INSTITUTO TECNOLOGICO Y DE ESTUDIOS
SUPERIORES DE MONTERREY

CAMPUS MONTERREY

DIVISION DE INGENIERIA
PROGRAMA DE GRADUADOS EN INGENIERIA

TECNOLÓGICO
DE MONTERREY

METODOLOGIA DE DISEÑO DE UNA CONEXION DE CONCRETO PREFABRICADO PARA TOMAR CARGAS VERTICALES Y HORIZONTALES DERIVADAS DE LA ACCION DE SISMOS

TESIS PRESENTADA COMO REQUISITO PARCIAL PARA
OBTENER EL GRADO ACADEMICO DE
MAESTRO EN CIENCIAS
EN INGENIERIA Y ADMINISTRACION DE LA
CONSTRUCCION ESPECIALIDAD EN MATERIALES
Y ESTRUCTURAS DE ALTO COMPORTAMIENTO

POR:

JUAN DANIEL LARRINAGA CANO
INGENIERO CIVIL

MONTERREY, N. L. DICIEMBRE 2011

INSTITUTO TECNOLOGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY

CAMPUS MONTERREY

DIVISION DE INGENIERIA

PROGRAMA DE GRADUADOS EN INGENIERIA

TECNOLÓGICO DE MONTERREY

METODOLOGIA DE DISEÑO DE UNA CONEXION DE CONCRETO PREFABRICADO PARA TOMAR CARGAS VERTICALES Y HORIZONTALES DERIVADAS DE LA ACCION DE SISMOS

TESIS PRESENTADA COMO REQUISITO PARCIAL PARA

OBTENER EL GRADO ACADEMICO DE
MAESTRO EN CIENCIAS

EN INGENIERIA Y ADMINISTRACION DE LA

CONSTRUCCION ESPECIALIDAD EN MATERIALES

Y ESTRUCTURAS DE ALTO COMPORTAMIENTO

POR:

JUAN DANIEL LARRINAGA CANO

INGENIERO CIVIL

MONTERREY, N. L. DICIEMBRE 2011

INSTITUTO TECNOLÓGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY
CAMPUS MONTERREY

DIVISIÓN DE INGENIERÍA
PROGRAMA DE GRADUADOS EN INGENIERÍA

TECNOLÓGICO DE MONTERREY

METODOLOGÍA DE DISEÑO DE UNA CONEXIÓN DE CONCRETO PREFABRICADO PARA TOMAR CARGAS VERTICALES Y HORIZONTALES DERIVADAS DE LA ACCIÓN DE SISMOS

TESIS PRESENTADA COMO REQUISITO PARCIAL PARA
OBTENER EL GRADO ACADÉMICO DE

MAESTRO EN CIENCIAS
EN INGENIERÍA Y ADMINISTRACIÓN DE LA CONSTRUCCIÓN
ESPECIALIDAD EN MATERIALES Y ESTRUCTURAS DE ALTO COMPORTAMIENTO.

POR:

JUAN DANIEL LARRINAGA CANO

INGENIERO CIVIL

MONTERREY, N. L. DICIEMBRE 2011.

INSTITUTO TECNOLÓGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY

CAMPUS MONTERREY

ESCUELA DE INGENIERÍA Y TECNOLOGÍAS DE INFORMACIÓN

Los miembros del comité de tesis recomendamos que el presente proyecto de tesis presentado por el Ingeniero Juan Daniel Larrínaga Cano sea aceptado como requisito parcial para obtener el grado académico de:

Maestro en Ciencias en Ingeniería y Administración de la Construcción
Especialidad en materiales y estructuras de alto comportamiento.

Comité de Tesis:

Dr. Sergio Gallegos Cázares
Asesor Principal

Dr. Raymundo Cordero Cuevas
Sinodal

Dr. Jorge Gómez Domínguez
Sinodal

APROBADO:

Sergio Gallegos Cázares, Ph.D.
Director de la Maestría de Ingeniería y Administración de la Construcción

MONTERREY, N. L. DICIEMBRE 2011

AGRADECIMIENTOS Y DEDICATORIAS

Dedico este trabajo a la memoria del Dr. Juventino Carlos Reyes Salinas, que gracias a sus conocimientos hicieron que este trabajo pudiera realizarse. Le agradezco sus grandes enseñanzas, su dedicación y su amistad las cuales me acompañaron a lo largo de mis estudios desde licenciatura hasta poder concluir mi maestría.

Doy gracias a Dios por acompañarme todos los días a lo largo de toda mi vida. Agradezco enormemente por sus enseñanzas a mis profesores Dr. Sergio Gallego Cázares, Dr. Raymundo Cordero Cuevas, Dr. Carlos Nungaray Pérez, Dr. Francisco Yeomans y Dr. Jorge Gómez Domínguez.

A mi mamá por el apoyo y amor que me ha dado a lo largo de todos estos años de mi vida y por ser un ejemplo de vida a seguir. A Jorge y Lidia por siempre estar conmigo en las buenas y en las malas y nunca dejarme caer en ningún momento de mi vida al darme su apoyo siempre que lo he necesitado, eres el mejor hermano. A mi novia Lucía por ser mi mejor amiga, mi aliada que me acompañó durante estos dos años mostrando un amor y cariño incondicional y mostrando una paciencia al estar ahí cuándo más la necesité. A toda mi familia por siempre mostrar confianza en mí en todo lo que me propuse.

A todas las personas con las que conviví y me enseñaron el verdadero significado de la amistad ya que siempre tuvieron una palmadita de ánimo en la espalda en los momentos difíciles durante esta tesis, Pablo, Xavo, Melvin, Carlos, Raúl, Juan, Mary, y Dany.

Gracias a la Cátedra de simulación y mecánica computacional así como al Centro de Diseño y Construcción y al Consejo Nacional para la Ciencia y Tecnología (CONACYT) ya que sin su apoyo esta tesis no se hubiera logrado.

ÍNDICE DE CONTENIDO

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES **4**

ÍNDICE DE TABLAS **6**

ÍNDICE DE ECUACIONES **7**

CAPÍTULO I **9**

GENERALIDADES 9

1.1 INTRODUCCION *9*

1.2 ANTECEDENTES *10*

1.3 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL PROPUESTA PARA EL ANÁLISIS *11*

1.4 JUTIFICACION *14*

1.5 ALCANCE *15*

1.6 OBJETIVOS *15*

1.6.1 GENERALES *15*

1.6.2 ESPECIFICOS *15*

CAPÍTULO II **16**

MARCO CONCEPTUAL 16

2.1 ANTECEDENTES DE LA EVALUACION DE LA RESPUESTA SISMICA DE SISTEMAS ESTRUCTURALES AUTOCENTRATES *16*

2.2 INVESTIGACIONES PREVIAS DEL SISTEMA DE AUTO-CENTRADO *17*

2.2.1 ESTUDIOS ANALÍTICOS DE LAS DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE AUTO-CENTRADO DE UN GRADO DE LIBERTAD *17*

2.2.2 LOS ESTUDIOS ANALÍTICOS DE LAS DEMANDAS SÍSMICAS DE LOS SISTEMAS DE AUTO-CENTRADO DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD. *18*

2.2.3 ESTUDIOS EXPERIMENTALES ACERCA DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE AUTO-CENTRADO. *19*

2.2.2.4 LIMITACIONES DE LOS CONOCIMIENTOS ACTUALES ACERCA DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE AUTO-CENTRADO. *19*

2.3 ESTUDIOS DE LAS ESTIMACIONES DE LAS DEFORMACIONES MÁXIMAS DE SISTEMAS AUTOCENTRANTES DE UN GRADO DE LIBERTAD (SDOF) *20*

2.3.1 MOVIMIENTOS DEL SUELO UTILIZADOS *20*

2.2.3.2 COMPORTAMIENTOS HISTERÉTICOS DE AUTO-CENTRADO *23*

2.3.3 DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO NO LINEAL EN UN MODELO BILINEAL ELÁSTICO (BE). *24*

2.3.3.1 Tendencia central del C_R *24*

2.2.3.4 LA SENSIBILIDAD DE LAS DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO CON EL COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO *26*

2.2.3.5 DEMMANDAS DE DESPLAZAMIENTO EN SISTEMAS BILINEALES Y EN EL MODELO MODIFICADO DE CLOUGH *28*

2.2.4 MODELACIÓN DE SISTEMAS AUTOCENTRANTES DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD (MDOF) *29*

2.2.4.1 DISTRIBUCIÓN DE LA CAPACIDAD AUTOCENTRANTE *30*

2.2.4.2 CARACTERÍSTICA DE LA RESPUESTA MONOTÓNICA DE MUROS POST-TENSIONADOS NO ADHERIDOS. *31*

CAPÍTULO III **33**

METODOLOGÍA DEL DISEÑO 33

3.1 CONCEPTO *33*

3.2 PARÁMETROS DE DISEÑO *35*
3.3 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO *35*
3.3.1 OCUPACION INMEDIATA. *35*
3.3.2 SOBREVIVENCIA. *37*
3.4 DISEÑO PRELIMINAR. 39
3.4.1 SUPOSICIONES DE DISEÑO *39*
3.4.2 PROCESO DE DISEÑO. *41*
3.4.2.1 ESTABLECER LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES. *42*
3.4.2.2 OBTENER LAS CARGAS Y LOS DESPLAZAMIENTOS DE DISEÑO. *42*
3.4.2.2.1 CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO. *43*
3.4.2.2.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y OBTENCIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO. *45*
3.4.2.2.2.1 DISTORSIONES DE SERVICIO. *47*
3.4.2.2.2.2 DISTORSIONES DE COLAPSO. *48*
3.4.2.2.2.3 CARGAS DE DISEÑO. *49*
3.4.2.3 REVISIÓN DE LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS A DISEÑAR. *49*
3.4.2.4 ESTABLECER CONSTANTES *50*
3.4.2.5 ESTIMAR EL ÁREA REQUERIDA DEL ACERO DE POSTENSADO. *51*
3.4.2.6 ESTIMAR EL PARÁMETRO DEL EJE NEUTRO, H_{DES}, PARA NUESTRO DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO. *51*
3.4.2.7 CALCULAR EL ALARGAMIENTO Y EL ESFUERZO DEL TORÓN DE PRESFUERZO A Θ_{DES} *51*
3.4.2.8 CALCULAR LAS FUERZAS DEL TORÓN DE POSTENSADO Y DEL GROUT EN LA ROTACIÓN Θ_{DES}. *52*
3.4.2.9 CALCULAR LA UBICACIÓN DE LA FUERZA DE COMPRESIÓN Y EL EJE NEUTRO. *53*
3.4.2.10 CALCULAR EL MOMENTO RESISTENTE DE LA SECCIÓN. *54*
3.4.2.11 CONFINAR LA REGIÓN A COMPRESIÓN SEGÚN SEA NECESARIO. *54*
3.4.2.12 CORTE EN LA INTERFACE DE LA CONEXIÓN. *55*
3.5 REVISIÓN DEL DISEÑO. 56
3.5.1 MODELO 2D *56*
3.5.2 PARÁMETROS HISTERÉTICOS. *58*
3.5.3 Acelerograma. *63*
3.5.4 RESULTADOS. *64*

CAPÍTULO IV **66**
4.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA *66*
4.2 CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO *71*
4.3 PROCEDIMIENTO DEL ANÁLISIS PRELIMINAR *75*
4.3.1 COMENTARIOS GENERALES DE LAS RESTRICCIONES DE DISEÑO. *75*
4.3.2 ANÁLISIS PRELIMINAR *75*
4.3.2.1 SELECCIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO *75*
4.3.2.2 PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS *76*
4.3.2.3 CARGAS GRAVITACIONALES *76*
4.3.2.4 TAMAÑO DE LOS ELEMENTOS. *77*
4.3.2.5 COMBINACIONES DE CARGA *82*
4.3.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y OBTENCIÓN DE LAS DISTORSIONES DE ENTRE PISO Y CARGAS DE DISEÑO *82*
4.3.3.1 COMENTARIOS GENERALES AL ANÁLISIS ESTRUCTURAL *82*
4.3.3.2 OBTENCIÓN DE DESPLAZAMIENTOS *82*
4.3.3.3 DISTORSIONES DE SERVICIO *83*
4.3.3.4 DISTORSIONES DE COLAPSO *85*
4.3.3.5 CARGAS DE DISEÑO *86*
4.3.3 DISEÑO DE CONEXIÓN *87*

4.3.3.2 REVISIÓN DE LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS A DISEÑAR *88*
4.3.3.2.1 DISEÑO DE LA VIGA DEL GRUPO 1 ..... *88*
4.3.3.2.2 DISEÑO DE LA VIGA DEL GRUPO 2 ..... *92*
4.3.3.2.2 DISEÑO DE LA VIGA DEL GRUPO 3 ..... *95*
4.3.4 REVISIÓN DEL DISEÑO *99*
4.3.4.1 CÁLCULO DE PARÁMETROS HISTERÉTICOS *99*
4.3.4.1.1 PARÁMETROS HISTERÉTICOS PARA LA CONEXIÓN DEL GRUPO 1. ..... *99*
4.3.4.1.2 PARÁMETROS HISTERÉTICOS PARA LA CONEXIÓN DEL GRUPO 2 ..... *104*
4.3.4.1.3 PARÁMETROS HISTERÉTICOS PARA LA CONEXIÓN DEL GRUPO 3. ..... *109*
4.3.4.2 MODELO 2D EN EL PROGRAMA RUAUMOKO *114*
4.3.4.2.1 CÁLCULO DE LAS MASAS SÍSMICAS *114*
4.3.4.2.2 CÁLCULO DE CARGAS GRAVITACIONALES EN EL MARCO *116*
4.3.4.2.3 ACELEROGRAMA *119*
4.3.4.2.4 RESULTADOS *120*
4.3.4.2.4.1 MOMENTOS EN LAS CONEXIONES *121*
4.3.4.2.4.2 DISTORSIONES DE ENTREPISO *130*

CAPÍTULO V **132**
CONCLUSIONES Y COMENTARIOS 132

BIBLIOGRAFÍA **134**

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Capítulo I

FIGURA I - 1. EJEMPLOS DE MODELOS HISTERÉTICOS DE AUTO-CENTRADO OBSERVADOS EN ESTUDIOS EXPERIMENTALES PREVIOS (PENG LI, 2005) 10
FIGURA I - 2. SISTEMA ESTRUCTURAL CON COLUMNAS Y VIGAS PREFABRICADAS CON CONEXIONES POSTENSADAS. 11
FIGURA I - 3. CONEXIÓN HÍBRIDA DE CONCRETO PREFABRICADO 11
FIGURA I - 4. DETALLE DE UNA CONEXIÓN EXTERIOR POSTENSADA PROPUESTA CON VIGAS EN AMBOS LADOS. 13
FIGURA I - 5. DETALLE DE UNA CONEXIÓN EXTERIOR POSTENSADA PROPUESTA CON VIGA DE UN SOLO LADO 13
FIGURA I - 6.COMPORTAMIENTO DESEADO DE LA CONEXIÓN PROPUESTA 14

Capítulo II

FIGURA II - 1. ESPECTRO DE RESPUESTA ESCALADO A TS=0.5S PARA A) SUELOS TIPO AB, B) SUELO TIPO C, Y C) SUELO TIPO D (PENG LI, 2005). 22
FIGURA II - 2. COMPORTAMIENTOS HISTERÉTICOS (PENG LI, 2005). 24
FIGURA II - 3. COMPARATIVA DE LAS DIFERENTES MEDICIONES DE LA TENDENCIA CENTRAL DE LA RELACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS PARA EL SISTEMA BILINEAL ELÁSTICO (PENG LI, 2005).. 25
FIGURA II - 4. RELACIÓN DE LAS DEMANDAS DE DEFORMACIÓN DE SISTEMAS AUTO-CENTRANTES CON LAS DEMANDAS DE DEFORMACIÓN DE SISTEMAS ELASTO-PLÁSTICOS (PENG LI, 2005). 26
FIGURA II - 5. COMPARACIÓN DE LA RELACIÓN DE LOS DESPLAZAMIENTOS INELÁSTICOS DEL SISTEMA FS CON LOS SISTEMAS BILINEAL ELÁSTICO (BE) Y LOS SISTEMAS ELASTO-PLÁSTICOS (EP) (PENG LI, 2005). 27
FIGURA II - 6. RELACIÓN DE LAS DEMANDAS DE DEFORMACIÓN DE LOS SISTEMAS DE AUTO-CENTRADO CON LOS SISTEMAS ELASTO-PLÁSTICOS (PENG LI, 2005). 28
FIGURA II - 7. DISTRIBUCIÓN TÍPICA DE LA CAPACIDAD AUTO-CENTRANTE EN UN EDIFICIO 30
FIGURA II - 8. CURVAS DE PUSHOVER PARA MUROS POSTENSADO CON DIFERENTES NIVELES DE ACERO DE POSTENSADO (KURAMA, 1996) 31

Capítulo III

FIGURA III - 1. DIAGRAMA DEL MARCO CONCEPTUAL DE LA METODOLOGÍA DE DISEÑO DE LA CONEXIÓN PROPUESTA EN ESTE TRABAJO. 34
FIGURA III - 2. DISTORSIÓN DE ENTRE PISO 35
FIGURA III - 3. OBJETIVOS PARA LAS DISTORSIONES DE ENTREPISO PARA SATISFACER EL NIVEL DE DESEMPEÑO DE OCUPACIÓN INMEDIATA 37
FIGURA III - 4. RESUMEN DE OBJETIVOS DE DESEMPEÑO 38
FIGURA III - 5. CONFIGURACIÓN TÍPICA DE UNA CONEXIÓN 40
FIGURA III - 6. FUERZAS EN LA CONEXIÓN EN EL DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO 41
FIGURA III - 7. DIMENSIONES Y DESPLAZAMIENTOS 41
FIGURA III - 8. FUERZAS 42
FIGURA III - 9. EJEMPLO DE ESPECTRO DE DISEÑO 45
FIGURA III - 10. IMAGEN DE LOS DESPLAZAMIENTOS DEL EDIFICIO. 46
FIGURA III - 11. GRÁFICA DE DISTORSIONES CUANDO NO CUMPLEN CON LOS OBJETIVOS ESTABLECIDOS 47
FIGURA III - 12. GRAFICA DE DISTORSIONES CUANDO CUMPLEN LOS OBJETIVOS 48
FIGURA III - 13. REGIONALIZACIÓN DE VIGAS 49
FIGURA III - 14. FUERZAS ACTUANDO SOBRE LAS VIGAS 53
FIGURA III - 15. VISTA ESQUEMÁTICA DEL MODELO 2D USADO PARA EL ANÁLISIS DE LA CONEXIÓN 56
FIGURA III - 16. MODELO FÍSICO DE LA CONEXIÓN 57
FIGURA III - 17. MODELO ANALÍTICO DE LA CONEXIÓN 57
FIGURA III - 18. ILUSTRACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DEL RESORTE ROTACIONAL DE ACERO DE POSTENSADO 58
FIGURA III - 19. PARÁMETROS DEL MODELO HISTERÉTICO BI-LINEAL ELÁSTICO 58
FIGURA III - 20. ENSAMBLADO VIGA-COLUMNA (PAMPANIN, 2001) 58
FIGURA III - 21. CARACTERÍSTICAS FUERZA-DEFORMACIÓN (PRIESTLEY, 1993) 59
FIGURA III - 22. UNIÓN INTERIOR DE UNA VIGA – COLUMNA 59
FIGURA III - 23. FUERZAS EN EL PUNTO 1 60
FIGURA III - 24. FUERZAS EN EL PUNTO 2 60

FIGURA III - 25. DEFINICIÓN DEL BLOQUE DE COMPRESIÓN EQUIVALENTE 61
FIGURA III - 26. RELACIÓN BILINEAL EQUIVALENTE (PRIESTLEY, 1993) 63
FIGURA III - 27. EJEMPLO DE UN ACELEROGRAMA (REYES, 2004) 64
FIGURA III - 28. EJEMPLO DE GRÁFICA DE M VS T 65
FIGURA III - 29. EJEMPLO DE GRÁFICA NIVEL VS DISTORSIONES 65

Capítulo IV

FIGURA IV - 1. PLANTA ESTRUCTURAL. MODELO DE OFICINAS 66
FIGURA IV - 2. ELEVACIÓN FRONTAL Y LATERAL TÍPICA. MODELO DE OFICINAS 67
FIGURA IV - 3. ELEVACIÓN LATERAL TÍPICA DEL MARCO RESISTENTE A CARGAS LATERALES. 68
FIGURA IV - 4. MODELO DE OFICINAS GENERADO EN EL SAP2000ADV.V14 69
FIGURA IV - 5. PLANTA DONDE SE MUESTRAN LA UBICACIÓN DE LOS MARCOS RESISTENTES A CARGAS LATERALES 70
FIGURA IV - 6. ESPECTRO DE DISEÑO PARA ESTRUCTURAS DE LA CATEGORÍA B Y CON TS=2S Y Q=1 72
FIGURA IV - 7. ESPECTRO ELÁSTICO PARA ESTRUCTURAS DE LA CATEGORÍA B Y CON TS=2S 73
FIGURA IV - 8. GRÁFICA COMPARATIVA DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA PARA ESTRUCTURAS DE LA CATEGORÍA B CON TS=2S Y Q=1 74
FIGURA IV - 9. OBJETIVOS DE DESEMPEÑO PARA ESTRUCTURA SOBRE SUELO CON PERIODO DOMINANTE DE TS=2S 75
FIGURA IV - 10. SECCIÓN TÍPICA DE LOSA CON NERVADURA DE ENTREPISO Y AZOTEA 76
FIGURA IV - 11. VARIACIÓN DEL TAMAÑO DE LAS COLUMNAS RESPECTO A LOS NIVELES DEL EDIFICIO 77
FIGURA IV - 12. CONFIGURACIÓN TÍPICA DE ENTREPISO Y AZOTEA 78
FIGURA IV - 13. PLANTA ESTRUCTURAL. LOSA NIVEL 1, 2 Y 3 79
FIGURA IV - 14. PLANTA ESTRUCTURAL. LOSA NIVEL 4, 5 Y 6. 80
FIGURA IV - 15. PLANTA ESTRUCTURAL. LOSA NIVEL 7 Y AZOTEA 81
FIGURA IV - 16. DISTORSIONES DE SERVICIO TS=2S Q=1 84
FIGURA IV - 17. DISTORSIONES DE COLAPSO TS=2S Q=1 86
FIGURA IV - 18. REGIONALIZACIÓN DE ELEMENTOS. 87
FIGURA IV - 19. NO. DE TORONES EN LOS GRUPOS DE VIGAS. 98
FIGURA IV - 20. MODELO DE LA VIGA-COLUMNA EN EL PROGRAMA RISA – 2D 100
FIGURA IV - 21. MODELO BILINEAL ELÁSTICO PARA LA CONEXIÓN DEL GRUPO 1 103
FIGURA IV - 22. MODELO DE LA VIGA-COLUMNA EN EL PROGRAMA RISA – 2D 105
FIGURA IV - 23. MODELO BILINEAL ELÁSTICO PARA LA CONEXIÓN DEL GRUPO 2 108
FIGURA IV - 24. MODELO DE LA VIGA-COLUMNA EN EL PROGRAMA RISA – 2D 110
FIGURA IV - 25. MODELO BILINEAL ELÁSTICO PARA LA CONEXIÓN DEL GRUPO 3 113
FIGURA IV - 26. ÁREA TRIBUTARIA CORRESPONDIENTE A CADA MARCO. 114
FIGURA IV - 27. DISTRIBUCIÓN DE LAS MASAS SÍSMICAS EN EL PROGRAMA RUAUMOKO 115
FIGURA IV - 28. ÁREA TRIBUTARIA PARA CARGAS GRAVITACIONALES. 116
FIGURA IV - 29. CARGAS GRAVITACIONALES EN LOS NODOS. 117
FIGURA IV - 30. MODELO 2D DEL MARCO RESISTENTE A CARGAS LATERALES EN PROGRAMA RUAUMOKO 118
FIGURA IV - 31. ACELEROGRAMA DEL SISMO DEL 85 PARA UN TS=2S 119
FIGURA IV - 32. MOMENTOS VS TIEMPO DE LAS CONEXIONES DEL NIVEL 1 PERTENECIENTES AL GRUPO 1 121
FIGURA IV - 33. MOMENTOS VS TIEMPO DE LAS CONEXIONES DEL NIVEL 2 PERTENECIENTES AL GRUPO 1 122
FIGURA IV - 34. MOMENTOS VS TIEMPO DE LAS CONEXIONES DEL NIVEL 3 PERTENECIENTES AL GRUPO 1 123
FIGURA IV - 35. MOMENTOS VS TIEMPO DE LAS CONEXIONES DEL NIVEL 4 PERTENECIENTES AL GRUPO 2 124
FIGURA IV - 36. MOMENTOS VS TIEMPO DE LAS CONEXIONES DEL NIVEL 5 PERTENECIENTES AL GRUPO 2 125
FIGURA IV - 37. MOMENTOS VS TIEMPO DE LAS CONEXIONES DEL NIVEL 6 PERTENECIENTES AL GRUPO 2 126
FIGURA IV - 38. MOMENTOS VS TIEMPO DE LAS CONEXIONES DEL NIVEL 7 PERTENECIENTES AL GRUPO 3 127
FIGURA IV - 39. MOMENTOS VS TIEMPO DE LAS CONEXIONES DEL NIVEL 2 PERTENECIENTES AL GRUPO 1 128
FIGURA IV - 40. DISTORSIONES MÁXIMAS DE ENTREPISO. 130

Capítulo V

ÍNDICE DE TABLAS

Capítulo I

Capítulo II

TABLA II - 1.MOVIMIENTOS SÍSMICOS GRAVADOS POR EL NEHRP PARA UN SUELO TIPO AB (PENG LI, 2005). 21
TABLA II - 2. MOVIMIENTOS SÍSMICOS GRAVADOS POR EL NEHRP PARA UN SUELO TIPO C (PENG LI, 2005). 21
TABLA II - 3. RESUMEN DE LOS MOVIMIENTOS SÍSMICOS DE LARGA DURACIÓN (PENG LI, 2005). 22

Capítulo III

TABLA III - 1. DISTORSIONES PERMISIBLES DE ENTREPISO 38

Capítulo IV

TABLA IV - 1. DESPLAZAMIENTOS TS=2S Q=1 83
TABLA IV - 2. DISTORSIONES DE SERVICIO TS=2S Q=1 84
TABLA IV - 3. DISTORSIONES DE COLAPSO TS=2S Q=1 85
TABLA IV - 4. MOMENTOS, CORTANTES Y DISTORSIONES DE DISEÑO DE TS=2S Q=1 87
TABLA IV - 5. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES 88
TABLA IV - 6. PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS DEL GRUPO 1. 99
TABLA IV - 7. RESULTADOS DEL RISA - 2D PARA EL CÁLCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS EN EL PUNTO 1 DE LA CONEXIÓN DEL GRUPO 1 100
TABLA IV - 8. M VS ROT DE LA CONEXIÓN DEL GRUPO 1 102
TABLA IV - 9. PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS DEL GRUPO 2. 104
TABLA IV - 10. RESULTADOS DEL RISA - 2D PARA EL CÁLCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS EN EL PUNTO 1 DE LA CONEXIÓN DEL GRUPO 2 105
TABLA IV - 11. M VS ROT DE LA CONEXIÓN DEL GRUPO 2 107
TABLA IV - 12. PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS DEL GRUPO 2. 109
TABLA IV - 13. RESULTADOS DEL RISA - 2D PARA EL CÁLCULO DE LOS DESPLAZAMIENTOS EN EL PUNTO 1 DE LA CONEXIÓN DEL GRUPO 3 110
TABLA IV - 14. M VS ROT DE LA CONEXIÓN DEL GRUPO 3 112
TABLA IV - 15. PARÁMETROS HISTERÉTICOS DE LAS CONEXIONES PARA TS=2 Q=1 113
TABLA IV - 16. DISTORSIÓN DE ENTREPISO QUE CAUSA DAÑO EN SISTEMAS ESTRUCTURALES DE ACERO Y CONCRETO REFORZADO (REYES, 2000) 120
TABLA IV - 17. RESUMEN DE LAS GRÁFICAS 129
TABLA IV - 18.TABLA DE DISTORSIONES MÁXIMAS DE ENTREPISO. 131

Capítulo V

ÍNDICE DE ECUACIONES

Capítulo I

Capítulo II

Capítulo III

ECUACION III - 1. ORDENADA DEL ESPECTRO DE ACELERACIONES PARA DISEÑO SÍSMICO, A, EXPRESADA COMO FRACCIÓN DE LA GRAVEDAD 43
ECUACION III - 2. COEFICIENTE DE ACELERACIÓN DEL TERRENO 43
ECUACION III - 3. COEFICIENTE SÍSMICO 44
ECUACION III - 4. PERIODO CARACTERÍSTICO DEL SUELO TA 44
ECUACION III - 5. PERIODO CARACTERÍSTICO DEL SUELO TB 44
ECUACION III - 6. COEFICIENTE K 44
ECUACION III - 7. FACTOR DE DUCTILIDAD Q 44
ECUACION III - 8. FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA 45
ECUACION III - 9. DESPLAZAMIENTO DE SERVICIO 47
ECUACION III - 10. DESPLAZAMIENTO DE COLAPSO 48
ECUACION III - 11. LÍMITE DE PERALTE DE VIGA 50
ECUACION III - 12. LÍMITE PARA ANCHO DE VIGA 50
ECUACION III - 13. INCREMENTO DE ESFUEZO EN EL TORÓN DE POSTENSADO ENTRE EL DESPLAZAMIENTO CERO Y EL DE DISEÑO CUANDO LA RESISTENCIA DEL CONCRETO Y EL GROUT SON INFINITAS. 50
ECUACION III - 14. ÁREA DE ACERO DE POSTENSADO 51
ECUACION III - 15. PARÁMETRO DEL EJE NEUTRO INICIAL. 51
ECUACION III - 16. ALARGAMIENTO DEL TORÓN DE PRESFORZADO 51
ECUACION III - 17.CAMBIO DE ESFUERZO DEL TORÓN ENTRE EL DESPLAZAMIENTO CERO Y EL DE DISEÑO 51
ECUACION III - 18. ESFUERZO DEL TORÓN DESPUÉS DE LAS PÉRDIDAS Y EN DESPLAZAMIENTO CERO. 52
ECUACION III - 19. 52
ECUACION III - 20. ESFUERZO EN EL TORÓN EN EL ESTADO LÍMITE DE DISEÑO (1) 52
ECUACION III - 21 ESFUERZO DEL TORÓN EN EL E STADO LÍMITE DE DISEÑO (2) 52
ECUACION III - 22. FUERZA DEL TORÓN DE POSTENSADO EN EL ESTADO LÍMITE DE DISEÑO 52
ECUACION III - 23. FUERZA EN LA VIGA DE CONCRETO EN LA UNIÓN DE LA VIGA-COLUMNA EN EL ESTADO LÍMITE DE DISEÑO 53
ECUACION III - 24. PROFUNDIDAD DEL BLOQUE DE ESFUERZOS DE WHITNEY 53
ECUACION III - 25. 53
ECUACION III - 26. PARÁMETRO DEL EJE NEUTRO 54
ECUACION III - 27. MOMENTO RESISTENTE PROVISTO POR EL TORÓN DE PRESFUERZO EN EL ESTADO LÍMITE DE DISEÑO 54
ECUACION III - 28. CAPACIDAD DE MOMENTO DE LA VIGA EN LA UNIÓN CON LA COLUMNA EN EL ESTADO LÍMITE DE DISEÑO 54
ECUACION III - 29. 54
ECUACION III - 30. LONGITUD DE LA ARTICULACIÓN PLÁSTICA 55
ECUACION III - 31. DEFORMACIÓN DE COMPRESIÓN EN LA LONGITUD DE LA ARTICULACIÓN PLÁSTICA 55
ECUACION III - 32. RESISTENCIA DE CORTE DE LA CONEXIÓN 55
ECUACION III - 33. CORTE ÚLTIMO EN LA INTERFAZ DE LA VIGA 56
ECUACION III - 34. MOMENTO CORRESPONDIENTE AL PUNTO 1. 59
ECUACION III - 35. FUERZA LATERAL CORRESPONDIENTE AL PUNTO 1 60
ECUACION III - 36. MOMENTO EN EL PUNTO 2 60
ECUACION III - 37. DESPLAZAMIENTO EN EL PUNTO 2 61
ECUACION III - 38. ROTACIÓN EN EL PUNTO 2 EN RADIANES 61
ECUACION III - 39. MOMENTO DEL BLOQUE EQUIVALENTE DE COMPRESIÓN RESPECTO AL EJE NEUTRO 61
ECUACION III - 40. INCREMENTO EN LA DEFORMACIÓN DEL ACERO DE PRESFUERZO 62
ECUACION III - 41. PROFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO 62

ECUACION III - 42. MOMENTO EN EL PUNTO 3 62
ECUACION III - 43. EXTENSIÓN DEL TORÓN DE PRESFUERZO 62
ECUACION III - 44. ROTACIÓN APROXIMADA 62
ECUACION III - 45. DESPLAZAMIENTO EN EL PUNTO 3 63

Capítulo IV

Capítulo V

Capítulo I

Generalidades

1.1 INTRODUCCION

Desde la su introducción en los años 20´s los códigos de construcción para sismos han apuntado a preservar la vida y prevenir el colapso. Más recientemente algunos códigos han apuntado a limitar los desplazamientos laterales porque se ha visto que cuando quedan con desplazamientos residuales en los sismos, aunque no colapsan, su reparación es muy cara y en ocasiones terminan por demolerlas y volverlas a construir.

Ahora para limitar o eliminar el daño en sistemas estructurales, y minimizar la posibilidad de perder funcionalidad durante el sismo, algunas estructuras son diseñadas para fuerzas laterales mayores que las que especifican los códigos de construcción y esto lo único que hace es subir el costo de las cimentaciones ya que tienen en la base una gran demanda de corte y momento. Desafortunadamente se ha visto en recientes eventos que estas construcciones han tenido un comportamiento insatisfactorio durante largas aceleraciones en el piso en estos edificios fuertes. Esto porque daña a los elementos no estructurales.

Un sistema de auto centrado es aún clase de sistema especial que puede ser sometido a desplazamientos laterales con poco o sin distorsión residual.

Durante los últimos 20 años la idea del auto centrado ha adquirido gran atención. Se han revisado y aplicado este concepto en conexiones viga-columna (Priestley y Tao, 1993; Priestley y MacRae, 1996; Stanton, 1997) , y también se ha extendido a las conexiones a momentos en estructuras de acero (Ricles, 2001, Christopoulos, 2002), muros de concreto prefabricado (Kurama, 1999; Rahman y Restrepo, 2000; Holden, 2003; Perez, 2004) en columnas de puentes (Kwan y Billington, 2003; Mahin, 2004; Billington y Yoon, 2004).

Varios comportamientos histeréticos de auto centrado han sido observados en estudios experimentales, y varios ejemplos típicos son mostrados a continuación:

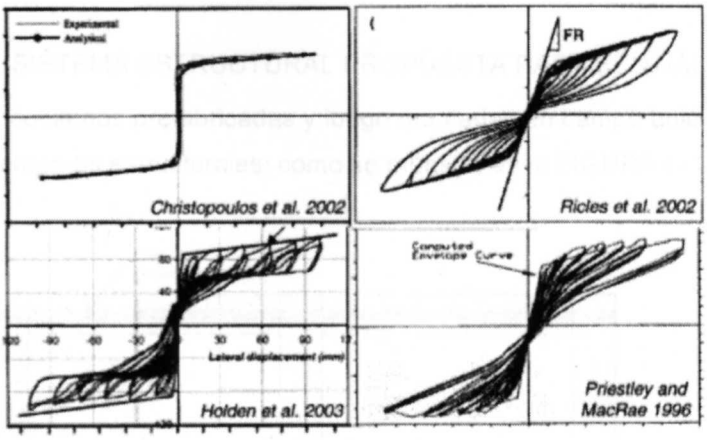


FIGURA I - 1. Ejemplos de modelos histeréticos de auto-centrado observados en estudios experimentales previos (Peng Li, 2005)

Las nuevas clases de sistemas resistentes a fuerzas laterales pueden ofrecer ventajas significantes respecto a las que ofrecen los sistemas convencionales.

1.- desplazamiento residual reducido en gran medida o simplemente eliminado.

2.- La perdida de rigidez o fuerza es muy pequeña.

El problema es que el conocimiento actual de las demandas sísmicas que tienen los sistemas estructurales de auto centrado siguen muy limitadas. Particularmente necesitamos una mejor comprensión y caracterización de varios tipos de demanda sísmica así como nuevos sistemas de auto-centrado que resistan estas demandas sin tener desplazamientos residuales.

1.2 ANTECEDENTES

En México al igual que en muchos otros paises, un alto porcentaje de las construcciones de edificación y puentes peatonales y vehiculares son de concreto, sin embargo, por lo general se utilizan los sistemas estructurales colados en sitio por encima de los prefabricados. Las estructuras de concreto coladas en sitio tienen la desventaja un mayor tiempo de construcción en obra, una mayor cantidad de mano de obra y por lo tanto en muchos casos mayores costos de construcción. Por lo que las estructuras prefabricadas, dados sus atributos, representan una excelente opción para la industria de la construcción.

En países como Estados Unidos y Canadá, hasta 1994, año en el que ocurrió el sismo de Northridge, los ingenieros en la zona sísmica de California, usualmente preferían las estructuras de acero estructural para la construcción de edificios por su rapidez en la construcción, la reducida cantidad de mano de obra que se requiere en campo y hasta ese año los ingenieros estructurales creían que las estructuras de acero tenían un mejor desempeño sísmico. El sismo en cuestión, mostró que las aparentes ventajas de las estructuras de acero en realidad no lo eran, se generaron pérdidas por cerca de cuarenta mil millones de dólares producto de los daños provocados (James, 1997).

1.3 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL PROPUESTA PARA EL ANÁLISIS

El sistema consta de vigas y columnas prefabricadas y luego montadas en campo uniéndolas con un cable que permita postensar los elementos estructurales, como se muestra en la FIGURA I - 2.

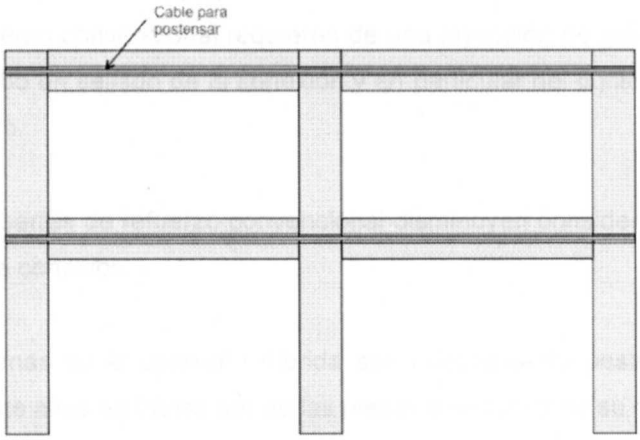
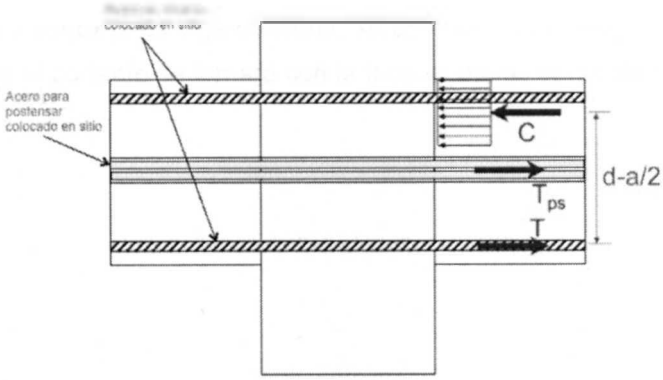


FIGURA I - 2. Sistema estructural con columnas y vigas prefabricadas con conexiones postensadas.

El sistema propuesto toma como punto de partida una conexión estructural para conectar vigas y columnas de concreto prefabricado desarrollada en los Estados Unidos como parte del programa de investigación PRESSS (PREcast Seismic Structural Systems). La conexón, que recibe el nombre de conexión híbrida, se muestra esquemáticamente en la FIGURA I - 3. La conexión tiene barras de acero de refuerzo convencional adheridas al concreto en la parte superior e inferior tal y como se hace en conexiones monolíticas. Ademas del refuerzo convencional la conexión tiene torones de prefuerzo postensados en la parte central de las vigas.



$$M = T(d-0.5a) + T_{ps}(0.5h-0.5a)$$

FIGURA I - 3. Conexión híbrida de concreto prefabricado

La función del postensado es la de darle capacidad a corte a la conexión, aumentar la capacidad a flexiòn (a momento) de la conexión así como introducir una función de "auto-centrado" que disminuye las deformaciones laterales permanentes. Pruebas experimentales y estudios analíticos han mostrado que la conexión tiene un excelente comportamiento ante cargas laterales. Sin embargo la conexión tiene algunas desventajas:

- Las barras de refuerzo convencional requieren de una inyección de grout en obra, previa a la cual debe llevarse a cabo un sellado de la conexión y en particular del ducto que aloja a los torones de acero de presfuerzo.

- La fluencia de las barras de refuerzo convencional disminuyen considerablemente la capacidad de auto-centrado de la conexión.

- Las vigas y columnas en la conexión híbrida son relativamente pesadas lo que se traduce en costos relativamente altos de transporte de las piezas a la obra y de su montaje en obra.

- Requiere de la colocación temporal de ángulos de acero en las columnas para soportar las trabes/vigas previo al postensado.

- Experiencia en obra de los proyectos en los que se ha utilizado esta conexión han mostrado que el sellado e inyección de grout resulta en procesos constructivos adicionales que resultan ser relativamente lentos sobretodo cuando se toma en cuenta los ciclos de construcción por nivel que son deseables en la construcción moderna de edificios.

En la conexión propuesta se **elimina el acero de refuerzo convencional**. En las FIGURA I - 4 y 1 - 5 se muestra un ejemplo de las conexiones viga-columna, se aprecia que la flexión se tomará con el cable de presfuerzo por lo que toca al cortante se tomará con la fricción en las caras de concreto de la columna y la viga.

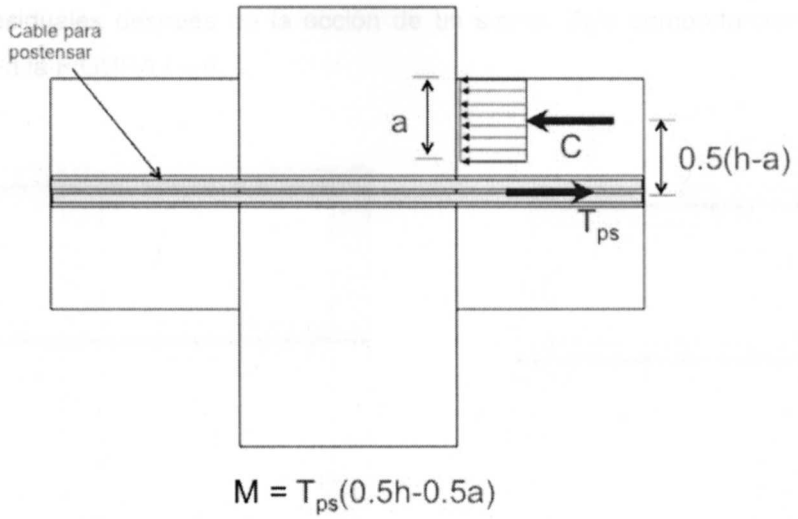


FIGURA I - 4. Detalle de una conexión exterior postensada propuesta con vigas en ambos lados.

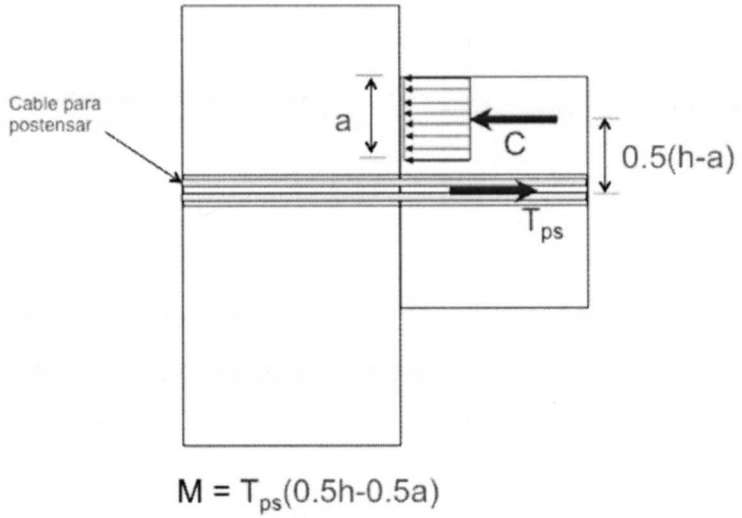


FIGURA I - 5. Detalle de una conexión exterior postensada propuesta con viga de un solo lado

Adicionalmente la conexión tiene ménsulas de acero relativamente pequeñas que quedan en el interior de las vigas, por lo que a diferencia de las ménsulas convencionales en estructuras de concreto prefabricado son mucho menores y no son visibles una vez montada la estructura.

El objetivo principal de esta conexión se encuentra en que la deformación del acero de postensado siempre permanezca elástica y nunca pase este límite, esto se hace diseñando por medio de objetivos de desempeño basados en desplazamientos. Al lograr estos objetivos y limitar los desplazamientos y así su deformación para que no sobrepase su rango elástico, se asegurará un comportamiento autocentrante sin

desplazamientos residuales después de la acción de un sismo. Este comportamiento que se menciona puede observarse en la FIGURA I – 6.

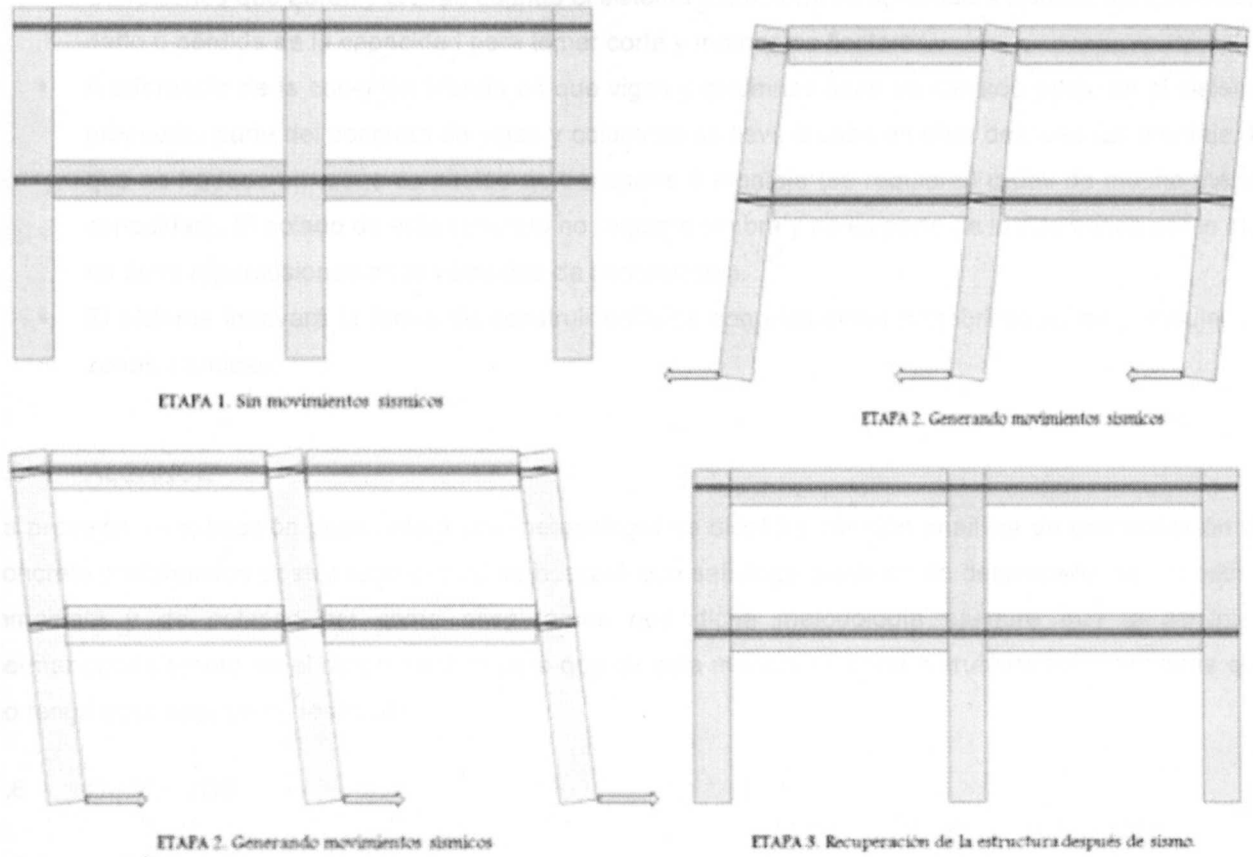


FIGURA I - 6. Comportamiento deseado de la conexión propuesta

1.4 JUTIFICACION

En los últimos años se han realizado varios proyectos de investigación los cuales han mostrado buenos resultados cuando las conexiones son diseñadas de forma adecuada. Durante los sismos gran parte de las deformaciones se concentran en las uniones de los elementos prefabricados en las que no se producen daño estructural de consideración lo que reduciría las reparaciones de las estructuras después de sismos intensos. En estos proyectos también se ha visto que las estructuras de concreto prefabricado pueden estar , en ocasiones, por encima de las estructuras de acero o las mismas de concreto pero coladas en sitio en lo que respecta a su desempeño sísmico. Por esas razones con esta investigación vamos a buscar un nuevo sistema el cual presentaría las siguientes ventajas:

- Menor cantidad de mano de obra que una estructura de concreto colada en sitio lo cual se traduciría en una reducción de costo de la construcción.
- Se reduce la cantidad de acero de refuerzo que se requiere.

- La velocidad de construcción es más rápida que la conexión híbrida y significativamente más rápida que la construcción monolítica colada en sitio y competiría también en velocidad de construcción con las estructuras de acero.
- Conexiones que abren y cierran cuando el sistema estructural es sometido a sismos, sin que exista daño o pérdida de la capacidad para tomar corte y momentos flectores.
- A diferencia de la conexión híbrida en que vigas y columnas tiene un elevado peso, en el sistema propuesto parte del concreto de vigas y columnas se lleva a cabo en obra después del montaje, lo que se traduce en menores costos de transporte y montaje (se requieren grúas de mucho menor capacidad). El colado de este concreto no requiere cimbra y no es parte de la ruta crítica por lo que no tiene repercusiones en la velocidad de construcción.
- El sistema innovará la forma de construir edificios con elementos prefabricados, en particular en zonas sísmicas

1.5 ALCANCE

La presente investigación desarrollará una metodología de diseño y revisión analítica de una conexión de concreto prefabricado postensado el cual se buscará que satisfaga objetivos de desempeño de ocupación inmediata y de colapso así como asegurarnos que dicha metodología asegure que la conexión permanezca siempre en el rango elástico para que de esta manera sea una estructura auto-centrante que no tenga desplazamiento residual.

1.6 OBJETIVOS

1.6.1 GENERALES

- Desarrollar un sistema estructural innovador que compita en velocidad de construcción con las estructuras de acero.
- Lograr que el sistema que se propone tenga un desempeño ante cargas verticales y laterales (viento y sismo) de alto nivel, esto es que tengan daños mínimos y que la construcción siga operando aun cuando sea sometida a cargas laterales derivadas de la acción de un sismo esto es por medio del acero de postensado que busca un auto centrado después de dichas cargas, lográndolo sólo si permanece dentro del rango elástico y así no generar desplazamientos residuales.
- Promover el uso de estructuras de concreto prefabricado en la industria de la construcción.

1.6.2 ESPECIFICOS

Crear una metodología la cual permita el diseño y la revisión analítica de una conexión de concreto prefabricado postensado que soporte cargas accidentarles (viento y sismo) y no presente desplazamientos residuales después de ser sometidas a dichas cargas.

Capítulo II

MARCO CONCEPTUAL

2.1 ANTECEDENTES DE LA EVALUACION DE LA RESPUESTA SISMICA DE SISTEMAS ESTRUCTURALES AUTOCENTRATES

Recientemente grandes y moderados sismos han causado daños significativos tanto en estructuras de acero como de concreto. Con el objetivo de minimizar los daños estructurales y no estructurales, diferentes tipos de sistemas estructurales con capacidades auto-centrantes fueron desarrollados recientemente. Con la finalidad de mejorar nuestra comprensión con respecto al comportamiento sísmico de varios sistemas estructurales auto-centrantes y proveer la información necesaria para el desarrollo de un diseño basado en comportamiento y guía de construcción, se han generado estudios que intentan evaluar y cuantificar las demandas sísmicas sobre sistemas estructurales auto-centrantes con un marco basado en probabilística.

Basado sobre un extensivo análisis (history) de respuesta no lineal, estudios previos investigan las características de las respuestas sísmicas de varios sistemas auto-centrantes SDOF. Después de examinar algunos estudios experimentales, cuatro tipos de comportamientos histeréticos son los que se han considerado más importantes. Además, los sistemas convencionales de degradación de rigidez y elasto-plásticos son también incorporados para los propósitos de esta comparación. Los resultados sobre la demanda de desplazamientos inelásticos, los cuales son evaluados utilizando la relación de desplazamiento inelástico, C_R, se han también examinado

La relación de desplazamientos inelásticos, así como resultados estadísticos, se han presentado y comparado con sistemas elasto-plásticos convencionales o con sistemas histeréticos de degradación de la rigidez, y el efecto de varios parámetros estructurales o geotécnicos, incluyendo períodos de vibración, relación de esfuerzos, rigidez post-fluencia, condiciones del sitio y la fuerza del movimiento de la tierra son totalmente examinados. Además, con el objetivo de proveer enfoques prácticos para una rápida evaluación de la demanda de desplazamientos sobre sistemas auto-centrantes durante el diseño preliminar, ecuaciones simplificadas se han propuesto y la regresión lineal se ha utilizado. Finalmente, las características probabilísticas de las demandas de desplazamiento inelástico sobre sistemas auto-centrantes SDOF se han caracterizado y cuantificado dentro de un marco simplificado y construyendo curvas de riesgo sísmico.

2.2 INVESTIGACIONES PREVIAS DEL SISTEMA DE AUTO-CENTRADO

- Los estudios analíticos de las demandas de desplazamiento inelásticas de los sistemas de auto-centrado de un grado de libertad.
- Los estudios analíticos de las demandas sísmicas de los sistemas de auto-centrado de múltiples grados de libertad.
- Investigación experimental previa de los sistemas estructurales de auto-centrado.

2.2.1 ESTUDIOS ANALÍTICOS DE LAS DEMANDA DE DESPLAZAMIENTO DE LOS SISTEMAS DE AUTO-CENTRADO DE UN GRADO DE LIBERTAD.

El primer estudio fue en el año 1969 hecho por Veletsos (Veletsos, 1969) quien estudió SDOF con 4 tipos de comportamiento histerético sujetos a pulsos y al sismo El Centro. Y observó, quitando los casos aislados los cuales prácticamente no hubo consecuencias, que las deformaciones en los sistemas elástico bilineales (BE) eran mayores que cualquiera de los otros sistemas, con el espectro para el sistema de deslizamiento comprendido entre el sistema bilineal elástico y el sistema elasto-plástico (EP). El estudio también concluyó que las deferencias entre los diferentes sistemas empiezan a ser consecuencias en los espectros de mediana frecuencia alcanzando sus máximas diferencias en aquellas regiones de alta frecuencia.

Con el fin de evaluar la demanda de desplazamiento de los marcos de concreto prefabricado con los torones parcialmente embebidos, Priestley y Tao (Priestley y Tao, 1993) compararon las demandas de ductilidad de desplazamiento para sistemas SDOF con cuatro tipos de comportamiento histerético sujetos a 6 movimientos sísmicos. Y concluyeron que la demanda de ductilidad para sistemas elásticos bilineales con fuerzas laterales especificados por el código exceden del sistema idealizado elasto-plástico alrededor de 38% para periodos mayores a 1.2 segundos, Priestley también estableció que ya que el sistema bilineal elásticos es auto-centrado, este debe de ser estable para los efecto P-Delta (Priestley, 1997).

Kwan investigó la influencia de la respuesta del comportamiento histerético sísmico de los sistemas SDOF. Basado en los resultados del análisis histórico de respuesta en los 6 diferentes tipos de sistemas histeréticos. Ella concluyó que el promedio del valor de mg , la cual es la relación de las factores R de los diferentes sistemas histeréticos, es aproximadamente independiente con el periodo de vibración y de la demanda de ductilidad del sistema. Un valor de .75 fue propuesto para el factor de modificación histerético mg ,para sistemas elásticos bilineales (Kwan, 2001).

Desde que el comportamiento cíclico de los conexiones para disipar energía postensados para marcos de acero fueron capturados aproximadamente por el modelo "flag-shaped" histerético, Christopoulos (Christopoulos, 2002) investigó la respuesta sísmica de los sistemas SDOF incorporando el comportamiento histerético "Flag-shaped" sometido a 20 movimientos sísmicos y mostro que la respuesta

elástica bilineal excedió a la del sistema elasto-plástico, y que la demanda puede bajarse incrementando el valor de la relación de rigidez post-fluencia o incluyendo amortiguamiento viscoso. Y también notó que para cortos periodos y bajos niveles de resistencia o fuerza, incrementando la relación de rigidez post-fluencia es más efectiva, mientras que para periodos largos y alta resistencia en los sistemas lo contrario sería efectivo.

Billington y Kwan (Billington y Kwan , 2002) realizaron análisis no lineales es sistemas SDOF con seis tipos de comportamiento histerético, los factores R promediados a 20 movimientos sísmicos encontraron que las menores demandas de desplazamiento están asociadas con el sistema "Slightly degrading system", que está aproximadamente 20-30% menor que el sistema elástico bilineal (BE) y también vio que el desplazamiento demandado por el sistema "Slip system" es casi el mismo.

En un estudio reciente, Seo and Sause (Seo and Sause, 2005) presentaron las demandas de desplazamiento del sistema "Flag-Shaped" basado en la respuesta histórica de 83 movimientos sísmicos. Y similar a las observaciones de Christopoulos en 2002 concluyeron que la demanda por ductilidad para sistemas de auto-centrado están alrededor del 30 o 50% por encima de aquellos que actúan con los sistemas convencionales elasto-plástico (EP) o "Stiffness degrading"(SD), sin embargo, la demanda por ductilidad puede disminuirse combinando la relación de rigidez del "post-gap-opening" y la capacidad de disipación de energía dentro de un rango práctico.

2.2.2 LOS ESTUDIOS ANALÍTICOS DE LAS DEMANDAS SÍSMICAS DE LOS SISTEMAS DE AUTO-CENTRADO DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD.

Comparado con la información disponible para los sistema de un grado de libertad, pocos resultados, relativamente hablando, tenemos disponibles para los sistemas de múltiples grados de libertad. Uno de los primeros estudios acerca de los muros de concreto postensado no adheridos (Kurama, 1996) utilizando elementos fibra en DRAIN-2DX para modelar la no-linealidad causada por las aperturas entre los paneles de los muros condujo a una investigación acerca del comportamiento no lineal de este tipo de muros bajo cargas estáticas laterales. Más tarde, Kurama (Kurama, 1999) desarrolló un sistema dinámico de análisis en modelos simplificados de 6 pisos con muros estructurales, los cuales fueron sujetos a 16 movimientos sísmicos. Se observó que el promedio de la distorsión del azotea máxima de una sistema elástico no lineal es aproximadamente 40% mayor que aquellos que están hechos en sitio.

Basado en estos estudios, un diseño sísmico aproximado fue propuesto para muros de concreto prefabricado postensado desadherido. Con el fin de disminuir la demanda de desplazamiento, varios tipos de disipadores de energía fueron estudiados y sus recomendaciones de diseño fueron presentadas (Kurama 2000, 2001, Nakaki, 1999)

Con el fin de poder predecir y controlar la respuesta a pruebas que se hicieron a gran escala en el proyecto del PRESSS, modelos con grandes simplificaciones fueron desarrollados para simular la respuesta de los marcos o muros, basados en elemento viga – columna elásticos y resortes colocados paralelamente fueron usados para modelar los diferentes comportamientos histeréticos (Priestley, 1999), estos modelos simplificados fueron capturados pero los valores máximos no son precisos, especialmente en la dirección de la respuesta de los muros.

2.2.3 ESTUDIOS EXPERIMENTALES ACERCA DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE AUTO-CENTRADO.

La idea de los sistemas de auto-centrado empezó en los 70´s pero fue retomada a mediado de los 90´s, en la actualidad existen varias investigaciones experimentales de las cuales la mayoría son en las conexiones viga columna, tanto de acero como de concreto prefabricado.

Uno de los primeros estudios en esta área, Stone (Stone, 1995) probó cuatro conexiones viga columna con acero postensado parcialmente embebido con diferentes niveles de acero. La respuesta histerética indicaba alta capacidad de distorsión y desplazamientos residuales bajos, también observó que los niveles de los desplazamientos residuales se incrementaban por resultado de incrementar la relación de acero.
En una prueba parecida de Priestley y MacRae (Priestley y MacRae,1996), una respuesta estable histerética con una pequeña degradación de resistencia se observó, y concluyó que la relación fuerza-desplazamiento puede ser aproximada con un modelo "origin-oriented" con perdida de rigidez.

Después en la industria de diseño y construcción de desarrollaron varios tipos de alternativas de concreto prefabricado que pudieran remplazar los marcos resistentes a momentos que se cuelan en sitios y como resultado dieron diferentes diseños entre los cuales se incluye el ya conocido "Precast Hybrid Moment Resistant Frame" (Stone, 1995; NIST, 2003). En este tipo de conexión de concreto prefabricado, el acero de postensado no embebido se utiliza para proveer resistencia a la conexión para resistir la carga muerta, viva o las cargas de sismo mientras que el acero parcialmente embebido se utiliza a través de la conexión como disipador de energía bajo cargas sísmicas. El comportamiento después de la fluencia es concentrado en la conexión en lugar del final de la viga, y más importante aún el acero de postensado provee la fuerza restauradora la cual permite a la estructura que se vuelva a centrar sin sufrir desplazamientos residuales después de un sismo.

2.2.2.4 LIMITACIONES DE LOS CONOCIMIENTOS ACTUALES ACERCA DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES DE AUTO-CENTRADO.

- Muchos de los estudios anteriores se enfocan solo en un comportamiento histerético de auto-centrado mientras que nunca se ha hecho un estudio sistemático de varios tipos histeréticos de auto-centrado.

- No existen estimaciones probabilísticas aún.
- Hay poca información disponible sobre las características de auto-centrado de balanceo de respuesta de las estructuras flexibles

2.3 ESTUDIOS DE LAS ESTIMACIONES DE LAS DEFORMACIONES MÁXIMAS DE SISTEMAS AUTOCENTRANTES DE UN GRADO DE LIBERTAD (SDOF).

2.3.1 MOVIMIENTOS DEL SUELO UTILIZADOS.

Dos conjuntos de movimientos de suelo fueron utilizados para una investigación hecha por Ruiz-García y Miranda (Ruiz-García y Miranda, 2003), el conjunto 1, consiste en 216 datos (time histories) de aceleraciones sísmicas en el estado de California en 12 diferentes sismos con magnitudes que van de los 5.8 a los 7.7.

Todos los movimientos seleccionados fueron grabados en estaciones acelerográficas donde existe suficiente información sobre las condiciones geotécnicas y geológicas en el sitio que permiten la clasificación de los sitios grabados de acuerdo a las recientes recomendaciones del código ICBO 1997.

Todos los movimientos del suelo fueron obtenidos en sitios rocosos o firmes con un promedio de velocidad de onda de cortante mayor que 180m/s.

Basados en las condiciones locales del sitio de la estación, los movimientos símicos del suelo fueron divididos dentro de tres grupos, cada uno de ellos consiste de 72 movimientos. El primer grupo fue obtenido de estaciones localizadas sobre roca con promedios de velocidad de onda del cortante entre 760 m/s y 1,525 m/s correspondientes al sitio clase A y B de acuerdo a las disposiciones de diseño actuales. El segundo grupo fue obtenido en estaciones sobre suelo muy denso o roca suave con promedios de velocidad de onda del cortante entre 360 m/s y 760 m/s (sitio clase C), mientras que el tercer grupo fue obtenido en estaciones sobre un suelo rígido con velocidades de onda del cortante entre 180 m/s y 360 m/s (sitio clase D).

El conjunto 2 consiste en 14 datos (time histories) de aceleraciones sísmicas grabados durante el sismo de Chile de 1985 y el sismo de México de 1985. Todos ellos fueron grabados sobre sitios firmes y relativamente tienen una gran duración de los fuertes movimientos del suelo. Este conjunto es usado para investigar el efecto de la duración del sismo sobre las demandas de deformación de sistemas auto-centrantes.

Una lista completa de todos los movimientos incluyendo aceleraciones de tierra máximas, magnitud de sismos, tipos de sitios en la estación, y la distancia a la proyección horizontal de la falla de ruptura es reportada a continuación:

Earthquake Name	Magnitude (Ms)	Station Name	Station Number	Dist. [km]	Comp. 1 [deg]	PGA [cm/s²]	PGV [cm/s]	Comp. 2 [deg]	PGA [cm/s2]	PGV [cm/s]
1971 San Fernando	6.5	Lake Hughes, Array Station 4	126	19.6	111	188.2	5.7	201	143.5	7.1
1971 San Fernando	6.5	Lake Hughes, Array Station 9	127	23.0	21	119.3	4.5	291	109.4	3.9
1979 Imperial Valley	6.8	Superstition Mountain	286	26.0	135	189.2	6.3	45	108.0	6.1
1984 Morgan Hill	6.1	Gilroy 1, Gavilan Coll.	47379	18.0	230	57.5	2.9	320	93.4	2.9
1986 Palm Springs	6.0	Silent Valley, Poppet Flat	12206	23.7	0	102.6	3.9	90	107.4	4.0
1986 Palm Springs	6.0	Winchester, Hidden Valley Farms	13200	49.6	90	54.8	1.3	290	58.5	1.3
1986 Palm Springs	6.0	Winchester, Bergman Ranch	13199	55.3	0	62.2	1.9	90	85.7	1.8
1986 Palm Springs	6.0	Murrieta Hot Springs, Collings Ranch	13196	61.0	0	45.9	1.8	90	49.4	1.3
1986 Palm Springs	6.0	Whitewater Trout Farm	5072	7.3	180	482.7	34.7	270	600.4	31.5
1986 Palm Springs	6.0	Anza Red Mountain	5224	45.6	270	102.0	5.2	360	126.5	3.4
1987 Whittier	6.1	Mt Wilson, CIT Seismic Station	24399	22.1	0	121.3	3.9	90	171.3	4.6
1987 Whittier	6.1	Los Angeles, Griffith Park Observatory	141	22.3	0	133.6	3.6	360	121.4	4.1
1989 Loma Prieta	7.1	Gilroy 1, Gavilan Coll.	47379	10.5	90	433.6	33.9	360	429.6	31.8
1989 Loma Prieta	7.1	Hollister, SAGO south omega road surface	47189	32.4	261	70.7	10.3	351	65.3	9.3
1989 Loma Prieta	7.1	Monterey, City Hall	47377	42.7	90	61.1	6.8	360	88.6	3.5
1989 Loma Prieta	7.1	South San Francisco, Sierra Point	58539	67.6	115	57.2	7.1	205	102.7	8.8
1989 Loma Prieta	7.1	San Francisco, Diamond Heights	58130	75.9	90	110.6	14.3	360	98.4	10.5
1989 Loma Prieta	7.1	Piedmont, Piedmont Jr. High Grounds	58338	77.2	45	81.2	8.2	315	69.6	9.1
1989 Loma Prieta	7.1	San Francisco, Rincon Hill	58151	78.5	90	88.5	10.4	0	76.8	8.7
1989 Loma Prieta	7.1	San Francisco, Pacific Heights	58131	80.5	270	60.2	12.8	360	46.3	9.2
1989 Loma Prieta	7.1	San Francisco, Cliff House	58132	87.4	0	73.1	11.2	90	105.7	21.0
1989 Loma Prieta	7.1	San Francisco, Telegraph Hill	58133	88.0	90	51.2	5.5	0	90.8	8.5
1989 Loma Prieta	7.1	Point Bonita	58043	88.1	297	71.4	12.9	207	69.9	11.4
1991 Sierra Madre	5.8	Mt Wilson, CIT Seismic Station	24399	6.3	0	270.7	13.0	90	198.2	7.5
1992 Landers	7.5	Twentinine Palms Park Maintennance Bldg	22161	41.9	0	78.7	3.7	90	69.1	4.9
1992 Landers	7.5	Silent Valley, Poppet Flat	12206	51.3	90	38.4	5.1	0	48.9	3.8
1992 Landers	7.5	Amboy	21081	66.3	0	88.3	11.0	90	143.2	20.0
1994 Northridge	6.8	Malibu Canyon, Griffith Observatory	5060	20.2	360	176.4	12.3	270	270.0	17.7
1994 Northridge	6.8	Lake Hughes, Array Stention 9	24272	28.4	90	221.2	10.1	360	154.5	8.4
1994 Northridge	6.8	Los Angeles, Temple & Hope	24611	32.2	180	189.1	20.0	90	123.7	13.9
1994 Northridge	6.8	Lake Hughes, Array Station 4	24469	34.0	0	58.4	5.1	90	82.4	5.1
1994 Northridge	6.8	Mt Wilson, CIT Seismic Station	24399	36.9	90	130.7	5.8	360	238.5	7.4
1994 Northridge	6.8	Los Angeles, City Terrace	24592	37.1	90	256.0	12.8	0	310.1	14.1
1994 Northridge	6.8	Antelope Buttes	24310	48.6	90	99.7	4.3	0	44.8	3.6
1994 Northridge	6.8	San Pedro, Palos Verdes	14159	58.5	90	93.1	6.6	0	96.9	5.6
1994 Northridge	6.8	Leona Valley #3	24307	37.8	0	82.4	8.5	90	104.0	8.1

TABLA II - 1. Movimientos sísmicos gravados por el NEHRP para un suelo tipo AB (Peng Li, 2005).

Earthquake Name	Magnitude (Ms)	Station Name	Station Number	Dist. [km]	Comp. 1 [deg]	PGA [cm/s²]	PGV [cm/s]	Comp. 2 [deg]	PGA [cm/s2]	PGV [cm/s]
1952 Kern County	7.7	Santa Barbara, Courthouse	283	85.0	42	67.9	12.1	132	128.6	15.5
1952 Kern County	7.7	Pasadena, CIT Athenaeum	475	109.0	180	46.5	5.6	270	52.1	9.2
1971 San Fernando	6.5	Lake Hughes, Array Station 12	128	17.0	21	346.2	17.0	291	277.9	12.7
1971 San Fernando	6.5	Glendale, 833 E Broadway	122	18.0	110	285.7	10.3	200	209.1	13.4
1971 San Fernando	6.5	Lake Hughes #1, Fire station #78	126	25.0	21	145.5	18.0	111	108.9	11.7
1971 San Fernando	6.5	Castaic Old Ridge Route	110	26.0	21	309.4	15.6	291	265.4	25.9
1971 San Fernando	6.5	Pearblossom Pump Plant	595	36.0	0	91.5	4.7	270	120.5	5.6
1979 Imperial Valley	6.8	El Centro, Parachute Test Facility	5051	14.0	225	106.9	17.8	315	200.2	16.1
1984 Morgan Hill	6.1	Gilroy #6, San Yaldro Microwave Site	57383	11.5	0	214.8	11.4	90	260.4	36.7
1984 Morgan Hill	6.1	Gilroy Gavilan college Phys Sci Bldg	47006	18.0	337	85.9	2.9	67	95.0	3.8
1987 Whittier	6.1	Garvey Reservoir Abutment Bldg	709	3.4	60	387.1	15.8	330	486.2	19.0
1987 Whittier	6.1	Alhambra, 900 S. Fremont	24461	6.7	180	206.2	22.0	270	374.3	16.3
1987 Whittier	6.1	San Marino, SW Academy	24401	7.7	270	136.5	4.8	360	183.8	12.9
1987 Whittier	6.1	Inglewood, Union Oil Yard	14196	22.5	0	246.1	18.1	90	219.3	8.9
1987 Whittier	6.1	Long Beach, Recreation Park	14241	29.6	90	57.2	3.5	180	53.8	6.5
1987 Whittier	6.1	Sylmar, Olive View Medical Center	24514	45.9	0	55.6	4.0	90	50.3	3.5
1987 Whittier	6.1	Riverside, Airport	13123	57.8	180	38.4	1.4	270	36.8	1.4
1987 Whittier	6.1	Lancaster, Medical Office Bldg FF	24526	72.2	10	59.4	2.9	100	59.6	3.0
1987 Whittier	6.1	Castaic, Old Ridge Route	24278	77.3	0	67.2	4.4	90	65.4	4.5
1989 Loma Prieta	7.1	Corralitos, Eureka Canyon Road	57007	0.0	90	469.4	47.5	360	617.7	55.2
1989 Loma Prieta	7.1	Gilroy, Gavilan college Phys Sci Bldg	47006	10.9	67	349.1	28.9	337	310.0	23.0
1989 Loma Prieta	7.1	Saratoga, Aloha Ave	58065	12.4	90	316.2	43.5	0	494.5	41.3
1989 Loma Prieta	7.1	Santa Cruz, UCSC	58135	18.5	90	401.5	21.2	360	433.1	21.2
1989 Loma Prieta	7.1	Gilroy 6, San Yaldro Microwave site	57383	19.9	90	166.9	14.2	0	112.2	12.8
1989 Loma Prieta	7.1	Coyote Lake Dam, downstream	57504	21.7	285	174.7	22.6	195	154.7	13.0
1989 Loma Prieta	7.1	Woodside, Fire Station	58127	36.7	90	79.7	14.7	0	79.5	16.5
1989 Loma Prieta	7.1	Fremont, Mission San Jose	57064	42.8	90	100.5	8.8	0	117.7	11.5
1989 Loma Prieta	7.1	Hayward, CSUH Stadium	58218	58.7	90	62.6	6.4	0	72.5	5.5
1989 Loma Prieta	7.1	Berkeley, Lawrence Berkeley Lab.	58471	63.9	90	114.4	20.9	0	47.7	9.2
1992 Landers	7.5	Joshua Tree, Fire Station	22170	7.1	0	288.3	27.5	90	276.4	43.2
1994 Northridge	6.8	Castaic Old Ridge Route	24278	24.6	360	504.2	52.2	90	557.1	52.1
1994 Northridge	6.8	San Marino, SW Academy	24401	35.6	360	146.2	5.4	90	122.6	7.3
1994 Northridge	6.8	Alhambra, 900 S. Fremont	24461	37.2	360	78.3	12.7	90	99.1	9.7
1994 Northridge	6.8	Lake Hughes #1, Fire station #78	24271	37.7	0	84.9	9.2	90	75.2	9.4
1994 Northridge	6.8	Littlerock, Brainard Canyon	23595	47.9	90	70.8	5.0	180	58.0	5.3
1994 Northridge	6.8	Rancho Palos Verdes, Hawthorne Blvd.	14404	53.8	0	71.1	5.0	90	82.7	3.3

TABLA II - 2. Movimientos sísmicos gravados por el NEHRP para un suelo tipo C (Peng Li, 2005).

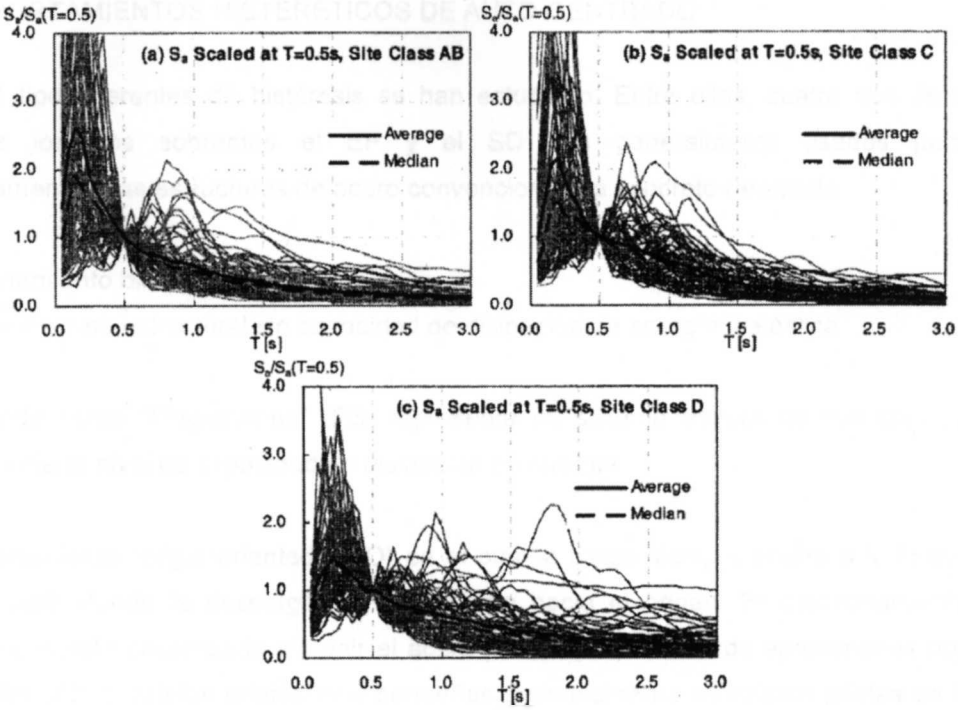


FIGURA II - 1. Espectro de respuesta escalado a Ts=0.5s para a) Suelos tipo AB, b) Suelo tipo C, y c) suelo tipo D (Peng Li, 2005).

Earthquake	Station	Comp. 1 (deg)	PGA (cm/s^2)	PGV (cm/s)	Comp. 2 (deg)	PGA (cm/s^2)	PGV (cm/s)
1985 Valparaiso	Llolleo	10	698.3	40.3	100	436.9	23.3
1985 Valparaiso	Mellipilla	0	673.0	34.2	90	518.0	40.3
1985 Valparaiso	San Felipe	80	425.1	17.8	170	303.5	16.2
1985 Valparaiso	Valparaiso	50	291.5	28.6	140	162.7	17.0
1985 Michoacan	Caleta de Campus	90	140.7	18.5	180	139.7	23.5
1985 Michoacan	La Union	90	148.3	15.3	180	165.6	31.1
1985 Michoacan	Villita	90	121.5	14.0	180	125.4	24.0

TABLA II - 3. Resumen de los movimientos sísmicos de larga duración (Peng Li, 2005).

2.2.3.2 COMPORTAMIENTOS HISTERÉTICOS DE AUTO-CENTRADO

Un total de 6 tipo diferentes de histéresis se han estudiado. Entre ellos, cuatro son de auto-centrado mientras que los dos sobrantes el EP y el SD son generalmente usados para referenciar representativamente a las estructuras de acero convencional y a concreto reforzado.

Tipo 1 comportamiento bilineal elástico (BE)
Representa un sistema estructural sin capacidad de disipación de energía inelástica.

Tipo 2 comportamiento "Flag-shaped" (FS) representa un sistema estructural con capacidad de auto-centrado y con cierto nivel de capacidad de disipación de energía.

Tipo 3 comportamiento "origin oriented" (OO) en el cual la carga siempre ocurre a lo largo de la misma rama bilineal pero donde la descarga siempre ocurre hacia el origen. El comportamiento sísmico de elementos de concreto postensado sin unir el acero pueden ser a menudo aproximados por este tipo de comportamiento sólo si existen grietas muy pequeñas o simplemente no existen grietas en los elementos de concreto.

Tipo 4 es el comportamiento orientado al origen con perdida de rigidez (OOSD) y es diferente al tipo 3 en el que vuelve a cargar a lo largo de la ruta de descarga. Este tipo de comportamiento es similar al comportamiento histerético de algunas conexiones viga-columna de concreto prefabricado postensado.

Tipo 5 comportamiento bilineal elasto-plástico (EP) el cual representa un sistema estructural con grandes niveles de disipación de energía, este se representa como un marco de acero convencional resistente a momento

Tipo 6 perdida de rigidez (SD) representa un sistema estructural con un modesto nivel de disipación de energía inelástica y perdida de rigidez debido a daños cíclicos, un ejemplo de esto es una estructura de concreto reforzado hecho en el sitio.

Todos los tipos a excepción del dos (FS) están completamente determinados por tres parámetros, la rigidez inicial k0, el esfuerzo de fluencia Fy y la relación de rigidez post-fluencia α. Para el sistema FS un parámetro adicional es requerido β para controlar la cantidad de capacidad de disipación de energía histerética del sistema, se puede notar que el sistema BE es un caso especial del FS con un $\beta=0$.

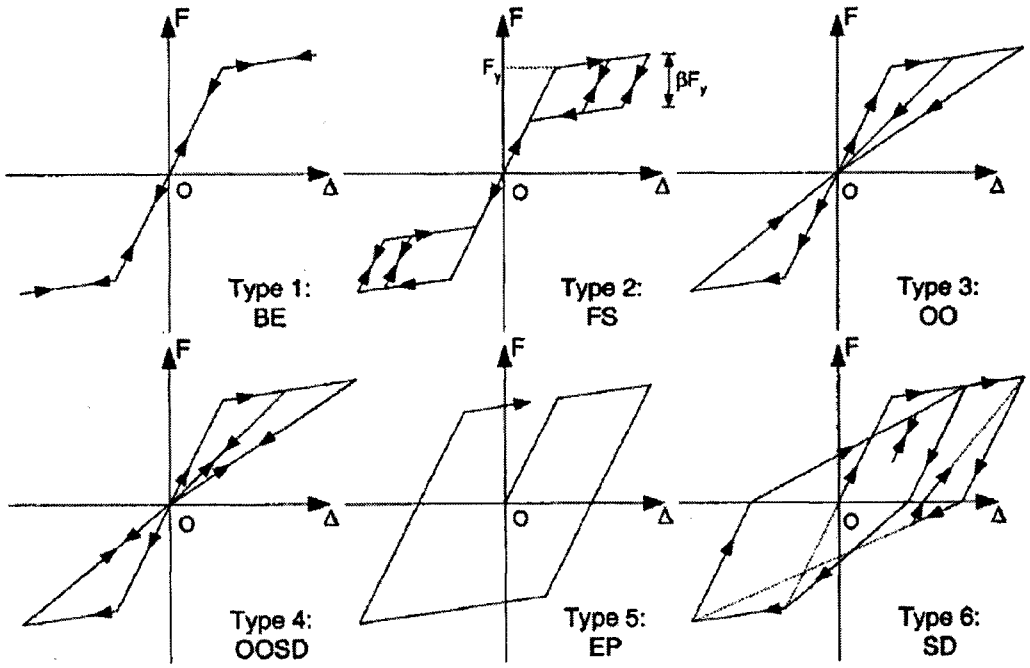


FIGURA II - 2. Comportamientos histeréticos (Peng Li, 2005).

2.3.3 DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO NO LINEAL EN UN MODELO BILINEAL ELÁSTICO (BE)

2.3.3.1 Tendencia central del C_R.

Para medir la C_R se han usado tres tipos de medidas, la media de la muestra, la mediana de la muestra y la media geométrica con las siguientes fórmulas:

Media:

$$\bar{x} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} x_i$$

Mediana:

$$\tilde{x} = \frac{1}{2}\left[y_{\frac{n}{2}} + y_{\frac{y}{n}+1}\right]$$

Media Geométrica:

$$\hat{x} = \left[\prod_{i=1}^{n} x_i\right]^{\frac{1}{n}}$$

Al usar estas tres medidas se ha podido graficar la tendencia del C_R para un sistema bilineal elástico con dos niveles de resistencia lateral, tanto 2 como 6 que están sujetos a 216 movimientos, éstos son del conjunto 1.

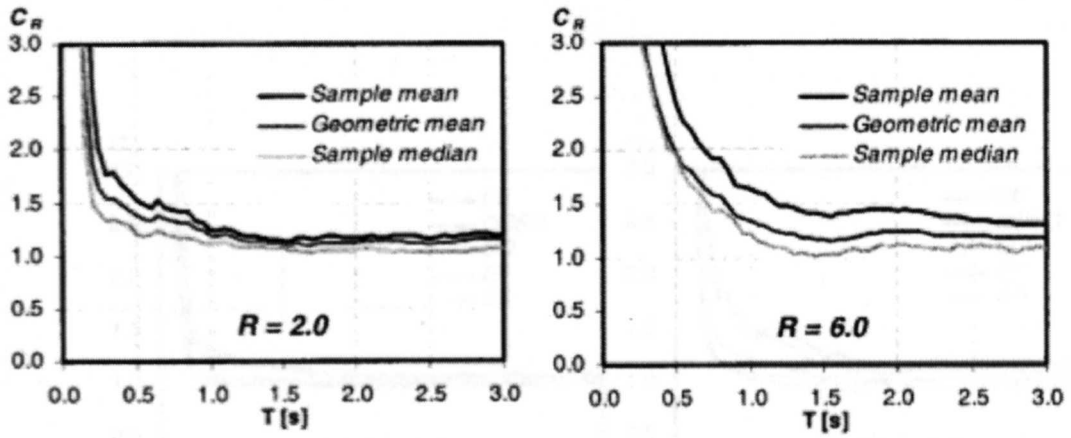


FIGURA II - 3. Comparativa de las diferentes mediciones de la tendencia central de la relación de desplazamientos inelásticos para el sistema bilineal elástico (Peng Li, 2005)..

La media geométrica siempre está en medio de las otras dos medidas.

Para cortos periodos la mediana de la muestra está muy cerca de la media geométrica.

Para periodos mayores a 1 segundo, la mediana no es sensible a la resistencia lateral ya que no se incrementa como las otras dos indican cuando el sistema se está debilitando.

2.2.3.4 LA SENSIBILIDAD DE LAS DEMANDAS DE DESPLAZAMIENTO CON EL COMPORTAMIENTO HISTERÉTICO

En esta sección se presentaremos los desplazamientos inelásticos para diferentes tipos de sistemas histeréticos y se ha investigado el efecto que estos causan a los desplazamientos inelásticos.

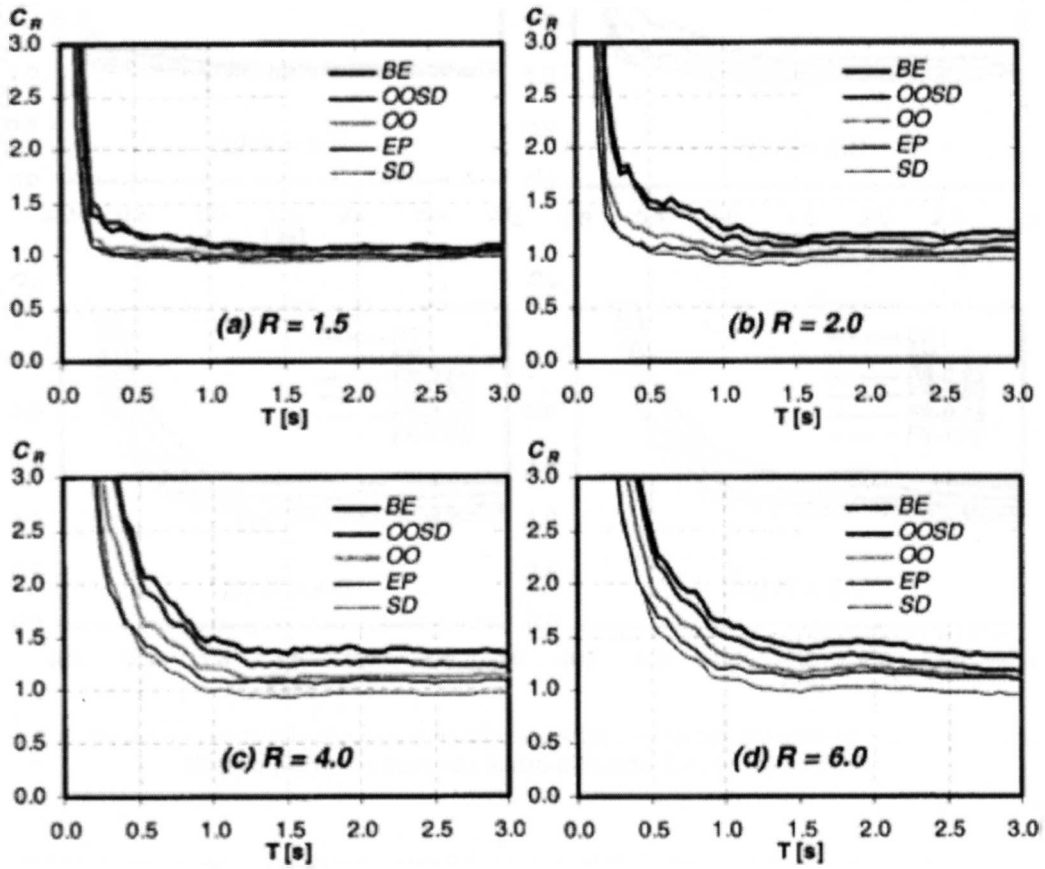


FIGURA II - 4. Relación de las demandas de deformación de sistemas auto-centrantes con las demandas de deformación de sistemas elasto-plásticos (Peng Li, 2005).

- Todos los sistemas muestran tendencias similares durante todo el espectro.
- En periodos cortos los desplazamientos son muy grandes, dependen mucho del periodo, del factor R también del tipo de sistema histerético mientras que para periodos largos (T>1 s) los desplazamientos permanecen aproximadamente constantes con cambios en el periodo.
- Los diferentes sistemas histeréticos influyen mucho en los desplazamientos inelásticos.
- En la región de periodos T>=0.5 s, el sistema BE tiene en promedio la mayor demanda de desplazamientos, que, según el mismo periodo y el mismo factor R, es aproximadamente entre 20% y 50% mayor que las demandas del sistema elasto-plástico, y es de esperarse debido a su poca capacidad para disipar energía.

- Como sea para sistemas con periodos chicos y con factores de resistencia relativamente menores (R<=4)el sistema OOSD siempre tiene los desplazamientos mayores.
- En todos los casos la demanda del sistema OO siempre está entre OOSD y el EP.

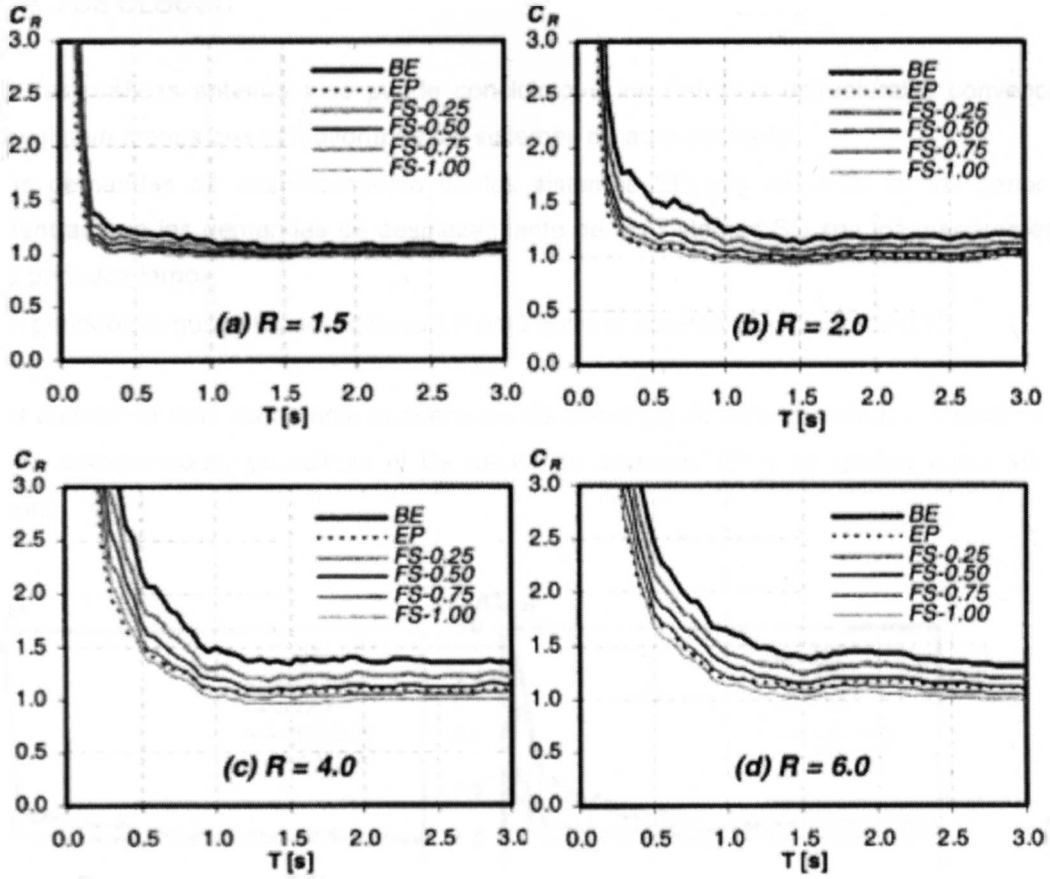


FIGURA II - 5. Comparación de la relación de los desplazamientos inelásticos del sistema FS con los sistemas Bilineal elástico (BE) y los sistemas elasto-plásticos (EP) (Peng Li, 2005).

En estas gráficas se puede demostrar claramente el efecto de la disipación de energía en nuestras demandas de desplazamiento.

- Como se esperaba la demanda de desplazamientos inelásticos decrece cuando nuestra capacidad de disipación de energía β se incrementa.
- Para periodos iguales o mayores a 0.5 s los desplazamientos inelásticos para sistema FS con **β=1** son menores que los que requiere el sistema EP, a pesar de la capacidad de disipación de energía del sistema FS-1 es solo la mitad de su contraparte del EP.

2.2.3.5 DEMMANDAS DE DESPLAZAMIENTO EN SISTEMAS BILINEALES Y EN EL MODELO MODIFICADO DE CLOUGH

- De las gráficas anteriores se puede concluir que los sistemas estructurales convencionales se desplazan menos que la mayoría de los sistemas de auto-centrado.
- Las demandas de desplazamiento de los sistemas EP son menores en los periodos cortos, mientras que las demandas de desplazamiento de los sistemas SD son los menores en sistemas de periodos largos.
- En periodos largos la C_R del sistema EP está entre el sistema FS-0.50 y FS-0.75.

Para poder cuantificar más claramente la diferencia de demanda de desplazamientos inelásticos de varios sistemas de auto-centrado, se calculó el C_R de varios sistemas EP y se graficó como se muestra a continuación:

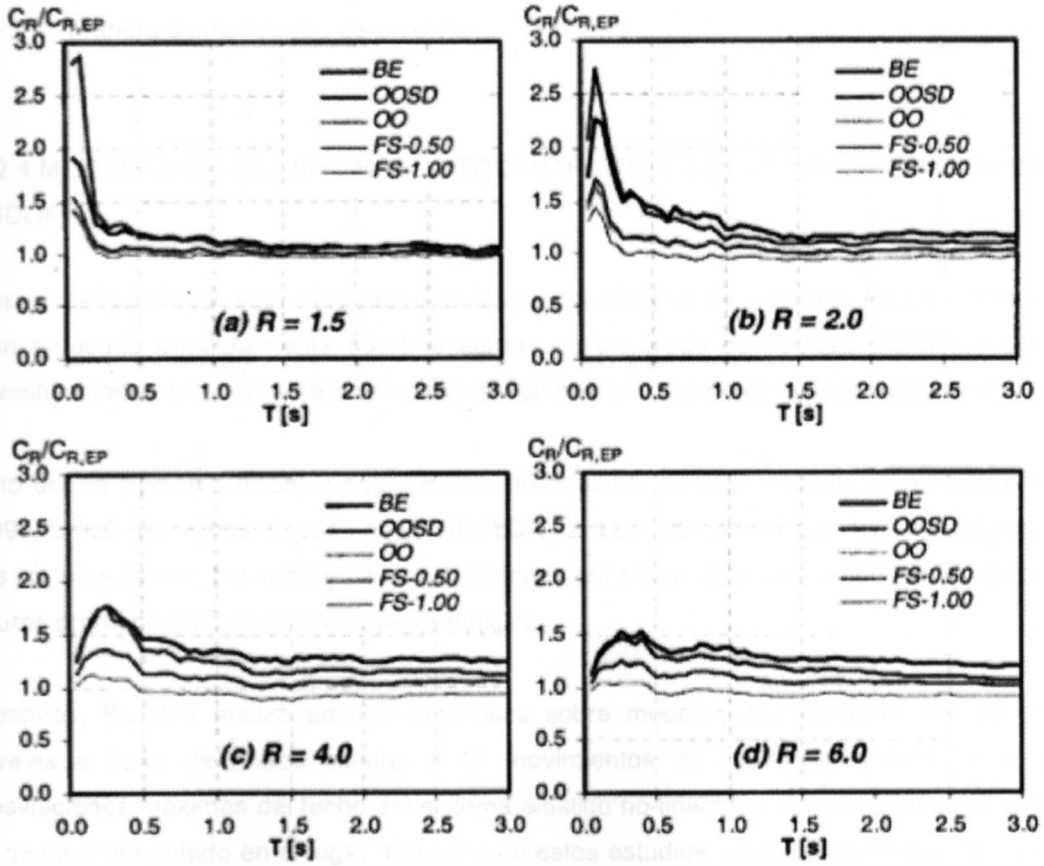


FIGURA II - 6. Relación de las demandas de deformación de los sistemas de auto-centrado con los sistemas elasto-plásticos (Peng Li, 2005).

- Se ve que todos los sistemas de auto-centrado exhiben la misma tendencia sin tomar en cuenta el tipo de comportamiento histerético.
- Con excepción del FS-1.00 la relación es mayor a 1, lo cual indica que: para el mismo nivel de resistencia y con la misma rigidez inicial, la mayoría de los sistemas de auto-centrado tienden a tener mayores demandas de desplazamiento que los sistema EP.
- Para periodos iguales o menores a 0.5 s, la relación es bastante mayor a 1, lo cual significa que todos los sistemas de auto-centrado sometidos a grandes desplazamientos que los sistemas EP con el mismo periodo de vibración y misma resistencia lateral.
- Este espectro depende mucho del periodo, de la resistencia lateral y también del tipo de comportamiento histerético.
- El C_R es mayor cuando se tienen sistemas con más resistencia (menores valores de R)
- Para valores de periodo medianos y largos, la relación permanece aproximadamente constante con cambios en el periodo y solo depende de la resistencia lateral y del tipo de comportamiento histerético. (Mayor para sistemas débiles y/o menos capacidad para disipar energía)
- Se debe notar que para todo el tiempo el sistema OO se deforma casi igual que el sistema FS con β=0.5, se espera que sea tal ya que ambos sistemas son auto-centrados y disipan la energía de manera similar dentro de un ciclo

2.2.4 MODELACIÓN DE SISTEMAS AUTOCENTRANTES DE MÚLTIPLES GRADOS DE LIBERTAD (MDOF)

Las investigaciones realizadas sobre la respuesta sísmica de sistemas estructurales auto-centrantes se han enfocado principalmente sobre Sistemas de un grado de libertad (SDOF) y sólo hay muy pocas investigaciones en el área de respuesta sísmica en sistemas de múltiples grados de libertad (MDOF).

Uno de los primeros trabajos sobre muros de concreto post-tensionado no adherido, Kuarama (Kurama, 1996) utilizó elementos fibrosos en DRAIN-2DX para simular la no-linealidad causada por la abertura entre los paneles del muro y condujo a investigaciones paramétricas sobre el comportamiento lateral de algunos muros prototipo bajo cargas laterales estáticas.

Después, Kurama realizó análisis dinámicos sobre modelos muy simplificados de estructuras de seis niveles a base de muros sujetas a 15 movimientos de suelo. Se observó que, en promedio, las desviaciones máximas del techo del sistema elástico no-lineal fue aproximadamente 40% más grande que el de un muro colado en el lugar. Basados en estos estudios, un enfoque de diseño sísmico fue propuesto para muros prefabricados post-tensados no adheridos. Con la finalidad de disminuir esta excesiva demanda de desplazamiento, algunos tipos de dispositivos disipadores de energía fueron estudiados y las

recomendaciones de diseño correspondientes fueron presentadas (Kurama 1999, 2000, 2001; Nakaki, 1999).

Con el objetivo de evaluar las demandas sísmicas de sistemas estructurales autocentrantes, modelos de muro-marco de dos dimensiones fueron desarrollados en este estudio utilizando RUAUMOKO (Carr, 2003) para simular la respuesta sísmica de marcos estructurales de concreto reforzado fortificado con muros estructurales postensionados no adheridos. Un gran número de análisis dinámicos fueron realizados sobre los modelos estructurales propuestos, sujetos a un gran número de movimientos sísmicos.

2.2.4.1 DISTRIBUCIÓN DE LA CAPACIDAD AUTOCENTRANTE

A diferencia de los sistemas SDOF, hay más opciones para distribuir la capacidad de auto-centrado entre los elementos estructurales de un sistema MDOF. La FIGURA II – 6 ilustra esquemáticamente tres tipos de sistemas estructurales con capacidades autocentrantes distribuidos entre elementos estructurales. En el marco con conexiones de momento autocentrantes, la capacidad de autocentrante es distribuida en algunas o todas las uniones viga-columna; mientras que en los marcos con arriostramientos autocentrantes o con muros estructurales postensados no adheridos, la capacidad de auto-centrado es concentrada en los arriostramientos o los muros estructurales.

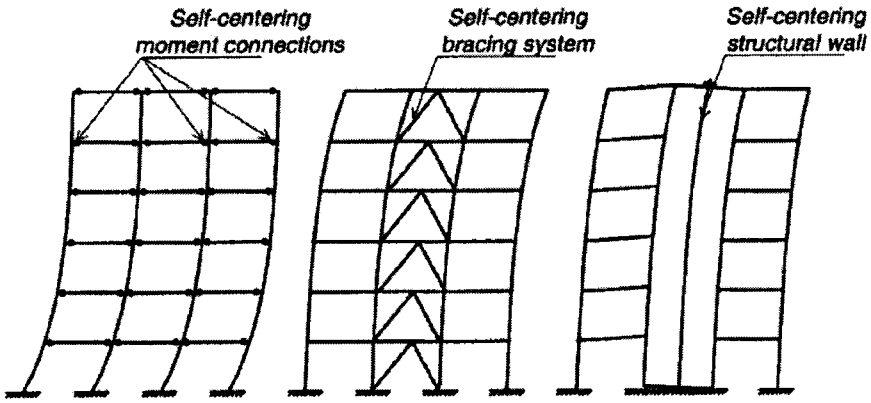


FIGURA II - 7. Distribución típica de la capacidad auto-centrante en un edificio

La distribución de las capacidades autocentrantes entre los elementos estructurales tiene importantes efectos sobre el comportamiento sísmico de las estructuras. En particular, las estructuras marco-muro reforzadas con un sistema de muros autocentrantes tiene significativas ventajas sobre otros sistemas, incluyendo:

- Alta rigidez lateral.
- Simples conexiones experimentando un comportamiento en la apertura (gap opening) no lineal.

- Pequeños daños a la superestructura.
- Modelos simplificados.

2.2.4.2 CARACTERÍSTICA DE LA RESPUESTA MONOTÓNICA DE MUROS POST-TENSIONADOS NO ADHERIDOS.

Como se mencionó antes, existe ya información valiosa con respecto al comportamiento monotónico de los muros post-tensionados. En uno de los primeros estudios sobre muros de concreto post-tensionados, Kurama utilizó elementos fibrosos DRAIN-2DX para simular la nolinealidad causada por la apertura entre los paneles del muro, y condujo a investigaciones paramétricas sobre el comportamiento lateral de estos muros bajo cargas laterales estáticas. La FIGURA II - 8 muestra el comportamiento Pushover de varios tipos de muros. Se resumió tal que el comportamiento Pushover es caracterizado por 4 estados claves (Kurama, 1996).

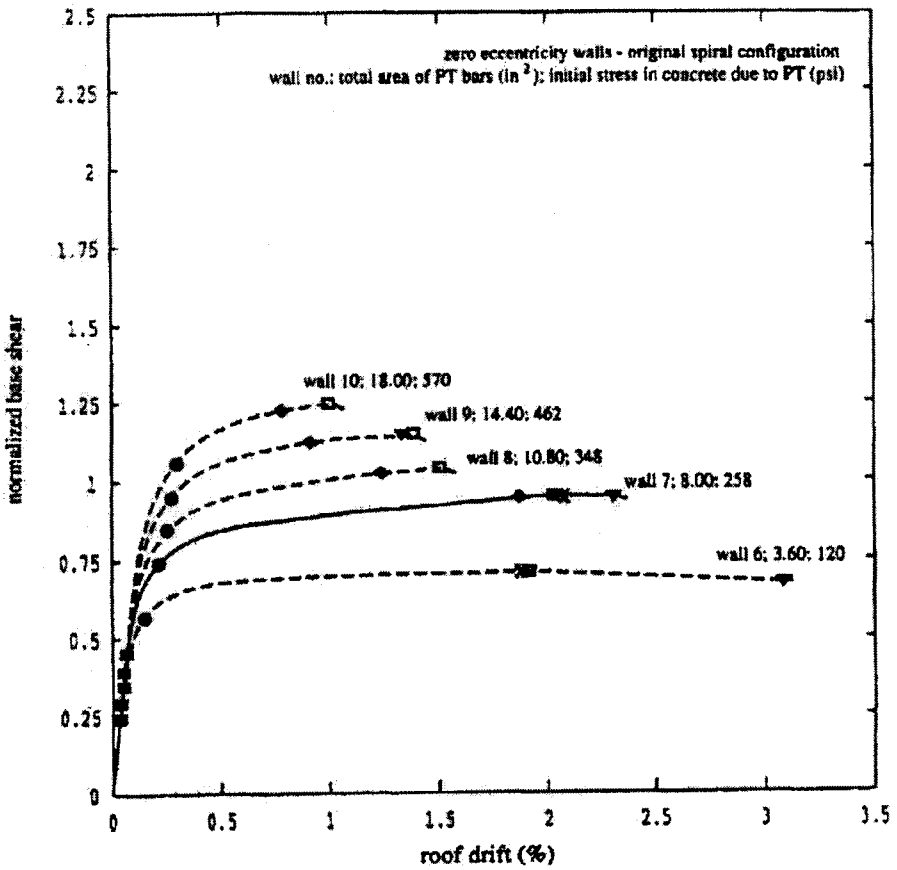


FIGURA II - 8. Curvas de pushover para muros postensado con diferentes niveles de acero de postensado (Kurama, 1996)

Los cuatro estados claves de la prueba son:

- Estado de Apertura (descompresión)

- Estado de debilitación
- Estado de Fluencia
- Estado de Falla

Basado sobre los resultados del análisis pushover (Kurama, 1996) y las pruebas cíclicas realizadas por otros investigadores (Rahman y Restrepo, 2000); un estudio paramétrico fue realizado para investigar el efecto de varios parámetros estructurales sobre el comportamiento Pushover. Algunos de las más importantes y relevantes observaciones son resumidas a continuación:

- La rigidez inicial de los muros esta principalmente asociada con el espesor de la sección del muro, y los niveles de post-tensión tienen pequeños efectos sobre la rigidez inicial. Además, la rigidez lateral es aproximadamente mantenida durante la carga y descarga, y la degradación de la rigidez puede ser descuidada.
- La rigidez lateral del muro se encuentra sin cambios cuando la apertura inicialmente ocurre en la base de la conexión del muro, y empieza a disminuir a medida que la abertura se desarrolla más. Se observó que el estado de debilitación puede ser aproximado como el punto cuando la apertura ha desarrollado arriba de ¾ de la profundidad del muro.
- El desplazamiento del piso en el estado de fluencia es principalmente contribuido por la apertura en la conexión base, el cual puede ser fácilmente obtenido del alargamiento del acero post-tensado.
- El desplazamiento lateral más allá del estado de fluencia causara pérdidas de las fuerzas de pre-esfuerzo, de tal modo que disminuirá la capacidad autocentrante. Por lo tanto, el sistema de muro será diseñado de tal forma que el estado de fluencia no sea alcanzado por el comportamiento de la mayoría de los niveles.
- El desplazamiento del piso en el estado de fluencia es principalmente controlado por dos parámetros: la posición del acero post-tensado y el nivel de pre-esfuerzo. Con el objetivo de aplazar la aparición del estado de fluencia, el acero postensado deberá ser colocado en el centro del muro, y los niveles de pre-esfuerzo deberán ser lo más bajo posibles.
- Por lo tanto, un nuevo modelo matemático se ha propuesto para combinar las ventajas del modelo con elemento a base de fibras y el modelo con amortiguamiento rotacional. Se espera que este nuevo modelo no solo mantenga la simplicidad y eficiencia si no también capture con exactitud el comportamiento sísmico del sistema marco-muro.

Capítulo III

METODOLOGÍA DEL DISEÑO

3.1 CONCEPTO

La metodología para el diseño de nuestra conexión post-tensada tiene como base el diseño por desempeño por lo que se propone un procedimiento desde su fase conceptual hasta su fase final.

Esta metodología consiste en la selección de esquemas de evaluación los cuales nos permitan un dimensionamiento y detalle de los componentes tanto estructurales, no estructurales y contenidos, de manera que, para unos niveles de movimiento del terreno determinados, los daños en la estructura no deberán superar ciertos estados límite. Lo que esta metodología nos brinda es el dimensionamiento y diseño del sistema que nos permitirá mantenernos dentro de los estados límites mencionados anteriormente.

Considerando los aspectos que se mencionaron anteriormente, podemos ver que nuestra propuesta es un proceso que comienza con el planteamiento inicial de un proyecto y termina cuando la estructura queda en pie totalmente vertical sin ningún desplazamiento residual después de un evento sísmico. La duración de este proceso incluye: Conocer los parámetros que vamos a tener para diseño, después tener listos nuestros objetivos de desempeño, la determinación de la conveniencia del sitio, el diseño conceptual, el diseño preliminar, el diseño final y los chequeos correspondientes de aceptabilidad durante el diseño y la revisión del diseño. Cada paso es muy crítico para el proceso y que el diseño sea exitoso. A continuación se muestra un diagrama del marco conceptual de la metodología aquí propuesta. En la FIGURA III – 1 se muestra un diagrama que muestra el marco conceptual de la metodología aquí propuesta.

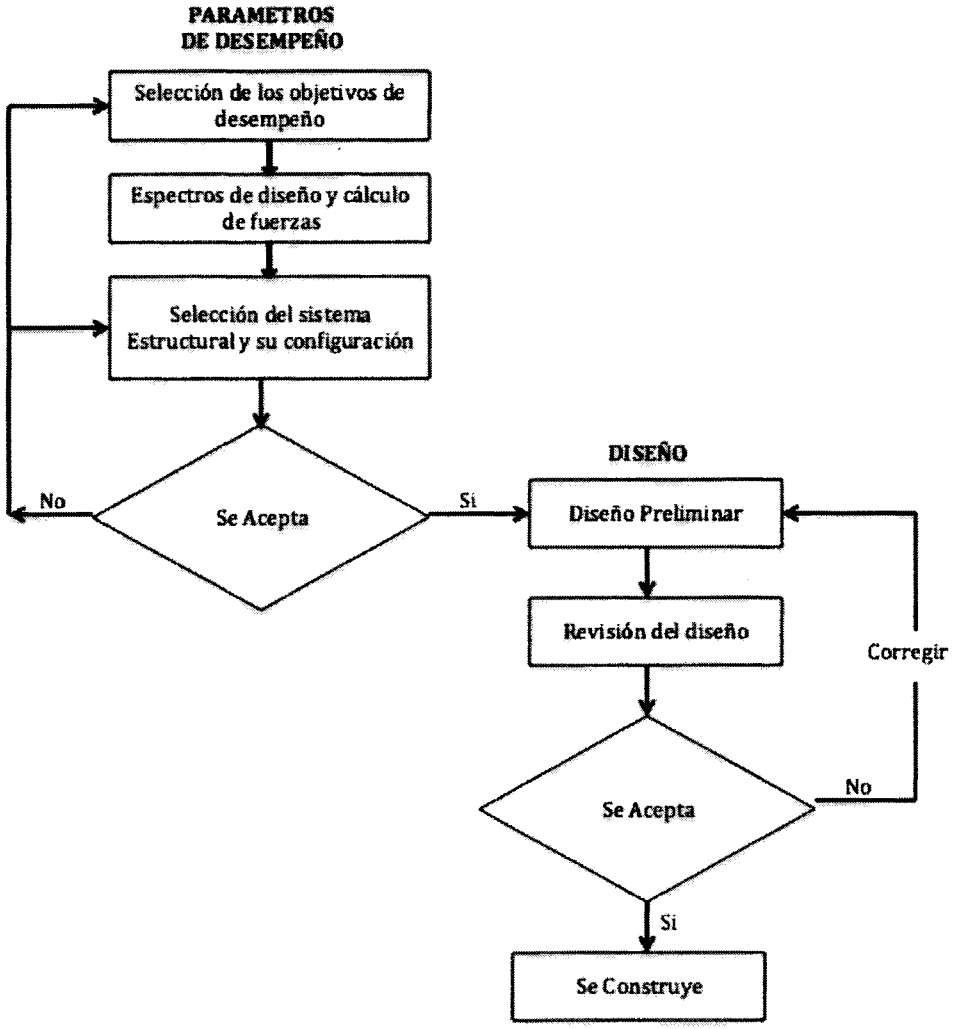
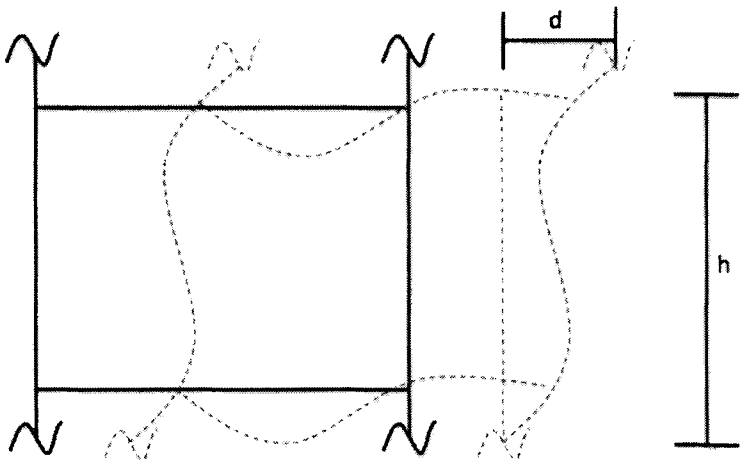


FIGURA III - 1. Diagrama del marco conceptual de la metodología de diseño de la conexión propuesta en este trabajo.

3.2 PARÁMETROS DE DISEÑO

Primero lo que tenemos que establecer antes de comenzar con cualquier análisis o diseño es el establecer hacia donde vamos, por lo tanto antes de establecer nuestros objetivos necesitamos establecer con qué vamos a llegar a esos objetivos. Para esta metodología nos enfocaremos en el parámetro de distorsión de entrepiso, con esto nosotros podemos establecer nuestros objetivos de desempeño, podemos ejemplificar lo que es la distorsión de entrepiso con la figura 2 que se muestra a continuación.



$$Distorsion = \frac{d}{h}$$

FIGURA III - 2. Distorsión de entre piso

3.3 OBJETIVOS DE DESEMPEÑO

En este paso es donde realizamos la selección de los objetivos de desempeño, estos corresponden a expresiones de acoplamiento entre los niveles de desempeño que nosotros deseamos que tenga nuestra y el nivel de movimiento símico esperado. Para esto nosotros debemos de conocer los diferentes niveles de desempeño que existen en los edificios para que conociéndolos podemos escoger cual es el que nosotros usaremos. Los niveles de desempeño en edificios proporcionan los niveles de daño estructural y no estructural que pueden ocurrir, en donde los diferentes niveles de daño se determinan basándose en la frecuencia con lo cuales estos daños ocurren y en las consecuencias que tienen sobre los usuarios. Los niveles de desempeños son: Operacional, Ocupación Inmediata, Seguridad de Vida y Prevención de Colapso. Para nuestros objetivos de desempeños estaremos usando el nivel de Ocupación inmediata y el de prevención de colapso.

3.3.1 OCUPACION INMEDIATA.

Para nuestro objetivo de Ocupación Inmediata, el FEMA – 350 lo define de la siguiente manera:

"El nivel de desempeño estructural de Ocupación Inmediata está definido como el estado de desempeño en el cual un daño estructural limitado ocurre. Se anticipa que el daño ocurrido es insignificante, por lo que

no es necesario inspeccionar el edificio después del terremoto, y aunque se pueda presentar un mínimo daño, este no requerirá de reparación. Los sistemas resistentes de fuerza lateral y vertical del edificio conservan casi toda la rigidez y resistencia que tenían antes del sismo. El riesgo de amenaza de vida como resultado de daño estructural es muy bajo. Las edificaciones que se encuentran dentro de este nivel de desempeño deben ser seguras para su ocupación inmediata después del sismo, suponiendo que el daño de los componentes no estructurales es ligero y que la utilidad de sus servicios está disponible."

Lo que se busca al momento de satisfacer este objetivo es limitar el daño en la estructura y que el daño en los elementos no estructurales sea insignificante. El tamaño de sismo que se busca para satisfacer este objetivo es que sea un sismos frecuentes de baja intensidad. Por lo que en cuanto a las definiciones cualitativas asociadas al estado límite de servicio lo podemos considerar satisfecho cuando los elementos no estructurales no exhiben disminución de su capacidad resistente y de deformación última aunque exista una perdida en su rigidez debido al agrietamiento que presentan, también podemos considerar que se satisface este estado límite cuando los elementos no estructurales permanecen prácticamente sin ningún daño, de manera que la estructura permanezca operable después de la excitación sísmica.

En cuanto a la cuantificación del estado límite de servicio, se considera que los elementos estructurales satisfacen sus criterios de desempeño mientras permanezcan elásticos, y que el daño en los elementos no estructurales se controla dentro de los límites bajo consideración si a su vez se controla la distorsión máxima de entrepiso (IDI_{SER}).

Para establecer un objetivo usando nuestros parámetros de distorsión usamos la versión actual de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (Gobierno del Distrito Federal 2004) las cuales nos mencionan en la sección A.4 Revisión de desplazamientos laterales, lo siguiente:

"Para limitación de daños a elementos no estructurales las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior y multiplicadas por el factor Q´R/7, no excederán 0.002 veces las diferencias de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones; en tal caso, el límite en cuestión será de 0.004. Los valores de Q´y R se calcularán para el periodo fundamental de la estructura."

Por lo que nuestro objetivo para cumplir el nivel de desempeño de ocupación inmediata depende si existen elementos no estructurales separados o no a la estructura principal.

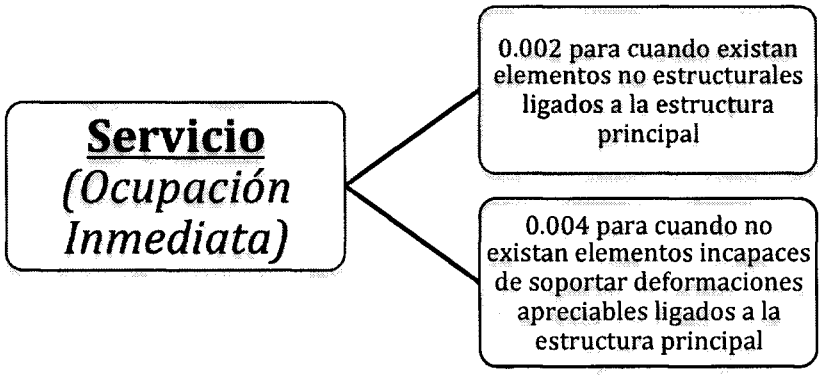


FIGURA III - 3. Objetivos para las distorsiones de entrepiso para satisfacer el nivel de desempeño de ocupación inmediata

3.3.2 SOBREVIVENCIA.

Para el objetivo de Sobrevivencia o prevención del colapso el FEMA-350 nos da la siguiente definición:

"El nivel de desempeño estructural de Prevención del Colapso está definido como el estado de daño, en el cual la estructura se encuentra al límite de experimentar colapso parcial o total. La estructura experimenta daño substancial, incluyendo una degradación significativa en la rigidez y resistencia del sistema resistente a fuerza lateral, grandes deformaciones laterales permanentes de la estructura y degradación en su capacidad de resistir cargas verticales. Sin embargo, todos los componentes del sistema resistente de cargas gravitacionales deben continuar resistiendo su demanda de cargas gravitacionales. La reparación de la estructura podría ser impráctica desde el punto de vista técnico y económico y no es segura para su reocupación; las réplicas posteriores al sismo pueden inducir al colapso."

La meta a buscar con este objetivo en nuestra propuesta de conexión es el evitar el daño estructural, mantener la vertical de nuestro edificio y así evitar desplazamientos residuales. Este estado límite, también llamado límite de seguridad de vida, lo que busca es garantizar la seguridad física de los ocupantes de la estructura a través de prevenir colapsos locales de elementos estructurales y no estructurales, este estado límite implica controlar el daño estructural estableciendo una distorsión máxima de seguridad (IDI_{SEG}) para la cual usamos, al igual que para el límite anterior, la versión actual de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCDS) del Reglamento de Construcciones para el Distrito

Federal (Gobierno del Distrito Federal 2004) las cuales nos mencionan en la sección A.4 Revisión de desplazamientos laterales, lo siguiente:

"Para seguridad contra colapso, las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso, calculadas para las ordenadas espectrales reducidas según la sección anterior, multiplicadas por el factor QR y divididas por las diferencias de elevaciones correspondiente, no excederán las distorsiones de entrepiso establecidas en la tabla A.1 para los distintos sistemas estructurales. El valor de R se calculará para el periodo fundamental de la estructura.

La tabla A.1 de las NTCDS es la que se muestra a continuación.

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q = 3 ó 4)	0.030
Marcos dúctiles de acero (Q = 3 ó 4)	0.030
Marcos de acero o concreto con ductilidad limitada (Q = 1 ó 2)	0.015
Losas planas sin muros o contravientos	0.015
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.020
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.015
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q = 3)	0.015
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad limitada (Q = 1 ó 2)	0.010
Muros diafragma	0.006

TABLA III - 1. Distorsiones permisibles de entrepiso (Gobierno del Distrito Federal, 2004).

En este estado límite se esperan fuerzas de sismos muy raros de muy alta intensidad. Por lo que resumiendo este primer paso tenemos que establecer nuestras distorsiones que buscamos para nuestros dos estados límite dependiendo de las características de nuestra estructura.

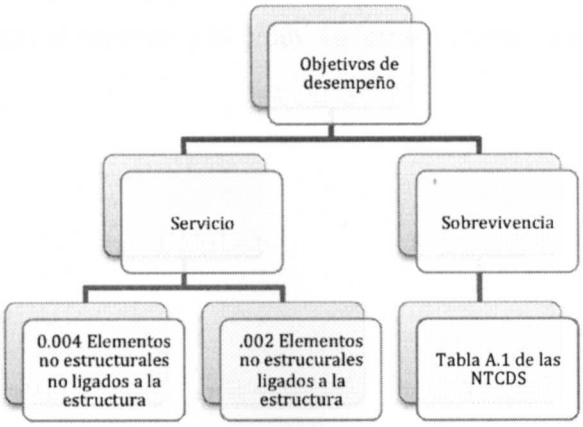


FIGURA III - 4. Resumen de objetivos de desempeño

3.4 DISEÑO PRELIMINAR.

3.4.1 SUPOSICIONES DE DISEÑO

Las siguientes suposiciones se tomaron para desarrollar las ecuaciones de diseño:

1. Las fuerzas de diseño y los desplazamientos son conocidos. Los límites de los desplazamientos son seleccionados para poder satisfacer los objetivos que se establecieron anteriormente. Las fuerzas podrán ser obtenidas también por el diseño basado en fuerzas o el diseño basado en desplazamientos. Las rotaciones en las uniones son obtenidas por medio de la distorsión en los entrepisos usando la geometría del sistema.
2. Las dimensiones de los elementos son conocidas. Estas se obtuvieron ya sea por el modelo arquitectónico que se diseñó primero o por cálculos preliminares.
3. Las vigas son de sección transversal constante la cual tiene acero de postensado que se encuentra a lo todo lo largo de la viga. Cada claro del marco es de la misma distancia.
4. El acero de postensado esta desadherido a través de las columnas. Y son anclados en la cara exterior de la ultima columna.
5. El centroide del acero de postensado está localizado a la mitad de la sección transversal de la viga.
6. El acero de postensado se diseña para cuando alcance el desplazamiento de diseño el acero comienza a fluir. Si se llegara a desear un esfuerzo de tensión menor, se puede sustituir por f_{py} en las ecuaciones que se mencionarán más adelante.
7. El grout que coloca en las caras de las vigas es reforzado con fibras para prevenir la degradación del mismo grout cuando se sujeta a cargas cíclicas.
8. Las propiedades de los materiales son conocidas. Las principales son:
    - La resistencia y el módulo de elasticidad del torón.
    - La resistencia del concreto.
    - La resistencia del grout así como el coeficiente β_1 del bloque de esfuerzos.
    - El coeficiente de fricción μ entre el grout y el concreto.

El coeficiente de fricción μ entre el concreto y el grout se tomará como 0.6 hasta que se tenga una mejor información.

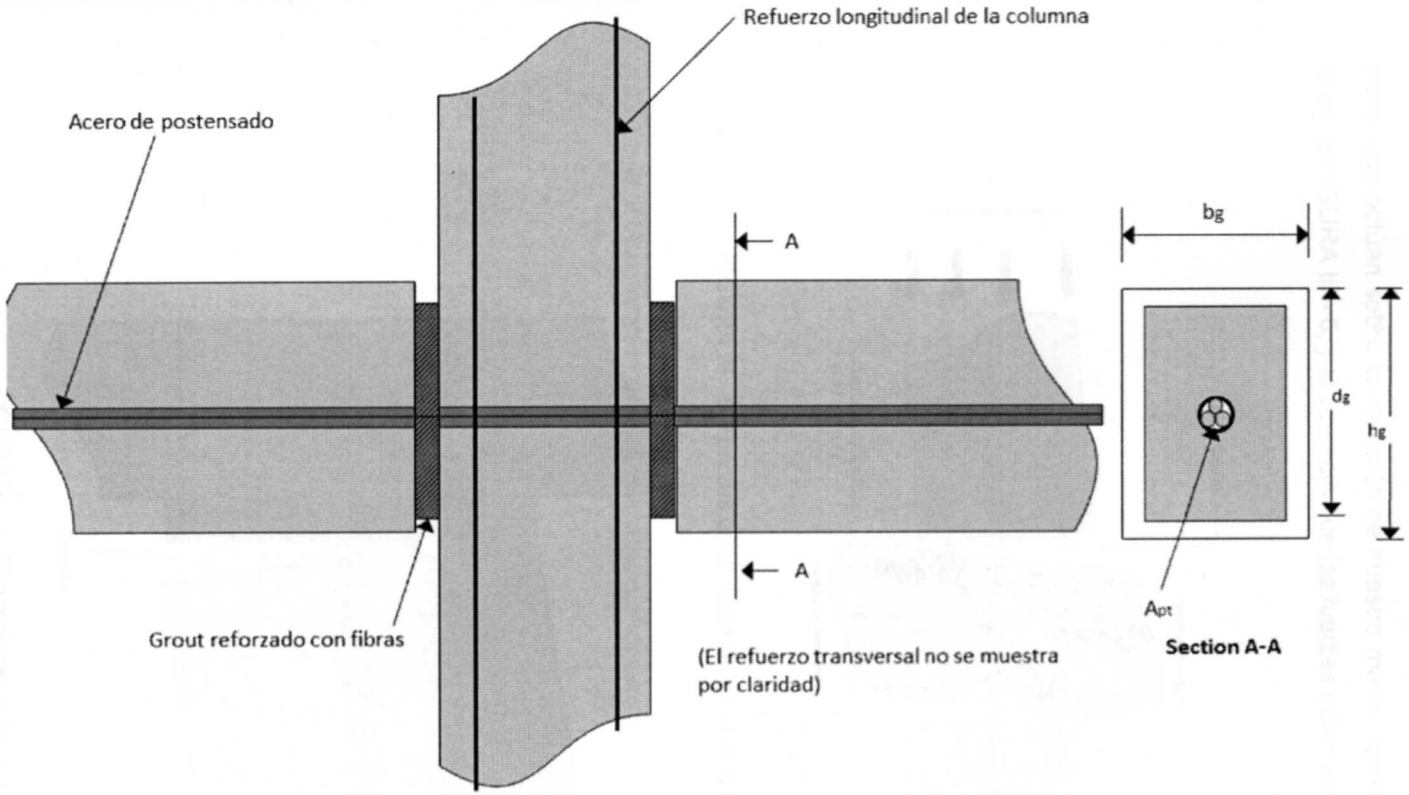


FIGURA III - 5. Configuración típica de una conexión

3.4.2 PROCESO DE DISEÑO.

Las fuerzas que actúan sobre la conexión de nuestro marco corresponde a la rotación de diseño θ_{des} que aparece en la FIGURA III - 6, y la ubicación de las fuerzas están en la FIGURA III – 7 y FIGURA III – 8.

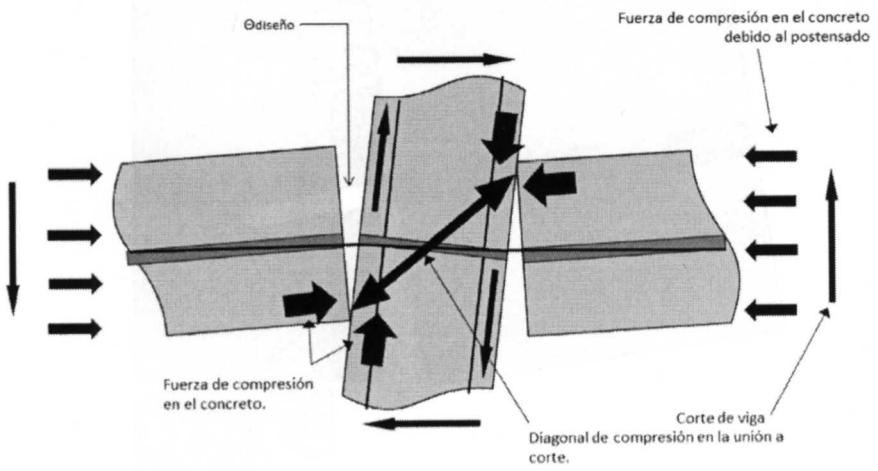


FIGURA III - 6. Fuerzas en la conexión en el desplazamiento de diseño

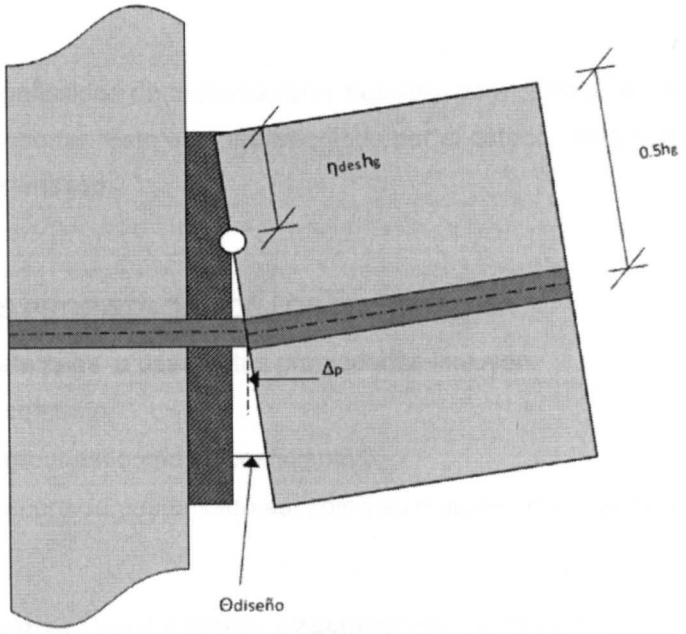


FIGURA III - 7. Dimensiones y desplazamientos

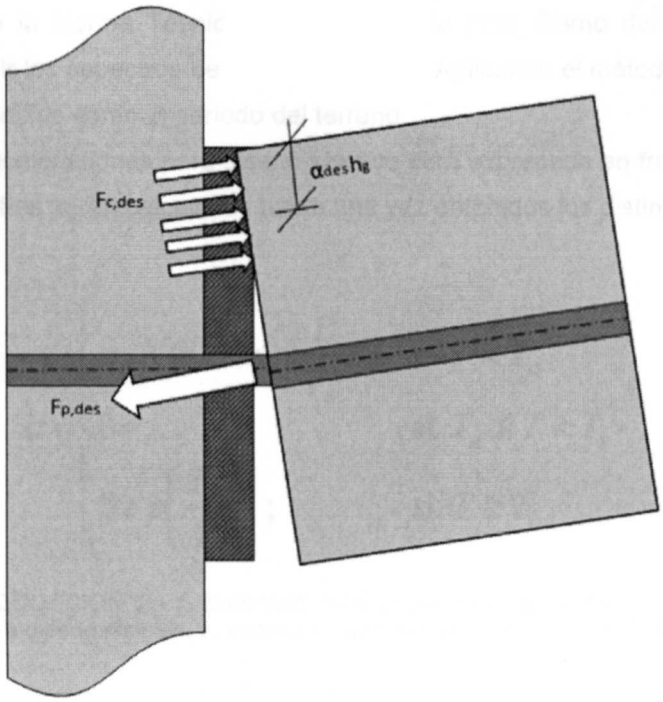


FIGURA III - 8. Fuerzas

Las ecuaciones usan compatibilidad de deformación y equilibro para calcular las fuerzas y el momento que la conexión es capaz de soportar. Esto está representado por el estado límite que corresponde al inicio de la fluencia en acero de postensado.

3.4.2.1 ESTABLECER LAS PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

Las propiedades de los materiales a usar, estás propiedades incluyen:

- La resistencia del concreto.
- La resistencia del grout así como su coeficiente β_1.
- La resistencia del acero de postensado así como su módulo de elasticidad.

3.4.2.2 OBTENER LAS CARGAS Y LOS DESPLAZAMIENTOS DE DISEÑO.

Se calculan los momentos de diseño así como los desplazamientos en donde el θ_{des} es la rotación en el estado límite de diseño.

Para el cálculo de las fuerzas es necesario la construcción de un espectro de diseño que está en función del periodo predominante del suelo (Ts).

3.4.2.2.1 CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO.

Dentro del Apéndice A de la Norma Técnica Complementaría para Sismo del RCDF se encuentra el procedimiento para construir los espectros de diseño sísmicos. Aplicando el método dinámico es necesario conocer el Ts del suelo conocido como el periodo del terreno.

La ordenada espectral de aceleraciones para diseño sísmico será expresada en fracción de la gravedad de la siguiente manera, las cuáles serán calculadas hasta una vez obtenidos los distintos factores necesarios;

$$a=\begin{cases} a_o+(\beta c-a_o)\dfrac{T}{T_a}; & \text{si } T<T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a\le T<T_b \\ \beta c\, p\left(\dfrac{T_b}{T}\right)^2; & \text{si } T\ge T_b \end{cases}$$

ECUACION III - 1. Ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a, expresada como fracción de la gravedad

Donde:

$$p=k+(1-k)(T_b/T)$$

β=factor de reducción por amortiguamiento suplementario, que es igual a uno cuando se ignora la interacción suelo estructura.

a_0= Coeficiente de aceleración del terreno.

c= Coeficiente sísmico.

k= Variable para calcular el factor de reducción por ductilidad.

T_a y T_b= Periodos característicos del espectro de aceleraciones.

T_s= Periodo predominante del suelo.

Q'= Factor de ductilidad.

R= Factor de sobrerresistencia.

Los siguientes coeficientes y los periodos característicos del espectro de diseño se obtienen acorde al periodo del terreno utilizando las siguientes ecuaciones:

$$a_o=\begin{cases} 0.1+0.15\,(T_s-0.5); & \text{si } 0.5\le T_s\le 1.5 \text{ s} \\ 0.25; & \text{si } T_s>1.5 \text{ s} \end{cases}$$

ECUACION III - 2. Coeficiente de aceleración del terreno

$$c=\begin{cases}0.28+0.92\,(T_s-0.5)\,; & \text{si } 0.5<T_s\leq 1.5\text{ s}\\ 1.2\,; & \text{si } 1.5<T_s\leq 2.5\text{ s}\\ 1.2-0.5\,(T_s-2.5)\,; & \text{si } 2.5<T_s\leq 3.5\text{ s}\\ 0.7\,; & \text{si } T_s>3.5\text{ s}\end{cases}$$

ECUACION III - 3. Coeficiente sísmico

$$T_a=\begin{cases}0.2+0.65\,(T_s-0.5)\,; & \text{si } 0.5<T_s\leq 2.5\text{ s}\\ 1.5\,; & \text{si } 2.5<T_s\leq 3.25\text{ s}\\ 4.75-T_s\,; & \text{si } 3.25<T_s\leq 3.9\text{ s}\\ 0.85\,; & \text{si } T_s>3.9\text{ s}\end{cases}$$

ECUACION III - 4. Periodo característico del suelo Ta

$$T_b=\begin{cases}1.35\,; & \text{si } T_s\leq 1.125\text{ s}\\ 1.2\,T_s\,; & \text{si } 1.125<T_s\leq 3.5\text{ s}\\ 4.2\,; & \text{si } T_s>3.5\text{ s}\end{cases}$$

ECUACION III - 5. Periodo característico del suelo Tb

$$k=\begin{cases}2-T_s\,; & \text{si } 0.5<T_s\leq 1.65\text{ s}\\ 0.35 & \text{si } T_s>1.65\text{ s}\end{cases}$$

ECUACION III - 6. Coeficiente k

Una vez obtenidas las ordenadas espectrales de aceleración se reducen por el factor de ductilidad Q' y la sobrerresistencia R de acuerdo a las siguientes expresiones:

$$Q'=\begin{cases}1+(Q-1)\sqrt{\dfrac{\beta}{k}}\,\dfrac{T}{T_a}\,; & \text{si } T\leq T_a\\ 1+(Q-1)\sqrt{\dfrac{\beta}{k}}\,; & \text{si } T_a<T\leq T_b\\ 1+(Q-1)\sqrt{\dfrac{\beta p}{k}}\,; & \text{si } T>T_b\end{cases}$$

ECUACION III - 7. Factor de ductilidad Q

Para nuestro sistema estaremos usando un coeficiente de ductilidad de Q=1 porque nuestra principal premisa es que nuestro sistema permanezca elástico y no presente ningún tipo de ductilidad.

La reducción por sobrerresistencia es dado por:

$$R=\begin{cases}\dfrac{10}{4+\sqrt{T/T_a}}; & \text{si } T\leq T_a\\ 2: & \text{si } T>T_a\end{cases}$$

ECUACION III - 8. Factor de sobrerresistencia

Finalmente se obtiene con lo mostrado anteriormente un espectro elástico y un espectro reducido que puede ilustrarse un ejemplo como muestra la FIGURA III - 9 :

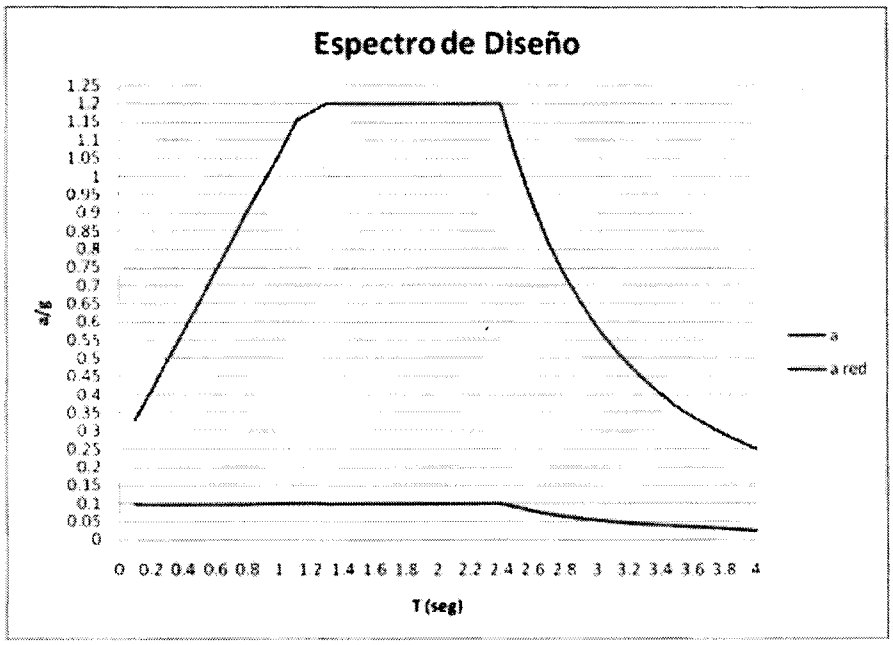


FIGURA III - 9. Ejemplo de espectro de diseño

3.4.2.2.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y OBTENCIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO.

Teniendo nuestro espectro de diseño lo usamos para obtener nuestras fuerzas equivalentes y realizar nuestro análisis estructural, este paso se puede realizar utilizando un software especializado para análisis, con el sistema estructural utilizado y la configuración que se había establecido anteriormente corremos el análisis estructural en el software antes mencionado.

El modelo debe de incluir las cargas gravitacionales con las cargas de diseño máximas de acuerdo a la Norma Técnica Complementaria del Distrito Federas así como los modos de vibrar y el sismo.

Es necesario definir las combinaciones de carga, las combinaciones que usamos son las recomendadas por el ASCE 7-05 en el capítulo 2.

Algo que es muy importante es lo siguiente. Basándonos en las observaciones realizadas a las pruebas reportadas por el PRESSS (Priestley, 1999) y las recomendaciones hechas por Paulay y Priestley (Paulay y Priestley, 1992) las rigideces de los elementos que se tomaron y que fueron usadas fueron las siguientes:

$$Vigas = 0.5I_g$$
$$Columnas = 1.0I_g$$

En un análisis y diseño de una construcción de concreto convencional, se requieren ajustes que deben ser introducidos en las propiedades de rigidez, esto es para considerar los efectos de las secciones agrietadas que nos marca el ASCE 7-02 en la sección 9.5.5.7. para este sistema avanzado, la rigidez es reducida todavía más por los efectos de la apertura que se da en la junta de la unión entre viga y columna debido al agrietamiento, pero estos ajustes son apropiados. La reducción en la rigidez de las vigas y no en las columnas refleja la apertura de la unión al final de las vigas sin que exista un agrietamiento significativo en las columnas. Estos valores son diferentes a los factores que recomienda el ACI 318-02 en la sección 10.10.1

Después de tener esto en cuenta se realiza el análisis estructural y se obtienen los desplazamientos de los entre pisos:

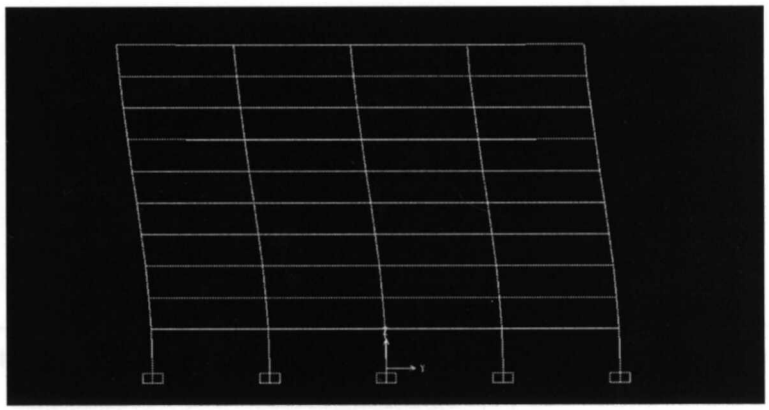


FIGURA III - 10. Imagen de los desplazamientos del edificio.

Al obtener los desplazamientos reducidos tenemos que amplificarlos por sus respectivos factores despendiendo el estado límite que vayamos analizar. Tenemos también que tener el periodo de nuestra estructura para así poder encontrar esos factores.

3.4.2.2.2.1 DISTORSIONES DE SERVICIO.

Para calcular las distorsiones de servicio según el NTCDS sección A.4 usamos el factor:

$$\delta_{SERVICIO} = \delta_{REDUCIDO} \frac{Q'R}{7}$$

ECUACION III - 9. Desplazamiento de servicio

Donde los factores Q´y R se calcularán para el periodo fundamental de la estructura. Estos factores son los mismos que se mencionan en las ECUACION III - 7 y 8 anteriormente para la construcción de nuestro espectro de diseño.

Después de obtener los desplazamientos amplificados procedemos a calcular las distorsiones de entre piso y revisar si cumplen con nuestro límite establecido. Se puede realiza una gráfica de nuestras distorsiones y nuestro límite como se muestra en la FIGURA III – 11.

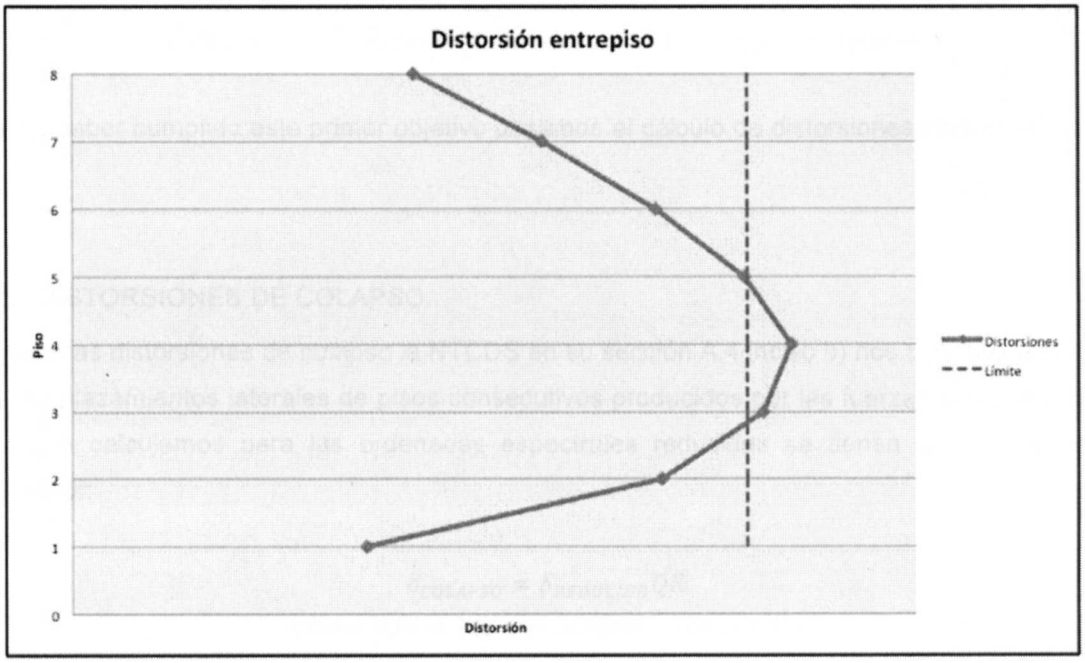


FIGURA III - 11. Gráfica de distorsiones cuando no cumplen con los objetivos establecidos

Si no llegaran a cumplir nuestros objetivos que establecimos inicialmente se modifican la rigideces de nuestros elementos, lo cual significa hacer elementos más grandes y con propiedades mayores, ya sea con inercias mayores o módulos de elasticidad más grandes aumentando la resistencia del concreto, esto depende de la persona que se encuentre diseñando. Ya después de haber realizado los cambios se vuelve a realizar el análisis estructural y se vuelve un proceso iterativo hasta que se obtiene una gráfica como la que se muestra a continuación la cual cumple con los objetivos de desempeño establecidos inicialmente.

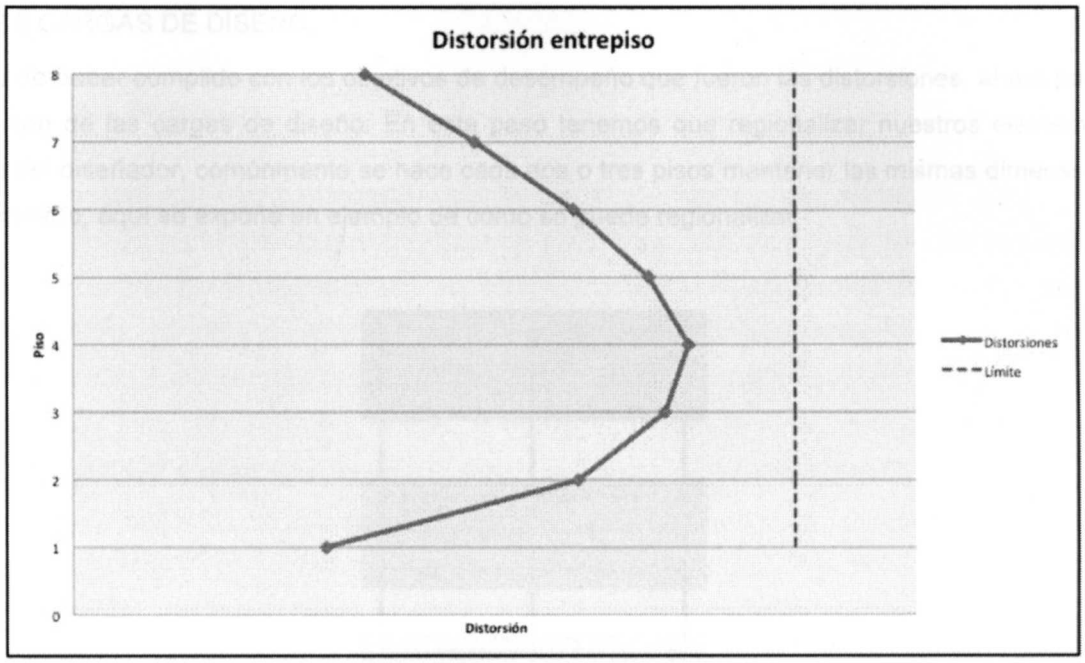


FIGURA III - 12. Grafica de distorsiones cuando cumplen los objetivos

Después de haber cumplido este primer objetivo pasamos al cálculo de distorsiones para seguridad contra colapso.

3.4.2.2.2.2 DISTORSIONES DE COLAPSO.

Para calcular las distorsiones de colapso la NTCDS en su sección A.4 inciso b) nos dice que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes símicas de entrepiso que calculamos para las ordenadas espectrales reducidas se tienen que multiplicar por el siguiente factor:

$$\delta_{COLAPSO} = \delta_{REDUCIDO} QR$$

ECUACION III - 10. Desplazamiento de colapso

Donde el valor de R, igual que en la ecuación anterior, se calculará para el periodo fundamentas de la estructura y la Q es el factor de comportamiento sísmico.

Igual que en el cálculo de distorsiones de servicio se revisará que cumplan con los objetivos de diseño establecidos inicialmente para sobrevivencia y si no llegaran a cumplirse volveríamos al proceso iterativo hasta cumplir con esos objetivos.

3.4.2.2.2.3 CARGAS DE DISEÑO.

Después de haber cumplido con los objetivos de desempeño que fueron las distorsiones, ahora pasamos a la obtención de las cargas de diseño. En este paso tenemos que regionalizar nuestros elementos, esto depende del diseñador, comúnmente se hace cada dos o tres pisos mantener las mismas dimensiones y el mismo armado, aquí se expone un ejemplo de cómo se puede regionalizar.

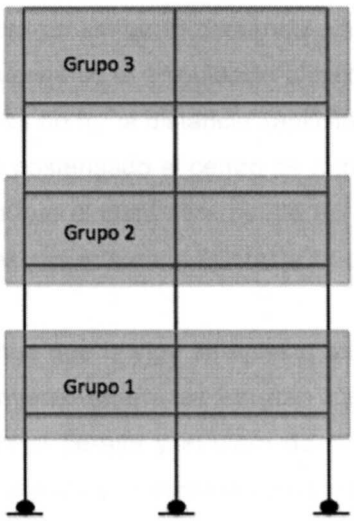


FIGURA III - 13. Regionalización de vigas

Para cada grupo de vigas obtenemos los siguientes datos que nos arrojan nuestro análisis estructural:

- Momento Máximo M_{des}.
- Distorsión de colapso máxima θ_{des}.
- Cortante para la condición de carga viva más carga muerta.

3.4.2.3 REVISIÓN DE LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS A DISEÑAR.

Las vigas se buscan que tengan el mayor peralte posible, esto es porque hace que sea menor el área de refuerzo requerido del acero de postensado y que sean menores las fuerzas de corte en la unión de la viga y columna. Pero también hay que estar consiente que el tener una viga con un peralte muy grande hace que existan grandes cambios en el esfuerzo del acero de postensado debido al alargamiento en el desplazamiento de diseño. El peralte de la viga se tiene que escoger teniendo esas consideraciones en mente.

Existen dos criterios con los cuales revisamos el peralte de la viga. La primera restricción está dentro del ACI en la sección 21.3.1.2 el cual limita que el peralte efectivo a un cuarto del claro libre de la viga. Este requerimiento lo podemos bajar por razones las cuales explicaremos después.

$$H_B \leq \frac{L_N}{3}$$

ECUACION III - 11. Límite de peralte de viga

El comentario del ACI 318, establece que la restricción de $l_n/4$ es necesaria para prevenir el comportamiento que es significativamente diferente a la de las vigas más esbeltas. Este requerimiento se basa en la necesidad de asegurarnos una adecuada distancia entre los centros de rotación que están al final de cada viga, esto con el objetivo de limitar la demanda plástica de rotación. El centro de rotación debe ser tomado como el centro de la zona de la articulación plástica. Mientras que en un marco monolítico la distancia de la articulación plástica es de h_b, la distancia implícita entre los centros de rotación deben ser mas cortos que $3h_b$. En el sistema de postensado el centro de rotación se encuentra justamente en donde se une la viga con la columna, por lo que el claro libre puede ser $3h_b$ y se sigue cumpliendo lo que es la intención de este requerimiento. Por eso es que en la ECUACION III - 11 tiene esa forma.

El segundo criterio es para asegurarnos que la viga se aplasta antes de que se deslice en la unión. Para poder garantizar que este comportamiento ocurra es en gran medida a la cuestión de seleccionar una relación lo suficientemente baja entre el peralte y el claro de la viga. Una buen límite superior para la relación de h_n/l_n puede ser obtenida tomando en cuenta la demanda y la capacidad a corte.
La viga debe satisfacer según lo estipula la sección 21.3.1.3 del ACI 318

$$b_b \geq 0.3h_b$$

ECUACION III - 12. Límite para ancho de viga

Cabe recalcar que ese límite está basado en la experiencia que se tiene en lo que es colado en sitio y no en marcos presforzados. Esta aplicabilidad en el concreto prefabricado esta muy poco clara por lo que esa sugerencia que se hizo anteriormente debe de ser tratada solo como una guía y no como algo obligatorio.
Si el grout en la unión queda limitado por la cara al final de la viga, las dimensiones del grout son las que tienen que ser usadas en el diseño.

3.4.2.4 ESTABLECER CONSTANTES

$$\Delta f_{p\infty} = 0.5E_p\theta_{des}\frac{h_b}{l_{pu}}$$

ECUACION III - 13. Incremento de esfuezo en el torón de postensado entre el desplazamiento cero y el de diseño cuando la resistencia del concreto y el grout son infinitas.

Esta constante tiene un significado físico. Es el cambio de esfuerzo en el torón que debe ocurrir entre el desplazamiento 0 y el de diseño si la viga se aplastara en su esquina. (Esto sucedería si el concreto y el grout fueran infinitamente resistentes, cosa que en la práctica es imposible por lo que el verdadero cambio de esfuerzo es menor. Y ese está dada más adelante en la ECUACION III - 17.)

3.4.2.5 ESTIMAR EL ÁREA REQUERIDA DEL ACERO DE POSTENSADO.

Si suponemos que nuestro estado límite de diseño es cuando comienza la fluencia en el acero de postensado, un estimación inicial del área que requerimos puede ser obtenida asumiendo que la fuerza de compresión en la viga está localizada en $0.05h_g$ de la cara de compresión. Esta suposición nos lleva a un brazo de palanca de $0.45\ h_g$ y el área del torón en:

$$A_p = \frac{M_{p,des}}{(0.45h_g)f_{py}}$$

ECUACION III - 14. Área de acero de postensado

3.4.2.6 ESTIMAR EL PARÁMETRO DEL EJE NEUTRO, H_{DES}, PARA NUESTRO DESPLAZAMIENTO DE DISEÑO.

La ubicación del eje neutro es consistente con la del paso anterior y puede ser obtenida usando la ecuación que se muestra a continuación. El valor asumido no tiene que ser exacto ya que se corregirá durante un proceso de diseño iterativo.

$$\eta_{des} = \frac{0.1}{\beta_1}$$

ECUACION III - 15. Parámetro del eje neutro inicial.

3.4.2.7 CALCULAR EL ALARGAMIENTO Y EL ESFUERZO DEL TORÓN DE PRESFUERZO A Θ_{DES}

El valor del alargamiento del torón esta relacionado tanto con la demanda de rotación, θ_{des} , así como la profundidad del eje neutro.

$$\Delta_p = \theta_{des} h_b (0.5 - \eta_{des})$$

ECUACION III - 16. Alargamiento del torón de presforzado

El cambio de esfuerzo, en la unión cuando la rotación se incrementa de cero a θ_{des}, es:

$$\Delta f_p = \frac{\Delta_p}{l_{pu}} E_p = \Delta f_{p\infty} = (1 - 2\eta_{des})$$

ECUACION III - 17. Cambio de esfuerzo del torón entre el desplazamiento cero y el de diseño

El esfuerzo en el torón debe satisfacer dos límites. Primero, a θ_{des}, f_{p0} no debe ser mayor al esfuerzo de fluencia. Y segundo, en la unión, con cero rotación, el f_{p0} no debe exceder el f_{pi} que es el esfuerzo máximo permisible inicial que está dado por $0.65f_{pu}$ menos las perdidas. Este criterio puede quedar como se muestra a continuación.

$$f_{p0} = f_{py} - \Delta f_p$$

ECUACION III - 18. Esfuerzo del torón después de las pérdidas y en desplazamiento cero.

Si: $f_{p0} \geq f_{pi}$

Donde:

f_{po}= Esfuerzo del torón después de las perdidas en el desplazamiento cero.
f_{pi}= Maximo esfuerzo Inicial menos las perdidas.

Entonces:

$$f_{p0} = f_{pi}$$

ECUACION III - 19.

$$f_{p,des} = f_{p0} + \Delta f_p$$

ECUACION III - 20. Esfuerzo en el torón en el estado límite de diseño (1)

Si no:

$$f_{p,des} = f_{py}$$

ECUACION III - 21 Esfuerzo del torón en el e stado límite de diseño (2)

3.4.2.8 CALCULAR LAS FUERZAS DEL TORÓN DE POSTENSADO Y DEL GROUT EN LA ROTACIÓN Θ_{DES}.

Las fuerzas en los diferentes elementos son:

$$F_{p,des} = A_p f_{p,des}$$

ECUACION III - 22. Fuerza del torón de postensado en el estado límite de diseño

La fuerza a compresión entre el grout y el concreto, $F_{c\,des}$, su puede calcular con el equilibrio de la sección:

$$F_{c,des} = F_{p,des}$$

ECUACION III - 23. Fuerza en la viga de concreto en la unión de la viga-columna en el estado límite de diseño

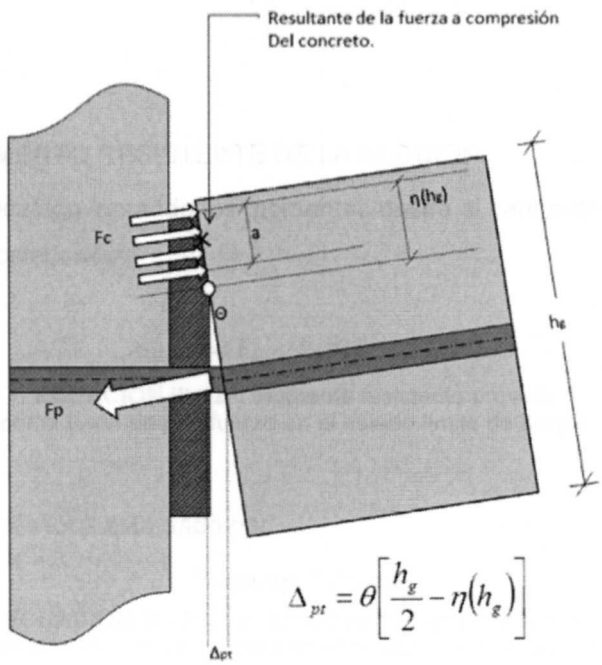


FIGURA III - 14. Fuerzas actuando sobre las vigas

3.4.2.9 CALCULAR LA UBICACIÓN DE LA FUERZA DE COMPRESIÓN Y EL EJE NEUTRO.

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos de Whitney (Sección 10.2.7 del ACI 318) en el grout está dada por:

$$a_{des} = \frac{F_{c,des}}{0.85 f'_g b_g}$$

ECUACION III - 24. Profundidad del bloque de esfuerzos de Whitney

La resultante de la fuerza de compresión del grout está localizada a $\alpha_{des} h_g$ de la cara de compresión, donde:

$$\alpha_{des} = \frac{a_{des}}{2h_g}$$

ECUACION III - 25.

El eje neutro está localizado en $\eta_{des}h_g$ de la cara de compresión, donde:

$$\eta_{des} = \frac{a_{des}}{\beta_1 h_g}$$

ECUACION III - 26. Parámetro del eje neutro

El valor de este parámetro es comparado con el de la ecuación 6 y los pasos del 7 al 9 son repetidos hasta que converjan.

3.4.2.10 CALCULAR EL MOMENTO RESISTENTE DE LA SECCIÓN.

El momento resistente es calculado tomando los momentos desde el centroide de la fuerza de compresión provista por el acero de de postensado:

$$M_{p,des} = F_{p,des} h_g [0.5 - \alpha_{des}]$$

ECUACION III - 27. Momento resistente provisto por el torón de presfuerzo en el estado límite de diseño

Entonces el momento resistente total está dado por:

$$M_{cap,beam} = M_{p,des}$$

ECUACION III - 28. Capacidad de momento de la viga en la unión con la columna en el estado límite de diseño

Esta capacidad tiene que ser igual o mayor al momento de diseño, por eso:

$$M_{cap,beam} \geq M_{des}$$

ECUACION III - 29.

Si la capacidad de momento es menor, aumentamos el acero de postensado y repetimos los pasos del 7 al 10.

3.4.2.11 CONFINAR LA REGIÓN A COMPRESIÓN SEGÚN SEA NECESARIO.

El esfuerzo dentro de la zona de compresión de la viga puede volverse en ocasiones muy grande, especialmente si la interfaz de rotación o el la fuerza de presfuerzo inicial es muy grande. Este esfuerzo existe tanto en el concreto como en el grout. Se espera que el grout se deforme inelásticamente, por esta razón se refuerza con fibras contra el aplastamiento y su caída fuera de la unión. El concreto en la viga tiene que ser protegido contra el aplastamiento en caso de que el grout soporte esfuerzos mayores a los de su resistencia. Es probable que éste sea el caso, porque las dimensiones del grout proveen un buen confinamiento.

Ya que la deformación en el extremo de la viga es concentrada en una sola grieta y debido a que el tendón esta desadherido y presforzado, las secciones al final de la viga no permanecen planas. Por lo tanto, la deformación del concreto no puede ser evaluada estrictamente de la curvatura dentro de la longitud de la articulación plástica. No existe un método completamente racional que haya propuesto para evaluar la deformación del concreto bajo esta circunstancia.

En lugar de otras aproximaciones más exactas, Priestley y MacRae (1996) recomiendan una longitud equivalente de la articulación plástica igual a $0.04l_n$ para una conexión postensada desadherida. Sin embargo, el asumir esta longitud de la articulación plástica no toma en cuenta el nivel del presfuerzo en el torón. Para superar esta dificultad, la longitud de la articulación plástica se toma como una función de la profundidad de la zona de compresión, $\eta_{des}h_g$

$$l_{ph} = k_{ph}\eta_{des}h_g$$

ECUACION III - 30. Longitud de la articulación plástica

En donde, sin ninguna validación experimental, k_{ph} se toma con el valor de 1.0. esta elección está hecha en base al Principio de St. Venant (St. Venant, 1855), la cual nos dice que la perturbación de los esfuerzos se extingue rápidamente a distancia mayores a las de la profundidad del elemento.

El promedio de deformación de la zona de compresión sobre la longitud de la articulación plástica es:

$$\varepsilon_c = \frac{\theta_{des}(\eta_{des}h_b)}{l_{ph}} = \frac{\theta_{des}}{k_{ph}}$$

ECUACION III - 31. Deformación de compresión en la longitud de la articulación plástica

Si esta deformación excede la deformación última del concreto sin confinar, se espera que exista desprendimiento del concreto y la región a compresión necesita ser confinada para asegurarnos que el concreto pueda mantener deformación grandes sin ninguna degradación.

3.4.2.12 CORTE EN LA INTERFACE DE LA CONEXIÓN.

La resistencia a corte a través de la interface es proporcionada por la fricción que proporciona el cortante. La fuerza normal que crea esta fricción es proporcionada por el presfuerzo. Por lo tanto, la resistencia a corte de la conexión está dada por:

$$V_n = \mu F_{c,des}$$

ECUACION III - 32. Resistencia de corte de la conexión

La demanda de corte correspondiente en la interfaz de la conexión está determinada por el equilibrio en la viga.

$$V_u = V_{u.D+L} + \frac{2M_{cap,beam}}{l_n}$$

ECUACION III - 33. Corte último en la interfaz de la viga

3.5 REVISIÓN DEL DISEÑO.

3.5.1 MODELO 2D

Para realizar la revisión de las conexiones que cumplan con lo objetivos de diseño que establecimos en un principio, hacemos un análisis paso a paso con nuestro modelo, cada conexión es analizada en un modelo de marco usando elementos resortes para modelar la conexión como se muestra en la FIGURA III - 15.

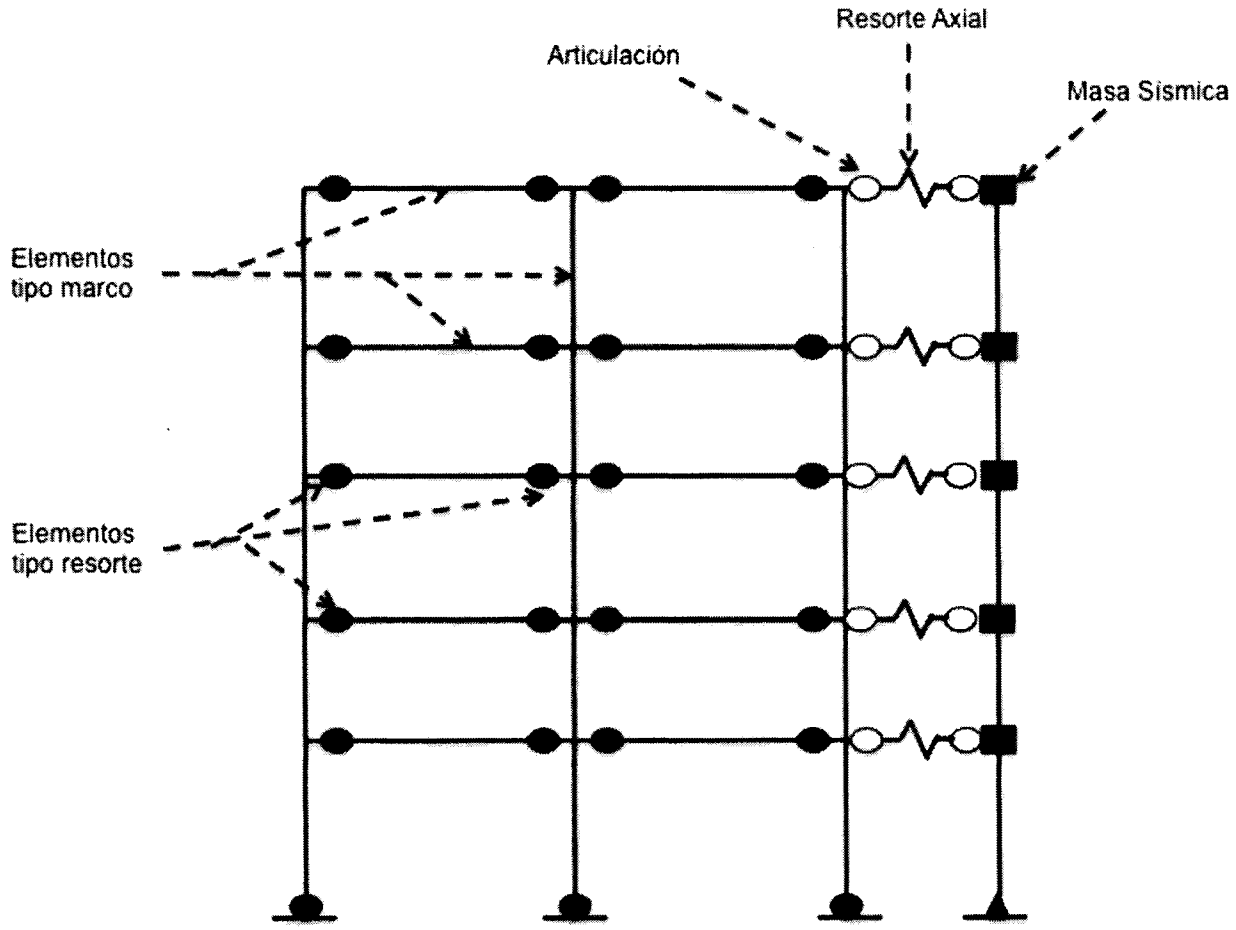


FIGURA III - 15. Vista esquemática del modelo 2D usado para el análisis de la conexión

Para el análisis del comportamiento de nuestra conexión usaremos el programa RUAUMOKO (Carr, 2003), ahí concentramos la masa sísmica de cada nivel en una columna ficticia como se muestra en la figura, ésta la unimos a nuestro marco por medio de un resorte con rigidez axial infinita y con terminaciones

en articulaciones para no generar ningún momento. Como se demostró anteriormente (Pampanin, 2001) las vigas y las columnas de nuestro modelo son representadas por elementos viga-columna mientras que un resorte rotacional para cada conexión es modelado como se muestra en la FIGURA III - 17.

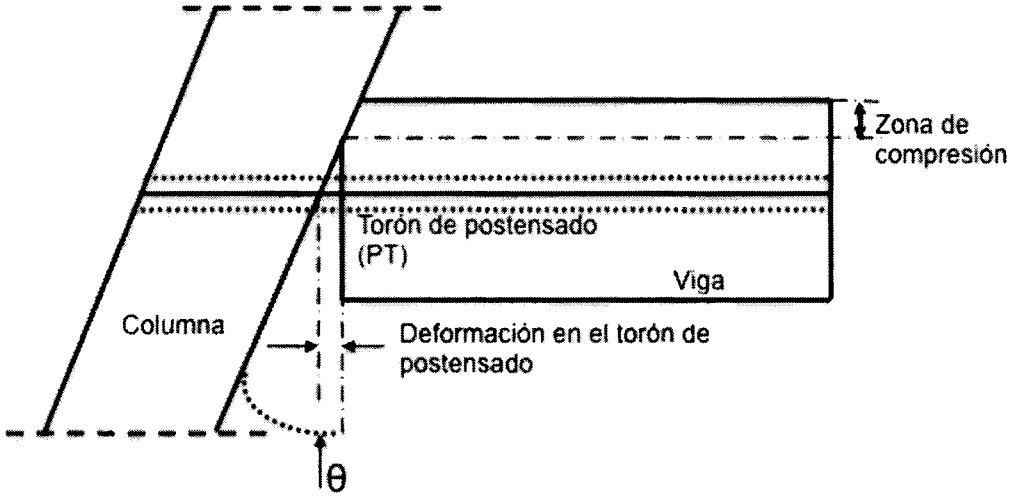


FIGURA III - 16. Modelo físico de la conexión

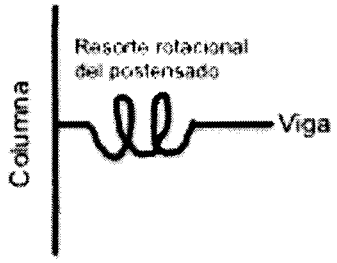


FIGURA III - 17. Modelo analítico de la conexión

Para modelar el comportamiento de la conexión se utilizó el modelo bilineal elástico (Carr, 2003) el cual se usa para definir el comportamiento cíclico de los resortes rotacionales de nuestras conexiones los cuales representan los torones de postensado y su capacidad de recentrado de nuestros marcos. Para tomar la influencia del agrietamiento por flexión de nuestros elementos estructurales, el momento de inercia para los elementos viga-columna los tomamos, igual que en el análisis estructural, como una fracción de su sección gruesa no agrietada. Basándonos en las observaciones reportadas en las pruebas del PRESS (Priestley, 1999) y a las recomendaciones hechas por Paulay y Priestley (Paulay y Priestley, 1992). Usamos I_g y $0.5I_g$ para las columnas y las vigas respectivamente.

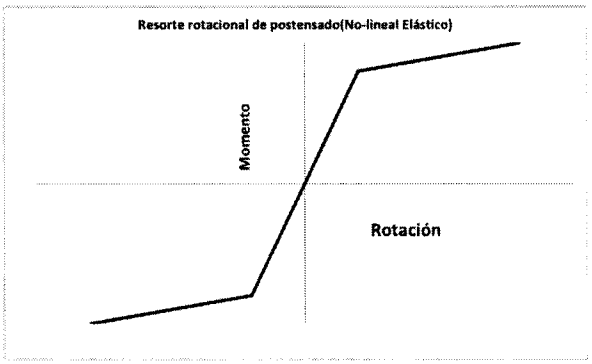


FIGURA III - 18. Ilustración del comportamiento del resorte rotacional de acero de postensado

3.5.2 PARÁMETROS HISTERÉTICOS.

Para poder ingresar el modelo histerético mostrado anteriormente al programa RUAUMOKO (Carr, 2003) necesitamos ciertos parámetros como se muestra en la siguiente figura:

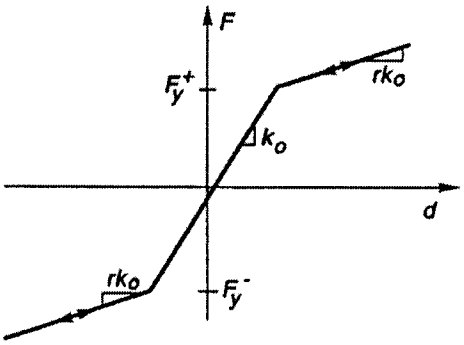


FIGURA III - 19. Parámetros del Modelo histerético Bi-lineal Elástico

Para el cálculo de estos parámetros seguimos las recomendaciones de Priestley y Ren Tao (Priestley 1999). Las características típicas de una conexión prefabricada presforzada en una unión es como se muestra en la FIGURA III - 21. Basados en las fuerzas y desplazamientos medidos en la punta del ensamble de nuestra viga columna como se muestra en la FIGURA III - 20.

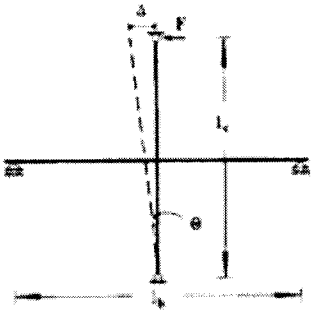


FIGURA III - 20. Ensamblado Viga-Columna (Pampanin, 2001).

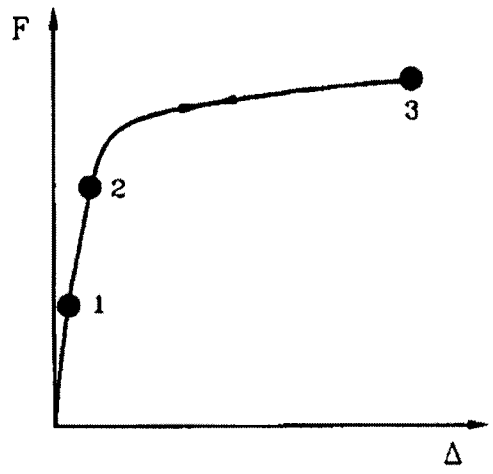


FIGURA III - 21. Características Fuerza-Deformación (Priestley, 1993)

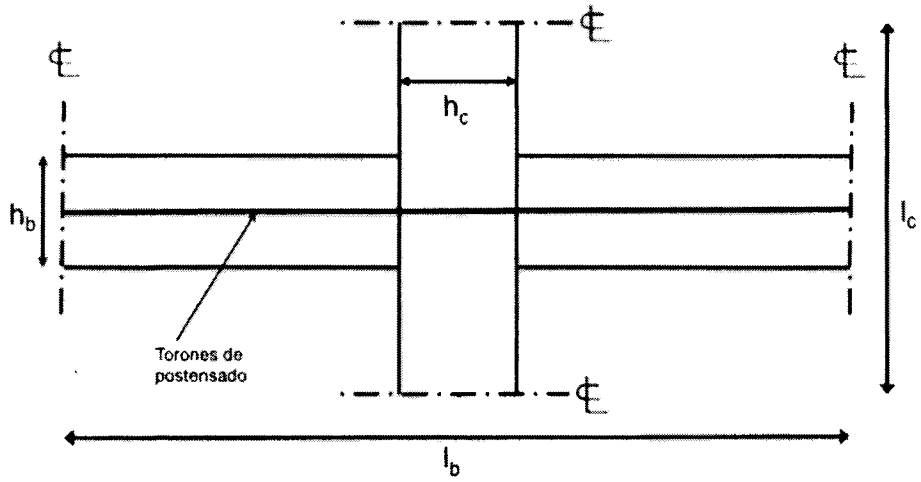


FIGURA III - 22. Unión interior de una viga – columna.

Asumiendo que no existe capacidad de tensión a través de la interfaz de la viga, la respuesta no lineal empezará en el punto 1 de la FIGURA III – 21. cuando la precompresión en el extremo de la fibra a compresión se pierda y la grieta comience a propagarse como se muestra en la FIGURA III - 23 . Asumiendo además que el centroide del acero de postensado se encuentra a la mitad de la cara de la viga, el momento correspondiente es:

$$M_1 = \frac{T_i h_b}{6}$$

ECUACION III - 34. Momento correspondiente al punto 1.

Para una sección rectangular, donde T_i es la fuerza de presfuerzo inicial. Para las dimensiones que se muestran en la FIGURA III – 20 y 22 , la fuerza lateral correspondiente F será:

$$F_1 = \frac{2M_1 l_b}{(l_b - h_c)l_c}$$

ECUACION III - 35. Fuerza lateral correspondiente al punto 1

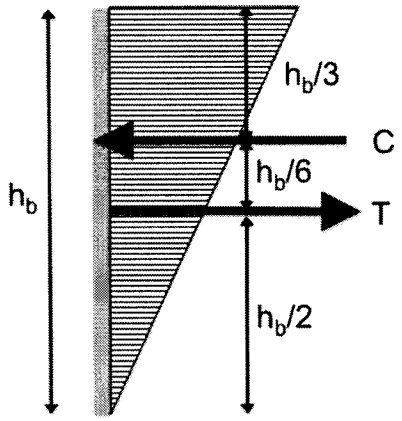


FIGURA III - 23. Fuerzas en el punto 1

El desplazamiento correspondiente puede ser encontrado por un análisis lineal elástico simple basado en las secciones de los elementos no agrietadas. Cuándo la grieta su ha propagado al eje centroidal correspondiente al punto 2 en la FIGURA III – 24. el momento será:

$$M_2 \approx \frac{T_i h_b}{3} = 2M_1$$

ECUACION III - 36. Momento en el punto 2

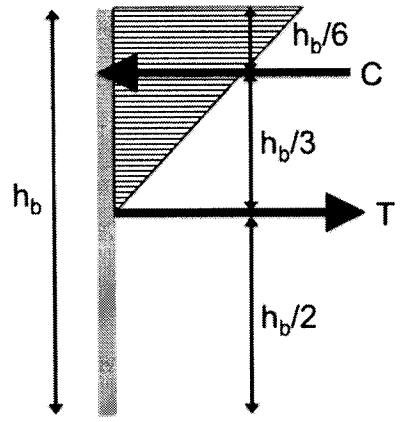


FIGURA III - 24. Fuerzas en el punto 2

Por lo que su desplazamiento será igual al doble obtenido en el punto 1.

$$\Delta_2 = 2\Delta_1$$

ECUACION III - 37. Desplazamiento en el punto 2

La rotación en el punto dos es igual a:

$$\theta_2 = \frac{\Delta_2}{l_c}$$

ECUACION III - 38. Rotación en el punto 2 en radianes

Por encima de este punto, el precisar la relación fuerza-desplazamiento es difícil de determinar, esto es porque la deformación del acero y la deformación del concreto no están relacionadas linealmente. Sin embargo resulta relativamente fácil determinar la fuerza y el desplazamiento en el punto 3, correspondiente al límite de proporcionalidad en la curva esfuerzo-deformación del acero, por lo que resulta razonable el asumir que en esta etapa el concreto se puede aproximar a sus condiciones últimas. Esto nos permite utilizar el bloque de esfuerzos a compresión equivalente.

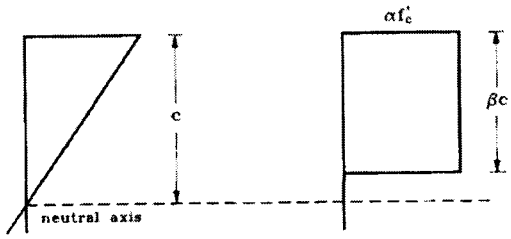


FIGURA III - 25. Definición del bloque de compresión equivalente

Resulta importante hacer notar que los parámetros del bloque de compresión son bastante insensibles al nivel de deformación cuando la deformación última se está acercando, por lo que cualquier error que resulte de este supuesto será ligeramente menor. Por ejemplo, si hacemos referencia a la FIGURA III – 25. el momento para el bloque de compresión equivalente respecto al eje centroidal es:

$$M_c = \alpha\beta\left(1 - \frac{\beta}{2}\right) bc^2 f'_c$$

ECUACION III - 39. Momento del bloque equivalente de compresión respecto al eje neutro

Como la forma del bloque de compresión cambia de las condiciones elásticas iniciales de la distribución lineal correspondiente a las condiciones últimas, las cuales están representadas en el bloque rectangular del ACI para concretos de resistencia normal, el producto $\alpha\beta(1-\beta/2)$ cambia solamente de 0.33 a 0.415. se deduce que, proporcionando los parámetros apropiados para las condiciones últimas son conocidos, esta

suposición conducirá a errores insignificantes, inclusive si el extremo de la fibra a compresión no esté cerca de su estado último de deformación.

En el límite de proporcionalidad de la curva esfuerzo-deformación del acero de presfuerzo, el incremento en la deformación del acero será:

$$\Delta\varepsilon = \frac{1}{E_s}\left(f_{slp} - f_{si}\right)$$

ECUACION III - 40. Incremento en la deformación del acero de presfuerzo

Donde f_{slp} y f_{si} son el esfuerzo en el punto de límite de proporcionalidad y el esfuerzo inicial después de las perdidas respectivamente.

Una forma de calcular la fuerza en el punto 3 viene dada por:

$$T_u = T_3 = \frac{f_{slp}}{f_{si}} T_1$$

Igualando las fuerzas de tensión y compresión, la profundidad del eje neutro es:

$$c = \frac{A_{ps} f_{slp}}{a\beta b f_c} = \frac{T_3}{a\beta b f_c}$$

ECUACION III - 41. Profundidad del eje neutro

Donde A_{ps} es el área total del acero de presfuerzo, su máxima capacidad de momento está dada por:

$$M_3 = A_{ps} f_{slp}\left(\frac{h_b}{2} - \frac{\beta c}{2}\right)$$

ECUACION III - 42. Momento en el punto 3

La fuerza lateral correspondiente está dada por la ECUACION III – 35. en donde sólo sustituimos M_1 por M_3. La extensión del torón de presfuerzo de la columna al final de la región que no está adherid el torón que en nuestro caso es a la mitad de la viga :

$$\Delta_l = \Delta\varepsilon_s\left(\frac{h_c}{2} + x\right)$$

ECUACION III - 43. Extensión del torón de presfuerzo

La rotación correspondiente aproximadamente será:

$$\theta = \frac{\Delta_l}{\frac{h_b}{2} - c}$$

ECUACION III - 44. Rotación aproximada

Combinando las ECUACION III – 40 y 41 y multiplicándolo por l_c, el desplazamiento lateral en la parte alta es:

$$\Delta_3 = \Delta_2 \frac{F_3}{F_2} + \theta l_c$$

ECUACION III - 45. Desplazamiento en el punto 3

La relación fuerza-deformación descrita anteriormente puede ser conservadoramente aproximada por una relación bilineal elástica como se muestra en la FIGURA III - 26, donde la fuerza y el desplazamiento correspondientes al punto dos en la FIGURA III - 21 son tomados equivalentemente como las condiciones de fluencia.

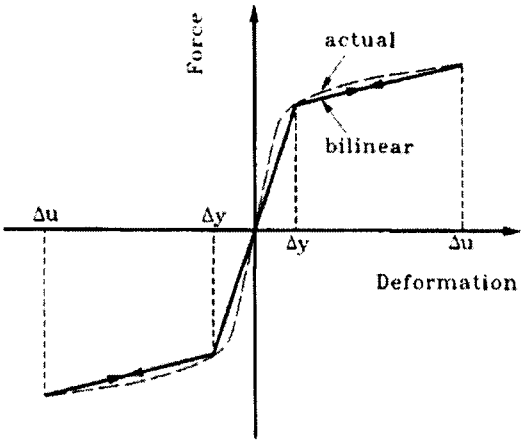


FIGURA III - 26. Relación bilineal equivalente (Priestley, 1993)

Ya conociendo los valores de los momentos y las rotaciones en los puntos 2 y 3 podemos obtener los parámetros necesarios que se muestran en la FIGURA III - 19 para poder modelar nuestro sistema en el programa RUAUMOKO.

3.5.3 Acelerograma.

Por último lo que se necesita es un acelerograma, que es el que estaremos usando para introducirlo al programa RUAUMOKO simulando un sismo y así poder ver el comportamiento de nuestra estructura o marco.

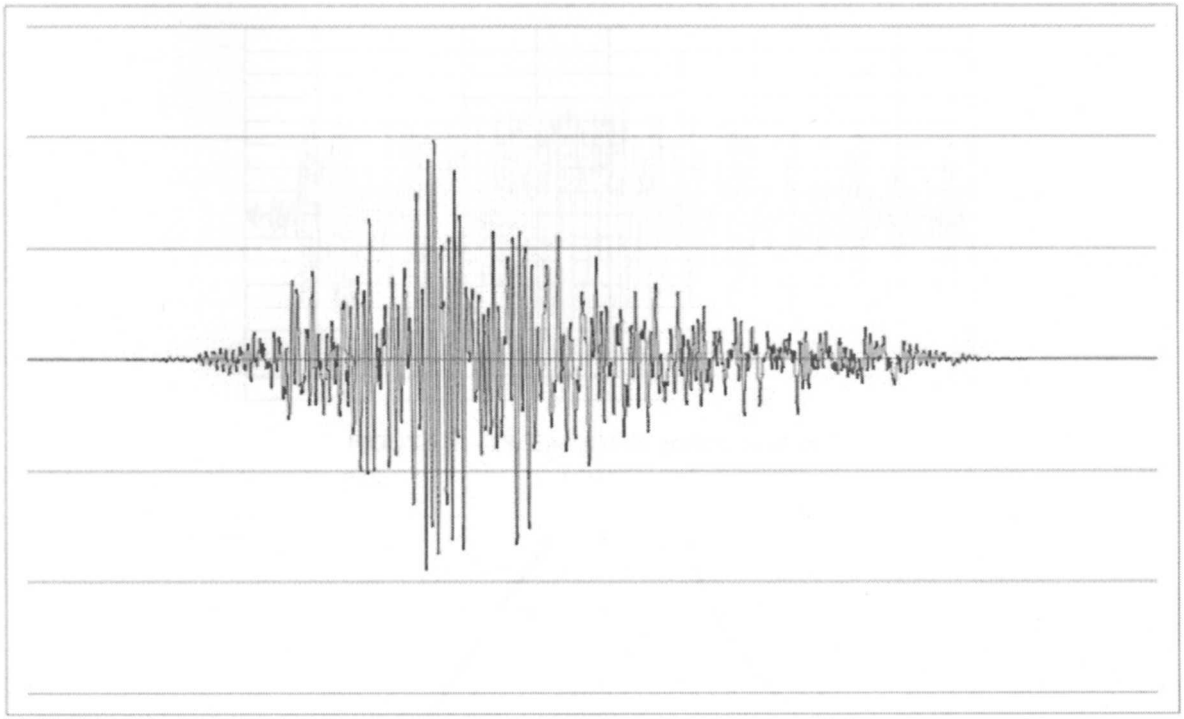


FIGURA III - 27. Ejemplo de un acelerograma (Reyes, 2004)

3.5.4 RESULTADOS.

Por último con los resultados que nos arroja el programa RUAUMOKO checaremos un historial de momento contra tiempo en el cual verificaremos que nuestra conexión no exceda el momento para el que fue diseñado.

También checaremos las distorsiones máximas que suceden en los entrepisos y ver que cumplan con lo que estipuló en un principio. Si al final cumplimos con estos requisitos, que en todo el historial de momento nunca se exceda el momento de diseño y que nuestra distorsión máxima de entrepiso no sobrepase la establecida inicialmente, se da por terminado nuestro diseño.

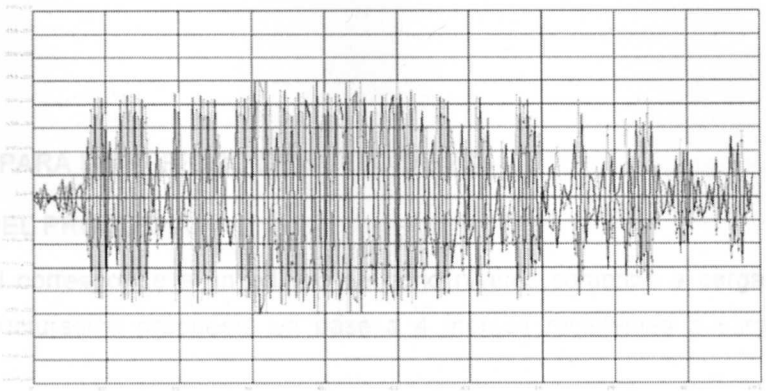


FIGURA III - 28. Ejemplo de gráfica de M vs T

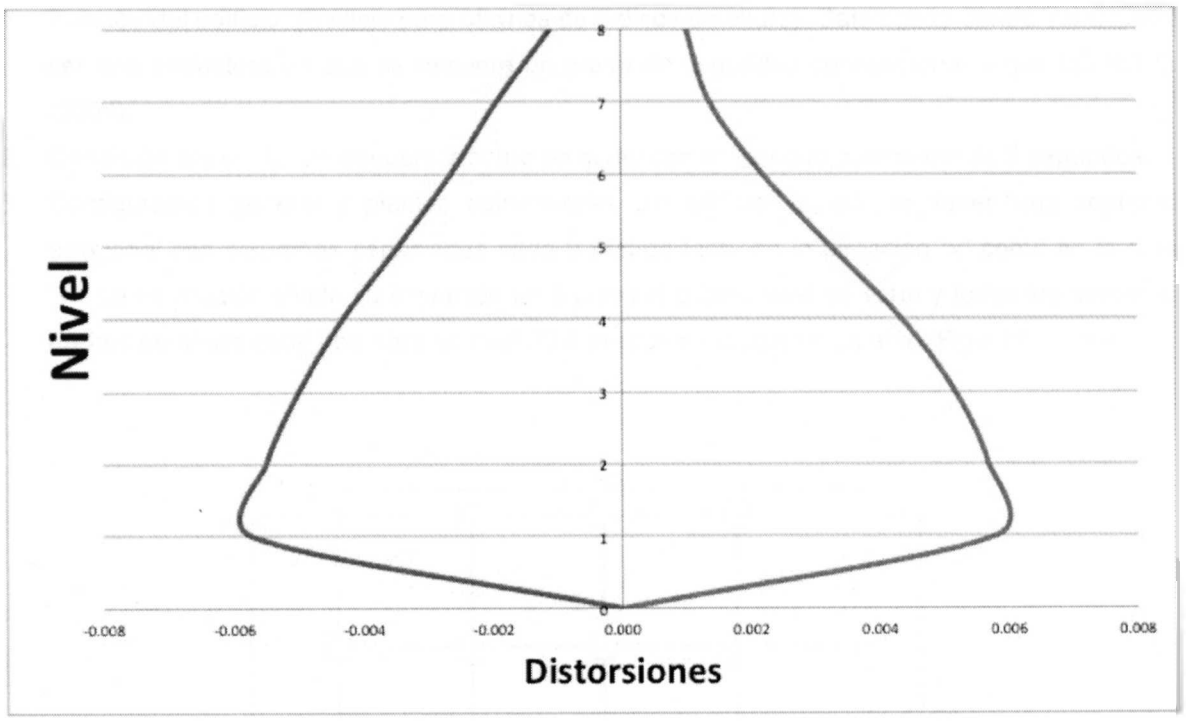


FIGURA III - 29. Ejemplo de gráfica Nivel vs Distorsiones

Capítulo IV

CASO DE ESTUDIO PARA UN PERIODO DE SUELO DE 2S

4.1 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

El modelo estructural corresponde a un edificio de ocho niveles sometido a cargas estáticas que tiene como base una estructuración propuesta en base a 4 marcos resistentes a carga lateral en la parte exterior.

Se tiene entonces como datos de entrada para el diseño preliminar lo siguiente:

1. Función del edificio. (Edificio para oficinas de 8 pisos de altura). Catalogado dentro del Grupo B por ser una estructura en que se requiere un grado de seguridad convencional según las N.T.C.D.S. (2004).
2. Condición del suelo. Se encuentra sobre un suelo con un periodo dominante de 2 segundos.
3. Configuración general y plantas estructurales del edificio. El edificio tienen una configuración ortogonal con columnas espaciadas cada 9 metros tanto en la dirección "x" como en la dirección "y". La edificación divide su elevación en 8 pisos el primer nivel de 4.1m y todos los demás de 3.1 metros de altura cada uno para un total 25.8 metros en la parte más alta. (Figs. IV – 1 a 4)

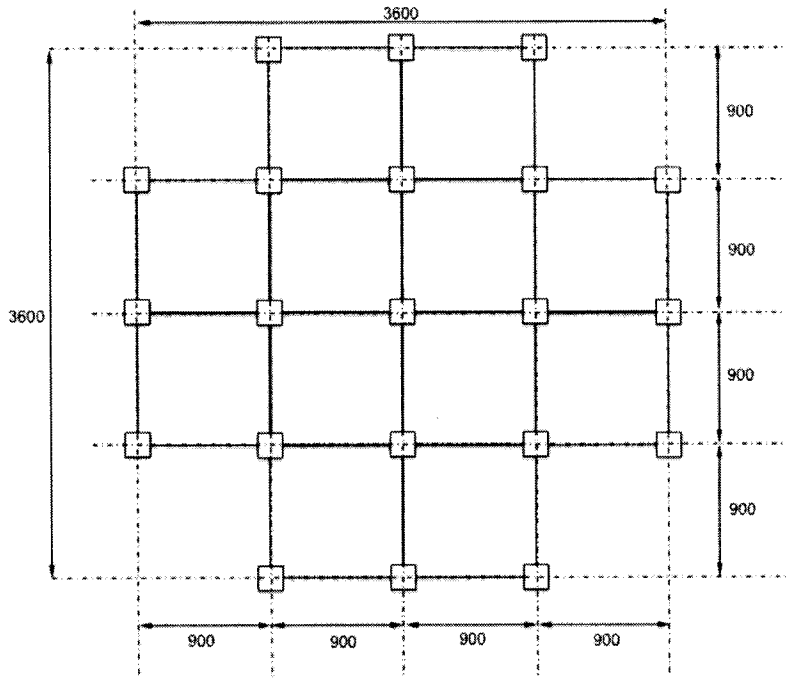


FIGURA IV - 1. Planta estructural. Modelo de oficinas

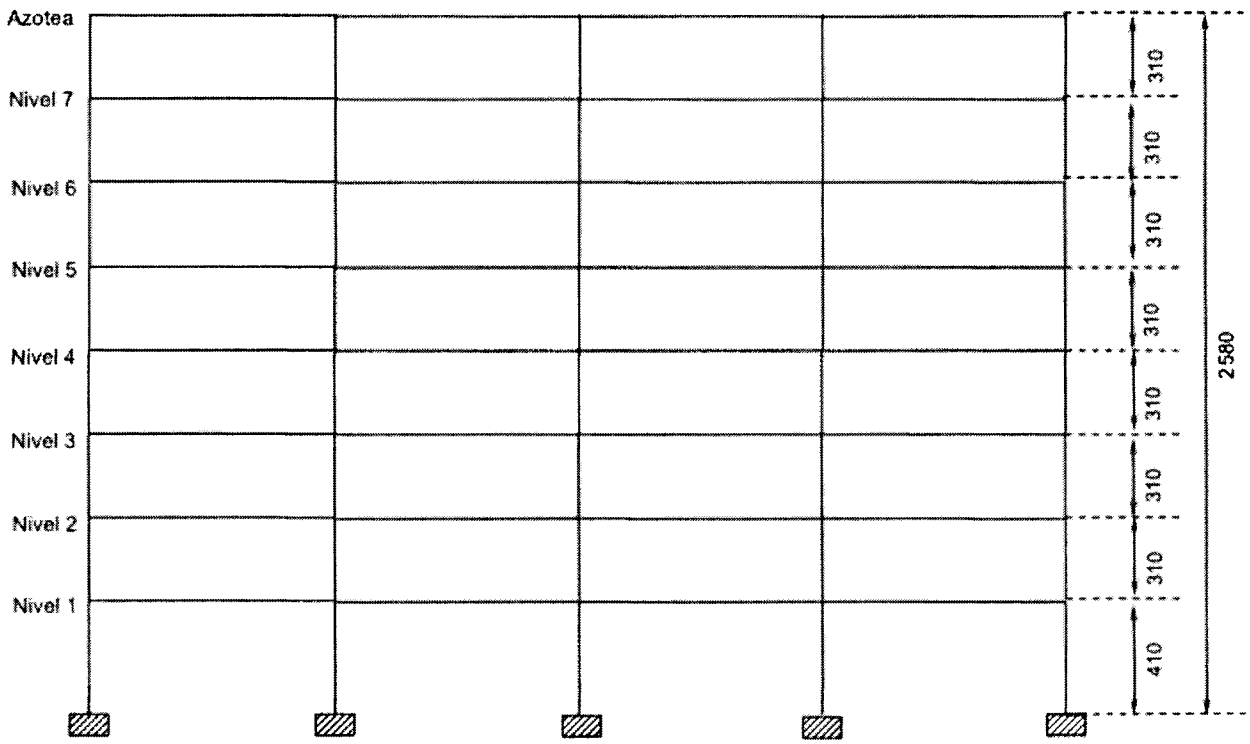


FIGURA IV - 2. Elevación Frontal y lateral típica. Modelo de Oficinas

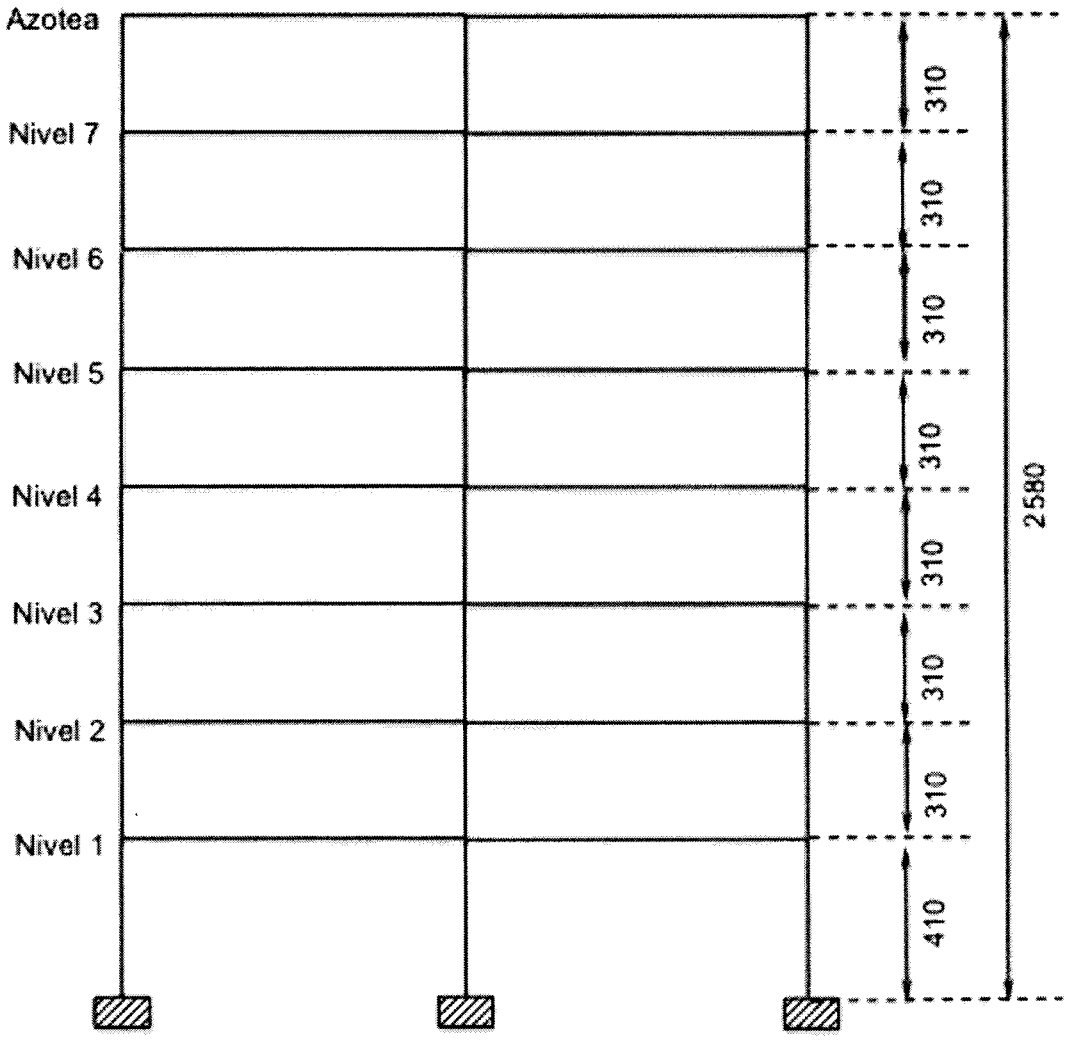


FIGURA IV - 3. Elevación lateral típica del marco resistente a cargas laterales.

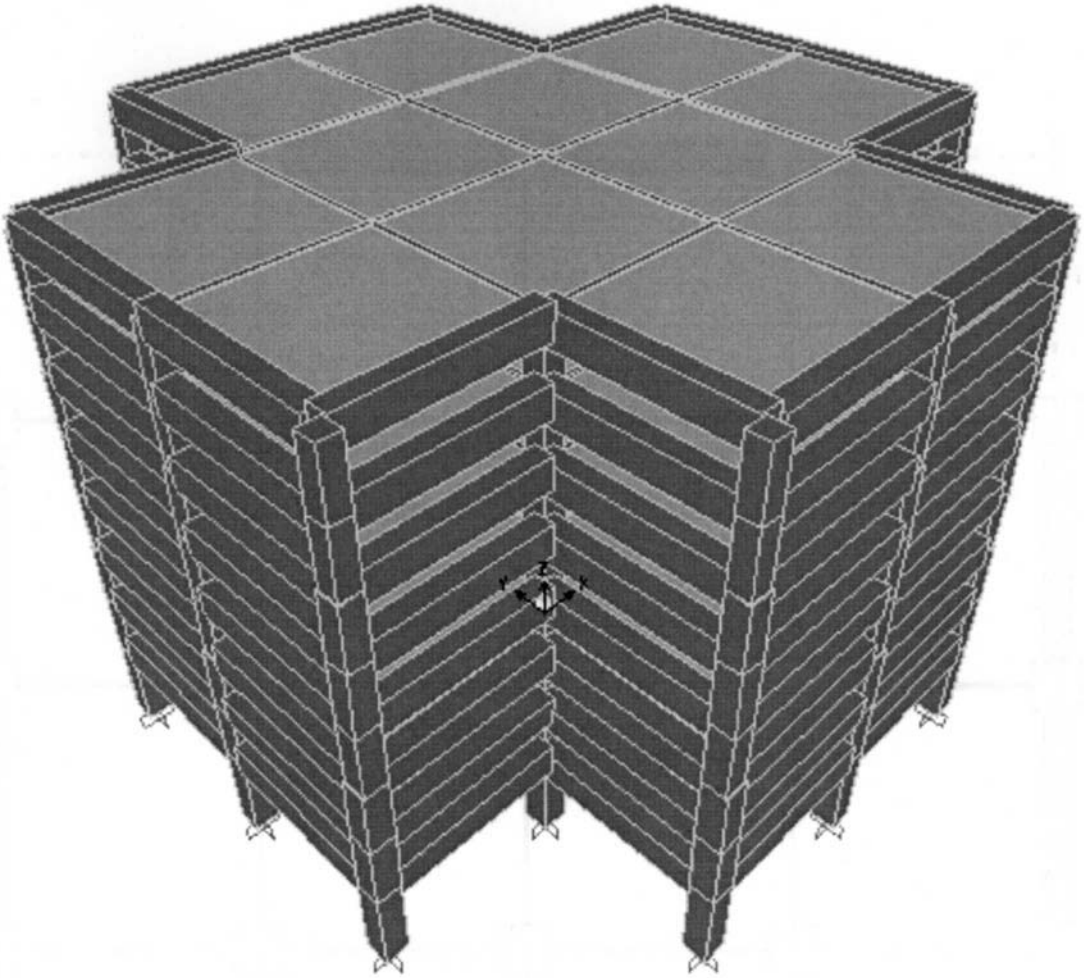


FIGURA IV - 4. Modelo de Oficinas generado en el SAP2000ADV.V14

Teniendo esta configuración, como se mencionó anteriormente, se diseñarán los marcos que estarán soportando las cargas laterales, estos son cuatro marcos que se encuentran en las cuatro caras externas a la estructura, los demás elementos se diseñarán sólo para soportar cargas gravitacionales. El diseño de los elementos sujetos a cargas gravitacionales está fuera del alcance de este trabajo ya que este trabajo se centrará en el diseño de los marcos antes mencionados.

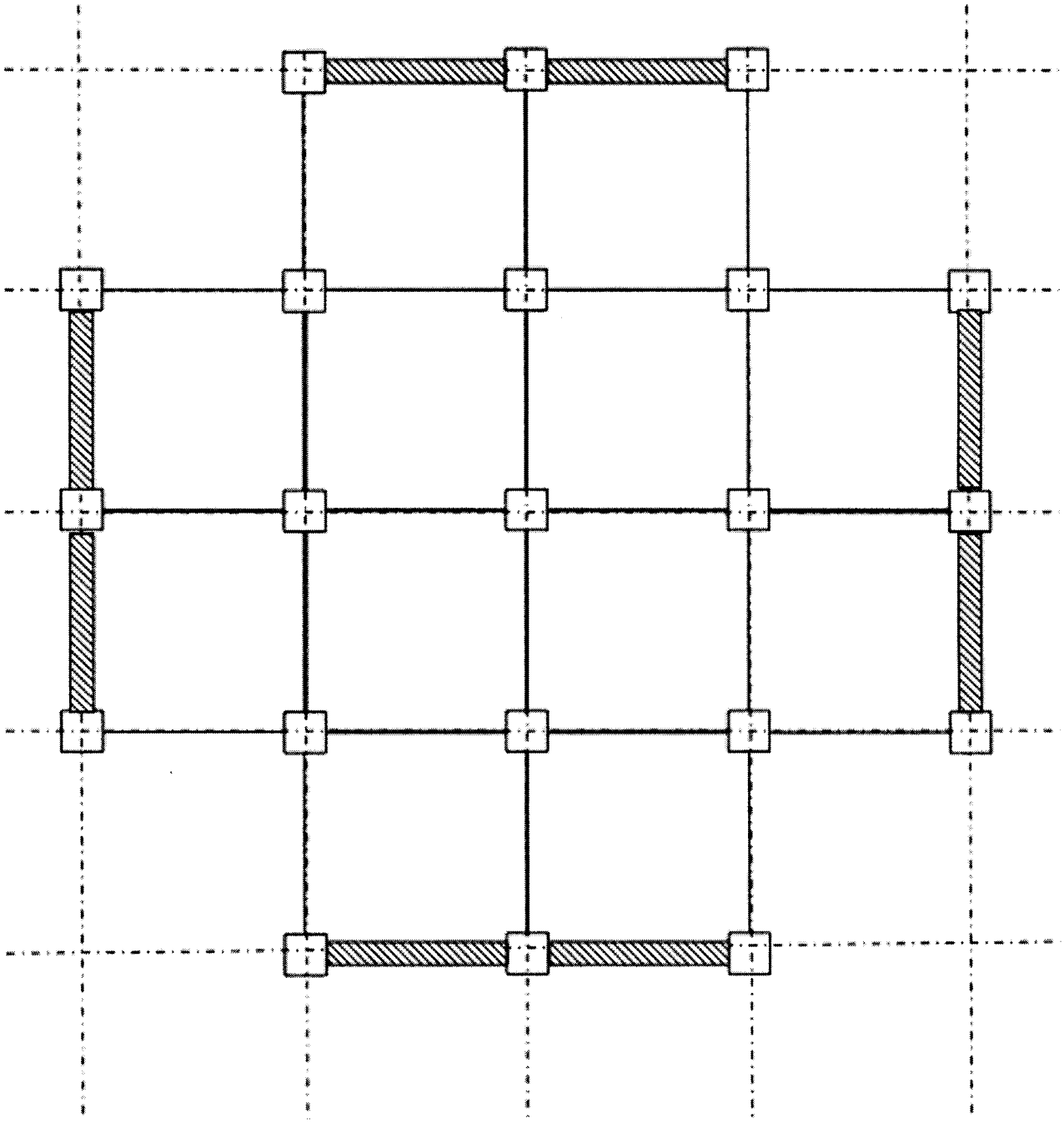


FIGURA IV - 5. Planta donde se muestran la ubicación de los marcos resistentes a cargas laterales

Los pasos utilizados para resolver el problema fueron los siguientes:

4.2 CONSTRUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO

Para determinar la demanda sísmica que se le aplicará a la estructura usaremos el Apéndice A de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Sismo, la cual nos indica que se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, "a", expresada como fracción de la aceleración de la gravedad (NTCS-2004, 2004). Los datos de entrada para la selección de variables en la elaboración de los espectros serán los siguientes:

- Periodo dominante más largo del suelo = 2.00 segundos.
- Factor de reducción por comportamiento sísmico –ductilidad-. "Q"=1 (depende del tipo de sistema estructural que suministra la resistencia y los detalles de dimensionamiento que se adopte, de acuerdo al Capítulo 5, Inciso 5.5 de NTCS. 2004.). Se usa ese valor ya que como se mencionó anteriormente nuestra estructura siempre se mantendrá dentro del rango elástico y no busca que fluya en ningún momento.
- Factor de reducción por sobre resistencia "R"=2 (Para edificaciones del grupo B de acuerdo al capítulo A3 de las NTCS, 2004.

Siguiendo la metodología especificada en el apartado 3.4.2.2.1 del presente trabajo se obtuvieron los siguientes espectros los cuales estaremos ocupando para el diseño preliminar de nuestra estructura.

Para un periodo de Ts=2s

- a_0=0.25
- c=1.2
- T_a=1.175
- T_b=2.4
- k=0.35
- β=1
- Q=1

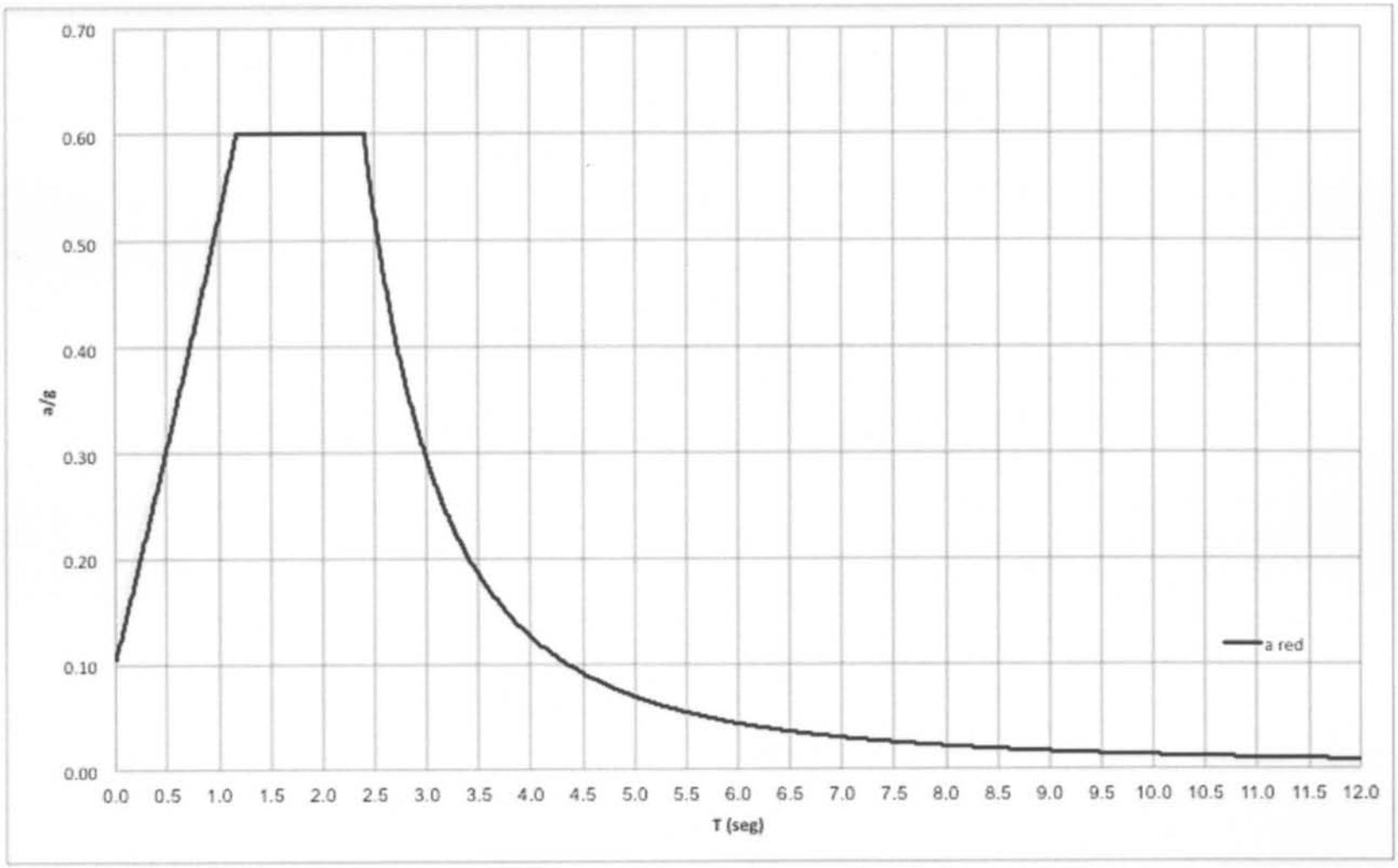


FIGURA IV - 6. Espectro de diseño para estructuras de la categoría B y con Ts=2s y Q=1

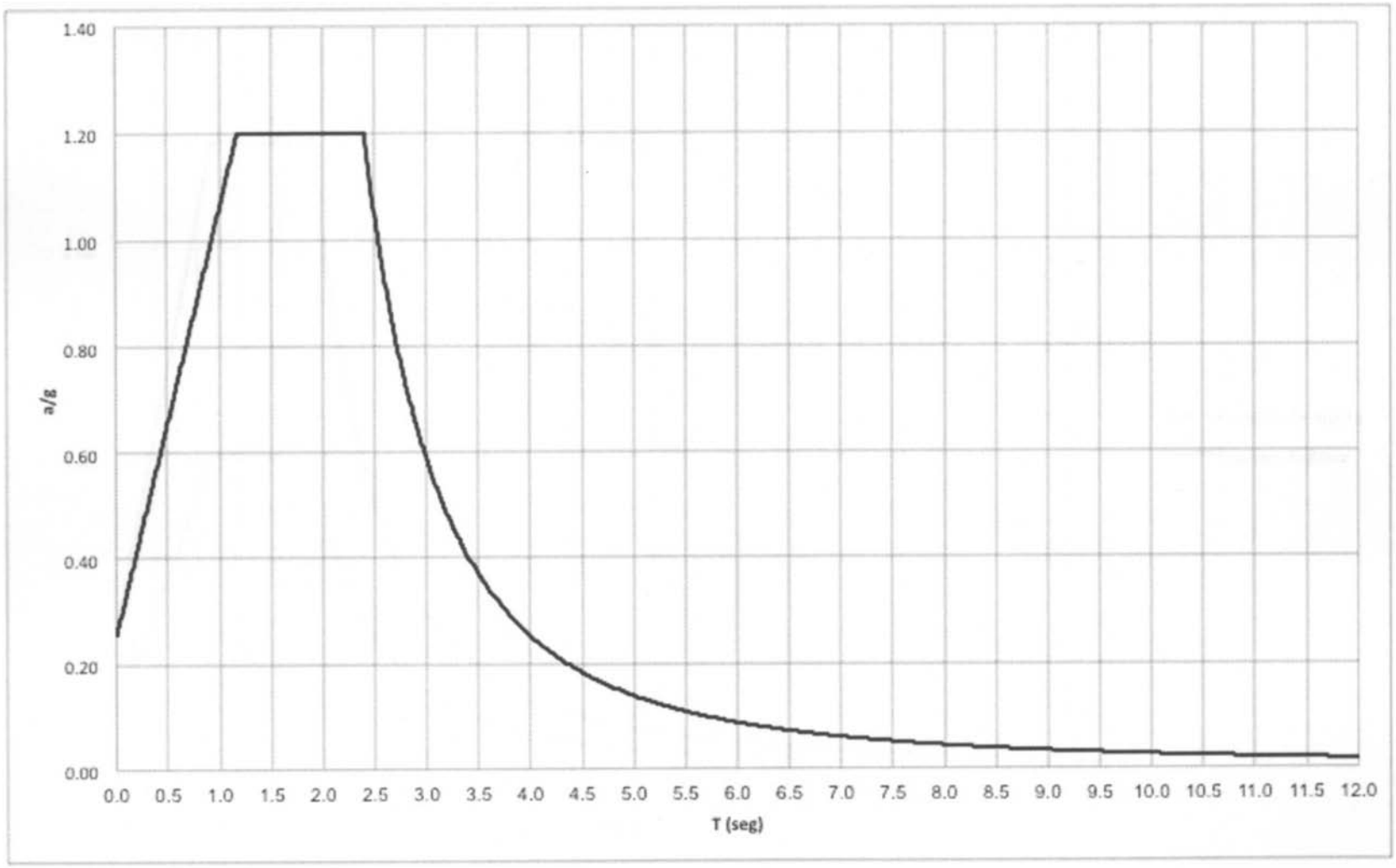


FIGURA IV - 7. Espectro elástico para estructuras de la categoría B y con Ts=2s

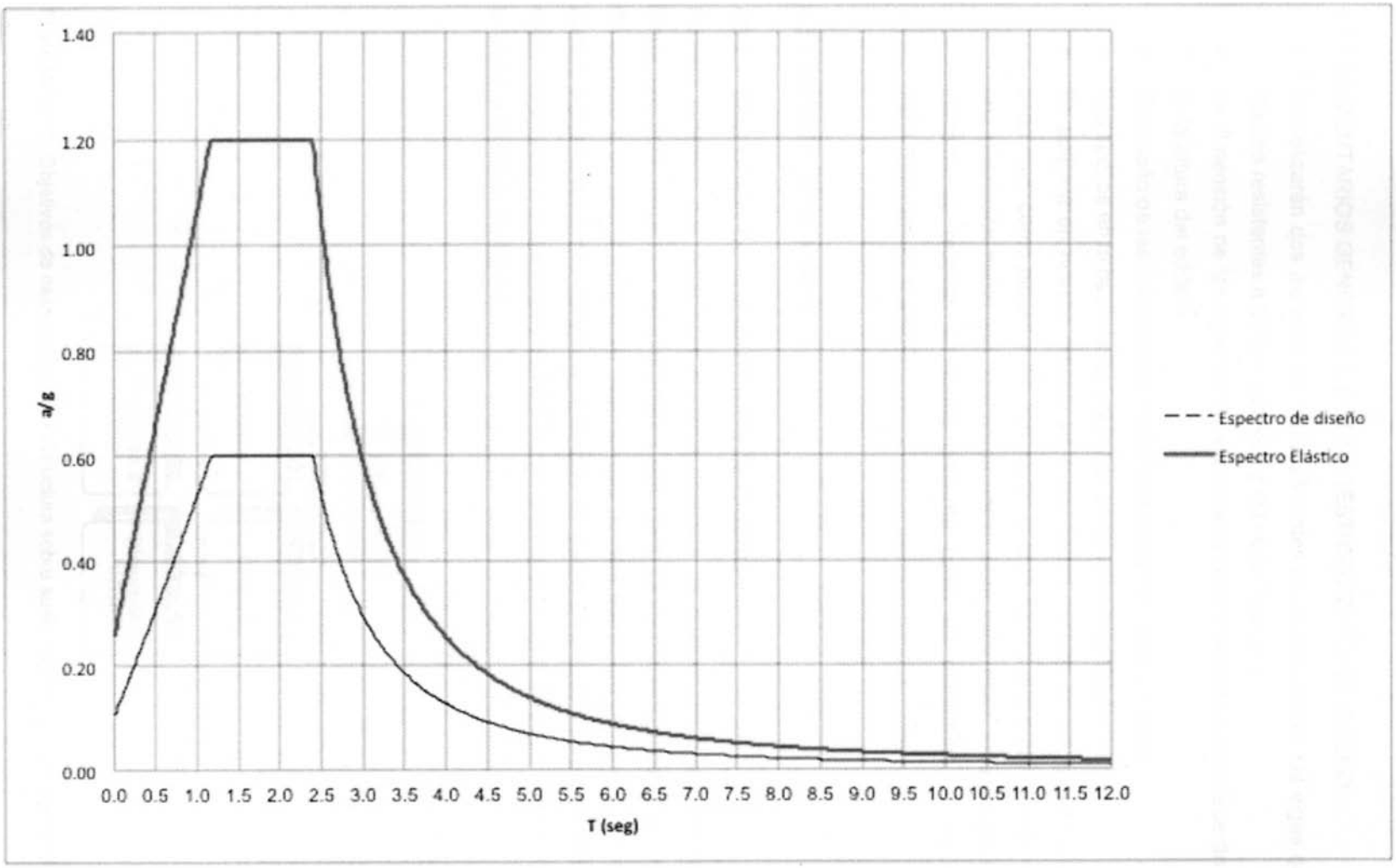


FIGURA IV - 8. Gráfica comparativa de los espectros de respuesta para estructuras de la categoría B con Ts=2s y Q=1

4.3 PROCEDIMIENTO DEL ANÁLISIS PRELIMINAR

4.3.1 COMENTARIOS GENERALES DE LAS RESTRICCIONES DE DISEÑO.

- Se utilizarán dos medidas de vigas diferentes en la estructuras, las vigas que serán parte de los marcos resistentes a cargas laterales y las vigas interiores.
- La dimensión de las vigas tanto perimetrales como interiores permanecerán constantes a lo largo de la altura del edificio.
- El tamaño de las columnas se mantendrá constante cada 3 niveles.
- Los apoyos en la base de las columnas se asumen empotrados.
- Se aplicará en nuestro modelo las restricciones nodales en las juntas para simular las losas de cada nivel como placas y así considerar la gran rigidez que presentan en el plano. Definiéndose una restricción nodal tipo "diafragma rígido" para cada nivel, esto obliga a que todos los nudos inscritos se muevan en forma conjunta como un diafragma el cual es rígido contra las deformaciones en el plano.

4.3.2 ANÁLISIS PRELIMINAR

4.3.2.1 SELECCIÓN DE LOS CRITERIOS DE DISEÑO

Primero tenemos que establecer nuestros objetivos de desempeño que queremos nuestra estructura tenga. Los parámetros que estableceremos son, como ya los mencionamos en el capítulo III, los objetivos de servicio y de sobrevivencia. Al suponer que nuestra estructura no tendrá elementos no estructurales ligados a ella buscaremos satisfacer el objetivo de distorsión de entre piso de 0.004, mientras que para el objetivo de sobrevivencia según las NTCDS de la tabla A.1 buscaremos un objetivo de una distorsión igual o menor a 0.030 de entrepiso.

FIGURA IV - 9. Objetivos de desempeño para estructura sobre suelo con periodo dominante de Ts=2s

4.3.2.2 PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS

Para nuestro análisis preliminar dentro del programa de análisis estructural SAP2000 v14, nuestra resistencia a compresión del concreto en nuestros elementos, f´c, será de 6 ksi, lo cual es igual a 420 kg/cm^2

4.3.2.3 CARGAS GRAVITACIONALES

La carga muerta es definida como el propio peso de la estructura la cual involucra el peso de los elementos estructurales más los valores de sobrecargas por concepto de muros divisorios, plafones, equipos e instalaciones de servicio.

Nuestro sistema de losas que usaremos serán losas aligeradas de nervaduras en ambos sentidos a base de concreto armado con un f´c de 200 kg/cm^2 y en los huecos usaremos casetones de poliestireno. Este sistema de losas es el que se encontrará en todo nuestro edificio de oficinas, tanto en los entrepisos como en la azotea y no será incluido como un elemento dentro del modelo pero si se ingresarán sus cargas.

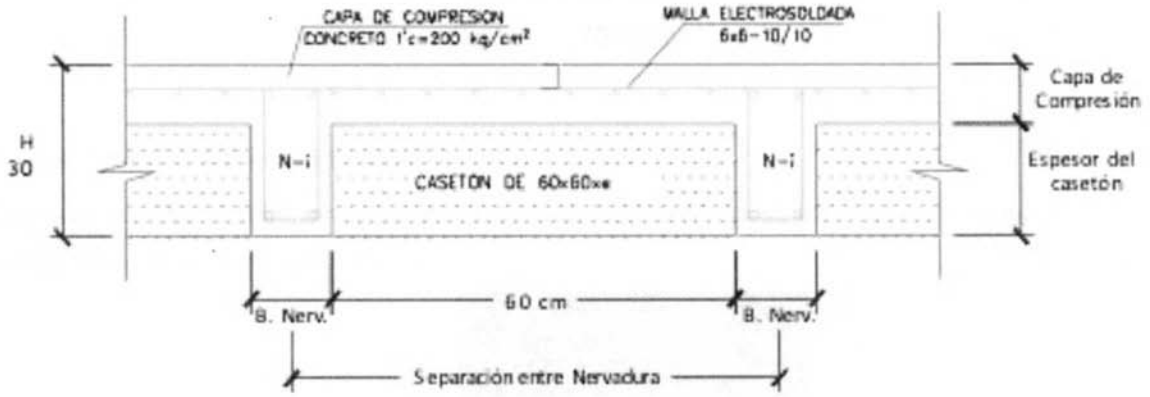


FIGURA IV - 10. Sección típica de losa con nervadura de entrepiso y azotea

Del cálculo se tiene que la carga muerta de la losa de entrepiso es de 408.0 kg/m^2 y para la azotea de 360.0 kg/m^2: por sobrecarga para cada sistema se obtiene que para entre piso es de 140 kg/m^2 mientras que para la azotea es de 90 kg/m^2.

Los valores para las cargas vivas máximas y accidentales vienen dadas en las Normas Técnicas complementarias para diseño por sismo (NTCS-2004, 2004) y estas dependen del uso final que le vayamos a dar a la estructura, del capítulo 2 de dichas normas en la tabla 6.1 nos menciona que para edificaciones para uso de oficinas es de 250 kg/m^2 de carga viva unitaria máxima mientras que la carga viva unitaria instantánea o accidental es de 180 kg/m^2, mientras que para azoteas con pendiente no mayor

de 5.0% es de 100 kg/m^2 para carga viva unitaria máxima mientras que la carga viva unitaria accidental es de 70 kg/m^2, resumiendo las cargas tenemos:

Para los entrepisos:

Carga muerta:

408.0 + 140.0 ≅ 550.0 kg/m^2

Carga viva máxima:

250 kg/m^2

Carga viva instantánea:

170 Kg/m^2

Para la azotea:

Carga muerta:

360.0 + 90.0 = 450.0 kg/m^2

Carga viva máxima:

100 kg/m^2

Carga viva instantánea:

70 Kg/m^2

4.3.2.4 TAMAÑO DE LOS ELEMENTOS.

Como se mencionó anteriormente, el tamaño de las columnas se irán variando cada tercer piso como se puede apreciar en la FIGURA IV – 11

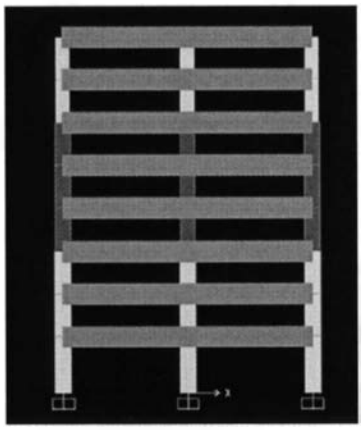


FIGURA IV - 11. Variación del tamaño de las columnas respecto a los niveles del edificio

Y las vigas serán del mismo tamaño en todo el edificio, pero se dividieron en las vigas que estarán en los marcos resistentes a cargas laterales, las cuales llamaremos vigas exteriores y las vigas que soportarán

las cargas gravitacionales las cuales llamaremos vigas interiores. Estas dimensiones de elementos fueron las que al final cumplieron con los objetivos de desempeño que establecimos anteriormente, esto fue después de un proceso iterativo con el cual se iniciaron con secciones más pequeñas y se fueron aumentando hasta que cumplieron con lo establecido. La configuración fue la siguiente:

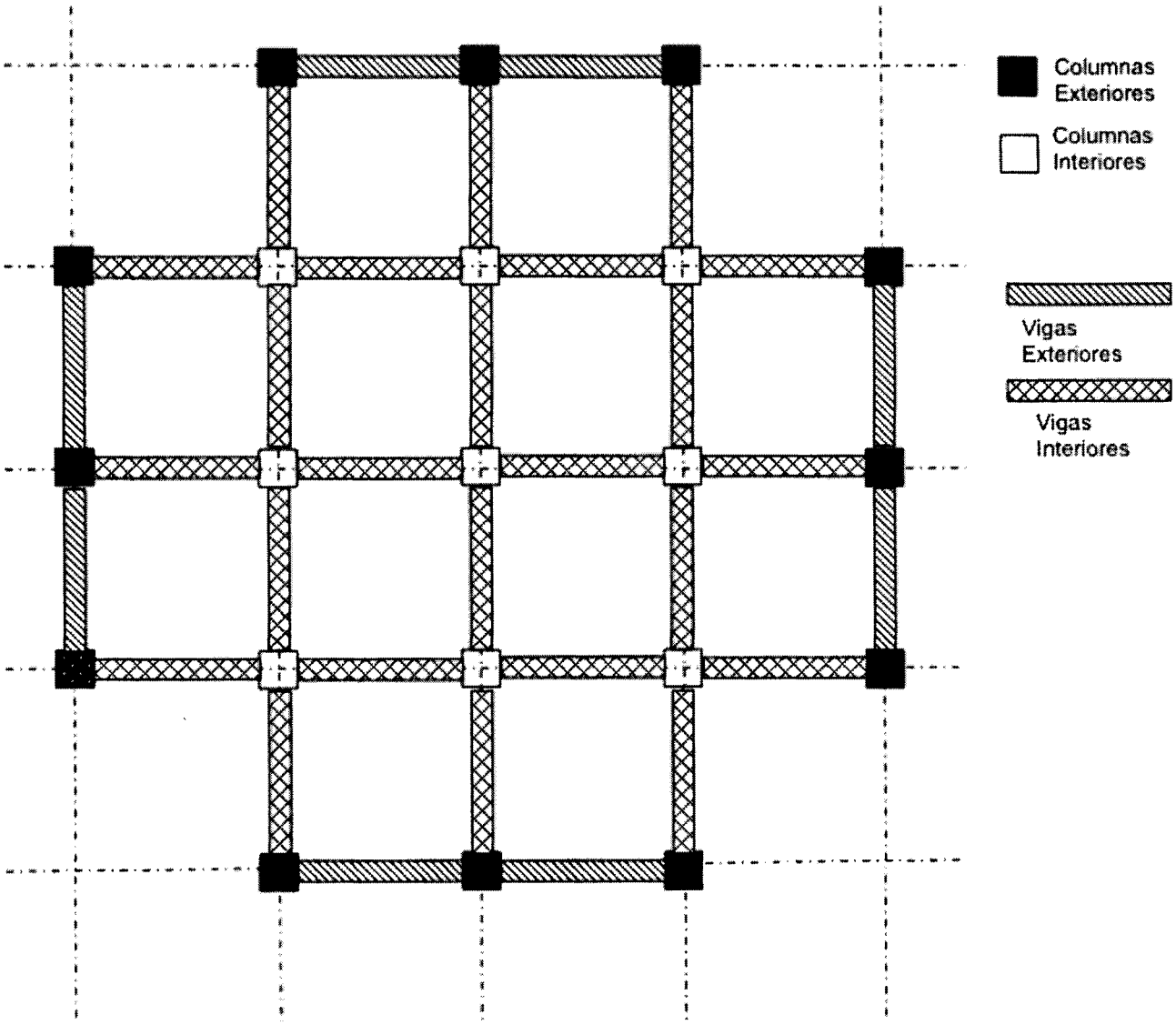


FIGURA IV - 12. Configuración típica de entrepiso y azotea.

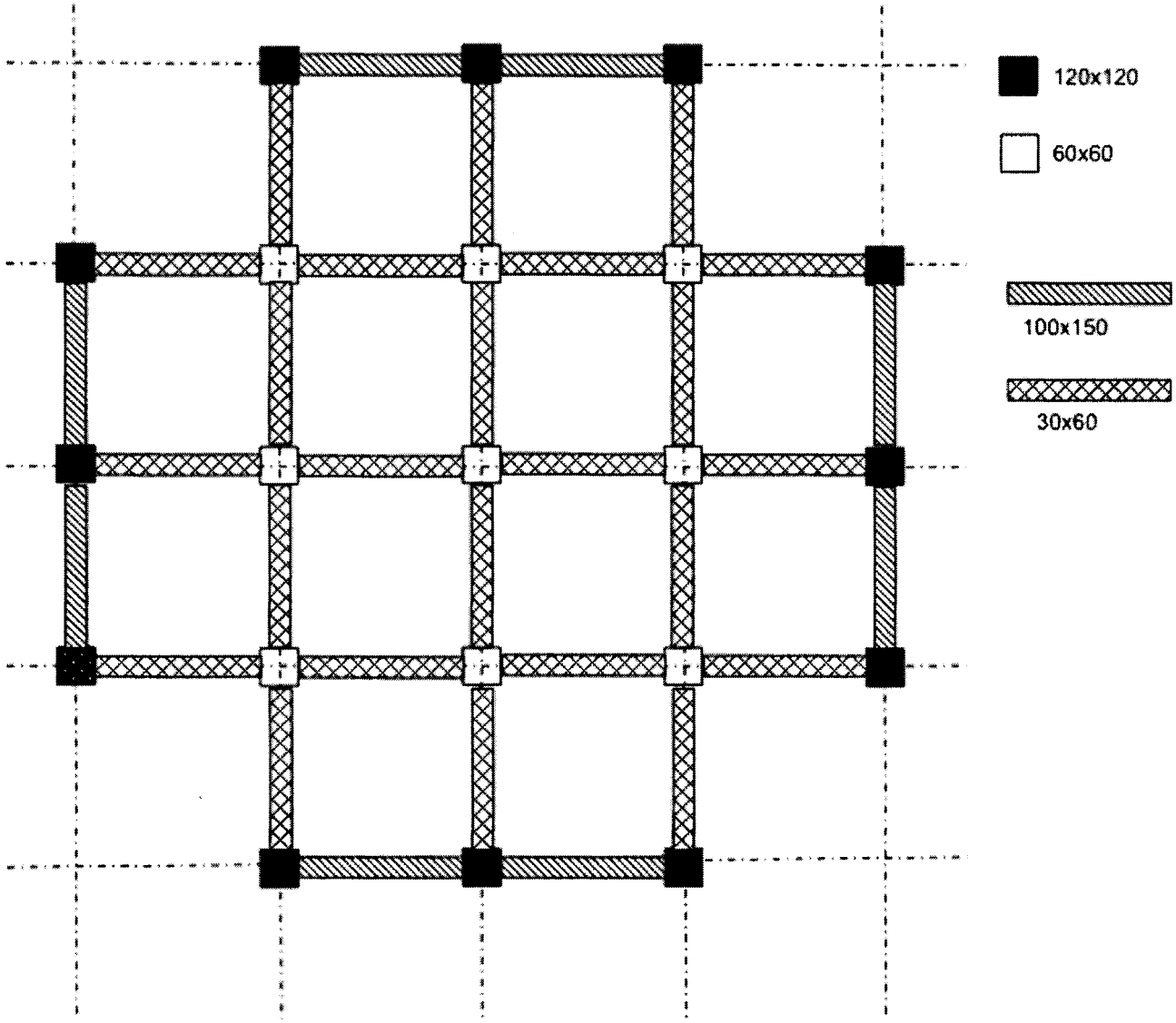


FIGURA IV - 13. Planta estructural. Losa Nivel 1, 2 y 3

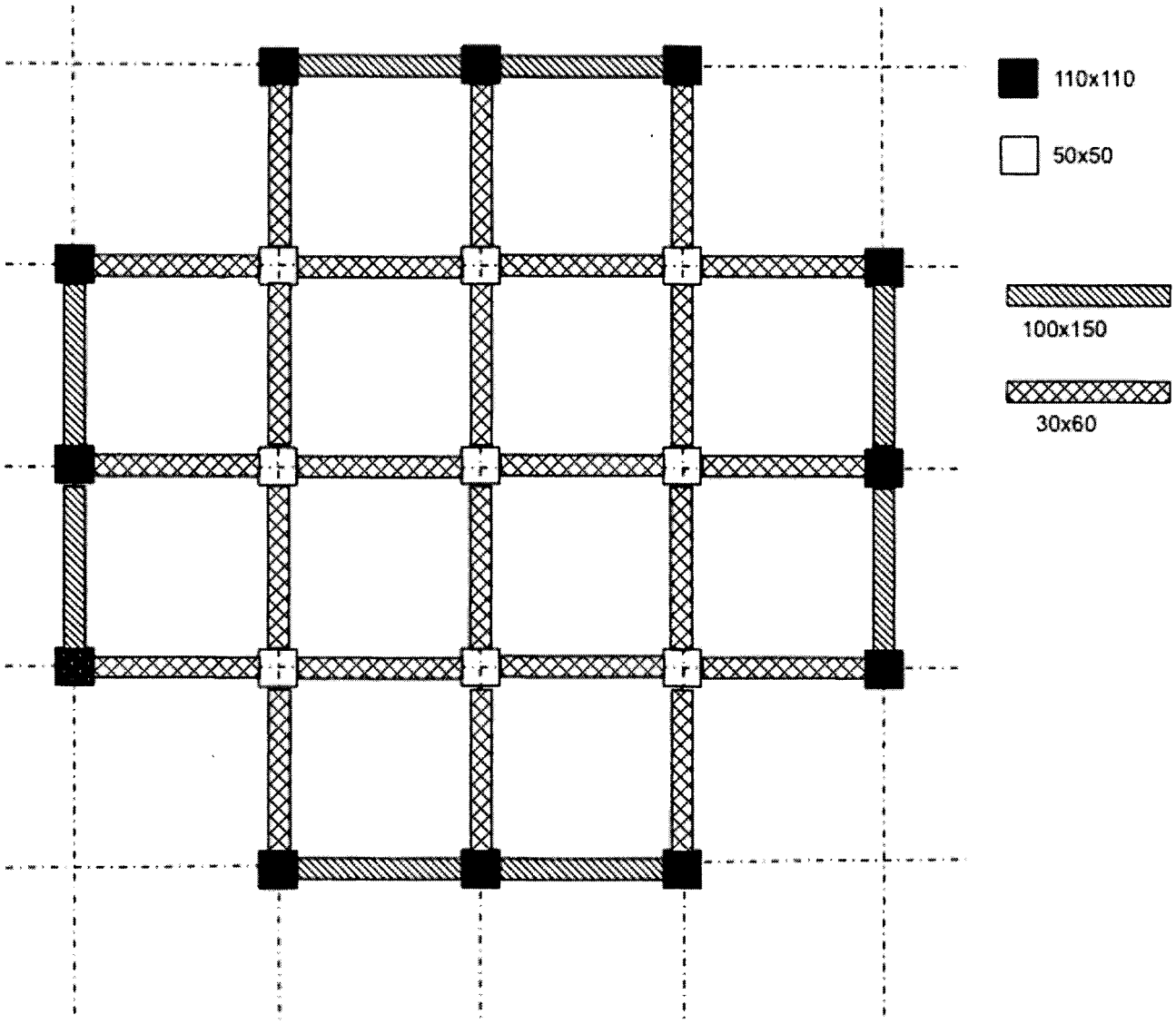


FIGURA IV - 14. Planta estructural. Losa Nivel 4, 5 y 6.

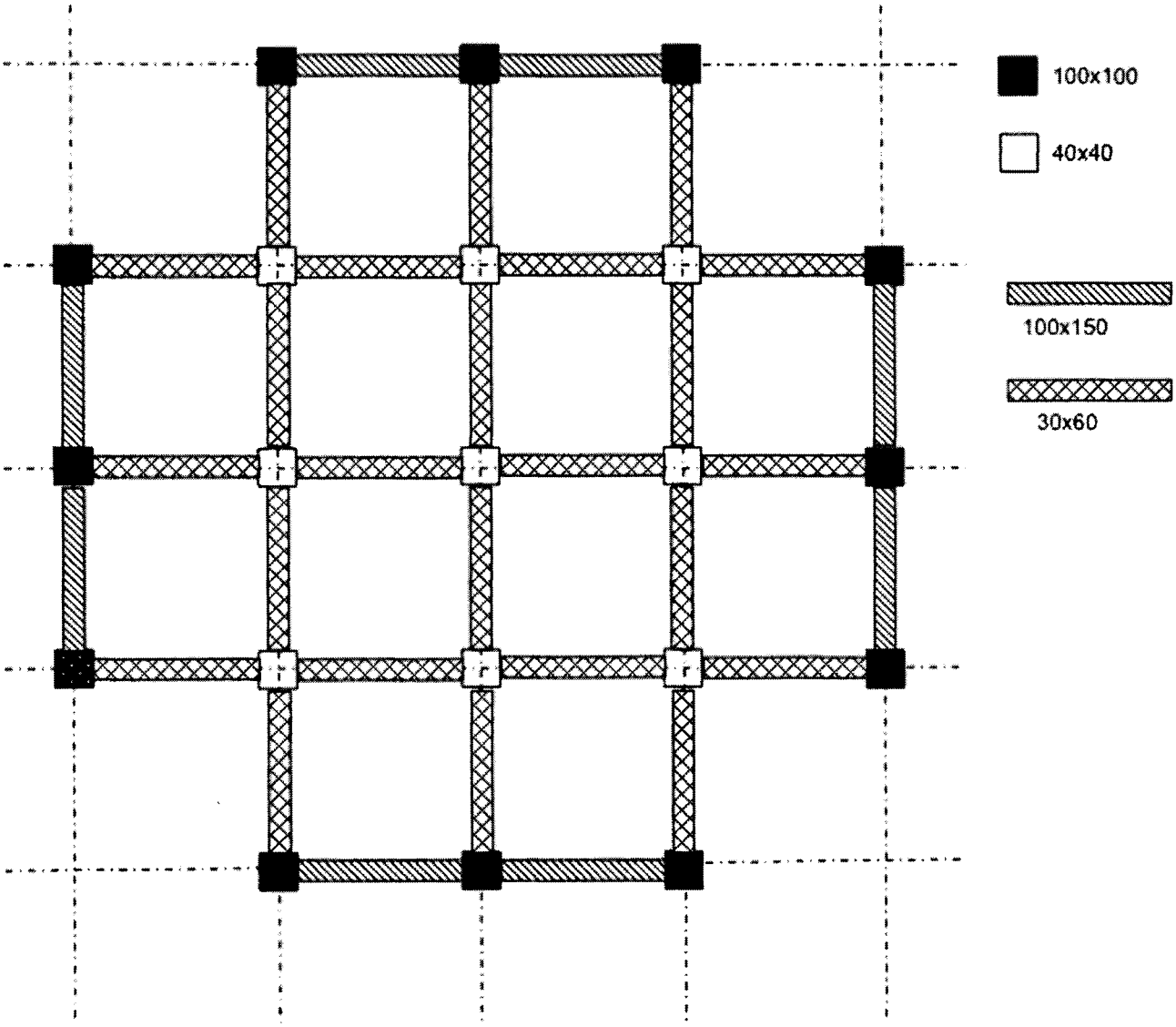


FIGURA IV - 15. Planta estructural. Losa Nivel 7 y azotea.

4.3.2.5 COMBINACIONES DE CARGA.

las combinaciones que usamos son las recomendadas por el ASCE 7-05 en el capítulo 2 que son:

1. 1.4D
2. 1.2D+1.6L
3. 1.2D+1.0Lr+1.0Sx
4. 1.2D+1.0Lr+1.0Sy
5. 0.9D+1.0Sx
6. 0.9D+1.0Sy

4.3.3 ANÁLISIS ESTRUCTURAL Y OBTENCIÓN DE LAS DISTORSIONES DE ENTRE PISO Y CARGAS DE DISEÑO

4.3.3.1 COMENTARIOS GENERALES AL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- Para revisar el modelo y verificar el cumplimiento de los objetivos de desempeño que se mencionaron en la sección 4.3.2.1, utilizaremos el programa de computadora SAP2000 v14, el cual es un producto desarrollado por Computers & Structures de la Universidad de California en Berkeley.
- Se utilizará el espectro de diseño construido en la sección 4.2 y después obtendrán los desplazamientos que serán multiplicados por su factor correspondiente para así obtener las distorsiones de servicio y sobrevivencia.
- Es muy importante hacer énfasis en lo siguiente, como se mencionó en el capítulo anterior y por las observaciones realizadas por el PRESS (Priestley et al. 1999) al momento de introducir las propiedades de los elementos a nuestro programa se les agregó a las vigas un factor de reducción igual a 0.5 en su inercia gruesa para tomar en cuenta la reducción en su rigidez por su agrietamiento, esto ya se había explicado poco más a detalle anteriormente.

4.3.3.2 OBTENCIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

Los resultados que nos arroja el programa nos dice que nuestra estructura tiene un periodo fundamental igual a:

T=0.782 s

Para nuestra combinación más crítica la cual es:

1.2D+1.0Lr+1.0Sx

Nos arroja la siguiente tabla:

	H (cm)	Ux (cm)	Uy (cm)
Azotea 2580 cm	310	24.53	24.53
Nivel 7 2270 cm	310	22.65	22.65
Nivel 6 1960 cm	310	20.07	20.07
Nivel 5 1650 cm	310	16.86	16.86
Nivel 4 1340 cm	310	13.15	13.15
Nivel 3 1030 cm	310	9.19	9.19
Nivel 2 720 cm	310	5.38	5.38
Nivel 1 410 cm	310	2.13	2.13
Piso	410	0	0

TABLA IV - 1. Desplazamientos Ts=2s Q=1

4.3.3.3 DISTORSIONES DE SERVICIO

Para la obtención de las distorsiones de entrepiso necesitamos multiplicar nuestros desplazamientos por el factor :

$$\delta_{SERVICIO} = \delta_{REDUCIDO} \frac{Q'R}{7}$$

Donde Q´y R son valores que están en función de nuestro periodo fundamental de la estructura y fueron calculados en la construcción de nuestro espectro de diseño, para un periodo fundamental de 0.782 segundos tenemos que los valores son:

Q´= 1

R = 2.0095

Por lo que el factor quería:

$$\text{Factor} = \frac{(1)(2.0095)}{7} = 0.287$$

Las distorsiones de entrepiso para servicio quedarían de la siguiente manera:

		Dirección en X	
	H (cm)	Desp. Serv	Dist. Serv.
Azotea	310	7.04	0.001734029
Nivel 7	310	6.50	0.002391775
Nivel 6	310	5.76	0.002978182
Nivel 5	310	4.84	0.003431245
Nivel 4	310	3.78	0.003670999
Nivel 3	310	2.64	0.003527637
Nivel 2	310	1.54	0.003004885
Nivel 1	310	0.61	0.001496138
Nivel Piso	410	0	0

TABLA IV - 2. Distorsiones de servicio Ts=2s Q=1

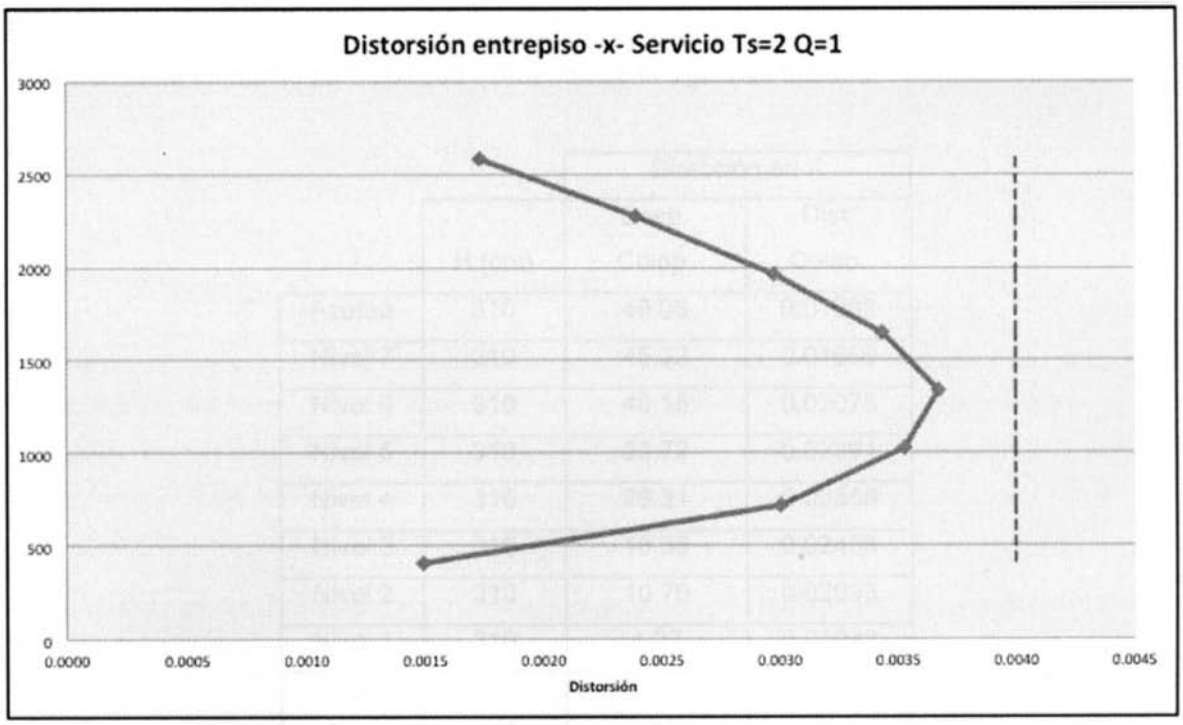


FIGURA IV - 16. Distorsiones de Servicio Ts=2s Q=1

Como se puede ver en la FIGURA IV – 16 se cumplen con los objetivos de desempeños establecidos para servicio.

4.3.3.4 DISTORSIONES DE COLAPSO

El factor que se usará para el cálculo de las distorsiones de colapso es:

$$\delta_{COLAPSO} = \delta_{REDUCIDO} QR$$

Donde Qy R son valores que están en función de nuestro periodo fundamental de la estructura y fueron calculados en la construcción de nuestro espectro de diseño, para un periodo fundamental de 0.782 segundos tenemos que los valores son:

Q = 1
R = 2

Por lo que el factor quería:

$$\text{Factor} = (1)(2) = 2$$

Las distorsiones de entrepiso para colapso quedarían de la siguiente manera:

		Dirección en X	
	H (cm)	Desp. Colap.	Dist. Colap.
Azotea	310	49.06	0.01208
Nivel 7	310	45.32	0.01666
Nivel 6	310	40.15	0.02075
Nivel 5	310	33.72	0.02391
Nivel 4	310	26.31	0.02558
Nivel 3	310	18.38	0.02458
Nivel 2	310	10.76	0.02093
Nivel 1	310	4.27	0.01042
Nivel Piso	410	0	0

TABLA IV - 3. Distorsiones de colapso Ts=2s Q=1

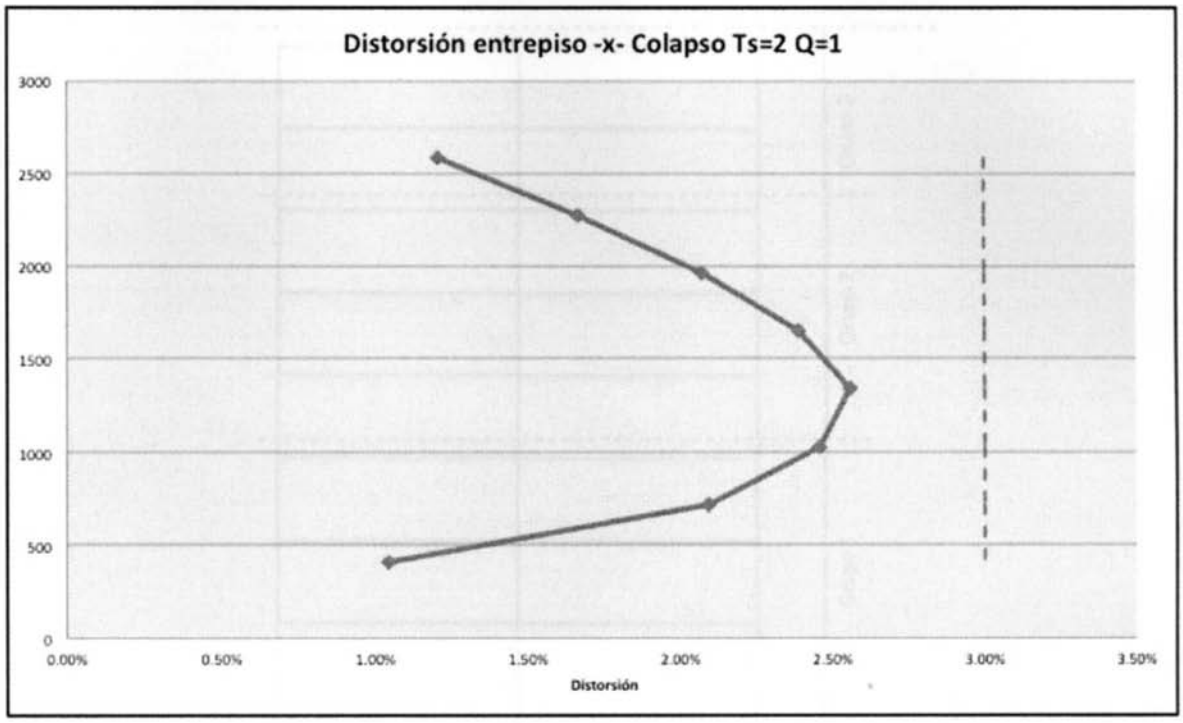


FIGURA IV - 17. Distorsiones de Colapso Ts=2s Q=1

Como se puede ver en la FIGURA IV – 17. Se cumplen con los objetivos de desempeño para colapso por lo que las dimensiones de nuestros elementos son correctas para poder empezar a hacer nuestro diseño.

4.3.3.5 CARGAS DE DISEÑO

Para el diseño de nuestra conexión es necesario tener tres cosas, un momento, un corte y una distorsión. Como se había mencionado anteriormente el diseño de los elementos que resisten las cargas gravitacionales no entran en el alcance de este trabajo, por lo que de los cuatro marcos que tiene nuestro edificio obtendremos un momento, un cortante y una distorsión para cada grupo de vigas, que al igual que en su geometría, serán cada tres niveles como se muestra en la FIGURA IV – 18

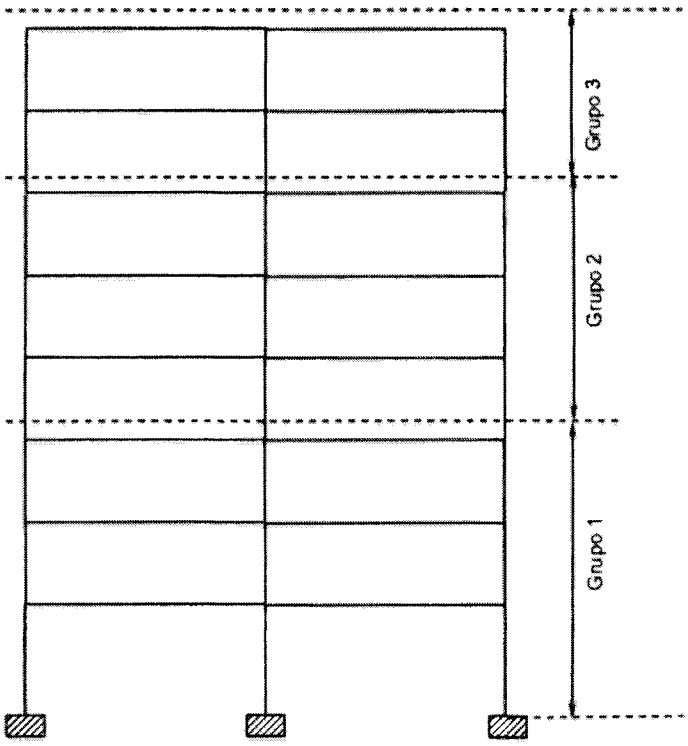


FIGURA IV - 18. Regionalización de elementos.

El análisis estructural nos arroja los siguientes resultados:

Grupo	Nivel	Tipo	M (Ton-m)	VD+L (Ton)	Distorsion (%)
1	3ro	Exterior	625.21	16.946	2.46
2	4to	Exterior	611.95	17.11	2.56
3	7mo	Exterior	345.75	17.18	1.67

TABLA IV - 4. Momentos, cortantes y distorsiones de diseño de Ts=2s Q=1

4.3.3 DISEÑO DE CONEXIÓN

Primero se establecen las propiedades de los materiales que se usarán en el diseño de la conexión, las cuales son las que se mencionan en la TABLA IV – 5

- El concreto de las vigas: Resistencia de f´c a los 28 días.
- El grout en la interfaz de la conexión : Resistencia de f'_g a los 28 días y tendrá un parámetro para el bloque de esfuerzos a compresión β_1.
- El acero de postensado: Tendrá un esfuerzo de fluencia f_{py} y un módulo de elasticidad E_p

Notación	Valor		Nota
f_{cviga}	6 (ksi)	421.84 (kg/cm2)	
fg	5.5 (ksi)	386.69 (kg/cm2)	
β_1	0.8		
E_p	29,000 (ksi)	2,038,901.89 (kg/cm2)	
F_{py}	240 (ksi)	16,864 (kg/cm2)	Acero de grado 270
l_{pu}	95.35 (ft)	450 (cm)	Longitud tributaria Desadherido del torón de postensados hacía un lado.
$f_{c\ columna}$	6 (ksi)	421.84 (kg/cm2)	

TABLA IV - 5. Propiedades de los materiales

4.3.3.2 REVISIÓN DE LAS DIMENSIONES DE LOS ELEMENTOS A DISEÑAR

Las medidas de las vigas son:

b_b= 100 cm

h_b= 150 cm

Las cuales tienen que satisfacer las ECUACIONES III – 11 y 12

$$h_b \leq \frac{l_n}{3} = \frac{900 - 120}{3} = 260\ cm$$

$$b_b \geq 0.3h_b = 0.3(150) = 45\ cm$$

Los dos criterios se satisfacen.

4.3.3.2.1 DISEÑO DE LA VIGA DEL GRUPO 1

El siguiente paso es establecer la constante del incremento del esfuerzo en el torón de postensado entre la distorsión cero y la distorsión de diseño cuando la resistencia del concreto y del grout son infinitas y que viene dada por la ECUACIÓN III – 13

$$\Delta f_{p\infty} = 0.5E_p\theta_{des}\frac{h_b}{l_{pu}} = 0.5(2{,}038{,}901)(0.0246)\frac{150}{450} = 8{,}359.5\frac{kg}{cm^2}$$

Ahora sigue determinar el área de acero de postensado requerida, esto lo hacemos, como se mencionó antes, asumiendo el inicio de la fluencia en los torones de postensado y el área se con la ECUACIÓN III – 14.

$$A_p = \frac{M_{p,des}}{(0.45h_g)f_{py}} = \frac{625(1000)(100)}{(0.45 * 150)(16{,}864)} = 55.10cm^2$$

Aunque inicialmente nos indica que si usamos torones de 0.6 in de diámetro con 40 torones cumplimos (56 cm^2) se encontró después que son necesarios 47 torones de postensado (65 cm^2) para satisfacer los requerimientos para las vigas del grupo 1.

Lo siguiente es estimar el parámetro del eje neutro para nuestro desplazamiento de diseño. Un estimado inicial viene dado por la ECUACION III – 15

$$\eta_{des} = \frac{0.1}{\beta_1} = \frac{0.1}{0.8} = 0.125$$

Después de varias iteraciones, el siguiente valor para este parámetro fue seleccionado:

$$\eta_{des} = .27$$

Ahora sigue calcular el alargamiento y el esfuerzo del torón en la distorsión de diseño:

$$\Delta_p = \theta_{des}h_b(0.5 - \eta_{des}) = 0.0246(150)(0.5 - .27) = 0.849 \text{ cms}$$

El cambio correspondiente en el esfuerzo es:

$$\Delta f_p = \frac{\Delta_p}{l_{pu}}E_p = \Delta f_{p\infty}(1 - 2\eta_{des}) = \frac{0.849}{450}(2{,}038{,}902) = 3{,}845.44\frac{kg}{cm^2}$$

El esfuerzo en el torón debe de satisfacer dos límites, y pueden ser verificados como se muestra a continuación:

Se establece que: $f_{p0} = f_{py} - \Delta f_p$

Si: $f_{p0} \geq f_{pi}$

Entonces: $f_{p0} = f_{pi}$

$$f_{p,des} = f_{p0} + \Delta f_p$$

Si no: $$f_{p,des} = f_{py}$$

Para este diseño queda de la siguiente manera:

$$f_{p0} = f_{py} - \Delta f_p = 16{,}864 - 3{,}845.44 = 13{,}018.23 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{p0} \geq f_{pi} = 0.65(18{,}983) = 12{,}338.87 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto:

$$f_{p0} = f_{pi} = 12{,}338.87 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{p,des} = f_{p0} + \Delta f_p = 12{,}338.87 + 3{,}845.44 = 16{,}184.31 \frac{kg}{cm^2}$$

Calculamos las fuerzas en el torón de postensado y del grout en la distorsión de diseño:

$$F_{p,des} = A_p f_{p,des} = 65(16{,}184.31) = 1{,}064{,}927.68\ kg$$

La fuerza a compresión en el concreto en la distorsión de diseño es:

$$F_{c,des} = F_{p,des} = 1{,}064{,}927.68\ kg$$

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos en el grout:

$$a_{des} = \frac{F_{c,des}}{0.85 f'_g b_g} = \frac{1{,}064{,}927.68}{0.85(386)(100)} = 32.4\ cm$$

La resultante de la fuerza de compresión del grout está localizada a $\alpha_{des} h_g$ de la cara de compresión, donde:

$$\alpha_{des} = \frac{a_{des}}{2h_g} = \frac{32.4}{2(150)} = 0.108$$

El eje neutro está localizado en $\eta_{des} h_g$ de la cara de compresión, donde:

$$\eta_{des} = \frac{a_{des}}{\beta_1 h_g} = \frac{0.108}{0.8(150)} = 0.27$$

Como se puede verificar este valor es el mismo que se dio inicialmente por lo que usaremos este resultado para los cálculos posteriores, si no llegara a ser lo suficientemente cercano al que se dio inicialmente entraría en el proceso iterativo.

Lo siguiente es calcular el momento resistente de nuestra conexión, la cual viene dada por:

$$M_{p,des} = F_{p,des} h_g [0.5 - \alpha_{des}] = 1{,}064{,}927.68(150)(0.5 - 0.108) = 626.18\ ton - m$$

El momento de diseño para las vigas del Grupo 1 es de 625.21 ton-m por lo que cumple con:
$M_{cap,beam} \geq M_{des}$

Es necesario checar si se necesita confinar o no el concreto. La longitud equivalente de la articulación plástica está dada por la ECUACION III – 30.

$$l_{ph} = k_{ph} \eta_{des} h_g = (1)(0.27)(150) = 40.5\ cms$$

El promedio de la deformación del concreto a lo largo de esta distancia:

$$\varepsilon_c = \frac{\theta_{des}(\eta_{des} h_b)}{l_{ph}} = 0.0246 > 0.003 = \varepsilon_c$$

Como la deformación a compresión excede la deformación ultima del concreto sin confinar, se espera que exista desprendimiento del concreto por lo que la región de compresión se necesita que sea confinada para asegurar que el concreto pueda soportar grandes deformaciones sin ninguna degradación.

Por último se realiza la revisión por corte en la interfaz de la conexión.

$$V_n = \mu F_{c,des} = 0.6(1{,}064{,}927.68) = 638{,}957\ kg$$

$$\phi V_n = 0.75(638{,}957\ kg) = 479{,}217\ kg$$

La demanda de corte en la conexión es:

$$V_u = V_{u.D+L} + \frac{2M_{cap,beam}}{l_n} = 16{,}946 + \frac{2(625{,}210)}{780} = 177{,}255 kg$$

$\phi V_n > V_u$ OK

4.3.3.2.2 DISEÑO DE LA VIGA DEL GRUPO 2

Este procedimiento es exactamente el mismo que el paso anterior lo único que cambiaremos será las fuerzas de diseño, el momento como el corte y su distorsión también de diseño.

$$\Delta f_{p\infty} = 0.5E_p\theta_{des}\frac{h_b}{l_{pu}} = 0.5(2{,}038{,}901)(0.0256)\frac{150}{450} = 8{,}699.31\frac{kg}{cm^2}$$

Ahora sigue determinar el área de acero de postensado requerida, esto lo hacemos, como se mencionó antes, asumiendo el inicio de la fluencia en los torones de postensado y el área se con la ECUACIÓN III – 14.

$$A_p = \frac{M_{p,des}}{(0.45h_g)f_{py}} = \frac{611.95(1000)(100)}{(0.45 * 150)(16{,}864)} = 53.76cm^2$$

De la misma manera que en la viga del Grupo 1, aunque inicialmente nos indica que si usamos torones de 0.6 in de diámetro con 39 torones cumplimos (54 cm^2) se encontró después que son necesarios 45 torones de postensado (63 cm^2) para satisfacer los requerimientos para las vigas del grupo 2.

E parámetro del eje neutro para nuestro desplazamiento de diseño. Un estimado inicial viene dado por la ECUACION III – 15

$$\eta_{des} = \frac{0.1}{\beta_1} = \frac{0.1}{0.8} = 0.125$$

Escogeremos el valor de 0.262 después de varias iteraciones.

$$\eta_{des} = .262$$

Ahora sigue calcular el alargamiento y el esfuerzo del torón en la distorsión de diseño:

$$\Delta_p = \theta_{des}h_b(0.5 - \eta_{des}) = 0.0256(150)(0.5 - .262) = 0.910 \text{ cms}$$

El cambio correspondiente en el esfuerzo es:

$$\Delta f_p = \frac{\Delta_p}{l_{pu}}E_p = \Delta f_{p\infty}(1 - 2\eta_{des}) = \frac{0.910}{450}(2{,}038{,}902) = 4{,}124.19\frac{kg}{cm^2}$$

Volveremos a verificar los dos límites:

Se establece que: $f_{p0} = f_{py} - \Delta f_p$

Si: $f_{p0} \geq f_{pi}$

Entonces: $f_{p0} = f_{pi}$

$f_{p,des} = f_{p0} + \Delta f_p$

Si no: $f_{p,des} = f_{py}$

Para este diseño queda de la siguiente manera:

$$f_{p0} = f_{py} - \Delta f_p = 16{,}864 - 4{,}124.19 = 12{,}739.48 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{p0} \geq f_{pi} = 0.65(18{,}983) = 12{,}338.87 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto:

$$f_{p0} = f_{pi} = 12{,}338.87 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{p,des} = f_{p0} + \Delta f_p = 12{,}338.87 + 4{,}124.19 = 16{,}463.06 \frac{kg}{cm^2}$$

Calculamos las fuerzas en el torón de postensado y del grout en la distorsión de diseño:

$$F_{p,des} = A_p f_{p,des} = 65(16{,}184.31) = 1{,}037{,}172.83\ kg$$

La fuerza a compresión en el concreto en la distorsión de diseño es:

$$F_{c,des} = F_{p,des} = 1{,}037{,}172.83\ kg$$

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos en el grout:

$$a_{des} = \frac{F_{c,des}}{0.85 f'_g b_g} = \frac{1{,}037{,}172.83}{0.85(386)(100)} = 31.55cm$$

La resultante de la fuerza de compresión del grout está localizada a $\alpha_{des}h_g$ de la cara de compresión, donde:

$$\alpha_{des} = \frac{a_{des}}{2h_g} = \frac{31.55}{2(150)} = 0.105$$

El eje neutro está localizado en $\eta_{des}h_g$ de la cara de compresión, donde:

$$\eta_{des} = \frac{a_{des}}{\beta_1 h_g} = \frac{0.107}{0.8(150)} = 0.263$$

Como se puede verificar este valor es el mismo que se dio inicialmente por lo que usaremos este resultado para los cálculos posteriores, si no llegara a ser lo suficientemente cercano al que se dio inicialmente entraría en el proceso iterativo.

Lo siguiente es calcular el momento resistente de nuestra conexión, la cual viene dada por:

$$M_{p,des} = F_{p,des}h_g[0.5 - \alpha_{des}] = 1{,}037{,}172.83\ (150)(0.5 - 0.105) = 614.24\ ton - m$$

El momento de diseño para las vigas del Grupo 2 es de 611.95 ton-m por lo que cumple con:

$$M_{cap,beam} \geq M_{des}$$

Es necesario checar si se necesita confinar o no el concreto. La longitud equivalente de la articulación plástica está dada por la ECUACION III – 30.

$$l_{ph} = k_{ph}\eta_{des}h_g = (1)(0.263)(150) = 49.44\ cms$$

El promedio de la deformación del concreto a lo largo de esta distancia:

$$\varepsilon_c = \frac{\theta_{des}(\eta_{des}h_b)}{l_{ph}} = 0.0256 > 0.003 = \varepsilon_c$$

Igual que la viga del Grupo 1 necesita confinarse.

Por último se realiza la revisión por corte en la interfaz de la conexión.

$$V_n = \mu F_{c,des} = 0.6(1{,}037{,}172.83\ ) = 622{,}304\ kg$$

$$\phi V_n = 0.75(622{,}304\ kg) = 466{,}728\ kg$$

La demanda de corte en la conexión es:

$$V_u = V_{u.D+L} + \frac{2M_{cap,beam}}{l_n} = 17{,}110 + \frac{2(611{,}950)}{790} = 172{,}610\ kg$$

$\phi V_n > V_u$ OK

4.3.3.2.2 DISEÑO DE LA VIGA DEL GRUPO 3

$$\Delta f_{p\infty} = 0.5E_p\theta_{des}\frac{h_b}{l_{pu}} = 0.5(2{,}038{,}901)(0.0167)\frac{150}{450} = 5{,}674.94\frac{kg}{cm^2}$$

Ahora sigue determinar el área de acero de postensado requerida, esto lo hacemos, como se mencionó antes, asumiendo el inicio de la fluencia en los torones de postensado y el área se con la ECUACIÓN III – 14.

$$A_p = \frac{M_{p,des}}{(0.45h_g)f_{py}} = \frac{345.75(1000)(100)}{(0.45 * 150)(16{,}864)} = 30.37cm^2$$

Usaremos 23 torones de postensado (32.2 cm^2) para satisfacer los requerimientos para las vigas del grupo 3.

El parámetro del eje neutro para nuestro desplazamiento de diseño. Un estimado inicial viene dado por la ECUACION III – 15

Escogeremos el valor de 0.134 después de varias iteraciones.

$$\eta_{des} = 0.134$$

El alargamiento y el esfuerzo del torón en la distorsión de diseño:

$$\Delta_p = \theta_{des}h_b(0.5 - \eta_{des}) = 0.0167(150)(0.5 - .134) = 0.915 \text{ cms}$$

El cambio correspondiente en el esfuerzo es:

$$\Delta f_p = \frac{\Delta_p}{l_{pu}}E_p = \Delta f_{p\infty}(1 - 2\eta_{des}) = \frac{0.915}{450}(2{,}038{,}902) = 4{,}147.36\frac{kg}{cm^2}$$

Volveremos a verificar los dos límites:

Se establece que: $f_{p0} = f_{py} - \Delta f_p$

Si: $f_{p0} \geq f_{pi}$

Entonces: $f_{p0} = f_{pi}$

$f_{p,des} = f_{p0} + \Delta f_p$

Si no: $f_{p,des} = f_{py}$

Para este diseño queda de la siguiente manera:

$$f_{p0} = f_{py} - \Delta f_p = 16{,}864 - 4{,}147.36 = 12{,}716.31 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{p0} \geq f_{pi} = 0.65(18{,}983) = 12{,}338.87 \frac{kg}{cm^2}$$

Por lo tanto:

$$f_{p0} = f_{pi} = 12{,}338.87 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{p,des} = f_{p0} + \Delta f_p = 12{,}338.87 + 4{,}147.36 = 16{,}486.23 \frac{kg}{cm^2}$$

Calculamos las fuerzas en el torón de postensado y del grout en la distorsión de diseño:

$$F_{p,des} = A_p f_{p,des} = 65(16{,}486.23) = 530{,}856.60\ kg$$

La fuerza a compresión en el concreto en la distorsión de diseño es:

$$F_{c,des} = F_{p,des} = 530{,}856.60 kg$$

La profundidad del bloque equivalente de esfuerzos en el grout:

$$a_{des} = \frac{F_{c,des}}{0.85 f'_g b_g} = \frac{530{,}856.60}{0.85(386)(100)} = 16.151 cm$$

La resultante de la fuerza de compresión del grout está localizada a $\alpha_{des} h_g$ de la cara de compresión, donde:

$$\alpha_{des} = \frac{a_{des}}{2h_g} = \frac{16.151}{2(150)} = 0.054$$

El eje neutro está localizado en $\eta_{des} h_g$ de la cara de compresión, donde:

$$\eta_{des} = \frac{a_{des}}{\beta_1 h_g} = \frac{0.054}{0.8(150)} = 0.135$$

Como se puede verificar este valor es lo suficientemente cercano al inicial por lo que también podemos seguir con nuestros cálculos:

$$M_{p,des} = F_{p,des}h_g[0.5 - \alpha_{des}] = 530{,}856.60(150)(0.5 - 0.054) = 355.27\ ton - m$$

El momento de diseño para las vigas del Grupo 3 es de 345.75 ton-m por lo que cumple con:
$M_{cap,beam} \geq M_{des}$

Es necesario checar si se necesita confinar o no el concreto. La longitud equivalente de la articulación plástica está dada por la ECUACION III – 30.

$$l_{ph} = k_{ph}\eta_{des}h_g = (1)(135)(150) = 20.19\ cms$$

El promedio de la deformación del concreto a lo largo de esta distancia:

$$\varepsilon_c = \frac{\theta_{des}(\eta_{des}h_b)}{l_{ph}} = 0.0167 > 0.003 = \varepsilon_c$$

Igual que la viga del Grupo 1 necesita confinarse.

Por último se realiza la revisión por corte en la interfaz de la conexión.

$$V_n = \mu F_{c,des} = 0.6(530{,}856.60\ ) = 318{,}510\ kg$$

$$\phi V_n = 0.75(318{,}510\ kg) = 238{,}890\ kg$$

La demanda de corte en la conexión es:

$$V_u = V_{u.D+L} + \frac{2M_{cap,beam}}{l_n} = 17{,}110 + \frac{2(345{,}750)}{8.00} = 107{,}120\ kg$$

$\phi V_n > V_u$ OK

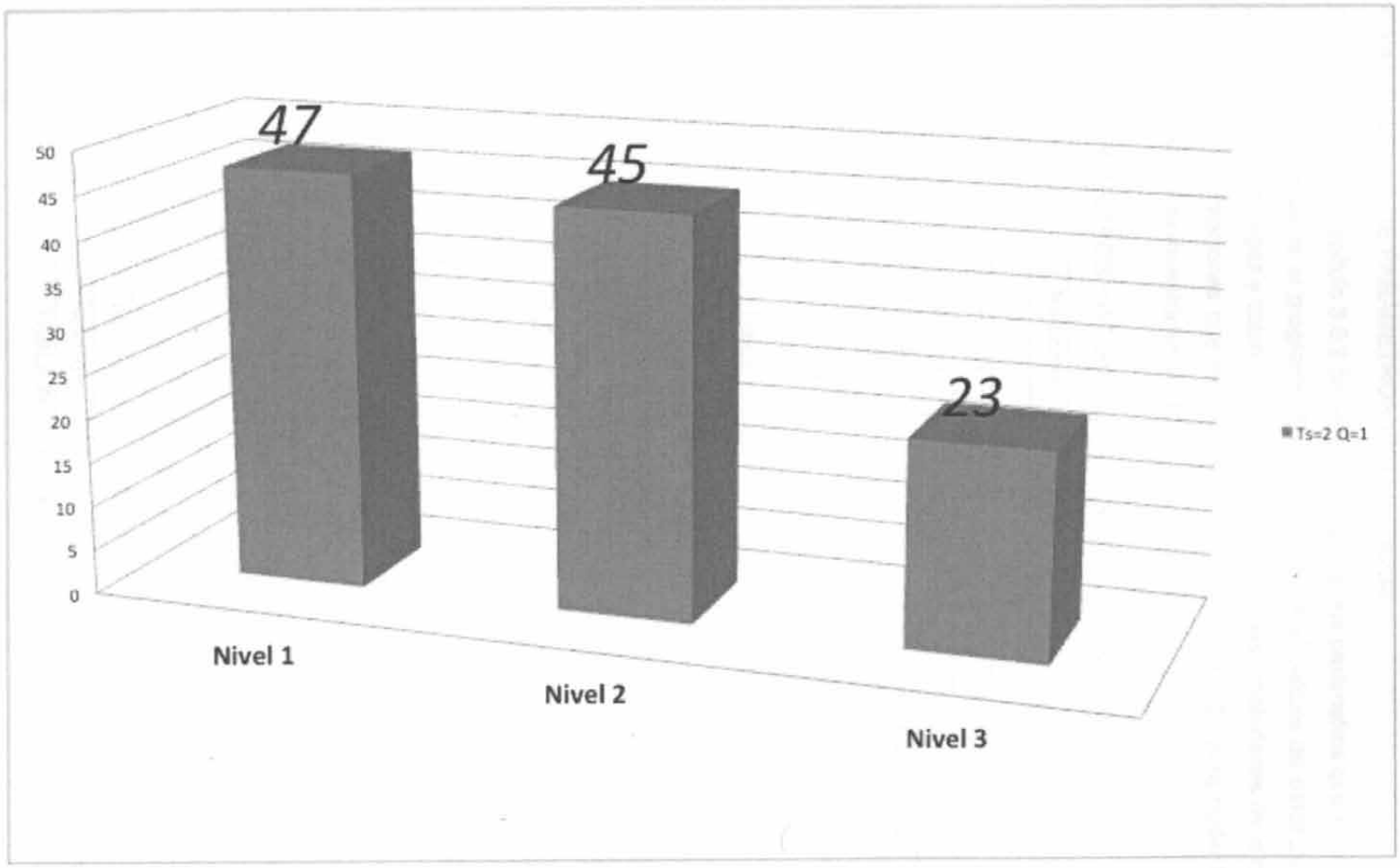


FIGURA IV - 19. No. de torones en los grupos de vigas.

4.3.4 REVISIÓN DEL DISEÑO

4.3.4.1 CÁLCULO DE PARÁMETROS HISTERÉTICOS

Como se dijo en el capítulo 3.5.2 es necesario calcular los parámetros que aparecen en la FI para poder ingresarlos al programa RUAUMOKO, Para el cálculo de estos parámetros ne propiedades de las vigas y columnas para poder calcular las propiedades de la conexión. Cal momentos y las rotaciones que se señalan en la FIGURA III – 21 para poder hacer una re equivalente como se muestra en la FIGURA III – 25.

4.3.4.1.1 PARÁMETROS HISTERÉTICOS PARA LA CONEXIÓN DEL GRUPO 1.

Notación	Valor	Nota
	Viga	
lb(cm)=	900.00	Largo de la viga
b(cm)=	100.00	Ancho de la viga
hb(cm)=	150.00	Altura de la viga
Ib(cm4)=	28,125,000.00	Inercia de la viga
x(cm)=	390.00	Distancia que no esta embebido el acero
No de Torones=	47.00	
Aps(cm2)=	65.80	Área del presfuerzo
f'c(kg/cm2)=	421.84	resistencia del concreto
Es(kg/cm2)=	2,038,901.89	Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo
Ec(kg/cm2)=	310,135.03	Modulo de elasticidad del concreto
fslp(kg/cm2)=	16,863.67	El presfuerzo limite de proporcionalidad
fsi(kg/cm2)=	12,338.87	El presfuerzo inicial después de las perdidas
Ti(kg)=	811,897.78	Fuerza del presfuerzo inicial
	Columna	
lc(cm)=	310.00	Longitud de la columna
b(cm)=	120.00	Ancho de la columna
hc(cm)=	120.00	Alto de la columna
Ic(cm4)=	17,280,000.00	Inercia de la columna

TABLA IV - 6. Propiedades de los elementos del Grupo 1.

El momento correspondiente al punto 1:

$$M_1 = \frac{T_i h_b}{6} = \frac{(811.9)(1.5)}{6} = 202.98\ ton - m$$

La fuerza lateral correspondiente al punto 1:

$$F_1 = \frac{2M_1 l_b}{(l_b - h_c)l_c} = \frac{2(202.98)(9)}{(9 - 1.2)(3.1)} = 151.1\ ton$$

Para calcular el desplazamiento correspondiente a este punto se realiza un simple análisis estático usando las propiedades de las secciones no agrietadas, se modela en el programa RISA – 2D de la siguiente forma.

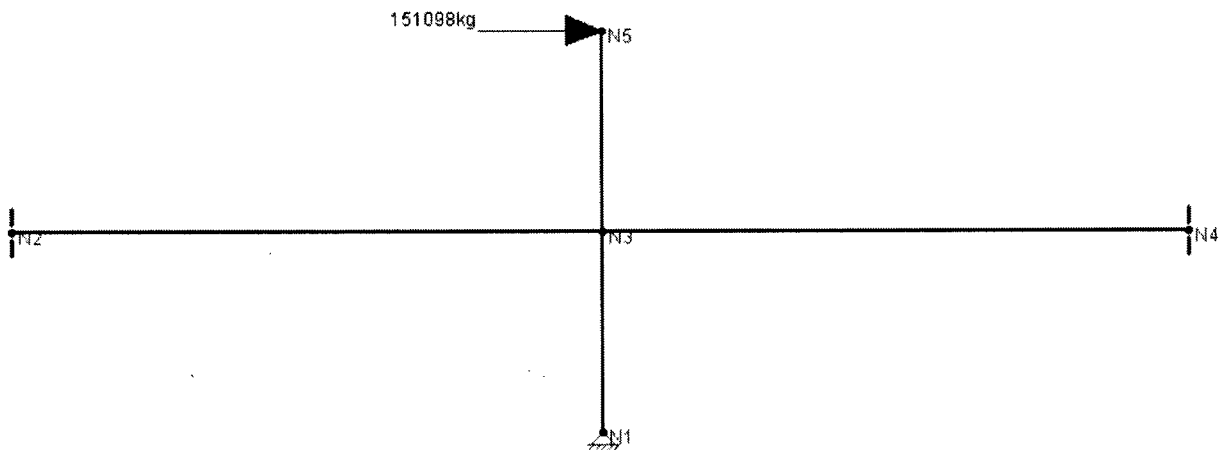


FIGURA IV - 20. Modelo de la viga-columna en el Programa RISA – 2D

Y nos arroja los siguientes resultados:

Joint Deflections

	Joint Label	X [cm]	Y [cm]	Rotation [r...
1	N1	0	0	-7.414e-4
2	N2	.097	0	2.014e-4
3	N3	.097	0	-4.027e-4
4	N4	.097	0	2.014e-4
5	N5	.195	0	-7.414e-4

TABLA IV - 7. Resultados del RISA - 2D para el cálculo de los desplazamientos en el punto 1 de la conexión del Grupo 1

Se obtiene un desplazamiento de:

Δ_1= 0.195 cm

El momento en el punto 2 es, aproximadamente:

$$M_2 \approx \frac{T_i h_b}{3} = 2M_1 = 202.98(2) = 405.9\ ton - m$$

La fuerza sigue el mismo patrón:

$$F_2 = 2F_1 = 2(151.1) = 302.2\ ton$$

Por lo tanto su desplazamiento será:

Δ_2=2Δ_1= 2(0.195)=0.39 cm

Su rotación en este punto es de :

$$\theta_2 = \frac{\Delta_2}{l_c} = \frac{0.39}{310} = 0.00126\ rad$$

Para el cálculo del punto tres serán las fuerzas que se dan en su límite de proporcionalidad del acero de postensado.

$$T_u = T_3 = \frac{f_{slp}}{f_{si}} T_1 = \frac{16{,}863.67}{12{,}338.87} 811{,}897.8 = 1{,}109{,}629\ kg$$

Constantes para el cálculo del bloque de esfuerzos de compresión:

β_1=0.8

α =0.85

$$c = \frac{T_3}{a\beta b f_c} = \frac{1{,}109{,}629}{(0.8)(0.85)(100)(421.84)} = 38.68\ cm$$

El momento y la fuerza en el punto 3.

$$M_3 = A_{ps} f_{slp} \left(\frac{h_b}{2} - \frac{\beta c}{2}\right) = (65.8)(16{,}863.67)\left(\frac{150}{2} - \frac{(0.8)(38.68)}{2}\right) = 937.93\ ton - m$$

$$F_3 = \frac{2M_3 l_b}{(l_b - h_c)l_c} = \frac{2(937.93)(9)}{(9 - 15.5)3.1} = 698.213\ ton$$

El alargamiento del torón.

$$\Delta_l = \Delta\varepsilon_s\left(\frac{h_c}{2} + x\right) = \frac{f_{slp} - f_{si}}{E_s}\left(\frac{h_c}{2} + x\right) = \frac{16{,}863.67 - 12{,}338.87}{2{,}038{,}901{,}89}\left(\frac{150}{2} - 390\right) = 0.99865\ cm$$

$$\theta = \frac{\Delta_l}{\frac{h_b}{2} - c} = \frac{0.99865}{\frac{150}{2} - 38.68} = 0.027 \text{ rad}$$

$$\Delta_3 = \Delta_2 \frac{F_3}{F_2} + \theta l_c = 0.39\frac{698.213}{302.2} + 0.027(310) = 9.42$$

Por lo tanto su rotación en el punto 3 es:

$$\theta_3 = \frac{\Delta_3}{l_c} = \frac{9.42}{310} = 0.0304\ rad$$

Nuestros tres puntos al graficarlos tenemos lo siguiente:

M(ton-m)	θ(rad)
-937.93	-0.030405
-405.95	-0.001258
0	0
405.95	0.001258
937.93	0.030405

TABLA IV - 8. M vs Rot de la conexión del Grupo 1

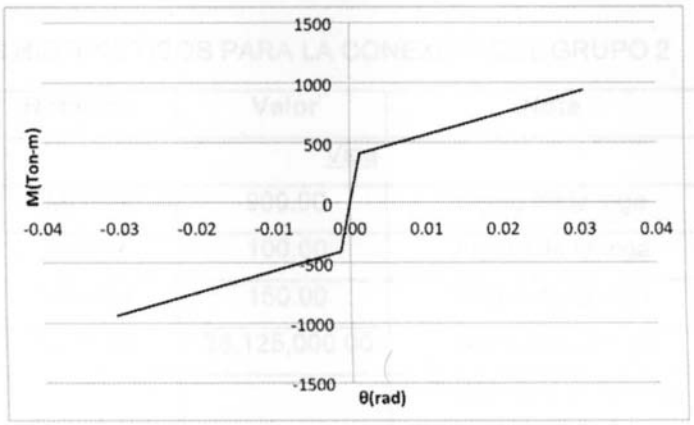


FIGURA IV - 21. Modelo Bilineal elástico para la conexión del Grupo 1

Para obtener los valores de los parámetros k_o y r que se muestran en la FIGURA III – 19 se utiliza la geometría.

$$k_0 = \frac{405.95}{.001258} = 322{,}677\,\frac{ton - m}{rad}$$

$$rk_o = \frac{937.93 - 405.95}{0.0304 - 0.0012} = 18{,}251$$

$$r = \frac{18{,}251}{322{,}677} = 0.0565$$

Con eso se concluye el cálculo de los parámetros histeréticos de la conexión del grupo 1.

4.3.4.1.2 PARÁMETROS HISTERÉTICOS PARA LA CONEXIÓN DEL GRUPO 2

Notación	Valor	Nota
	Viga	
lb(cm)=	900.00	Largo de la viga
b(cm)=	100.00	Ancho de la viga
hb(cm)=	150.00	Altura de la viga
Ib(cm4)=	28,125,000.00	Inercia de la viga
x(cm)=	395.00	Distancia que no esta embebido el acero
No de Torones=	45.00	
Aps(cm2)=	63	Área del presfuerzo
f'c(kg/cm2)=	421.84	resistencia del concreto
Es(kg/cm2)=	2,038,901.89	Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo
Ec(kg/cm2)=	310,135.03	Modulo de elasticidad del concreto
fslp(kg/cm2)=	16,863.67	El presfuerzo limite de proporcionalidad
fsi(kg/cm2)=	12,338.87	El presfuerzo inicial después de las perdidas
Ti(kg)=	777,348.94	Fuerza del presfuerzo inicial
	Columna	
lc(cm)=	310.00	Longitud de la columna
b(cm)=	110.00	Ancho de la columna
hc(cm)=	110.00	Alto de la columna
Ic(cm4)=	12,200,833.00	Inercia de la columna

TABLA IV - 9. Propiedades de los elementos del Grupo 2.

El momento correspondiente al punto 1:

$$M_1 = \frac{T_i h_b}{6} = \frac{(777.35)(1.5)}{6} = 194.33\ ton - m$$

La fuerza lateral correspondiente al punto 1:

$$F_1 = \frac{2M_1 l_b}{(l_b - h_c)l_c} = \frac{2(194.33)(9)}{(9 - 1.1)(3.1)} = 142.84\ ton$$

Para calcular el desplazamiento correspondiente a este punto se realiza un simple análisis estático usando las propiedades de las secciones no agrietadas, se modela en el programa RISA – 2D de la siguiente forma.

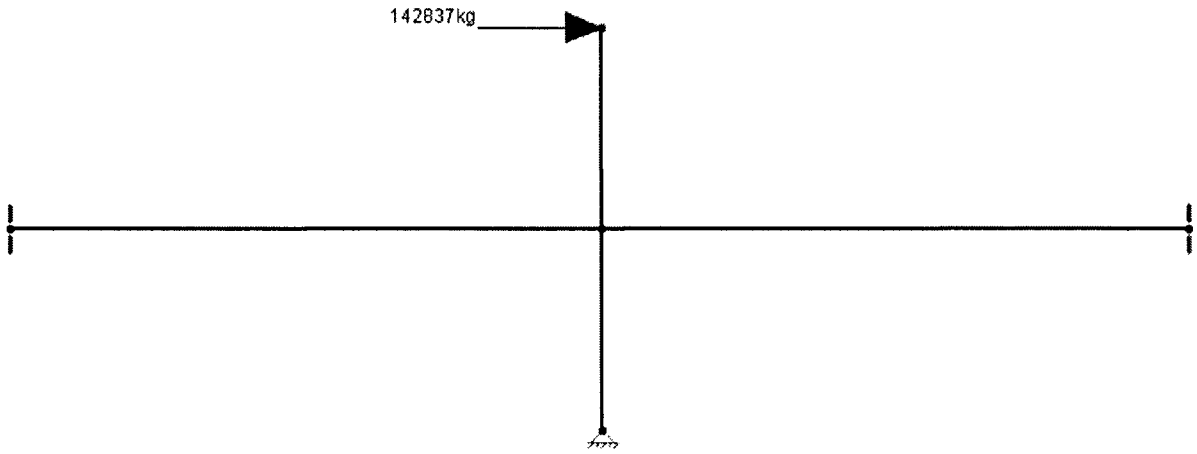


FIGURA IV - 22. Modelo de la viga-columna en el Programa RISA – 2D

Y nos arroja los siguientes resultados:

Joint Deflections

	Joint Label	X [cm]	Y [cm]	Rotation [r...
1	N1	0	0	-8.342e-4
2	N2	.106	0	1.904e-4
3	N3	.106	0	-3.807e-4
4	N4	.106	0	1.904e-4
5	N5	.212	0	-8.342e-4

TABLA IV - 10. Resultados del RISA - 2D para el cálculo de los desplazamientos en el punto 1 de la conexión del Grupo 2

Se obtiene un desplazamiento de:

Δ_1= 0.212 cm

El momento en el punto 2 es, aproximadamente:

$$M_2 \approx \frac{T_i h_b}{3} = 2M_1 = 194.33(2) = 388.67\ ton - m$$

La fuerza sigue el mismo patrón:

$$F_2 = 2F_1 = 2(142.84) = 285.67\ ton$$

Por lo tanto su desplazamiento será:

$\Delta_2 = 2\Delta_1 = 2(0.212) = 0.424$ cm

Su rotación en este punto es de :

$$\theta_2 = \frac{\Delta_2}{l_c} = \frac{0.424}{310} = 0.00137\ rad$$

Para el cálculo del punto tres serán las fuerzas que se dan en su límite de proporcionalidad del acero de postensado.

$$T_u = T_3 = \frac{f_{slp}}{f_{si}} T_1 = \frac{16{,}863.67}{12{,}338.87} 777{,}348 = 1{,}062{,}411.21\ kg$$

Constantes para el cálculo del bloque de esfuerzos de compresión:

$\beta_1 = 0.8$

$\alpha = 0.85$

$$c = \frac{T_3}{a\beta b f_c} = \frac{1{,}062{,}411.21}{(0.8)(0.85)(100)(421.84)} = 37.04\ cm$$

El momento y la fuerza en el punto 3.

$$M_3 = A_{ps} f_{slp} \left(\frac{h_b}{2} - \frac{\beta c}{2}\right) = (63)(16{,}863.67)\left(\frac{150}{2} - \frac{(0.8)(37.04)}{2}\right) = 905.02\ ton - m$$

$$F_3 = \frac{2M_3 l_b}{(l_b - h_c) l_c} = \frac{2(905.02)(9)}{(9 - 1.1)3.1} = 665.181\ ton$$

El alargamiento del torón.

$$\Delta_l = \Delta\varepsilon_s\left(\frac{h_c}{2}+x\right) = \frac{f_{slp}-f_{si}}{E_s}\left(\frac{h_c}{2}+x\right) = \frac{16{,}863.67-12{,}338.87}{2{,}038{,}901{,}89}\left(\frac{150}{2}-390\right) = 0.99865\ cm$$

$$\theta = \frac{\Delta_l}{\frac{h_b}{2}-c} = \frac{0.99865}{\frac{150}{2}-37.04} = 0.0263 \text{ rad}$$

$$\Delta_3 = \Delta_2\frac{F_3}{F_2} + \theta l_c = 0.39\frac{665.181}{285.67} + 0.0263(310) = 9.14$$

Por lo tanto su rotación en el punto 3 es:

$$\theta_3 = \frac{\Delta_3}{l_c} = \frac{9.14}{310} = 0.0295\ rad$$

Nuestros tres puntos al graficarlos tenemos lo siguiente:

M(ton-m)	θ(rad)
-905.02	-0.02949
-388.67	-0.00137
0	0
388.67	0.00137
905.02	0.02949

TABLA IV - 11. M vs Rot de la conexión del Grupo 2

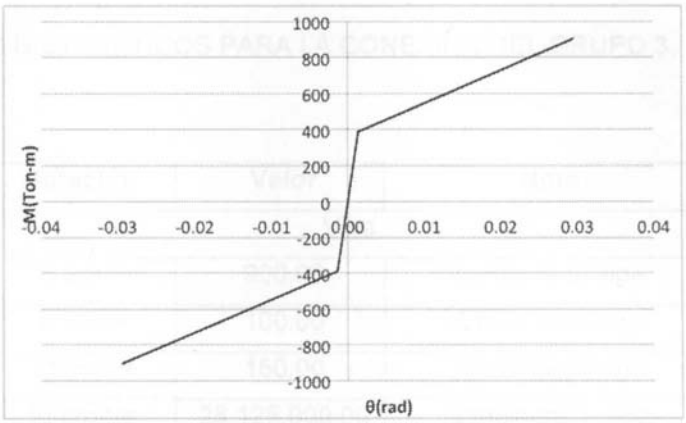


FIGURA IV - 23. Modelo Bilineal elástico para la conexión del Grupo 2

Para obtener los valores de los parámetros k_o y r que se muestran en la FIGURA III – 19 se utiliza la geometría.

$$k_0 = \frac{388.67}{.00137} = 284{,}172 \frac{ton - m}{rad}$$

$$rk_o = \frac{905.02 - 388.67}{0.02949 - 0.00137} = 18{,}360.14$$

$$r = \frac{18{,}360.14}{284{,}172} = 0.06461$$

Con eso se concluye el cálculo de los parámetros histeréticos de la conexión del grupo 2.

4.3.4.1.3 PARÁMETROS HISTERÉTICOS PARA LA CONEXIÓN DEL GRUPO 3.

Notación	Valor	Nota
	Viga	
lb(cm)=	900.00	Largo de la viga
b(cm)=	100.00	Ancho de la viga
hb(cm)=	150.00	Altura de la viga
Ib(cm4)=	28,125,000.00	Inercia de la viga
x(cm)=	400.00	Distancia que no esta embebido el acero
No de Torones=	23	
Aps(cm2)=	32.2	Área del presfuerzo
f'c(kg/cm2)=	421.84	resistencia del concreto
Es(kg/cm2)=	2,038,901.89	Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo
Ec(kg/cm2)=	310,135.03	Modulo de elasticidad del concreto
fslp(kg/cm2)=	16,863.67	El presfuerzo limite de proporcionalidad
fsi(kg/cm2)=	12,338.87	El presfuerzo inicial después de las perdidas
Ti(kg)=	397,311	Fuerza del presfuerzo inicial
	Columna	
lc(cm)=	310	Longitud de la columna
b(cm)=	100	Ancho de la columna
hc(cm)=	100	Alto de la columna
Ic(cm4)=	8,333,333.33	Inercia de la columna

TABLA IV - 12. Propiedades de los elementos del Grupo 2.

El momento correspondiente al punto 1:

$$M_1 = \frac{T_i h_b}{6} = \frac{(397.311)(1.5)}{6} = 99.327\ ton - m$$

La fuerza lateral correspondiente al punto 1:

$$F_1 = \frac{2M_1 l_b}{(l_b - h_c)l_c} = \frac{2(99.327)(9)}{(9-1)(3.1)} = 72.092\ ton$$

Para calcular el desplazamiento correspondiente a este punto se realiza un simple análisis estático usando las propiedades de las secciones no agrietadas, se modela en el programa RISA – 2D de la siguiente forma.

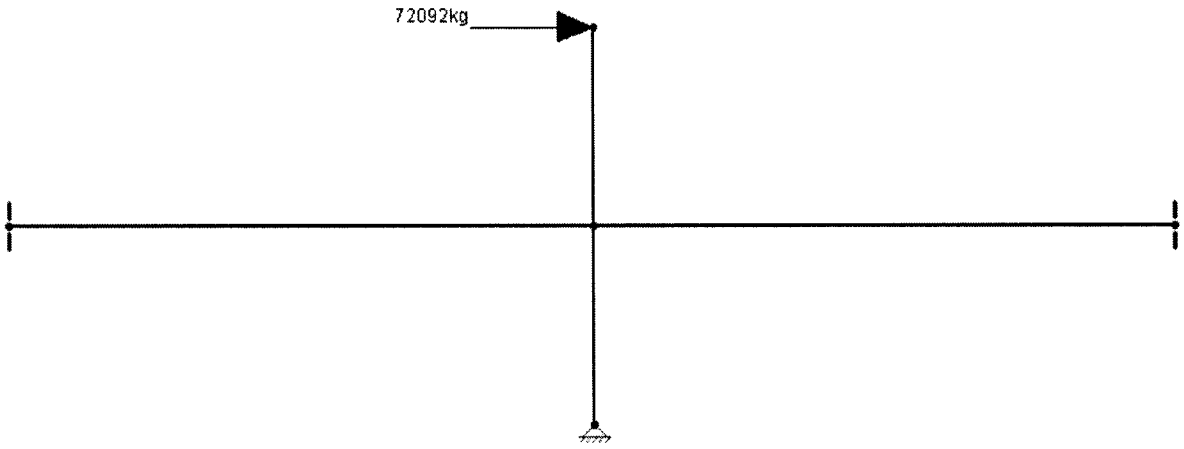


FIGURA IV - 24. Modelo de la viga-columna en el Programa RISA – 2D

Y nos arroja los siguientes resultados:

Joint Deflections

	Joint Label	X [cm]	Y [cm]	Rotation [r...
1	N1	0	0	-5.272e-4
2	N2	.064	0	9.608e-5
3	N3	.064	0	-1.922e-4
4	N4	.064	0	9.608e-5
5	N5	.129	0	-5.272e-4

TABLA IV - 13. Resultados del RISA - 2D para el cálculo de los desplazamientos en el punto 1 de la conexión del Grupo 3

Se obtiene un desplazamiento de:

Δ_1= 0.129 cm

El momento en el punto 2 es, aproximadamente:

$$M_2 \approx \frac{T_i h_b}{3} = 2M_1 = 99.327(2) = 198.655\ ton - m$$

La fuerza sigue el mismo patrón:

$$F_2 = 2F_1 = 2(72.092) = 144.185\ ton$$

Por lo tanto su desplazamiento será:

Δ_2=2Δ_1= 2(0.129)=0.258 cm

Su rotación en este punto es de :

$$\theta_2 = \frac{\Delta_2}{l_c} = \frac{0.258}{310} = 0.00083\ rad$$

Para el cálculo del punto tres serán las fuerzas que se dan en su límite de proporcionalidad del acero de postensado.

$$T_u = T_3 = \frac{f_{slp}}{f_{si}} T_1 = \frac{16{,}863.67}{12{,}338.87} 397{,}311 = 543{,}010\ kg$$

Constantes para el cálculo del bloque de esfuerzos de compresión:

β_1=0.8

α =0.85

$$c = \frac{T_3}{a\beta b f_c} = \frac{543{,}010}{(0.8)(0.85)(100)(421.84)} = 18.93\ cm$$

El momento y la fuerza en el punto 3.

$$M_3 = A_{ps} f_{slp} \left(\frac{h_b}{2} - \frac{\beta c}{2}\right) = (32.2)(16{,}863.67)\left(\frac{150}{2} - \frac{(0.8)(18.93)}{2}\right) = 501.89\ ton - m$$

$$F_3 = \frac{2M_3 l_b}{(l_b - h_c) l_c} = \frac{2(501.89)(9)}{(9-1)3.1} = 364.277\ ton$$

El alargamiento del torón.

$$\Delta_l = \Delta\varepsilon_s\left(\frac{h_c}{2}+x\right) = \frac{f_{slp}-f_{si}}{E_s}\left(\frac{h_c}{2}+x\right) = \frac{16{,}863.67-12{,}338.87}{2{,}038{,}901{,}89}\left(\frac{150}{2}-390\right) = 0.99865\ cm$$

$$\theta = \frac{\Delta_l}{\frac{h_b}{2}-c} = \frac{0.99865}{\frac{150}{2}-18.93} = 0.178 \text{ rad}$$

$$\Delta_3 = \Delta_2\frac{F_3}{F_2} + \theta l_c = 0.258\frac{364.277}{144.185} + 0.0178(310) = 6.173$$

Por lo tanto su rotación en el punto 3 es:

$$\theta_3 = \frac{\Delta_3}{l_c} = \frac{6.173}{310} = 0.0199\ rad$$

Nuestros tres puntos al graficarlos tenemos lo siguiente:

M(ton-m)	θ(rad)
-501.89	-0.019914
-198.66	-0.000832
0	0
198.66	0.000832
501.89	0.019914

TABLA IV - 14. M vs Rot de la conexión del Grupo 3

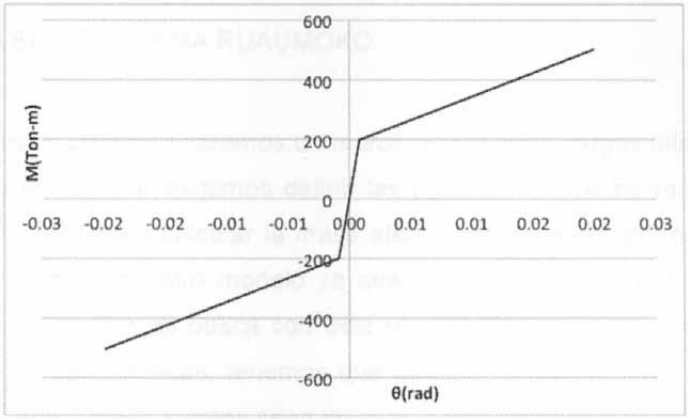


FIGURA IV - 25. Modelo Bilineal elástico para la conexión del Grupo 3

Para obtener los valores de los parámetros k_o y r que se muestran en la FIGURA III – 19 se utiliza la geometría.

$$k_0 = \frac{198.66}{.000832} = 238{,}695\,\frac{ton - m}{rad}$$

$$rk_o = \frac{501.89 - 198.66}{0.019914 - 0.000832} = 15{,}891.9$$

$$r = \frac{15{,}891.9}{238{,}695} = 0.06657$$

Con eso se concluye el cálculo de los parámetros histeréticos de la conexión del grupo 3.

En la TABLA IV – 15 se muestra el resumen del cálculo de los parámetros histeréticos.

Grupo	k_o (ton-m)/rad	r
1	322,677	0.0565
2	284,172	0.0646
3	238,695	0.06657

TABLA IV - 15. Parámetros Histeréticos de las conexiones para Ts=2 Q=1

4.3.4.2 MODELO 2D EN EL PROGRAMA RUAUMOKO

Para el modelado de nuestro sistema usaremos un marco resistente a cargas laterales como se muestra a en la FIGURA III – 15. Para eso necesitamos definir las propiedades de los resortes, que ya se hizo en anteriormente, también necesitamos calcular la masa sísmica que estaremos modelando con la columna ficticia que estará a un lado en nuestro modelo ya que como sabemos, las fuerzas sísmicas están en función de la masa y como lo que se busca con este modelo es que los marcos que nos encontramos diseñando absorban las cargas sísmicas, tenemos que modelarlas con el área tributaria correspondiente de todo el entrepiso para que los dos marcos sean los que resistan dichas cargas.

4.3.4.2.1 CÁLCULO DE LAS MASAS SÍSMICAS

Para el cálculo de esa masa sísmica se le dará a cada marco el área tributaria que le corresponde.

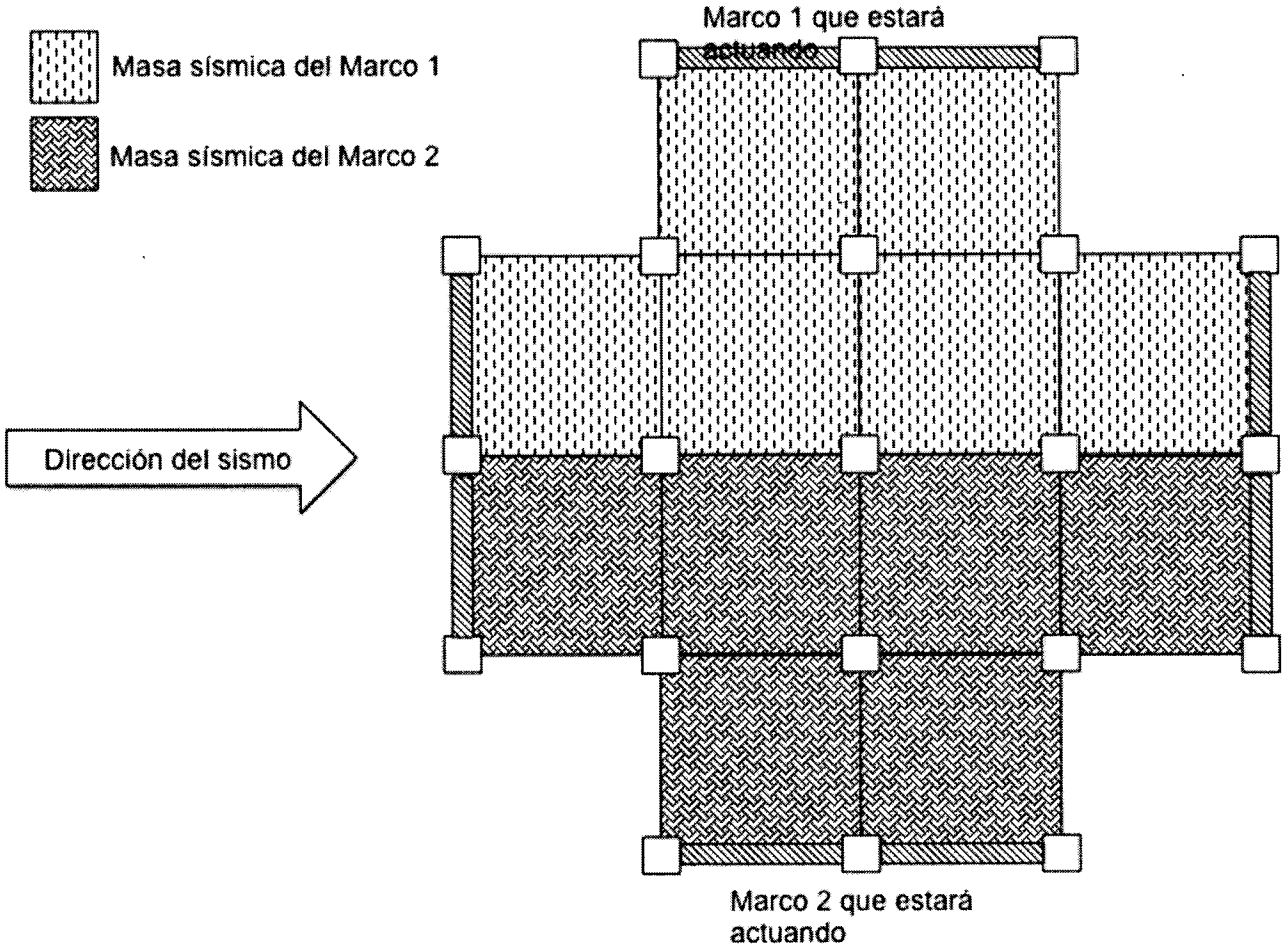


FIGURA IV - 26. Área tributaria correspondiente a cada marco.

Las áreas tributarias para cada marco serán.

Cada cuadrado ahí mostrado tiene una dimensión de 9x9m por lo que el área de cada uno es de 81 m^2 y a cada marco le corresponden 6 por lo que el área tributaria de cada marco será de 486 m^2

Carga de entre piso:

Carga muerta= 550 kg/m^2

Carga viva instantánea= 170 kg/m^2

Carga total de entrepiso = (720 kg/m^2)(486m^2) = 349.92ton ≈ 350 ton

Carga de Azotea:

Carga muerta= 450 kg/m^2

Carga viva instantánea= 70 kg/m^2

Carga total de azotea = (520 kg/m^2)(486m^2) = 252.72 ton

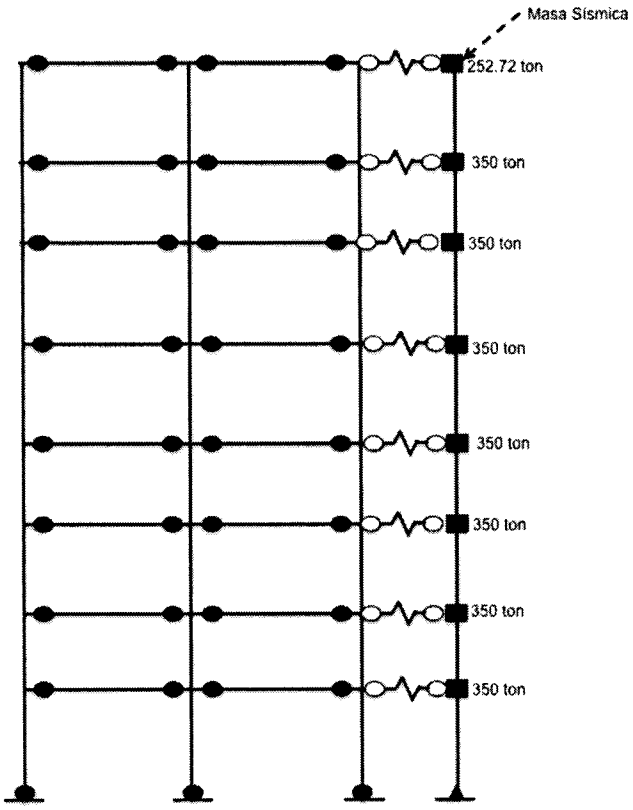
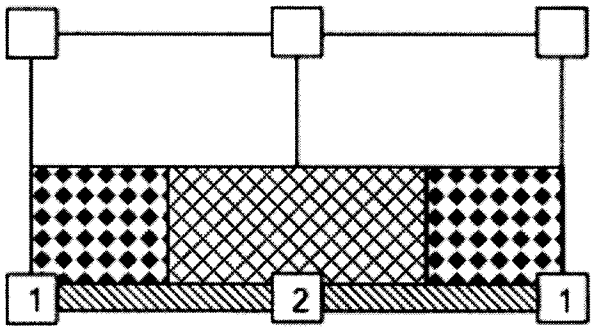


FIGURA IV - 27. Distribución de las masas sísmicas en el programa RUAUMOKO

Este dato se ingresa con unidades de peso al programa RUAUMOKO y el mismo programa como se le ingresa también la aceleración, dentro del mismo lo divide para así obtener las masas.

4.3.4.2.2 CÁLCULO DE CARGAS GRAVITACIONALES EN EL MARCO

Las cargas que se ponen al marco directamente son las que estarán teniendo por las cargas gravitacionales, pero el área tributaria para estas cargas son diferentes a las de la masa sísmica, esto quedaría de la siguiente manera:



Marco que se estará analizando

FIGURA IV - 28. Área tributaria para cargas gravitacionales.

Para los nodos 1 se tiene:

Carga de entre piso:
Carga muerta= 550 kg/m^2
Carga viva instantánea= 250 kg/m^2
Carga total de entrepiso = (800 kg/m^2)(4.5m)(4.5m) = 16.2 ton

Carga de Azotea:
Carga muerta= 450 kg/m^2
Carga viva instantánea= 100 kg/m^2
Carga total de azotea = (550 kg/m^2)(4.5m)(4.5m) = 11.14 ton

Para los nodos 2 se tiene:

Carga de entre piso:
Carga muerta= 550 kg/m^2
Carga viva instantánea= 250 kg/m^2
Carga total de entrepiso = (800 kg/m^2)(9m)(4.5m) = 32.4 ton

Carga de Azotea:
Carga muerta= 450 kg/m^2
Carga viva instantánea= 100 kg/m
Carga total de azotea = (550 kg/m^2)(9m)(4.5m) = 22.28 ton

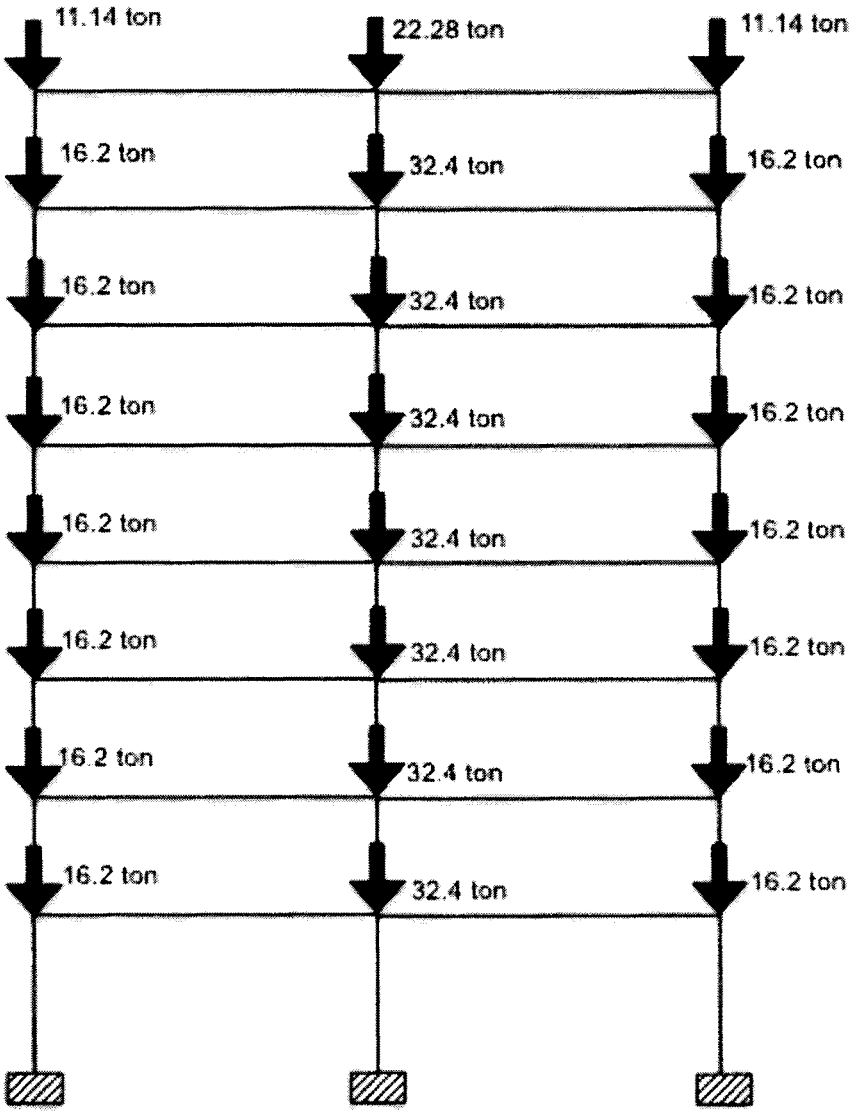


FIGURA IV - 29. Cargas gravitacionales en los nodos.

Nuestro modelo dentro del programa RUAUMOKO queda de la siguiente manera

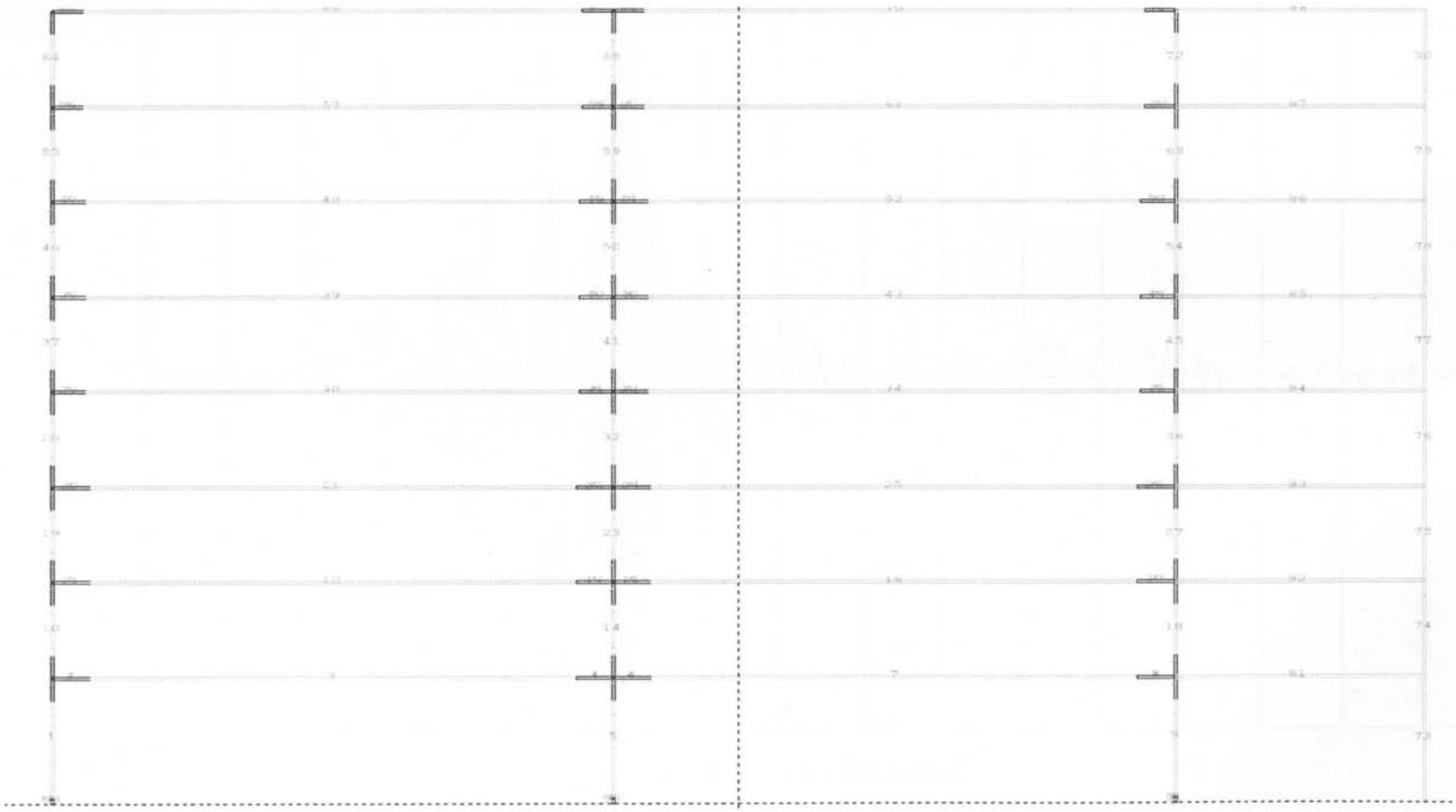


FIGURA IV - 30. Modelo 2D del marco resistente a cargas laterales en programa RUAUMOKO

4.3.4.2.3 ACELEROGRAMA

El último paso para la revisión de nuestro modelo es obtener un acelerograma. Nuestro modelo 2D será probado con un sismo, el cual está simulado por este acelerograma, el acelerograma puede ser cualquiera y tiene que estar en unidades de gravedad. Para nuestro modelo se obtuvo el acelerograma proporcionado por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes de México (SCT) el cual corresponde al sismo que afectó a la zona centro, sur y occidente de México y se tuvo lugar el día 19 de septiembre de 1985. Este acelerograma fue obtenido para un periodo de suelo Ts=2s, que fue para el periodo el cual diseñamos nuestra estructura y por lo tanto es el más crítico. El acelerograma se muestra en la FIGURA IV – 30.

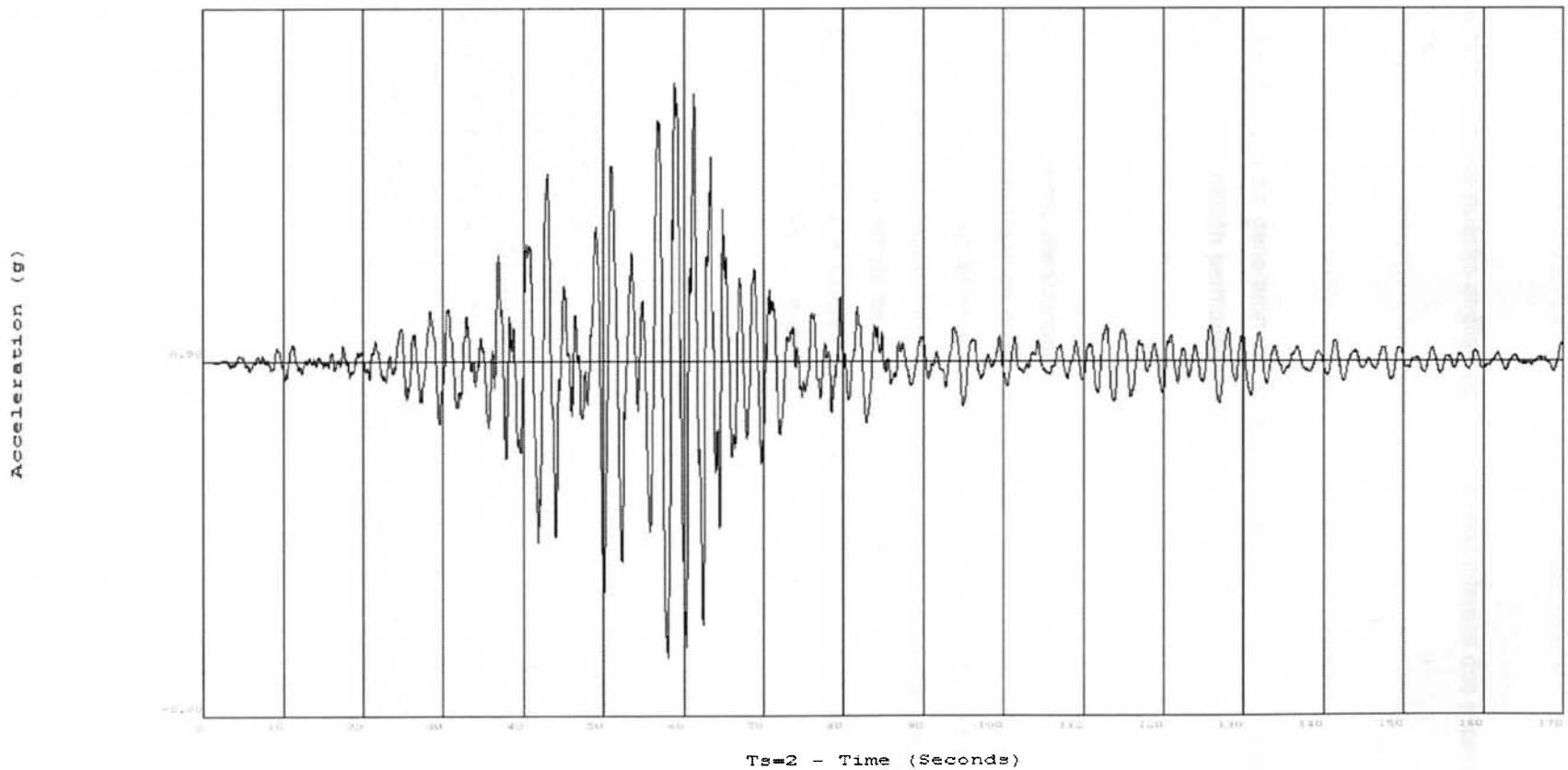


FIGURA IV - 31. Acelerograma del sismo del 85 para un Ts=2s

Los límites superior e inferior en el acelerograma corresponden a 2g.

4.3.4.2.4 RESULTADOS

De todos los resultados que obtenemos de nuestro análisis paso a paso nos interesa dos específicamente.

- Momentos en las conexiones
- Distorsiones

Al cumplir con que los momentos que se generaron no sobrepasaron los momentos para los cuales diseñamos nos aseguran que nuestra conexión permanecerá siempre elástica, que es lo principal en este diseño.

Al checar las distorsiones buscamos, como mencionamos anteriormente, asegurar un comportamiento estructural y no estructural adecuados por lo que en nuestros resultados se graficarán las distorsiones de entrepiso (DI) y buscaremos que cumplan con el nivel de desempeño deseado, por ejemplo para que cumpla con el nivel de desempeño de ocupación inmediata para nuestros marcos que no cuentan con detallado sísmico ya que no es un marco resistente a momento convencional necesita cumplir con la distorsión de 0.0073. La TABLA IV – 16 resume valores de DI que, de acuerdo a lo estudiado por Reyes (2000), se asocian a diferentes niveles de daño en marcos de acero y concreto reforzado.

Sistema Estructural	Distorsión	
	Inicio de daño	Para daño total
Marcos de concreto con detallado sísmico	0.005	0.04
Marcos de concreto sin detallado sísmico	0.0073	0.0217
Marcos de acero con detallado sísmico	0.0055	0.02
Marcos de acero sin detallado sísmico	0.0074	0.0298

TABLA IV - 16. Distorsión de entrepiso que causa daño en sistemas estructurales de acero y concreto reforzado (Reyes, 2000)

4.3.4.2.4.1 MOMENTOS EN LAS CONEXIONES

Para el Grupo 1 que se diseñó están incluidos los Niveles 1, 2 y 3 respectivamente y sus gráficas de sus momentos respecto al tiempo están dadas por las FIGURA IV - 32 a 34. Para el Grupo 2 que están asociados los Niveles 4, 5 y 6 se muestran en las FIGURA IV - 35 a 37 y por último el Grupo 3 compuesto por los Niveles 7 y 8 o Azotea están graficadas en las FIGURA IV – 38 Y 39.

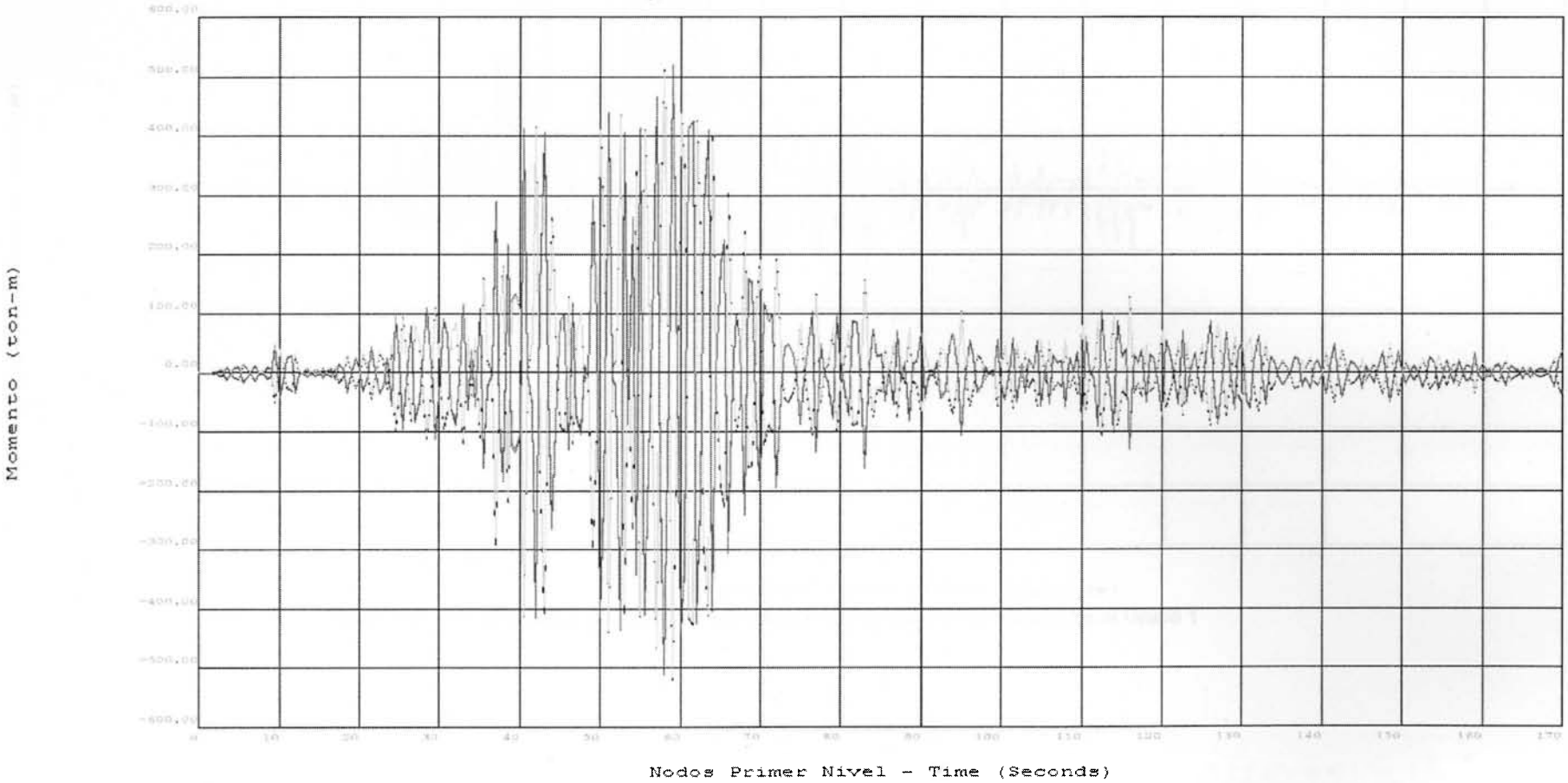


FIGURA IV - 32. Momentos vs Tiempo de las conexiones del Nivel 1 pertenecientes al Grupo 1

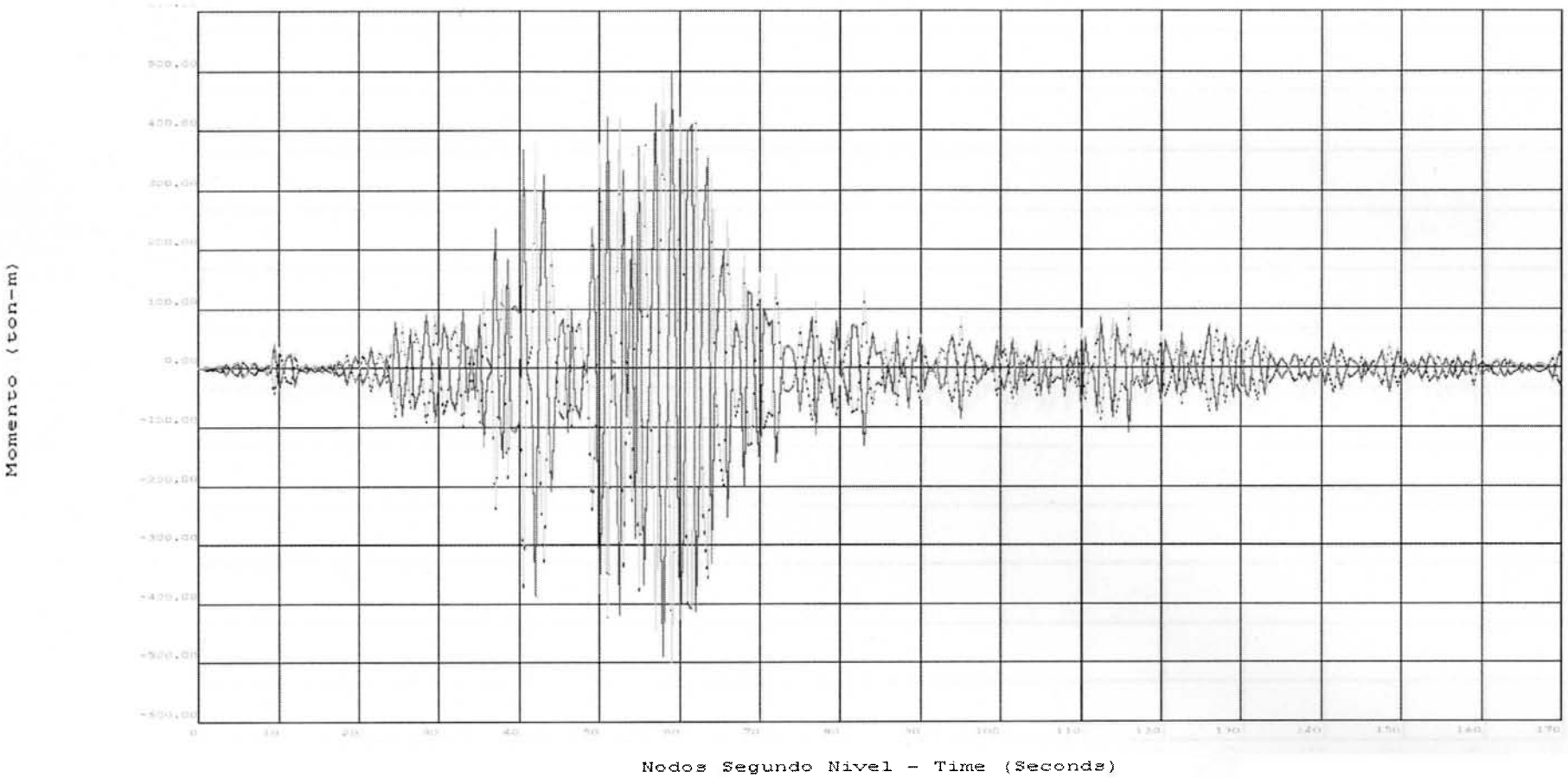


FIGURA IV - 33. Momentos vs Tiempo de las conexiones del Nivel 2 pertenecientes al Grupo 1

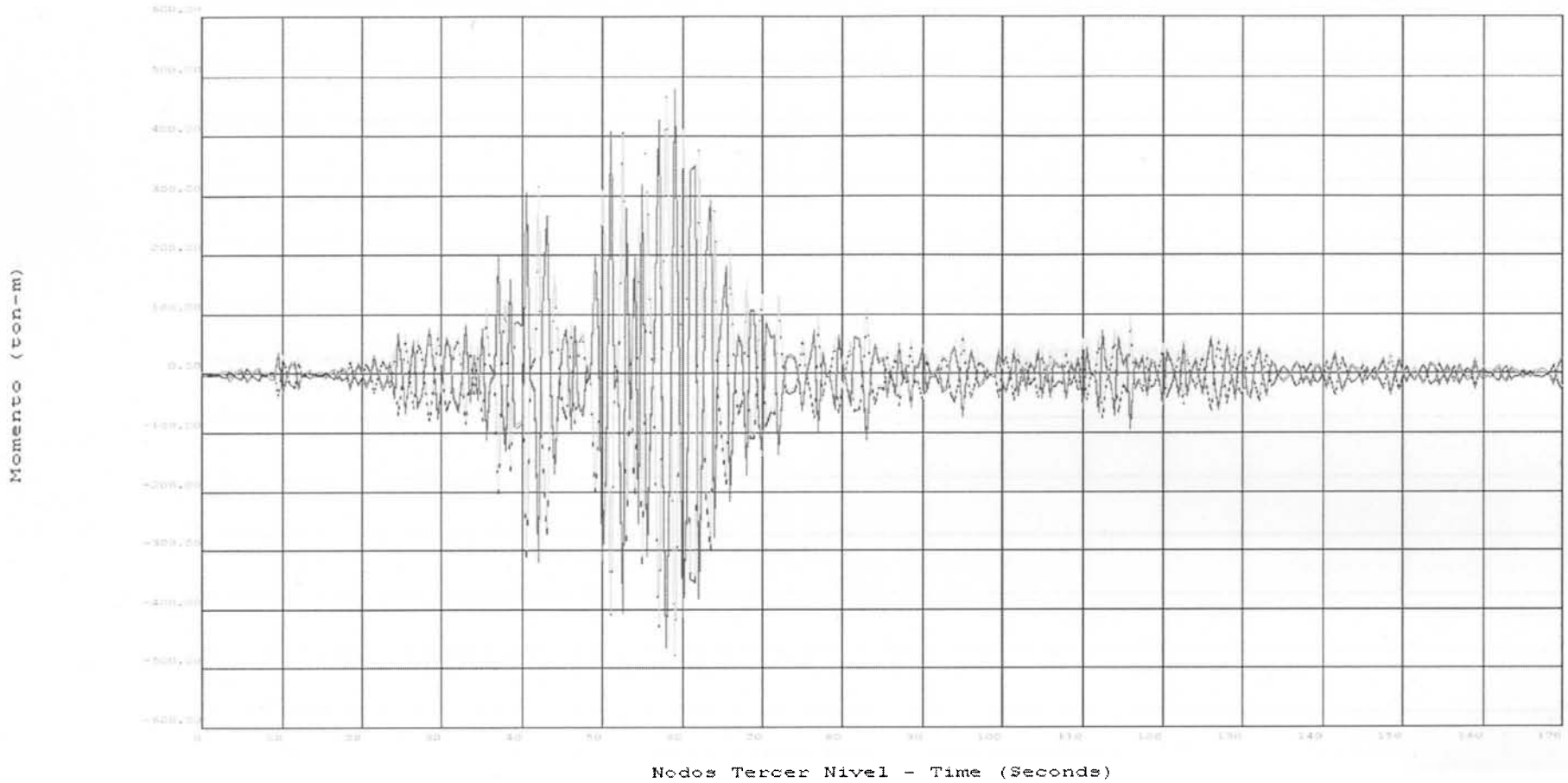


FIGURA IV - 34. Momentos vs Tiempo de las conexiones del Nivel 3 pertenecientes al Grupo 1

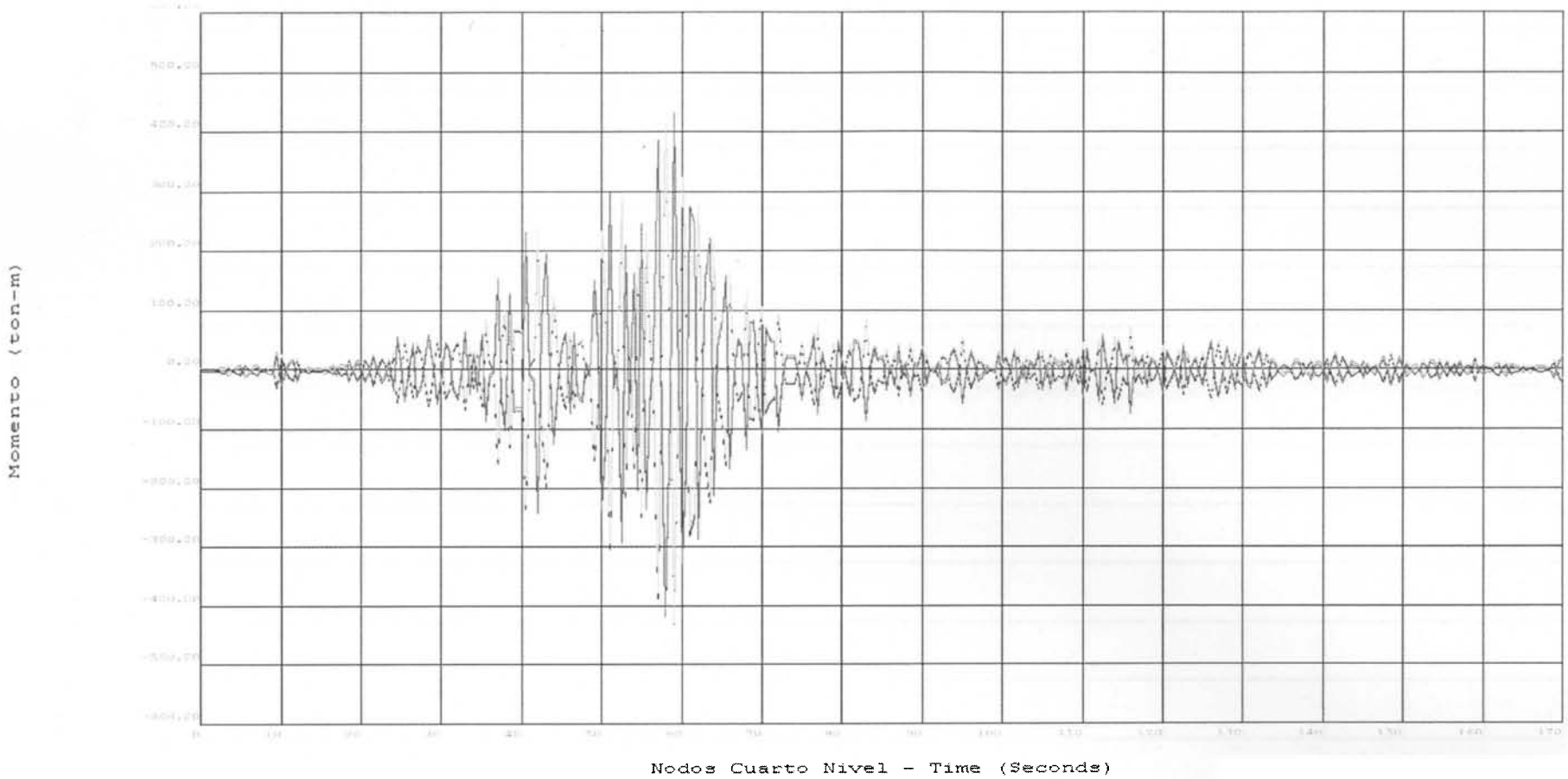


FIGURA IV - 35. Momentos vs Tiempo de las conexiones del Nivel 4 pertenecientes al Grupo 2

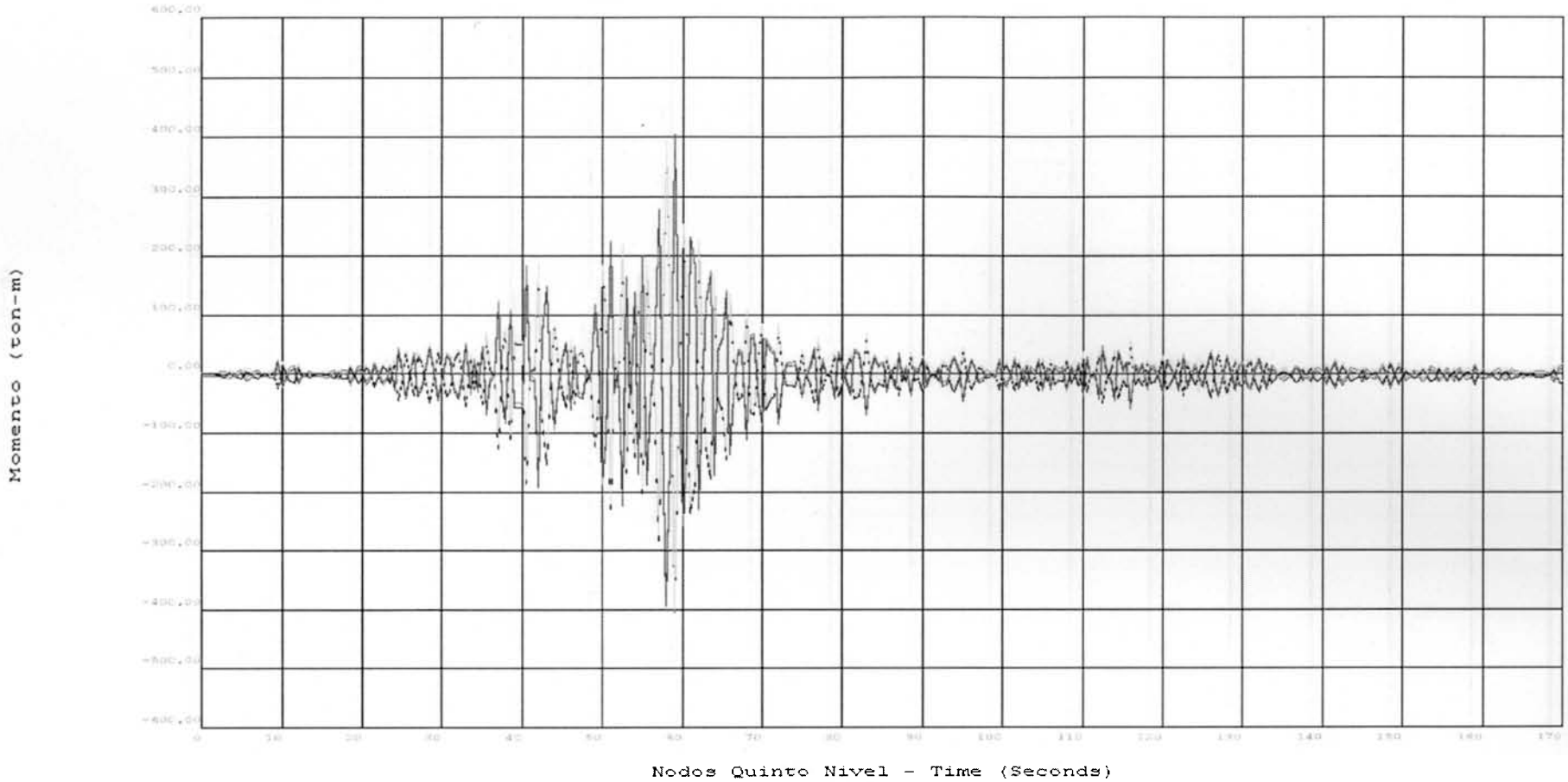


FIGURA IV - 36. Momentos vs Tiempo de las conexiones del Nivel 5 pertenecientes al Grupo 2

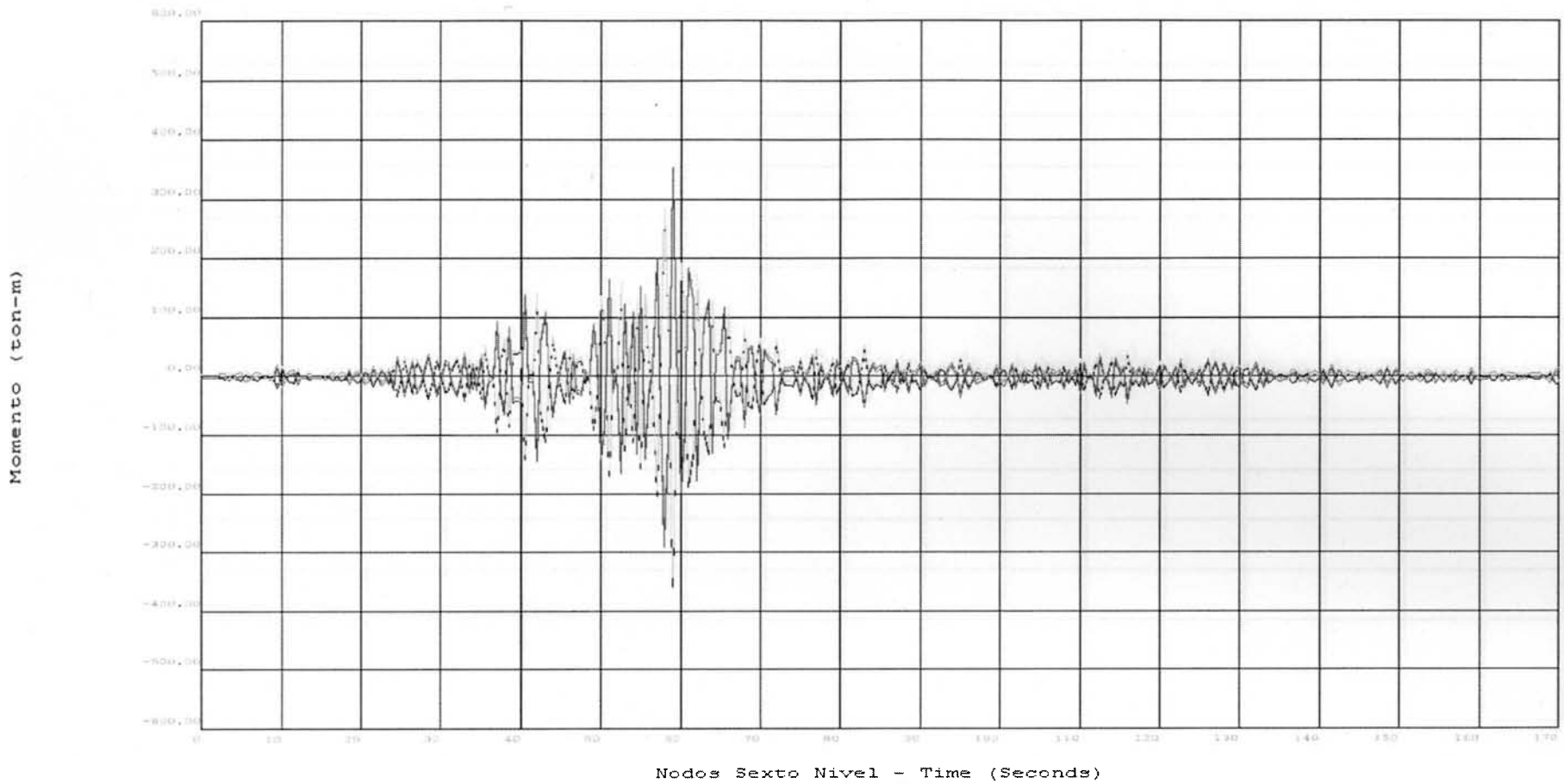


FIGURA IV - 37. Momentos vs Tiempo de las conexiones del Nivel 6 pertenecientes al Grupo 2

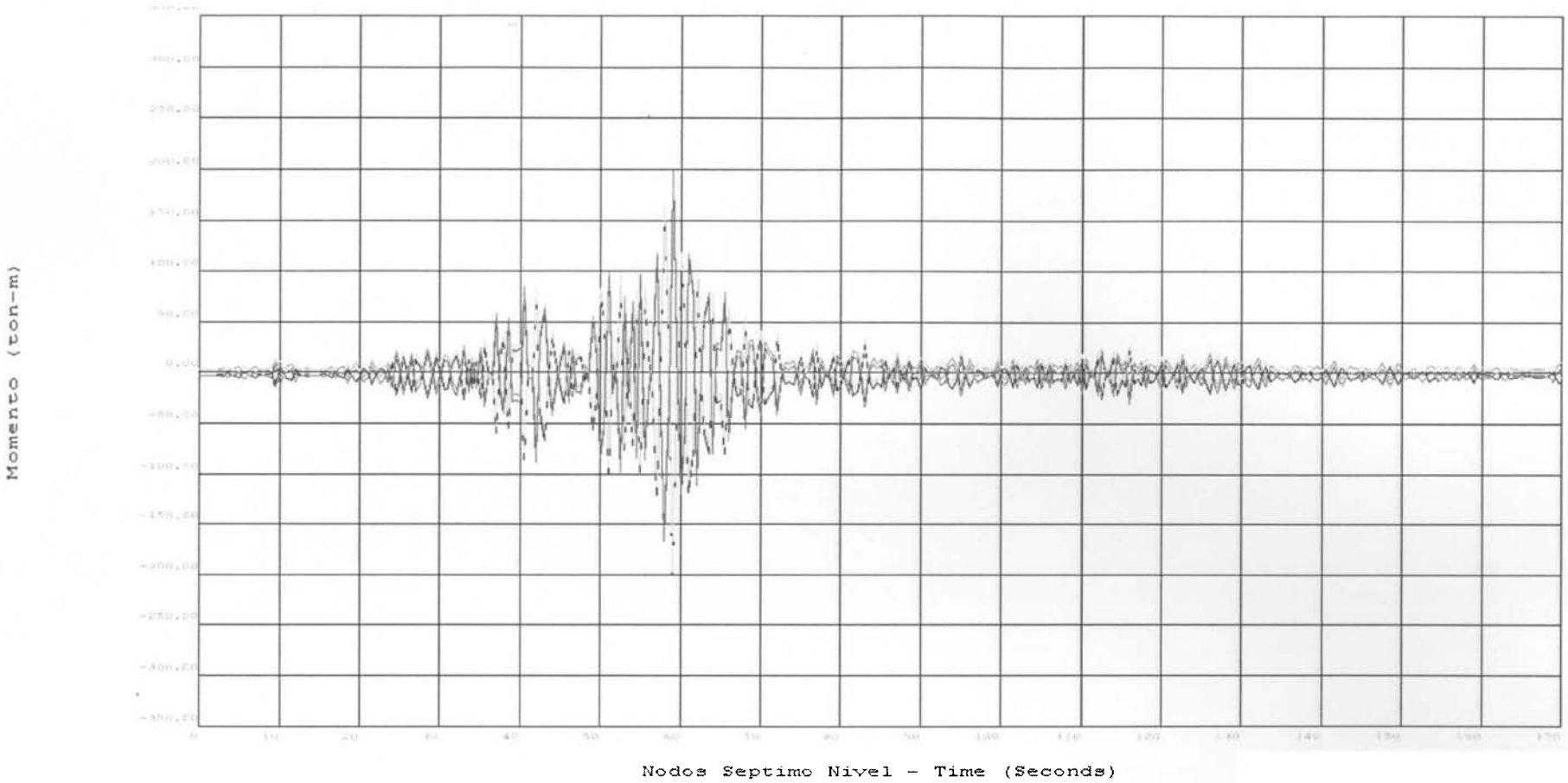


FIGURA IV - 38. Momentos vs Tiempo de las conexiones del Nivel 7 pertenecientes al Grupo 3

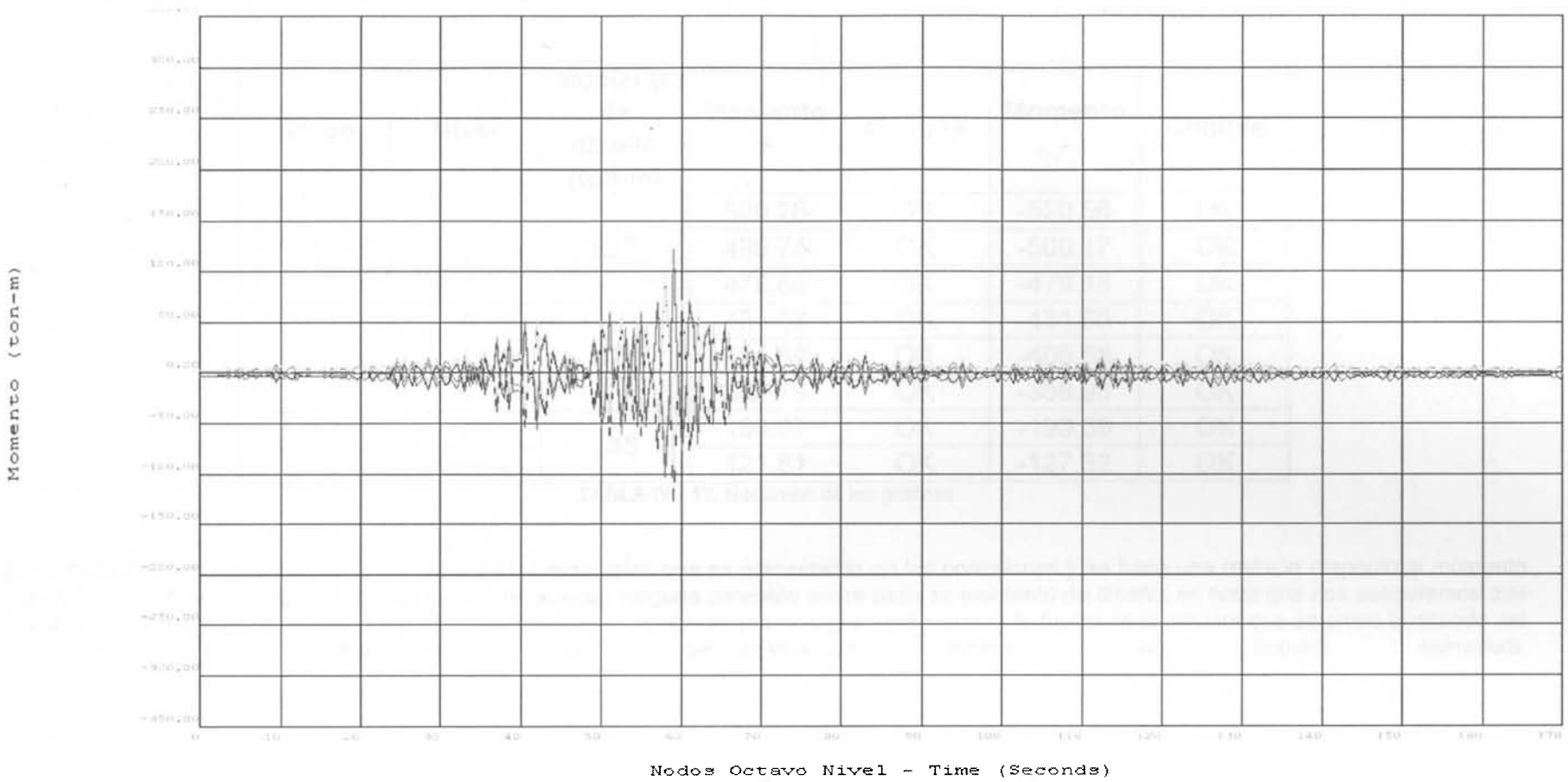


FIGURA IV - 39. Momentos vs Tiempo de las conexiones del Nivel 2 pertenecientes al Grupo 1

Grupo	Nivel	Momento de diseño (ton-m)	Momento +	Cumple	Momento -	Cumple
1	1	627	520.26	OK	-520.56	OK
	2		499.74	OK	-500.17	OK
	3		478.64	OK	-479.18	OK
2	4	611	431.08	OK	-431.65	OK
	5		404.89	OK	-405.58	OK
	6		352.79	OK	-358.93	OK
3	7	345	199.07	OK	-199.38	OK
	Azotea		121.81	OK	-127.32	OK

TABLA IV - 17. Resumen de las gráficas

En la TABLA IV – 17 se muestra el resumen de los momentos que se presentaron en las conexiones y se hace una revisión respecto al momento para las cuales fueron diseñadas. Como se puede apreciar ninguna conexión sobre pasa su momento de diseño, es hace que nos aseguremos que nuestra conexión permanecerá siempre en el rango elástico, situación que nos generará siempre la fuerza restauradora que estamos buscando así asegurarnos un auto-centrado sin desplazamientos residuales en nuestra estructura.

4.3.4.2.4.2 DISTORSIONES DE ENTREPISO

Para calcular las distorsiones de entrepiso máximas de nuestro marco primero se obtuvieron los desplazamientos contra el tiempo de cada uno de los niveles, después se obtuvieron las distorsiones en cada tiempo y se obtuvieron así la máxima distorsión positiva como negativa y esas distorsiones fueron las que se graficaron como se muestra en la FIGURA IV – 40.

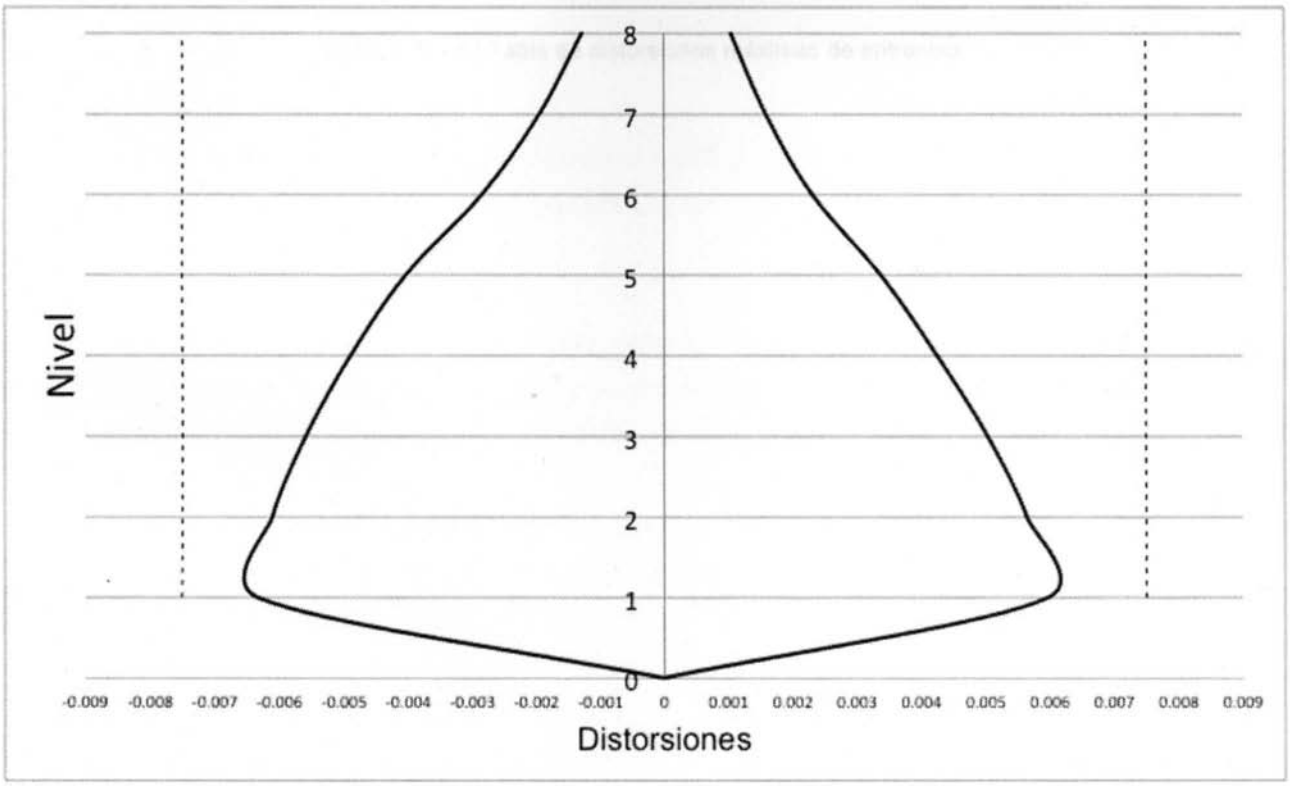


FIGURA IV - 40. Distorsiones máximas de entrepiso.

En la TABLA IV – 17 podemos ver los valores de nuestras distorsiones máximas de entrepiso las cuales se encuentran debajo de nuestra distorsión de ocupación inmediata la cual es de 0.0075 por lo que se cumple también por el criterio de distorsiones nuestra conexión.

ID max Positiva	ID max Negativa	Nivel
0.0059	-0.0063	1
0.0056	-0.0061	2
0.0050	-0.0056	3
0.0042	-0.0049	4
0.0034	-0.0040	5
0.0023	-0.0029	6
0.0016	-0.0020	7
0.0010	-0.0013	8

TABLA IV - 18. Tabla de distorsiones máximas de entrepiso.

Capítulo V

CONCLUSIONES Y COMENTARIOS

El trabajo aquí realizado fue dirigido hacía un diseño basado en el desempeño de una edificación, llevando a cabo el diseño y revisión de conexiones prefabricadas pos-tensadas de marcos resistentes a cargas laterales inducidas por sismos en un edificio de oficinas basándonos en los criterios del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.

Como conclusiones asentamos lo siguiente:

- Los resultados que obtuvimos al momento de verificar nuestro diseño fueron satisfactorios ya que cumplieron con los dos parámetros importantes, las distorsiones de entre piso y los momentos para los que fueron diseñados.

- Esta metodología provee un diseño hasta cierto punto bastante conservador, ya que para nuestro diseño la mayoría de los momentos que se generaron en la revisión fueron más bajos de los que se esperaban tuvieran cuando se sometiera a un sismo de dicha magnitud.

- Al usar una conexión de este tipo los elementos estructurales con los cuales se diseñan los marcos resistentes a cargas laterales dan significativamente mayores en sus dimensiones por lo que convendría hacer un análisis económico entre las conexiones ya existentes y este modelo, ya que en comportamiento esta conexión tiene un buen desempeño.

- El parámetro que controla las dimensiones de nuestros elementos no es la rigidez (para cumplir los objetivos de servicio) como que se puede apreciar en nuestras distorsiones de servicio que están más cercanas al límite que las de colapso, lo que controla es la resistencia, ya que, a diferencia de las conexiones híbridas, estás no tienen acero de refuerzo por lo que toda la fuerza a compresión es absorbida por el concreto, y al quitarle resistencia que le proveía el acero es necesario el aumentar las dimensiones de los elementos, principalmente de las vigas.

- Una estructura de este estilo, bien diseñada y asegurando que permanezca siempre dentro de su rango elástico, nos aseguraría un desplazamiento residual mínimo lo cual disminuiría los costos en reparación después de cualquier evento sísmico.

Se sugieren las siguiente recomendaciones:

- Creación de un programa computacional de análisis el cual incluya los efectos de contacto en la conexión y así se puedan obtener análisis más precisos y poder calcular un parámetro más exacto de la reducción de las inercias en el momento del diseño.
- Realizar diseños con concreto de más resistencia y ver su variación en las dimensiones de los elementos.
- Hacer un estudio económico tomando como parámetro la resistencia del concreto.
- Es recomendable el estudiar la misma conexión con diferentes historiales de carga.
- Realizar pruebas experimentales que incluyan pruebas en mesas vibratorias para así poder determinar las propiedades dinámicas de dicha conexión.
- Hacer pruebas de marcos completos incorporando este tipo de conexiones.
- Hacer un estudio más a detalle de los efectos que tienen con la viga la interacción losa – marco.

Bibliografía

American Concrete Institute (ACI). Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99) and Commentary. Farmington Hills, MI: ACI

Billington, S.L., y Kwan, W-P. (2002),Seismic response of unbonded post-tensioned concrete columns, Proc. 7th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Boston, MA, 2002, Paper No. 00369, 10p, en CD-ROM

Billington, S.L., y Yoon, J.K. (2004), Cyclic response of unbonded postensioned precast columns with ductile fiber-reinforced concrete, Journal of Bridge Engineering, ASCE, 9(4), 353-363

Carr, A.J. (2003), RUAUMOKO –inelastic dynamic analysis program, Dept. of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Celik, O., y Srithara, S. (2004). An evaluation of seismic design guidelines proposed for precast concrete hybrid frame systems. ISU-ERI- Ames Rep. No. ERI-04425, Iowa State Univ., Ames, Iowa, 83-198.

Collins, R. H. (1999). "Design of a precast concrete building for seismic loading. MSc thesis, Univ. Of Washington, Seattle.

Conley, J., Sritharan, S., y Priestley, M. J. N. (2002). Precast seismic structural systems PRESSS-3: The five-story precast test building, Vol. 3-1: Wall direction response. Report No. SSRP-99/19, Univ. Of California, San Diego.

Cheok, G. S. And Stone, W. C. (1994) Performance of 1/3 Scale Model Precast Concrete Beam Column Connection Subjected to Cyclic Inelastic Loads – Report No. 4, Report No. NISTIR 5436. Gaithersburg, MD: National Institute of Estándar and Technology (NIST)

Cheok, G. S., Stone, W. C. Y Nakaki, S.D. (1996). Simplified Design Porcedure for Hybrid Precast Connection Report No. NISTIR 5765. Gaitherburg, MD: NIST

Christopoulos, C., Filiatrault, A., and Floz, B. (2002), Seismic response of self-centering hysteretic SDOF systems, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 31(5), 1131-1150

NTCS-2004 (2004), "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Gaceta Oficial del Distrito Federal, octubre.

Holden, T., Restrepo, J., and Mnader, J.B. (2003), Seismic performance of precast reinforced and prestressed concrete walls, Journal of Structural Engineering, ASCE, 129(3), 286-296.

James, Charles D. (1997), "The Results of Northridge Earthquake Research". National Information Service for Earthquake Engineering, University of California, Berkeley, United States of America.

Kurama, Y., Pessiki, S., Sause, R., Lu, L.W., y El-Sheikh, M. (1996), Analytical modeling and lateral load behavior of unbonded post-tensioned precast concrete walls, Research Report No. EQ-96-02, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Lehigh University, Bethlehem, PA., Nov. 1996, 191 Páginas.

Kurama, Y. C., Pessiki, S., Sause R., Lu, L. W. (1999), Seismic behavior and design of unbonded post-tensioned precast concrete walls, PCI Journal, Precast/Prestressed Concrete Institute, 44(3), 72-89.

Kurama. Y.C. (2000), Seismic design of unbonded post-tensioned precast concrete walls with supplemental viscous damping. ACI Structural Journal, ACI, 97(4), 648-658.

Kurama. Y.C. (2001), Simplified seismic design approach for friction-damped unbonded post-tensioned precast concrete walls, ACI Structural Journal, ACI, 98(5), 705-716

Kwan, W-P. (2001) Seismic analysis, behavior and performance-based design of unbonded post-tensioned concrete substructure systems, Report No. 01-01, School of civil and Enviromental Engineering, Cornell University, Ithaca, NY. Jan. 001, 416 paginas.

Kwan, W.-P., y Billington. S.L. (2003a), Unbonded Postensioned concrete bridge piers. I: monotonic and cyclic analysis, Journal of Bridge Engineering, ASCE, 8(2), 92-101.

Kwan, W.-P., y Billington. S.L. (2003b), Unbonded Postensioned concrete bridge piers. II: monotonic and cyclic analysis, Journal of Bridge Engineering, ASCE, 8(2), 102-111.

Kwan, W.-P., y Billington. S.L. (2003c), Influence of hysteretic behavior on equivalent period and damping of structural systems, Journal of Bridge Engineering, ASCE, 129(5), 576-585.

Mahin, S.A., Sakarai, J., y Espinoza, A. (2004), Brief introduction of shaking table test proyects for bridges at UC Berkeley, *http://seismic.cv.titech.ac.jp/committee/US-JAPAN-WS/PDF/US-Mahin-Junichi.pdf*

Nakaki, S.D., Standon, J.F. y Sritharan, S. (1999), And overview of the PRESSS five-story precast test building, PCI Journal, Precast/Prestressed Concrete Institue, 44(2), 26-39

Perez, F.J., Pessiki, S., And Sauce, R. (2004[a]), Seismic design of unboned post-tensioned precast walls with vertical joint connectins, PCI Journal, Precast/Prestressed Concrete Institute, 49(1), 58-79

Perez, F.J. Pessiki, S., and Sause, R. (2004b), Lateral load behavior of unbonded post-tensioned precast walls with vertical joint connections, PCI Journal, Precast/Prestressed Concrete Institute, 49(2), 88-101

Pampanin, S., Priestley. M. J. N., y Sritharan, S. (2000). The five-story precast test building, PRESSS Phase-3, Vol. 3-4, Frame direction repsonse, Report No. SSRP-2000/08, Univ of California, San Diego.

Pampanin, S., Priestley, M. J. N., y Sritharan, S. (2001). Analytical modeling of seismic behavior of precast concrete durtile frame connection. J. Earthquake Eng., 5(3), 329-367

Paulay, T., y Priestly, M. J. N. (1992) Seismic design of reinforced concrete and masonry building, Wiey, New York, 142-163

Priestley, M. J. N. (2002). Direct displacemnte-based design of precast/prestressed concrete buildings. PCI J., 47(6), 67-79.

Priestley, M. J. N., Sritharan, S., Conley, J. R., y Pampanin, S. (1999). Preliminary results and conclusions from PRESSS five-story pre-cast concrete test building. PCI J., 44(6), 42-67.

Priestley, M.J.N. , y Tao, J.R. (1993), Seismic response of precast prestressed concrete frames with partially debonded tendons, PCI Journal, Precast/Prestressed Concrete Institute, 38(1), 58-69.

Priestley, M.J.N., and MacRae, G.A. (1996), Seismic tests of precast beam-to-column joint subassemblages with unbonded tendons, PCI Journal, Precast/Prestressed Concrete Institute, 41 (1), 64-81.

Priestley M.J., Sritharan S., Conley J. R. y Pampanin S. (1999)"Preliminary Results and Conclusions From the PRESSS Five-Story Precast ConcreteTest Building", PCI Journal, Noviembre-Diciembre.

Rahman, A. y Restrepo, J.I. (2000), Earthquake resistant precast concrete buildings: seismic performance of cantileves walls prestressed using unbounded tendons, Research Rep. No. 2000-5, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Reyes Salinas C. (2000), El estado límite de servicio en el diseño sísmico de edificios, Tesis Doctoral, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, UNAM.

Reyes, C (2004) Comunicación personal.

Ricles, J.M., Sause, R., Garlock, M.M., and Zhao, C. (2001), Postensioned seismic-resistant connections for steel frames, Journal of structural Engineering, ASCE, 127(2), 113-121.

Ruiz-Gracia, J., Miranda, E. (2003), Inelastic displacement ratios for evaluation of existing Structures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 32(8), 1237-1258.

Seismology Committee. (1999). Recommended lateral forcé requirements and commentary (Blue Book), Structural Engineers Association of California (SEAOC), Calif., 327-421.

Sritharan, S. (2002). Performance of four jointed precast frame systems under simulated seismic loading. Proc., 7th National Conf. On Earthquake Engineering, Boston, Paper No. 264.

Sritharan, S., Igarashi, A., Priestley, M. J. N., y Seible, F. (1999). Test design of the PRESSS five-story precast concrete building. Proc. 68th SEAOC Annual Convention, Santa Barbara, California, 255-261

Sritharan, S., y Ingham, J. M. (2003). Application of strut-and-tie concepts to concrete bridge joints in seismic regions. PCI J., 48(4), 66-89.

Sritharan, S., Pampanin, S., y Conley, J. (2002). Design verification, instrumentation and test procedures, PRESSS-3: The five-story precast test building, Vol. 3-3. ISU-ERI-Ames Rep. No. ERI-03325, Iowa State Univ., Ames Iowa, 14-68

Stanton, J. F., y Nakaki, S. D. (2002) Design guidelines for precast concrete seismic structural systems. PRESSS Rep. No. 01/03-09, SM-02-02, Univ. Of Washington, Seattle.

Stanton, J., Stone, W.C., and Cheok, G.S. (1997), A hybrid reinforced precast frame for seismic regions, PCI Journal, Precast/Prestressed Concrete Institute, 52(2), 20-32

Stone, W.C., Cheok, G.S., and Stanton, J.F. (1995), perfomrmance of hybrid momento- resisting precast beam-column concrete connections subjected to cyclic loading, ACI Structural Journal, ACI, 92(2), 229-249

Seo, C-Y., and Sause, R. (2005), Ductility on self-centering systems under earthquake loading, ACI Structural Journal, ACI, 102(2), 275-28

Veletsos, A.S. (1969), Maximum deofrmations of certain nonlinear systems, Proc. 4th World Conference on Earthquake Engineering, Chilean Association on Sismology and Earthquake Engineering, Santiago, Chile, Vol. II, 1969, A4-155 to A4-170

Tecnológico de Monterrey, Campus Monterrey

30002007498579

http://biblioteca.mty.itesm.mx