseño debería ser diferente para sismos cortos y largos, independientemente de la aceleración de diseño. De acuerdo a varios estudios realizados en diferentes países, la duración de un sismo está en relación creciente con la magnitud del sismo y la distancia epicentral. Al contrario, la aceleración del suelo por lo general tiende a decrecer con dicha distancia. De esta manera, pueden tenerse sismos de igual aceleración pico, lo que produciría un igual espectro de aceleraciones de diseño, pero grandes diferencias en la duración, lo que produciría efectos nocivos que no serían detectados por dicho espectro.

1.3.6 Control de derivas

En principio, los grandes desplazamientos laterales ponen en peligro la seguridad de la construcción en su totalidad, debido al daño que pueden representar para los elementos no estructurales en general. Sin embargo, cuando son aún mayores traen consigo el riesgo de colapso parcial o total de la edificación. Por lo pronto, es necesario tener presente que el daño estructural y no estructural está asociado al valor del desplazamiento relativo inelástico de un nivel con respecto al inmediatamente anterior, o deriva. De acuerdo con lo anterior, para un análisis adecuado de los problemas de derivas y estabilidad resulta de gran importancia el cálculo de unos valores adecuados de desplazamiento inelástico.

1.4 COMPORTAMIENTO GENERAL DE LOS MATERIALES ESTRUCTURALES

Los principales elementos en la construcción de obras civiles son el concreto y el acero, de ellos se tienen estudios significativos que nos han permitido conocer mucho mas acerca de su comportamiento bajo solicitaciones sísmicas es por ello que se hace un breve resumen en este capitulo de cada uno de estos materiales.

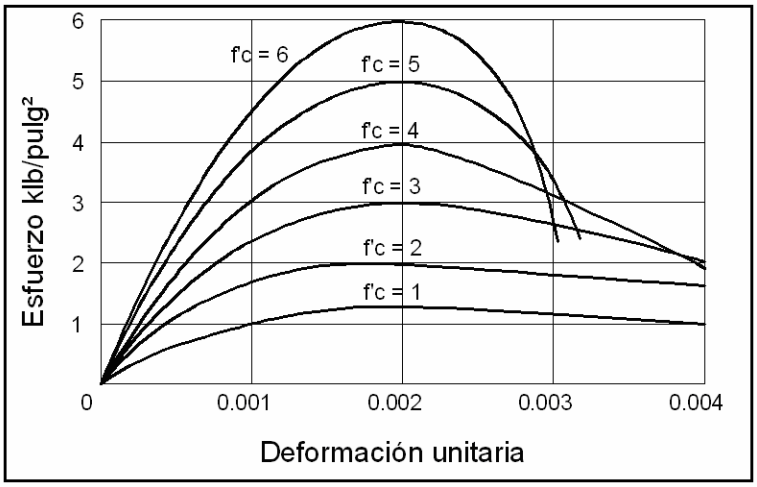
1.4.1 El concreto.

El concreto es un material artificial utilizado en ingeniería que se obtiene mezclando cemento Pórtland, agua, algunos materiales bastos como la grava y otros refinados, y una pequeña cantidad de aire. Las características favorables son su bajo costo, su resistencia, su larga duración y que puede soportar fuerzas de compresión elevadas. También puede incluirse aditivos en su mezcla, dependiendo del tipo de estructura que se va a construir.

En la figura 1.9 se muestran las relaciones esfuerzo-deformación unitaria para concretos de resistencias entre 1000 psi. y 6000 psi. Se hace evidente la tendencia lineal de las curvas cuando los esfuerzos se mantienen menores a la mitad de la resistencia última a compresión. Esta zona muestra al concreto como un material elástico, suposición tomada en diversos códigos de diseño hasta el valor 0.45 de f'c. Mas allá de este esfuerzo, el comportamiento del material es no lineal, sin una resistencia a la fluencia definida,

rompiendo la probeta en deformaciones unitarias entre 0.003 y 0.004. Esta resistencia ultima es aproximadamente el 85% de la resistencia máxima (f'c)[13].

Figura 1.9. Curva esfuerzo-deformación típica del concreto, con carga de corto plazo aplicada a cilindros testigos.



Fuente: MCCORMAC, Jack C. Diseño de Concreto Reforzado.

El valor de resistencia máximo observado genera una deformación unitaria de 0.002. La coincidencia de esta deformación para todos los concretos, independientemente de su resistencia, es una característica aprovechada al juntar el material con acero. En cuanto a las diferencias entre los concretos por su resistencia, es preciso observar que los concretos de bajo grado son menos frágiles que los de alto grado, mostrando deformaciones unitarias mayores antes de romperse.

1.4.2 El acero[14].

Acero, aleación de hierro que contiene entre un 0,04 y un 2,25% de carbono y a la que se añaden elementos como níquel, cromo, manganeso, silicio o vanadio, entre otros. Este se utiliza para reforzar el concreto que posee una resistencia baja a tensión. El acero realiza este papel en manera eficiente, uniéndose al concreto satisfactoriamente gracias a un coeficiente de expansión térmica muy parecido ($12 \times 10^{-6}\ C^{-1}$ para el acero y 10×10^{-6} C

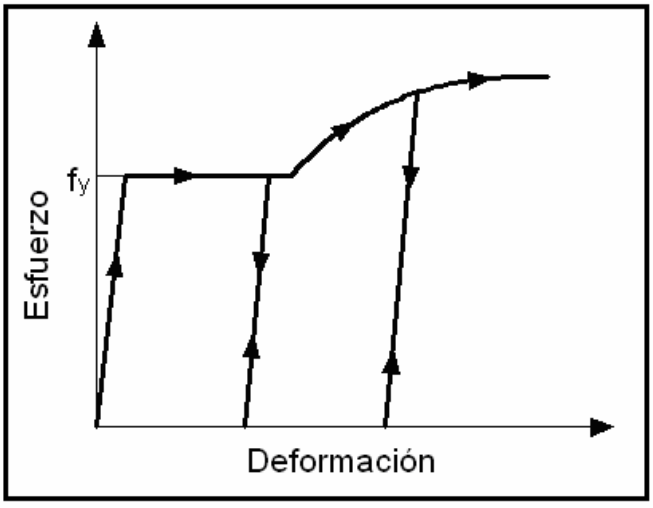
[13] MCCORMAC, Jack C. Diseño de Concreto Reforzado. p. 12
[14] NILSON, Arthur H. Diseño de Estructuras de Concreto. p. 50-65

$^{-1}$ para el concreto), la buena adhesión química entre los materiales y factores propios otorgados por la forma de fabricación de las barras de refuerzo como rugosidad superficial de estas y la corrugación.

Las características mas importantes del acero como material de refuerzo al concreto son su resistencia a la fluencia *fy* y el modulo de elasticidad E_s, cuyos valores mas utilizados son de 420 MPa y 200000 MPa para la fluencia y el modulo de elasticidad respectivamente. La adición de acero al concreto se hace primordialmente para resistir esfuerzos de tensión en vigas sometidas a flexión, como estribos o espirales para resistir esfuerzos de tensión inclinados debidos a esfuerzos cortantes en vigas y columnas; reducir secciones en columnas de edificios altos (ayudando al concreto a soportar esfuerzos de compresión) y en elementos sometidos a compresión que puedan verse enfrentados a flexión por solicitaciones de cargas diversas.

En el diseño sísmico de estructuras el comportamiento histerético del acero es muy útil. La figura 1.10 hace relación a este comportamiento.

Figura 1.10. Curva esfuerzo – deformación para acero sometido a cargas alternantes. Adaptada de Park.



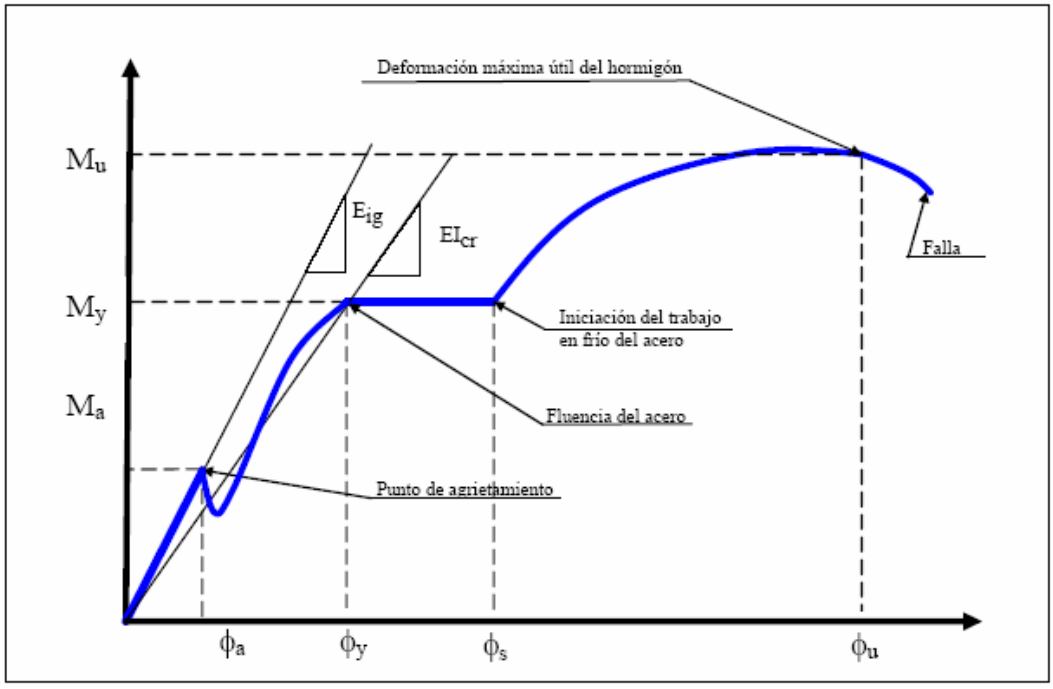
Fuente: PARK, R and PAULAY, T. Reinforced Concrete Structures.

Esta figura muestra el comportamiento de un espécimen de acero en el punto de fluencia al ser sometido a cargas axiales cíclicas de tensión y compresión (Comportamiento histerético). Otra de las características del acero es que se comporta bien ante cargas alternantes, es muy dúctil y ayuda mucho ante sismos fuertes gracias a su relativa estabilidad histerética en relación con el concreto y otros materiales.

1.4.3 Relaciones Momento – Curvatura.

Una de las bases fundamentales para el desarrollo del análisis no lineal son las relaciones Momento-Curvatura al igual que las relaciones Corte – Deformación, ya que estas representan el comportamiento de una sección ante cargas monotónicas crecientes.

Figura 1.11. Forma característica de la relación Momento-Curvatura de una viga de concreto reforzado



A continuación se detalla la figura:

Al punto A, que se alcanza cuando el hormigón llega a su máximo esfuerzo a tracción. Para hormigones con resistencia a la compresión menor a 240 kg/cm^2, se puede considerar que la resistencia a la tracción $f_t = 0.1\ f´c.$

El punto Y, que se alcanza cuando el acero a tracción llega al esfuerzo de fluencia f_y, que es lo mismo decir que la deformación del acero sea ε_y.

El punto S, se determina cuando el acero a tracción alcanza la deformación ε_{sh}, es decir al final de la plataforma de fluencia del acero.

El punto U, está defino cuando el hormigón a compresión llega a la deformación máxima útil ε_u.

El punto F, corresponde al colapso de la sección.

De estos normalmente se consideran tres para definir la no linealidad del material. Los puntos que se consideran son: A,Y, y U. en consecuencia, el diagrama se puede ver formado por tres zonas:

La primera antes de que se presente el agrietamiento del hormigón por tracción, zona a la izquierda del punto A; la segunda antes del punto de fluencia del acero colocado en la zona de tracción y la tercera zona en que se presenta un comportamiento dúctil desde el punto Y hasta el punto de máxima deformación del hormigón U.

De los diagramas momento – curvatura se puede obtener la rigidez a flexión. EI del elemento, la ductilidad por curvatura, la rigidez agrietada definida por EI_{cr}. Se puede obtener los diagramas de intersección momento-carga axial para secciones sujetas a carga axial y momento flector. En la figura 1.11 también se aprecia que la rigidez a flexión elástica inicial EI_g, es la pendiente de la curva que se encuentra antes del punto A. en consecuencia es la relación entre el momento M_a con relación a la curvatura ϕ_a. [15]

[15] **PEREZ, Manuel**. Estimación de curvas de vulnerabilidad para diferentes sistemas estructurales en función de parámetros sísmicos con base en el comportamiento no lineal de estructuras, Tesis de grado, 2003. p. 8.

CAPITULO DOS

2. MODELAMIENTO ESTRUCTURAL

2.1 GENERALIDADES

Para dar inicio a la investigación se escogen edificaciones que presentan características estructurales típicas de edificaciones desarrolladas en Bucaramanga, se opta por edificaciones de entre 3 y 8 pisos, con sistemas de configuración estructural tipo aporticada, y que a su vez se encuentran en la zona 2[16] establecida en la investigación de microzonificación desarrollada por Ingeominas. Las edificaciones escogidas están delimitadas por la carrera 27 y la carrera 30 entre calles 32 y 35. Los planos estructurales y arquitectónicos que muestran las características de estas edificaciones fueron suministrados por la oficina de Planeación de la ciudad de Bucaramanga y por las diferentes Curadurías con las que cuenta la ciudad. Ya escogidas las edificaciones se procede a analizar mediante el método de análisis estático no lineal, para ello se cuenta con dos metodologías de análisis: el método del espectro de capacidad descrito en el ATC-40[17] y el método del coeficiente de desplazamiento descrito en el FEMA-273[18]. Para el método estático no lineal, metodología propuesta en esta investigación se desarrolla un modelo que tiene en cuenta la respuesta inelástica del material, con las propiedades de cada uno de los elementos.

La estructura se lleva hasta un desplazamiento propuesto, en el cual se revisa las fuerzas internas y las deformaciones que se presentan. Se entiende como desplazamiento propuesto el máximo desplazamiento probable a ser experimentado durante el sismo de diseño. El modelo es sometido a un aumento monotónico de fuerzas o desplazamientos laterales (pushover) hasta que el desplazamiento propuesto es excedido o la estructura sufra colapso.

---

[16] Ingeominas (2001). Zonificacion Sismogeotecnica Indicativa del Area Metropolitana de Bucaramanga.

[17] Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. Redwood City, CA, USA: Applied Technology Council, 1996. v.1

[18] NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Washington D.C, Building Seismic Safety Council. USA 1997.

Se utiliza la herramienta de software SAP2000[19] para el desarrollo de esta investigación, desarrollando modelos computacionales que representen fielmente las características estructurales de las edificaciones en estudio como las condiciones de apoyo, las masas, y su geometría entre otros. A continuación se hace referencia al procedimiento desarrollado para el montaje de la estructura y su posterior modelización en la herramienta SAP2000.

2.2 DESCRIPCIÓN DE LAS EDIFICACIONES EN ESTUDIO

La siguiente información presentan las diferentes fichas tecnicas de cada uno de las edificaciones obtenida directamente de los planos estructurales y arquitectónicos de cada proyecto, para que el lector pueda tener una mejor comprension de cada uno de los modelos en estudio.

MODELO Nº1

Tabla 2.1. Ficha Técnica Modelo Nº1

FICHA TECNICA	
Nombre	Modelo Nº1
Numero de pisos	9
Pisos locales y oficinas	1
Semisótano	1
Altura entrepiso (m)	2,8
Año de construcción	1993
Area construida (m2)	326
Tipo de uso	vivienda
Información suministrada	Planeación Alcaldía de Bucaramanga
Placa	Aligerada armada en una dirección
Sistema de resistencia sísmica	Pórticos transversales en una dirección
Especificaciones de los materiales	f´c: 21 MPa f´c: 28 MPa Columnas f´y: 420 MPa
Coeficiente de importancia	1
Perfil del suelo	Zona 2
Periodo fundamental (Seg)	1.89

[19] SAP-2000 Nonlinear Version 8.3.3, Integrated Structural Analysis and Design Software, Computer and Structures Inc, Berkeley, California, 2004.

Figura 2.1. Foto Modelo N°1

Figura 2.2. Modelo N°1 en 3D

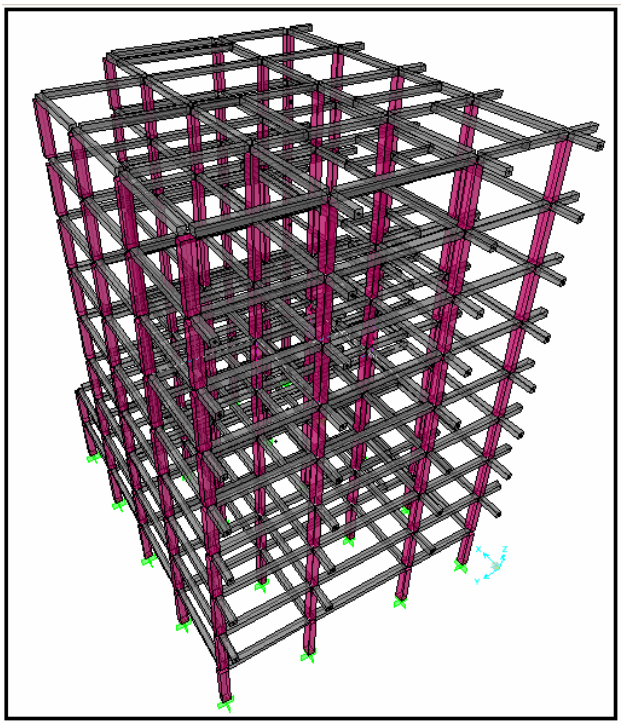


Figura 2.3. Configuración en planta Modelo Nº1

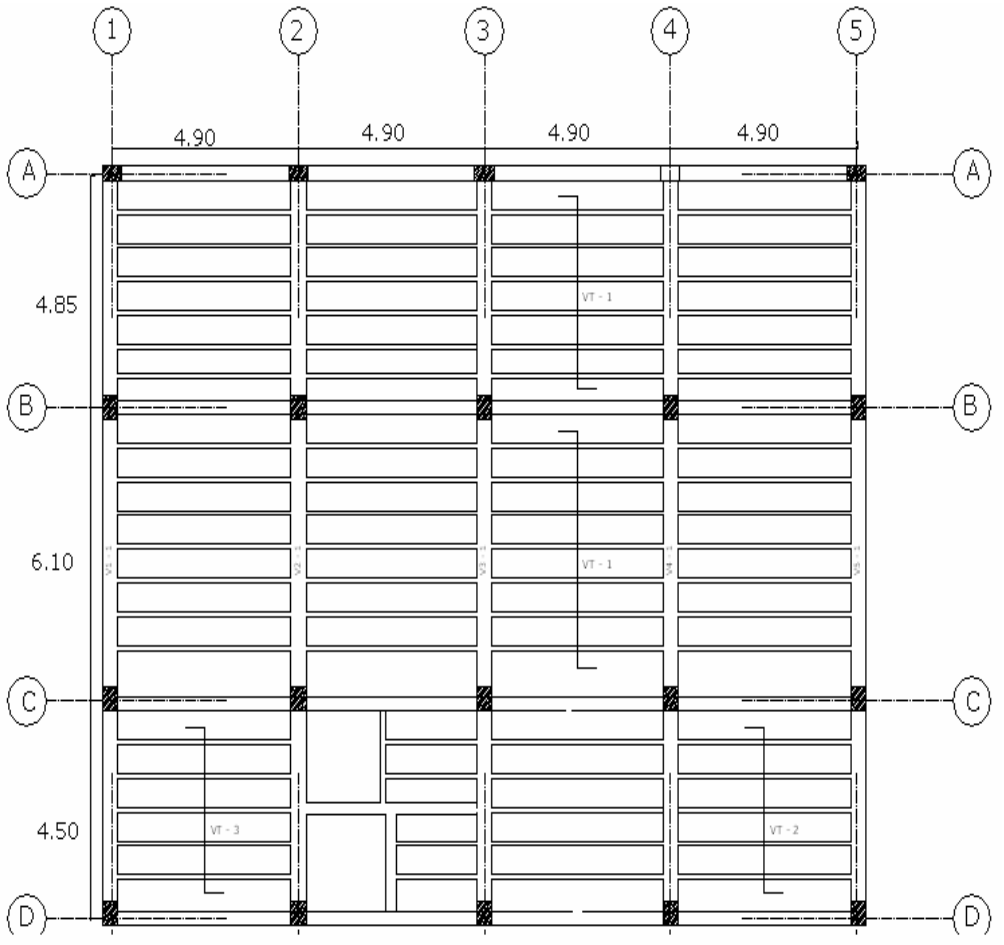
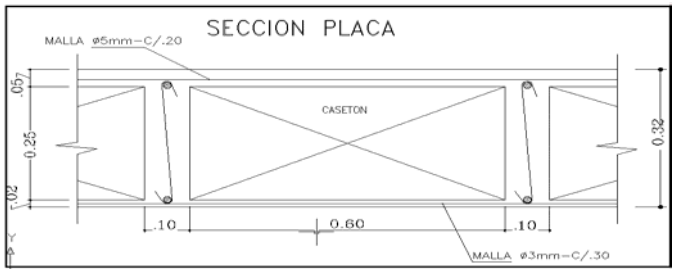


Figura 2.4. Sección placa Modelo Nº1



MODELO Nº2

Tabla 2.2. Ficha Técnica Modelo Nº2

FICHA TECNICA	
Nombre	Modelo Nº2
Numero de pisos	7
Pisos locales y oficinas	0
Semisótano	1
Altura entrepiso (m)	2,5
Año de construcción	1988
Area construida (m2)	86,12
Tipo de uso	vivienda
Información suministrada	Curaduría Urbana de Bucaramanga Nº1
Placa	Aligerada armada en una dirección
Sistema de resistencia sísmica	Pórticos transversales en una dirección
Especificaciones de los materiales	f´c: 28 MPa Columnas f´c: 21 MPa Vigas f´y: 420 MPa
Coeficiente de importancia	1
Perfil del suelo	Zona 2
Periodo fundamental (Seg)	0.98

Figura 2.5. Foto Modelo Nº2

Figura 2.6. Modelo Nº2 en 3D

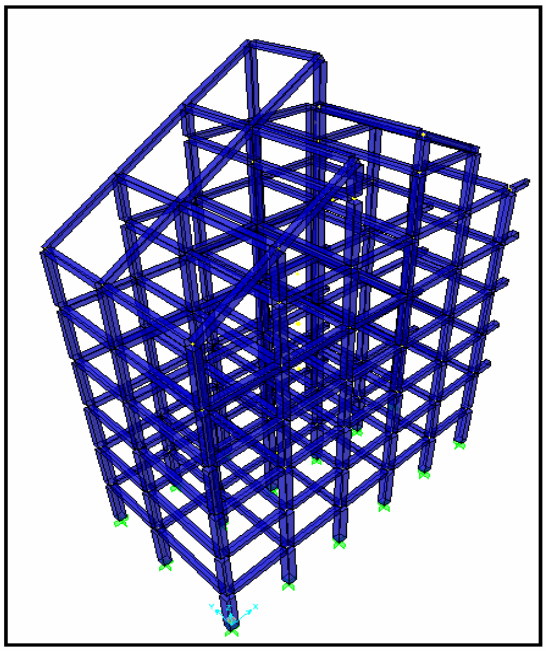


Figura 2.7. Configuración en planta Modelo Nº2

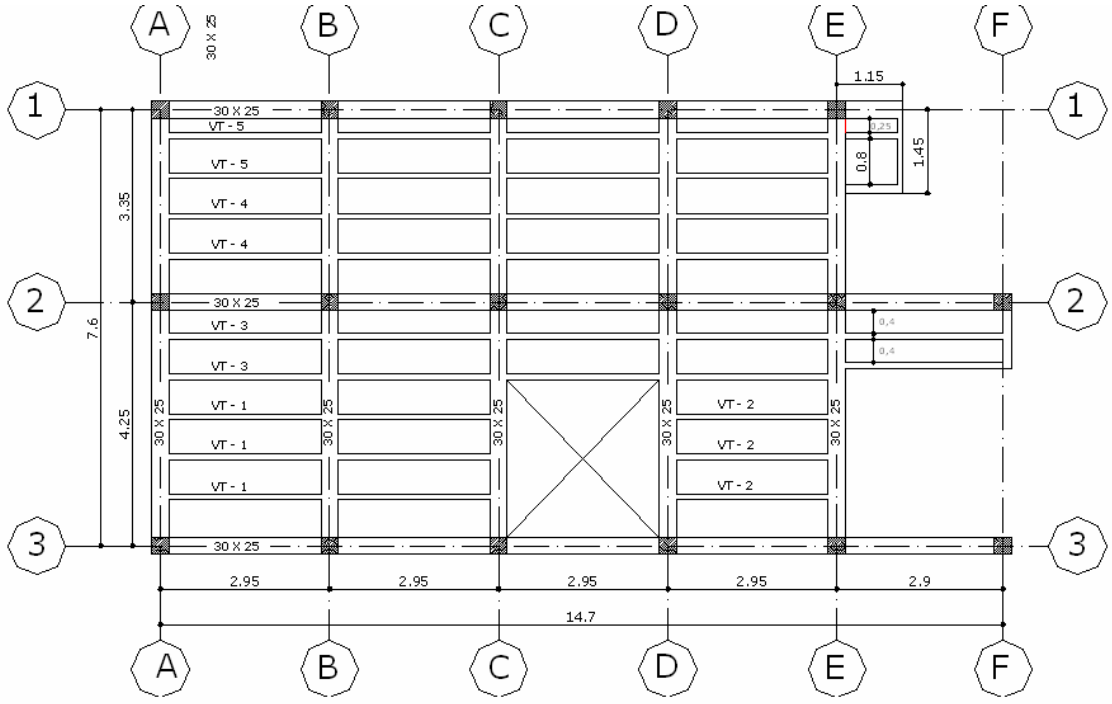
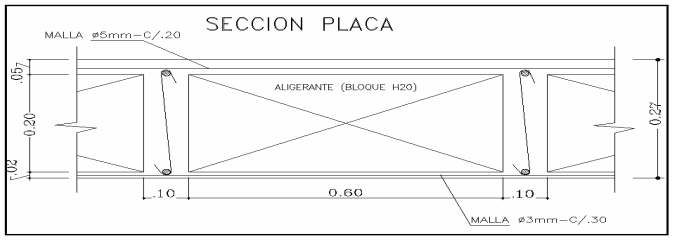


Figura 2.8 Sección placa Modelo Nº2



MODELO Nº3

Tabla 2.3. Ficha Técnica Modelo Nº3

FICHA TECNICA	
Nombre	Modelo Nº3
Numero de pisos	6
Pisos locales y oficinas	0
Semisótano	1
Altura entrepiso (m)	2,8
Año de construcción	1994
Area construida (m2)	208
Tipo de uso	vivienda
Información suministrada	Planeación Alcaldía de Bucaramanga
Placa	Aligerada armada en una dirección
Sistema de resistencia sísmica	Pórticos transversales en una dirección
Especificaciones de los materiales	f´c: 21 MPa f´y: 420 MPa
Coeficiente de importancia	1
Perfil del suelo	Zona 2
Periodo fundamental (Seg)	1.36

Figura 2.9. Foto Modelo Nº3

Figura 2.10. Modelo Nº3 en 3D

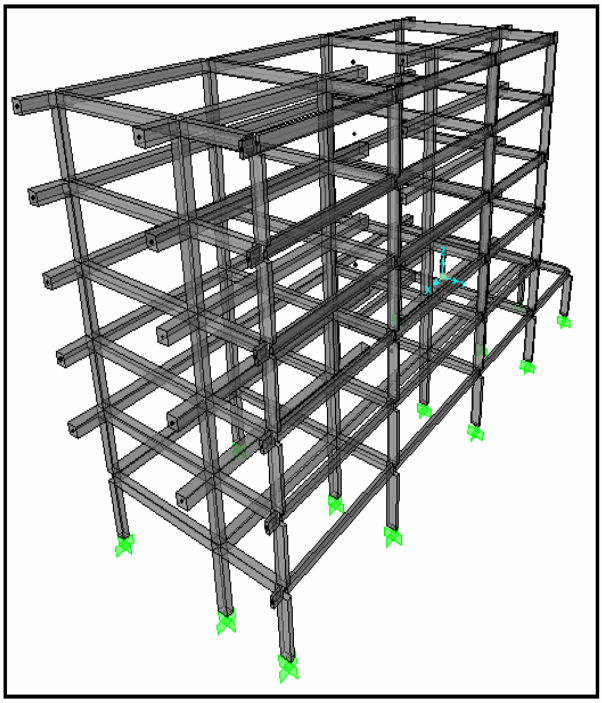


Figura 2.11. Configuración en planta Modelo Nº3

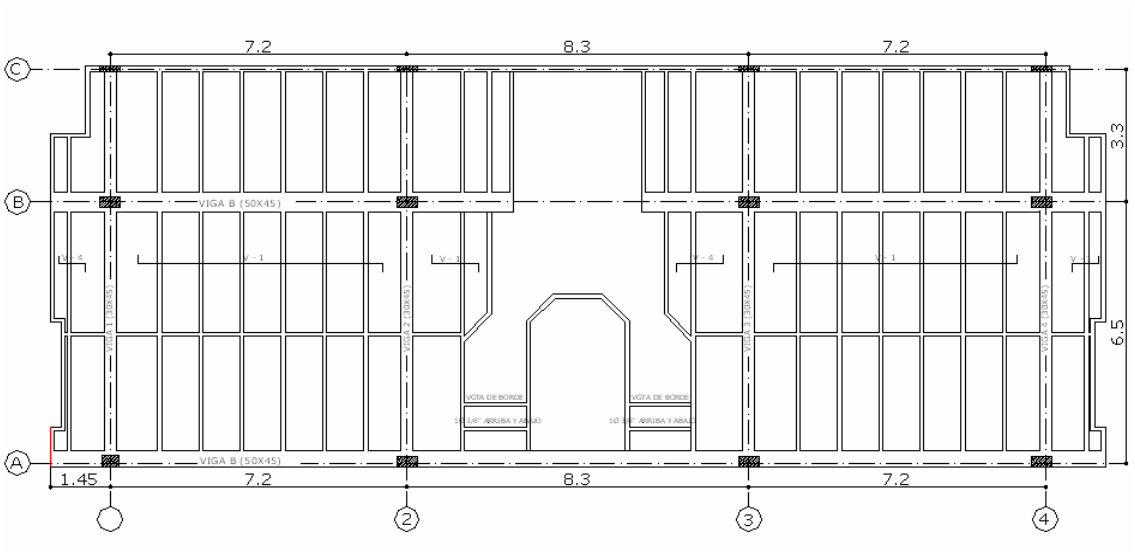
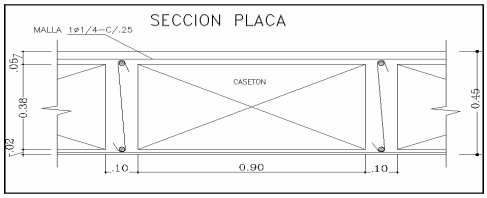


Figura 2.12. Sección placa Modelo Nº3



MODELO Nº4

Tabla 2.4. Ficha Técnica Modelo Nº4

FICHA TECNICA	
Nombre	Modelo Nº4
Numero de pisos	6
Pisos locales y oficinas	0
Semisótano	1
Altura entrepiso (m)	2,8
Año de construcción	1994
Area construida (m2)	269
Tipo de uso	Vivienda
Información suministrada	Planeación Alcaldía de Bucaramanga
Placa	Aligerada armada en una dirección
Sistema de resistencia sísmica	Pórticos transversales en una dirección
Especificaciones de los materiales	f´c: 21 MPa f´y: 420 MPa
Coeficiente de importancia	1
Perfil del suelo	Zona 2
Periodo fundamental (Seg)	0,97

Figura 2.13. Foto Modelo Nº4

Figura 2.14. Modelo Nº4 en 3D

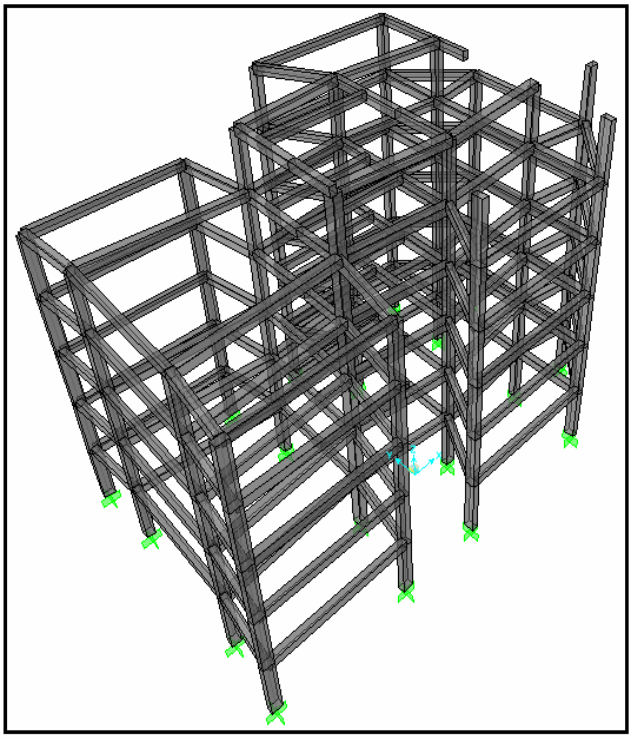


Figura 2.15. Configuración en planta Modelo Nº4

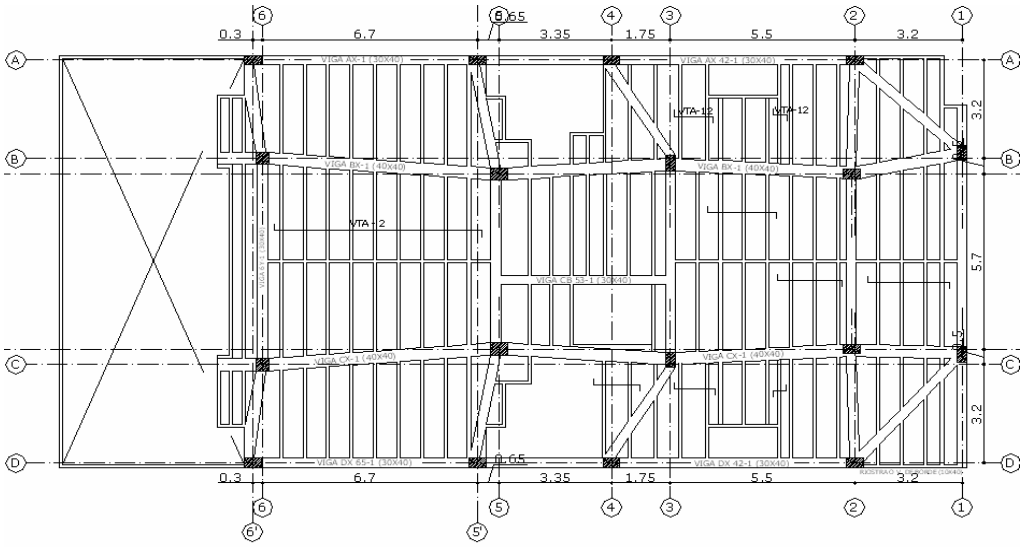
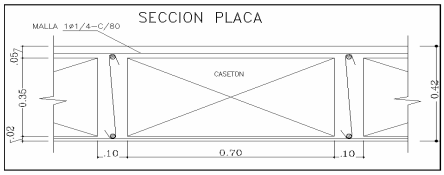


Figura 2.16. Sección placa Modelo Nº4



MODELO Nº5

Tabla 2.5. Ficha Técnica Modelo Nº5

FICHA TECNICA	
Nombre	Modelo Nº5
Altura entrepiso (m)	2.8
Numero de pisos	6
Pisos locales y oficinas	0
Semisótano	1
Año de construcción	1993
Area construida (m2)	203
Tipo de uso	vivienda
Información suministrada	Planeación Alcaldía de Bucaramanga
Placa	Aligerada armada en una dirección
Sistema de resistencia sísmica	Pórticos transversales en una dirección
Especificaciones de los materiales	f´c: 21 MPa f´y: 420 MPa
Coeficiente de importancia	1
Perfil del suelo	Zona 2
Periodo fundamental (Seg)	1.21

Figura 2.17. Foto Modelo Nº5

Figura 2.18. Modelo Nº5 en 3D

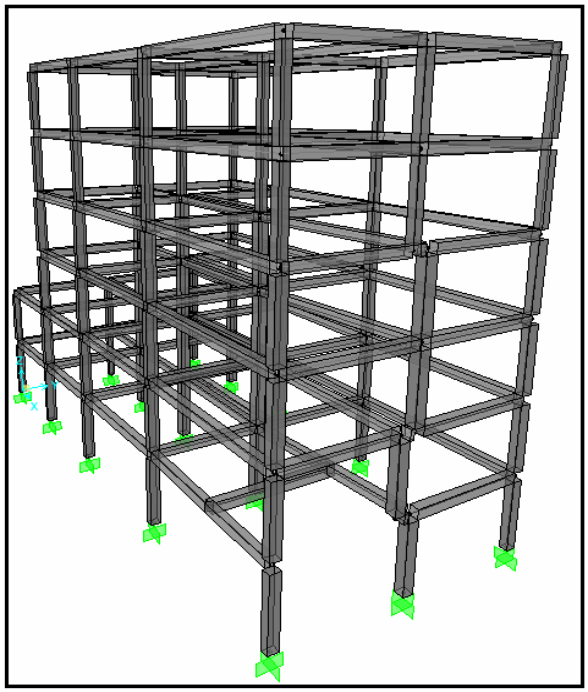


Figura 2.19. Sección en planta Modelo Nº5

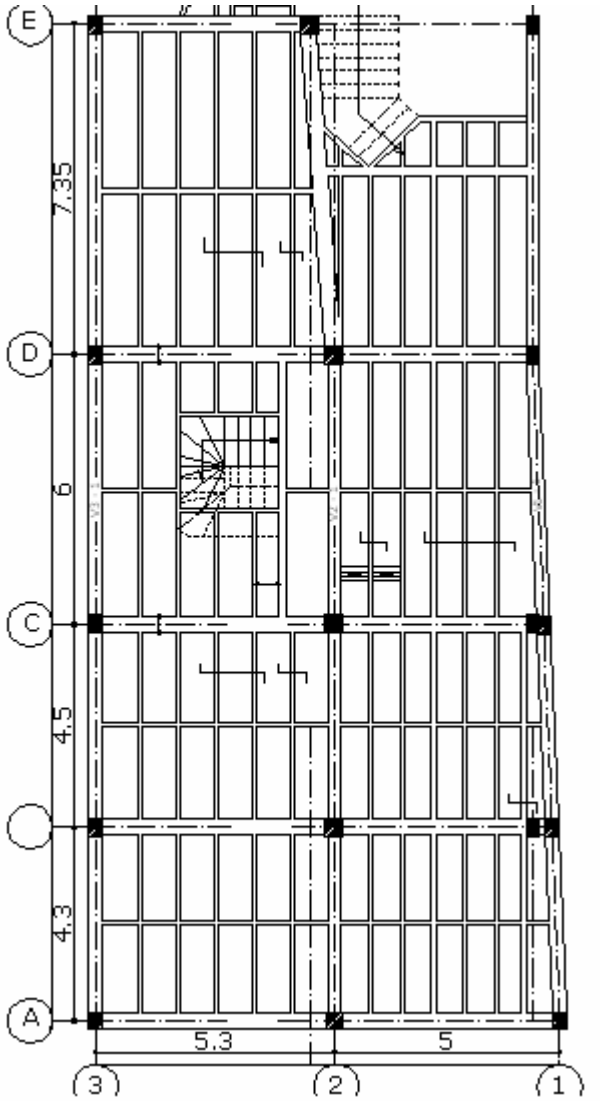
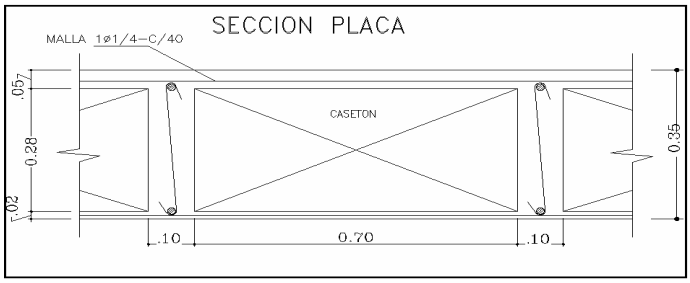


Figura 2.20. Sección placa Modelo Nº5



MODELO Nº6

Tabla 2.6. Ficha Técnica Modelo Nº6

FICHA TECNICA	
Nombre	Modelo Nº6
Numero de pisos	6
Pisos locales y oficinas	0
Semisótano	1
Altura entrepiso (m)	2,72
Año de construcción	No suministrada
Area construida (m2)	432
Tipo de uso	Vivienda
Información suministrada	Planeación Alcaldía de Bucaramanga
Placa	Aligerada armada en una dirección
Sistema de resistencia sísmica	Pórticos transversales en una dirección
Especificaciones de los materiales	f´c: 21 MPa f´y: 420 MPa
Coeficiente de importancia	1
Perfil del suelo	Zona 2
Periodo fundamental (Seg)	1,38

Figura 2.21. Foto Modelo Nº6

Figura 2.22. Modelo N°6 en 3D

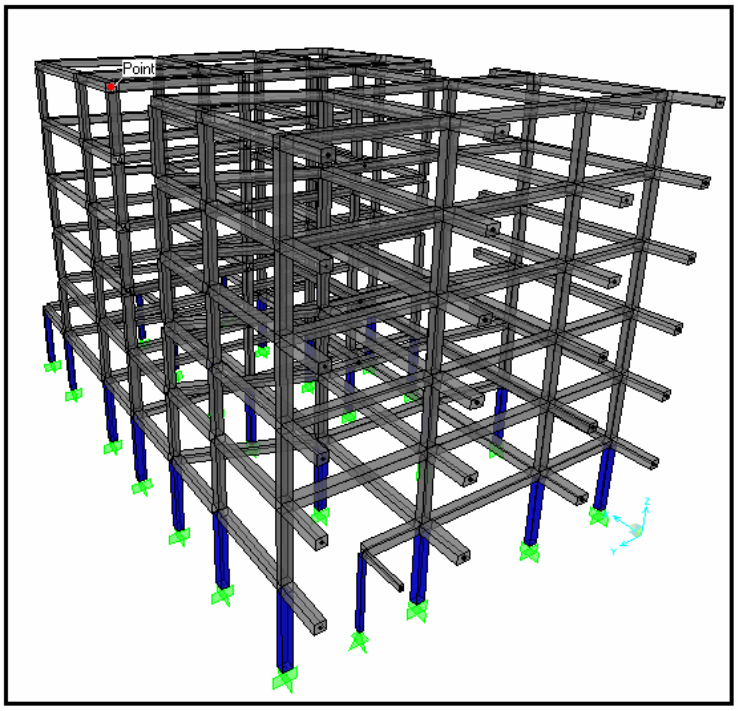


Figura 2.23. Configura en Planta N°6

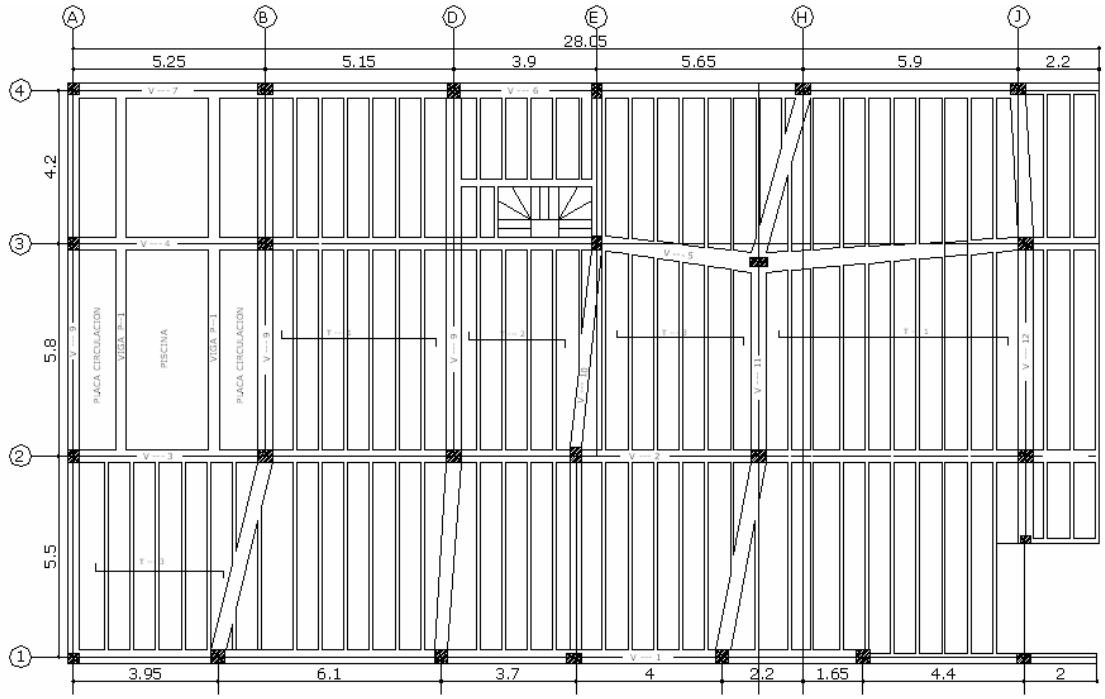
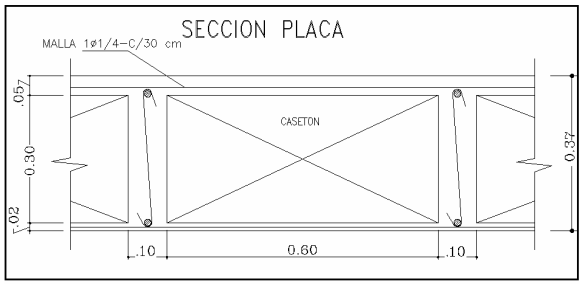


Figura 2.24. Sección placa Modelo Nº6



MODELO Nº7

Tabla 2.7. Ficha Técnica Modelo Nº7

Tabla 2.7. Ficha Técnica Modelo Nº7 **FICHA TECNICA**	
Nombre	Modelo Nº7
Numero de pisos	7
Pisos locales y oficinas	0
Semisótano	1
Altura entrepiso (m)	2,8
Año de construcción	2003
Area construida (m2)	268
Tipo de uso	vivienda
Información suministrada	Planeación Alcaldía de Bucaramanga
Placa	Aligerada armada en una dirección
Sistema de resistencia sísmica	Pórticos transversales en una dirección
Especificaciones de los materiales	f´c: 21 MPa f´y: 420 MPa
Coeficiente de importancia	1
Perfil del suelo	Zona 2
Periodo fundamental (Seg)	1.093

Figura 2.25. Foto Modelo Nº7

Figura 2.26. Modelo Nº7 en 3D

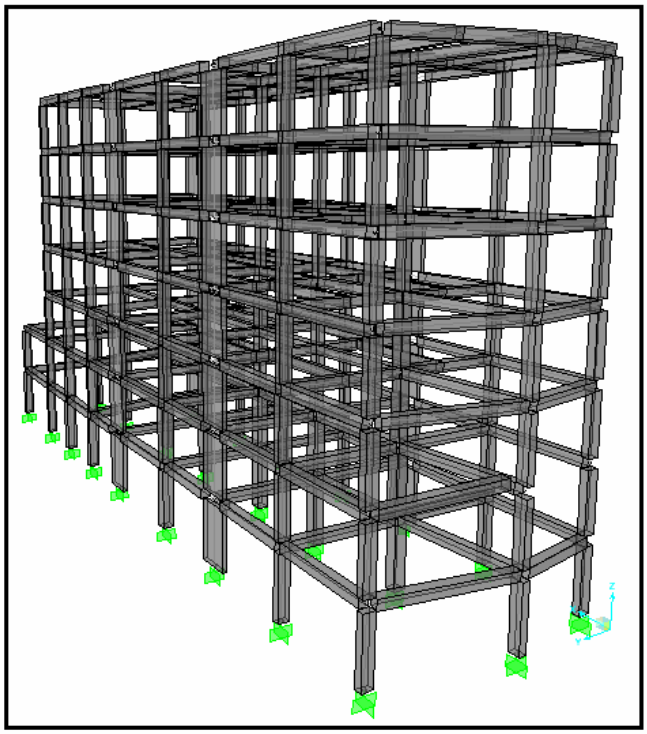


Figura 2.27. Configuración en planta Modelo Nº7

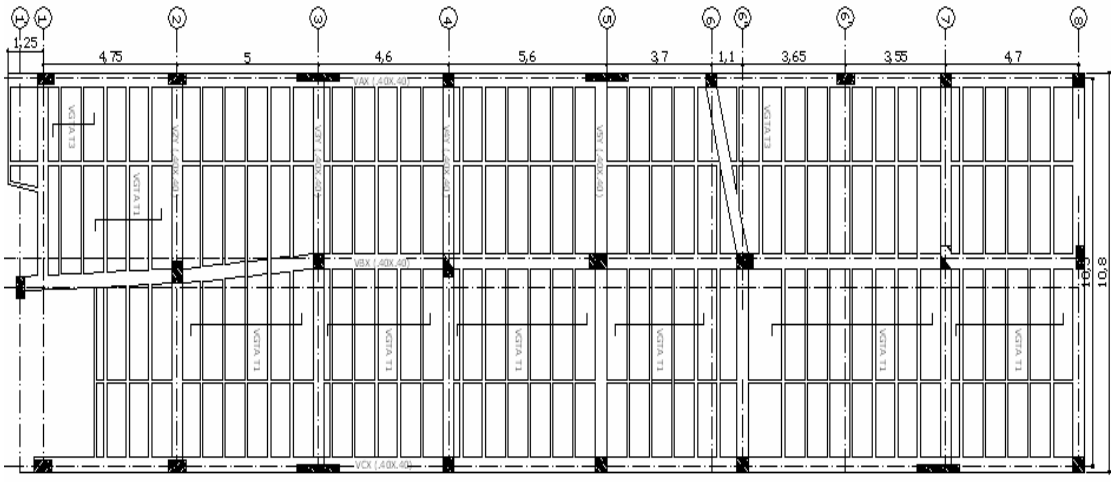
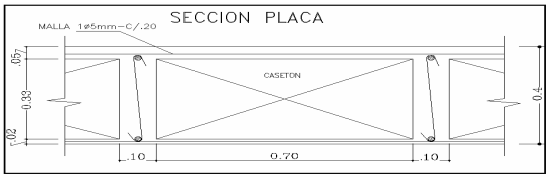


Figura 2.28. Sección placa Modelo Nº7



MODELO Nº8

Tabla 2.8. Ficha Técnica Modelo Nº8

FICHA TECNICA	
Nombre	Modelo Nº8
Numero de pisos	7
Pisos locales y oficinas	0
Semisótano	1
Altura entrepiso (m)	2,8
Año de construcción	2002
Area construida (m2)	351
Tipo de uso	vivienda
Información suministrada	Planeación Alcaldía de Bucaramanga
Placa	Aligerada armada en una dirección
Sistema de resistencia sísmica	Pórticos transversales en una dirección
Especificaciones de los materiales	f´c: 21 MPa f´y: 420 MPa
Coeficiente de importancia	1
Perfil del suelo	Zona 2
Periodo fundamental (Seg)	1,17

Figura 2.29. Foto Modelo N°8

2.30. Modelo N°8 en 3D

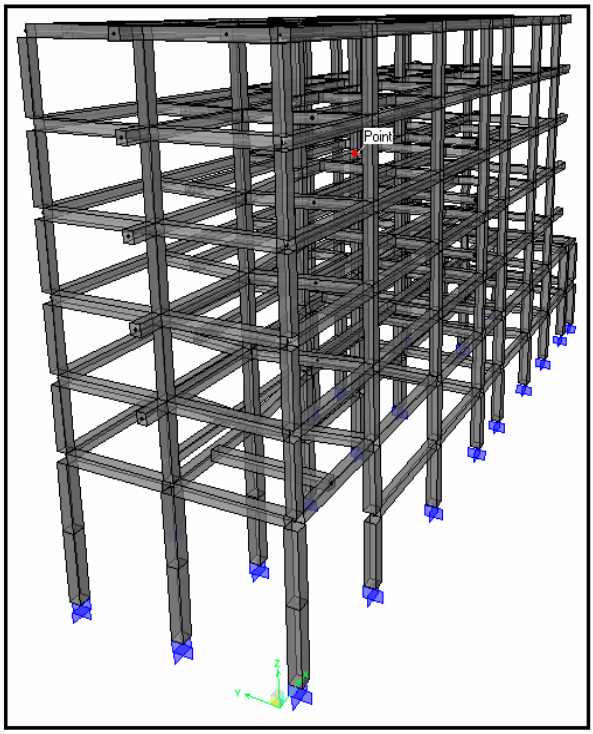


Figura 2.31. Configuración en planta Modelo Nº8

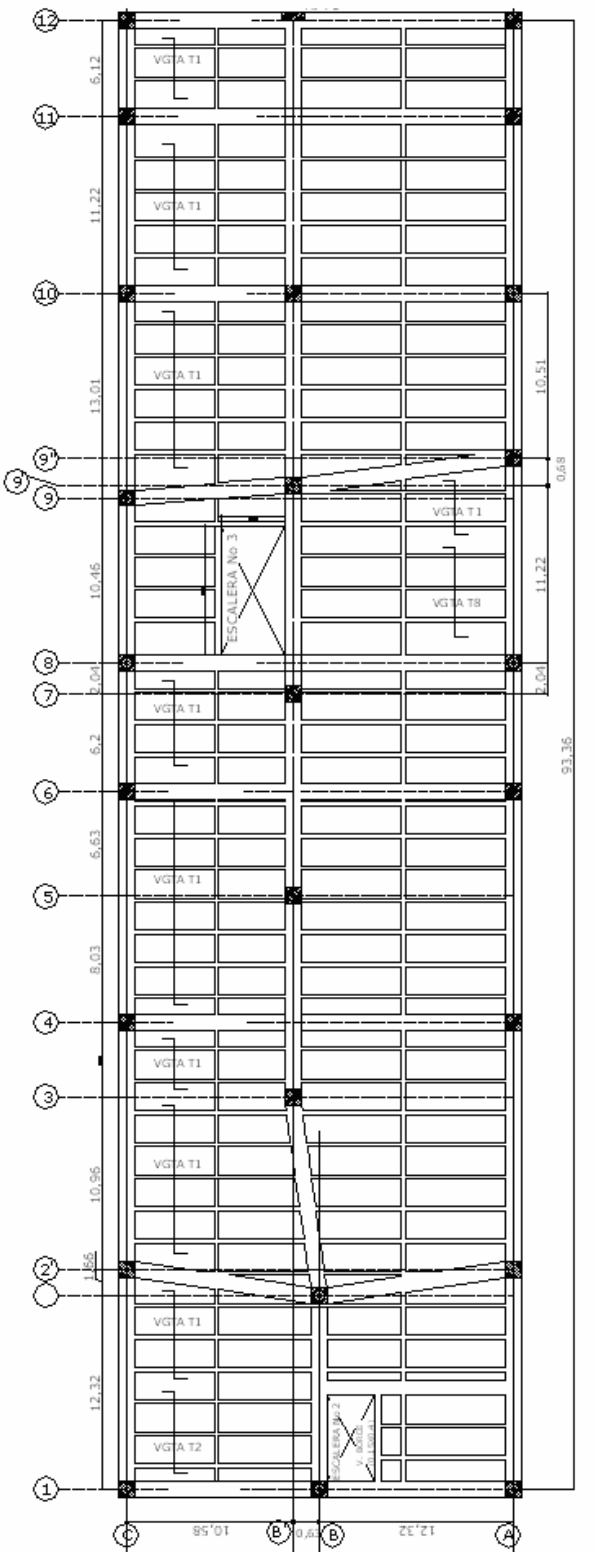
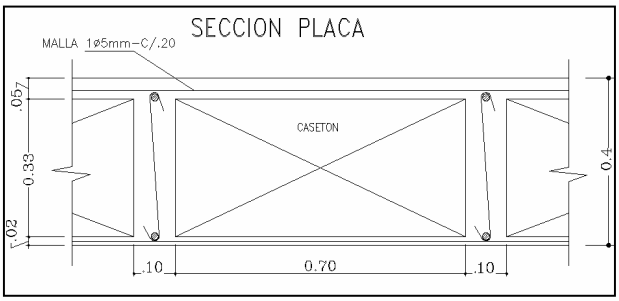


Figura 2.32. Sección placa Modelo Nº8



MODELO Nº9

Tabla 2.9. Ficha Técnica Modelo Nº9

FICHA TECNICA	
Nombre	Modelo Nº9
Numero de pisos	7
Pisos locales y oficinas	0
Semisótano	1
Altura entrepiso (m)	2,8
Año de construcción	1994
Area construida (m2)	334
Tipo de uso	Vivienda
Información suministrada	Planeación Alcaldía de Bucaramanga
Placa	Aligerada armada en una dirección
Sistema de resistencia sísmica	Pórticos transversales en una dirección
Especificaciones de los materiales	f´c: 21 MPa f´y: 420 MPa
Coeficiente de importancia	1
Perfil del suelo	Zona 2
Periodo fundamental (Seg)	1.24

Figura 2.33. Foto Modelo Nº9

Figura 2.34. Modelo Nº9 en 3D

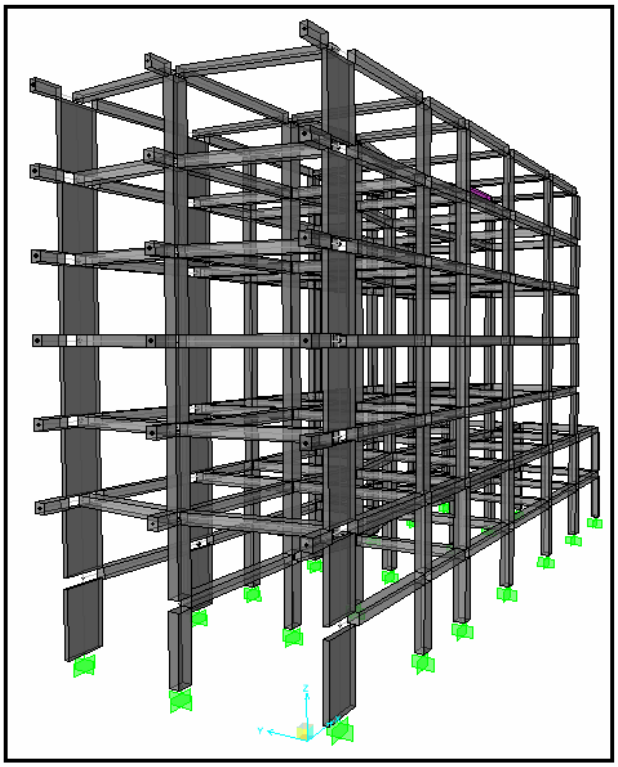


Figura 2.35. Configuración en planta Modelo Nº9

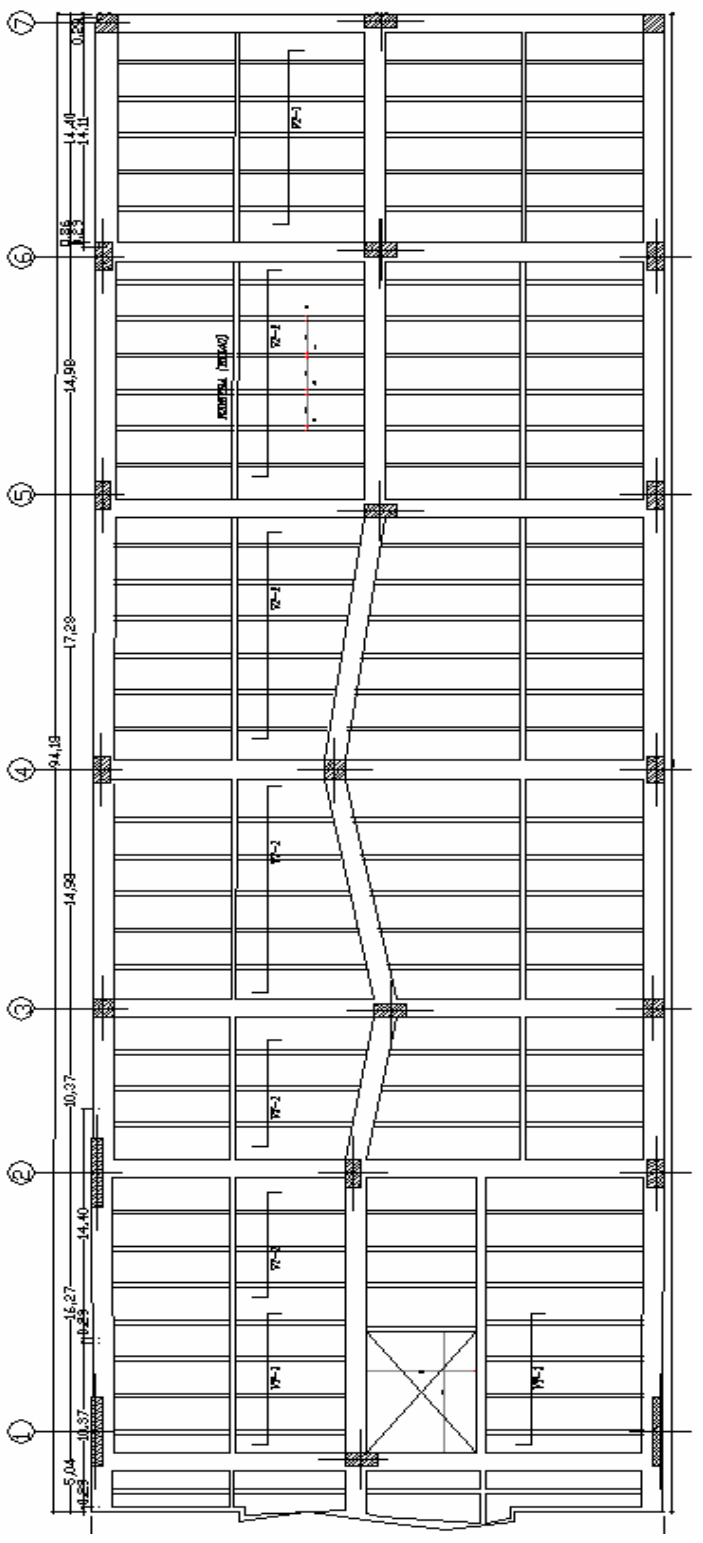
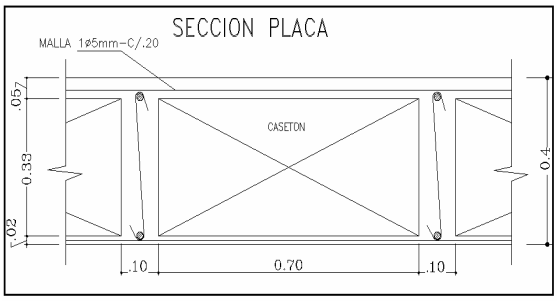


Figura 2.36. Sección placa Modelo Nº9



MODELO Nº10

Tabla 2.10. Ficha Técnica Modelo Nº10

FICHA TECNICA	
Nombre	Modelo Nº10
Numero de pisos	6
Pisos locales y oficinas	0
Semisótano	1
Altura entrepiso (m)	2,8
Año de construcción	1996
Area construida (m2)	338
Tipo de uso	Vivienda
Información suministrada	Planeación Alcaldía de Bucaramanga
Placa	Aligerada armada en una dirección
Sistema de resistencia sísmica	Pórticos transversales en una dirección
Especificaciones de los materiales	f´c: 21 MPa f´y: 420 MPa
Coeficiente de importancia	1
Perfil del suelo	Zona 2
Periodo fundamental (Seg)	0.90

Figura 2.37. Foto Modelo N°10

Figura 2.38. Modelo N°10 en 3D

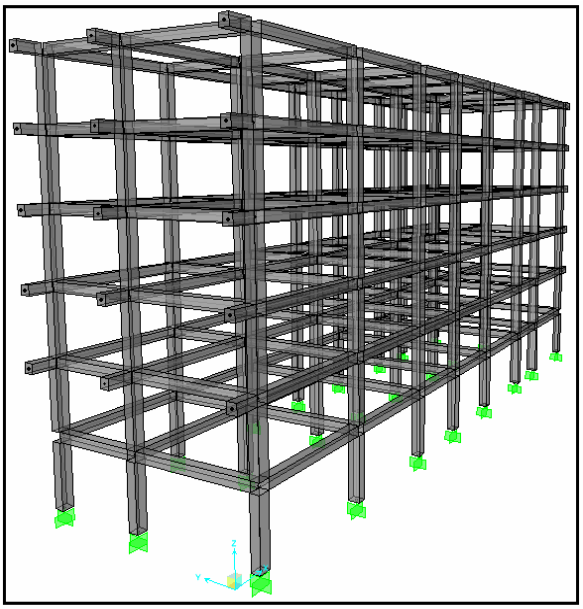


Figura 2.39. Configuración en planta Modelo Nº10

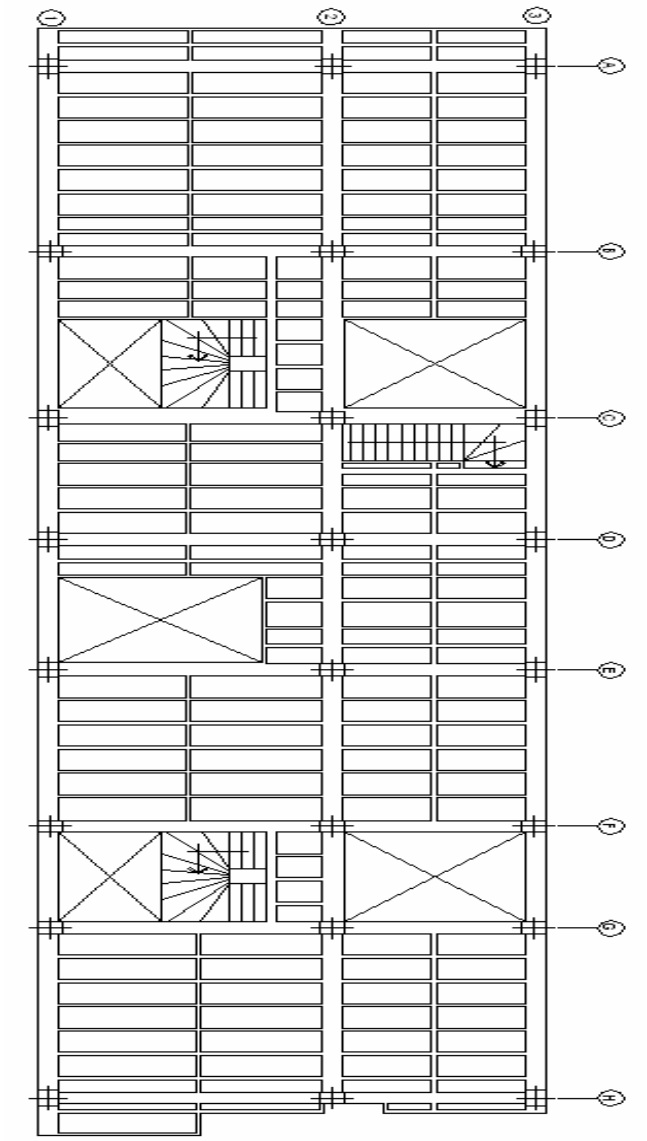
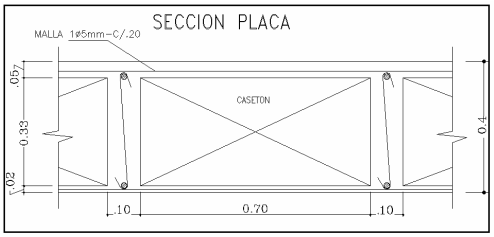


Figura 2.40. Sección placa Modelo Nº10



2.3 DESARROLLO DEL MODELAMIENTO

Con la información de las diferentes edificaciones ya consolidada se procede a modelar las estructuras mediante el software SAP2000, se detalla a continuación el proceso de montaje general para un modelo tipo en consideración.

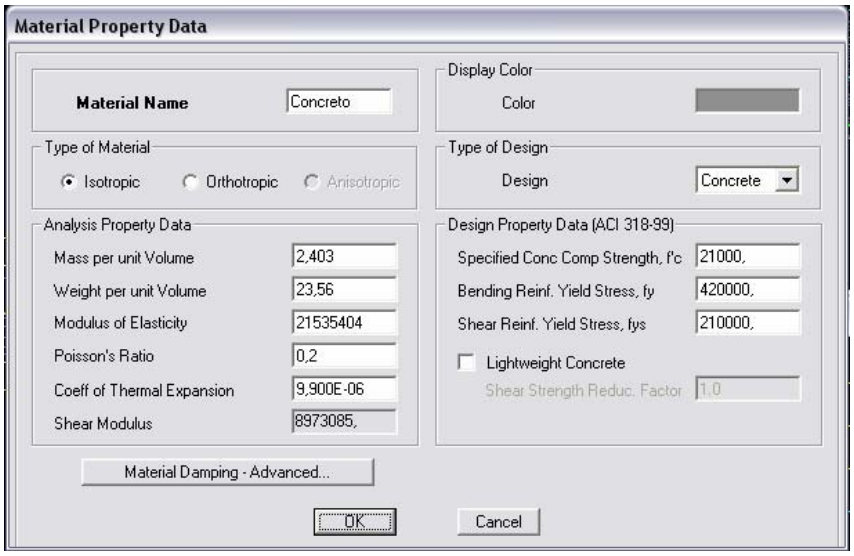
2.3.1 Geometría

La geometría, dimensiones tanto en planta y altura de los pórticos se encuentran en los diferentes planos arquitectónicos y estructurales propios de cada edificación, con estos se procede a configurar las grillas en el software, el menú y procedimiento para constituir las grillas es el siguiente: ***File / New Model / grids Only***, escogiendo las unidades apropiadas acordes con el modelos y definiendo estas grillas en coordenadas globales.

2.3.2 Materiales

En el menú ***Define / Materials / Add New Material***, se definen las propiedades de cada material utilizado en el modelo a construir, en la figura 2.50 se muestra la pantalla desplegada para esta función y cada una de las propiedades a introducir.

Figura 2.50. Recuadro para la definir los materiales en SAP2000



2.3.3 Tipo de elementos estructurales

Mediante el comando ***Define / Frame/Cable Sections / Add Rectangular***, se origina un nuevo elemento tipo **Frame** con el cual se establece en detalle las dimensiones y cuantías existentes de cada una de las secciones de viga y columna expuestas en los planos asignando un nombre a cada una de ellas, figura 2.51. Para las vigas se considera un recubrimiento mínimo y se anotan las áreas de acero longitudinal consignadas en los planos de despiece a lado y lado de los ejes de apoyo tal como se muestra en la figura 2.52. Para columnas se busca una cantidad par de barras de acero en los ejes 2 y 3 de la sección definidos en SAP2000 de lo contrario se procede a definir unas nuevas barras mediante el comando ***Options / Preferentes / Reinforcement Bar Sizes / Add***, y se despliega la opción ***Reinforcement to be Checked.***

Figura 2.51. Recuadro de tipo de sección en SAP2000

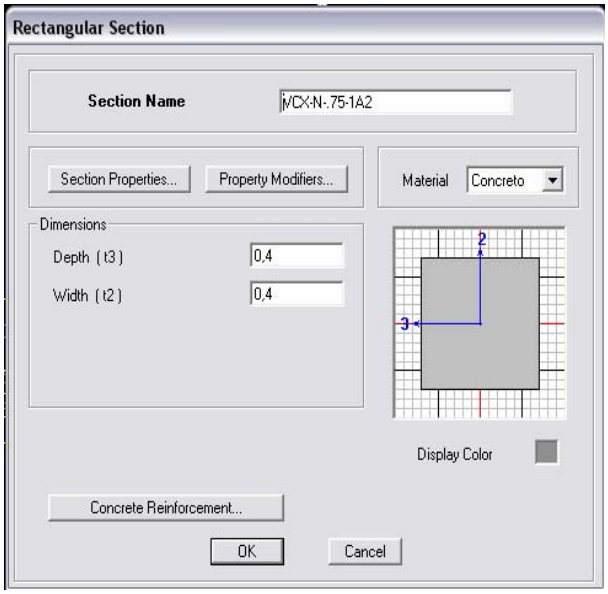
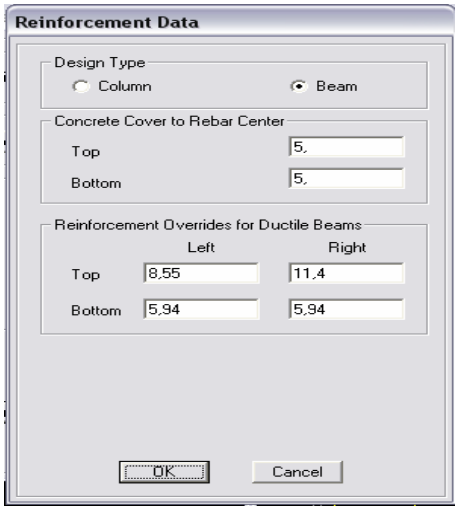


Figura 2.52. Recuadro de acero en viga definido en SAP2000



Para la configuración estructural se asignan vigas y columnas con el fin de conformar la estructura, se utilizan los objetos de ***línea – pórtico,*** los nodos inicial y final son creados automáticamente, y pertenecen al elemento tipo ***punto – nodo***.

2.3.4 Apoyos

Se parte de la suposición de una fundación totalmente rígida, que otorga condiciones optimas de empotramiento a los nodos iniciales en las columnas de los primero pisos o sótanos, y mediante el comando ***Assing / Joint / Restraint*** se asignan las características de nodo completamente empotrado con restricciones para moverse en los ejes X, Y, Z (ejes 1, 2 y 3 globales) y para girar alrededor de los ejes ya mencionados (restricción de giro U1, U2 y U3).

2.3.5 Asignación de los elementos a la geometría general del modelo

Mediante la ruta de comando ***Assign / Frame/Cable / Sections*** se asignan los elementos a la geometría general del modelo, previamente estos elementos han sido definidos teniendo en cuenta la cuantía de acero característica de cada elemento viga o columna cuya información esta provista en los planos estructurales.

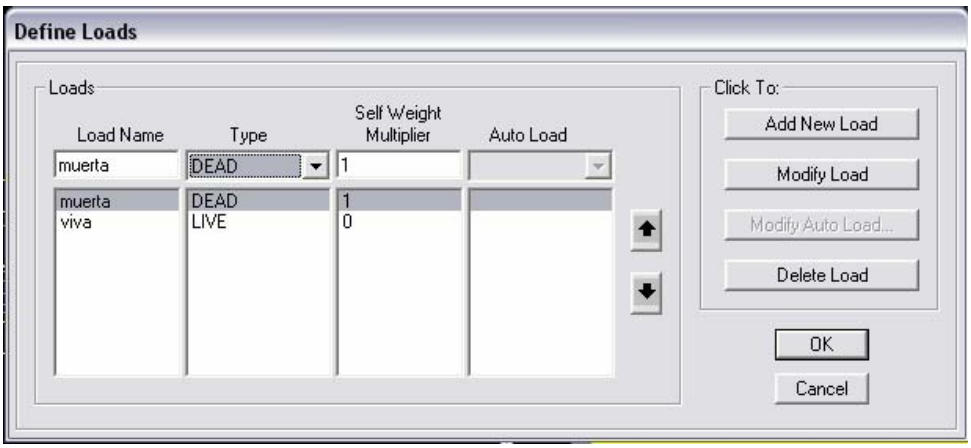
2.3.6 Zonas rígidas

Se despliega el menú ***Assing / Frame/Cable / End (lengh) Offsets*** y se escoge la opción ***Automatic from Connectivity*** con un ***Rigid-zone factor*** de 0.5, esto valor es recomendado por el documento ATC-40, y se supone que se cuenta en la estructura con nodos rígidos.

2.3.7 Casos de cargas

Para definir los diferentes casos de cargas que se van a aplicar en la estructura se procede a utilizar el comando ***Define / Load Cases***, para el caso de carga muerta el ***Self Weight Multiplier*** es 1 ya que el programa internamente va a tener en cuenta el peso propio de las vigas y columnas.

Figura 2.53. Recuadro definición casos de carga



Cargas del modelo

Las cargas deben transmitirse hacia los elementos estructurales de tipo primario como vigas principales y columnas. Para lograr esto se debe llegar a una expresión de cargas por metro lineal y aplicarlas a las vigas donde anclan los extremos de viguetas, el método para hacer la distribución de las cargas es el de áreas aferentes. La tabla 11 muestra los diferentes valores de los materiales utilizados para calcular dichas cargas.

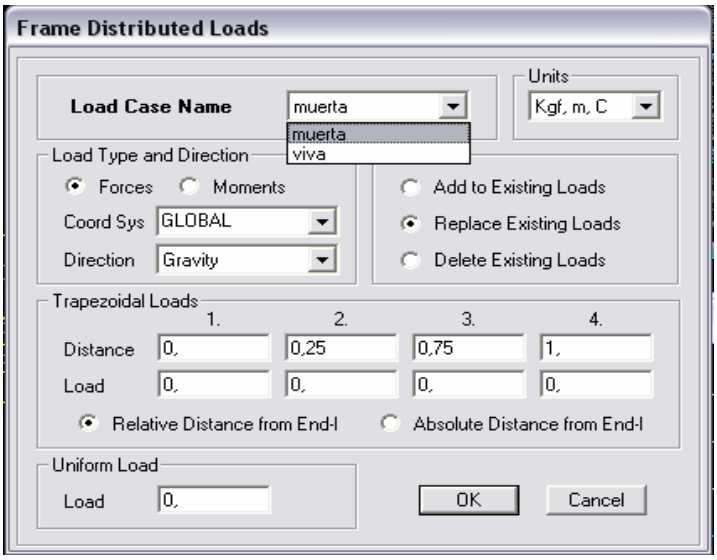
Tabla 2.11. Valores de materiales de construcción

MATERIAL	VALORES
concreto simple (kg/m^3)	2300
concreto reforzado (kg/m^3)	2400
baldosín cerámico (kg/m^3)	2400
mampostería ladrillo hueco (kg/m^3)	1300
mampostería ladrillo macizo (kg/m^3)	1800
mampostería de concreto(kg/m^3)	2150
mortero de inyección para mampostería (kg/m^3)	2250
mortero de pega para mampostería (kg/m^3)	2100
enchape mármol (kg/m^3)	1500
ladrillo de arcilla, absorción media (kg/m^3)	1850
placa ondulada de asbesto cemento (kg/m^3)	0,18
caseton de polipropileno (kg/m^2)	25
bloque H20=2H10 (Kg/m^2)	210

Fuente: Adaptada de NSR-98 Titulo B

Ya calculadas las cargas por metro lineal se procede a asignarlas en los pórticos del modelo para ello utilizamos el comando ***Assing / Frame/Cable Loads / Distributed,*** se escoge el ***Load Case Name*** como se muestra en la figura 2.54 según sea la carga que se va a asignar en el pórtico, viva o muerta para ello se debe ser consistente con las unidades.

Figura 2.54. Recuadro para asignar cargas correspondientes en los pórticos



2.3.8 Masas del modelo

Las masas a definir en el modelo son las rotacionales y traslacional**,** para los cálculos de estas se procede a utilizar las siguientes formulas[20]:

Para la masa traslacional:

$$m_t = masa\left(Kg/m^2\right)_ / A_{efectiva} \quad (Ec.\ 11)$$

Para la masa rotacional:

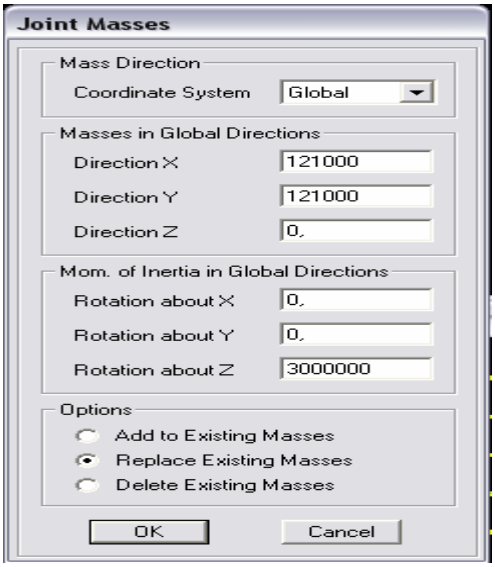
$$m_r = m/A * J_0 \quad (Ec.\ 12)$$

Ya definidas las propiedades de masa del modelo, asociadas estas con los dos grados de libertad horizontales y con uno rotacional, se procede a utilizar el comando ***Draw Special Joint*** para crear un nodo especial y asignar dichas masas. La ubicación de los nodos especiales debe hacerse en el centro geométrico de la planta de la edificación, para ello se puede utilizar el software Autocad, con el se dibuja la planta de la estructura y se crea

[20] Maldonado y Chio, Análisis sísmico de edificaciones, 2004 Pg. 172-175

una región, definida la región se utiliza el comando ***MASSPROP,*** con el se obtienen las diferentes propiedades geométricas de la planta de la edificación. Luego se procede a asignar las masas en el nodo especial, se debe seleccionar el nodo en consideración y mediante el comando ***Assing / Joint / Masses***, se asignan las propiedades de masas anteriormente mencionadas tal como se esquematiza en la figura 2.55.

Figura 2.55. Cuadro de asignación de las masas en el joint



2.3.9 Diafragmas rígidos

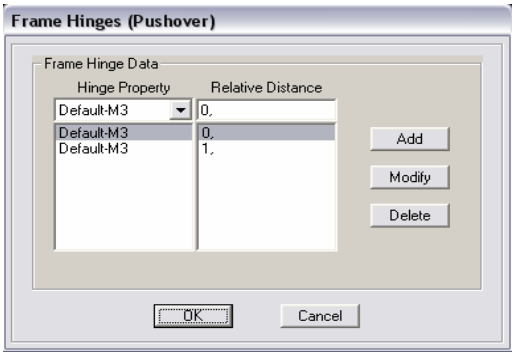
Se definen grupos para cada nivel mediante el comando ***Define / Groups / Add New Group***, a continuación se selecciona cada grupo mediante ***Select / Select / Groups*** e inmediatamente se asignan los ***Constraint*** tipo ***Diaph*** para cada nivel, lo que se busca es simular la rigidez que aporta la placa a la estructura haciendo que los desplazamientos sean iguales en cada uno de los nodos del entrepiso.

2.3.10 Rotulas Plásticas

Se definen los tipos de rotulas que se pueden asignar dependiendo de la solicitación que gobierne el elemento, para elementos tipo ***Frame*** se asignan rotulas para el momento principal en las vigas M3, y para las columnas se consideran las rotulas tipo PMM que

considera la interacción de los efectos de carga axial y momentos. El comando ***Assing / Frame/Cable / Finges*** muestra la pantalla mostrada en la figura 2.56, se selecciona la rotula según sea el caso, y se define la distancia relativa en 0 y en 1.

Figura 2.56. Recuadro Asignación de Rotulas en los elementos



2.3.11 Espectro de Respuesta

En ***Define / Functions / Response espectrum***, debido a que se va a modelar con el espectro definido en el estudio de microzonificación sísmica para la Zona 2[21] de Bucaramanga, se selecciona el archivo de la lista, ***From File*** este archivo debe estar en formato txt, se asigna el nombre correspondiente, se cambia el tipo de valores en el cual esta (periodo o frecuencia).

2.3.12 Casos de análisis

Consiste en definir el tipo de análisis que se va a realizar con la carga, para ello se utiliza el comando ***Define / Analysis cases*** y se generan los casos de análisis a utilizar, a continuación se presenta cada uno de ellos y la forma de definirlos:

Modal: Se definen un mínimo de 25 modos de vibración de tipo Eigen-Vector, a partir de una condición inicial de cero esfuerzo.

[21] INGEOMINAS. Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga. p. 255

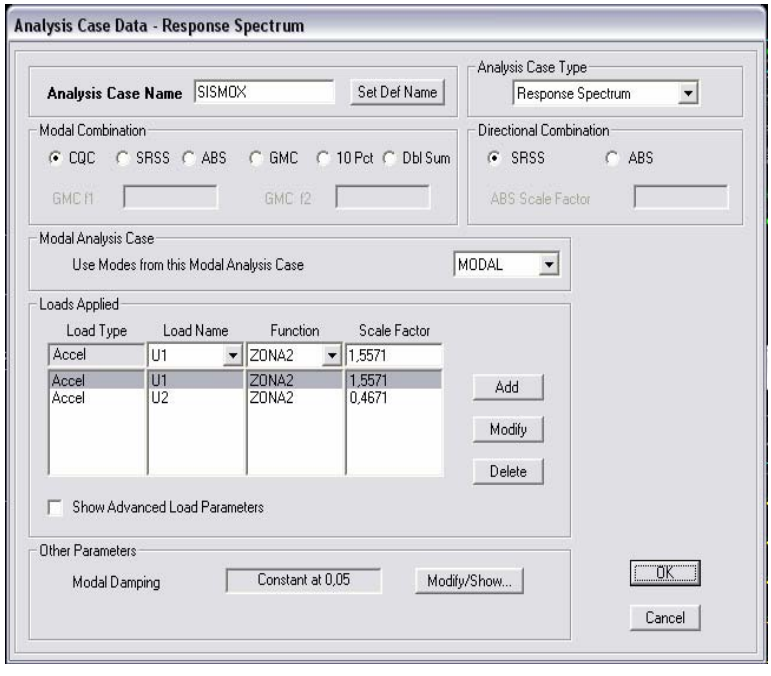
Carga muerta: Se define un análisis estático lineal con un factor de escala de 1.
Carga viva: Se define un análisis estático lineal con un factor de escala de 1.

Sismo en dirección X: Se determinan dos tipos de carga, una con el sismo aplicado en su totalidad en X y con el 30% en la dirección Y. La carga aplicada se debe alterar teniendo en cuenta el coeficiente de disipación de energía **R** definido en la NSR-98, este valor a su vez se encuentra determinado en función de diferentes parámetros, dados por:

$$R = \phi_a \times \phi_p \times R_0 \quad (Ec.\ 13)$$

Donde el $\mathbf{R_0}$ esta en función del tipo de estructura y la zona de amenaza sísmica[22], para las consideraciones definidas en esta investigación el valor es de 7 y es obtenida de la tabla A.3.3 de NSR-98. Los coeficientes ϕ_a y ϕ_b representan una reducción en el valor final de **R** debido a irregularidad en altura y planta respectivamente. En los modelos con irregularidades estos coeficientes son de 0.9. Para el caso en estudio se denomina SISMOX.

Figura 2.57. Cuadro configuración de SISMOX



[22] AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. p. A - 35

Sismo en dirección Y: Se determinan dos tipos de carga, una con el sismo aplicado en su totalidad en Y, y con el 30% en la dirección X y las otras consideraciones dadas para SISMOX.

Pushover en dirección de la gravedad

Se considera un caso tipo estático No-Lineal con condición inicial cero, o condición de estado sin esfuerzos; teniendo en cuenta los factores de 1.1 en la combinación de cargas gravitacionales establecida por el documento FEMA 273[23] además de otros parámetros como la aplicación total de la carga debido al carácter natural de esta; controlada en la dirección U1 en un punto seleccionado ubicado en la cubierta del edificio. A este caso de análisis se le denomina PUSHG.

Pushover en dirección X: Para este análisis se define un caso estático No-Lineal que continúa desde la condición no lineal del PUSHG, se escoge el tipo de carga ***Accel***, y se debe modificar otros parámetros en la aplicación de la carga, en ***Load Aplication*** se controla el desplazamiento en un nodo en la cubierta ***displacement Control***, y monitoreando dicho desplazamiento, ***monitored displacement*** una cantidad requerida para desarrollar la curva de capacidad de la estructura en la dirección U1 tal como se muestra en la figura 2.58.

[23] NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program) Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Washington D.C, Building Seismic Safety Council. USA 1997.

Figura 2.58. Recuadro configuración PUSHX

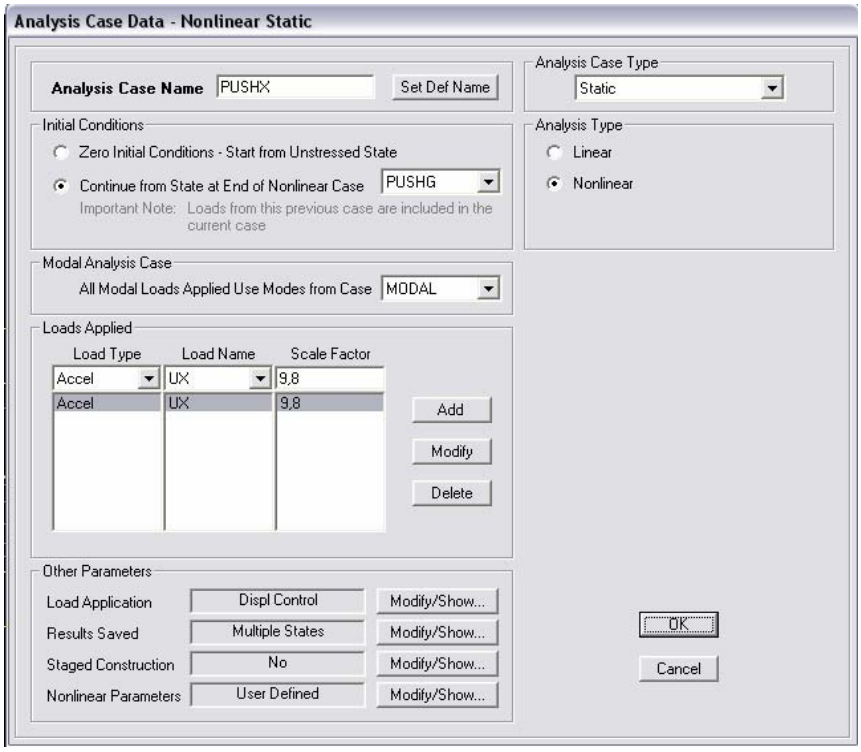
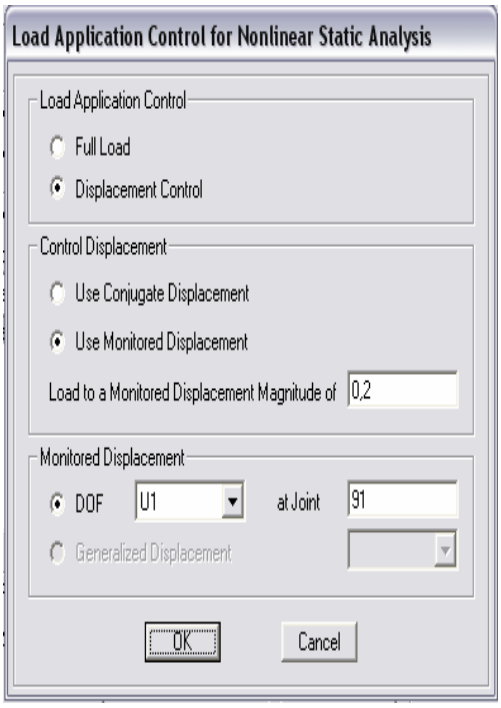
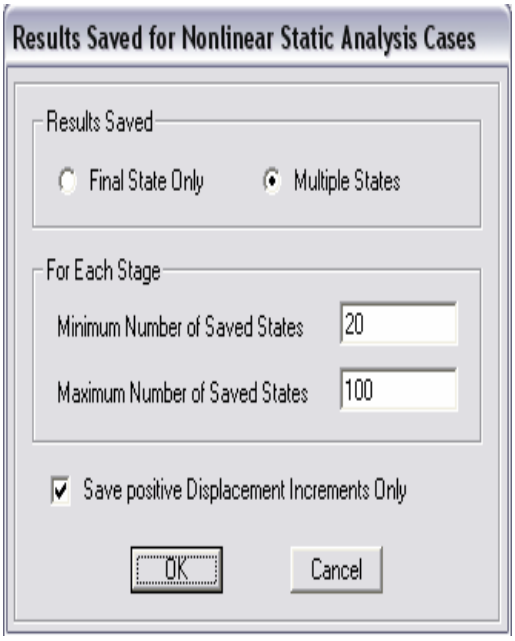


Figura 2.59. Recuadro configuración de control de desplazamiento



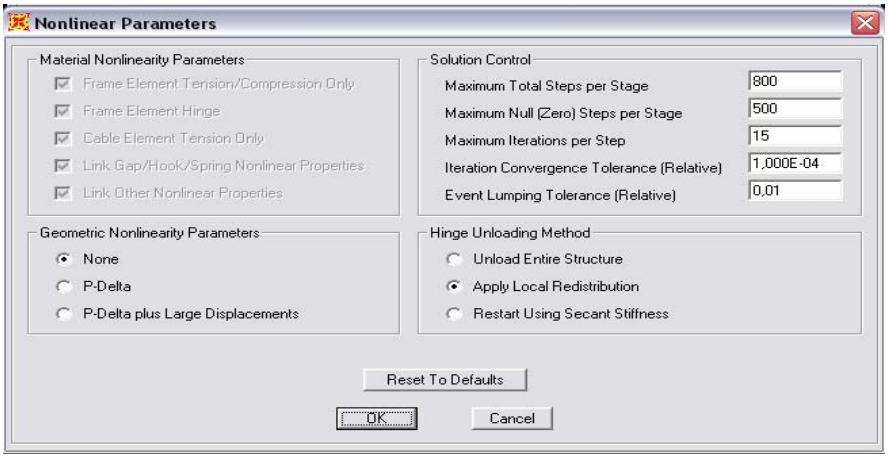
Otro de los parámetros a modificar es ***Results Saved*** que nos permite construir una tabla de resultados, ya que lo que hace es guardar un mínimo y un máximo de pasos en el proceso de análisis.

Figura 2.60. Cuadro configuración número de pasos a guardar



El parámetro ***Staged Construction*** se deja sin modificar ya que este se usa para simular las cargas progresivas de la construcción de la estructura, el siguiente parámetro a modificar es el de ***Nonlinear Parameters*** tal como se muestra en la figura 2.61.

Figura 2.61. Cuadro parámetros no-lineales



Pushover en dirección Y: Se define como caso estático No-Lineal y continúa desde la condición no lineal del PUSHG, se debe tener en cuenta las mismas consideraciones definidas para el PUSHX exceptuando la consideración de **monitored displacement** que debe ser en la dirección U2.

La definición de casos *pushover* en el modelo permite la construcción de la curva de capacidad de la estructura que es uno de los objetivos fundamentales en el desarrollo de esta investigación, la curva en mención muestra la relación del cortante basal contra desplazamiento en la cubierta y nos indica diferentes comportamientos de la estructura.

Combos: Se definen combos para el caso de revisión de los aceros dados en los diferentes planos estructurales, lo que se hace es comparar el cálculo de los aceros arrojados mediante el análisis hecho por SAP2000 y los especificados para la estructura que se detallan en los planos estructurales provistos por o por la , según sea el caso, para esta revisión se definen diferentes combos, para una explicación detallada acerca de los pasos a seguir en el diseño en SAP2000 se puede referir a la tesis "Análisis paramétrico del comportamiento sísmico no - lineal de una estructura de hormigón reforzado"[24].

[24] LINARES, Omar; SANCHEZ, Omar. Análisis parametrico del comportamiento sísmico no - lineal de una estructura de hormigón reforzado, Tesis de grado. Pg 68-86

Como parte final del capitulo se muestran las tablas de las diferentes propiedades geométricas y las masas rotacionales y trasnacionales de cada modelo junto con otros parámetros.

Tabla 2.12. Datos geométricos en planta de cada modelo.

			CENTRO DE GRAVEDAD		MOMENTOS PRINCIPALES		M. POLAR
MODELO	**NIVEL**	**AREA (m)**	**X**	**Y**	**Ixx**	**Iyy**	**Jo**
Modelo Nº1	Piso 1	303	11,30	9,23	6024	9694	15718
	Piso 2	350	10,59	8,63	8112	13234	21346
	Piso 2-Cub	327	9,99	8,20	6819	11891	18710
Modelo Nº2	Piso 1	86	6,16	4,09	385	1266	1650
	Piso 2-PH1	100	7,26	3,76	452	2042	2495
	PH2	66	9,34	4,05	198	907	1106
Modelo Nº3	Piso 1	285	14,55	4,90	2282	20124	22407
	Piso 2-Cub	208	17,75	4,83	1754	13174	14929
Modelo Nº4	Piso(1-5)A	116	6,81	2,85	900	1363	2263
	Piso(1)B	138	4,81	2,64	1300	1846	3146
	Piso(2-5)B	153	5,38	2,85	1803	2015	3818
	Cubierta	92	1,34	4,08	460	1229	1689
Modelo Nº5	Piso 1	203	10,19	5,53	1622	7447	9069
	Piso 2-5	192	14,04	5,40	1543	6206	7750
	Cubierta	175	13,16	5,39	1408	4672	6080
Modelo Nº6	Piso 1	432	14,23	7,71	8630	27819	36449
	Piso 2-5	314	11,56	7,73	6190	16498	22688
	Cubierta	314	11,56	7,73	6190	16498	22688
Modelo Nº7	Piso 1	269	14,70	4,85	2092	17187	19279
	Piso 2	339	19,52	4,92	2639	34627	37266
	Piso 3-Cub	303	16,47	4,85	2362	24676	27038
Modelo Nº8	Piso 1	184	16,62	4,77	2201	19664	21865
	Piso 2	351	18,31	4,79	2683	39204	41887
	Piso 3-6	311	16,21	4,79	2375	27203	29578
	Cubierta	311	16,21	4,79	2375	27203	29578
Modelo Nº9	Piso 1	264	19,60	5,16	2199	15051	17250
	Piso 2	335	16,25	5,15	2959	29465	32424
	Piso 3-5	253	13,70	5,15	2495	17656	20151
	Piso 6	230	13,70	5,15	2495	17656	20151
	Cubierta	216	13,70	5,15	2495	17656	20151
Modelo N°10	Piso 1	326	18,25	4,80	2506	31443	33949
	Piso 2-5	338	17,62	4,80	2598	35040	37638
	Cubierta	338	17,62	4,80	2598	35040	37638

Tabla 2.13. Propiedades dinámicas incluidas en el análisis no lineal de cada modelo.

MODELO	NIVEL	F.C. Muerta (Kg-f/m2)	F.C. Viva (Kg-f/m2)	Masa Traslacional (Kg)	Masa Rotacional (Kg)
Modelo Nº1	Piso 1	560	180	14191	736599
	Piso 2	560	180	16231	990811
	Piso 2-8	560	180	16231	948471
	Cubierta	310	180	9217	538596
Modelo Nº2	Piso 1	898	180	6955	147757
	Piso 2-PH1	898	180	8673	228348
	PH2	898	180	5230	101216
Modelo Nº3	Piso 1	530	180	13262	1210561
	Piso 2-Cub	530	180	13387	806524
Modelo Nº4	Piso(1-5)A	800	180	8400	184546
	Piso(1)B	800	180	10113	256555
	Piso(2-5)B	800	180	11504	311356
	Cubierta	545	180	4780	93785
Modelo Nº5	Piso 1	730	180	12963	497991
	Piso 2-5	730	180	11317	458448
	Cubierta	730	180	7514	304411
Modelo Nº6	Piso 1	800	180	30012	2972477
	Piso 2	800	180	21188	1850194
	Piso 3-5	800	180	21318	1850194
	Cubierta	750	180	20008	1734557
Modelo Nº7	Piso 1	800	180	18500	1294066
	Piso 2	800	180	21671	2510381
	Piso 3-6	800	180	15149	1293147
	PH	800	180	15918	1358756
Modelo Nº8	Piso 1	745	180	9193	353885
	Piso 2	745	180	19934	2380093
	Piso 3-6	745	180	16225	1545207
	Cubierta	745	180	12107	1152999
Modelo Nº9	Piso 1	800	180	18277	1406756
	Piso 2	800	180	22908	2644200
	Piso 3-5	800	180	17494	1643352
	Piso 6	800	180	15943	1643352
	Cubierta	800	180	15888	1643352
Modelo Nº10	Piso 1	745	180	16391	2578239
	Piso 2-5	745	180	17151	2858339
	Cubierta	670	180	15139	2570587

CAPITULO TRES

3.1. EVALUACION Y ANALISIS DE LOS PUNTOS DE COMPORTAMIENTO.

Uno de los objetivos principales de la investigación es encontrar el nivel de comportamiento en el cual se encuentra la estructura después del sismo, para el análisis de los modelos se tuvo como referencia las especificaciones de la Norma NSR-98 en cuanto a la aplicación de cargas muertas y cargas vivas, sin embargo al aplicar la metodología pushover, es posible encontrar o no una necesaria rehabilitación a la estructura; uno de los propósitos del ATC-40 y de la FEMA-273. El nivel de comportamiento de cada estructura se halla a partir de la rotulación plástica en el punto de comportamiento, clasificándola según la cantidad de rotulas criticas presentadas en los diferentes elementos estructurales. Es importante aclarar que los efectos causados por los momentos torsionales no fueron objeto de estudio dado que esto sería un tema para una próxima investigación.

A continuación se realiza un análisis detallado del desplazamiento en la cubierta y el cortante basal en el punto de comportamiento para cada modelo, así como una comparación de este aspecto entre modelos.

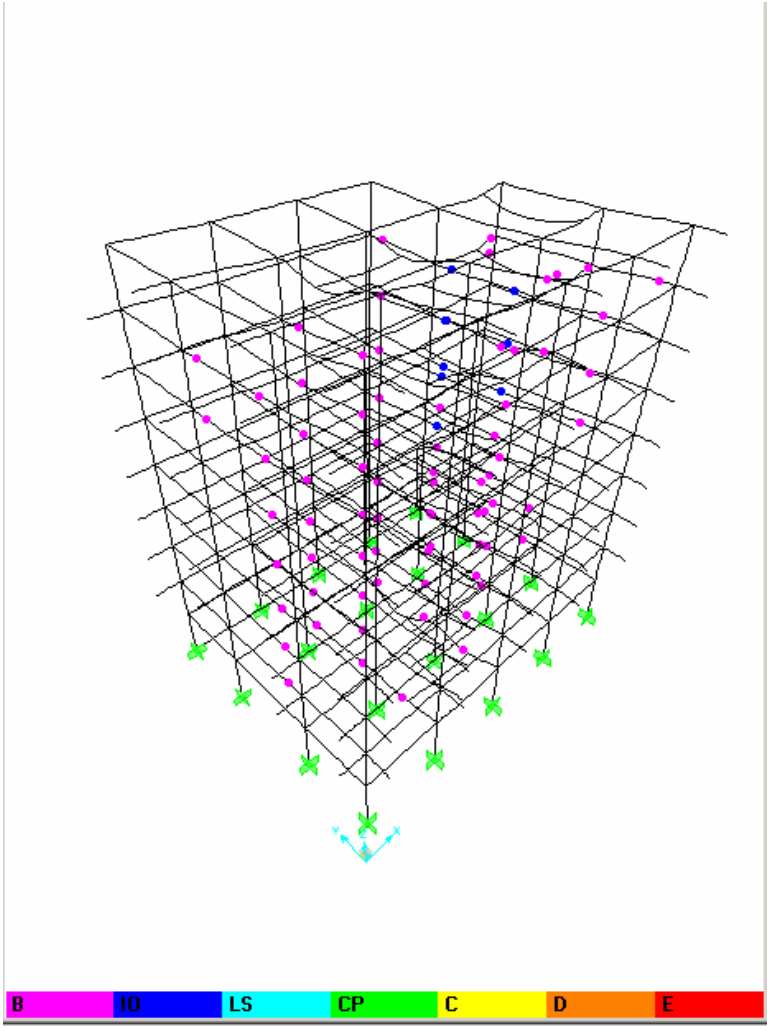
Tabla 3.1. Cortante basal y Desplazamiento en la cubierta en el punto de comportamiento para los modelos.

	TIPO DEMANDA	DIRECCION SISMO	CORT.BASAL V(KN)	DESP.-CUB Δ(cm.)
MODELO 1	ZONA 2	X	N/A	N/A
		Y	N/A	N/A
	NSR-98-S1	X	N/A	N/A
		Y	N/A	N/A
	NSR-98-S2	X	N/A	N/A
		Y	N/A	N/A
MODELO 2	ZONA 2	X	N/A	N/A
		Y	1074	9,65
	NSR-98-S1	X	N/A	N/A
		Y	995	7,98
	NSR-98-S2	X	N/A	N/A
		Y	1074	9,65
MODELO 3	ZONA 2	X	1348	12,6
		Y	N/A	N/A
	NSR-98-S1	X	1246	10,32
		Y	1005	0,418
	NSR-98-S2	X	1348	12,6
		Y	N/A	N/A
MODELO 4	ZONA 2	X	2287	8,87
		Y	2028	9,62
	NSR-98-S1	X	2158	7,32
		Y	1926	7,87
	NSR-98-S2	X	2287	8,87
		Y	2028	9,62
MODELO 5	ZONA 2	X	N/A	N/A
		Y	N/A	N/A
	NSR-98-S1	X	N/A	N/A
		Y	9,84	5,74
	NSR-98-S2	X	N/A	N/A
		Y	N/A	N/A

Tabla 3.1. Cortante basal y Desplazamiento en la cubierta en el punto de comportamiento para los modelos.(Continuación).

	TIPO DEMANDA	DIRECCION SISMO	CORT.BASAL V(KN)	DESP.-CUB Δ(cm)
MODELO 6	ZONA 2	X	1973	11,83
		Y	1676	14,96
	NSR-98-S1	X	1858	9,7
		Y	1562	11,87
	NSR-98-S2	X	1973	11,83
		Y	1676	14,96
MODELO 7	ZONA 2	X	3932	7,55
		Y	2637	9,61
	NSR-98-S1	X	3682	6,3
		Y	2487	8,11
	NSR-98-S2	X	3932	7,55
		Y	2637	9,61
MODELO 8	ZONA 2	X	3318	7,68
		Y	2651	12,08
	NSR-98-S1	X	3177	6,44
		Y	2502	9,97
	NSR-98-S2	X	3318	7,68
		Y	2651	12,08
MODELO 9	ZONA 2	X	4010	7,63
		Y	2578	12,45
	NSR-98-S1	X	3829	6,54
		Y	2459	10,52
	NSR-98-S2	X	4010	7,63
		Y	2578	12,45
MODELO 10	ZONA 2	X	4149	6,45
		Y	2329	10,56
	NSR-98-S1	X	3993	5,57
		Y	2200	8,44
	NSR-98-S2	X	4149	6,45
		Y	2329	10,56

Fig.3.1. Nivel de Rotulación en PUSHG para el Modelo Nº1



El desplazamiento de demanda para el modelo 1 no fue posible, ya que este edifico presenta secciones no aptas para un análisis estático no lineal. Las secciones transversales de concreto y el acero de refuerzo de las vigas e inclusive columnas fueron diseñadas para resistir solo cargas verticales, por consiguiente nos encontramos con un edificio pobre estructuralmente. Un diseño asistido por SAP 2000 nos arrojó aceros y secciones de concreto mayores en comparación con las actuales. Esto demuestra la falta de un mejor análisis y por tanto diseño en los proyectos de construcción presentes el la ciudad

Fig.3.2. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº2-(.Zona 2-NSR98 S2 –sismo en sentido Y)

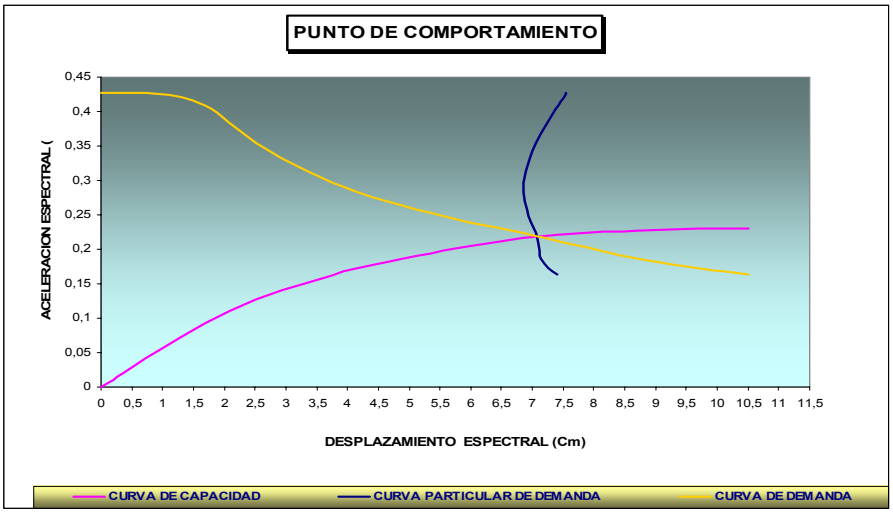
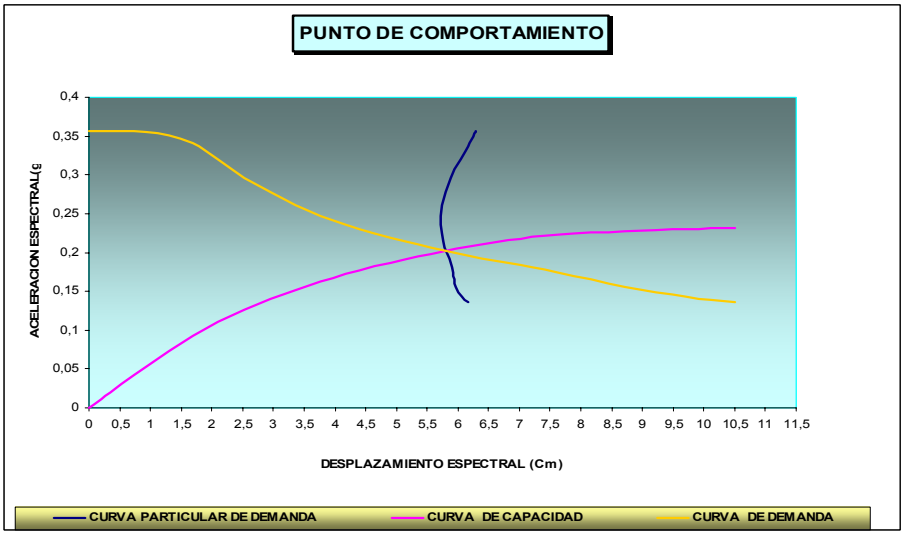


Fig.3.3. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº2-(-.NSR-98-S1 –Sismo en sentido Y)



Para el análisis de la curva pushover en el sentido (X) no se presentó punto de comportamiento en ninguno de los tres tipos de demanda (Zona 2-NSR98 S1-NSR98-S2), debido a que el diseño solo fue tenido en cuenta en el sentido Y, por lo cual el refuerzo en X para las vigas lo limitaron a la cuantía mínima (2 # 5) tanto a compresión como a tensión.

Fig.3.4. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº3-(.Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido X)

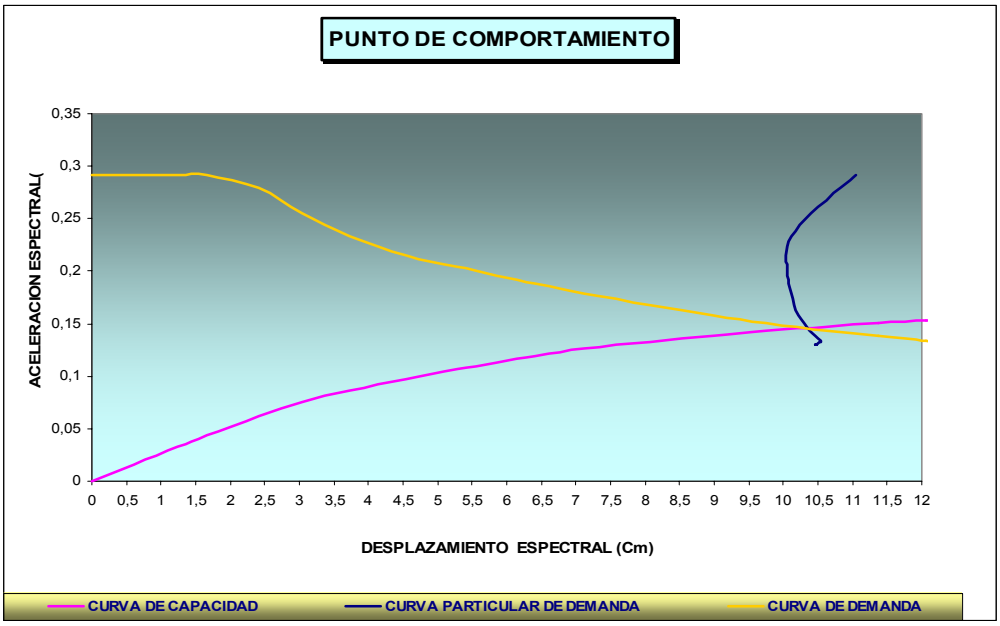


Fig.3.5. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº3-(Zona 2- NSR98-S2 –Sismo en sentido Y)

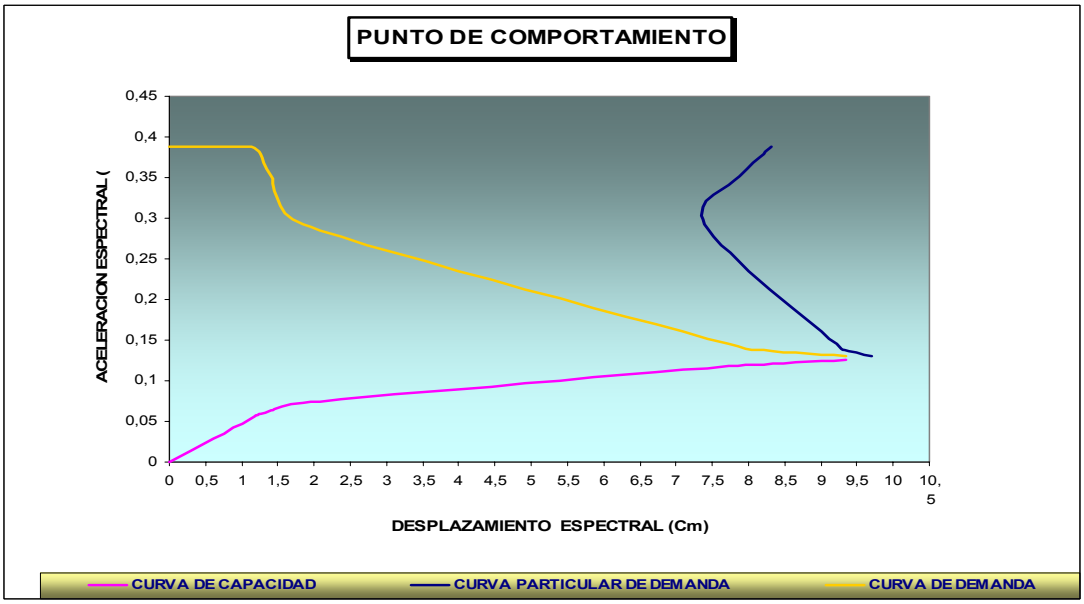


Fig.3.6. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº3-(NSR98 S1 –Sismo en sentido X)

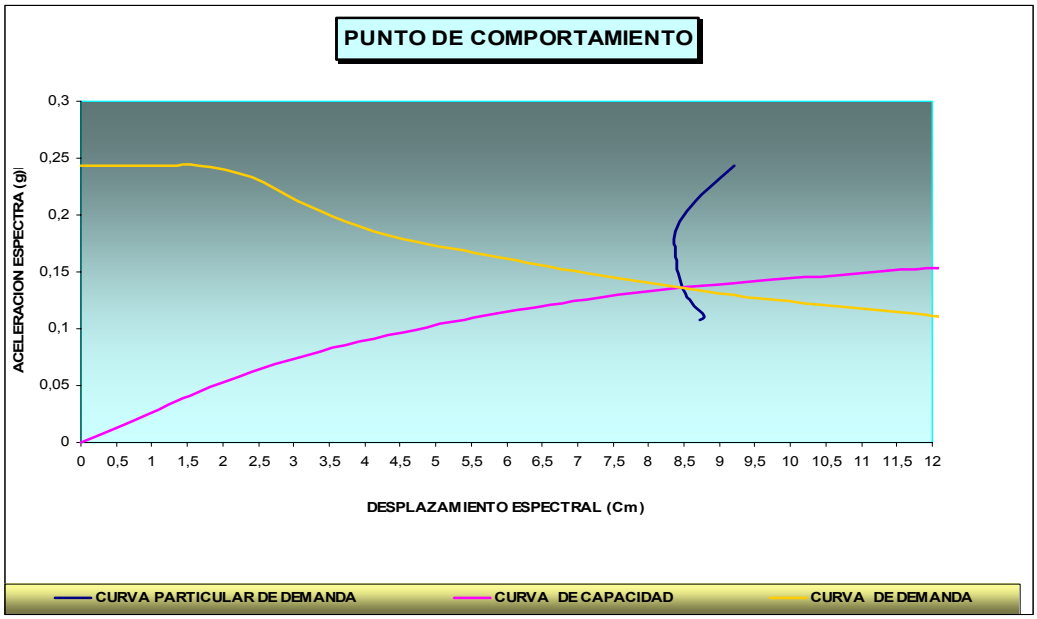


Fig.3.7. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº3-(NSR98 S1 –Sismo en sentido Y)

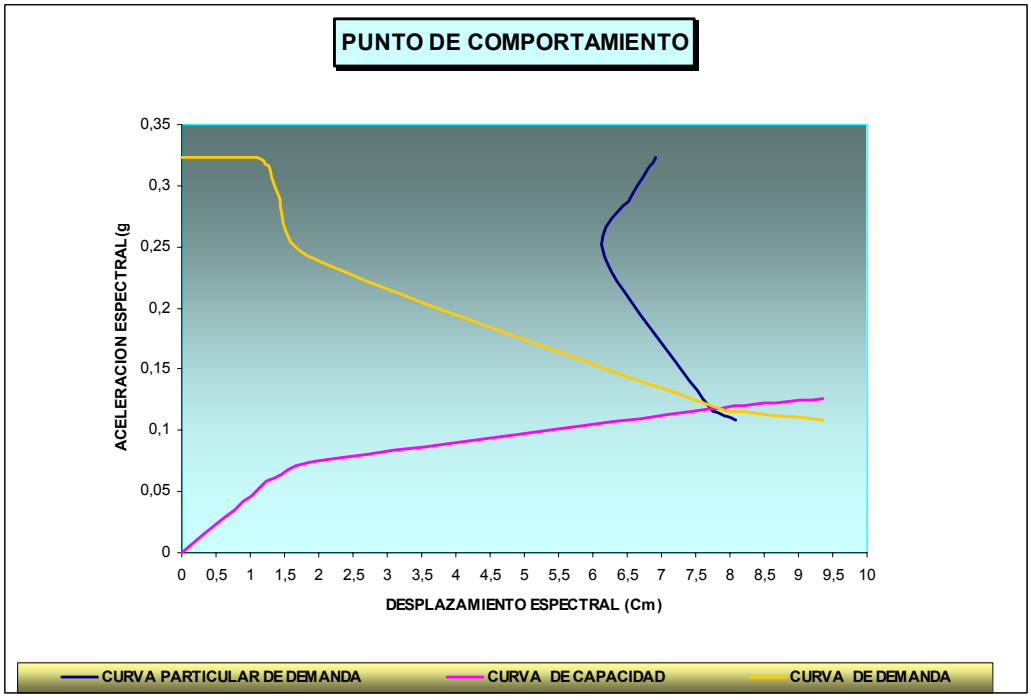


Fig.3.8. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº4-(.Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido X)

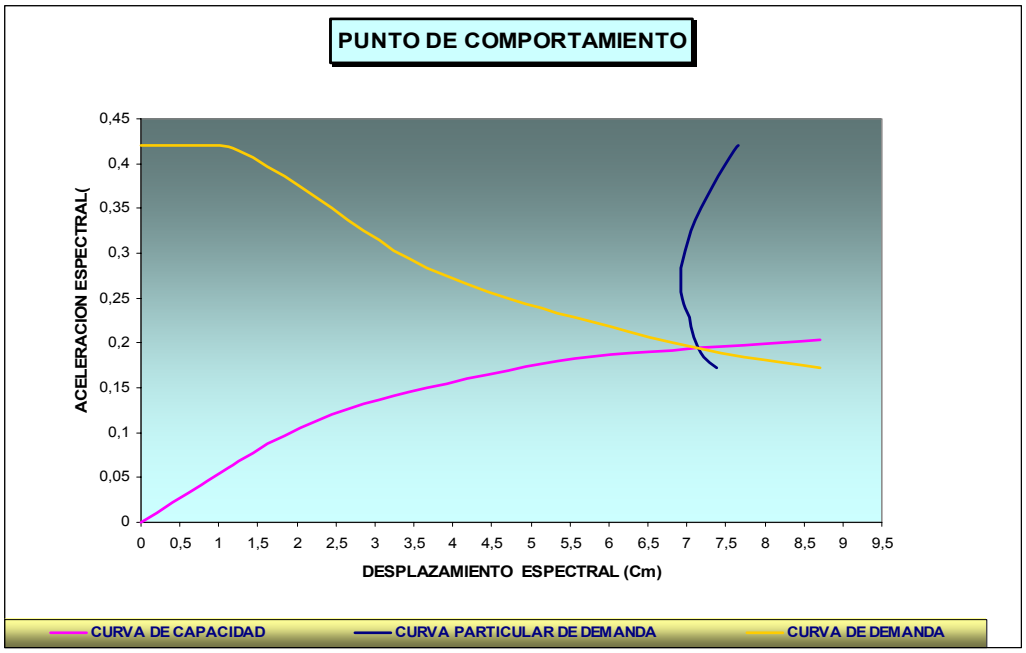


Fig.3.9. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº4-(.Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido Y)

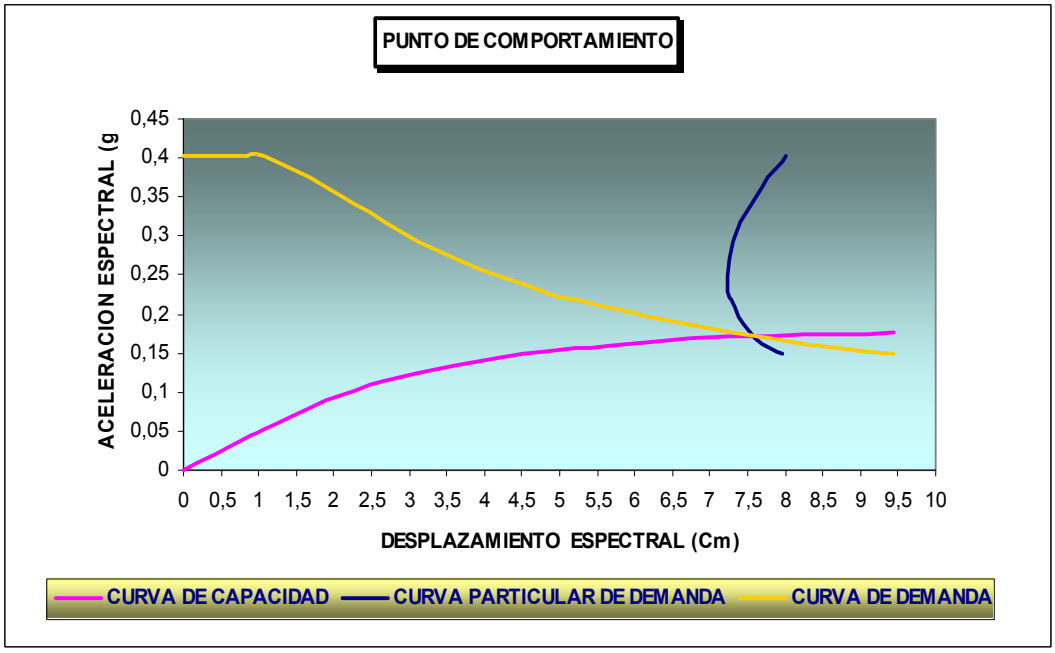


Fig.3.10. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº4-(NSR98 S1 –Sismo en sentido X)

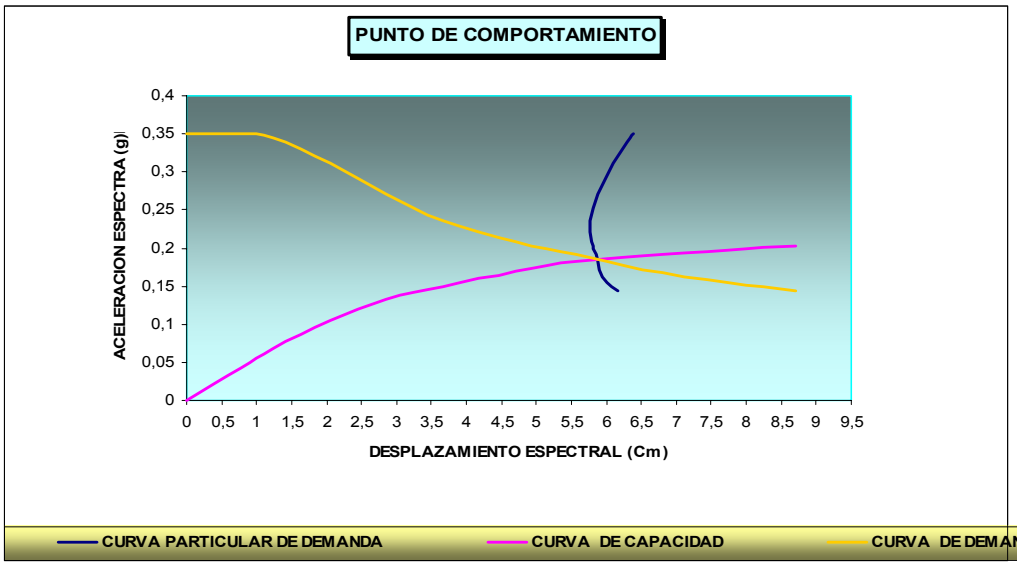


Fig.3.11. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº4-(NSR98 S1 –Sismo en sentido Y)

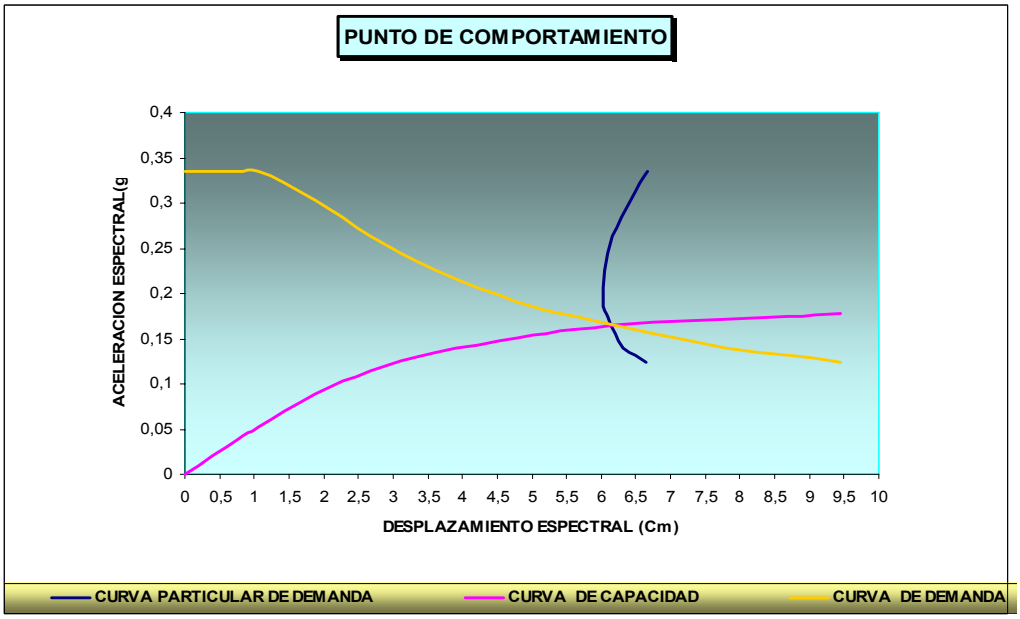


Fig.3.12. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº5-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido Y) No presenta.

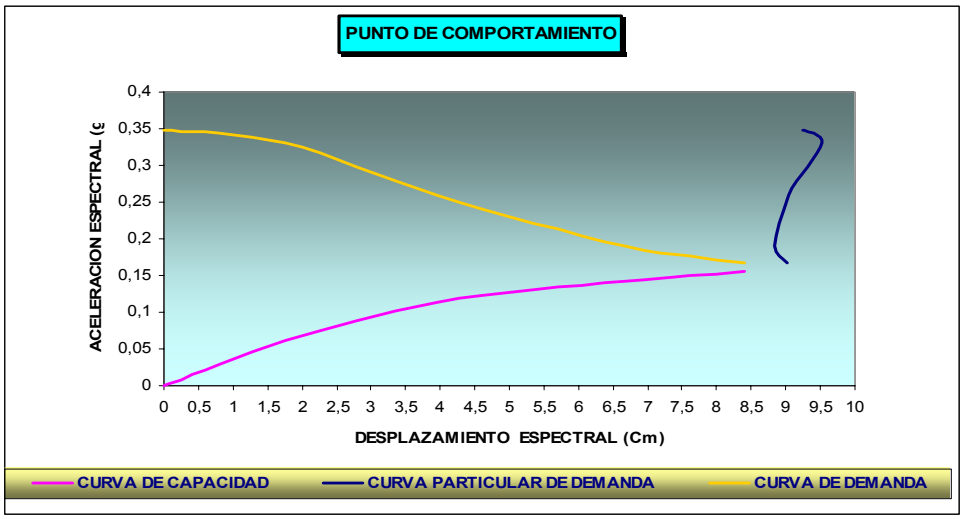
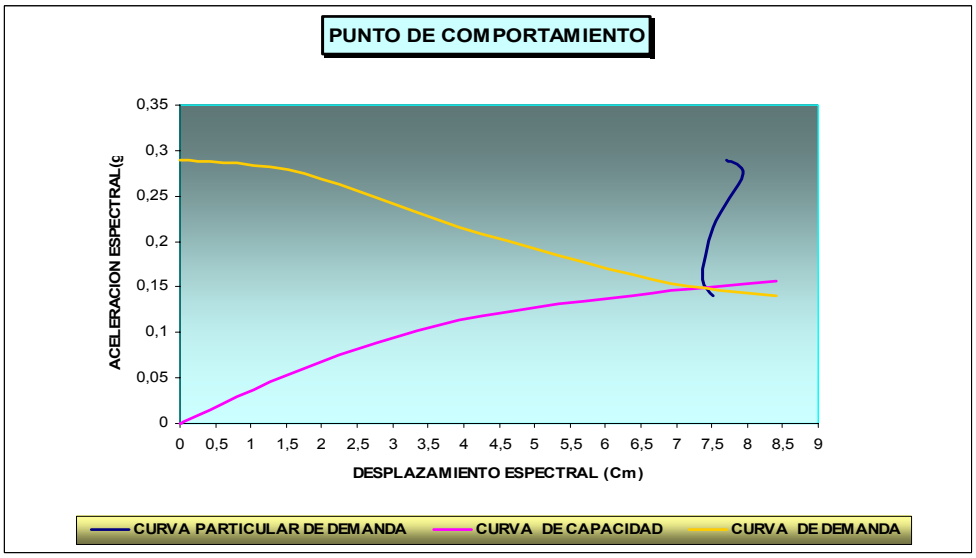


Fig.3.13. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº5-(NSR98 S1 –Sismo en sentido Y).



Para el análisis de la curva pushover en el sentido X no se presentó punto de comportamiento La estructura fue mal configurada en cuanto a la ubicación de las columnas, presentándose efectos torsionales y de cortantes muy altos en las vigas donde se apoyan estas.

Fig.3.14. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº6-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido X).

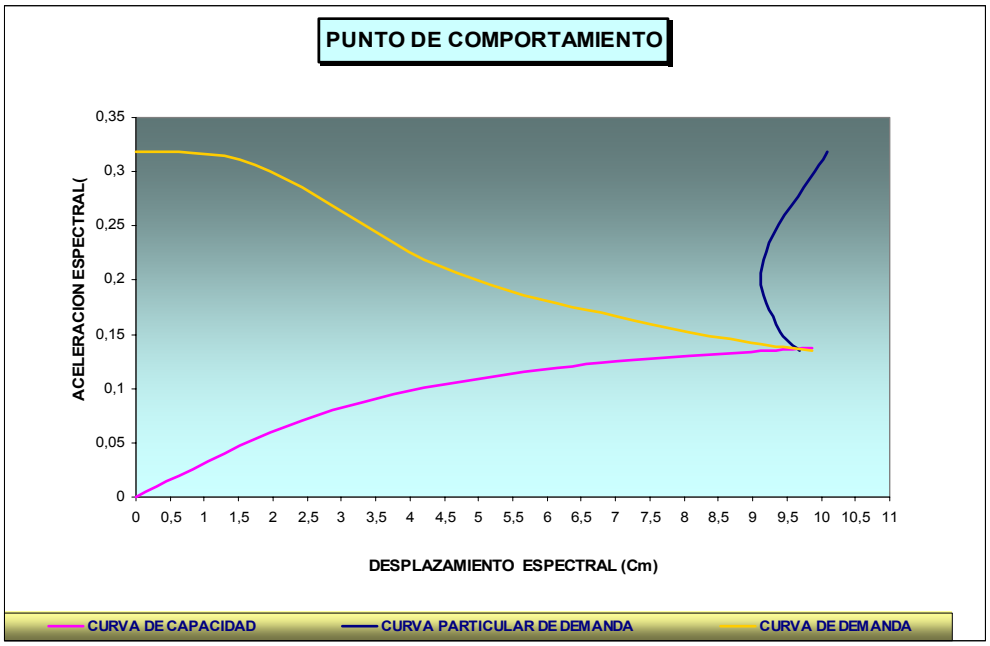


Fig.3.15. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº6-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido Y).

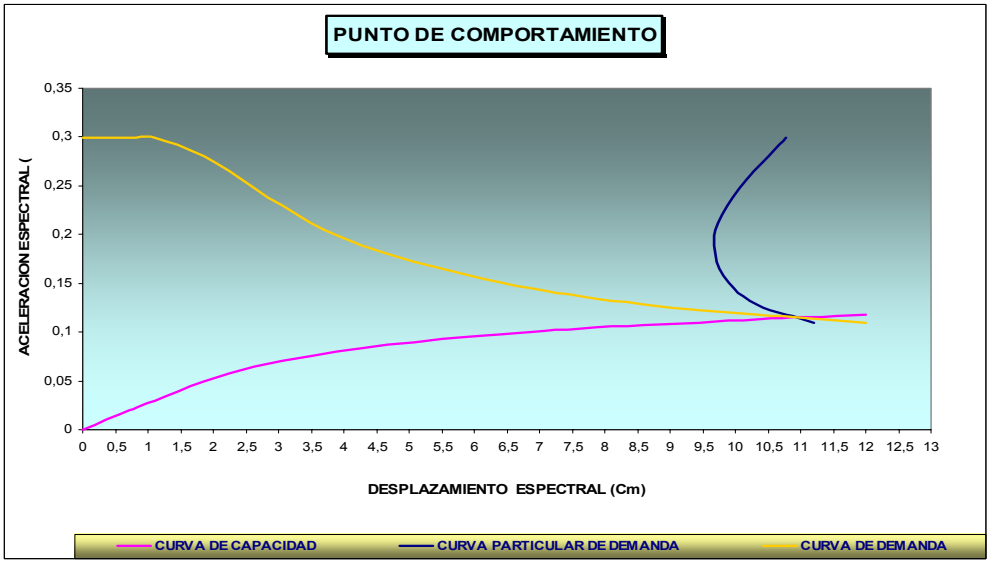


Fig.3.16. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº6-(NSR98 S1 –Sismo en sentido X).

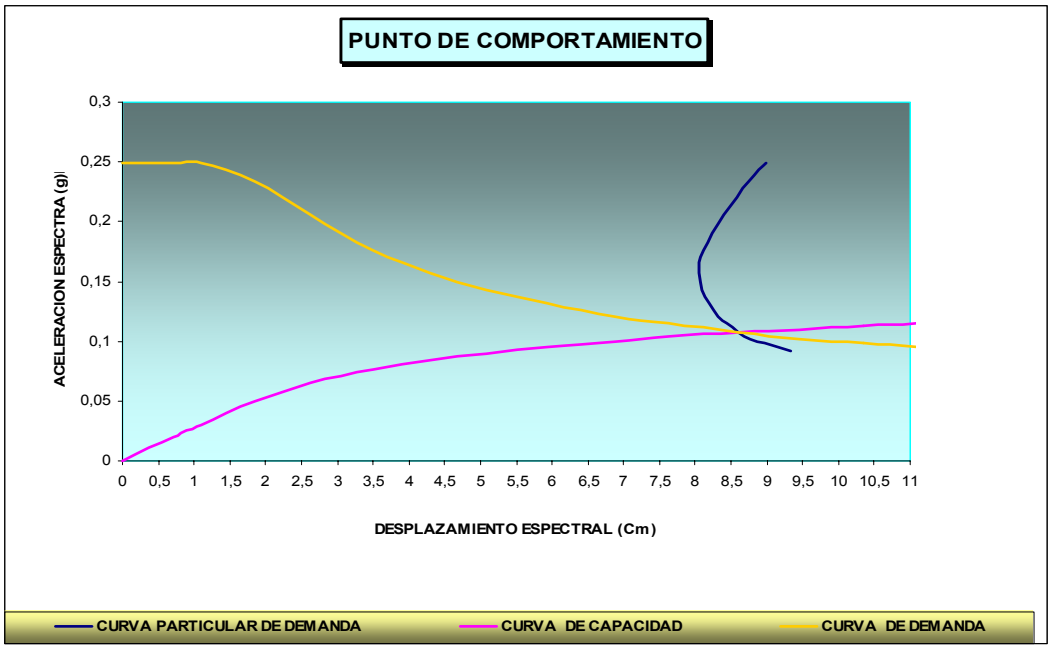


Fig.3.17. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº6-(NSR98 S1 –Sismo en sentido Y).

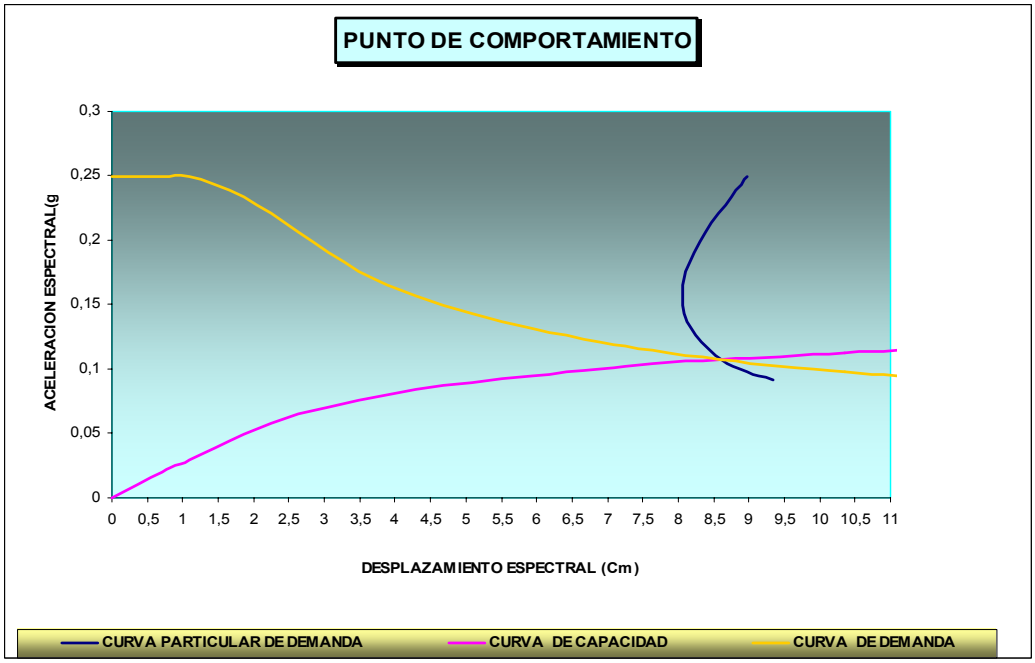


Fig.3.18. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº7-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido X).

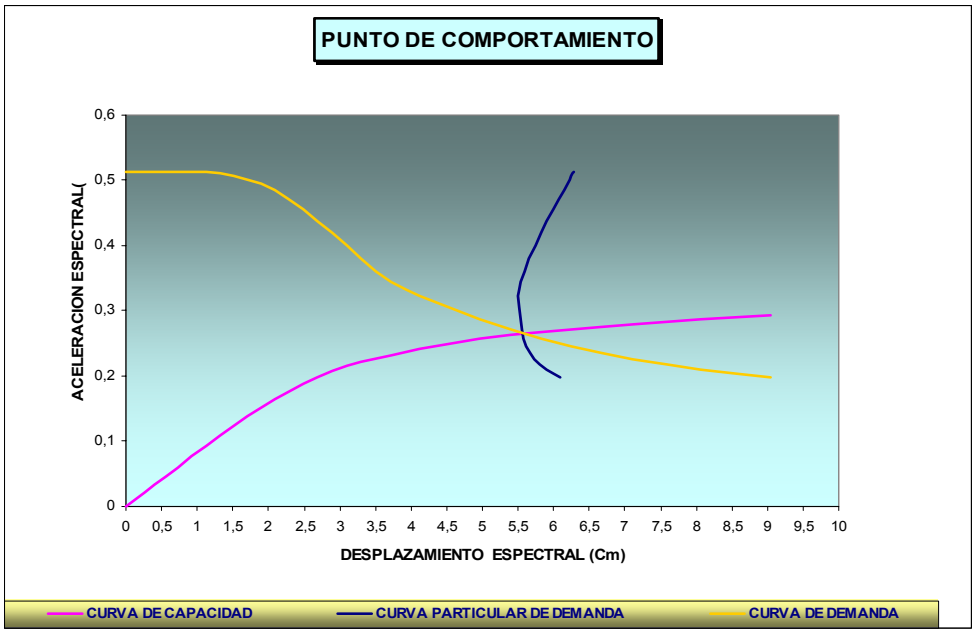


Fig.3.19. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº7-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido Y).

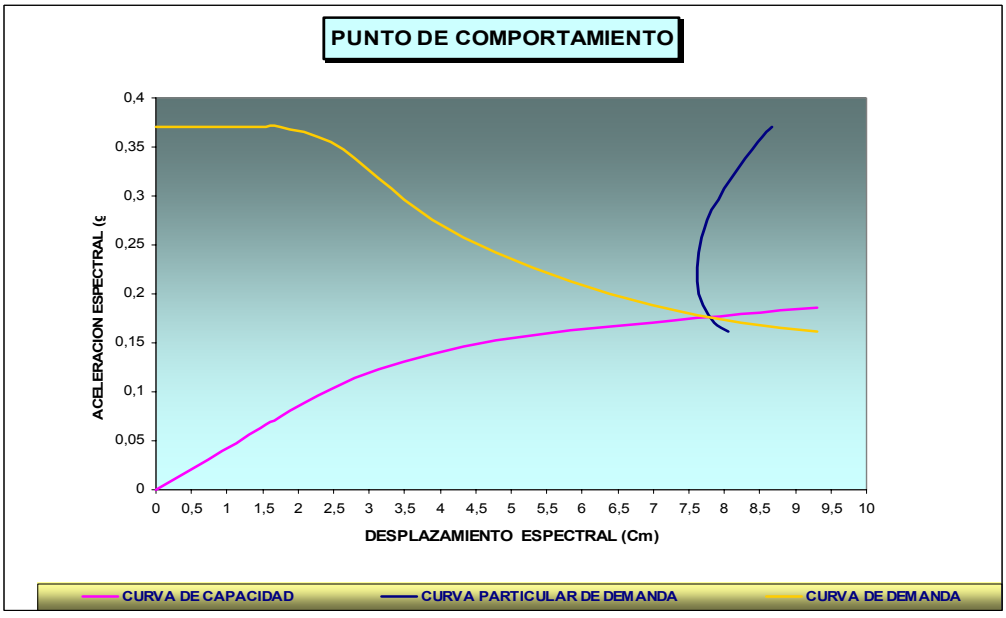


Fig.3.20. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº7-(NSR98 S1 –Sismo en sentido X).

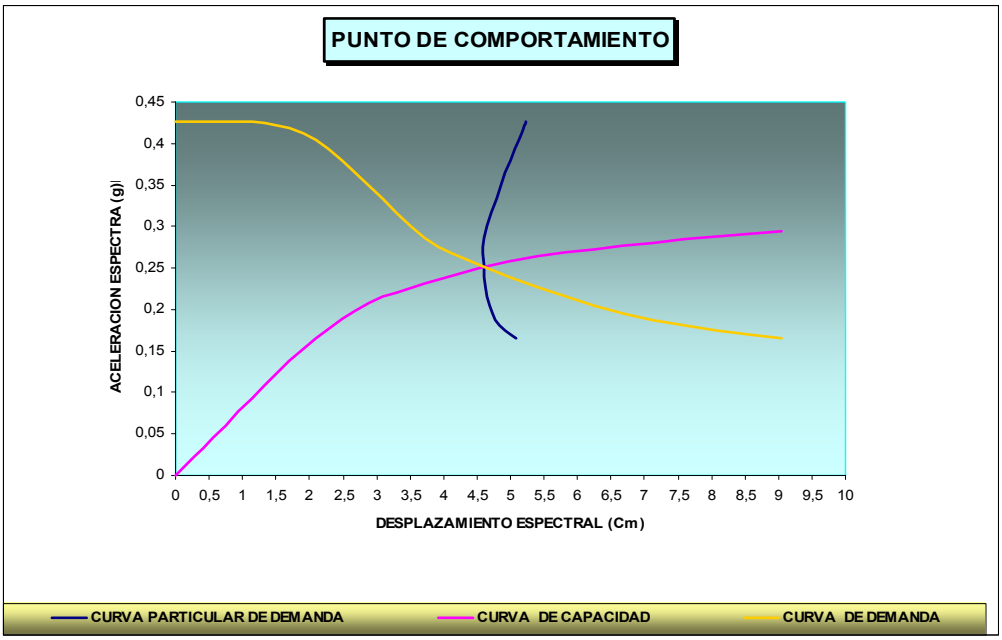


Fig.3.21. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº7-(NSR98 S1 –Sismo en sentido Y).

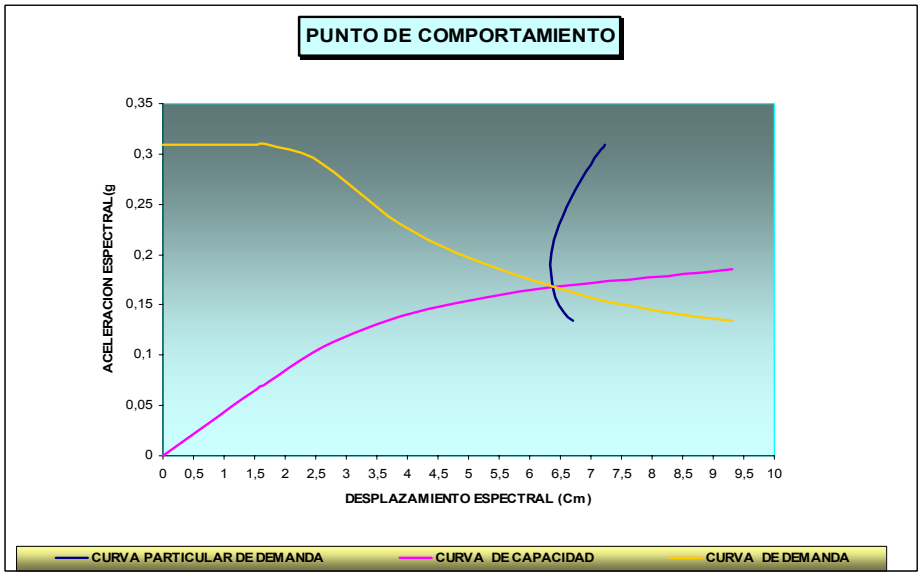


Fig.3.22. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº8-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido X).

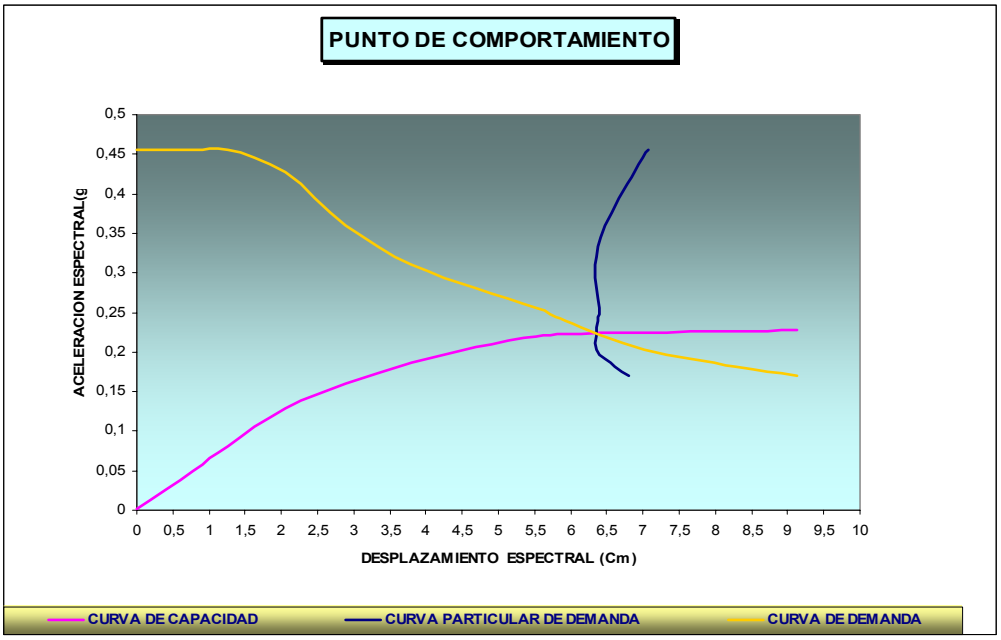


Fig.3.23. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº8-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido Y).

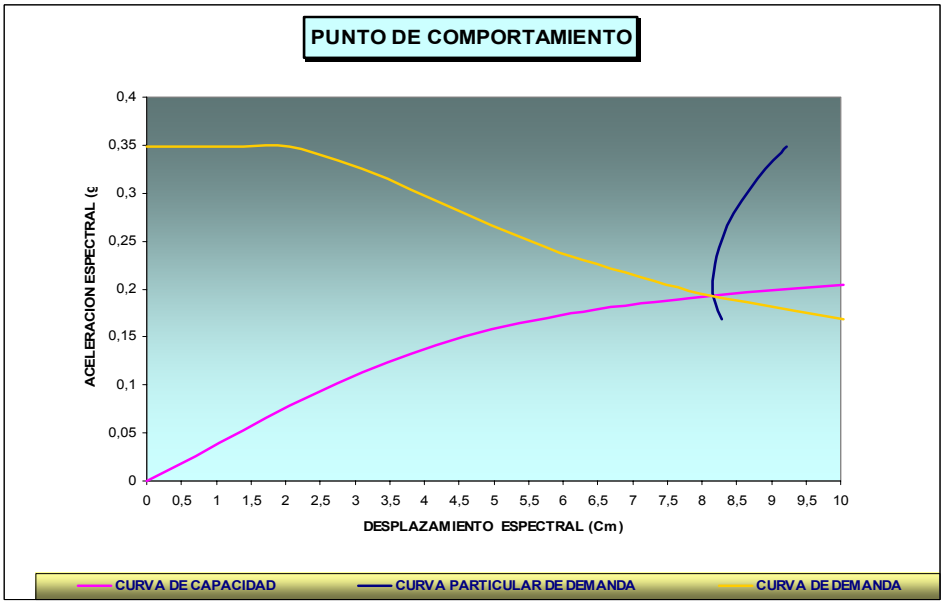


Fig.3.24. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº8-(NSR98 S1 –Sismo en sentido X).

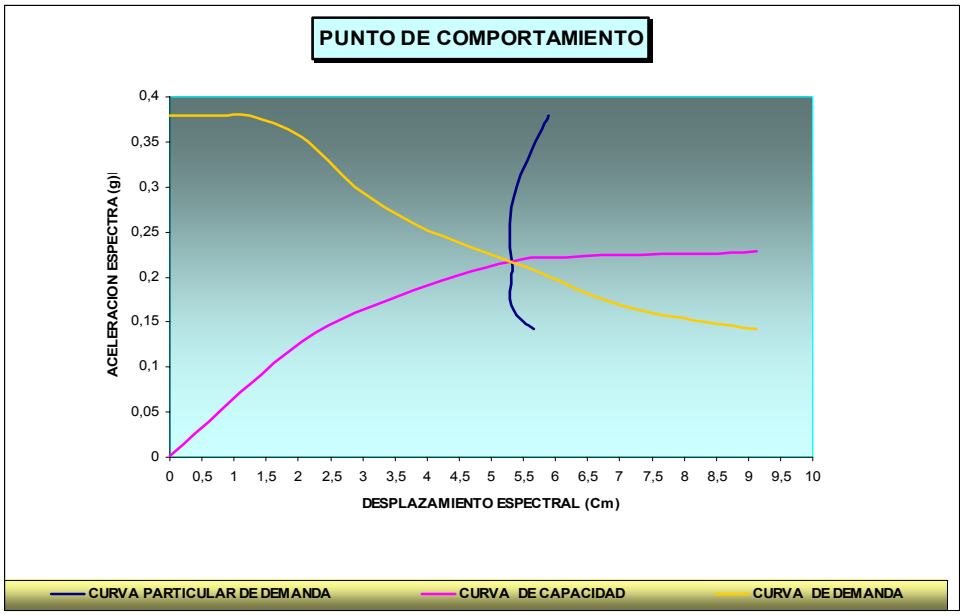


Fig.3.25. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº8-(NSR98 S1 –Sismo en sentido Y).

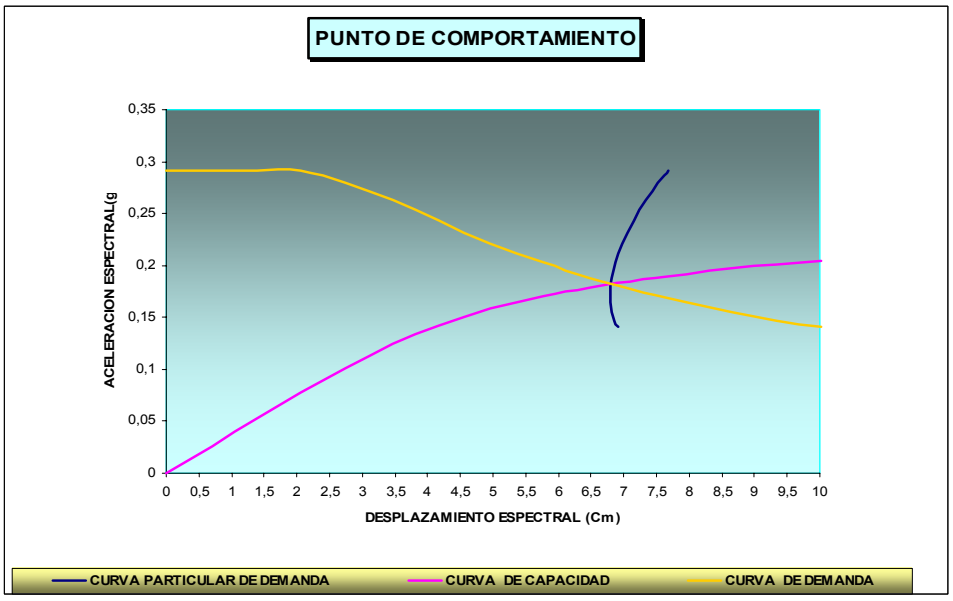


Fig.3.26. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº9-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido X).

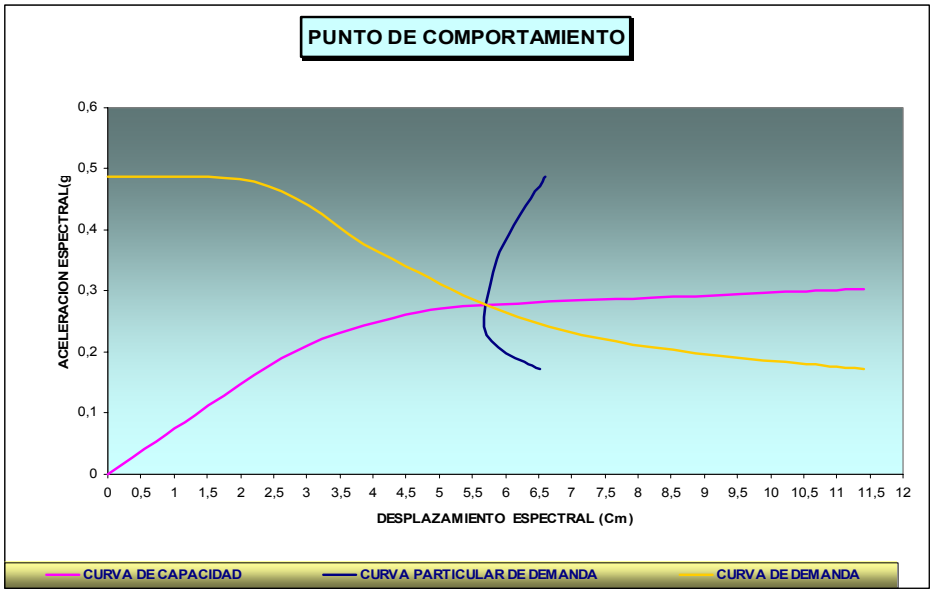


Fig.3.27. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº9-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido Y).

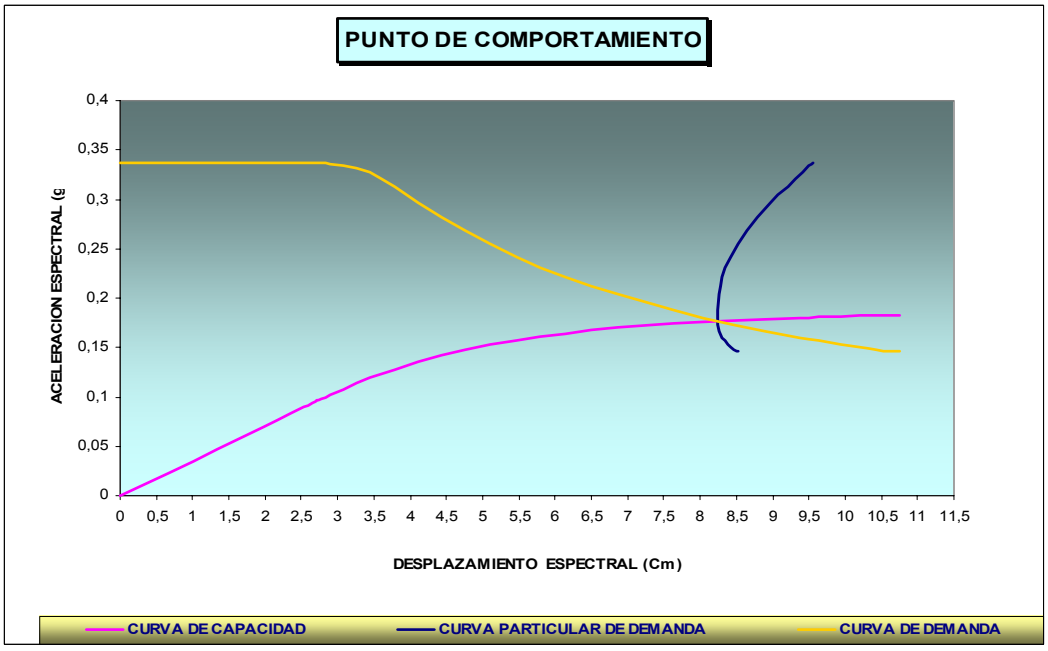


Fig.3.28. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº9-(NSR98 S1 –Sismo en sentido X).

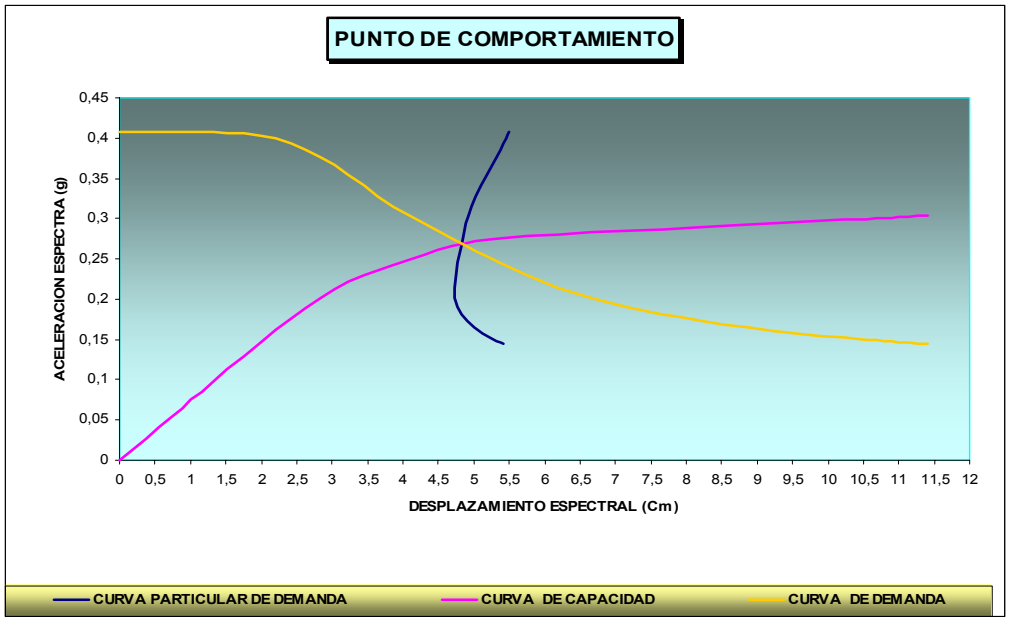


Fig.3.29. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº9-(NSR98 S1 –Sismo en sentido Y).

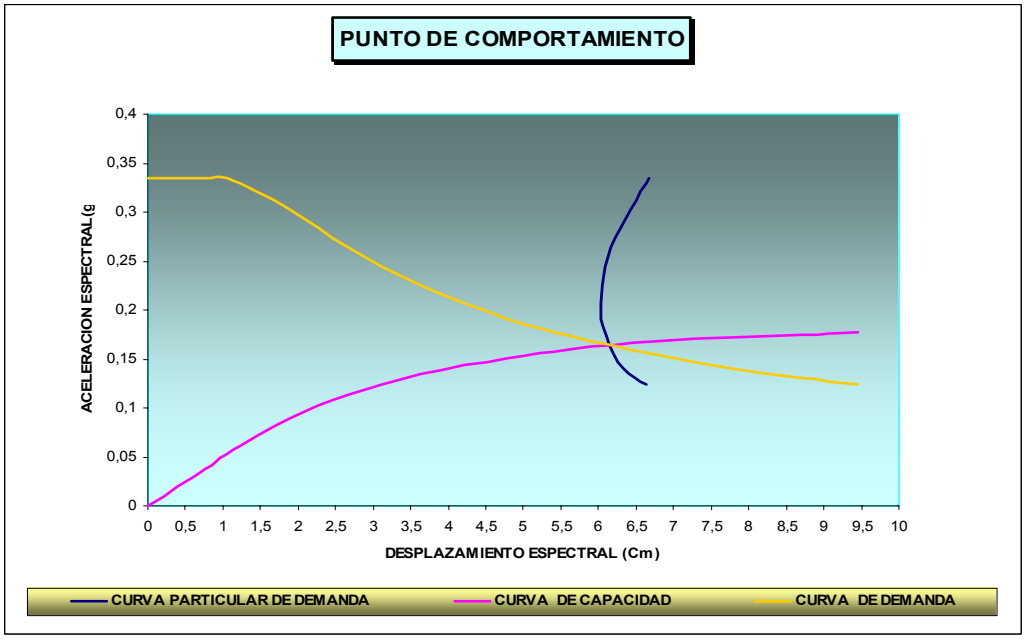


Fig.3.34. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº10-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido X).

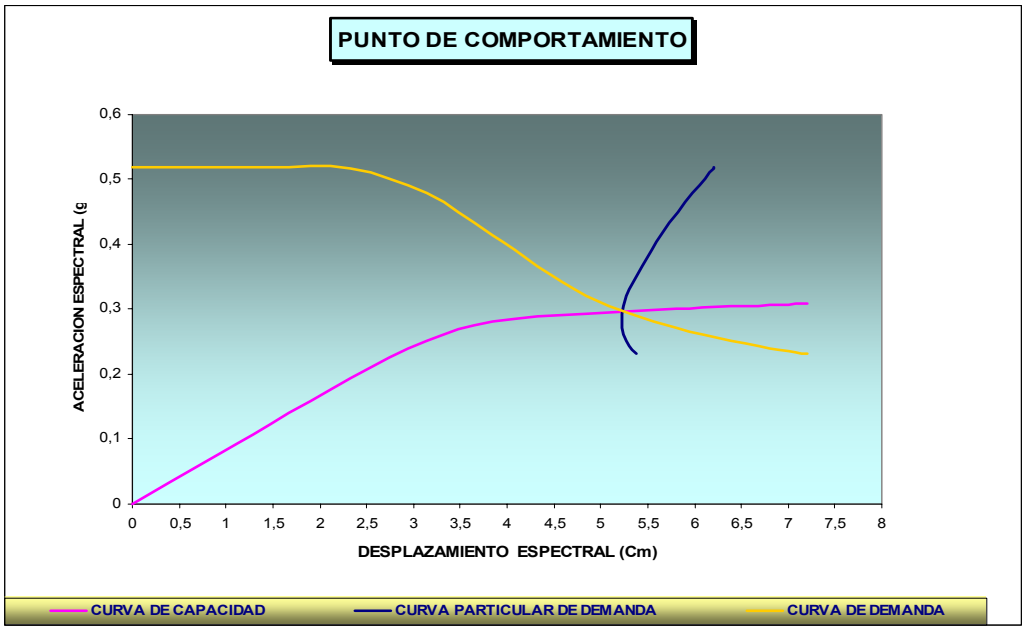


Fig.3.35. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo Nº10-(Zona 2-NSR98 S2 –Sismo en sentido Y).

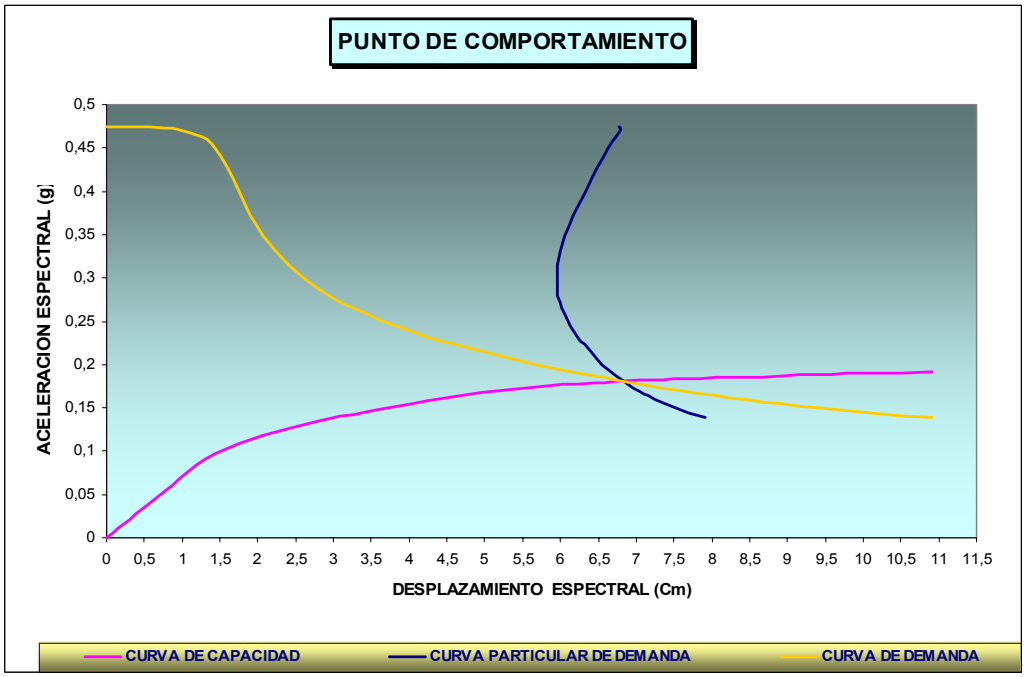


Fig.3.36. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo N°10-(NSR98 S1 –Sismo en sentido X).

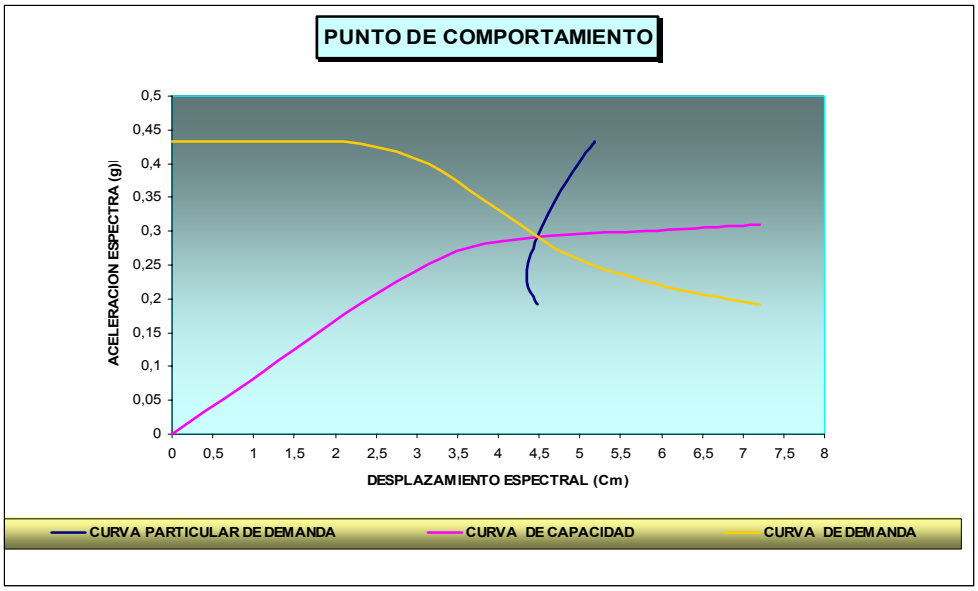
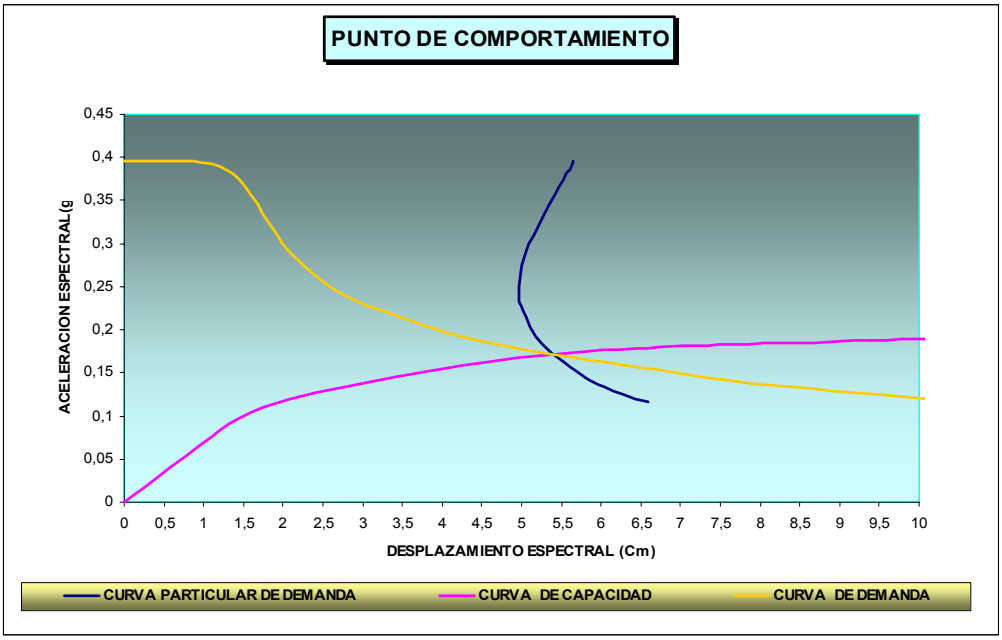


Fig.3.37. Desplazamiento de demanda en el Punto de comportamiento para el Modelo N°10-(NSR98 S1 –Sismo en sentido Y).



3.2 ANATOMIA DE FALLA MEDIANTE LA ROTULACIÓN PLÁSTICA

3.3.1. Rotulas presentes en el desarrollo del análisis estático no lineal (*pushover*)

Tabla 3.2 Estado de rotulación en los rangos de niveles de comportamiento

	PARAMETROS DE DESEMPEÑO ESTRUCTUTRAL									
	TIPO DEMANDA	DIR. SISMO	C.BASAL V(KN)	D. CUB Δ(Cm)	ROTULAS PLASTICAS					
					A–B	B–IO	IO–LS	LS-CP	CP-C	C-D
MODELO 1	ZONA 2	X	N/A	N/A	1101	82	8	0	0	1
		Y	N/A	N/A	1105	72	14	0	0	1
	NSR-98-S1	X	N/A	N/A	1101	82	8	0	0	1
		Y	N/A	N/A	1105	72	14	0	0	1
	NSR-98-S2	X	N/A	N/A	1101	82	8	0	0	1
		Y	N/A	N/A	1105	72	14	0	0	1
MODELO 2	ZONA 2	X	N/A	N/A	502	112	0	0	0	1
		Y	1074	9,65	511	69	32	2	0	0
	NSR-98-S1	X	N/A	N/A	502	112	0	0	0	1
		Y	995	7,98	525	65	22	2	0	0
	NSR-98-S2	X	N/A	N/A	502	112	0	0	0	1
		Y	1074	9,65	511	69	32	2	0	0
MODELO 3	ZONA 2	X	1348	12,6	362	37	38	5	0	0
		Y	N/A	N/A	354	28	45	14	0	1
	NSR-98-S1	X	1246	10,32	372	40	26	4	0	0
		Y	1005	0,418	359	38	41	4	0	0
	NSR-98-S2	X	1348	12,6	362	37	38	5	0	0
		Y	N/A	N/A	354	28	45	14	0	1
MODELO 4	ZONA 2	X	2287	8,87	482	68	46	14	0	0
		Y	2028	9,62	481	61	62	6	0	0
	NSR-98-S1	X	2158	7,32	495	77	33	5	0	0
		Y	1926	7,87	491	77	41	1	0	0
	NSR-98-S2	X	2287	8,87	482	68	46	14	0	0
		Y	2028	9,62	481	61	62	6	0	0
MODELO 5	ZONA 2	X	N/A	N/A	401	18	1	0	0	1
		Y	N/A	N/A	337	51	19	12	0	1
	NSR-98-S1	X	N/A	N/A	401	18	1	0	0	1
		Y	9,84	5,74	337	51	19	12	0	1
	NSR-98-S2	X	N/A	N/A	401	18	1	0	0	1
		Y	N/A	N/A	337	51	19	12	0	1

Tabla 3.2 Estado de rotulación en los rangos de niveles de comportamiento (Continuación)

	PARAMETROS DE DESEMPEÑO ESTRUCTUTRAL									
	TIPO DEMANDA	DIR. SISMO	C.BASAL V(KN)	D. CUB Δ(Cm)	ROTULAS PLASTICAS					
					A–B	B–IO	IO–LS	LS-CP	CP-C	C-D
MODELO 6	ZONA 2	X	1973	11,83	550	76	81	18	0	1
		Y	1676	14,96	562	64	58	42	0	0
	NSR-98-S1	X	1858	9,7	563	88	70	5	0	0
		Y	1562	11,87	583	74	65	4	0	0
	NSR-98-S2	X	1973	11,83	550	76	81	18	0	1
		Y	1676	14,96	562	64	58	42	0	0
MODELO 7	ZONA 2	X	3932	7,55	831	164	19	0	0	0
		Y	2637	9,61	883	58	70	3	0	0
	NSR-98-S1	X	3682	6,3	864	148	2	0	0	0
		Y	2487	8,11	889	87	38	0	0	0
	NSR-98-S2	X	3932	7,55	831	164	19	0	0	0
		Y	2637	9,61	883	58	70	3	0	0
MODELO 8	ZONA 2	X	3318	7,68	862	114	76	2	0	0
		Y	2651	12,08	953	98	30	3	0	0
	NSR-98-S1	X	3177	6,44	919	143	22	0	0	0
		Y	2502	9,97	973	97	14	0	0	0
	NSR-98-S2	X	3318	7,68	862	114	76	2	0	0
		Y	2651	12,08	953	98	30	3	0	0
MODELO 9	ZONA 2	X	4010	7,63	630	127	19	0	0	0
		Y	2578	12,45	663	82	31	0	0	0
	NSR-98-S1	X	3829	6,54	643	126	7	0	0	0
		Y	2459	10,52	688	80	8	0	0	0
	NSR-98-S2	X	4010	7,63	630	127	19	0	0	0
		Y	2578	12,45	663	82	31	0	0	0
MODELO 10	ZONA 2	X	4149	6,45	672	99	31	4	0	0
		Y	2329	10,56	637	71	96	2	0	0
	NSR-98-S1	X	3993	5,57	695	95	16	0	0	0
		Y	2200	8,44	661	108	37	0	0	0
	NSR-98-S2	X	4149	6,45	672	99	31	4	0	0
		Y	2329	10,56	637	71	96	2	0	0

Figura 3.38 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido X del Modelo N°1

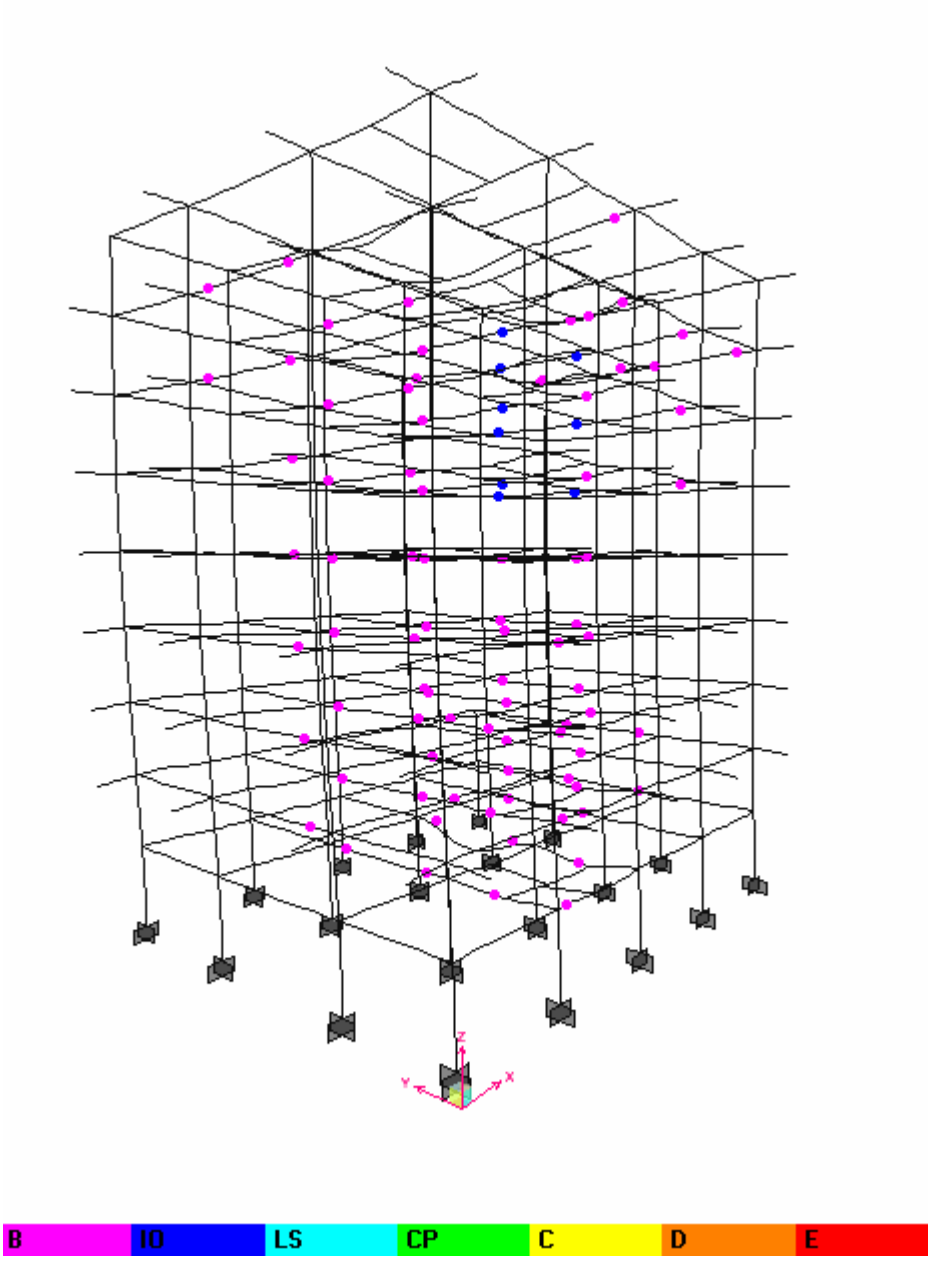


Figura 3.39 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido Y del Modelo N°1

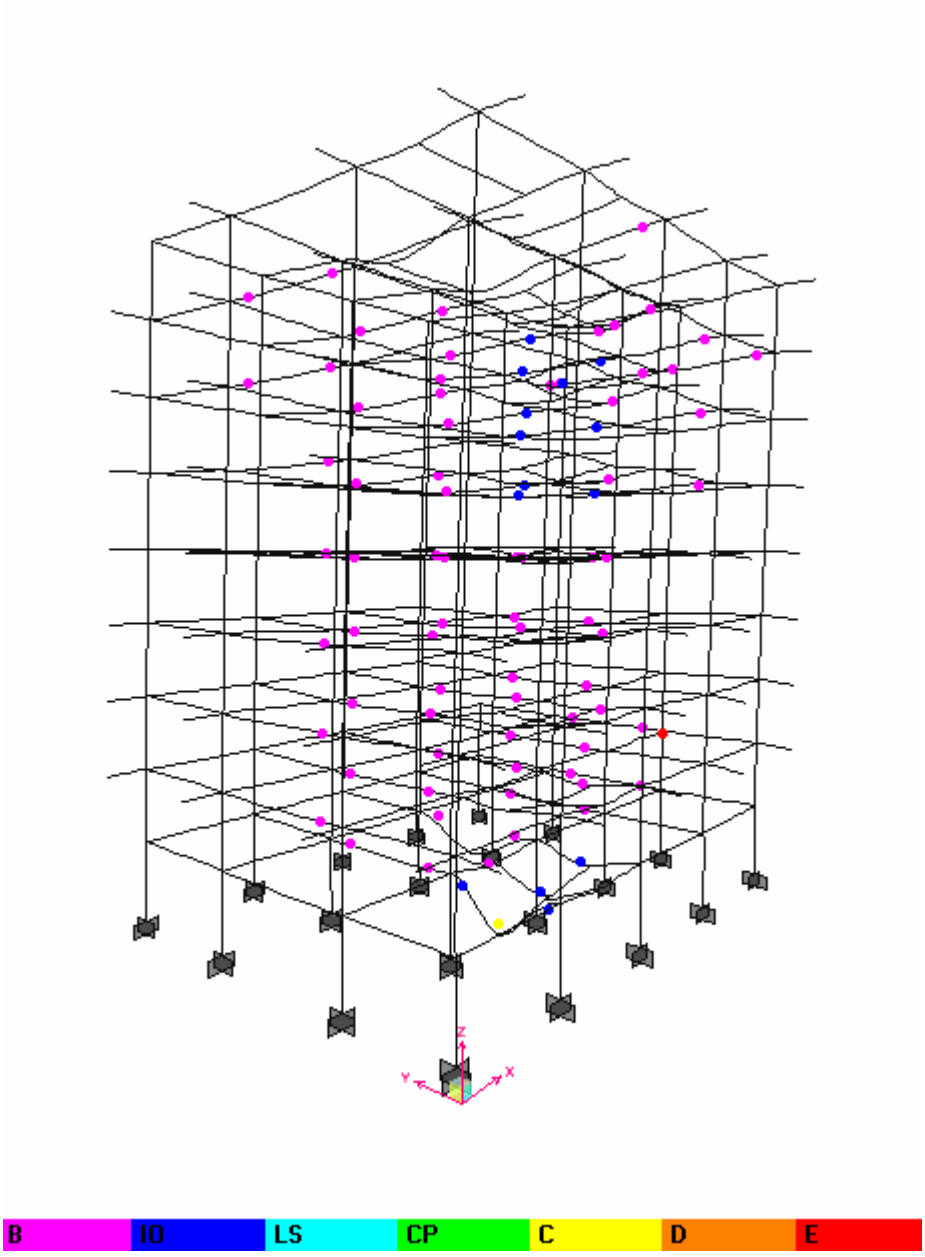


Figura 3.40 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido X del Modelo Nº2

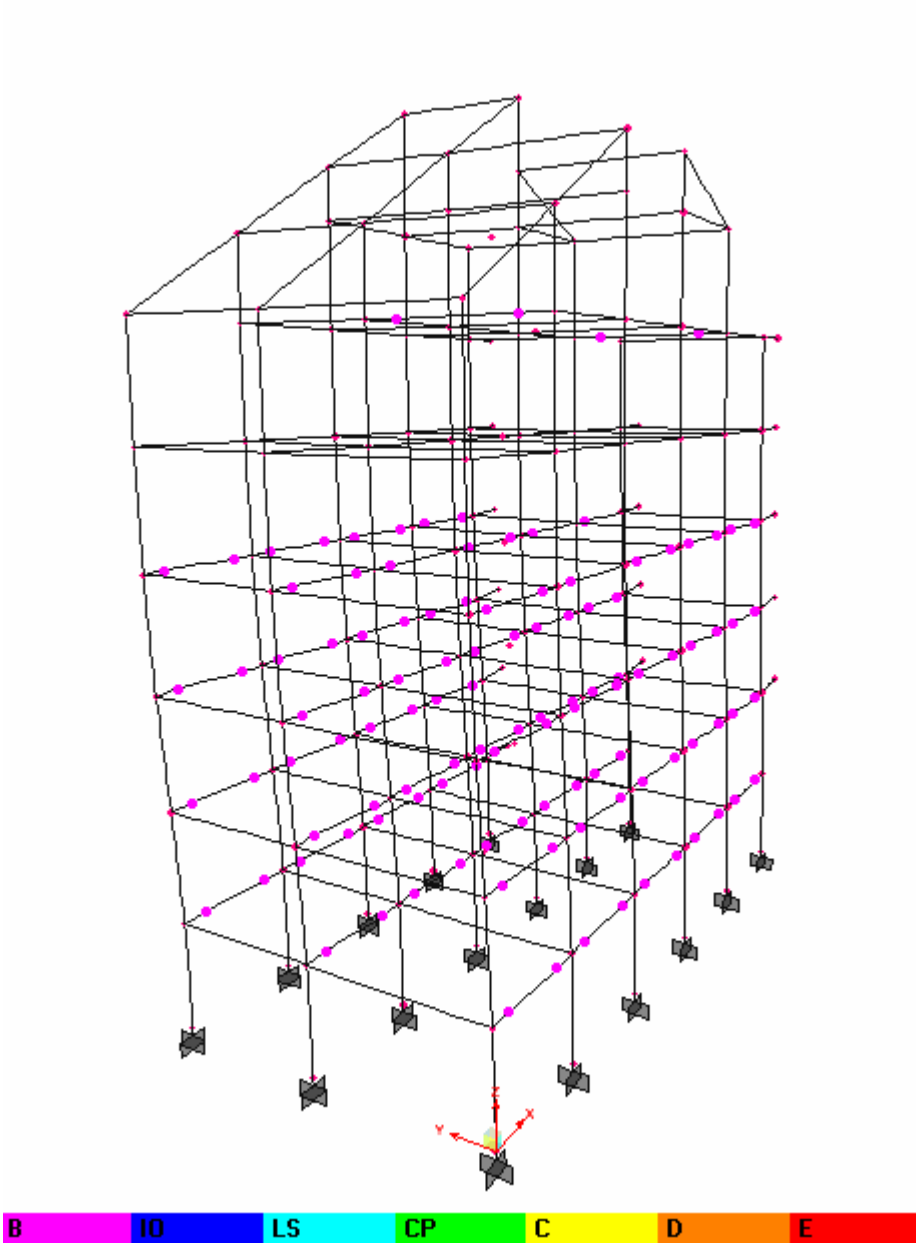


Figura 3.41 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido Y del Modelo Nº2

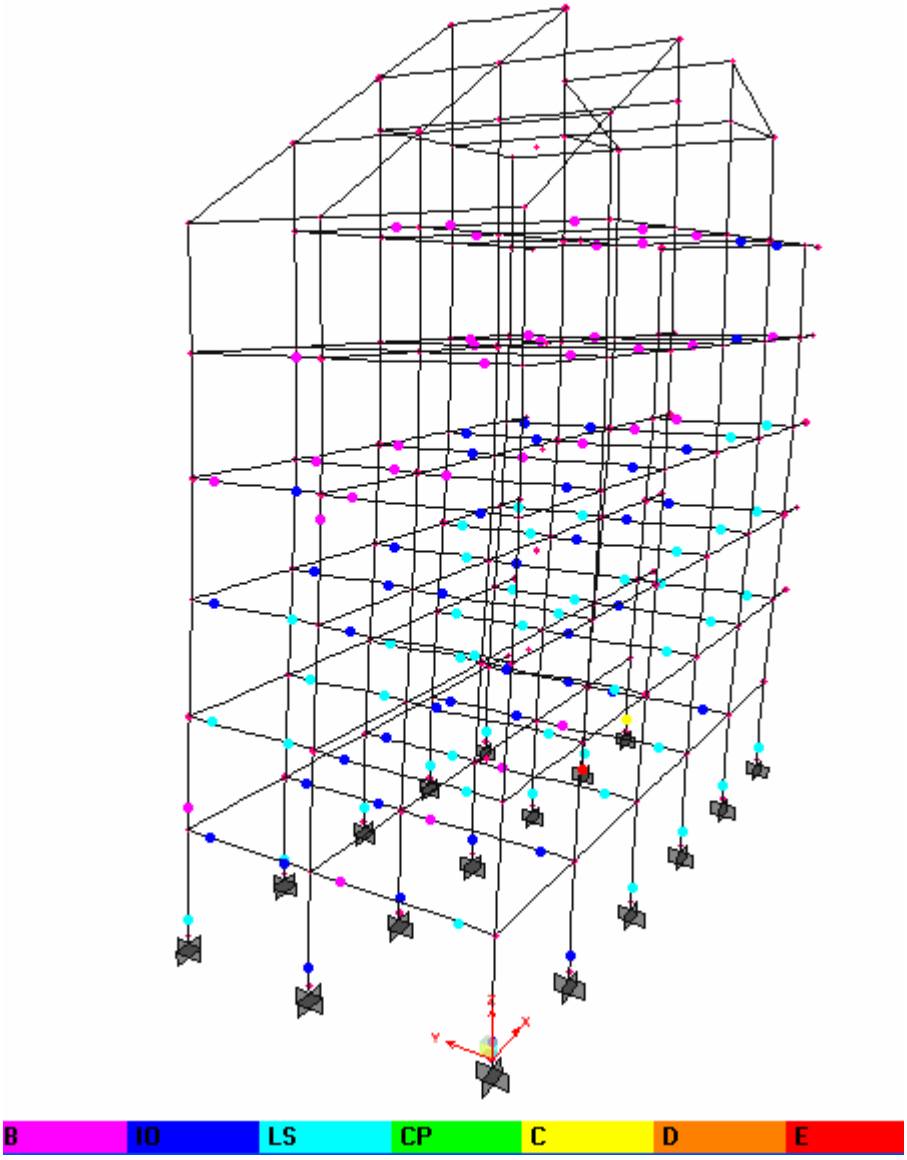


Figura 3.42. Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido X del Modelo Nº3

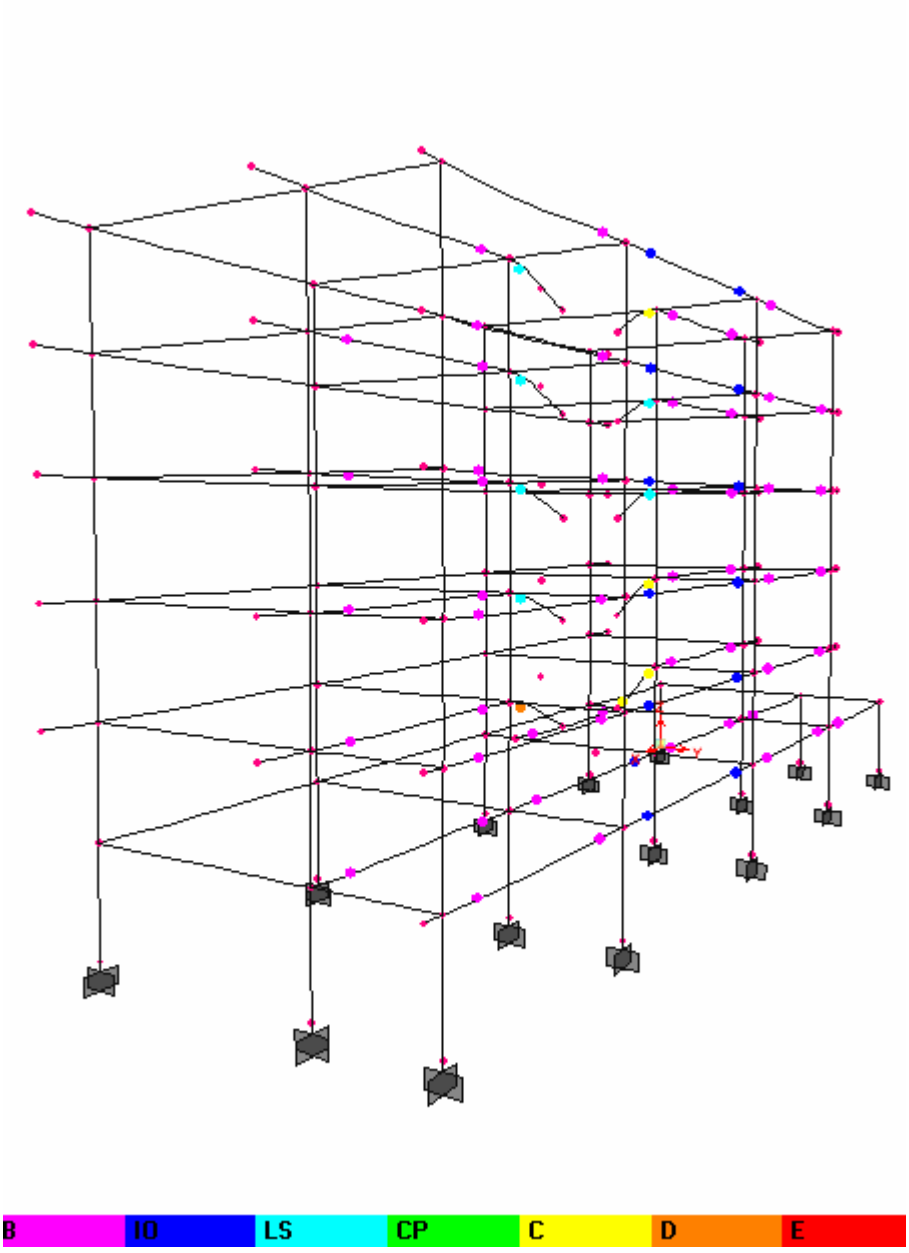


Figura 3.43 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido Y del Modelo Nº3

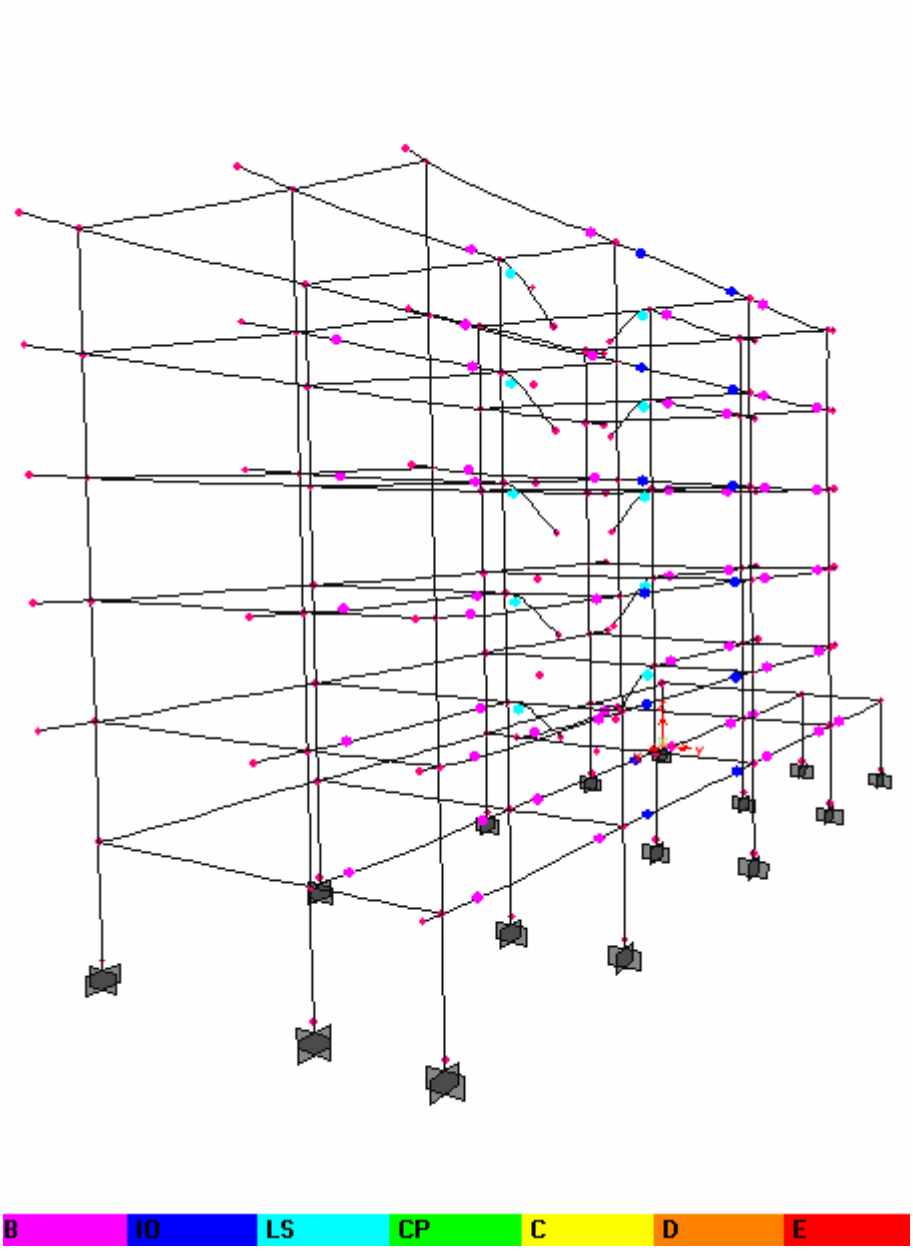


Figura 3.44 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido X del Modelo N°4

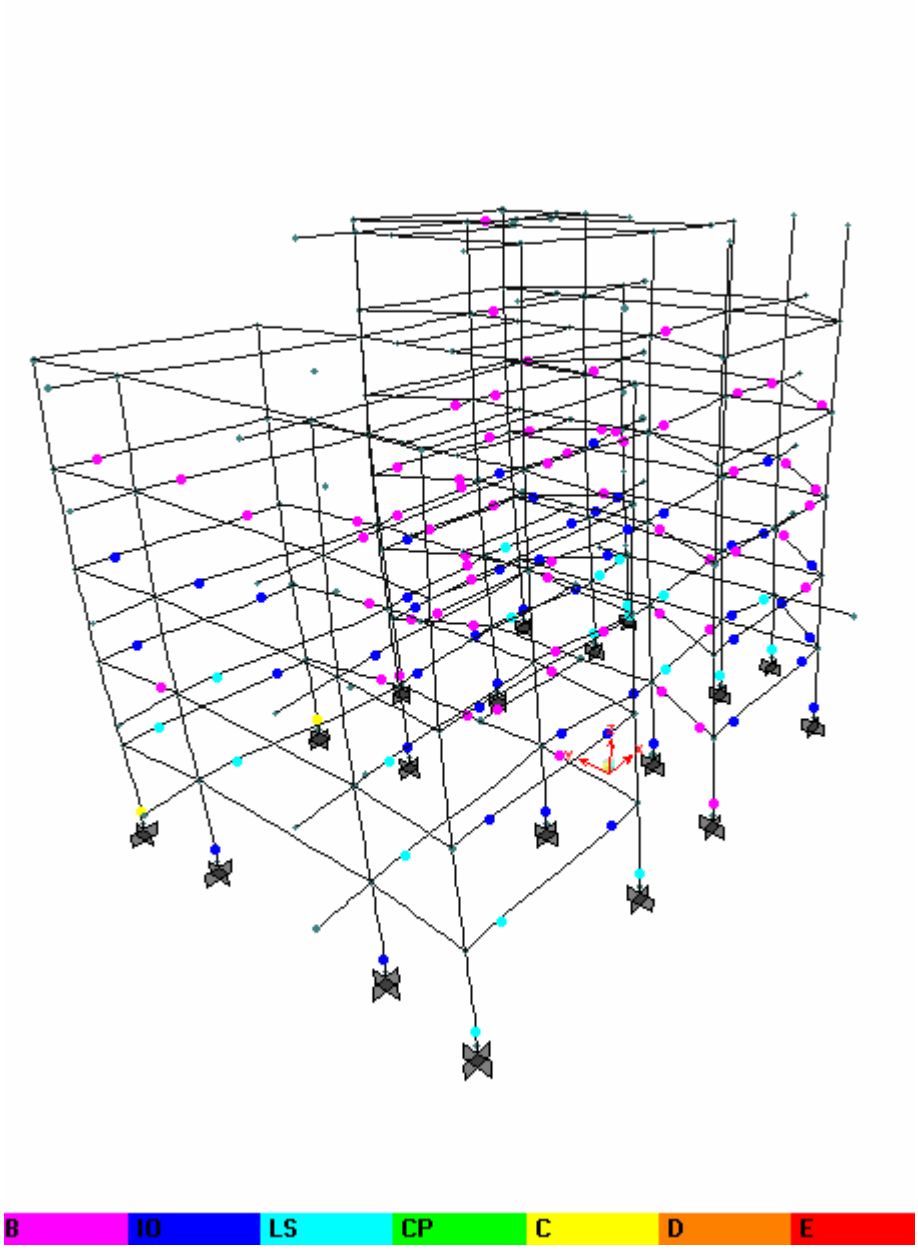


Figura 3.45 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido Y del Modelo Nº4

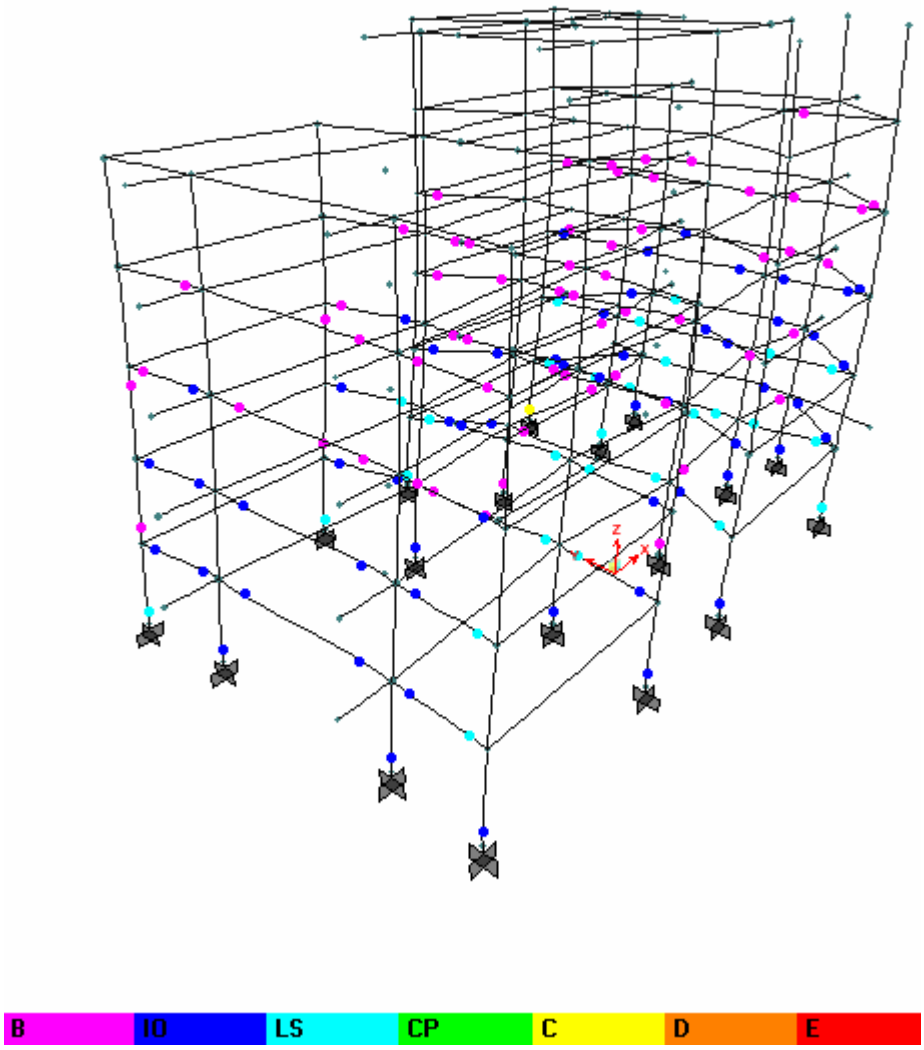


Figura 3.46 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido X del Modelo Nº5

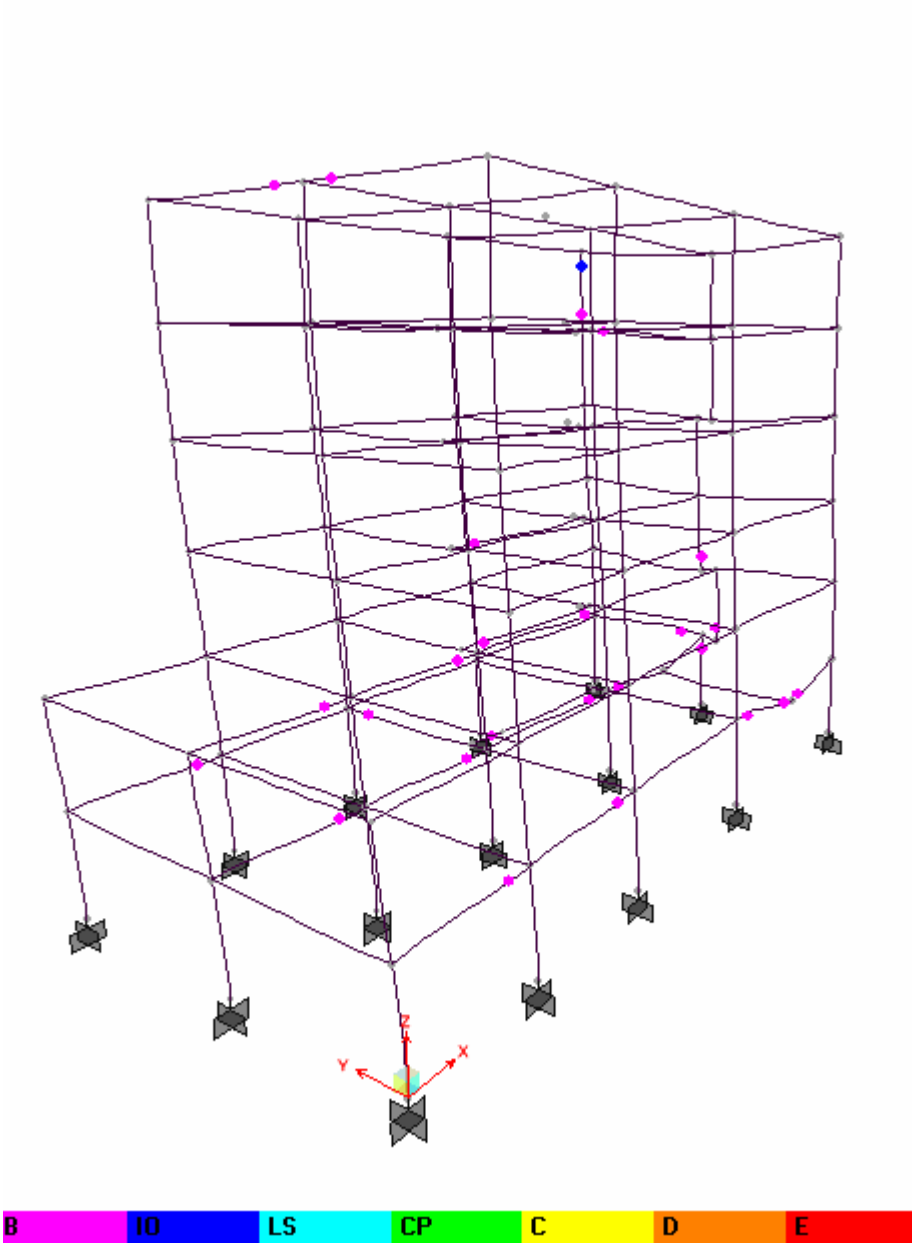


Figura 3.47 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido Y del Modelo Nº5

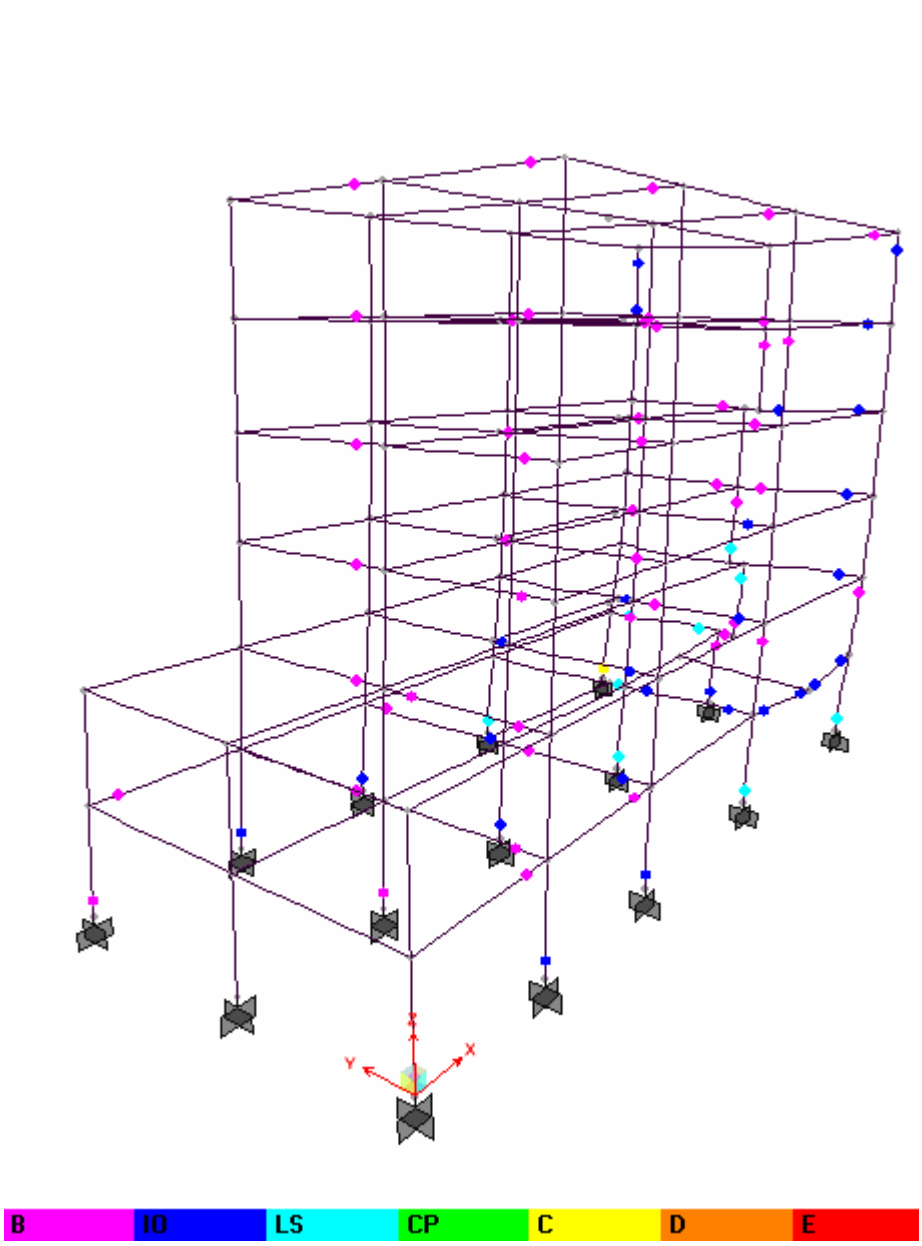


Figura 3.48 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido X del Modelo N°6

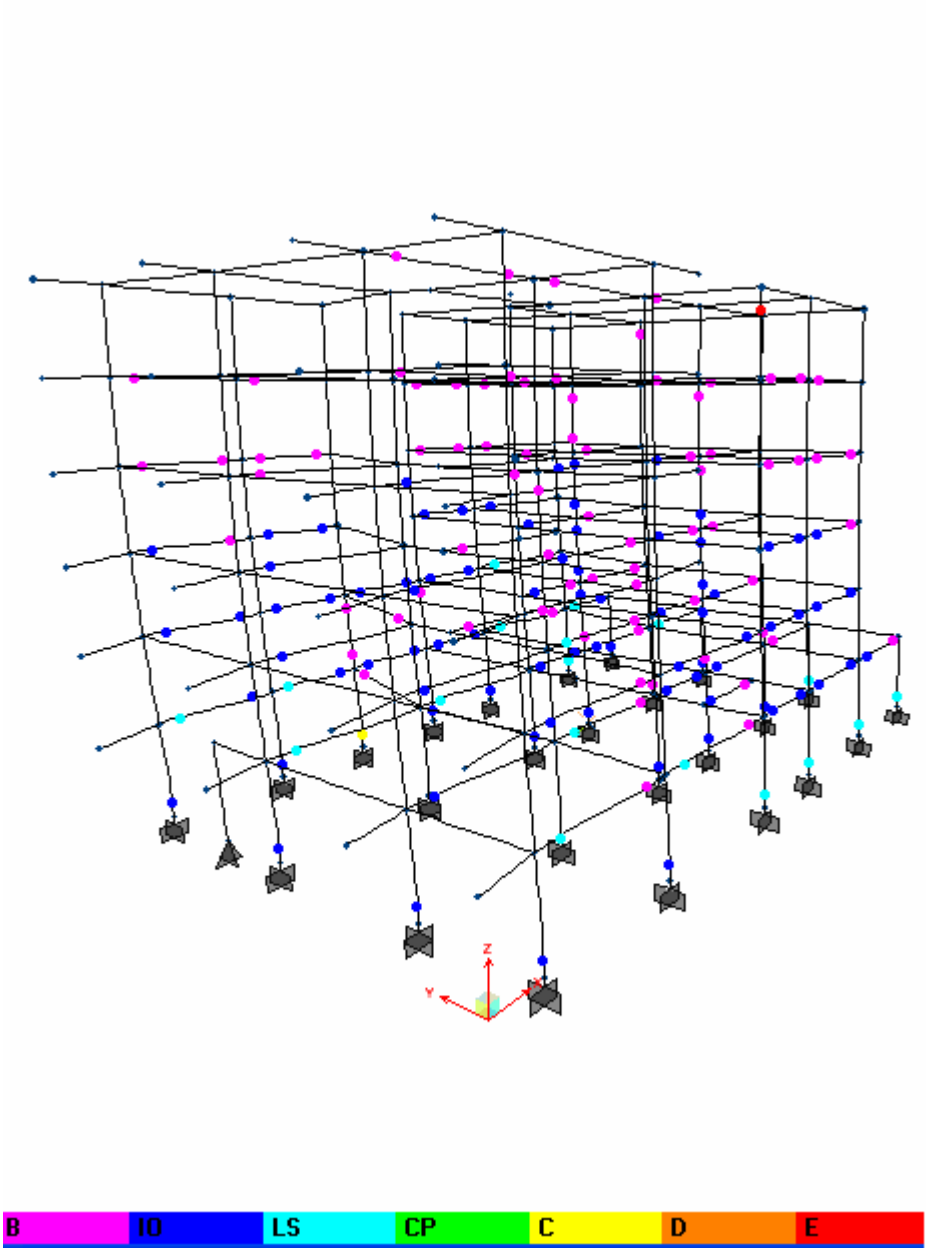


Figura 3.49 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido Y del Modelo N°6

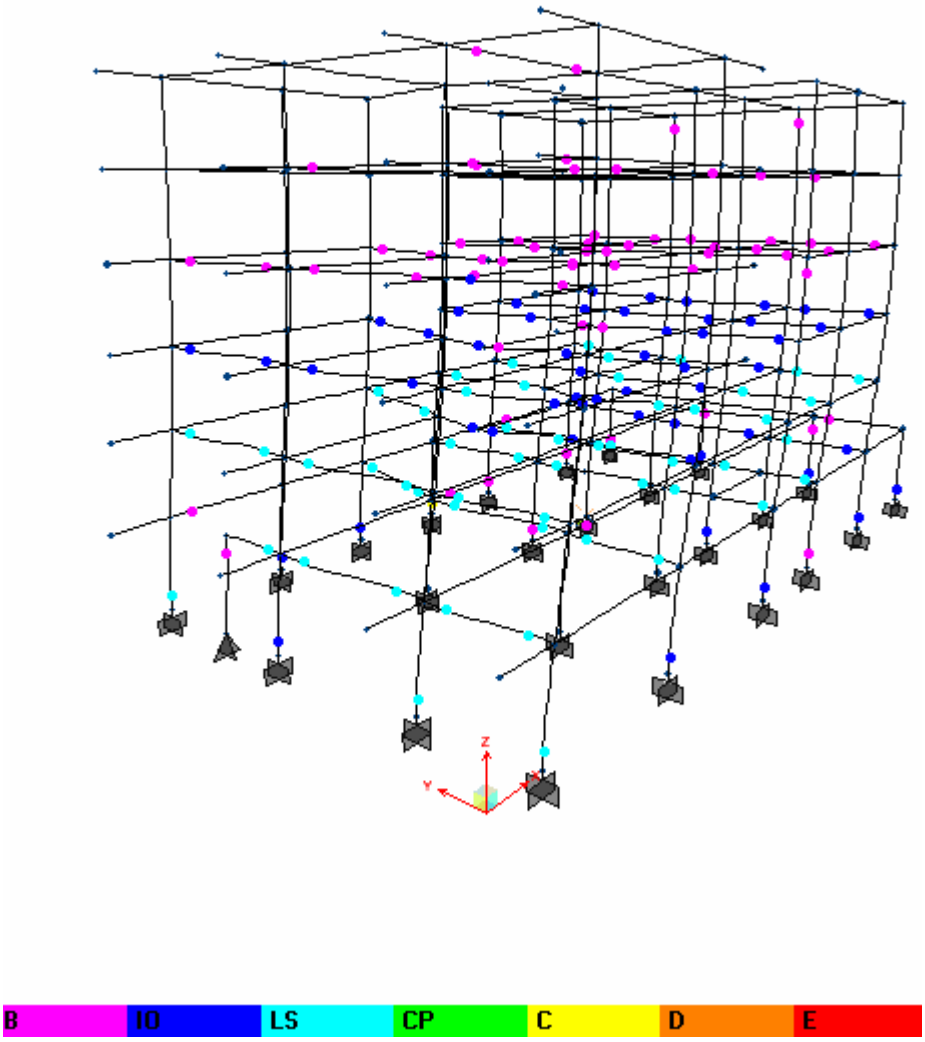


Figura 3.50 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido X del Modelo N°7

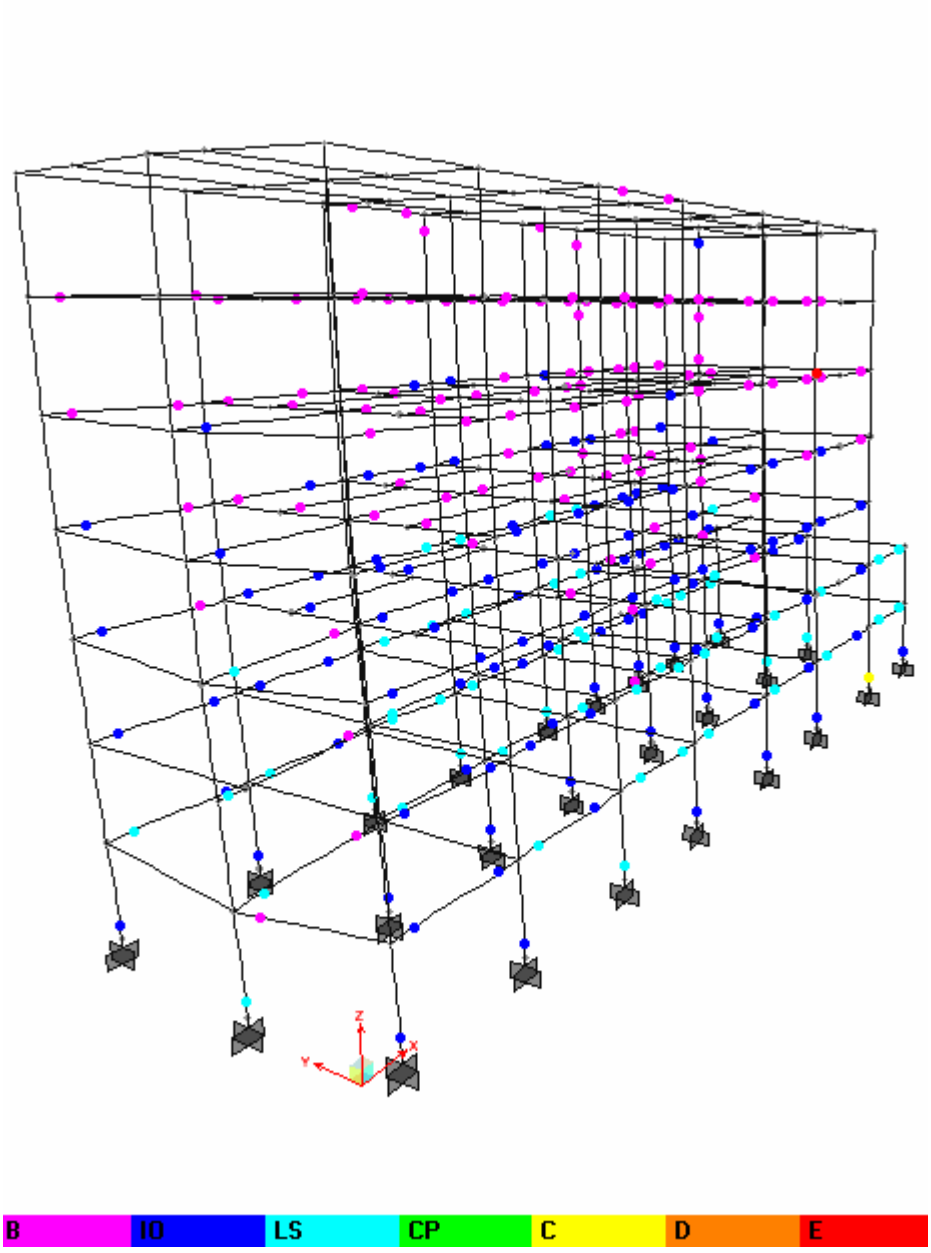


Figura 3.51 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido Y del Modelo N°7

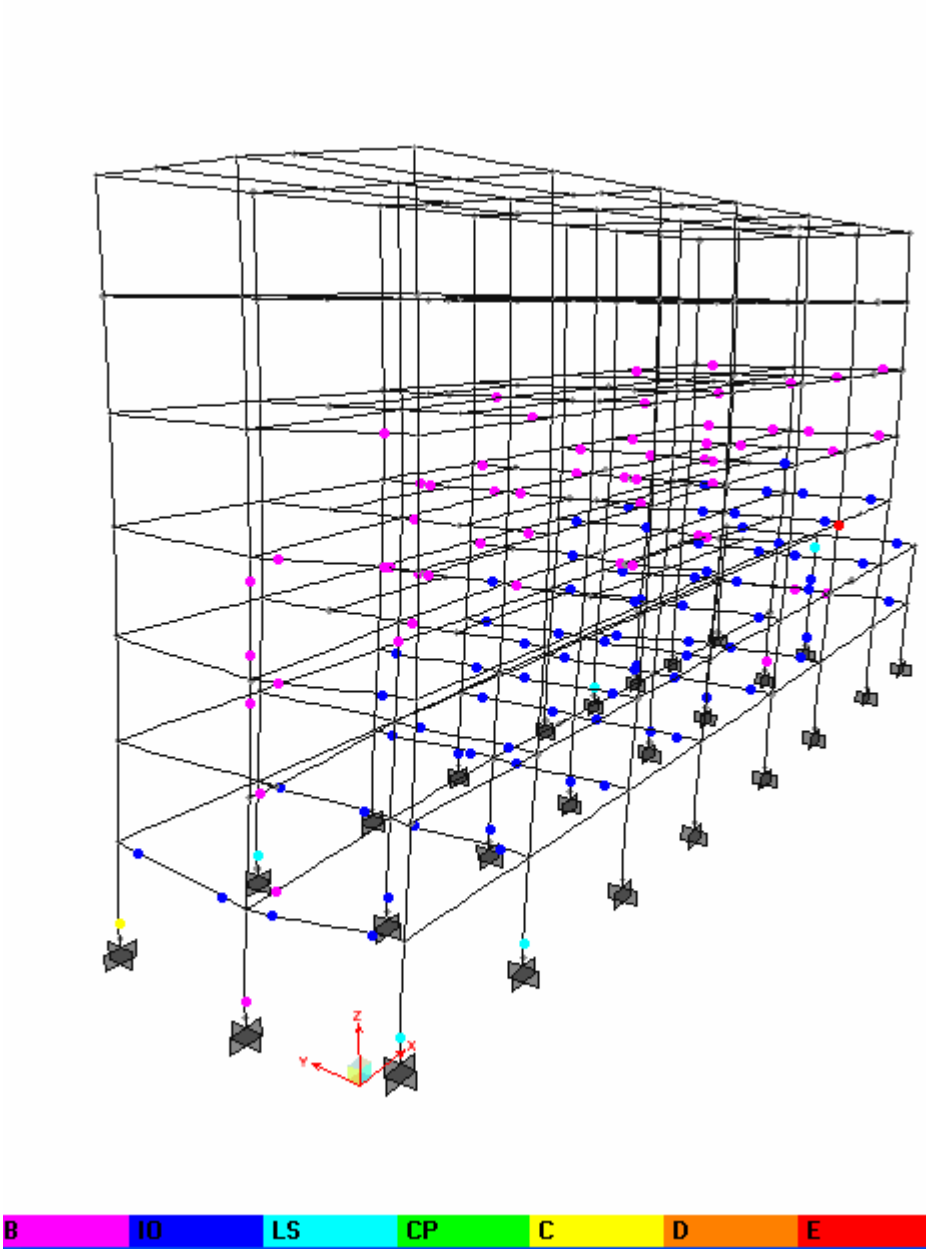


Figura 3.52 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido X del Modelo Nº8

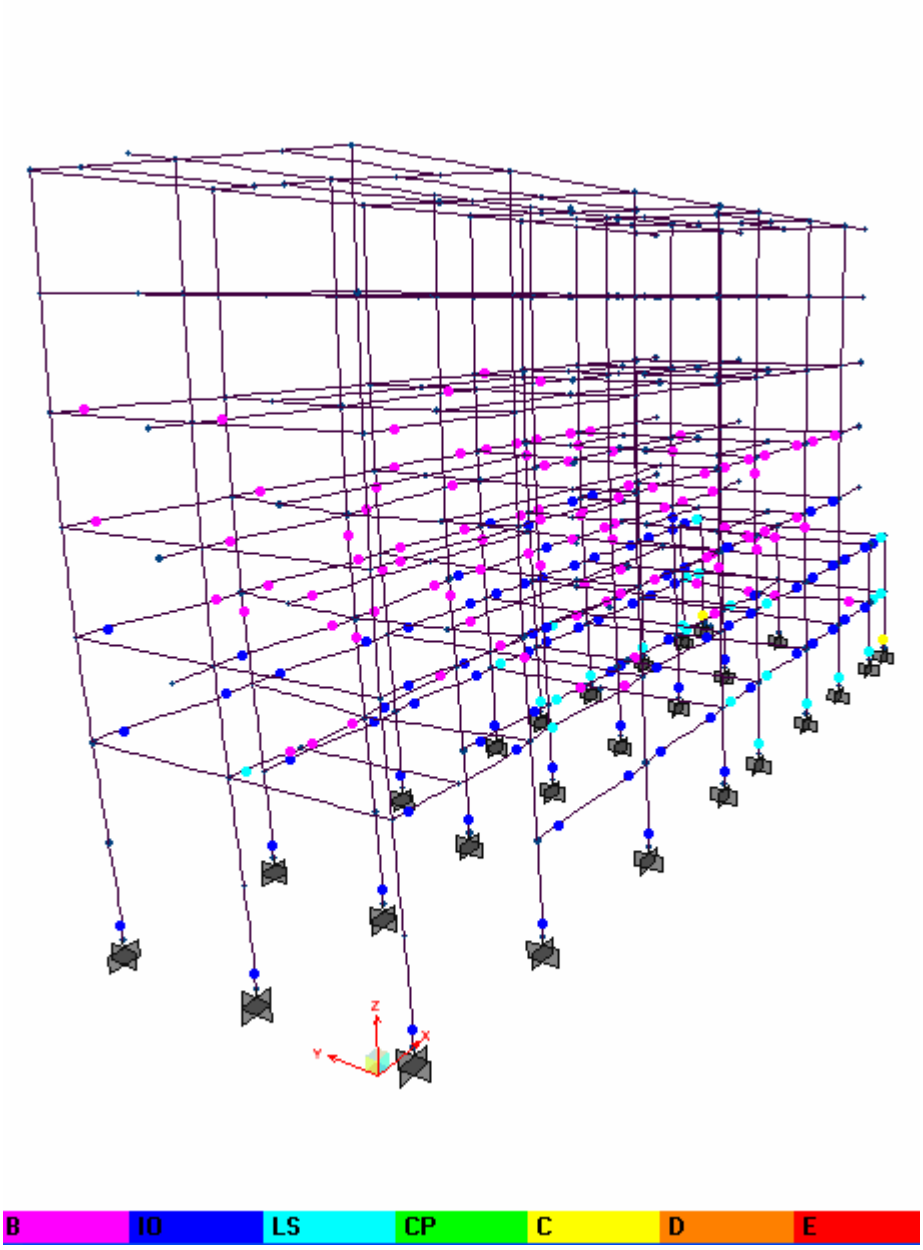


Figura 3.53 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido Y del Modelo Nº8

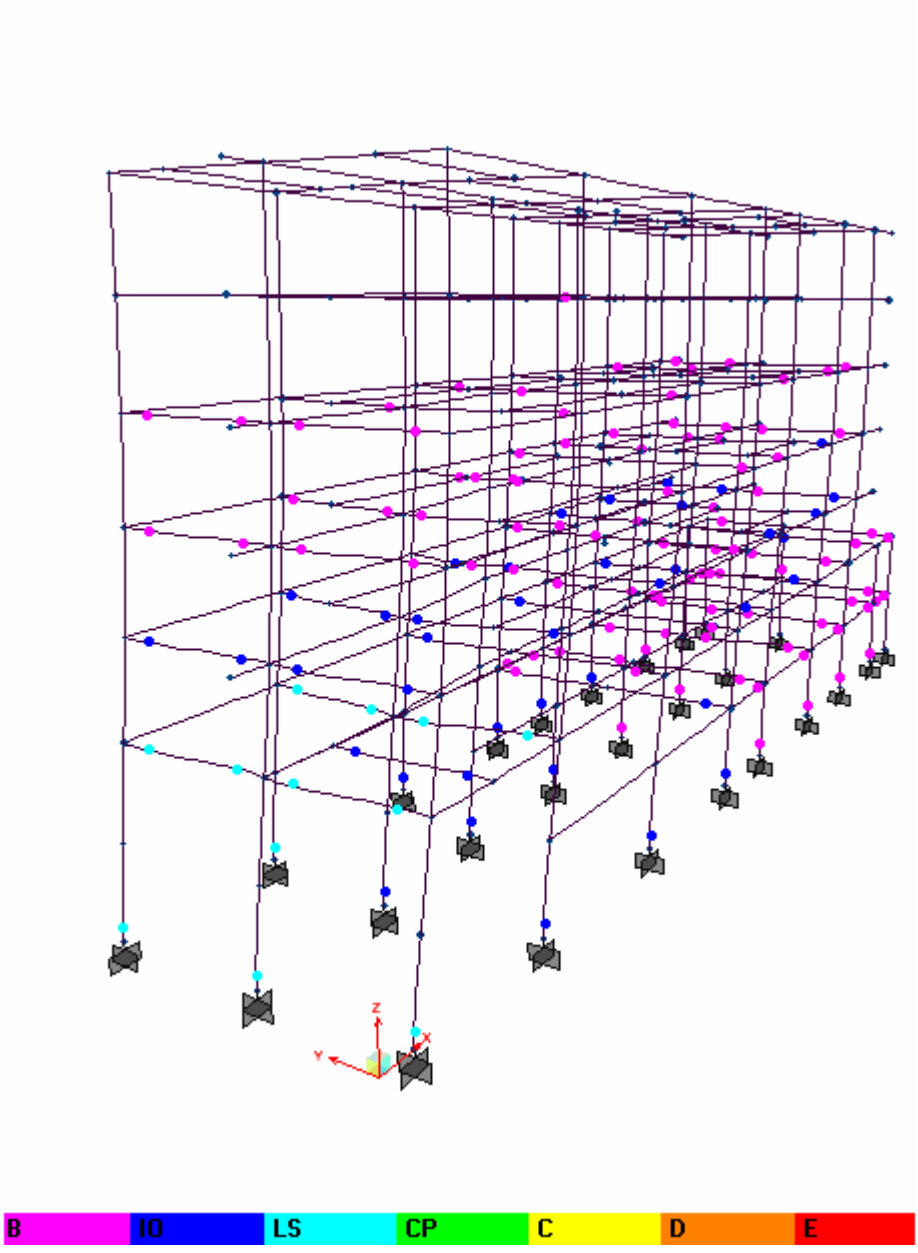


Figura 3.54 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido X del Modelo Nº9

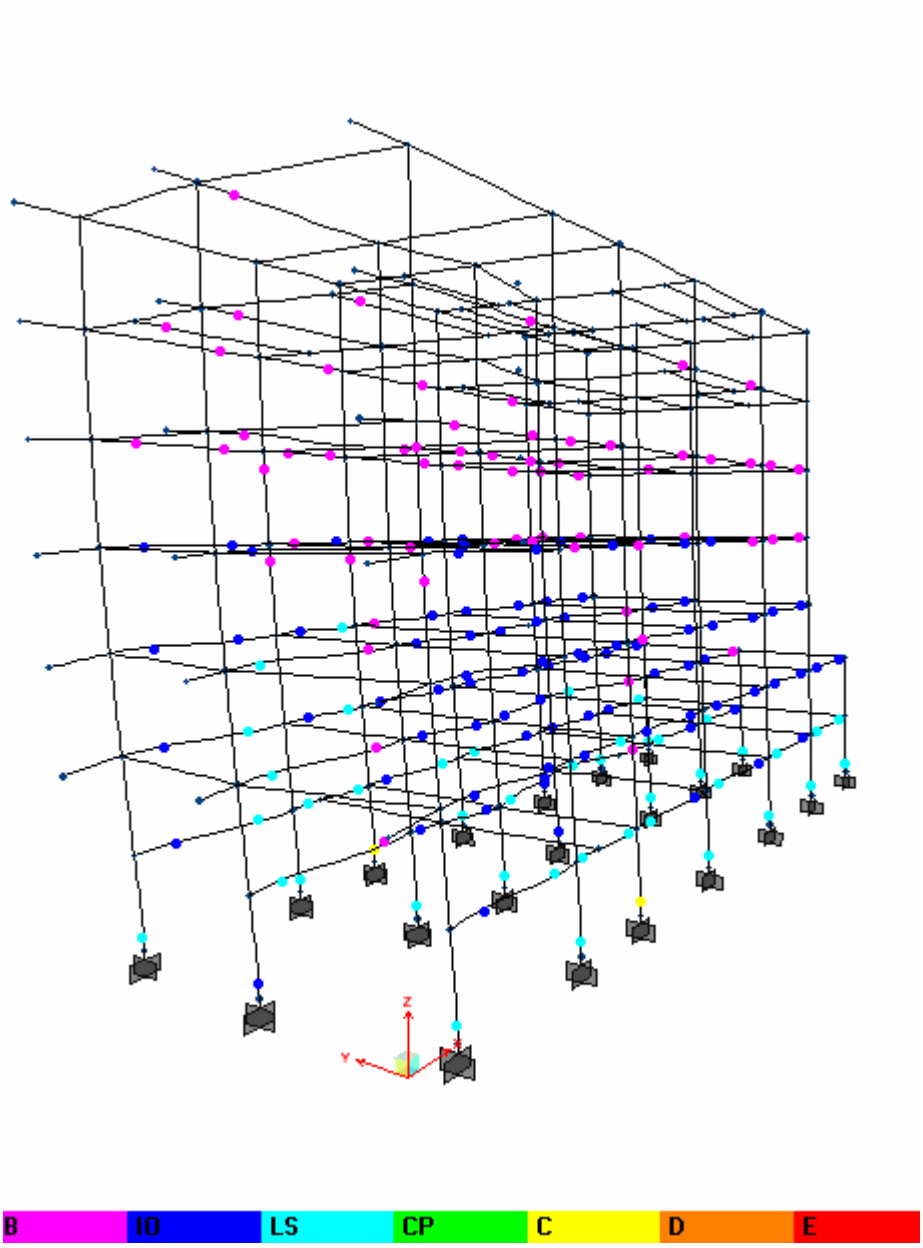


Figura 3.55 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido Y del Modelo Nº9

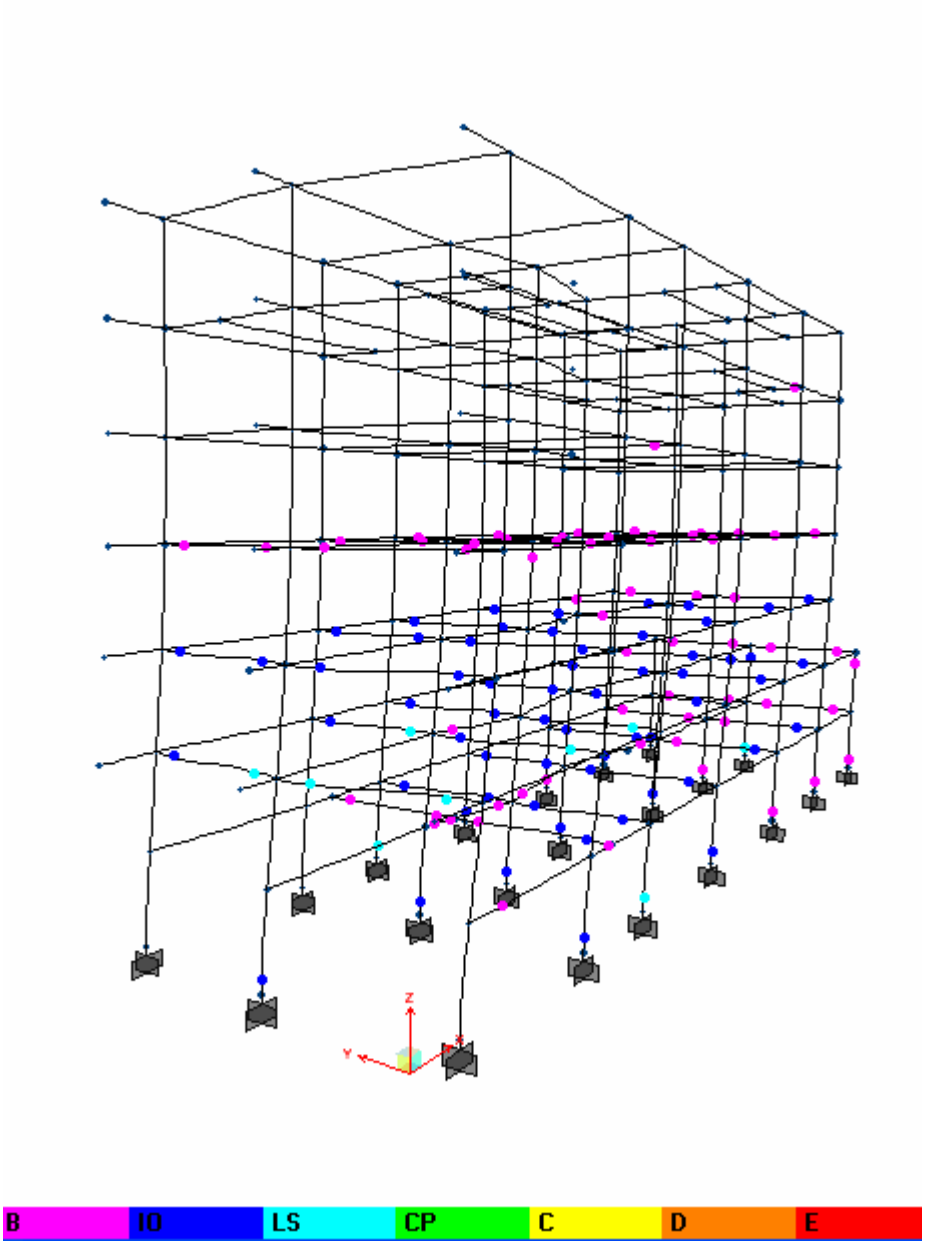


Figura 3.56 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido X del Modelo N°10

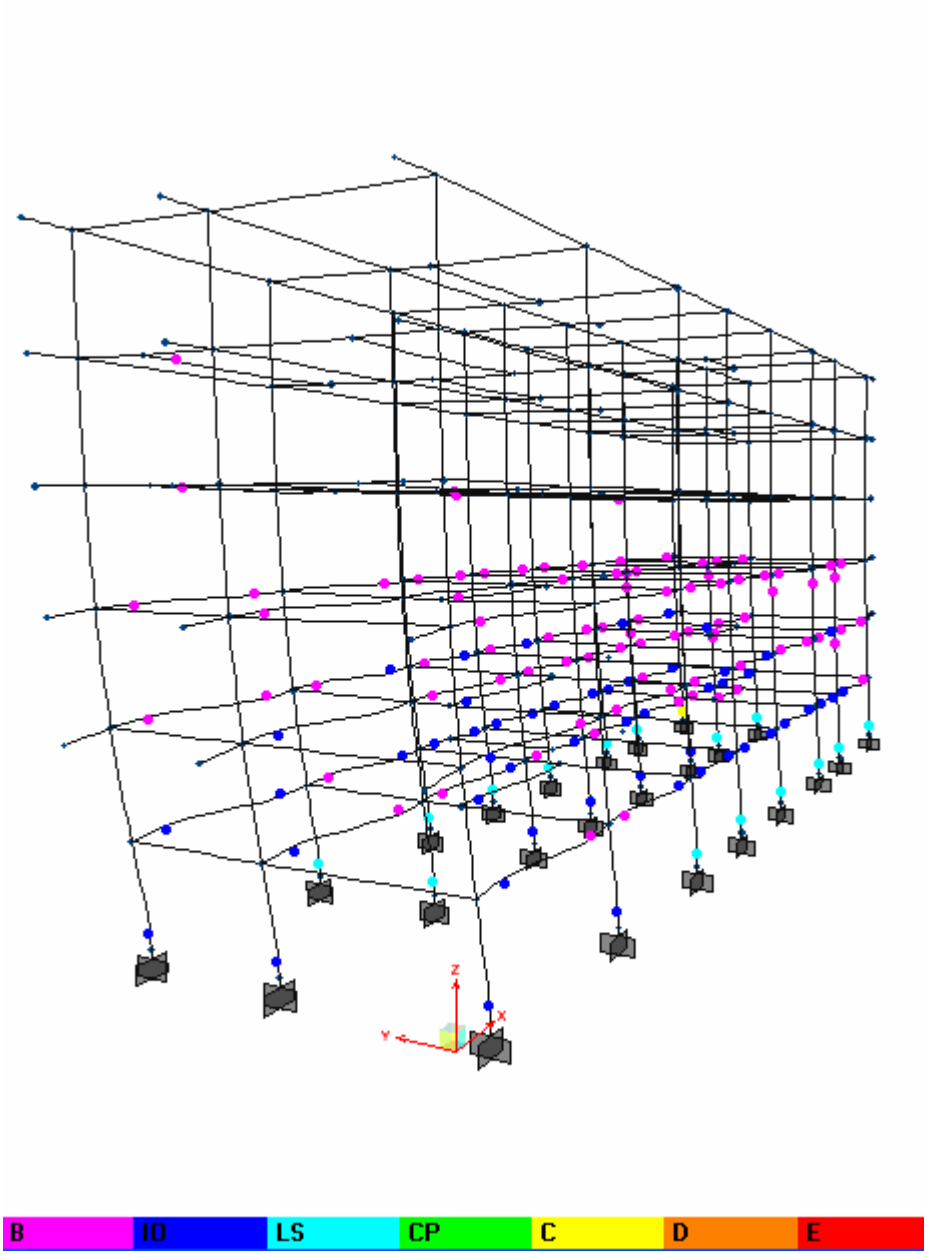
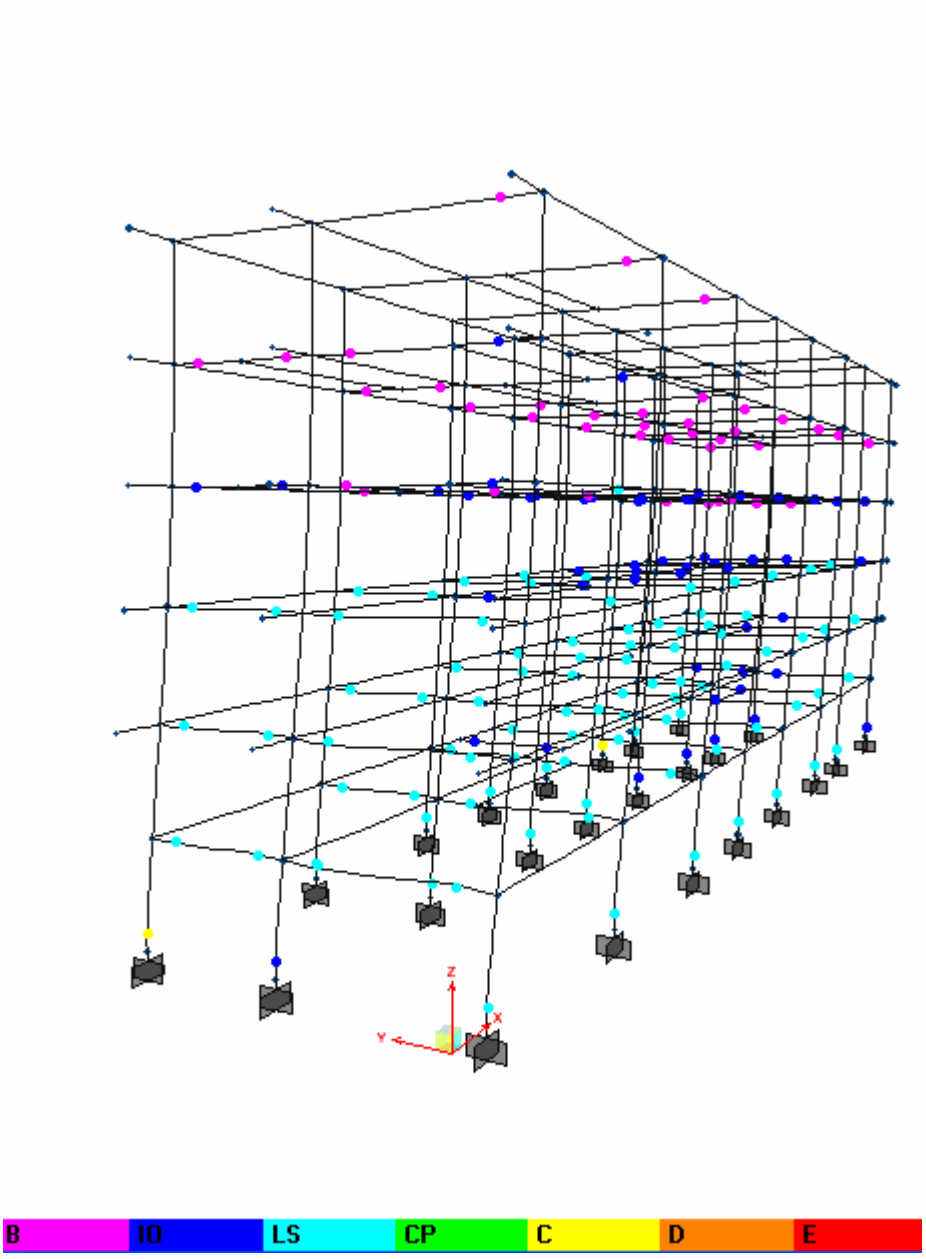


Figura 3.57 Estado de rotulación en el punto de desempeño en sentido Y del Modelo N°10



3.3.2 Clasificación de los edificios en el nivel del comportamiento estructural en el cual es asignado después del análisis *pushover*.

Tabla 3.3 Nivel de comportamiento estructural para los modelos

	TIPO DEMANDA	DIRECCION SISMO	NIVEL DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL
MDELO 1	ZONA 2	X	NP
		Y	NP
	NSR-98-S1	X	NP
		Y	NP
	NSR-98-S2	X	NP
		Y	NP
MODELO 2	ZONA 2	X	NP
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
	NSR-98-S1	X	NP
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
	NSR-98-S2	X	NP
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
MODELO 3	ZONA 2	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
	NSR-98-S1	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
	NSR-98-S2	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
MODELO 4	ZONA 2	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
	NSR-98-S1	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
	NSR-98-S2	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
MODELO 5	ZONA 2	X	NP
		Y	NP
	NSR-98-S1	X	NP
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
	NSR-98-S2	X	NP
		Y	NP

	RIESGO INMINENTE
	REPARACIONES NECESARIAS

Tabla 3.3 Nivel de comportamiento estructural para los modelos

	TIPO DEMANDA	DIRECCION SISMO	NIVEL DE COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL
MODELO 6	ZONA 2	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
	NSR-98-S1	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
	NSR-98-S2	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
MODELO 7	ZONA 2	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	SEGURIDAD DE LA VIDA
	NSR-98-S1	X	SEGURIDAD DE LA VIDA
		Y	SEGURIDAD DE LA VIDA
	NSR-98-S2	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	SEGURIDAD DE LA VIDA
MODELO 8	ZONA 2	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
	NSR-98-S1	X	SEGURIDAD DE LA VIDA
		Y	SEGURIDAD DE LA VIDA
	NSR-98-S2	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
MODELO 9	ZONA 2	X	SEGURIDAD DE LA VIDA
		Y	SEGURIDAD DE LA VIDA
	NSR-98-S1	X	SEGURIDAD DE LA VIDA
		Y	SEGURIDAD DE LA VIDA
	NSR-98-S2	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	SEGURIDAD DE LA VIDA
MODELO 10	ZONA 2	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
	NSR-98-S1	X	SEGURIDAD DE LA VIDA
		Y	SEGURIDAD DE LA VIDA
	NSR-98-S2	X	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL
		Y	ESTABILIDAD ESTRUCTURAL

	RIESGO INMINENTE
	REPARACIONES NECESARIAS

Tabla 3.4 Nivel de comportamiento estructural para los modelos

COMPORTAMIENTO DE LOS PARAMETROS EN LOS MODELOS (ZONA 2 SISMO X)							
EDIFICIO	**# PISOS**	**ALTURA**	**PERIODO**	**V/W**	**Δmax/Δadm**	**NIVEL COMP**	**ROTULAS**
MOD 1	9	25,2	1,89	0,000	0	NP	1192
MOD 2	9	17,5	0,98	0,000	0	NP	614
MOD 3	6	16,8	1,36	0,337	3,42	SS	442
MOD 4	6	16,8	0,97	0,482	2,20	SS	610
MOD 5	6	16,8	1,21	0,000	0	NP	420
MOD 6	6	16,32	1,38	0,324	4,20	SS	726
MOD 7	7	19,6	1,09	0,480	3,16	SS	1014
MOD 8	7	19,6	1,17	0,395	1,46	SS	1084
MOD 9	7	19,6	1,24	0,558	2,66	LS	776
MOD 10	6	16,8	0,9	0,578	1,52	SS	806

Tabla 3.5 Nivel de comportamiento estructural para los modelos

COMPORTAMIENTO DE LOS PARAMETROS EN LOS MODELOS (ZONA 2 SISMO Y)							
EDIFICIO	**# PISOS**	**ALTURA**	**PERIODO**	**V/W**	**Δmax/Δadm**	**NIVEL COMP**	**ROTULAS**
MOD 1	9	25,2	1,89	0	0	NP	1192
MOD 2	7	17,5	0,98	0,482686	5,2	SS	614
MOD 3	6	16,8	1,36	0	0	SS	442
MOD 4	6	16,8	0,97	0,427322	2,62	SS	610
MOD 5	6	16,8	1,21	0	0	NP	420
MOD 6	6	16,32	1,38	0,275478	4,40	SS	726
MOD 7	7	19,6	1,09	0,321941	2,92	LS	1014
MOD 8	7	19,6	1,17	0,315628	3,36	SS	1084
MOD 9	7	19,6	1,24	0,35883	3,29	LS	776
MOD 10	6	16,8	0,9	0,324642	5,04	SS	806

Tabla 3.6 Nivel de comportamiento estructural para los modelos

COMPORTAMIENTO DE LOS PARAMETROS EN LOS MODELOS (NSR-98 S1 SISMO X)							
EDIFICIO	**# PISOS**	**ALTURA**	**PERIODO**	**V/W**	**Δmax/Δadm**	**NIVEL COMP**	**ROTULAS**
MOD 1	9	25,2	1,89	0,000	0	NP	1192
MOD 2	7	17,5	0,98	0,000	0	NP	614
MOD 3	6	16,8	1,36	0,311	4,09	SS	442
MOD 4	6	16,8	0,97	0,455	2,13	SS	610
MOD 5	6	16,8	1,21	0,000	0	NP	420
MOD 6	6	16,32	1,38	0,305	3,77	SS	726
MOD 7	7	19,6	1,09	0,450	3,24	LS	1014
MOD 8	7	19,6	1,17	0,378	1,68	LS	1084
MOD 9	7	19,6	1,24	0,533	2,62	LS	776
MOD 10	6	16,8	0,9	0,557	1,91	LS	806

Tabla 3.7 Nivel de comportamiento estructural para los modelos

COMPORTAMIENTO DE LOS PARAMETROS EN LOS MODELOS (NSR-98 S1 SISMO Y)							
EDIFICIO	**# PISOS**	**ALTURA**	**PERIODO**	**V/W**	**Δmax/Δadm**	**NIVEL COMP**	**ROTULAS**
MOD 1	9	25,2	1,89	0	0	NP	1192
MOD 2	7	17,5	0,98	0,447181	4,61	SS	614
MOD 3	6	16,8	1,36	0,251066	0,13	SS	442
MOD 4	6	16,8	0,97	0,405829	2,61	SS	610
MOD 5	6	16,8	1,21	0,343272	5,03	SS	420
MOD 6	6	16,32	1,38	0,25674	6,61	SS	726
MOD 7	7	19,6	1,09	0,303628	3,39	LS	1014
MOD 8	7	19,6	1,17	0,297888	3,87	LS	1084
MOD 9	7	19,6	1,24	0,342267	3,01	LS	776
MOD 10	6	16,8	0,9	0,30666	5,83	LS	806

3.3 COMPORTAMIENTO DE LOS PARAMETROS EN LOS MODELOS

3.3.1 Comportamiento del coeficiente sísmico contra los números de pisos en los edificios

Fig. 3.58 Zona 2- Sismo X

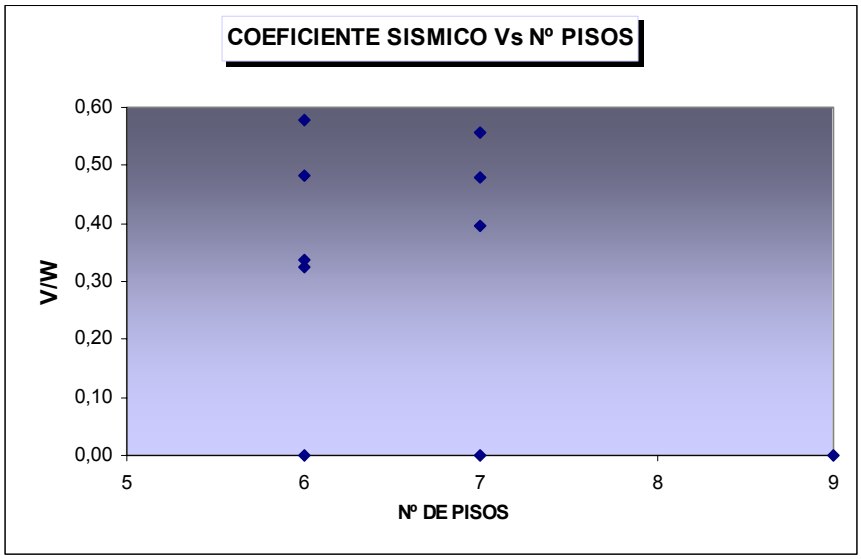


Fig. 3.59 Zona 2- Sismo Y

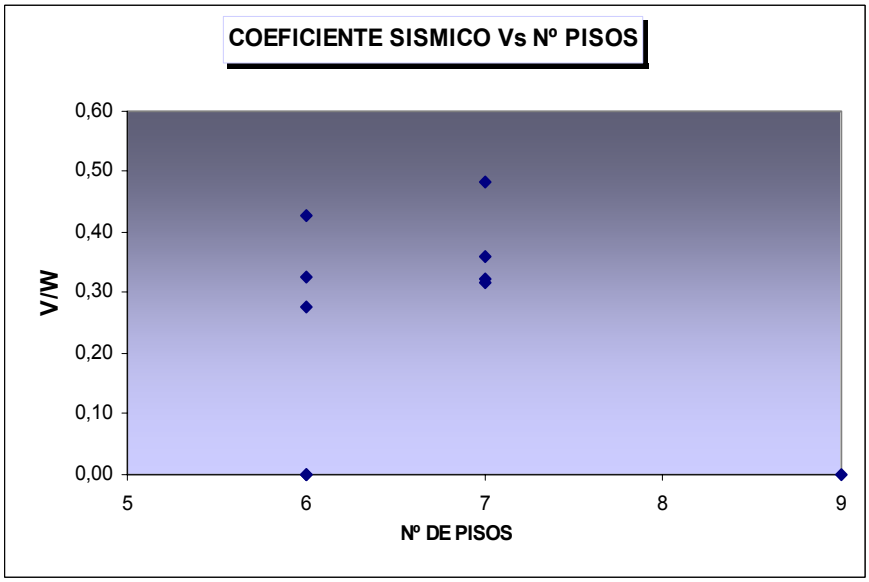


Fig. 3.60 NSR-98-S1 Sismo X

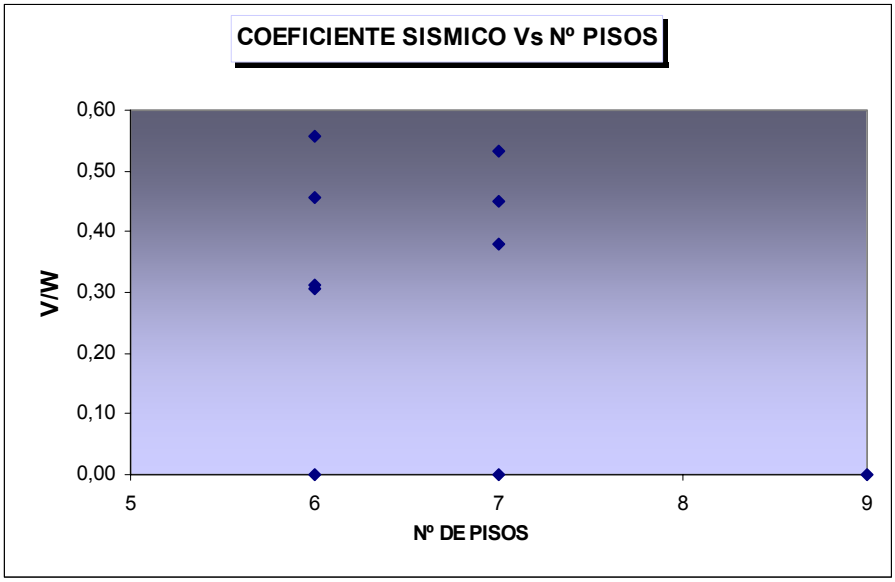
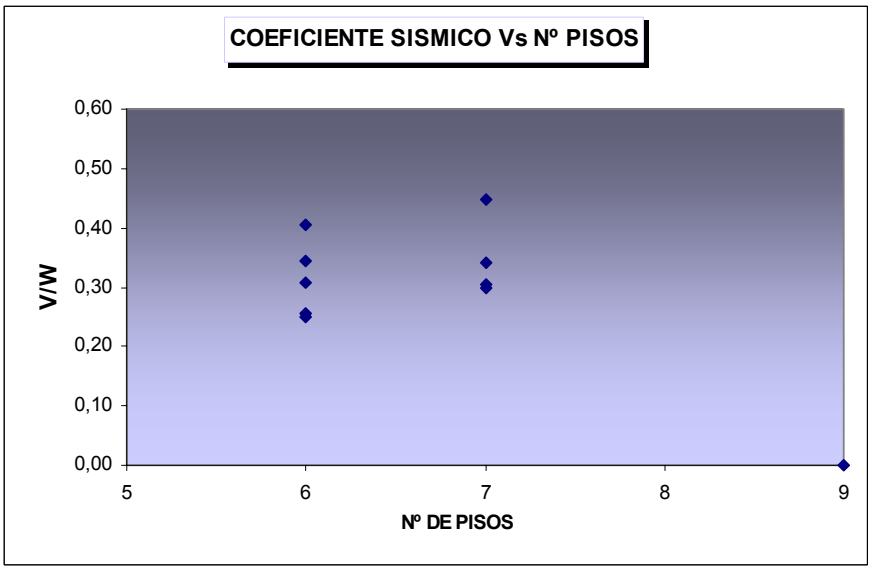


Fig. 3.61NSR-98-S1 Sismo Y



3.3.2 Comportamiento de la relación Dmax/Dadm contra los números de pisos de los edificios

Fig. 3.62 Comportamiento de Dmax/Dadm vs. numero de pisos-Zona 2 Sismo X

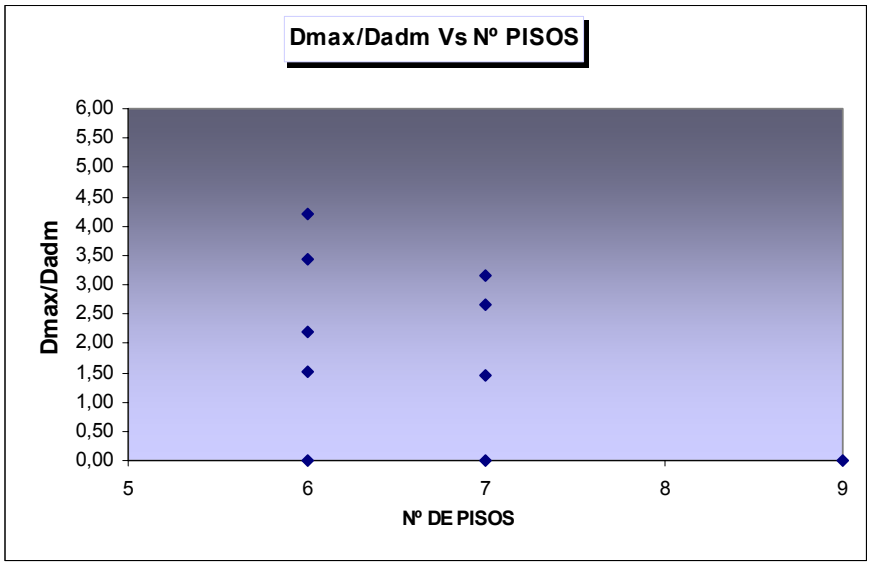


Fig. 3.63 Comportamiento de Dmax/Dadm vs. numero de pisos-Zona 2 Sismo Y

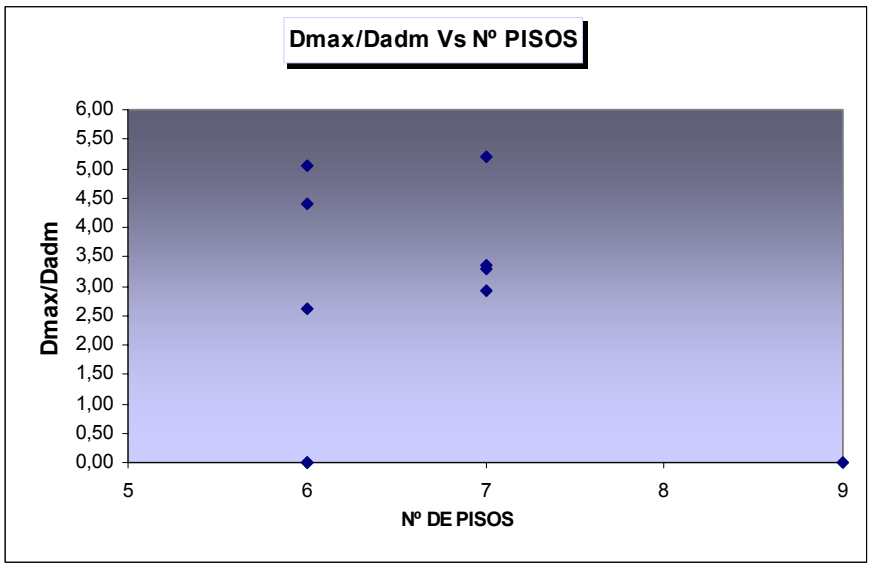


Fig. 3.64 Comportamiento de Dmax/Dadm Vs numero de pisos-NSR-98S1 Sismo X

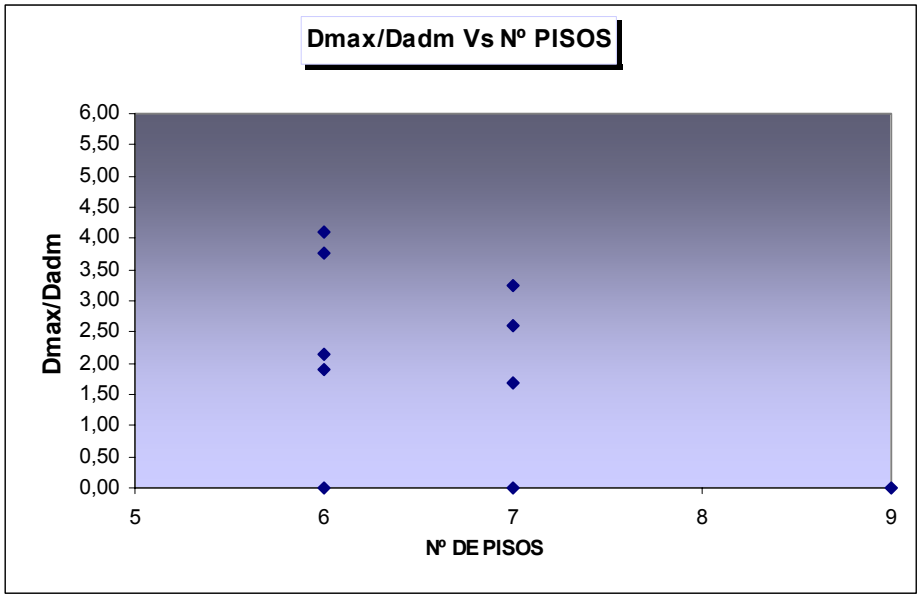
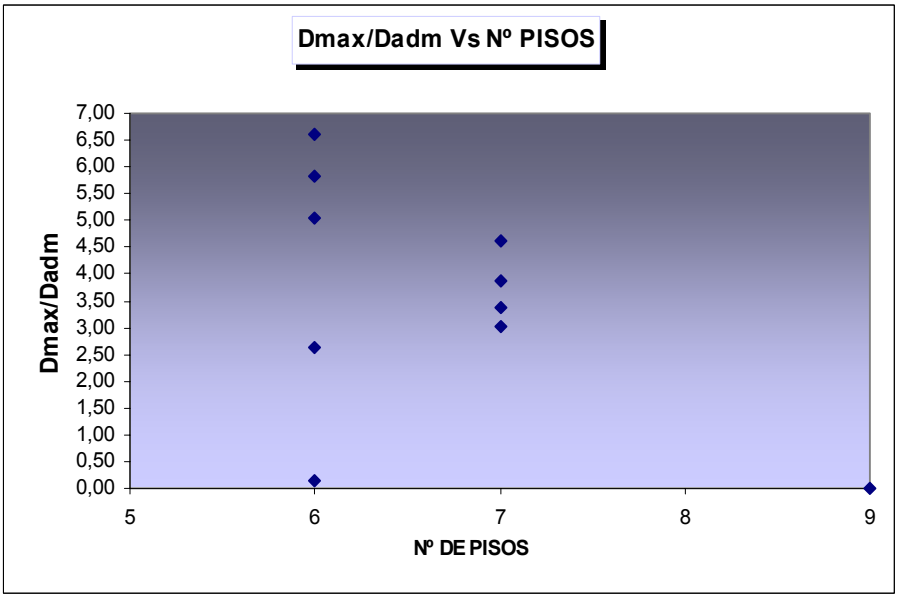


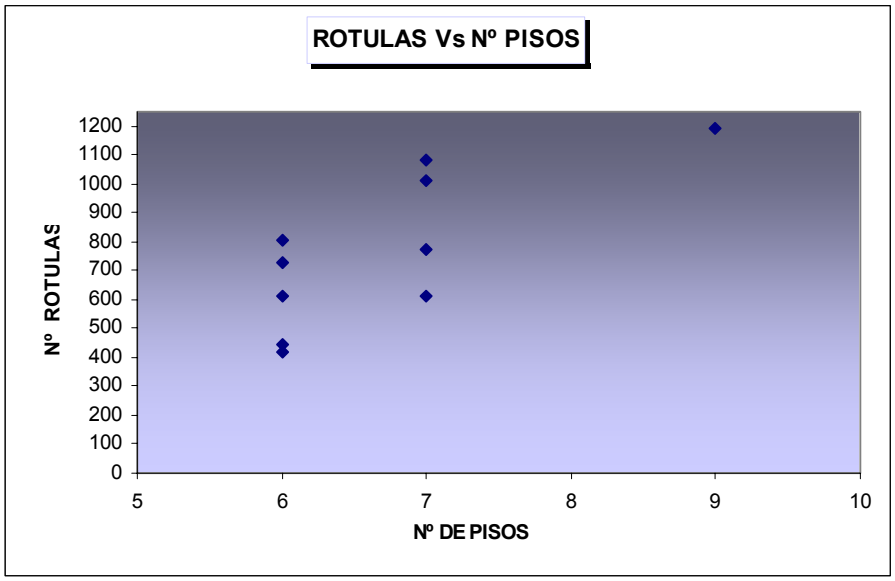
Fig. 3.65 Comportamiento de Dmax/Dadm Vs numero de pisos-NSR-98S1 Sismo Y



3.3.3 Estado de rotulación de todos los modelos

Para hallar el estado de rotulación de los diferentes modelos se consultó en SAP 2000 "***static pushover curve***" en la grafica de cortante basal contra desplazamiento en la cubierta para obtener las rotulas formadas en cada rango de nivel de comportamiento para todos los pasos que pudo grabar el análisis.

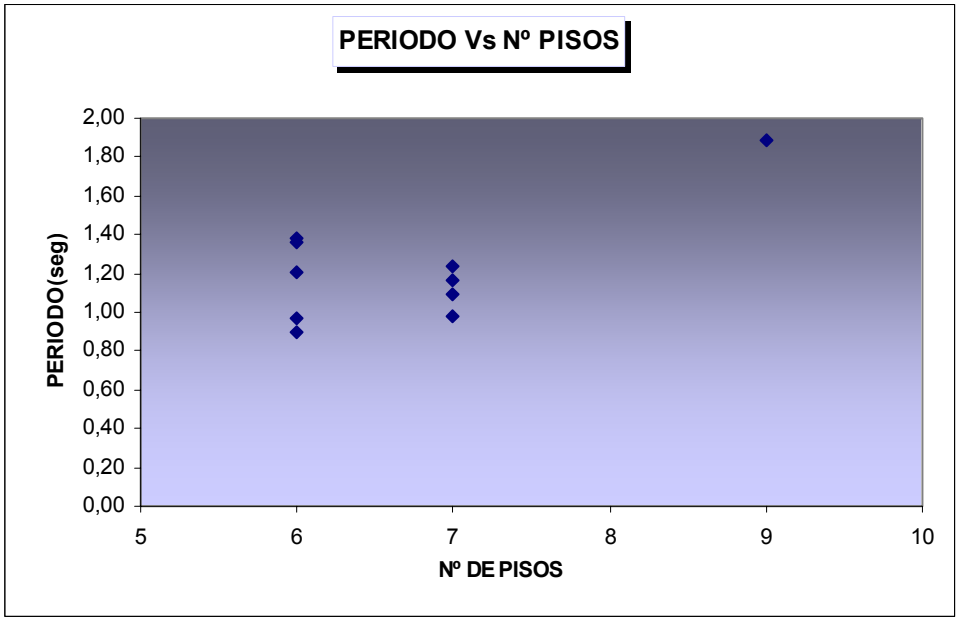
Fig. 3.66 Comportamiento del estado de rotulación contra los números de pisos de todos los edificios (Zona 2-NSR-98 S1)



3.3.4 Comportamiento del periodo frente al número de pisos de los diferentes modelos.

El periodo para cada modelo fue determinado mediante un análisis modal espectral en el cual se observo la razón de participación de las masas y se constató que el primer periodo de vibración es el que predominó en el análisis realizado. A continuación se muestra en la Fig. 3.68 el periodo frente a los pisos de cada edificio en estudio, y se puede ver el comportamiento lineal demostrando que a mayor altura del edificio se presenta un periodo consecuentemente mayor en los edificios.

Fig. 3.68 Período contra el número de pisos de todos los edificios



CONCLUSIONES

En el estudio de la evaluación de la vulnerabilidad sísmica en edificaciones aporticadas en la zona 2 de Bucaramanga mediante la metodología de análisis no lineal, usando la curva pushover se estimo el punto de comportamiento de los modelos tomados como muestra, y se observo para la gran mayoría la falta de un diseño mas exhaustivo en su configuración de elementos estructurales y la asignación de refuerzo interno.

Se observa que los modelos que han sido diseñados en una configuración de tipo ortogonal presenta mejores comportamientos estructurales ante demandas causadas por el movimiento del suelo debido a un sismo ya que esta presenta una mejor distribución de cargas y esfuerzos incrementando la capacidad de deformación de los componentes individuales de la estructura.

Es importante calcular de la manera mas precisa las propiedades de masas que presenta cada uno de los modelos, debido a que cambios significativos de la masa no representativos de la realidad generan cambios en el periodo fundamental que arrojan resultados poco confiables en el valor de cortante basal. Es decir un mayor cortante basal se presenta debido a un menor periodo de vibración que a su vez se presenta por una disminución en la masa del modelo.

Edificaciones diseñadas bajo el Código Colombiano de Construcción Sismo-Resistente decreto 1400 de 1984, presentan resistencia lateral pobre, presentando niveles de comportamiento bajos o insuficientes en un sentido y apenas aceptables en el otro.

La aceptabilidad global para cargas gravitacionales de la estructura debe permanecer intacta para un desempeño aceptable en cualquier nivel comportamiento, es por ello que el modelo Nº1 no presentó punto de comportamiento alguno, debido a la incapacidad de la estructura de redistribuir las cargas gravitacionales a otros elementos ya que en su gran mayoría se encontraban rotulados.

Es importante resaltar que dichos modelos solo fueron diseñados para un comportamiento elástico y en su gran mayoría previos al código NSR98, por lo cual estos edificios quedan en un estado de daño severo al someterlos a la metodología pushover basados en los documentos ATC40 y FEMA-273.

El coeficiente sísmico de los modelos muestra la tendencia de incrementarse a medida que aumenta el número de pisos de la edificación.

Las derivas máximas presentadas sobrepasan los valores de las derivas admisibles, esto debido a la falta de rigidez de la estructura como consecuencia de una sección transversal y cuantía baja para un estudio lineal inelástico como el aplicado.

El estado de rotulación en el que queda cada modelo después del análisis se va incrementando a medida que aumenta el número de pisos de la estructura.

RECOMENDACIONES

Seguir la investigación de los modelos mediante otras metodologías de análisis no lineal; como el método dinámico y el método dinámico simplificado que incluyan otras variables ya que el sismo es un fenómeno dinámico.

Se recomienda que para futuros diseños se haga un análisis no lineal para saber de manera más exacta el estado en el que puede llegar a quedar una estructura después de presentarse un sismo.

Realizar un estudio de vulnerabilidad sísmica en donde se tenga una base de datos de las estructuras que puedan ser mas afectadas en el momento en el que se llegue a presentar un sismo, para poder así poder tomar los correctivos necesarios por parte de los comités de emergencia de la ciudad.

BIBLIOGRAFÍA

ASOCIACIÓN COLOMBIANA DE INGENIERÍA SÍSMICA, AIS. Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR – 98. Bogotá: AIS, 1998.

ATC 40- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. Redwood City, CA, USA: Applied Technology Council, 1996. v.1.

CHAPRA, Steven; CANALE, Raymond, Métodos Numéricos para Ingenieros. Cuarta edición: Editorial McGraw Hill, 2003. 970 p.

CHOPRA, Anil K. Dynamics of Structures. Theory and applications to Earthquake Engineering.

COMPUTER AND STRUCTURES INC. SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design Version 8.0, Analysis Reference Manual. Berkeley, USA: CSI. 2002. 383 p.

FEMA 356, ASCE (American Society of Civil Engineers) Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings, Washington D.C, Federal Emergency Management Agency. USA 2000.

FIGUEROA, J. Isosistas de macrosismos mexicanos. vol. 33, 1963.

GELVEZ, Cesar; ARIAS, Rafael. Modelamiento inelástico para determinar el nivel de comportamiento y una aproximación a la rehabilitación de estructuras con disipadores de energía, Tesis de grado, 2003.

INGEOMINAS. Zonificación Sismogeotécnica Indicativa del Área Metropolitana de Bucaramanga. Bogota: INGEOMINAS, Subdirección de Amenazas Geoambientales. 2001.

LINARES, Omar; SANCHEZ, Omar. Análisis parametrico del comportamiento sísmico no - lineal de una estructura de hormigón reforzado, Tesis de grado. Pg 68-86

MALDONADO RONDON, Esperanza y CHIO CHO, Gustavo. Análisis Sísmico de Edificaciones. 1 ed. Bucaramanga: Ediciones UIS, 2004.

MCCORMAC, Jack C. Diseño de Concreto Reforzado. 4 ed. México, D.F: Alfaomega, 2002. 784 p.

NEHRP - National Earthquake Hazards Reduction Program. Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, FEMA 273, 274 Washington D.C, USA: Applied Technology Council, 1997.

NILSON, Arthur H. Diseño de Estructuras de Concreto. 12 ed, Santafé de Bogotá: McGraw-Hill, 1999.

PARK, R and PAULAY, T. Reinforced Concrete Structures. 1 ed. New York, USA: Jhon Wiley and Sons, 1975.

RICHTER, C. Elementary Seismology. W. H. Freeman y Co., EUA. 1958.

SARRIA MOLINA, Alberto. Ingeniería Sísmica. 2 ed. Bogotá: Ediciones Uniandes y Ediciones ECOE, 1995.

SEAOC (1995), "Visión 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings", Structural Engineers Association of California*,* Volumen I, Sacramento.

VANEK, J., A. ZÁPOTEK, V. Kárnik, N. KONDORSKAYA, Yu. Uniformación de las escalas de magnitud. Izvestiya Akad. Nauk URSS, Ser Geofiz. vol. 2. (1962),

SOFTWARE

SAP-2000 Nonlinear Version 8.3.3. Integrated Structural Analysis and Design Software, Computer and Structures Inc, Berkeley, California, 2004.

ANEXOS

ANEXO A: PROCEDIMIENTO ESTATICO NO LINEAL

Se presenta una breve descripción del procedimiento estático no lineal con el fin de conceptualizar lo hecho en el desarrollo de la investigación, este procedimiento presenta dos metodologías de mayor auge; el método del espectro de capacidad[25] y el método de los coeficientes de desplazamiento[26], el método propuesto por ATC-40 es el presentado en la presente investigación y consiste en interceptar la curva de capacidad y un espectro de respuesta reducido, para determinar el desplazamiento máximo esperado o punto de comportamiento; conceptos fundamentales para el buen entendimiento de la metodología son los siguientes:

Capacidad de la estructura: Esta representada por una curva (curva *pushover*) que muestra los desplazamientos laterales como una función de la fuerza aplicada a la estructura. Es decir es la habilidad de la estructura, de resistir una demanda sísmica.

Demanda sísmica: la demanda sísmica sobre la estructura se encuentra representada por el espectro del sitio donde se encuentra localizada la edificación.

Comportamiento: Para la evaluación del desplazamiento hasta el cuál llegará la estructura con el sismo de diseño se pueden emplear varios métodos, para el análisis se utilizará el método del espectro de capacidad, el cual reduce el espectro elástico debido a el amortiguamiento histerético (daño) proporcionado por la estructura, y lo intercepta con la curva de capacidad en el sistema coordenado espectral para encontrar el punto de comportamiento.

El desarrollo para determinar **curva de capacidad o CURVA PUSHOVER** de la que anteriormente se hizo alusión se presenta a continuación:

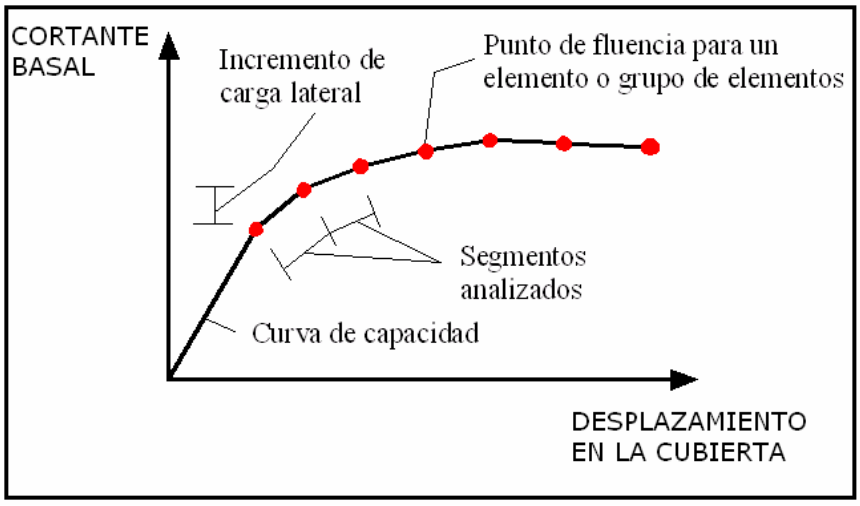
[25] ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40
[26] FEMA-273

1. Crear un modelo computacional de la estructura.
2. Clasificar cada elemento de la estructura como primario y secundario.
3. Aplicar las fuerzas laterales por piso en la estructura en proporción al producto de la masa y en la forma del modo fundamental. Este análisis debe incluir además las fuerzas gravitacionales o realizar el análisis con un desplazamiento controlado. El procedimiento de aplicar las fuerzas se puede desarrollar de la siguiente forma:
    - Simplemente aplicar una fuerza individual horizontal concentrada en el último nivel de la estructura.
    - Aplicar las fuerzas laterales a cada uno de los pisos en proporción a la altura de cada piso y a partir de la carga concentrada en el ultimo nivel de la estructura **(Fx = [Wx*Hx / ΣWx*Hx]*V).**
    - Aplicar las fuerzas laterales en proporción al producto de las masas por piso y el primer modo de vibración del modelo elástico de la estructura
    - **(Fx = [Wx*Φx / ΣWx* Φx]*V).** Puede ser requerido para edificios con pisos débiles
    - Similar a los pasos anteriores, pero incluyendo los efectos de modos de vibración mas altos en la determinación de la fluencia de los elementos estructurales individuales mientras se grafica la curva de capacidad para el edificio en términos de fuerzas laterales y desplazamientos del primer modo. Puede ser requerido para edificios altos o para aquellos con irregularidades que causen una significativa participación de otros modos.
4. Calcular las fuerzas en los miembros para las combinaciones requeridas de carga vertical y lateral.
5. Ajustar el nivel de carga lateral tanto que algún elemento (o grupo de elementos) sea esforzado hasta encontrarse dentro del 10% de la carga de este miembro.
6. Registrar el cortante basal y el desplazamiento en la cubierta de la estructura.
7. Revisar el modelo usando una rigidez muy pequeña o cero para los elementos que fluyeron.
8. Aplicar un nuevo incremento de carga lateral semejante a la estructura ya revisada hasta que otro elemento (o grupo de elementos) fluyan. Las fuerzas y rotaciones actuales por elemento al principio de un incremento son iguales a aquellos al final de un incremento previo. Sin embargo, cada aplicación de un incremento de carga lateral

se considera como un análisis separado que comienza a partir de condiciones iniciales; luego para determinar cuando el siguiente elemento llega a la fluencia, es necesario sumar las fuerzas del análisis en marcha al total de los incrementos previos. Lo mismo, para determinar la rotación de los elementos.

9. Sumar el incremento de carga lateral y el correspondiente incremento de desplazamiento en la cubierta a los totales previos para así obtener el valor acumulado del cortante y desplazamiento.
10. Repetir los pasos 7, 8 y 9 hasta que la estructura llegue a un estado último, como inestabilidad debido a los efectos P-Δ, distorsiones considerables más allá del nivel de desempeño deseado, que cuando un elemento ha alcanzando un nivel de deformación lateral donde existe una significativa degradación de la resistencia o que llega a un nivel de deformación lateral tal que su capacidad de soporte bajo cargas gravitacionales se pierde.

Figura A.1. Curva Modelo de capacidad



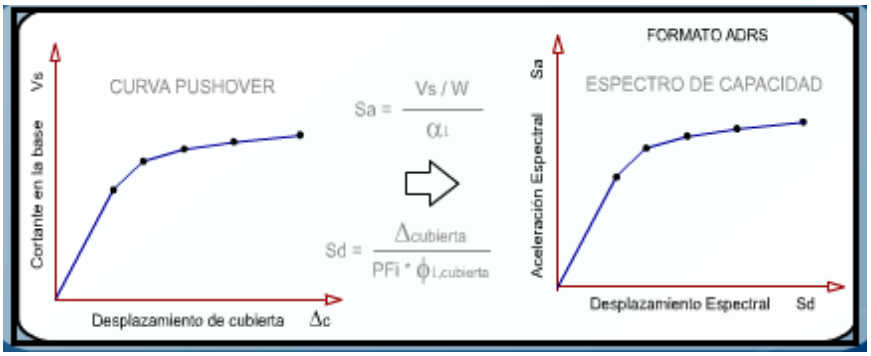
Fuente. Adaptada ATC40

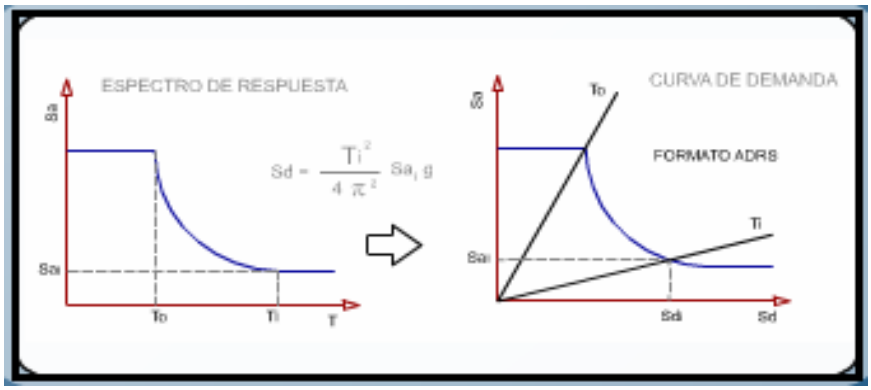
Se debe determinar la **demanda sísmica** a la cual va a estar sometida la estructura, para ello se utiliza el método del espectro de capacidad, en este el desplazamiento de demanda ocurre en un punto sobre la curva de capacidad denominado **punto de comportamiento,** para ello debe estar el punto en la curva de capacidad de forma que

represente la estructura en un determinado desplazamiento y que a su vez el punto se encuentre dentro de la curva del espectro de demanda, amortiguado a un valor que represente la demanda no lineal hasta el punto de comportamiento.

Es importante destacar que la capacidad de una edificación en particular y la demanda que le impone el sismo no son independientes; pues cuando se incrementa la demanda, la estructura entra en una etapa donde los elementos ceden, la rigidez disminuye y los periodos de vibración se alargan, lo cual hace visible el método del espectro de capacidad. Además la energía disipada por ciclo aumenta debido a la degradación de la rigidez; esto si la edificación tiene la capacidad de experimentar ciclos de histéresis grandes. La determinación del punto donde la capacidad y la demanda se igualan requiere de un proceso iterativo. El espectro elástico se reduce teniendo en cuenta un factor de reducción que toma en cuenta la disipación histerética de energía o factor de amortiguamiento efectivo asociado al punto de desplazamiento obtenido en cada fase. Una vez se halla el punto de desempeño asociado a la edificación durante el sismo de demanda; se puede concluir la aceptabilidad o necesidad de rehabilitación de la estructura. Otro de los aspectos de gran importancia es la conversión de las curvas al formato ADRS, la curva de capacidad y el espectro de respuesta se deben presentar en términos de aceleración espectral (Sa) y desplazamiento espectral (Sd).

Figura A.2. Conversión de la curva de capacidad a formato ADRS





Fuente: Seminario de Vulnerabilidad Sísmica. Arias Rafael

Representación bilineal del espectro de capacidad: Una representación bilineal del espectro de capacidad es necesaria para estimar el amortiguamiento efectivo y lograr una apropiada reducción del espectro de demanda. La construcción de una representación bilineal requiere la definición de los puntos a_{pi}, d_{pi}. Este punto es una aproximación del punto de desempeño realizada por el ingeniero para desarrollar un espectro de respuesta a la demanda reducida. A menudo, la aproximación del igual desplazamiento puede usarse para hacer una aproximación de a_{pi}, d_{pi}.

Reducción del espectro de respuesta: El coeficiente de amortiguamiento es función del nivel de esfuerzos a que está sujeta la estructura. La mayor parte de las normas sísmicas obtiene los espectros elásticos para un 5% de amortiguamiento, para las estructuras de hormigón armado. Este valor está asociado a las tensiones de servicio menores a los del 50% de los de fluencia. Para el caso de un sismo fuerte, los momentos y fuerzas en los elementos serán mayores al 50% de los de fluencia y el amortiguamiento, será mayor debido a la redistribución de esfuerzos y al mecanismo de disipación de energía. Existe una combinación de amortiguamiento viscoso que es inherente en la estructura y de amortiguamiento histerético. El amortiguamiento histerético es relativo al área dentro del ciclo que se forma cuando la fuerza del sismo es graficada contra el desplazamiento de la estructura. El amortiguamiento histerético puede ser representado como un equivalente de amortiguamiento viscoso.

El amortiguamiento viscoso equivalente, *βeq*, asociado con un desplazamiento máximo de d_{pi}, puede ser estimado a partir de la siguiente ecuación:

* $\beta eq = \beta o + 0.05$ (Ec. 6)

Ecuación en que:

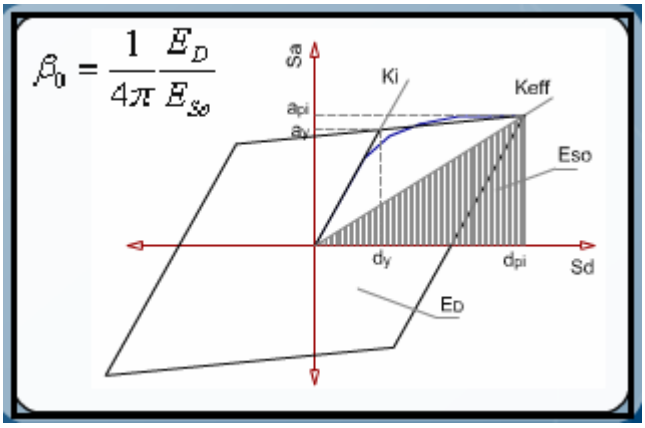
- *βo* = Amortiguamiento histerético representado como un amortiguamiento viscoso equivalente. Calculado con:

* $\beta o = \frac{1}{4\Pi}\frac{E_D}{E_{So}}$ (Ec. 7)

Donde:

E_D = energía disipada por el amortiguamiento.
E_{so} = máxima energía de deformación.

Figura A.4. Calculo del amortiguamiento viscoso equivalente para la reduccion espectral.



Cálculo del Punto de Desempeño por metodología ATC-40: En el ATC-40 (1) se describen tres métodos para determinar el punto de desempeño. Estos son: procedimiento A, B y C. Hace énfasis en el procedimiento A por ser el que mejor claridad y transparencia presenta en la aplicación de la metodología. Es un método analítico conveniente para ser programado y de fácil entendimiento. El software SAP2000 incluye

la metodología propuesta en el ATC-40 y calcula el punto de desempeño estructural por medio de la intersección de la demanda y la Capacidad.

Procedimiento A:

En este método se puede hacer la iteración por métodos manuales o por hoja electrónica para llegar a la convergencia. Cuando el desplazamiento entre el espectro de demanda y el espectro de capacidad di, se encuentra dentro de una tolerancia del 5%, se toma este punto como el punto de desempeño estructural. Los pasos a seguir son:

1. Obtener y desarrollar el espectro de respuesta del 5% del amortiguamiento para el sitio donde se encuentra la edificación.
2. Transformar la curva de capacidad a un espectro de capacidad y graficarlo en la misma grafica para el espectro de respuesta del 5%.
3. Seleccionar un punto de primera iteración para el punto de desempeño api, dpi. Una primera opción de este punto puede ser el desplazamiento obtenido usando la aproximación de igual desplazamiento; o puede ser el punto final en el espectro de capacidad.
4. Desarrollar la representación bilineal del espectro de capacidad usando el procedimiento ya descrito.
5. Calcular los factores de reducción espectral y graficar el espectro de demanda en la misma gráfica del espectro de capacidad.
6. Determinar si existe una intercepción en el punto escogido api, dpi y este tiene una tolerancia aceptable de más o menos el 5%.
7. Si el espectro de demanda no intercepta el de capacidad dentro de la tolerancia, entonces se debe seleccionar otro punto api, dpi y volver al paso 4.
8. Si se interceptan los dos espectros con una tolerancia aceptable, entonces el punto de desempeño escogido es el punto de desempeño estructural y representa el máximo desplazamiento para la demanda impuesta.

De esta forma se definirán los **niveles de comportamiento** para la estructura, estos niveles describen una condición de daño limitada que se considera adecuada para un edificio particular, en un movimiento del suelo particular. La condición limitante es determinada a partir del daño físico observado en el edificio, la amenaza a la vida de los

ocupantes dentro del edificio debido al daño físico y el nivel de servicio del edificio después de sufrir daño (sismo).

Niveles de Comportamiento Estructural

Se definen 5 niveles de comportamiento tratados en la metodología, los cuales son:

Ocupación Inmediata (SP-1): Una vez presentado del sismo, la estructura ha sufrido muy poco daño, o un daño muy limitado. Los sistemas de soporte a carga gravitacional y lateral mantienen todas sus características y capacidades antecedentes al sismo. Por lo tanto el riesgo para la vida de los ocupantes, es despreciable, y es posible la entrada y salida de personal, sin ningún peligro por fallas estructurales.

Control de Daño (SP-2): es un rango intermedio, referido a niveles de comportamiento entre Ocupación Inmediata y Seguridad de la Vida. Un edificio en este estado puede decirse que describe daños reparables.

Seguridad de la Vida (SP-3): En este nivel la estructura puede sufrir algún daño, pero existe un margen todavía considerable entre este daño y daños totales o colapso parcial de la estructura. La estabilidad estructural es conservada, componentes estructurales de importancia no han fallado, soltado o caído, amenazando la vida de personas dentro o fuera del edificio. Sin embargo, en este nivel se considera que la estructura debe ser reparada, y dichas reparaciones deben ser necesarias antes de reocupar el edificio. Estas reparaciones no siempre podrán ser económicamente viables.

Seguridad Limitada (SP-4): se encuentra definido en medio de dos niveles lo que anteriormente denominamos rango, este describe estados de daño mas graves que *SP-3,* y menos graves que *SP-5*, situación donde la rehabilitación no llega a cumplir los requerimientos de Seguridad a la Vida, pero el estado de la estructura es mejor que para un nivel de Estabilidad Estructural. La búsqueda de este nivel para una estructura puede darse en edificaciones donde llegar a un comportamiento de Seguridad a la Vida es muy costoso, o donde solo se mitiguen pocas deficiencias estructurales criticas con la rehabilitación.

Estabilidad Estructural (SP-5): Se considera que la estructura esta al borde del colapso, o tiene un colapso parcial estructural. Se considera que ha ocurrido degradación significativa del sistema estructural resistente a fuerzas laterales y perdidas de la resistencia en este. Sin embargo, el sistema estructural resistente a cargas gravitacionales esta en capacidad de sostener la demanda de fuerzas existente. El riesgo para los ocupantes es considerable, las reparaciones costosas, y en el caso de edificios muy antiguos, inviables en materia económica. Serán necesarias muchas reparaciones para devolver a funcionamiento un edificio en este estado de comportamiento posterior a un sismo.

Nivel No Considerado (SP-6): Provee un punto de partida u objetivo para cuando solo se consideran rehabilitaciones o análisis sísmicos no-estructurales.

Niveles de Comportamiento No Estructural.

Anteriormente se mencionaron los niveles de comportamiento estructural, igualmente es importante describir los niveles de comportamiento no estructural de las, este desempeño no estructural se evalúa en forma de estados a los cuales se les asignan nombres y designaciones por letras. Es importante analizar también la parte no-estructural de una edificación, consistente a grandes rasgos de elementos arquitectónicos, eléctricos, mecánicos y demás, que no son muy tenidos en cuenta a la hora de diseñar una estructura, y pueden pasar casi desapercibidos en los códigos de diseño y construcción; sin embargo un sismo puede afectar esta parte del edificio, restándole capacidad operativa, generando una cierta sensación de peligro ante elementos “sueltos” y hasta inhabilitando la ocupación parcial o total del inmueble.

Nivel Operacional (NP-A): Ocurrido el sismo, los elementos no estructurales quedan remanentes en su lugar, sin peligro de cambiar este estado; y funcionales. Puede necesitarse algo de limpieza pero todas las instalaciones y maquinas necesarias para el funcionamiento del edificio deben estar casi al 100%.

Ocupación Inmediata (NP-B): Se considera que los elementos estructurales están en su sitio, aunque ciertos equipos y maquinarias pueden estar empotrados o asegurados con

conexiones estructurales; su habilidad para funcionar después de movimientos fuertes se considera nula y esto limita en algo la funcionalidad del inmueble. También se considera en este estado que elementos exteriores como fachadas pueden perder amarres con el conjunto estructural pero todavía no se considera que puedan caer o generar daños graves.

Nivel de Seguridad de la Vida (NP-C): En este nivel se presentan daños considerables a elementos no estructurales e instalaciones pero no considera colapso o caída de elementos pesados que puedan producir lesiones graves a ocupantes dentro o fuera del inmueble. Amenazas secundarias debidas a rotura de tuberías a presiones altas, tuberías de gas, escapes de tóxicos o tuberías contra incendio dañadas no se consideran. Equipos y maquinarias necesarias en el edificio no quedan en estado de funcionamiento y deben ser remplazados o reparados. Lesiones pueden ocurrir, pero amenaza de perdida de vidas no se presenta o es muy poco probable.

Nivel de Riesgos Reducidos (NP-D): existe daño extensivo de componentes no-estructurales e instalaciones pero no incluye la caída de elementos muy grandes que puedan afectar grupos de personas, como muros de mampostería en fachada, techos grandes en voladizo, parapetos y revestimientos. Mientras que puedan ocurrir lesiones graves pero aisladas, el riesgo de lesiones a un número importante de personas dentro o fuera del edificio es muy bajo.

Nivel No Considerado (NP-E): Representa elementos no tenidos en cuenta. En este caso solo se tienen en cuenta aquellos elementos que tienen efecto directo en la respuesta estructural del inmueble. La designación de No Considerado es establecida además para describir detalladamente el nivel de comportamiento estructural llamado *Estabilidad Estructural* en el cual no se consideran elementos no- estructurales.

Tabla A.1. Niveles de Comportamiento Estructural en edificaciones.

NIVELES DE COMPORTAMIENTO EN EDIFICACIONES						
	Niveles de Comportamiento Estructural					
Niveles de Comportamiento No - Estructural	**Ocupación Inmediata SP - 1 ▼**	**Control de Daño SP - 2 ▼**	**Seguridad de la Vida SP - 3 ▼**	**Seguridad Limitada SP - 4 ▼**	**Estabilidad Estructural SP - 5 ▼**	**No Considerado SP - 6 ▼**
Operacional NP - A ►	Operacional 1 - A	2 - A	NR	NR	NR	NR
Ocupación Inmediata NP - B ►	Ocupación Inmediata 1 - B	2 - B	3 - B	NR	NR	NR
Seguridad de la Vida NP - C ►	1 - C	2 - C	Seguridad de de la Vida 3 - C	4 - C	5 - C	6 - C
Riesgos Reducidos NP - D ►	NR	2 - D	3 - D	4 - D	5 - D	6 - D
No Considerado NP - E ►	NR	NR	3 - E	4 - E	Estabilidad Estructural 5 - E	No Aplicable

NR = NO RECOMENDABLE

Fuente: Adaptada de ATC40[27].

ANEXO B: MODELOS EN SAP 2000

SAP- 2000 versión 8.3.3.

[27] ATC- Applied Technology Council. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40. v.1. p.3-2

Los modelos encontrados en el CD se pueden utilizar con SAP-2000 versión 8.3.3 o versiones posteriores disponibles.