

Evaluación de respuesta sísmica de estructuras de hormigón armado frente a sismos impulsivos y vibratorios.

Avalos, Leonela Joana. 45386
Bustos, Nicolas Agustin. 45896
Gaviola, Camila Rocío. 45453

Director (o tutor) del trabajo: Dr. Ing. Miguel Tornello
Dr. Ing. Carlos Daniel Frau
Integrantes de la cátedra: Tit.: Ing. Pablo Martín
JTP.: Ing. Gustavo Castro
JTP.: Ing. Helvio Grili

2025

Facultad Regional Mendoza
Universidad Tecnológica Nacional
Departamento Ing. Civil
Cátedra: Proyecto Final

Dedicatoria

Dedico este proyecto de tesis a mis padres, Darío y Carina, quienes son mis brazos en los momentos que necesito fuerzas y mis faros cuando estoy perdido. A mis seres queridos, en la tierra y en cielo; y hermanos, Luciana y Sebastián, quienes compartieron cada instante y soñaron conmigo que este día llegaría. A Micaela, quien pone mis pies en la tierra y mi corazón en el cielo. A mis amigos y compañeros, que con cada frase de aliento construyeron este camino. A Dios y la Virgen María, quienes sucumben a cada oración y me acompañan en cada paso de la vida.

Nicolas Bustos.

Dedico esta tesis de manera especial a mis padres, Jorgelina y Juan, ya que, sin su apoyo incondicional, su amor y su motivación constante, no hubiera sido posible llegar a este momento. Su presencia en esta etapa de mi vida ha sido fundamental y estoy profundamente agradecida por todo lo que han hecho por mí. A mis hermanas, Samanta y Rocío, por su acompañamiento y compañía a lo largo de los años, siempre fueron un gran ejemplo a seguir para mí. A mis amigos, compañeros y futuros colegas, que han sido una parte importante de mi vida, les agradezco su amistad y apoyo. Su presencia en mi vida ha enriquecido mi experiencia y me ha permitido crecer como persona. Y aunque no está físicamente presente, también quiero dedicar especialmente este logro a mi abuela, Teresa, quien siempre creyó en mí y esperó ansiosamente este momento. Su memoria vive en mí, y espero que se sienta orgullosa de lo que he logrado.

Joana Avalos.

Dedico este proyecto final a mis padres, Stella y Roberto, por ser pilares fundamentales en mi formación y mi refugio en cada tormenta de la vida. Por su amor incondicional, su entrega sin medida y su fe en mí, incluso en los momentos en que ni yo misma la tuve. Por cada sacrificio silencioso, cada palabra de aliento y cada gesto de apoyo. Gracias por enseñarme, con su ejemplo, que los sueños se construyen con esfuerzo, pero que el verdadero éxito está en la humildad y el corazón. A mis hermanos Facundo y Fernando y mi cuñada Emilia, por ser mi inspiración diaria, por impulsarme a perseguir mis sueños, por su complicidad, cariño y acompañamiento en todo momento. A mis amigos y compañeros, quienes han celebrado cada logro como si fuera propio y han sabido tenderme una mano cuando más lo necesité. A Dios, por ser mi luz en el camino y por recordarme siempre que los tiempos difíciles también forman parte del aprendizaje.

Camila Gaviola.

Agradecimientos

Queremos comenzar expresando nuestro más profundo agradecimiento a todas las personas que nos han acompañado, apoyado y motivado durante este importante proceso, sin cuyo apoyo este logro no habría sido posible.

*A nuestras **familias**, por ser nuestro sostén en cada etapa de este desafío, por confiar en nosotros en los momentos de aciertos y alentarnos en los momentos difíciles. Su amor, paciencia y sacrificio nos han impulsado a seguir adelante y alcanzar esta meta.*

*A nuestros **compañeros y amigos**, por brindarnos su apoyo incondicional y por compartir con nosotros momentos inolvidables a lo largo de estos años. Su compañía, amistad y aliento han hecho que este camino sea mucho más enriquecedor y llevadero.*

*Expresamos nuestro más sincero agradecimiento al **Departamento de Ingeniería Civil** de la Facultad Regional Mendoza por brindarnos las herramientas y el entorno necesario para nuestra formación académica y el desarrollo de esta tesis.*

*Agradecemos especialmente al **Director de Carrera, Ing. Daniel Pagano**, por su apoyo y gestión, así como a los jefes de cátedra de **Proyecto Final, Ing. Pablo Martín, Ing. Gustavo Castro e Ing. Helvio Grili**, por su orientación y compromiso en nuestra formación profesional.*

*Extendemos nuestro reconocimiento a los ingenieros **Carlos Frau y Miguel Tornello**, cuya ayuda en la redacción de esta tesis y en nuestra formación a lo largo de la carrera ha sido invaluable. Sus consejos, experiencia y generosidad al compartir sus conocimientos han dejado una huella significativa en nuestro camino como futuros ingenieros.*

*A nuestro **equipo**, por siempre perseverar en busca del logro con responsabilidad y dedicación. Su compañerismo, amistad y apoyo constante han sido fundamentales para superar obstáculos y avanzar. Juntos, hemos logrado equilibrar el esfuerzo académico con momentos de alegría, apoyo mutuo y respeto, creando un ambiente único de trabajo que nos ha enriquecido tanto profesional como personalmente.*

A todos, nuestro más profundo agradecimiento por acompañarnos en este camino y ser parte de este logro.

Resumen

Palabras claves: Análisis sísmico, sismo, dinámica de estructuras, respuesta estructural, análisis dinámico.

RESUMEN

El análisis estructural de edificaciones en zona sísmica permite diseñar estructuras que garanticen un buen desempeño de las mismas al estar sometidas a la acción de los terremotos, procurando la seguridad de las personas que en ella residen. En tal sentido, el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - Parte I establece dos lineamientos fundamentales para abordar dicho análisis, el método estático, para estructuras bajas menores a 3 niveles o 9 metros, y el método dinámico, para aquellas que no cumplen con las condiciones para realizar un análisis estático. Este último presenta determinadas simplificaciones que se presumen poner en estudio, examinando si las mismas permiten un análisis adecuado de las construcciones. Se establece entonces como objetivo para el presente trabajo la comparación de respuestas sísmicas de modelos establecidos bajo el método dinámico y para distintos tipos de terremotos con las consideraciones del reglamento, sus implicancias y su alcance. Los resultados obtenidos permiten observar dicha comparación.

ABSTRACT

The structural analysis of buildings in seismic zones allows for the design of structures that ensure good performance when subjected to earthquakes, aiming to guarantee the safety of the people residing in them. In this regard, the INPRES-CIRSOC 103 - Part I regulation establishes two fundamental guidelines for addressing this analysis: the static method for low-rise structures under 3 stories or 9 meters, and the dynamic method for those that do not meet the conditions for a static analysis. The latter presents certain simplifications that are presumed to be studied, examining whether they allow for an adequate analysis of the constructions. The objective of this work is thus to compare the seismic responses of models established under the dynamic method for different types of earthquakes, with the considerations of the regulation, their implications, and scope. The results obtained allow for observing this comparison.

Prefacio

Mendoza es una provincia propensa a manifestar sismos con bastante regularidad. Dentro de lo expresado en el reglamento vigente, la provincia queda comprendida en la zona 3 (este y norte mendocino) y zona 4 (centro y oeste mendocino) de peligrosidad sísmica más intensa lo que conlleva a una importante atención de la ingeniería civil estructural local.

El reglamento de aplicación da pautas para la evaluación de las respuestas sísmicas de las estructuras, pero no hace referencia explícita sobre el emplazamiento de la estructura, en cuanto a la cercanía a la falla, por ejemplo; o bien no realiza diferencias sobre la fuente sísmica, es decir terremotos con características de pulso o vibratorio.

Se pretende entonces presentar la evaluación de tres sistemas estructurales sismorresistentes, los mismos son, pórtico de diez pisos en altura y tres vanos, pórtico de diez vanos en horizontal y pórtico-tabique en altura de diez pisos. Ante una excitación sísmica tipo pulso, realizar una comparativa con sismos de carácter vibratorio, y exponer así sus resultados tanto de demanda, deformaciones y propuestas a tener en consideración.

La elección de los sistemas estructurales fue pensada para dar mayor visibilidad a sistemas desarrollados en el presente en la provincia y plantear así qué sucede, ante un evento sísmico, con edificios de mediana altura.

Se conoce también que los códigos de edificación limita la altura de dichos edificios por razones arquitectónicas o de eficiencia energética, debido a que la ciudad de Mendoza se encuentra en un oasis y se pretenden espacios habitacionales por debajo de la copa de los árboles, pero se reconoce también que la eficiencia energética ya no presenta un problema mayor para las tecnologías en auge en ese sector, no siendo así, en el campo de la sismicidad, la implementación de avances y evaluaciones más concretos.

Es por ello que esta investigación propone la evolución ya presentada con el fin de brindar a las futuras investigaciones las premisas para poder desarrollar técnicas de análisis que muestren de forma más profunda el comportamiento de las edificaciones cercanas a falla.

ÍNDICE

Capítulo 1 Marco teórico	20
1.1 Análisis en la evolución de la respuesta sísmica.....	21
1.2 Respuesta de las estructuras ante terremotos tipo pulso	22
Capítulo 2 Definición de tipologías estructurales.....	24
2.1 Consideraciones y materiales.....	24
2.2 Modelos estructurales	24
2.3 Predimensionado de los elementos estructurales que conforman los modelos	29
2.3.1 Caso 1: Estructura aporticada en altura de tres vanos	29
2.3.2 Caso 2: Estructura conformada por Pórtico – Tabique	30
2.3.3 Caso 3: Estructura aporticada de 10 vanos	32
Capítulo 3 Análisis estático.....	33
3.1 Consideraciones comunes a todos los casos en estudio.....	33
3.2 Caso 1: Estructura aporticada de 10 niveles y 3 vanos	35
3.2.1 Análisis de cargas.....	35
3.2.2 Cálculo de la fuerza sísmica	38
3.2.3 Evaluación de la acción sísmica sin agrietamiento	39
3.2.4 Evaluación de la acción sísmica con agrietamiento.....	43
3.3 Caso 2: Estructura con pórtico tabique de 10 niveles.....	47
3.3.1 Análisis de cargas.....	47
3.3.2 Cálculo de la fuerza sísmica	50
3.3.3 Evaluación de la acción sísmica sin agrietamiento	51
3.3.4 Evaluación de la acción sísmica con agrietamiento.....	55
3.4 Caso 3: Estructura aporticada de 10 vanos en horizontal.....	60
3.4.1 Análisis de cargas.....	60
3.4.2 Cálculo de la fuerza sísmica	62

3.4.3 Evaluación de la acción sísmica sin agrietamiento	62
3.4.4 Evaluación de la acción sísmica con agrietamiento.....	66
Capítulo 4 Análisis Dinámico	70
4.1 Resultados de caso 1.....	72
4.1.1 Terremotos de impulsividad alta.....	72
4.1.2 Terremotos de impulsividad moderada.....	75
4.1.3. Terremotos de impulsividad baja	78
4.1.4 Terremotos no impulsivos.....	81
4.1.5 Terremotos vibratorios	84
4.1.6 Resultados de corte basal ante los distintos terremotos.....	88
4.2 Resultados de caso 2.....	89
4.2.1 Terremotos de impulsividad alta	89
4.2.2 Terremotos de impulsividad moderada.....	92
4.2.3 Terremotos de impulsividad baja	95
4.2.4 Terremotos no impulsivos.....	98
4.2.5 Terremotos vibratorios	101
4.2.6 Resultados de corte basal ante los distintos terremotos.....	105
4.3. Resultados de caso 3	106
4.3.1. Terremotos de impulsividad alta	106
4.3.2. Terremotos de impulsividad moderada	108
4.3.3. Terremotos de impulsividad baja	110
4.3.4. Terremotos no impulsivos.....	112
4.3.5. Terremotos vibratorios	114
4.3.6 Resultados de corte basal ante los distintos terremotos.....	117
Capítulo 5 Comparación de resultados.....	119
5.1 Método estático	120

5.2 Método dinámico: terremotos impulsivos.....	121
5.2.1 Terremoto con índice de impulsividad alto.....	121
5.2.2 Terremoto con índice de impulsividad moderado	121
5.2.3 Terremoto con índice de impulsividad bajo.....	122
5.2.4 Terremoto no impulsivo.....	122
5.3 Método dinámico: terremotos vibratorios	123
5.4 Análisis por tipo de estructura	124
5.4.1 Caso 1: estructura aporticada de 10 niveles y 3 vanos.....	124
5.4.2 Caso 2: estructura pórtico-tabique de 10 niveles y 1 vano	126
Capítulo 6 Conclusiones finales	128
Lista de referencias.....	133
Apéndice	136
Tablas.....	136
Figuras.....	141
Vita.....	147

Lista de tablas

Tabla 1.1: Clasificación del índice de impulsividad.....	21
Tabla 3. 1. Análisis de carga en losas, de piso 1 a 9. Caso 1.	35
Tabla 3. 2. Análisis de carga en losas, de piso 10. Caso 1.	35
Tabla 3. 3. Peso total de losas. Caso 1.	36
Tabla 3. 4. Peso total de vigas. Caso 1.	36
Tabla 3. 5. Peso de columnas por nivel. Caso 1.....	37
Tabla 3. 6. Distribución de la acción sísmica en altura por nivel. Caso 1 sin agrietamiento.	42
Tabla 3. 7. Desplazamientos últimos y distorsiones de piso. Caso 1 sin agrietamiento.	43
Tabla 3. 8. Distribución de la acción sísmica en altura por nivel. Caso 1 con agrietamiento.....	46
Tabla 3. 9. Desplazamientos últimos y distorsiones de piso. Caso 1 con agrietamiento.....	47
Tabla 3. 10. Análisis de carga en losas, de piso 1 a 9. Caso 2.	48
Tabla 3. 11. Análisis de carga en losas, de piso 10. Caso 2.....	48
Tabla 3. 12. Peso de vigas. Caso 2.....	49
Tabla 3. 13. Peso de columnas por nivel. Caso 2.	49
Tabla 3. 14. Peso de tabiques por nivel. Caso 2.	50
Tabla 3. 15. Distribución de la acción sísmica en altura por nivel. Caso 2 sin agrietamiento.	54
Tabla 3. 16. Desplazamientos últimos y distorsiones de piso. Caso 2 sin agrietamiento.	55
Tabla 3. 17. Distribución de la acción sísmica en altura por nivel. Caso 2 con agrietamiento.....	58
Tabla 3. 18. Desplazamientos últimos y distorsiones de piso. Caso 2 con agrietamiento.....	59
Tabla 3. 19. Peso total de losas. Caso 3.	60
Tabla 3. 20. Peso total de vigas. Caso 3.	61
Tabla 3. 21. Peso total de columnas. Caso 3.	61
Tabla 3. 22. Desplazamientos últimos y distorsiones de piso. Caso 3 sin agrietamiento.	65
Tabla 3. 23. Distorsión de piso. Caso 3 con agrietamiento.	69
Tabla 4.1. Resultados de acelerograma 1. Caso 1.	72

Tabla 4.2. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Northridge y análisis estático. Caso 1.	73
Tabla 4. 3. Resultados de acelerograma 2. Caso 1.	73
Tabla 4.4. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Loma Prieta y análisis estático. Caso 1.	74
Tabla 4. 5. Resultados de acelerograma 3. Caso 1.	75
Tabla 4. 6. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Agrarias, 273 y análisis estático. Caso 1.	76
Tabla 4.7. Resultados de acelerograma 4. Caso 1.	76
Tabla 4. 8. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Holtville Post Office y análisis estático. Caso 1.	76
Tabla 4. 9. Resultados de acelerograma 5. Caso 1.	78
Tabla 4.10. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Loma Prieta y análisis estático. Caso 1.	79
Tabla 4.11. Resultados de acelerograma 6. Caso 1.	79
Tabla 4.12. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994 y análisis estático. Caso 1.	79
Tabla 4.13. Resultados de acelerograma 7. Caso 1.	81
Tabla 4.14. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Kobe, Japón, 1/16/1995 y análisis estático. Caso 1.	82
Tabla 4.15. Resultados de acelerograma 8. Caso 1.	82
Tabla 4.16. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Delta y análisis estático. Caso 1.	82
Tabla 4.17. Resultados de acelerograma 9. Caso 1.	84
Tabla 4.18. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Chile, 03/03/1985, 10/15/1979, Delta y análisis estático. Caso 1.....	85
Tabla 4.19. Resultados de acelerograma 10. Caso 1.	85

Tabla 4.20. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Concepción, Chile, 01/01/1980, y análisis estático. Caso 1.....	85
Tabla 4. 21. Valores de corte basal para los distintos acelerogramas. Caso 1.	88
Tabla 4. 22. Relación de corte basal dinámico respecto al corte basal estático para los distintos acelerogramas. Caso 1.	89
Tabla 4.23. Resultados de acelerograma 1. Caso 2.	89
Tabla 4.24. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, y análisis estático. Caso 2.	90
Tabla 4.25. Resultados de acelerograma 2. Caso 2.	90
Tabla 4. 26. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Los Gatos, y análisis estático. Caso 2.....	90
Tabla 4. 27. Resultados de acelerograma 3. Caso 2.....	92
Tabla 4.28. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Agrarias, 273, y análisis estático. Caso 2.	93
Tabla 4. 29. Resultados de acelerograma 4. Caso 2.....	93
Tabla 4.30. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Holtville Post Office, 315, y análisis estático. Caso 2.	93
Tabla 4.31. Resultados de acelerograma 5. Caso 2.	95
Tabla 4. 32. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, y análisis estático. Caso 2.	96
Tabla 4. 33. Resultados de acelerograma 6. Caso 2.....	96
Tabla 4. 34. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Canyon Country - W Lost Cany, 270, y análisis estático. Caso 2.	96
Tabla 4. 225. Resultados de acelerograma 7. Caso 2.....	98
Tabla 4. 36. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Kobe, Japón, 1/16/1995, Yae, y análisis estático. Caso 2.....	99
Tabla 4. 37. Resultados de acelerograma 8. Caso 2.....	99

Tabla 4. 38. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Delta, 352, y análisis estático. Caso 2.....	99
Tabla 4.39. Resultados de acelerograma 9. Caso 2.	101
Tabla 4. 40. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Chile, 03/03/1985, y análisis estático. Caso 2.	102
Tabla 4. 41. Resultados de acelerograma 10. Caso 2.....	102
Tabla 4.42. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Concepción, Chile, 01/01/1980, y análisis estático. Caso 2.....	102
Tabla 4. 43. Valores de corte basal para los distintos acelerogramas. Caso 2.	105
Tabla 4.44. Relación de corte basal dinámico respecto al corte basal estático para los distintos acelerogramas. Caso 2.	106
Tabla 4.45. Resultados de acelerograma 1. Caso 3.	106
Tabla 4. 46. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Newhall, y análisis estático. Caso 3.	107
Tabla 4. 237. Resultados de acelerograma 2. Caso 3.....	107
Tabla 4. 48. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Los Gatos, y análisis estático. Caso 3.....	107
Tabla 4. 49. Resultados de acelerograma 3. Caso 3.....	109
Tabla 4. 50. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Agrarias, 273, y análisis estático. Caso 3.	109
Tabla 4.51. Resultados de acelerograma 4. Caso 3.	109
Tabla 4.52. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Holtville Post Office, 315, y análisis estático. Caso 3.	109
Tabla 4. 53. Resultados de acelerograma 5. Caso 3.....	111
Tabla 4. 54. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Gilroy Array, y análisis estático. Caso 3.	111
Tabla 4. 55. Resultados de acelerograma 6. Caso 3.....	111

Tabla 4. 56. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Canyon Country - W Lost Cany, y análisis estático. Caso 3.....	111
Tabla 4. 57. Resultados de acelerograma 7. Caso 3.....	113
Tabla 4. 58. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Kobe, Japón, 1/16/1995, Yae, y análisis estático. Caso 3.....	113
Tabla 4. 59. Resultados de acelerograma 8. Caso 3.....	113
Tabla 4. 60. Valores relativos de respuestas entre análisis Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Delta, 352, y análisis estático. Caso 3.....	113
Tabla 4. 61. Resultados de acelerograma 9. Caso 3.....	115
Tabla 4. 62. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Chile, 03/03/1985, y análisis estático. Caso 3.	115
Tabla 4. 63. Resultados de acelerograma 10. Caso 3.....	115
Tabla 4. 64. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Concepción, Chile, 01/01/1980, y análisis estático. Caso 3.	115
Tabla 4. 65. Valores de corte basal para los distintos acelerogramas. Caso 3.	117
Tabla 4.66. Relación de corte basal dinámico respecto al corte basal estático para los distintos acelerogramas. Caso 3.	118
Tabla 5.1. Reacciones de tabique integradas viga-tabique acoplados.	120
Tabla 5.2. Reacciones de tabique integradas viga-tabique articulado.	120
Tabla 6.1. Rangos de relación entre deformaciones últimas y distorsiones de piso dinámicas y estáticas dependiendo de su nivel de impulsividad basadas en las calculadas en el capítulo 4.....	128
Tabla 6.2. Rangos de relación entre corte basal dinámico y corte basal estático para cada terremoto analizado, basado en los resultados del capítulo 4.....	129
Tabla A 1. Altura o espesor mínimo de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección, para el caso en que no se realice un cálculo de las flechas (Tabla 9.5.A).....	136
Tabla A 2. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas y sobrecargas mínimas concentradas	136
Tabla A 3. Pesos unitarios de los materiales y conjuntos funcionales de	137

construcción	137
Tabla A 4. Zonificación sísmica de la República Argentina- CIRSOC 103 PARTE I.....	137
Tabla A 5. Clasificación del sitio – Influencia del suelo- CIRSOC 103 PARTE I	137
Tabla A 6. Valores de a_s , Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes Cap. 3 - 32 s, C_a y C_v para las distintas zonas sísmicas y tipos espectrales- CIRSOC 103 PARTE I.....	138
Tabla A 7. Factor de simultaneidad para sobrecargas de uso y accidentales, CIRSOC 103 PARTE I.....	139
Tabla A 8. Factores de comportamiento – CIRSOC 103 PARTE I	139
Tabla A 9. Coeficiente para el límite superior del periodo de cálculo- CIRSOC 103 PARTE I	140
Tabla A 10. Valores de C_r y α para la determinación del periodo fundamental aproximado- CIRSOC 103 PARTE I	140
Tabla A 11. Valores límite de la distorsión horizontal de piso θ_{sk} - CIRSOC 103 PARTE I.....	140
Tabla A 12. Consideraciones de agrietamiento.....	141

Lista de figuras

Figura 1. 1. Caso 1.....	26
Figura 1. 2. Caso 2.....	27
Figura 1. 3. Caso 3.....	28
Figura 4. 1. Pre visualización según ETABS del espectro de respuesta según INPRES-CIRSOC 103.....	70
Figura 4. 2. Ejemplo de visualización del matcheo del espectro y un acelerograma para el terremoto XXXXXXXX.	71
Figura 4.3. Comparación de deformaciones últimas de terremotos de impulsividad alta vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 1.	74
Figura 4.4. Comparación de distorsiones de piso de terremotos de impulsividad alta vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 1.	75
Figura 4. 5. Comparación de deformaciones últimas de terremotos de impulsividad moderada vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 1.	77
Figura 4.6. Comparación de distorsiones de piso de terremotos de impulsividad moderada vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 1.	78
Figura 4.7. Comparación de deformaciones últimas de terremotos de impulsividad baja vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 1.	80
Figura 4.8. Comparación de distorsiones de piso de terremotos de impulsividad baja vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 1.	81
Figura 4.9. Comparación de deformaciones últimas de terremotos no impulsivos vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 1.	83
Figura 4.10. Comparación de distorsiones de piso de terremotos no impulsivos vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 1.	84
Figura 4. 11. Comparación de deformaciones últimas de terremotos vibratorios vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 1.	86
Figura 4. 12. Comparación de distorsiones de piso de terremotos vibratorios vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 1.	87

Figura 4. 13. Comparación del corte basal obtenido en el Caso 1 bajo diferentes registros sísmicos y un análisis estático	88
Figura 4. 14. Comparación de deformaciones últimas de terremotos de impulsividad alta vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 2.	91
Figura 4. 15. Comparación de distorsiones de piso de terremotos de impulsividad alta vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 2.	92
Figura 4. 16. Comparación de deformaciones últimas de terremotos de impulsividad moderada vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 2.	94
Figura 4. 17. Comparación de distorsiones de piso de terremotos de impulsividad moderada vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 2.	95
Figura 4. 18. Comparación de deformaciones últimas de terremotos de impulsividad baja vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 2.	97
Figura 4. 19. Comparación de distorsiones de piso de terremotos de impulsividad baja vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 2.	98
Figura 4. 20. Comparación de deformaciones últimas de terremotos no impulsivos vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 2.	100
Figura 4. 21. Comparación de distorsiones de piso de terremotos no impulsivos vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 2.	101
Figura 4.22. Comparación de deformaciones últimas de terremotos vibratorios vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 2.	103
Figura 4. 23. Comparación de distorsiones de piso de terremotos vibratorios vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 2.	104
Figura 4. 24. Comparación del corte basal obtenido en el Caso 2 bajo diferentes registros sísmicos y un análisis estático.	105
Figura 4. 25. Comparación de deformaciones últimas de terremotos de impulsividad alta vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 3.	108
Figura 4. 2136. Comparación de distorsiones de piso de terremotos de impulsividad alta vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 3.	108

Figura 4. 27. Comparación de deformaciones últimas de terremotos de impulsividad moderada vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 3.	110
Figura 4. 28. Comparación de distorsiones de piso de terremotos de impulsividad moderada vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 3.	110
Figura 4. 29. Comparación de deformaciones últimas de terremotos de impulsividad baja vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 3.	112
Figura 4. 30. Comparación de distorsiones de piso de terremotos de impulsividad baja vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 3.	112
Figura 4. 31. Comparación de deformaciones últimas de terremotos no impulsivos vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 3.	114
Figura 4. 32. Comparación de distorsiones de piso de terremotos no impulsivos vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 3.	114
Figura 4. 33. Comparación de deformaciones últimas de terremotos vibratorios vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 3.	116
Figura 4.34. Comparación de distorsiones de piso de terremotos vibratorios vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 3.	116
Figura 4. 35. Comparación del corte basal obtenido en el Caso 3 bajo diferentes registros sísmicos y un análisis estático.	117
Figura 5. 1. Comparación de deformaciones últimas y distorsiones de piso entre el caso 1 (estructura aporticada de 10 niveles y 3 vanos) y el caso 2 (estructura pórtico-tabique de 10 niveles y 1 vano). Método estático.	120
Figura 5. 2. Comparación de deformaciones últimas y distorsiones de piso entre el caso 1 (estructura aporticada de 10 niveles y 3 vanos) y el caso 2 (estructura pórtico-tabique de 10 niveles y 1 vano). Método dinámico: Terremoto impulsivo con índice de impulsividad alto.	121
Figura 5. 3. Comparación de deformaciones últimas y distorsiones de piso entre el caso 1 (estructura aporticada de 10 niveles y 3 vanos) y el caso 2 (estructura pórtico-tabique de 10 niveles y 1 vano). Método dinámico: Terremoto impulsivo con índice de impulsividad moderado.	121

Figura 5. 4. Comparación de deformaciones últimas y distorsiones de piso entre el caso 1 (estructura aporticada de 10 niveles y 3 vanos) y el caso 2 (estructura pórtico-tabique de 10 niveles y 1 vano). Método dinámico: Terremoto impulsivo con índice de impulsividad bajo.....	122
Figura 5. 5. Comparación de deformaciones últimas y distorsiones de piso entre el caso 1 (estructura aporticada de 10 niveles y 3 vanos) y el caso 2 (estructura pórtico-tabique de 10 niveles y 1 vano). Método dinámico: Terremoto no impulsivo.	122
Figura 5. 6. Comparación de deformaciones últimas y distorsiones de piso entre el caso 1 (estructura aporticada de 10 niveles y 3 vanos) y el caso 2 (estructura pórtico-tabique de 10 niveles y 1 vano). Método dinámico: Terremotos vibratorios.....	123
Figura 5.7: Comparación de deformaciones ultimas (gráfico superior) y distorsiones de piso (gráfico inferior) según los sismos analizados en todos los casos con respecto al análisis estático para el CASO 1.	125
Figura 5.8: Comparación de deformaciones ultimas (gráfico superior) y distorsiones de piso (gráfico inferior) según los sismos analizados en todos los casos con respecto al análisis estático para el CASO 2.	126
Figura 6.1. Comparación de resultados de deformaciones últimas y distorsiones de piso para el Caso 1 (Pórtico de tres vanos) determinadas en diez muestras representativas. (<i>Tablas du REL y $\Theta_{sk} REL$, Capítulo 4</i>)..	130
Figura 6.2. Comparación de resultados de deformaciones últimas y distorsiones de piso para el Caso 2 (Pórtico-Tabique) determinadas en diez muestras representativas. (<i>Tablas du REL y $\Theta_{sk} REL$, Capítulo 4</i>).....	131
Figura A 1. Ecuaciones extraídas del artículo 3.5.1.2, del <i>Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005</i>	141
Figura A 2. Condiciones extraídas de <i>Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005</i>	141
Figura A 3. Terremoto altamente impulsivo 1.....	142
Figura A 4. Terremoto altamente impulsivo 2.....	142
Figura A 5. Terremoto moderadamente impulsivo 1.	143
Figura A 6. Terremoto moderadamente impulsivo 2.	143
Figura A 7. Terremoto con impulsividad baja 1.....	144
Figura A 8. Terremoto con impulsividad baja 2.....	144
Figura A 9. Terremoto no impulsivo 1.....	145
Figura A 10. Terremoto no impulsivo 2.....	145
Figura A 11. Terremoto vibratorio 1.	146

Figura A 12. Terremoto vibratorio 2. 146

Capítulo 1

Marco teórico

Los Terremotos suceden debido a que la corteza de la tierra está en permanente movimiento. El movimiento se produce entre las distintas placas tectónicas que están en un pseudo-contacto. A esta zona se la llama: Falla Geológica. Los desplazamientos relativos entre dos placas tectónicas, en la falla geológica, provocan terremotos que se los denomina: "Terremotos interplaca".

La manifestación de dichos fenómenos naturales se produce por ondas sísmicas que se propagan desde el foco en el interior de la Tierra, donde se ha producido la rotura de la corteza el terremoto. Hay dos tipos principales de ondas: las Ondas de Cuerpo u Ondas Internas (P y S) que son las que viajan por el interior de la Tierra y las Ondas Superficiales que lo hacen solamente por la superficie terrestre.

Mucha ha sido la investigación en el campo de la sismicidad, de las cuales se toma parte e interesa. Pero es de principal interés para este proyecto lo explorado también en el ámbito local tomando como ideas principales las evaluaciones realizadas por los trabajos de Frau, Palazzo y Tornello quienes, con respaldo de los demás autores a continuación citados, plantan las bases para la exploración en el tema de este proyecto.

Se define entonces como sismo armónico/vibratorio al que se caracteriza por un movimiento oscilante de la estructura, que sigue una forma sinusoidal. Es conocido por generar una oscilación suave y de baja frecuencia. Este tipo de vibración no suele producir daños severos porque su intensidad es moderada y sus efectos no se acumulan de manera rápida o significativa. Las oscilaciones en este caso pueden durar entre 15 y 30 segundos, aunque en algunos casos pueden prolongarse. Esto puede ocasionar incomodidad en las personas dentro de la estructura, pero generalmente no implica riesgos graves para la integridad de la edificación.

Por otro lado, los sismos tipo impulsivos, se caracterizan por un pico de energía muy elevado, de corta duración (entre 2 y 3 segundos). Esta vibración es mucho más peligrosa, ya que la estructura recibe una gran cantidad de energía en un tiempo muy breve, lo que puede generar daños significativos si la edificación no está diseñada para resistir estas cargas. La corta duración de los terremotos del tipo impulsivo impide que las estructuras puedan generar la ductilidad necesaria para disipar la energía que el terremoto le entrega a la estructura.

Para el presente proyecto de investigación se utilizó una caracterización de acuerdo al índice de impulsividad de un componente de velocidad horizontal (IP):

Tabla 1.1: Clasificación del índice de impulsividad.

Ip	Clasificación
$Ip < 12$	Fuertemente Impulsivo
$12 < Ip < 20$	Impulsivo
$20 < Ip < 30$	Moderadamente Impulsivo
$Ip > 30$	No Impulsivo

Se comenzará con una introducción a aspectos pertinentes al estudio sísmico, haciendo hincapié a la evaluación de sismos cercanos a la falla para luego retomar a los estudios hechos previamente de estructuras y su respuesta sísmica.

1.1 Análisis en la evolución de la respuesta sísmica

Velestos et al. (1965) desarrolla investigaciones ante la respuesta de modelos vibratorios de un grado de libertad para excitaciones tipo impulsivo descubriendo que las respuestas sísmicas de este tipo de estructuras se verían condicionadas por los pulsos de aceleración y velocidad en los periodos bajos a intermedios y sensible a los desplazamientos en las estructuras de periodos más largos, dando así los principios para los posteriores análisis que llevarían, en algunos casos, a distintas adecuaciones de los reglamentos.

Numerosos terremotos sucedieron posteriores a estas investigaciones, uno de ellos, con registros destructivos, es el terremoto de San Fernando el 9 de febrero de 1971 con una magnitud de $M=6,2$ otro es el terremoto del Imperial Valley en 1979 contando con un pulso largo de aceleración de $0,36g$ registrado en la estación James Road a $4,0$ km de la falla.

Sin embargo, Iwan, W.D. (1998) plantea la discusión con el terremoto de San Fernando, afirmando que no se lo ha de poner en primer plano de análisis debido a la ocurrencia del terremoto de Landers en 1992, donde se ve caracterizado el fenómeno near-source (falla cercana) por la presencia de velocidades de gran amplitud. Los registros de este sismo fueron captados sobre una estación ubicada a pocos kilómetros de la proyección de la traza de falla.

Anderson y Bertero (1987) encuentran, estudiando los efectos de pulsos de aceleración en estructuras de acero, que en las regiones cercanas a fallas los terremotos impulsivos provocan daños severos en las estructuras, presentándose en los niveles más bajos de las misma. También concluyeron que los registros sísmicos variaban de acuerdo con factores geológicos debido a la propagación de la onda sísmica desde la falla, llegando a la conclusión que, una estructura cercana a la falla presenta respuesta dinámica más elevadas que una alejada a ella.

Bajo estas consideraciones, queda definido que la respuesta dinámica de una estructura estará condicionada en parte por la cercanía a la falla. Stewart et al. (2001) establecen que la zona cerca de falla toma un rango de 60 km para la cuantificación de la directividad de la ruptura y Bray and Rodriguez-Marke (2004) la acotan a 20 km. Partiendo de estas hipótesis, Frau y Saragnoni evalúan los efectos de la directividad de la ruptura en terremotos tipo pulso donde concluyen que en países como EE UU ya en la década pasada se puso en discusión la necesidad de incluir requerimientos en el diseño que contemplen la demanda sísmica en estructuras cercanas a la falla; enfatizando también que, en Sudamérica, a pesar de la evidencia científica ya recopilada, aún no se ha dado la “debida atención”.

Además, deja presentado regresiones que permiten obtener pulsos artificiales de velocidad y aceleración para los análisis “de manera sencilla y práctica” para poder contemplar los efectos de estos sismos, siendo estos tomados para el presente trabajo a modo de herramienta.

1.2 Respuesta de las estructuras ante terremotos tipo pulso

La respuesta de variados sistemas estructurales ante la excitación sísmica no es un campo muy explorado por la investigación. Ya sea por falta de conocimiento o falta de interés debido a que su aplicación parece ser acotada a zonas donde solo el riesgo sísmico atenta contra el primer artículo del presente reglamento argentino. Pero justamente por eso es que, si se pretende salvar vidas, ante un terremoto, la estructura debe diseñarse para cubrir con cierto nivel de seguridad esa premisa, y es por ello que el análisis dinámico de dichas edificaciones debe ser un tema a atender.

Performance Improvement of Long Period Building Structures Subjected to Severe Pulse Type Ground Motions de Anderson, Bertero y Bertero (1999) presenta un estudio a estructuras de periodos mayores a 1,5 segundo ante la excitación con un sismo tipo pulso dando conclusiones y lineamientos interesantes para el análisis del presente trabajo, siendo alguno de ellos el planteo que hicieron para la solución a disminuir las demandas de deriva de piso y rotaciones inelásticas.

Planteaban que, previo a esta investigación, la estrategia convencional ante estos inconvenientes era aumentar la resistencia o rigidez de los miembros pero que esta alternativa era una solución inadecuada e ineficiente. Con esto como base, proponen la evaluación de sistemas aporticados de acero y hormigón armado de 15 a 41 pisos sometidos a análisis dinámicos no lineales para cuatro terremotos de pulso cercanos obteniendo derivas de pisos excesivas de 3,5 a 5,4%.

Al someter las estructuras al uso de juntas de acero y placas de confinamiento, además de varios tabiques obtuvieron que, si bien los desplazamientos fueron reducidos, las fuerzas de inercia y los cortes de piso fueron incrementando significativamente, concluyendo que la mejor alternativa era la utilización de disipadores.

En base a los antecedentes precedentes, el presente trabajo de tesis pretende investigar que sucede con estructuras de periodos más bajos, con alturas intermedias, como son las construcciones de Mendoza cuando se encuentran sujetas a terremotos con características de pulso y terremotos del tipo vibratorios.

Capítulo 2

Definición de tipologías estructurales

Como punto de partida, se definieron tres tipos de modelos estructurales para realizar su posterior análisis, ubicados en la Ciudad de Mendoza, con el fin de reflejar la respuesta estructural de edificios de hormigón armado tipo pórticos.

2.1 Consideraciones y materiales

Los reglamentos considerados para el análisis son los siguientes:

- CIRSOC 101: Cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para Edificios y otras estructuras (2005).
- INPRES CIRSOC 103: Reglamento argentino para construcciones sismo resistentes. Parte I (2013), parte II (2005) y parte III (2018).
- CIRSOC 201: Reglamento argentino de estructuras de hormigón (2005).

Los materiales empleados son:

- Hormigón H-30 (resistencia a compresión de 30 MPa) en losas, vigas, tabiques estructurales y columnas. $P_e = 25 \text{ KN/m}^3 \text{ (H}^\circ\text{A}^\circ\text{)}$.
- Acero ADN 420 (tensión de fluencia de 420 MPa) en losas, vigas y columnas.

Para este proyecto en particular, el análisis se realizó únicamente en la dirección "X". Para ello, se anulaban las reacciones, fuerzas y efectos en la dirección perpendicular a esta con el fin de simplificar el proyecto y obtener resultados más precisos, evitando la influencia de efectos indeseables derivados de la interacción entre ambas direcciones.

2.2 Modelos estructurales

Se proponen tres estructuras con vanos de 6 metros de ancho, longitud de 5 metros y altura de 3,5 metros adaptándose a las características propias de cada caso como se muestran en las figuras siguientes.

Los casos analizados son:

- i) CASO 1: Estructura aporricada en altura de 10 niveles y 3 vanos, compuesto por 8 columnas en planta vinculadas como se muestra en el esquema, Figura 1.1

- ii) CASO 2: Estructura conformadas por Pórtico – Tabique en altura de 10 niveles, compuesto por 2 columnas laterales en planta vinculadas como se muestra en el esquema con 2 tabiques estructurales, Figura 1.2.
- iii) CASO 3: Estructura aporticada de 10 vanos, compuesto por 22 columnas en planta vinculadas como se muestra en el esquema, Figura 1.3.

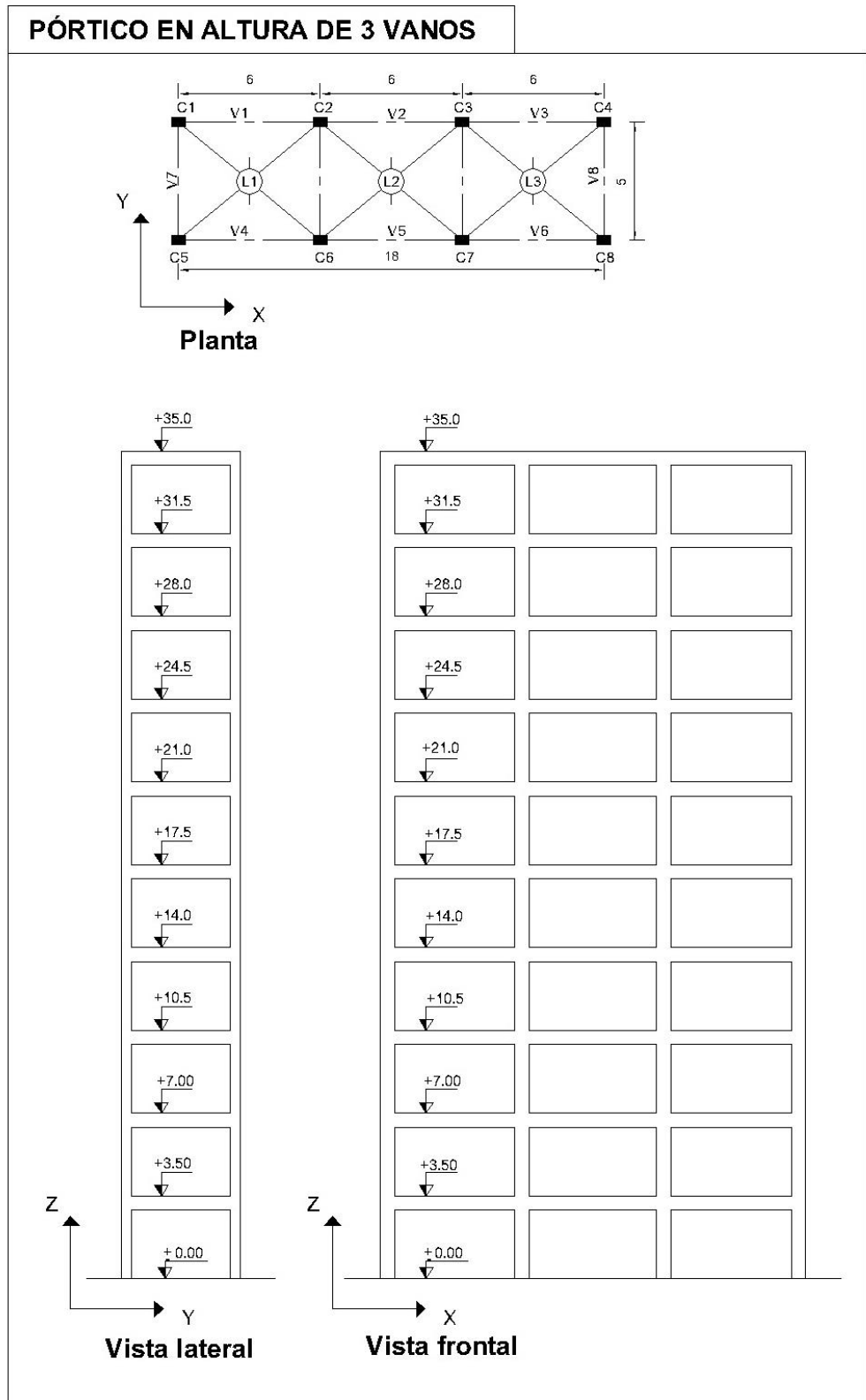


Figura 1. 1. Caso 1.

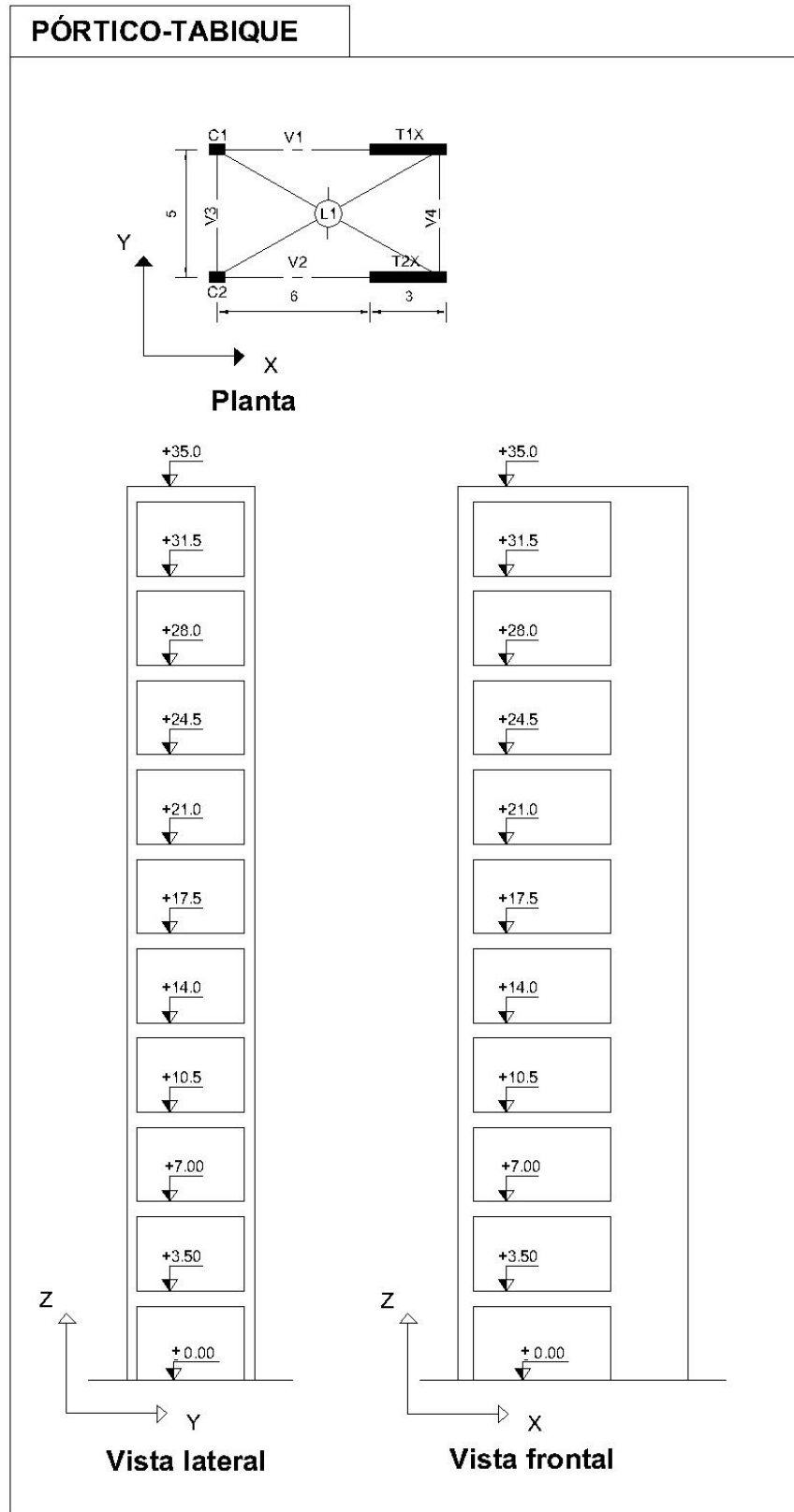


Figura 1. 2. Caso 2.

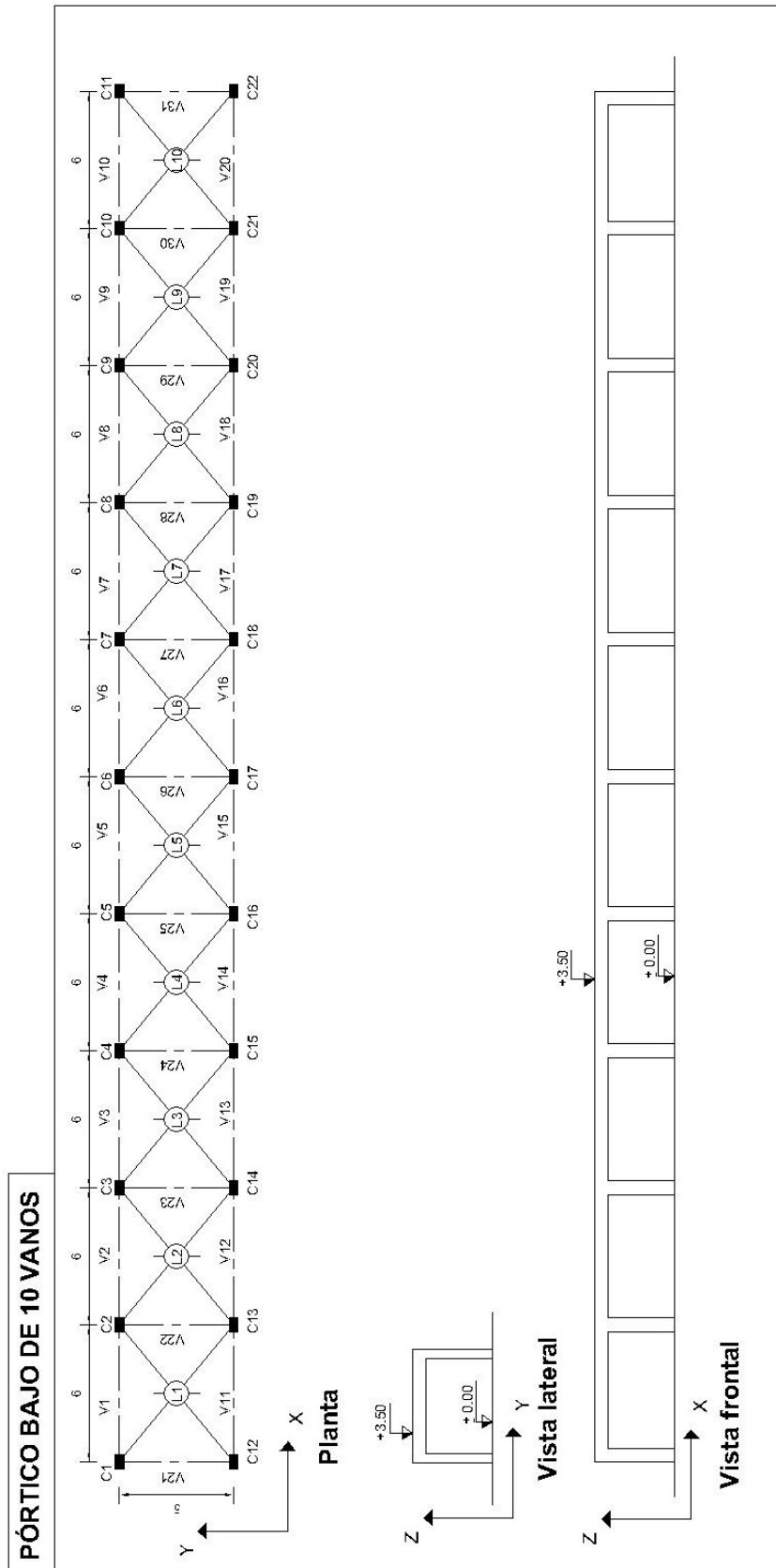


Figura 1. 3. Caso 3.

2.3 Predimensionado de los elementos estructurales que conforman los modelos

2.3.1 Caso 1: Estructura aporticada en altura de tres vanos

Para realizar el predimensionado de los pórticos, correspondientes al caso en estudio, se emplea una regla sencilla que establece que, el área correspondiente a los elementos estructurales de un vano representa el 2% del área en planta de la estructura.

El desarrollo de dicho cálculo se muestra a continuación junto con los resultados obtenidos.

$$\frac{\text{Área de estructura}}{\text{Área de planta}} = 2\% = 0,02$$

$$\text{Área de estructura} = \text{Ancho} \times \text{Largo} \times n^{\circ} \text{ de vanos} \times 2\%$$

$$\text{Área de estructura} = 6m \times 5m \times 3 \text{ vanos} \times 0,02 = 1,8 m^2$$

Una vez obtenida el área que corresponde a los elementos estructurales, se procede a calcular el área que le corresponde a cada columna en planta, siendo 8 las adoptadas:

$$\text{Área por columna} = \frac{\text{Área de estructura}}{n^{\circ} \text{ de columnas}}$$

$$\text{Área por columna} = \frac{1,8 m^2}{8} = 0,225 m^2$$

Se adopta una dimensión fija en una de las direcciones de una de las columnas en análisis ($a = 0,5 m$), obteniendo el valor de la dimensión faltante de la siguiente manera:

$$h = \frac{\text{Área por columna}}{a}$$

$$h = \frac{0,225 m^2}{0,4 m} = 0,6 m$$

Adoptando finalmente **columnas rectangulares de dimensiones de 40 cm x 60 cm**

Para el caso de las vigas, se decide adoptar las dimensiones conseguidas en el cálculo precedente, es decir, se adoptan vigas de igual dimensión a las columnas.

Con las dimensiones obtenidas se lleva a cabo el cálculo de la armadura mínima correspondiente a las secciones de los elementos pertinentes a los pórticos:

$$A_s \text{ min} = 1\% * A_g = 0,01 \times 0,225m^2 = 0,00225 m^2 = 22,5 cm^2$$

La armadura longitudinal adoptada son **8 barras con diámetro de 20 mm**, siendo $A_s = 25,14 \text{ cm}^2$, con estribos de **barras con diámetro de 8 mm cada 15 cm**.

Se procede a verificar las separaciones mínimas entre barras para las columnas:

$$x \leq 15 \text{ } db_e$$

$$x \leq 15 \times 8 \text{ mm} = 120 \text{ mm}$$

$$x = \frac{\text{lado}}{2} - cc - db_e - db - \frac{db}{2}$$

$$x = \frac{300 \text{ mm}}{2} - 15 \text{ mm} - 8 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{20 \text{ mm}}{2} = 97 \text{ mm}$$

$$97 \text{ mm} \leq 120 \text{ mm} \rightarrow \text{Verifica}$$

Se verifica la separación entre barras para vigas:

$$s_{min} \begin{cases} \geq db \\ \geq 25 \text{ mm} \\ \geq 1,33 \text{ tamaño máximo nominal del agregado grueso} \end{cases}$$

$$s = 97 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \text{ y } s = 97 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \rightarrow \text{Verifica}$$

A continuación, se resumen las dimensiones y las armaduras correspondientes a modelar en los softwares:

- **VIGAS:** Sección de 40 cm x 60 cm, armadura longitudinal 8db20 mm y estribos db 8mm cada 15 cm.
- **COLUMNAS:** Sección de 40 cm x 60 cm, armadura longitudinal 8db20 mm y estribos db 8mm cada 15 cm.

Todos los elementos estructurales contarán con un recubrimiento mínima de 2.50 cm.

2.3.2. Caso 2: Estructura conformada por Pórtico – Tabique

Para el predimensionado de los elementos estructurales, se procede a realizar el cálculo aproximado expuesto para el caso 1. El desarrollo del mismo se muestra a continuación junto con los resultados obtenidos.

$$\frac{\text{Área de estructura}}{\text{Área de planta}} = 2\% = 0,02$$

$$\text{Área de estructura} = \text{Ancho} \times \text{Largo} \times n^\circ \text{ de vanos} \times 2\%$$

$$\text{Área de estructura} = 6 \text{ m} \times 5 \text{ m} \times 1 \text{ vanos} \times 0,02 = 0,6 \text{ m}^2$$

Una vez obtenida el área que corresponde a los elementos estructurales, se calcula la superficie considerando cuatro elementos, teniendo en cuenta que dos serán columnas y dos tabiques:

$$\text{Área por columna} = \frac{\text{Área de estructura}}{n^\circ \text{ elementos}}$$

$$\text{Área por columna} = \frac{0,6 \text{ m}^2}{4} = 0,15 \text{ m}^2$$

Dejando fija una dimensión en análisis ($a = 0,4 \text{ m}$), se obtiene el valor del ancho faltante de la siguiente manera:

$$h = \frac{\text{Área por columna}}{a}$$

$$h = \frac{0,15 \text{ m}^2}{0,4 \text{ m}} = 0,38 \text{ m}$$

Para este caso, se decide adoptar dimensiones de 0,4m por 0,4m para vigas y columnas.

Con las medidas obtenidas se lleva a cabo el cálculo de la armadura mínima correspondiente a las secciones de los elementos:

$$A_s \text{ min} = 1\% * A_g = 0,01 * 0,15 \text{ m}^2 = 0,0015 \text{ m}^2 = 15 \text{ cm}^2$$

La armadura longitudinal adoptada es 6 db 20 mm, siendo $A_s = 18,85 \text{ cm}^2$.

Se procede a verificar las separaciones mínimas entre barras para las columnas:

$$x \leq 15 \text{ dbe}$$

$$x \leq 15 * 8 \text{ mm} = 120 \text{ mm}$$

$$x = \frac{\text{lado}}{2} - cc - dbe - db - \frac{db}{2}$$

$$x = \frac{400 \text{ mm}}{2} - 15 \text{ mm} - 8 \text{ mm} - 20 \text{ mm} - \frac{20 \text{ mm}}{2} = 147 \text{ mm}$$

$$147 \text{ mm} \geq 120 \text{ mm} \rightarrow \text{No Verifica, necesita Gancho}$$

Se verifica la separación entre barras para vigas:

$$s_{\text{min}} \begin{cases} \geq db \\ \geq 25 \text{ mm} \\ \geq 1,33 \text{ tamaño máximo nominal del agregado grueso} \end{cases}$$

$$s = 147 \text{ mm} \geq 20 \text{ mm} \text{ y } s = 147 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \rightarrow \text{Verifica}$$

A continuación, se resumen las dimensiones y las armaduras correspondientes a modelar en los softwares:

- **VIGAS:** Sección de 40 cm x 40 cm, armadura longitudinal 6db20 mm y estribos db 8mm cada 15 cm.

- **COLUMNAS:** Sección de 40 cm x 40 cm, armadura longitudinal 6db20 mm y estribos db 8mm cada 15 cm.
- **TABIQUES:** Se adopta, en primera instancia, tabiques de 40cm x 3m (longitud por diseño), armadura a verificar por análisis estático.

2.3.3 Caso 3: Estructura aporticada de 10 vanos

En el caso en estudio se adoptan dimensiones mínimas para cada miembro estructural, siendo estas obtenidas mediante condiciones reglamentarias y prácticas del buen construir.

Para el caso de vigas y columnas, se decide adoptar 0,25 metros de alto y 0,25 metros de ancho.

Con las medidas obtenidas se lleva a cabo el cálculo de la armadura mínima correspondiente a las secciones de los elementos correspondientes a los pórticos:

$$A_{s \min} = 1\% * A_g = 0,01 \times 0,0625m^2 = 0,000625 m^2 = 6,25 cm^2$$

La armadura longitudinal adoptada es 6 db 12 mm, siendo $A_s = 6,79 cm^2$.

Se procede a verificar las separaciones mínimas entre barras para las columnas:

$$x \leq 15 db_e$$

$$x \leq 15 \times 10mm = 150 mm$$

$$x = \frac{lado}{2} - cc - db_e - db - \frac{db}{2}$$

$$x = \frac{500mm}{2} - 15mm - 10mm - 12mm - \frac{12mm}{2} = 82 mm$$

$$82mm \leq 150mm \rightarrow \text{Verifica, No necesita Gancho}$$

Se verifica la separación entre barras para vigas:

$$s_{min} \begin{cases} \geq db \\ \geq 25 mm \\ \geq 1,33 \text{ tamaño máximo nominal del agregado grueso} \end{cases}$$

$$s = 82 mm \geq 25mm \rightarrow \text{Verifica}$$

A continuación, se resumen las dimensiones y las armaduras correspondientes a modelar en los softwares:

- **VIGAS:** Sección de 25 cm x 25 cm, armadura longitudinal 6 db12 mm y estribos db 10 mm cada 15 cm.
- **COLUMNAS:** Sección de 25 cm x 25 cm, armadura longitudinal 6 db12 mm y estribos db 10 mm cada 15 cm.

Capítulo 3

Análisis estático

3.1 Consideraciones comunes a todos los casos en estudio

En este apartado se exponen parámetros pertinentes al análisis estático que corresponden a todos los casos por igual, debido a que los mismos dependen de la ubicación de las estructuras y todas fueron pensadas en el mismo lugar de emplazamiento.

Análisis de carga.

Se tienen en cuenta cuatro tipos de cargas: las cargas muertas D (dead), es decir, los pesos de cada uno de los elementos estructurales, las sobrecargas de uso L (live) que se definen en base al destino, E (earthquake) que son las cargas correspondientes a la acción sísmica y S (snow), cargas de nieve. El resto de las cargas (presión de fluidos, viento, lluvia, etc.) no aplican para el presente análisis.

Para obtener la resistencia requerida, es decir, la condición de diseño más crítica, se mayoran las cargas y su combinación y el valor final se obtiene con el mayor resultante de las ecuaciones extraídas del CIRSOC 201:

$$COMB\ 1 = 1,4 \cdot D$$

$$COMB\ 2 = 1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot S$$

$$COMB\ 3 = 1,2 \cdot D + 0,5 \cdot L + 1,6 \cdot S$$

$$COMB\ 4 = 1,2 \cdot D + 1 \cdot EX + 0,25 \cdot L + 0,7 \cdot S + 1 \cdot EV$$

$$COMB\ 5 = 1,2 \cdot D - 1 \cdot EX + 0,25 \cdot L + 0,7 \cdot S + 1 \cdot EV$$

$$COMB\ 6 = 0,9 \cdot D + 1 \cdot EX + 1 \cdot EV$$

$$COMB\ 7 = 0,9 \cdot D - 1 \cdot EX + 1 \cdot EV$$

Nota: Para el presente análisis no se ha aplicada lo indicado por la ADENDA del año 2018 del INPRES en cuanto a los factores de mayoración de las cargas permanentes (D) cuando interviene la acción sísmica (E) al igual que lo definido para las combinaciones de carga 6 y 7, precedente.

Sobre cargas de diseño (L)

Se determinan estos valores según la Tabla 4.1, *Reglamento CIRSOC 101,2005*; en apéndice, Tabla A.2.

- 1) $L = 1 \text{ kN/m}^2$ para azoteas inaccesibles.
- 2) $L = 2,5 \text{ kN/m}^2$ para usos de oficinas.

Estos valores serán aceptados por un factor de simultaneidad para sobrecargas de uso y accidentales extraído de la Tabla 3.3 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*; en apéndice, Tabla A.7. Siendo:

- 1) $f_1 = 0$ para azoteas inaccesibles.
- 2) $f_1 = 0,25$ para el resto de los locales donde la probabilidad de ocurrencia de la sobre carga es reducida (oficina).

Carga de nieve (S)

Se adopta un peso por metro cuadrado en función de estadísticas y mediciones de nievometría para la zona precordillerana de Mendoza:

$$S = 30 \text{ kg/m}^2$$

Afectada por un factor que tiene en cuenta que se trata de una cubierta horizontal o que no permite la evacuación de la nieve, extraído de la Tabla 3.3 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*; en apéndice, Tabla A.7.

$$f_2 = 0,70$$

Peligrosidad sísmica

Obtenida mediante la Tabla 2.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.4.

La zona de Mendoza se encuentra en una **zona sísmica 4** con una muy elevada peligrosidad sísmica, contando con una aceleración máxima del suelo de $a_s = 0,35 \text{ g}$.

Tipo de sitio

Como caracterización de sitio para los modelos propuestos se adopta un suelo de acuerdo a la Tabla 2.2 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.5, tipo **SD** cohesivo, consistente, de baja plasticidad. Gravillas y/o arenas de baja densidad.

Factor de riesgo

Según el destino de la estructura se determina un factor de riesgo para valorar las acciones sísmicas, siendo la adoptada para este caso **Grupo B** con un $\gamma_r = 1,0$ para construcciones destinadas a vivienda unifamiliar o multifamiliar, hoteles, comercios e industrias no incluidos en el grupo A. De acuerdo al artículo 2.4.3 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

Coefficientes de proximidad a la falla

El coeficiente de proximidad a la falla es un factor que contempla la cercanía de la construcción a una falla conocida, en función del tipo de sitio y la zona sísmica. Este valor influye a los parámetros característicos del espectro de diseño (Ca y Cv). Estos valores son obtenidos de la Tabla 3.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.6.

$$Ca = 0,40 \times 1 = 0,40$$

$$Cv = 0,59 \times 1,2 = 0,71$$

3.2 Caso 1: Estructura aporticada de 10 niveles y 3 vanos

3.2.1 Análisis de cargas

A continuación, se presenta el análisis de cargas de cada elemento estructural:

- Losas**

Se suponen losas de hormigón armado macizas simplemente apoyadas. Se parte del predimensionado expuesto en el *Reglamento CIRSOC 201,2005*, Tabla 9.5 A, en apéndice Tabla A.1, el cual se establece que:

$$\frac{l}{20} = \frac{5m}{20} = 0,25 m$$

Adoptando **0,25m** para dicho espesor.

Se tomarán como cargas permanentes D (KN/m²) a las mostradas en la siguiente tabla.

Se ha establecido, con el fin de reflejar un caso típico en la región, un edificio utilizado para oficinas y una azotea inaccesible, sus cargas L (KN/m²) serán, de acuerdo a la Tabla A.2, Tabla 4.1 del *Reglamento CIRSOC 201, 2005*:

Tabla 3. 1. Análisis de carga en losas, de piso 1 a 9. Caso 1.

PISOS 1-9						
LOSA MACIZA	e	P específico	D			
Cielorraso de placa superliviana		kN/m ³	0,05			
Mortero alivianado	0,08	17	1,36			
Peso propio losa	0,25	25	6,25			
Mortero de asiento	0,03	19	0,57			
Imprimición asfáltica			0,05			
Porcelanato			0,2			
		DTOTAL	8,48	kN/m ²	763,2	kN
		L	2,5	oficinas		

Tabla 3. 2. Análisis de carga en losas, de piso 10. Caso 1.

PISO 10				
LOSA MACIZA	e	P específico	D	
Cielorraso de placa superliviana			0,05	
Mortero alivianado	0,08	17	1,36	
Peso propio losa	0,25	25	6,25	
Mortero de asiento	0,03	19	0,57	
Membrana asfáltica	0,04		0,04	
		DTOTAL	8,27	kN/m ²
		L	1	Azotea inaccesible
				744,5 kN

Tabla 3. 3. Peso total de losas. Caso 1.

Área	90	
N° de pisos	10	
Peso total	7613,3	kN

- Vigas**

Se suponen vigas de hormigón armado rectangulares continuas, con apoyos intermedios cada 6 metros. Se parte del predimensionado expuesto en el *Reglamento CIRSOC 201,2005*, Tabla 9.5 A, en apéndice Tabla A.1, el cual se establece que:

Con un extremo continuo $\frac{l}{24} = \frac{6m}{24} = 0,25 m$

Con ambos continuo $\frac{l}{28} = \frac{6m}{28} = 0,21 m$

De acuerdo a lo determinado en el predimensionado del Capítulo 2, se adopta 0,60 metros de altura constante y 0,40 metros de ancho.

Luego, se tomarán como cargas permanentes por nivel D (kN/m²) a las siguientes:

Tabla 3. 4. Peso total de vigas. Caso 1.

Vigas	Luz (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	P. esp. H°	W [kN]
V1	6	0,4	0,6	25	36,00
V2	6				36,00
V3	6				36,00
V4	6				36,00
V5	6				36,00
V6	6				36,00
V7	5				30,00
V8	5				30,00
V9	5				30,00
V10	5				30,00
TOTAL					336,00 kN

peso de 1 piso

- **Columnas**

Se suponen columnas de hormigón armado de 0,60 metros por 0,40 metros, valores obtenidos anteriormente en el predimensionado de las estructuras, Capítulo 2.

El peso propio de las columnas será:

$$P_{pcol} = (h \times b \times L \times \gamma)$$

$$P_{pcol} = \left(0,6m \times 0,4m \times 3,5m \times 25 \frac{KN}{m^3} \right) = 21 \text{ KN p/columnna}$$

Teniendo en cuenta que se trata de 8 columnas y 10 pisos, se tomarán como cargas permanentes D (kN/m²) a las resumidas en la siguiente tabla:

Tabla 3. 5. Peso de columnas por nivel. Caso 1.

Columnas	Altura (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	P. esp. H°	W [kN]
C1	3,5	0,6	0,4	25	21,00
C2					21,00
C3					21,00
C4					21,00
C5					21,00
C6					21,00
C7					21,00
C8					21,00
TOTAL					168,0 kN por nivel

- **Tabiquería liviana**

Se supone una disposición de tabiquería liviana con el fin de proporcionar un peso adicional que puede encontrarse en una edificación habitual.

A fines académicos, se adopta un porcentaje de tabiquería liviana del área total en planta, siendo la carga correspondiente a dicha tabiquería de 0,55 kN/m², según Tabla 3.1, Capítulo 3, *Reglamento CIRSOC 101, 2005*, en apéndice Tabla A.3.

$$\text{Área planta} \times 5\% = 90m^2 \times 5\% = 4,5 m^2$$

$$\text{Peso tabiquería por nivel} = 4,5 m^2 \times 0,55 \frac{KN}{m^2} = 2,48 \text{ KN}$$

$$D_{tabiquería} = 2,48 \text{ KN} \times 10 = 24,8 \text{ KN}$$

3.2.2 Cálculo de la fuerza sísmica

De acuerdo al análisis de cargas realizado en el ítem anterior, se estiman las cargas permanentes de cada piso para continuar con el análisis pertinente, guiados de lo establecido por el *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*:

$$Dk = D_{columna} + D_{viga} + D_{losa} + D_{tabiquería}$$

$$Dk_{1-9} = 168KN + 336KN + 763,2KN + 2,48KN$$

$$Dk_{1-9} = 1269,7KN$$

$$Dk_{10} = 168KN + 336KN + 744,5KN + 2,48KN$$

$$Dk_{10} = 1251KN$$

Luego se calculan las cargas permanentes D totales en la estructura como:

$$Dt = Dk_{1-9} \times 9 + Dk_{10}$$

$$Dt = 1269,7KN \times 9 + 1251KN = 12678KN$$

La acción gravitatoria asociada a la acción sísmica actuante en un punto k cualquiera se determina mediante la ecuación [3.15] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, siendo el área total 90 m²:

$$Wk = Dk + \sum f_1 Lk + f_2 Sk$$

$$Wk_{1-9} = 1269,7KN + 0,25 * \left(2,5 \frac{KN}{m^2} * 90m^2 \right) = 1325,95 KN$$

$$Wk_{10} = 1251KN + 0 * \left(1 \frac{KN}{m^2} * 90m^2 \right) + 0,70 * \left(0,3 \frac{KN}{m^2} * 90 m^2 \right) = 1269,9 KN$$

Siendo:

D_k: cargas permanentes

f₁: factor de simultaneidad dependiendo del destino del local (f₁=0 para azoteas inaccesibles, f₁=0,25 locales habitables y f₁=1 para la losa del tanque)

L_i: sobrecarga de diseño

A_L: área en planta de la losa

Finalmente, se determina el peso total de la estructura, a partir de la suma de la acción gravitatoria en todos sus niveles:

$$Wt = 9 \cdot Wk_{1-9} + Wk_{10}$$

$$Wt = 13203,2 KN$$

3.2.3 Evaluación de la acción sísmica sin agrietamiento

Determinación del peso y masa de la estructura

Determinado el peso de la estructura anteriormente, se procede a calcular la masa total dividiendo el peso obtenido por la aceleración de la gravedad:

$$m = \frac{W}{g} = \frac{13203,2 \text{ KN}}{9,8 \text{ m/s}^2} = 1337,27 \text{ KN} \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

Determinación del periodo fundamental

Los periodos a calcular corresponden a la consideración del total de la estructura sin tener en cuenta el agrietamiento. A fines del presente proyecto solo se considerarán los periodos en la dirección x.

El periodo fundamental se obtiene haciendo uso del software ETABS, siendo:

$$T_x = 1,30 \text{ seg}$$

Determinado el periodo fundamental de la estructura, se debe verificar la condición de la ecuación [6.7] del del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*:

$$T_a = C_r \times H^x \quad [\text{Ecuación 6.7}]$$

$$T_a = 0,0466 \times (35\text{m})^{0,9} = 1,14 \text{ s}$$

Siendo los valores de C_r y x , obtenidos de Tabla 6.2 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.10:

Del artículo 6.2.3 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, "Independientemente del valor calculado, el período a utilizar en el análisis estructural no excederá":

$$T \leq C_u T_a$$

Siendo:

C_u : Coeficiente para el límite superior del período de cálculo según la Tabla 6.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.9.

T_a : Período fundamental aproximado según los artículos 6.2.3.1 y 6.2.3.2 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

Siendo el período fundamental aproximado para un procedimiento en general:

$$T \leq C_u \times T_a$$

$$T \leq 1,40 \times 1,14\text{s}$$

$$T \leq 1,60 \text{ s}$$

$$T = 1,30 \text{ s} < 1,60 \text{ s} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

Finalmente, al verificar la condición, se permite continuar con el periodo obtenido por software, resultando:

$$\mathbf{T=1,30 \text{ s}}$$

Períodos de diseño

Para su determinación utilizamos las ecuaciones [3.13], [3.14], y Tabla 3.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.6, según los artículos 6.2.3.1 y 6.2.3.2.

$$T_1 = 0,2 \times 0,71 \text{ seg} = \mathbf{0,14 \text{ seg}}$$

$$T_2 = \frac{C_v}{2,5 C_a} = \frac{0,71}{2,5 \cdot 0,40} = \mathbf{0,71 \text{ seg}}$$

$$T_3 = \mathbf{13 \text{ seg}} \quad \text{por tratarse de una zona sísmica 4}$$

Espectros de diseño para acciones horizontales para estado último

Teniendo los períodos calculados según la clasificación del suelo, se procede a estimar las ordenadas de pseudo aceleraciones (S_a) del espectro elástico de aceleración para acciones horizontales de diseño para una razón de amortiguamiento del 5%, mediante las ecuaciones extraídas del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, mostradas en la Figura A.1, del apéndice.

Para ambos períodos se utiliza la ecuación [3.3] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, debido a:

$$T_2 = 0,71 \text{ seg} < T_x = \mathbf{1,30 \text{ seg}} < T_3 = 13 \text{ seg}$$

Por lo tanto, la ordenada espectral para estado límite último en unidades de g queda:

$$S_a = \frac{C_v}{T}$$

$$S_a = \frac{0,71}{1,30\text{s}} = \mathbf{0,54 \text{ g}}$$

Por tratarse de una estructura de pórticos de hormigón armado, el factor de comportamiento extraído de Tabla 5.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.8:

$$\mathbf{R = 7}$$

Coefficiente sísmico de diseño

Las condiciones impuestas por el reglamento permiten obtener los factores para la determinación del coeficiente sísmico, que se verifican con las ecuaciones [6.3] a [6.5] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

Debido a:

$$T_x = 1,30 \text{ seg} > T_2 = 0,71 \text{ seg}$$

El coeficiente sísmico de diseño queda:

$$C = \frac{S_a \times \gamma_r}{R} \quad [\text{Ecuación 6.4}]$$

$$C_x = \frac{0,54g \times 1}{7} = 0,078$$

Según la ecuación [6.5] del reglamento y por ser zona sísmica 4:

$$C \geq 0,8 \times a_s \times \frac{N_v}{R} \quad [\text{Ecuación 6.5}]$$

$$C \geq 0,8 \times 0,35 g \times \frac{1,2}{7}$$

$$C \geq 0,048$$

Siendo $0,078 > 0,048$ **se cumple** la condición de la ecuación [6.5]

Determinación del esfuerzo de corte en la base

Se pretende obtener la fuerza horizontal total para la conclusión del método estático, mediante el coeficiente sísmico y el peso total de la estructura, siguiendo la ecuación [6.1] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

$$V_0 = C \times W \quad [\text{Ecuación 6.1}]$$

$$V_{0x} = 0,078 \times 13203,2 \text{ kN}$$

$$V_{0x} = 1027,24 \text{ kN}$$

Distribución de la acción sísmica en altura

La fuerza sísmica horizontal F_k aplicada por cada nivel de piso se determina mediante la siguiente expresión, obtenida del artículo 6.2.4.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

$$F_k = \frac{W_k h_i}{\sum(W_i \times h_k)} \quad [\text{Ecuación 6.11}]$$

Tabla 3. 6. Distribución de la acción sísmica en altura por nivel. Caso 1 sin agrietamiento.

SIN AGRIETAMIENTO	V0	1027,24							
	Nivel	hi	hk	hi acum	Wi	Wi*hk	Wk	Fkx	Vkx
		m	m		KN		KN	KN	KN
10	35,00	3,50	3,50	1269,87	4444,54	1269,87	180,3	180,3	
9	31,50	3,50	7,00	2595,79	9085,27	1325,93	169,4	349,7	
8	28,00	3,50	10,50	3921,72	13726,01	1325,93	150,6	500,2	
7	24,50	3,50	14,00	5247,64	18366,75	1325,93	131,8	632,0	
6	21,00	3,50	17,50	6573,57	23007,49	1325,93	112,9	744,9	
5	17,50	3,50	21,00	7899,49	27648,22	1325,93	94,1	839,0	
4	14,00	3,50	24,50	9225,42	32288,96	1325,93	75,3	914,3	
3	10,50	3,50	28,00	10551,34	36929,70	1325,93	56,5	970,8	
2	7,00	3,50	31,50	11877,27	41570,44	1325,93	37,6	1008,4	
1	3,50	3,50	35,00	13203,19	46211,17	1325,93	18,8	1027,2	
SUMA					253278,55		1027,2		

Desplazamientos últimos y control de deformación de piso

Del artículo 6.4, ecuación [6.17] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, “Las deformaciones (θ_{sk}) se determinan a partir de los desplazamientos últimos de la construcción (d_u), obtenidos de los desplazamientos para las acciones sísmicas de diseño (d_e), multiplicados por el factor de amplificación de deformaciones C_d y divididos por el factor de riesgo (γ_r)”.

$$d_u = \frac{C_d d_e}{\gamma_r} \quad [Ecuación 6.17]$$

Teniendo estructura de pórticos de hormigón armado, el factor de comportamiento extraído de Tabla 5.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.8:

$$R = 7 \qquad C_d = 5,5$$

La distorsión horizontal de piso máxima calculada según artículo 6.4.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*. no excederá los valores límites indicados en la Tabla 6.4 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.11, de acuerdo con el grupo de construcción al que pertenece la estructura y las condiciones de elementos no estructurales vinculados y no vinculados expuestas en la Figura A.2 del apéndice.

$$\theta_{sk} = \frac{(d_{ubk} - d_{ubk-1})}{h_{sk}} = \frac{\Delta_{sk}}{h_{sk}} \quad [Ecuación 6.18]$$

Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 3.7, donde los valores de “de” fueron obtenidos mediante el software Etabs.

Tabla 3. 7. Desplazamientos últimos y distorsiones de piso. Caso 1 sin agrietamiento.

Nivel	Sentido X		hsk	Cd=	5,5	θ sk	Grupo	B
	de	du						
	mm	mm	mm					ND
10	67,33	370,31	3500			0,00313	0,025	VERIFICA
9	65,34	359,37	3500			0,00492		VERIFICA
8	62,21	342,16	3500			0,00660		VERIFICA
7	58,01	319,06	3500			0,00807		VERIFICA
6	52,88	290,82	3500			0,00930		VERIFICA
5	46,96	258,27	3500			0,01029		VERIFICA
4	40,41	222,26	3500			0,01106		VERIFICA
3	33,37	183,53	3500			0,01176		VERIFICA
2	25,89	142,38	3500			0,01711		VERIFICA
1	15,00	82,50	3500			0,02357		VERIFICA

3.2.4 Evaluación de la acción sísmica con agrietamiento

En primer lugar, se realizó el proceso de cálculo considerando agrietamiento con las dimensiones utilizadas anteriormente, teniendo en cuenta que esta es la condición más desfavorable. Debido a que los resultados obtenidos con agrietamiento no verificaron, se redimensiona la estructura aumentando las dimensiones de las columnas en los primeros tres niveles a 0,60 metros por 0,60 metros; y 0,50 metros por 0,50 metros en los niveles restantes; además se adoptan vigas de 0,50 metros de alto y 0,50 metros de ancho.

A efectos de no extenderse en el proceso iterativo, solo se detalla el cálculo con las últimas dimensiones determinadas.

Determinación del peso y masa de la estructura

Determinado el peso de la estructura anteriormente, se procedió a calcular la masa total dividiendo el peso obtenido por la aceleración de la gravedad:

$$m = \frac{W}{g} = \frac{13644,2 \text{ KN}}{9,8 \text{ m/s}^2} = 1392,26 \text{ KN} \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

Determinación del período fundamental

Los periodos determinados corresponden con la consideración del total de la estructura **teniendo en cuenta el agrietamiento**, para ello, consideran las reducciones de inercia y área que se muestran en la Tabla A.12 del apéndice del presente trabajo.

A fines del presente proyecto solo se considerarán los periodos en la dirección x.

El periodo fundamental se obtiene haciendo uso del software ETABS, siendo:

$$T_x = 1,53 \text{ seg}$$

Determinado el periodo natural de la estructura, se debe verificar la condición de la ecuación [6.7] del del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*:

$$T_a = Cr \times H^x \quad [\text{Ecuación 6.7}]$$

$$T_a = 0,0466 \times (35m)^{0,9} = \mathbf{1,14 s}$$

Siendo los valores de Cr y x, obtenidos de Tabla 6.2 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.10:

Del artículo 6.2.3 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, "Independientemente del valor calculado, el período a utilizar en el análisis estructural no excederá":

$$T \leq CuT_a$$

Siendo:

Cu: Coeficiente para el límite superior del período de cálculo según la Tabla 6.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.9.

Ta: Período fundamental aproximado según los artículos 6.2.3.1 y 6.2.3.2 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

Siendo el período fundamental aproximado para un procedimiento en general:

$$T \leq Cu \times T_a$$

$$T \leq 1,40 \times 1,14s$$

$$T \leq 1,60 s$$

$$T = 1,53 s < 1,60 s \rightarrow \mathbf{VERIFICA}$$

Finalmente, al verificar la condición, se permite continuar con el periodo obtenido por software, resultando:

$$\mathbf{T=1,53 s}$$

Períodos de diseño

Para su determinación utilizamos las ecuaciones [3.13], [3.14], y Tabla 3.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.6, según los artículos 6.2.3.1 y 6.2.3.2.

$$T_1 = 0,2 \quad T_2 = 0,2 \times 0,71 \text{ seg} = \mathbf{0,14 seg}$$

$$T_2 = \frac{C_v}{2,5 C_a} = \frac{0,71}{2,5 \times 0,40} = \mathbf{0,71 seg}$$

$$T_3 = \mathbf{13 seg} \quad \text{por tratarse de una zona sísmica 4}$$

Espectros de diseño para acciones horizontales para estado último

Teniendo los períodos calculados según la clasificación del suelo, se procede a estimar las ordenadas de pseudo aceleraciones (S_a) del espectro elástico de aceleración para acciones horizontales de diseño para una razón de amortiguamiento del 5%, mediante las ecuaciones extraídas del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, mostradas en la Figura A.1, del apéndice.

Para ambos períodos se utiliza la ecuación [3.3] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, debido a:

$$T_2 = 0,71 \text{ seg} < T_x = 1,53 \text{ seg} < T_3 = 13 \text{ seg}$$

Por lo tanto, la ordenada espectral para estado límite último en unidades de g queda:

$$S_a = \frac{Cv}{T}$$

$$S_a = \frac{0,71}{1,53s} = 0,46 \text{ g}$$

resulta Por tratarse de una estructura de pórticos de hormigón armado, el factor de comportamiento extraído de Tabla 5.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.8:

$$R = 7$$

Coefficiente sísmico de diseño

Las condiciones impuestas por el reglamento permiten obtener los factores para la determinación del coeficiente sísmico, que se verifican con las ecuaciones [6.3] a [6.5] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*:

Debido a:

$$T_x = 1,53 \text{ seg} > T_2 = 0,71 \text{ seg}$$

El coeficiente sísmico de diseño queda:

$$C = \frac{S_a \times \gamma_r}{R} \quad [\text{Ec. 6.4}]$$

$$C_x = \frac{0,46g \times 1}{7} = 0,066$$

Según la ecuación [6.5] del reglamento y por ser zona sísmica 4:

$$C \geq 0,8 \times a_s \times \frac{N_v}{R} \quad [\text{Ecuación 6.5}]$$

$$C \geq 0,8 \times 0,35 \text{ g} \times \frac{1,2}{7}$$

$$C \geq 0,048$$

Siendo $0,066 > 0,048$ **se cumple** la condición de la ecuación [6.5]

Determinación del esfuerzo de corte en la base

Se pretende obtener la fuerza horizontal total para la conclusión del método estático, mediante el coeficiente sísmico y el peso total de la estructura, siguiendo la ecuación [6.1] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

$$V_0 = C \times W \quad [Ecuación 6.1]$$

$$V_{0x} = 0,066 \times 13644,2 \text{ kN}$$

$$V_{0x} = \mathbf{901,97kN}$$

Distribución de la acción sísmica en altura

La fuerza sísmica horizontal F_k aplicada por cada nivel de piso se determina mediante la siguiente expresión, obtenida del artículo 6.2.4.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

$$F_k = \frac{W_k h_i}{\sum(W_i \times h_k)} \quad [Ecuación 6.11]$$

Tabla 3. 8. Distribución de la acción sísmica en altura por nivel. Caso 1 con agrietamiento.

V0		901,97							
Nivel	hi	hk	hi acum	Wi	Wi*hk	Wk	Fkx	Vkx	
	m	m		KN		KN	KN	KN	
10	35,00	3,50	3,50	1290,87	4518,04	1290,87	157,4	157,4	
9	31,50	3,50	7,00	2637,79	9232,27	1346,93	147,8	305,2	
8	28,00	3,50	10,50	3984,72	13946,51	1346,93	131,4	436,5	
7	24,50	3,50	14,00	5331,64	18660,75	1346,93	114,9	551,5	
6	21,00	3,50	17,50	6678,57	23374,99	1346,93	98,5	650,0	
5	17,50	3,50	21,00	8025,49	28089,22	1346,93	82,1	732,1	
4	14,00	3,50	24,50	9372,42	32803,46	1346,93	65,7	797,8	
3	10,50	3,50	28,00	10796,34	37787,20	1423,93	52,1	849,9	
2	7,00	3,50	31,50	12220,27	42770,94	1423,93	34,7	884,6	
1	3,50	3,50	35,00	13644,19	47754,67	1423,93	17,4	902,0	
SUMA					258938,05		902,0		

Desplazamientos últimos

Del artículo 6.4, ecuación [6.17] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, "Las deformaciones (θ_{sk}) se determinan a partir de los desplazamientos últimos de la construcción (d_u), obtenidos de los desplazamientos para las acciones sísmicas de diseño (d_e), multiplicados por el factor de amplificación de deformaciones C_d y divididos por el factor de riesgo (γ_r)".

$$d_u = \frac{C_d d_e}{\gamma_r} \quad [Ecuación 6.17]$$

Teniendo estructura de pórticos de hormigón armado, el factor de comportamiento extraído de Tabla 5.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.8:

$$R = 7 \qquad Cd = 5,5$$

La distorsión horizontal de piso máxima calculada según artículo 6.4.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, no excederá los valores límites indicados en la Tabla 6.4 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.11, de acuerdo con el grupo de construcción al que pertenece la estructura y las condiciones de elementos no estructurales vinculados y no vinculados expuestas en la Figura A.2 del apéndice.

$$\theta_{sk} = \frac{(d_{ubk} - d_{ubk-1})}{h_{sk}} = \frac{\Delta_{sk}}{h_{sk}} \quad [\text{Ecuación 6.18}]$$

Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 3.12, donde los valores de “de” fueron obtenidos mediante el software Etabs.

Tabla 3. 9. Desplazamientos últimos y distorsiones de piso. Caso 1 con agrietamiento.

Sentido X			Cd=	5,5		
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	87,14	479,26	3500	0,00478	0,025	VERIFICA
9	84,10	462,54	3500	0,00823		VERIFICA
8	78,86	433,75	3500	0,01147		VERIFICA
7	71,57	393,62	3500	0,01430		VERIFICA
6	62,47	343,59	3500	0,01670		VERIFICA
5	51,84	285,13	3500	0,01867		VERIFICA
4	39,96	219,77	3500	0,02011		VERIFICA
3	27,16	149,37	3500	0,01695		VERIFICA
2	16,37	90,06	3500	0,01612		VERIFICA
1	6,12	33,63	3500	0,00961		VERIFICA

3.3 Caso 2: Estructura con pórtico tabique de 10 niveles

3.3.1 Análisis de cargas

A continuación, se presenta el análisis de cargas de cada elemento estructural:

- **Losas**

Se suponen losas de hormigón armado macizas simplemente apoyadas. Se parte del predimensionado expuesto en el *Reglamento CIRSOC 201,2005*, Tabla 9.5 A, en apéndice Tabla A.1, el cual se establece que:

$$\frac{l}{20} = \frac{5m}{20} = 0,25 m$$

Adoptando **0,25m** para dicho espesor.

Se tomarán como cargas permanentes D (KN/m²) a las mostradas en la siguiente tabla.

Se ha establecido, con el fin de reflejar un caso típico en la región, un edificio utilizado para oficinas y una azotea inaccesible, sus cargas L (KN/m²) serán, de acuerdo a la Tabla A.2, Tabla 4.1 del *Reglamento CIRSOC 201, 2005*:

Tabla 3. 10. Análisis de carga en losas, de piso 1 a 9. Caso 2.

PISOS 1-9			
LOSA MACIZA	e	P específico	D
Cielorraso de placa superliviana		kN/m ³	0,05
Mortero alivianado	0,08	17	1,36
Peso propio losa	0,25	25	6,25
Mortero de asiento	0,03	19	0,57
Imprimición asfáltica			0,05
Porcelanato			0,2
DTOTAL		8,48 kN/m ²	381,6 kN
L		2,5	oficinas

Tabla 3. 11. Análisis de carga en losas, de piso 10. Caso 2.

PISO 10			
LOSA MACIZA	e	P específico	D
Cielorraso de placa superliviana			0,05
Mortero alivianado	0,08	17	1,36
Peso propio losa	0,25	25	6,25
Mortero de asiento	0,03	19	0,57
Membrana asfáltica	0,04		0,04
DTOTAL		8,27 kN/m ²	372,2463 kN
L		1	Azotea inaccesible

Área	45	m ²
N° de pisos	10	
Peso total	3806,6	kN

- Vigas**

Se suponen vigas de hormigón armado rectangulares continuas, con apoyos intermedios cada 6 metros. Se parte del predimensionado expuesto en el *Reglamento CIRSOC 201,2005*, Tabla 9.5 A, en apéndice Tabla A.1, el cual se establece que:

Con un extremo continuo $\frac{l}{24} = \frac{6m}{24} = 0,25 m$

Con ambos continuo $\frac{l}{28} = \frac{6m}{28} = 0,21 m$

De acuerdo a lo determinado en el predimensionado del Capítulo 2, se adopta 0,40 metros de altura constante y 0,40 metros de ancho.

Luego, se tomarán como cargas permanentes D (kN/m²) a las siguientes:

Tabla 3. 12. Peso de vigas. Caso 2.

Vigas	Luz (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	P. esp. H°	W [kN]
V1	6	0,4	0,4	25	24,00
V2	6				24,00
V3	5				20,00
V4	5				20,00
TOTAL					88,00

peso de 1 piso

- Columnas**

Se suponen columnas de hormigón armado de 0,40 metros por 0,40 metros, valores obtenidos anteriormente en el predimensionado de las estructuras, Capítulo 2.

El peso propio de las columnas será:

$$P_{pcol} = (a \times b \times h \times \gamma)$$

$$P_{pcol} = \left(0,4m \times 0,4m \times 3,5m \times 25 \frac{KN}{m^3} \right) = 14 \text{ KN } p/columna$$

Teniendo en cuenta que se trata de 2 columnas y 10 pisos, se tomarán como cargas permanentes D (kN/m²) a las resumidas en la siguiente tabla:

Tabla 3. 13. Peso de columnas por nivel. Caso 2.

Columnas	Altura (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	P. esp. H°	W [kN]
C1	3,5	0,4	0,4	25	14,00
C2					14,00
TOTAL					28,0 kN

por nivel

- Tabiquería liviana**

Se supone una disposición de tabiquería liviana con el fin de proporcionar un adicional de peso que puede encontrarse en una edificación habitual.

A fines académicos, se adopta un porcentaje de tabiquería liviana del área total en planta, siendo la carga correspondiente a dicha tabiquería, según Tabla 3.1, Capítulo 3, *Reglamento CIRSOC 101, 2005*, en apéndice Tabla A.3 de 0,55 kN/m².

$$\text{Área planta} \times 5\% = 45m^2 \times 5\% = 2,25 m^2$$

$$\text{Peso tabiquería por nivel} = 2,25 \text{ m}^2 \times 0,55 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} = 1,24 \text{ KN}$$

$$D_{\text{tabiquería}} = 1,24 \text{ KN} \times 10 = 12,4 \text{ KN}$$

- **Tabiques de cálculo**

Se consideran tabiques de hormigón armado, tal como se dispuso en el Capítulo 2, de 0,40 metros de espesor por 3 metros de largo, en planta y cuya altura es de 3,5 metros. Con estas consideraciones el peso propio de los tabiques se define como:

$$P_{\text{ptab}} = (a \times b \times h \times \gamma)$$

$$P_{\text{ptab}} = \left(0,4\text{m} \times 3\text{m} \times 3,5\text{m} \times 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \right) = 105 \text{ KN p/tabique}$$

Tabla 3. 14. Peso de tabiques por nivel. Caso 2.

Tabiques	Luz (m)	Altura (m)	Espesor (m)	P. esp. H°	W [kN]
T1X	3	3,5	0,4	25	105,00
T2X	3				105,00
TOTAL					210,00

kN
peso de 1 piso

3.3.2 Cálculo de la fuerza sísmica

De acuerdo al análisis de cargas realizado en el ítem anterior, se estiman las cargas permanentes de cada piso para continuar con el análisis pertinente, guiados de lo establecido por el *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*:

$$D_k = D_{\text{columna}} + D_{\text{viga}} + D_{\text{losa}} + D_{\text{tabiquería}} + D_{\text{tabiques}} H^\circ A^\circ$$

$$D_{k1-9} = 28\text{KN} + 88\text{KN} + 381,6\text{KN} + 1,24\text{KN} + 210\text{KN}$$

$$D_{k1-9} = 708,84\text{KN}$$

$$D_{k10} = 28\text{KN} + 88\text{KN} + 372,25\text{KN} + 1,24\text{KN} + 210\text{KN}$$

$$D_{k10} = 699,48\text{KN}$$

Luego se calculan las cargas permanentes D totales en la estructura como:

$$D_t = D_{k1-9} \times 9 + D_{k10}$$

$$D_t = 708,84\text{KN} \times 9 + 699,48\text{KN} = 7079\text{KN}$$

La acción gravitatoria asociada a la acción sísmica actuante en un punto k cualquiera se determina mediante la ecuación [3.15] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, siendo el área total 90 m²:

$$W_k = D_k + \Sigma f_1 L_k + f_2 S_k$$

$$Wk 1 - 9 = 708,84KN + 0,25 * \left(2,5 \frac{KN}{m^2} * 45m^2 \right) = 737 KN$$

$$Wk 10 = 699,48KN + 0 * \left(1 \frac{KN}{m^2} * 45m^2 \right) + 0,70 * \left(0,3 \frac{KN}{m^2} * 45 m^2 \right) = 708,9 KN$$

Siendo:

D_k: cargas permanentes

f₁: factor de simultaneidad dependiendo del destino del local (f₁=0 para azoteas inaccesibles, f₁=0,25 locales habitables y f₁=1 para la losa del tanque)

L_i: sobrecarga de diseño

AL: área en planta de la losa

Finalmente, se determina el peso total de la estructura, a partir de la suma de la acción gravitatoria en todos sus niveles:

$$Wt = 9 \cdot Wk 1 - 9 + Wk 10$$

$$Wt = 7341,6 KN$$

3.3.3 Evaluación de la acción sísmica sin agrietamiento

Determinación del período fundamental

Los periodos a calcular corresponden a la consideración del total de la estructura sin tener en cuenta el agrietamiento. A fines del presente proyecto solo se considerarán los periodos en la dirección x.

El periodo fundamental se obtiene haciendo uso del software ETABS, siendo:

$$T_x = \mathbf{0,94 \text{ seg}}$$

Determinado el periodo fundamental de la estructura, se debe verificar la condición de la ecuación [6.7] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*:

$$T_a = C_r x H^x \quad [\text{Ecuación 6.7}]$$

$$T_a = 0,0466 x (35m)^{0,9} = \mathbf{1,14 s}$$

Siendo los valores de C_r y x, obtenidos de Tabla 6.2 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.10:

Del artículo 6.2.3 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, “Independientemente del valor calculado, el período a utilizar en el análisis estructural no excederá”:

$$T \leq CuTa$$

Siendo:

Cu: Coeficiente para el límite superior del período de cálculo según la Tabla 6.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.9.

Ta: Período fundamental aproximado según los artículos 6.2.3.1 y 6.2.3.2 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

Siendo el período fundamental aproximado para un procedimiento en general:

$$T \leq Cu \times Ta$$

$$T \leq 1,40 \times 1,14s$$

$$T \leq 1,60 s$$

$$T = 0,94 s < 1,60 s \rightarrow \text{VERIFICA}$$

Finalmente, al verificar la condición, se permite continuar con el periodo obtenido por software, resultando:

$$T=0,94 s$$

Períodos de diseño

Para su determinación utilizamos las ecuaciones [3.13], [3.14], y Tabla 3.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.6, según los artículos 6.2.3.1 y 6.2.3.2.

$$T_1 = 0,2 \quad T_2 = 0,2 \times 0,71 \text{ seg} = \mathbf{0,14 \text{ seg}}$$

$$T_2 = \frac{C_v}{2,5 C_a} = \frac{0,71}{2,5 \cdot 0,40} = \mathbf{0,71 \text{ seg}}$$

$$T_3 = \mathbf{13 \text{ seg}} \quad \text{por tratarse de una zona sísmica 4.}$$

Espectros de diseño para acciones horizontales para estado último

Teniendo los períodos calculados según la clasificación del suelo, se procede a estimar las ordenadas de pseudo aceleraciones (Sa) del espectro elástico de aceleración para acciones horizontales de diseño para una razón de amortiguamiento del 5%, mediante las ecuaciones extraídas del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, mostradas en la Figura A.1, del apéndice.

Para ambos períodos se utiliza la ecuación [3.3] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, debido a:

$$T_2 = 0,71 \text{ seg} < T_x = \mathbf{0,94 \text{ seg}} < T_3 = 13 \text{ seg}$$

Por lo tanto, la ordenada espectral para estado límite último en unidades de g queda:

$$S_a = \frac{Cv}{T}$$

$$S_a = \frac{0,71}{0,94s} = \mathbf{0,75\ g}$$

Por tratarse de un sistema dual de pórticos y tabiques de hormigón armado, el factor de comportamiento extraído de Tabla 5.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.8:

$$\mathbf{R = 6}$$

Coefficiente sísmico de diseño

Las condiciones impuestas por el reglamento permiten obtener los factores para la determinación del coeficiente sísmico, que se verifican con las ecuaciones [6.3] a [6.5] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

Debido a:

$$\mathbf{T_x = 0,94\ seg} > T_2 = 0,71\ seg$$

El coeficiente sísmico de diseño queda:

$$C = \frac{S_a \times \gamma_r}{R} \quad [\text{Ecuación 6.4}]$$

$$C_x = \frac{0,75g \times 1}{6} = \mathbf{0,126}$$

Según la ecuación [6.5] del reglamento y por ser zona sísmica 4:

$$C \geq 0,8 \times a_s \times \frac{N_v}{R} \quad [\text{Ecuación 6.5}]$$

$$C \geq 0,8 \times 0,35\ g \times \frac{1,2}{6}$$

$$C \geq 0,056$$

Siendo $0,126 > 0,056$ **se cumple** la condición de la ecuación [6.5].

Determinación del esfuerzo de corte en la base

Se pretende obtener la fuerza horizontal total para la conclusión del método estático, mediante el coeficiente sísmico y el peso total de la estructura, siguiendo la ecuación [6.1] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

$$V_0 = C \times W \quad [\text{Ecuación 6.1}]$$

$$V_{0x} = 0,126 \times 7341,6\ kN$$

$$V_{0x} = 921,6 \text{ kN}$$

Distribución de la acción sísmica en altura

La fuerza sísmica horizontal F_k aplicada por cada nivel de piso se determina mediante la siguiente expresión, obtenida del artículo 6.2.4.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

$$F_k = \frac{W_k h_i}{\sum(W_i \times h_k)} \quad [\text{Ecuación 6.11}]$$

Tabla 3. 15. Distribución de la acción sísmica en altura por nivel. Caso 2 sin agrietamiento.

	V0	921,60							
	Nivel	hi	hk	hi acum	Wi	Wi*hk	Wk	Fkx	Vkx
		m	m		KN		KN	KN	KN
SIN AGRIETAMIENTO	10	35,00	3,50	3,50	708,93	2481,27	708,93	162,3	162,3
	9	31,50	3,50	7,00	1445,90	5060,64	736,96	151,9	314,2
	8	28,00	3,50	10,50	2182,86	7640,01	736,96	135,0	449,2
	7	24,50	3,50	14,00	2919,82	10219,37	736,96	118,1	567,3
	6	21,00	3,50	17,50	3656,78	12798,74	736,96	101,2	668,5
	5	17,50	3,50	21,00	4393,75	15378,11	736,96	84,4	752,9
	4	14,00	3,50	24,50	5130,71	17957,48	736,96	67,5	820,4
	3	10,50	3,50	28,00	5867,67	20536,85	736,96	50,6	871,0
	2	7,00	3,50	31,50	6604,63	23116,22	736,96	33,7	904,7
	1	3,50	3,50	35,00	7341,60	25695,59	736,96	16,9	921,6
SUMA						140884,28		921,6	

Desplazamientos últimos y control de deformación de piso

Del artículo 6.4, ecuación [6.17] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, “Las deformaciones (θ_{sk}) se determinan a partir de los desplazamientos últimos de la construcción (d_u), obtenidos de los desplazamientos para las acciones sísmicas de diseño (d_e), multiplicados por el factor de amplificación de deformaciones C_d y divididos por el factor de riesgo (γ_r)”.

$$d_u = \frac{C_d d_e}{\gamma_r} \quad [\text{Ecuación 6.17}]$$

Teniendo de un sistema dual de pórticos y tabiques de hormigón armado, el factor de comportamiento extraído de Tabla 5.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.8:

$$R = 6 \qquad C_d = 5$$

La distorsión horizontal de piso máxima calculada según artículo 6.4.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, no excederá los valores límites indicados en la Tabla 6.4 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.11, de acuerdo con el grupo de construcción al que pertenece la estructura y las condiciones de elementos no estructurales vinculados y no vinculados expuestas en la Figura A.2 del apéndice.

$$\theta_{sk} = \frac{(d_{ubk} - d_{ubk-1})}{h_{sk}} = \frac{\Delta_{sk}}{h_{sk}} \quad [\text{Ecuación 6.18}]$$

Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 3.20, donde los valores de “de” fueron obtenidos mediante el software ETABS.

Tabla 3. 16. Desplazamientos últimos y distorsiones de piso. Caso 2 sin agrietamiento.

Sentido X			Cd=	5		
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	73,58	367,91	3500	0,01246	0,025	VERIFICA
9	64,86	324,31	3500	0,01275		VERIFICA
8	55,94	279,70	3500	0,01303		VERIFICA
7	46,82	234,10	3500	0,01313		VERIFICA
6	37,63	188,13	3500	0,01292		VERIFICA
5	28,58	142,91	3500	0,01225		VERIFICA
4	20,01	100,04	3500	0,01099		VERIFICA
3	12,32	61,58	3500	0,00901		VERIFICA
2	6,01	30,04	3500	0,00619		VERIFICA
1	1,68	8,39	3500	0,00240		VERIFICA

3.3.4 Evaluación de la acción sísmica con agrietamiento

En primer lugar, se realizó el proceso de cálculo considerando agrietamiento con las dimensiones utilizadas anteriormente, teniendo en cuenta que esta es la condición más desfavorable. Debido a que los resultados obtenidos con agrietamiento no verificaron, se redimensiona la estructura aumentando las dimensiones de las columnas en todos los niveles a 0,70 metros por 0,50 metros, vigas de 0,60 metros de alto y 0,50 metros de ancho y tabiques de 0,30 metros de espesor, en los primeros tres niveles, y 0,25 metros de espesor en los niveles restantes.

A efectos de no extenderse en el proceso iterativo, solo se detalla el cálculo con las últimas dimensiones determinadas.

Determinación del peso y masa de la estructura

Determinado el peso de la estructura anteriormente, se procedió a calcular la masa total dividiendo el peso obtenido por la aceleración de la gravedad:

$$m = \frac{W}{g} = \frac{7735,3 \text{ KN}}{9,8 \text{ m/s}^2} = 789,32 \text{ KN} \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

Determinación del período fundamental

Los periodos determinados corresponden con la consideración del total de la estructura **teniendo en cuenta el agrietamiento**, para ello, se consideran las reducciones de inercia y área expuestas en la Tabla A.12 del apéndice del presente trabajo.

A fines del presente proyecto solo se considerarán los periodos en la dirección x.

El periodo fundamental se obtiene haciendo uso del software ETABS, siendo:

$$T_x = 0.886 \text{ seg}$$

Determinado el periodo natural de la estructura, se debe verificar la condición de la ecuación [6.7] del del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*:

$$T_a = C_r \times H^x \quad [\text{Ecuación 6.7}]$$

$$T_a = 0,0466 \times (35m)^{0,9} = 1,14 \text{ s}$$

Siendo los valores de C_r y x , obtenidos de Tabla 6.2 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.10:

Del artículo 6.2.3 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, "Independientemente del valor calculado, el período a utilizar en el análisis estructural no excederá":

$$T \leq C_u T_a$$

Siendo:

C_u : Coeficiente para el límite superior del período de cálculo según la Tabla 6.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.9.

T_a : Período fundamental aproximado según los artículos 6.2.3.1 y 6.2.3.2 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

Siendo el período fundamental aproximado para un procedimiento en general:

$$T \leq C_u \times T_a$$

$$T \leq 1,40 \times 1,14s$$

$$T \leq 1,60 \text{ s}$$

$$T = 0,886 \text{ s} < 1,60 \text{ s} \rightarrow \text{VERIFICA}$$

Finalmente, al verificar la condición, se permite continuar con el periodo obtenido por software, resultando:

$$T=0,886 \text{ s}$$

Períodos de diseño

Para su determinación utilizamos las ecuaciones [3.13], [3.14], y Tabla 3.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.6, según los artículos 6.2.3.1 y 6.2.3.2.

$$T_1 = 0,2 \quad T_2 = 0,2 \times 0,71 \text{ seg} = \mathbf{0,14 \text{ seg}}$$

$$T_2 = \frac{C_v}{2,5 C_a} = \frac{0,71}{2,5 \cdot 0,40} = \mathbf{0,71 \text{ seg}}$$

$$T_3 = \mathbf{13 \text{ seg}} \quad \text{por tratarse de una zona sísmica 4}$$

Espectros de diseño para acciones horizontales para estado último

Teniendo los períodos calculados según la clasificación del suelo, se procede a estimar las ordenadas de pseudo aceleraciones (S_a) del espectro elástico de aceleración para acciones horizontales de diseño para una razón de amortiguamiento del 5%, mediante las ecuaciones extraídas del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, mostradas en la Figura A.1, del apéndice.

Para ambos períodos se utiliza la ecuación [3.3] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, debido a:

$$T_2 = 0,71 \text{ seg} < T_x = \mathbf{0,886 \text{ seg}} < T_3 = 13 \text{ seg}$$

Por lo tanto, la ordenada espectral para estado límite último en unidades de g queda:

$$S_a = \frac{C_v}{T}$$

$$S_a = \frac{0,71}{0,886s} = \mathbf{0,80 \text{ g}}$$

Por tratarse de un sistema dual de pórticos y tabiques de hormigón armado, el factor de comportamiento extraído de Tabla 5.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.8:

$$R = \mathbf{6}$$

Coefficiente sísmico de diseño

Las condiciones impuestas por el reglamento permiten obtener los factores para la determinación del coeficiente sísmico, que se verifican con las ecuaciones [6.3] a [6.5] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*:

Debido a:

$$T_x = \mathbf{0,886 \text{ seg}} > T_2 = 0,71 \text{ seg}$$

El coeficiente sísmico de diseño queda:

$$C = \frac{S_a \times \gamma_r}{R} \quad [\text{Ecuación 6.4}]$$

$$C_x = \frac{0,80g \times 1}{6} = 0,133$$

Según la ecuación [6.5] del reglamento y por ser zona sísmica 4:

$$C \geq 0,8 \times a_s \times \frac{N_v}{R} \quad [\text{Ecuación 6.5}]$$

$$C \geq 0,8 \times 0,35 g \times \frac{1,2}{6}$$

$$C \geq 0,056$$

Siendo $0,133 > 0,056$ **se cumple** la condición de la ecuación [6.5]

Determinación del esfuerzo de corte en la base

Se pretende obtener la fuerza horizontal total para la conclusión del método estático, mediante el coeficiente sísmico y el peso total de la estructura, siguiendo la ecuación [6.1] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

$$V_0 = C \times W \quad [\text{Ecuación 6.1}]$$

$$V_{0x} = 0,133 \times 7735,3 \text{ kN}$$

$$V_{0x} = 1029,75 \text{ kN}$$

Distribución de la acción sísmica en altura

La fuerza sísmica horizontal F_k aplicada por cada nivel de piso se determina mediante la siguiente expresión, obtenida del artículo 6.2.4.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

$$F_k = \frac{W_k h_i}{\sum(W_i \times h_k)} \quad [\text{Ecuación 6.11}]$$

Tabla 3. 17. Distribución de la acción sísmica en altura por nivel. Caso 2 con agrietamiento.

	V0	1029,75							
Nivel	hi	hk	hi acum	Wi	Wi*hk	Wk	Fkx	Vkx	
	m	m		KN		KN	KN	KN	
10	35,00	3,50	3,50	740,43	2591,52	740,43	180,9	180,9	
9	31,50	3,50	7,00	1508,90	5281,14	768,46	169,0	349,9	
8	28,00	3,50	10,50	2277,36	7970,76	768,46	150,2	500,1	
7	24,50	3,50	14,00	3045,82	10660,37	768,46	131,4	631,6	
6	21,00	3,50	17,50	3814,28	13349,99	768,46	112,7	744,2	
5	17,50	3,50	21,00	4582,75	16039,61	768,46	93,9	838,1	
4	14,00	3,50	24,50	5351,21	18729,23	768,46	75,1	913,2	
3	10,50	3,50	28,00	6145,92	21510,72	794,71	58,3	971,5	
2	7,00	3,50	31,50	6940,63	24292,22	794,71	38,8	1010,3	
1	3,50	3,50	35,00	7735,35	27073,71	794,71	19,4	1029,8	
				SUMA	147499,28		1029,8		

Desplazamientos últimos y control de deformación de piso

Del artículo 6.4, ecuación [6.17] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, “Las deformaciones (θ_{sk}) se determinan a partir de los desplazamientos últimos de la construcción (d_u), obtenidos de los desplazamientos para las acciones sísmicas de diseño (d_e), multiplicados por el factor de amplificación de deformaciones C_d y divididos por el factor de riesgo (γ_r)”.

$$d_u = \frac{C_d d_e}{\gamma_r} \quad [\text{Ecuación 6.17}]$$

Teniendo estructura de pórticos de hormigón armado, el factor de comportamiento extraído de Tabla 5.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.8:

$$R = 6 \qquad C_d = 5$$

La distorsión horizontal de piso máxima calculada según artículo 6.4.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*. no excederá los valores límites indicados en la Tabla 6.4 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.11, de acuerdo con el grupo de construcción al que pertenece la estructura y las condiciones de elementos no estructurales vinculados y no vinculados expuestas en la Figura A.2 del apéndice.

$$\theta_{sk} = \frac{(d_{ubk} - d_{ubk-1})}{h_{sk}} = \frac{\Delta_{sk}}{h_{sk}} \quad [\text{Ecuación 6.18}]$$

Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 3.22, donde los valores de “de” fueron obtenidos mediante el software ETABS.

Tabla 3. 18. Desplazamientos últimos y distorsiones de piso. Caso 2 con agrietamiento.

Sentido X			Cd=	5		
Nivel	de	du	hsk	θ_{sk}	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	-118,04	-590,22	3500	0,02003	0,025	VERIFICA
9	-104,02	-520,11	3500	0,02044		VERIFICA
8	-89,71	-448,57	3500	0,02086		VERIFICA
7	-75,11	-375,57	3500	0,02102		VERIFICA
6	-60,40	-301,99	3500	0,02069		VERIFICA
5	-45,91	-229,56	3500	0,01963		VERIFICA
4	-32,17	-160,86	3500	0,01755		VERIFICA
3	-19,88	-99,42	3500	0,01444		VERIFICA
2	-9,78	-48,89	3500	0,01009		VERIFICA
1	-2,71	-13,56	3500	0,00387		VERIFICA

3.4 Caso 3: Estructura aporticada de 10 vanos en horizontal.

3.4.1 Análisis de cargas

- **Losas**

Se suponen losas de hormigón armado macizas simplemente apoyadas. Se parte del predimensionado expuesto en el *Reglamento CIRSOC 201,2005*, Tabla 9.5 A, en apéndice Tabla A.1, el cual se establece que:

$$\frac{l}{20} = \frac{5m}{20} = 0,25 m$$

Adoptando **0,25 metros** para dicho espesor.

Se tomarán como cargas permanentes D (KN/m²) a las mostradas en la siguiente tabla.

Se ha establecido, con el fin de reflejar un caso típico en la región, un edificio utilizado para oficinas y una azotea inaccesible, sus cargas L (KN/m²) serán, de acuerdo a la Tabla A.2, Tabla 4.1 del *Reglamento CIRSOC 201, 2005*:

Tabla 3. 19. Peso total de losas. Caso 3.

LOSA MACIZA	e	P específico	D	
Cielorraso de placa superliviana			0,05	
Mortero alivianado	0,08	17	1,36	
Peso propio losa	0,25	25	6,25	
Mortero de asiento	0,03	19	0,57	
Membrana asfáltica	0,04		0,04	
DTOTAL			8,27	kN/m2
L			1	Azotea inaccesible
				2481,64 kN

- **Vigas**

Se suponen vigas de hormigón armado rectangulares continuas, con apoyos intermedios cada 6 metros. Se parte del predimensionado expuesto en el *Reglamento CIRSOC 201,2005*, Tabla 9.5 A, en apéndice Tabla A.1, el cual se establece que:

Con un extremo continuo $\frac{l}{24} = \frac{6m}{24} = 0,25 m$

Con ambos continuo $\frac{l}{28} = \frac{6m}{28} = 0,21 m$

De acuerdo a esto, se adopta 0,25 metros de altura constante y 0,25 metros de ancho.

Luego, se tomarán como cargas permanentes D (KN/m²) a las siguientes:

Tabla 3. 20. Peso total de vigas. Caso 3.

Vigas en x	Luz (m)	Ancho	Espesor (m)	P. esp. H°	W [kN]	Vigas en y	Luz (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	P. esp. H°	W [kN]
V1	6	0,25	0,25	25	9,38	V21	5	0,25	0,25	0,25	7,81
V2	6				9,38	V22	5				7,81
V3	6				9,38	V23	5				7,81
V4	6				9,38	V24	5				7,81
V5	6				9,38	V25	5				7,81
V6	6				9,38	V26	5				7,81
V7	6				9,38	V27	5				7,81
V8	6				9,38	V28	5				7,81
V9	6				9,38	V29	5				7,81
V10	6				9,38	V30	5				7,81
V11	6				9,38	V31	5				7,81
V12	6				9,38						
V13	6				9,38						
V14	6				9,38						
V15	6				9,38						
V16	6				9,38						
V17	6				9,38						
V18	6				9,38						
V19	6				9,38						
V20	6				9,38						
							W total			273,44	kN

• **Columnas**

Se suponen columnas de hormigón armado de 0,25 metros por 0,25 metros, valores obtenidos anteriormente en el predimensionado de las estructuras, Capítulo 2.

El peso propio de las columnas será:

$$P_{pcol} = (h \times b \times L \times \gamma)$$

$$P_{pcol} = \left(0,25m \times 0,25m \times 3,5m \times 25 \frac{KN}{m^3} \right) = 5,47 \text{ KN p/columna}$$

Teniendo en cuenta que se trata de 2 columnas y 10 pisos, se tomarán como cargas permanentes D (kN/m²) a las resumidas en la siguiente tabla:

Tabla 3. 21. Peso total de columnas. Caso 3.

Columnas	Altura (m)	Ancho (m)	Espesor (m)	P. esp. H°	W [kN]
C1	3,5	0,25	0,25	25	5,47
C2					5,47
C3					5,47
C4					5,47
C5					5,47
C6					5,47
C7					5,47
C8					5,47
C9					5,47
C10					5,47
C11					5,47
C12					5,47
C13					5,47
C14					5,47
C15					5,47
C16					5,47
C17					5,47
C18					5,47
C19					5,47
C20					5,47
C21					5,47
C22					5,47
TOTAL					120,3

3.4.2 Cálculo de la fuerza sísmica

De acuerdo al análisis de cargas realizado en el ítem anterior, se estiman las cargas permanentes de cada piso para continuar con el análisis pertinente, guiados de lo establecido por el *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*:

$$Dt = D_{columna} + D_{viga} + D_{losa}$$

$$Dt = 120,3KN + 273,44KN + 2481,64KN = 2875,38KN$$

La acción gravitatoria asociada a la acción sísmica actuante en un punto k cualquiera se determina mediante la ecuación [3.15] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, siendo el área total 90 m²:

$$Wt = Dk + \sum f1 Lk + f2 Sk$$

$$Wt = 2875,38KN + 0 * \left(1 \frac{KN}{m^2} * 300m^2 \right) + 0,70 * \left(0,3 \frac{KN}{m^2} * 300 m^2 \right) = 2938,4 KN$$

Siendo:

Dk: cargas permanentes

f1: factor de simultaneidad dependiendo del destino del local (f1=0 para azoteas inaccesibles, f1=0,25 locales habitables y f1=1 para la losa del tanque)

Li: sobrecarga de diseño

AL: área en planta de la losa

3.4.3 Evaluación de la acción sísmica sin agrietamiento

Determinación del peso y masa de la estructura

Determinado el peso de la estructura anteriormente, se procedió a calcular la masa total dividiendo el peso obtenido por la aceleración de la gravedad:

$$m = \frac{W}{g} = \frac{2938,4 KN}{9,8 m/s^2} = 299,84 KN \frac{s^2}{m}$$

Determinación del período fundamental

Los periodos a calcular corresponden a la consideración del total de la estructura sin tener en cuenta el agrietamiento. A fines del presente proyecto solo se considerarán los periodos en la dirección x.

El periodo fundamental se obtiene haciendo uso del software ETABS, siendo:

$$T_x = 0,43 \text{ seg}$$

Determinado el periodo fundamental de la estructura, se debe verificar la condición de la ecuación [6.7] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*:

$$T_a = C_r \times H^x \quad [\text{Ecuación 6.7}]$$

$$T_a = 0,0466 \times (3,5m)^{0,9} = \mathbf{0,14 s}$$

Siendo los valores de C_r y x , obtenidos de Tabla 6.2 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.10:

Del artículo 6.2.3 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, "Independientemente del valor calculado, el período a utilizar en el análisis estructural no excederá":

$$T \leq C_u T_a$$

Siendo:

C_u : Coeficiente para el límite superior del período de cálculo según la Tabla 6.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.9.

T_a : Período fundamental aproximado según los artículos 6.2.3.1 y 6.2.3.2 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

Siendo el período fundamental aproximado para un procedimiento en general:

$$T \leq C_u \times T_a$$

$$T \leq 1,40 \times 0,14s$$

$$T \leq 0,20 s$$

$$T = 0,43 s > 0,20 s \rightarrow \mathbf{NO VERIFICA}$$

Finalmente, al no verificar la condición, se adopta como periodo fundamental el aproximado brindado por el reglamento, es decir:

$$\mathbf{T=0,20 s}$$

Períodos de diseño

Para su determinación utilizamos las ecuaciones [3.13], [3.14], y Tabla 3.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.6, según los artículos 6.2.3.1 y 6.2.3.2.

$$T_1 = 0,2 \times 0,71 \text{ seg} = \mathbf{0,14 seg}$$

$$T_2 = \frac{C_v}{2,5 C_a} = \frac{0,71}{2,5 \times 0,40} = \mathbf{0,71 seg}$$

$$\mathbf{T_3 = 13 seg} \quad \text{por tratarse de una zona sísmica 4}$$

Espectros de diseño para acciones horizontales para estado último

Teniendo los períodos calculados según la clasificación del suelo, se procede a estimar las ordenadas de pseudo aceleraciones (S_a) del espectro elástico de aceleración para acciones horizontales de diseño para una razón de amortiguamiento del 5%, mediante las ecuaciones extraídas del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, mostradas en la Figura A.1, del apéndice.

Para ambos períodos se utiliza la ecuación [3.3] del del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, debido a:

$$T_1 = 0,14 \text{ seg} < T_x = \mathbf{0,20 \text{ seg}} < T_2 = 0,71 \text{ seg}$$

Por lo tanto, la ordenada espectral para estado límite último en unidades de g queda:

$$S_a = 2,5 C_a$$

$$S_a = 2,5 \times 0,40 = \mathbf{1 g}$$

: Por tratarse de una estructura de pórticos de hormigón armado, el factor de comportamiento extraído de Tabla 5.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.8:

$$R = 7$$

Coficiente sísmico de diseño

Las condiciones impuestas por el reglamento permiten obtener los factores para la determinación del coeficiente sísmico, que se verifican con las ecuaciones [6.3] a [6.5] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

Debido a:

$$T_x = \mathbf{0,20 \text{ seg}} < T_2 = 0,71 \text{ seg}$$

El coeficiente sísmico de diseño queda:

$$C = \frac{2,5 C_a \times \gamma_r}{R} \quad [\text{Ecuación 6.4}]$$

$$C_x = \frac{2,5 \times 0,40 \times 1}{7} = \mathbf{0,143}$$

Según la ecuación [6.5] del reglamento y por ser zona sísmica 4:

$$C \geq 0,8 \times a_s \times \frac{N_v}{R} \quad [\text{Ecuación 6.5}]$$

$$C \geq 0,8 \times 0,35 g \times \frac{1,2}{7}$$

$$C \geq 0,048$$

Siendo $0,143 > 0,048$ se cumple la condición de la ecuación [6.5]

Determinación del esfuerzo de corte en la base

Se pretende obtener la fuerza horizontal total para para la conclusión del método estático, mediante el coeficiente sísmico y el peso total de la estructura, siguiendo la ecuación [6.1] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

$$V_0 = C \times W \quad [\text{Ecuación 6.1}]$$

$$V_{0x} = 0,143 \times 2938,4 \text{ kN}$$

$$V_{0x} = 419,77 \text{ kN}$$

Desplazamientos últimos y control de deformación de piso

Del artículo 6.4, ecuación [6.17] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, “Las deformaciones (θ_{sk}) se determinan a partir de los desplazamientos últimos de la construcción (d_u), obtenidos de los desplazamientos para las acciones sísmicas de diseño (d_e), multiplicados por el factor de amplificación de deformaciones C_d y divididos por el factor de riesgo (γ_r)”.

$$d_u = \frac{C_d d_e}{\gamma_r} \quad [\text{Ecuación 6.17}]$$

Teniendo estructura de pórticos de hormigón armado, el factor de comportamiento extraído de Tabla 5.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.8:

$$R = 7 \quad C_d = 5,5$$

La distorsión horizontal de piso máxima calculada según artículo 6.4.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*. no excederá los valores límites indicados en la Tabla 6.4 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.11, de acuerdo con el grupo de construcción al que pertenece la estructura y las condiciones de elementos no estructurales vinculados y no vinculados expuestas en la Figura A.2 del apéndice.

$$\theta_{sk} = \frac{(d_{ubk} - d_{ubk-1})}{h_{sk}} = \frac{\Delta_{sk}}{h_{sk}} \quad [\text{Ecuación 6.18}]$$

Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 3.26, donde los valores de “de” fueron obtenidos mediante el software ETABS.

Tabla 3. 22. Desplazamientos últimos y distorsiones de piso. Caso 3 sin agrietamiento.

Sentido X			Cd=		5,5	
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
1	9,17	50,45	3500	0,01441	0,025	VERIFICA

3.4.4 Evaluación de la acción sísmica con agrietamiento

Determinación del peso y masa de la estructura

Determinado el peso de la estructura anteriormente, se procedió a calcular la masa total dividiendo el peso obtenido por la aceleración de la gravedad:

$$m = \frac{W}{g} = \frac{2938,4 \text{ KN}}{9,8 \text{ m/s}^2} = 299,84 \text{ KN} \frac{\text{s}^2}{\text{m}}$$

Determinación del período fundamental

Los periodos determinados corresponden con la consideración del total de la estructura **teniendo en cuenta el agrietamiento**, para ello, se consideran las reducciones de inercia y área expuestas en la Tabla A.12 del apéndice del presente trabajo.

A fines del presente proyecto solo se considerarán los periodos en la dirección x.

El periodo fundamental se obtiene haciendo uso del software ETABS, siendo:

$$T_x = 0,54 \text{ seg}$$

Determinado el periodo natural de la estructura, se debe verificar la condición de la ecuación [6.7] del del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*:

$$T_a = C_r \times H^x \quad [\text{Ecuación 6.7}]$$

$$T_a = 0,0466 \times (3,5\text{m})^{0,9} = 0,14 \text{ s}$$

Siendo los valores de C_r y x , obtenidos de Tabla 6.2 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.10:

Del artículo 6.2.3 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, "Independientemente del valor calculado, el período a utilizar en el análisis estructural no excederá":

$$T \leq C_u T_a$$

Siendo:

C_u : Coeficiente para el límite superior del período de cálculo según la Tabla 6.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.9.

Ta: Período fundamental aproximado según los artículos 6.2.3.1 y 6.2.3.2 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

Siendo el período fundamental aproximado para un procedimiento en general:

$$T \leq C_u \times T_a$$

$$T \leq 1,40 \times 0,14s$$

$$T \leq 0,20 s$$

$$T = 0,54 s > 0,20 s \rightarrow \text{NO VERIFICA}$$

Finalmente, al no verificar la condición, se adopta como periodo fundamental el aproximado brindado por el reglamento, es decir:

$$\mathbf{T=0,20 s}$$

Períodos de diseño

Para su determinación usamos las ecuaciones [3.13], [3.14], y Tabla 3.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.6, según los artículos 6.2.3.1 y 6.2.3.2.

$$T_1 = 0,2 \quad T_2 = 0,2 \times 0,71 \text{ seg} = \mathbf{0,14 \text{ seg}}$$

$$T_2 = \frac{C_v}{2,5 C_a} = \frac{0,71}{2,5 \times 0,40} = \mathbf{0,71 \text{ seg}}$$

$$T_3 = \mathbf{13 \text{ seg}} \quad \text{por tratarse de una zona sísmica 4}$$

Espectros de diseño para acciones horizontales para estado último

Teniendo los períodos calculados según la clasificación del suelo, se procede a estimar las ordenadas de pseudo aceleraciones (S_a) del espectro elástico de aceleración para acciones horizontales de diseño para una razón de amortiguamiento del 5%, mediante las ecuaciones extraídas del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, mostradas en la Figura A.1, del apéndice.

Para ambos períodos se utiliza la ecuación [3.3] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, debido a:

$$T_1 = 0,14 \text{ seg} < T_x = \mathbf{0,20 \text{ seg}} < T_2 = 0,71 \text{ seg}$$

Por lo tanto, la ordenada espectral para estado límite último en unidades de g queda:

$$S_a = 2,5 C_a$$

$$S_a = 2,5 \times 0,40 = \mathbf{1 g}$$

Por tratarse de una estructura de pórticos de hormigón armado, el factor de comportamiento extraído de Tabla 5.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.8:

$$R = 7$$

Coeficiente sísmico de diseño

Las condiciones impuestas por el reglamento permiten obtener los factores para la determinación del coeficiente sísmico, que se verifican con las ecuaciones [6.3] a [6.5] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*:

Debido a:

$$T_x = 0,20 \text{ seg} < T_2 = 0,71 \text{ seg}$$

El coeficiente sísmico de diseño queda:

$$C = \frac{2,5 C_a \times \gamma_r}{R} \quad [\text{Ecuación 6.4}]$$

$$C_x = \frac{2,5 \times 0,40 \times 1}{7} = 0,143$$

Según la ecuación [6.5] del reglamento y por ser zona sísmica 4:

$$C \geq 0,8 \times a_s \times \frac{N_v}{R} \quad [\text{Ecuación 6.5}]$$

$$C \geq 0,8 \times 0,35 g \times \frac{1,2}{7}$$

$$C \geq 0,048$$

Siendo $0,143 > 0,048$ **se cumple** la condición de la ecuación [6.5]

Determinación del esfuerzo de corte en la base

Se pretende obtener la fuerza horizontal total para la conclusión del método estático, mediante el coeficiente sísmico y el peso total de la estructura, siguiendo la ecuación [6.1] del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

$$V_0 = C \times W \quad [\text{Ecuación 6.1}]$$

$$V_{0x} = 0,143 \times 2938,4 \text{ kN}$$

$$V_{0x} = 419,77 \text{ kN}$$

Control de deformación de piso

Teniendo estructura de pórticos de hormigón armado, el factor de comportamiento extraído de Tabla 5.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.8:

$$R = 7$$

$$Cd = 5,5$$

La distorsión horizontal de piso máxima calculada según artículo 6.4.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

no excederá los valores límites indicados en la Tabla 6.4 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, en apéndice, Tabla A.11, de acuerdo con el grupo de construcción al que pertenece la estructura y las condiciones de elementos no estructurales vinculados y no vinculados expuestas en la Figura A.2 del apéndice.

$$\theta_{sk} = \frac{(d_{ubk} - d_{ubk-1})}{h_{sk}} = \frac{\Delta_{sk}}{h_{sk}} \quad [\text{Ecuación 6.18}]$$

Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla 3.24, donde los valores de “de” fueron obtenidos mediante el software Etabs.

La distorsión horizontal de piso máxima calculada según 6.4.1. no excederá los valores límites indicados en la Tabla 6.4 de acuerdo con el grupo de construcción al que pertenece la estructura y de las condiciones siguientes:

Tabla 3. 23. Distorsión de piso. Caso 3 con agrietamiento.

Sentido X			Cd= 5,5			
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
1	14,82	81,49	3500	0,02328	0,025	VERIFICA

Capítulo 4

Análisis Dinámico

Los tres modelos descriptos en el Capítulo anterior fueron modelados en el software ETABS. En primera instancia, se introducen a los 3 casos estructurales, un input sísmico con la forma del espectro de respuesta correspondiente al *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, y teniendo como dato los anteriormente citados:

- Zona sísmica 4 según la figura 2.1 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.
- Tipo de suelo D correspondiente a suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad. Gravas y/o arenas de baja densidad. Según Tabla 2.2. del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.
- Factor de riesgo para GRUPO B, según art. 2.4. del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.
- Factor de reducción global, siendo $R=7$ para pórticos y $R=6$ para pórticos-tabiques (según Tabla 5.1. del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*).

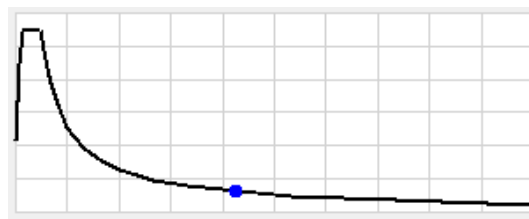


Figura 4. 1. Pre visualización según ETABS del espectro de respuesta según INPRES-CIRSOC 103

En un segundo paso, se recurre al análisis *time-history* para estudiar la variación de la respuesta de las distintas estructuras en el tiempo. Para esta tarea, se procedió a realizar la búsqueda de 10 acelerogramas correspondientes a distintos niveles de impulsividad, clasificados estos según su IP, contando con:

- Dos acelerogramas correspondientes a **terremotos altamente impulsivos**:
 - Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Newhall - W Pico Canyon Rd, 46. Figura A.3, apéndice.
 - Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Los Gatos - Lexington Dam, 90. Figura A.4, apéndice.
- Dos acelerogramas correspondientes a **terremotos moderadamente impulsivos**:
 - Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Agrarias, 273. Figura A.5, apéndice.
 - Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Holtville Post Office, 315. Figura A.6, apéndice.
- Dos acelerogramas correspondientes a **terremotos con impulsividad baja**:
 - Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Gilroy Array #4. Figura A.7, apéndice.
 - Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Canyon Country - W Lost Cany, 270. Figura A.8, apéndice.

- Dos acelerogramas correspondientes a **terremotos no impulsivos**:
 - Terremoto de Kobe, Japón, 1/16/1995, Yae. Figura A.9, apéndice.
 - Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Delta, 352. Figura A.10, apéndice.
- Dos acelerogramas correspondientes a **terremotos vibratorios**:
 - Terremoto de Chile, 03/03/1985. Figura A.11, apéndice.
 - Terremoto de Concepción, Chile, 01/01/1980. Figura A.12, apéndice.

Los mismos fueron utilizados para introducirlos como input en el software ETABS y realizar el análisis *time-history*.

Luego, se realiza el procedimiento de “matcheo” o combinación de las respuestas, el cual implica ajustar el registro del sismo real para que su respuesta espectral coincida con un espectro de diseño específico definido por la normativa, garantizando así que el análisis dinámico de la estructura sea representativo y preciso, en este caso haciendo uso de los acelerogramas introducidos y el espectro de diseño otorgado por el *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

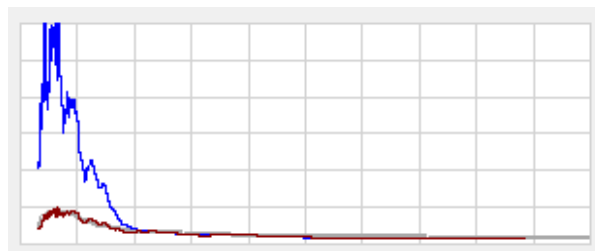


Figura 4. 2. Ejemplo de visualización del matcheo del espectro y un acelerograma para el terremoto XXXXXXXX.

De acuerdo al capítulo 7 del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, para el análisis dinámico, se obtienen por medio de ETABS los desplazamientos elásticos (d_e) máximos en cada piso analizado en la dirección de importancia, obtenidos por la aplicación de cada acelerograma matcheado siendo afectado por el factor de reducción R correspondiente según el tipo de estructura. Se consideran los desplazamientos elásticos del borde más desfavorable de la construcción.

Para obtener los desplazamientos últimos de la construcción (d_u) se utilizan los desplazamientos elásticos multiplicados por el factor de amplificación deformaciones (C_d) y reducidos por el factor de riesgo (γ_r).

$$d_u = \frac{d_e C_d}{\gamma_r}$$

Con estos desplazamientos últimos es posible calcular la distorsión horizontal de cada piso provocada por la excitación sísmica.

$$\theta_{sk} = \frac{(d_{ubk} - d_{ubk-1})}{h_{sk}}$$

Se debe verificar que los valores de las distorsiones horizontales no excedan los límites impuestos según el *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*, Tabla A.11, Apéndice.

Siendo el límite impuesto para los 3 casos según la condición ND y grupo de construcción B:

$$\theta_{sk \text{ lim}} = 0,025$$

A continuación, se exponen los resultados obtenidos.

4.1 Resultados de caso 1

4.1.1 Terremotos de impulsividad alta

4.1.1.1 Acelerograma matcheado 1:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Newhall - W Pico Canyon Rd, 46.

Tabla 4.1. Resultados de acelerograma 1. Caso 1.

CASO 1						
DESPLAZAMIENTOS NEGATIVOS						
Sentido X		Cd=	5,5	YR =	1	
Nivel	de	du	hsk	θ_{sk}	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	-37,40	-205,68	3500	0,00231	0,025	VERIFICA
9	-35,93	-197,60	3500	0,00396		VERIFICA
8	-33,41	-183,74	3500	0,00536		VERIFICA
7	-30,00	-164,99	3500	0,00642		VERIFICA
6	-25,91	-142,51	3500	0,00726		VERIFICA
5	-21,29	-117,11	3500	0,00791		VERIFICA
4	-16,26	-89,41	3500	0,00835		VERIFICA
3	-10,94	-60,19	3500	0,00690		VERIFICA
2	-6,55	-36,03	3500	0,00647		VERIFICA
1	-2,43	-13,37	3500	0,00382		VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Northridge y análisis estático. Caso 1.

T. DE NORTHDRIGE	
du REL	θ sk REL
0,429	0,483
0,427	0,482
0,424	0,467
0,419	0,449
0,415	0,435
0,412	0,424
0,416	0,415
0,419	0,416
0,420	0,420
0,421	0,421

4.1.1.2 Acelerograma matcheado 2:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Los Gatos - Lexington Dam, 90

Tabla 4. 3. Resultados de acelerograma 2. Caso 1.

CASO 1						
DESPLAZAMIENTOS NEGATIVOS						
Sentido X		Cd= 5,5		YR = 1		
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	-51,42	-282,83	3500	0,00213	0,025	VERIFICA
9	-50,07	-275,36	3500	0,00397		VERIFICA
8	-47,54	-261,45	3500	0,00611		VERIFICA
7	-43,65	-240,05	3500	0,00830		VERIFICA
6	-38,37	-211,02	3500	0,01023		VERIFICA
5	-31,86	-175,22	3500	0,01169		VERIFICA
4	-24,42	-134,32	3500	0,01254		VERIFICA
3	-16,44	-90,41	3500	0,01038		VERIFICA
2	-9,83	-54,07	3500	0,00972		VERIFICA
1	-3,65	-20,05	3500	0,00573		VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Loma Prieta y análisis estático.
Caso 1.

T. DE LOMA PRIETA	
du REL	θ sk REL
0,590	0,446
0,595	0,483
0,603	0,533
0,610	0,580
0,614	0,612
0,615	0,626
0,611	0,624
0,605	0,613
0,600	0,603
0,596	0,596

Con base en los resultados obtenidos de los análisis time-history realizados para los dos terremotos aplicados a la estructura en estudio, se elaboran gráficos comparativos entre las respuestas del análisis dinámico y estático, de acuerdo con lo estipulado en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005.

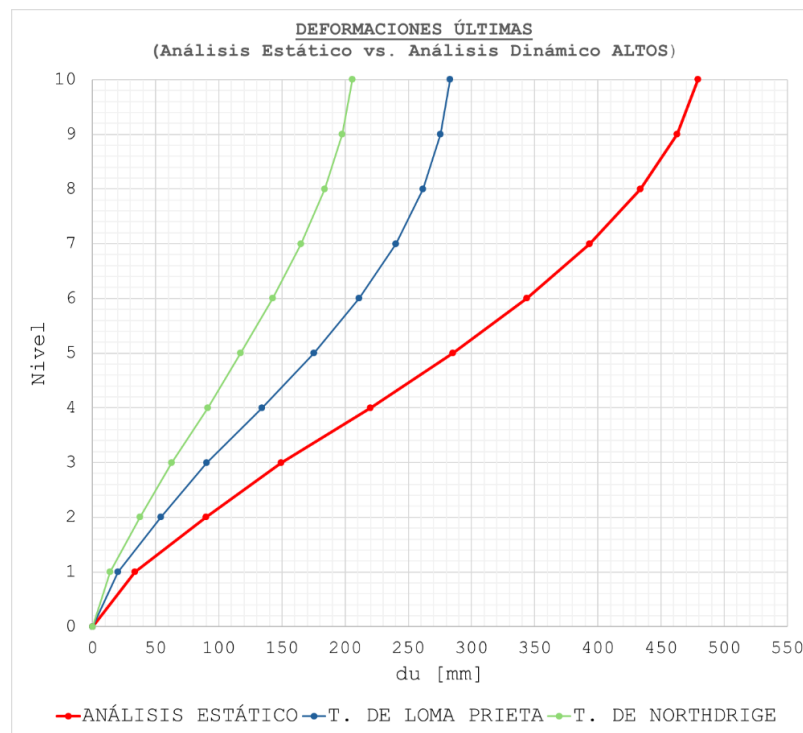


Figura 4.3. Comparación de deformaciones últimas de terremotos de impulsividad alta vs deformaciones últimas de análisis estático. Caso 1.

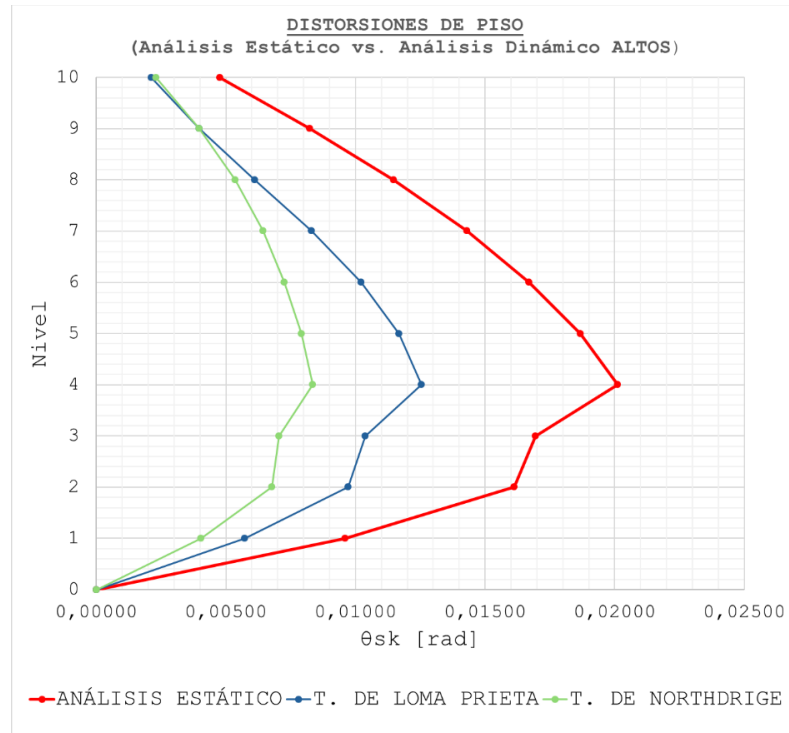


Figura 4.4. Comparación de distorsiones de piso de terremotos de impulsividad alta vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 1.

Del análisis de los resultados, para los dos parámetros estudiados, se observa que los valores impuestos por el método estático resultan mayores a los obtenidos de la aplicación del método dinámico.

4.1.2 Terremotos de impulsividad moderada

4.1.2.1 Acelerograma matcheado 3:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Agrarias, 273

Tabla 4. 5. Resultados de acelerograma 3. Caso 1.

CASO 1						
DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS						
Sentido X		Cd= 5,5		YR = 1		
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	58,39	321,17	3500	0,00416	0,025	VERIFICA
9	55,75	306,60	3500	0,00714		VERIFICA
8	51,20	281,61	3500	0,00959		VERIFICA
7	45,10	248,04	3500	0,01132		VERIFICA
6	37,90	208,43	3500	0,01237		VERIFICA
5	30,03	165,14	3500	0,01275		VERIFICA
4	21,91	120,53	3500	0,01237		VERIFICA
3	14,04	77,24	3500	0,00933		VERIFICA
2	8,11	44,58	3500	0,00813		VERIFICA
1	2,93	16,12	3500	0,00460		VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.6.

Tabla 4. 6. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Agrarias, 273 y análisis estático. Caso 1.

T. DE IMPERIAL VALEY 159	
du REL	θ sk REL
0,670	0,871
0,663	0,868
0,649	0,836
0,630	0,792
0,607	0,741
0,579	0,683
0,548	0,615
0,517	0,551
0,495	0,504
0,479	0,479

4.1.2.2 Acelerograma matcheado 4:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Holtville Post Office, 315

Tabla 4.7. Resultados de acelerograma 4. Caso 1.

CASO 1						
DESPLAZAMIENTOS NEGATIVOS						
Sentido X			Cd=	5,5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	-44,19	-243,05	3500	0,00256	0,025	VERIFICA
9	-42,56	-234,10	3500	0,00458		VERIFICA
8	-39,65	-218,08	3500	0,00652		VERIFICA
7	-35,50	-195,26	3500	0,00806		VERIFICA
6	-30,37	-167,05	3500	0,00908		VERIFICA
5	-24,60	-135,28	3500	0,00960		VERIFICA
4	-18,49	-101,68	3500	0,00974		VERIFICA
3	-12,29	-67,59	3500	0,00783		VERIFICA
2	-7,31	-40,18	3500	0,00723		VERIFICA
1	-2,70	-14,86	3500	0,00424		VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.8.

Tabla 4. 8. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Holtville Post Office y análisis estático. Caso 1.

T. DE IMPERIAL VALLEY 185	
du REL	θ sk REL
0,507	0,535
0,506	0,557
0,503	0,569
0,496	0,564
0,486	0,543
0,474	0,514
0,463	0,484
0,452	0,462
0,446	0,449
0,442	0,442

Con base en los resultados obtenidos de los análisis time-history realizados para los dos terremotos aplicados a la estructura en estudio, se elaboran gráficos comparativos entre las respuestas del análisis dinámico y estático, de acuerdo con lo estipulado en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005.

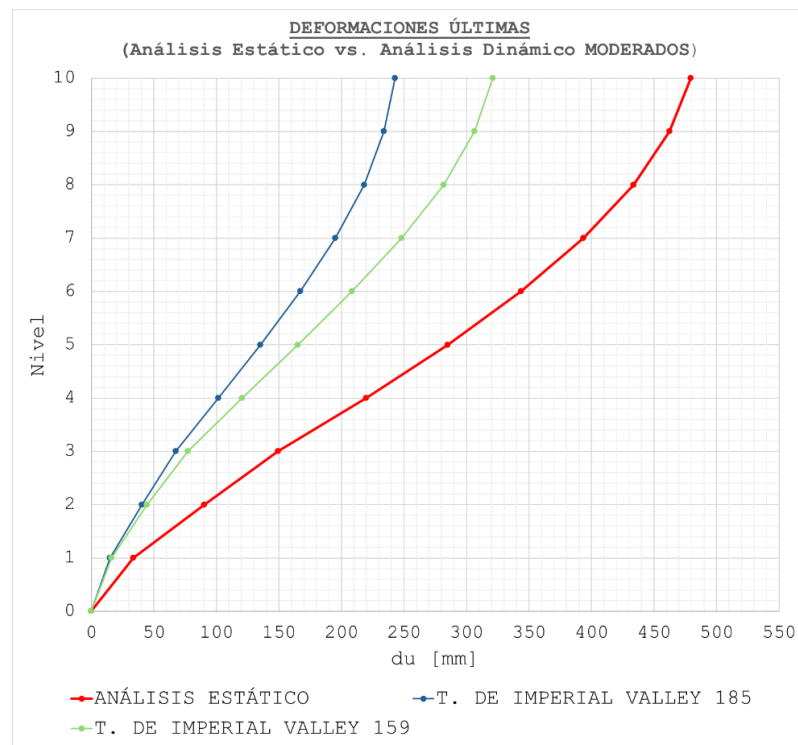


Figura 4. 5. Comparación de deformaciones últimas de terremotos de impulsividad moderada vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 1.

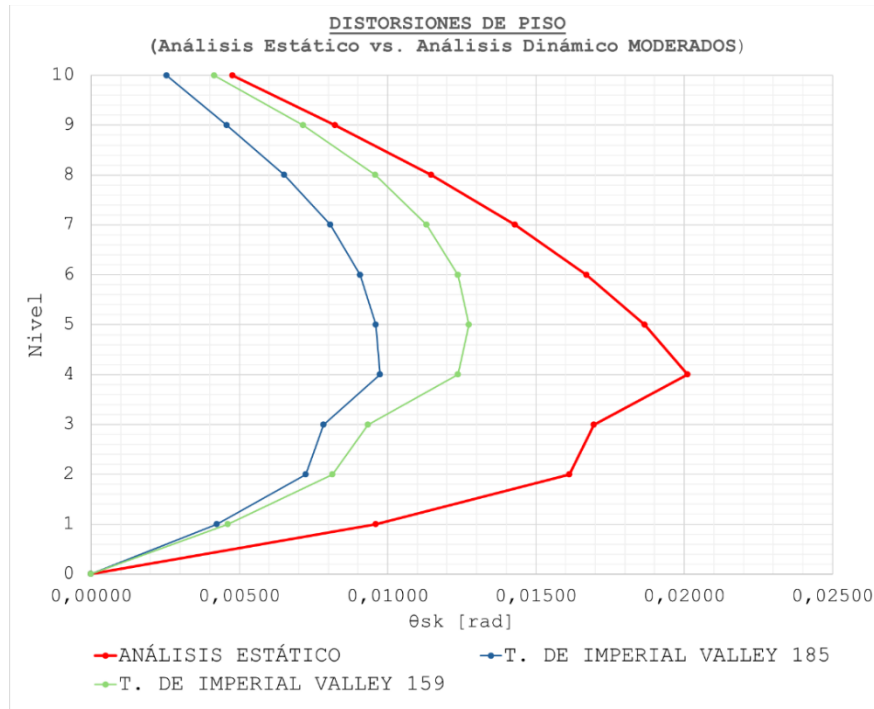


Figura 4.6. Comparación de distorsiones de piso de terremotos de impulsividad moderada vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 1.

Del análisis de los resultados, para los dos parámetros estudiados, se observa que los valores impuestos por el método estático resultan mayores a los obtenidos de la aplicación del método dinámico.

4.1.3. Terremotos de impulsividad baja

4.1.3.1 Acelerograma matcheado 5:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Gilroy Array #4

Tabla 4. 9. Resultados de acelerograma 5. Caso 1.

CASO 1						
DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS						
Sentido X			Cd=	5,5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	59,87	329,27	3500	0,00397	0,025	VERIFICA
9	57,34	315,36	3500	0,00684		VERIFICA
8	52,99	291,43	3500	0,00926		VERIFICA
7	47,10	259,02	3500	0,01110		VERIFICA
6	40,03	220,17	3500	0,01240		VERIFICA
5	32,14	176,79	3500	0,01310		VERIFICA
4	23,81	130,93	3500	0,01309		VERIFICA
3	15,48	85,13	3500	0,01014		VERIFICA
2	9,03	49,65	3500	0,00902		VERIFICA
1	3,29	18,08	3500	0,00517		VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.10.

Tabla 4.10. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Loma Prieta y análisis estático. Caso 1.

T. DE LOMA PRIETA	
du REL	θ sk REL
0,687	0,832
0,682	0,831
0,672	0,808
0,658	0,777
0,641	0,742
0,620	0,702
0,596	0,651
0,570	0,598
0,551	0,560
0,538	0,538

4.1.3.2 Acelerograma matcheado 6:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Canyon Country - W Lost Cany, 270

Tabla 4.11. Resultados de acelerograma 6. Caso 1.

CASO 1						
DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS						
Sentido X			Cd=	5,5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	38,29	210,58	3500	0,00157	0,025	VERIFICA
9	37,29	205,07	3500	0,00281		VERIFICA
8	35,50	195,24	3500	0,00410		VERIFICA
7	32,89	180,87	3500	0,00539		VERIFICA
6	29,46	162,01	3500	0,00669		VERIFICA
5	25,20	138,58	3500	0,00806		VERIFICA
4	20,07	110,38	3500	0,00942		VERIFICA
3	14,07	77,40	3500	0,00851		VERIFICA
2	8,66	47,62	3500	0,00846		VERIFICA
1	3,28	18,02	3500	0,00515		VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.12.

Tabla 4.12. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994 y análisis estático. Caso 1.

T. DE NORTHDRIGE	
du REL	θ sk REL
0,439	0,423
0,443	0,431
0,450	0,427
0,460	0,412
0,472	0,401
0,486	0,432
0,502	0,469
0,518	0,502
0,529	0,525
0,536	0,536

Con base en los resultados obtenidos de los análisis time-history realizados para los dos terremotos aplicados a la estructura en estudio, se elaboran gráficos comparativos entre las respuestas del análisis dinámico y estático, de acuerdo con lo estipulado en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005.

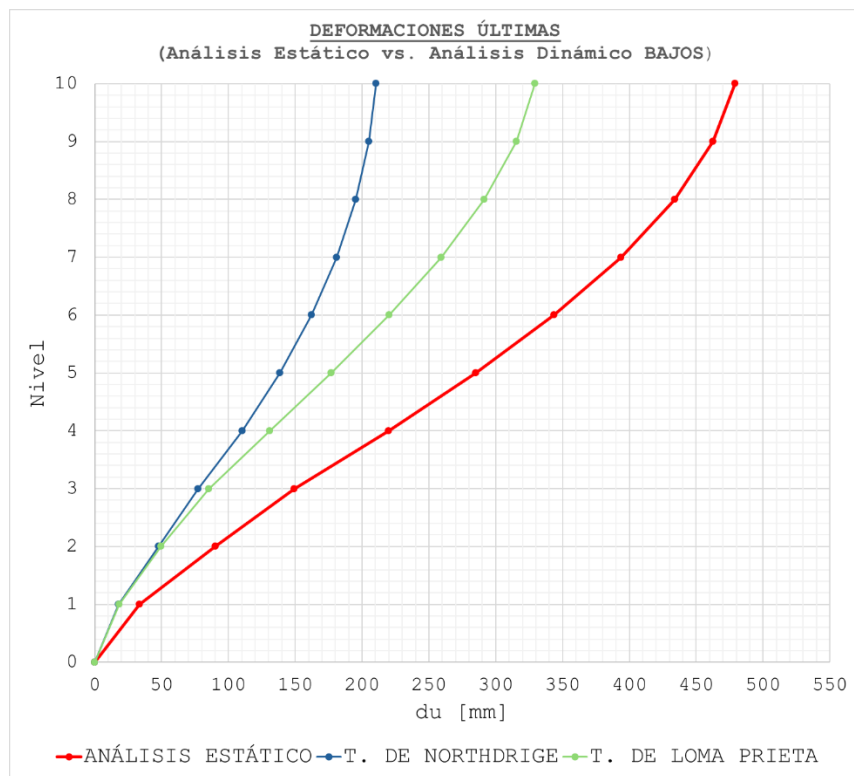


Figura 4.7. Comparación de deformaciones últimas de terremotos de impulsividad baja vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 1.

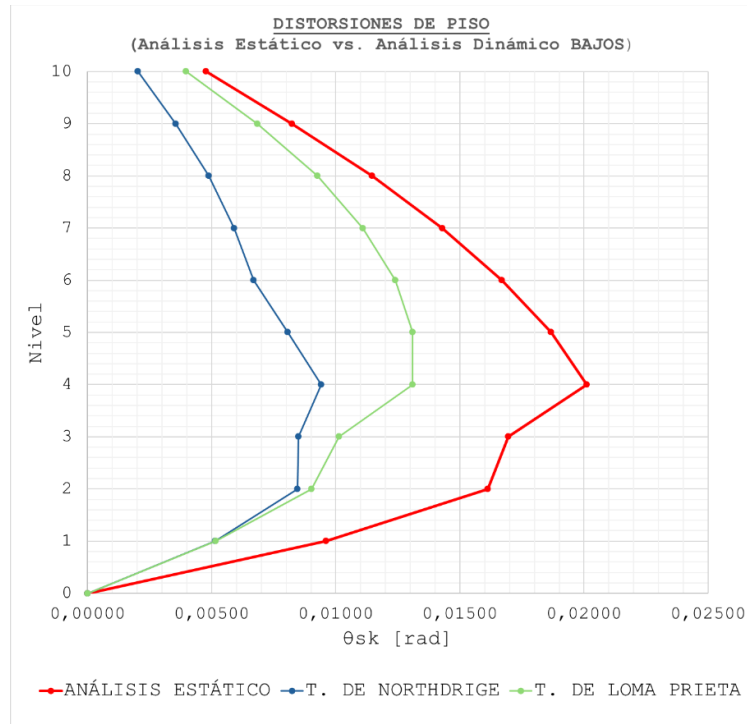


Figura 4.8. Comparación de distorsiones de piso de terremotos de impulsividad baja vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 1.

Del análisis de los resultados, para los dos parámetros estudiados, se observa que los valores impuestos por el método estático resultan mayores a los obtenidos de la aplicación del método dinámico.

4.1.4 Terremotos no impulsivos

4.1.4.1 Acelerograma matcheado 7:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Kobe, Japón, 1/16/1995, Yae

Tabla 4.13. Resultados de acelerograma 7. Caso 1.

CASO 1						
DESPLAZAMIENTOS NEGATIVOS						
Sentido X		Cd= 5,5		γR = 1		
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	-38,63	-212,45	3500	0,00141	0,025	VERIFICA
9	-37,73	-207,53	3500	0,00254		VERIFICA
8	-36,12	-198,65	3500	0,00381		VERIFICA
7	-33,69	-185,32	3500	0,00519		VERIFICA
6	-30,39	-167,15	3500	0,00668		VERIFICA
5	-26,14	-143,76	3500	0,00826		VERIFICA
4	-20,88	-114,85	3500	0,00979		VERIFICA
3	-14,65	-80,58	3500	0,00886		VERIFICA
2	-9,01	-49,56	3500	0,00880		VERIFICA
1	-3,41	-18,74	3500	0,00535		VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.14.

Tabla 4.14. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Kobe, Japón, 1/16/1995 y análisis estático. Caso 1.

T. DE KOBE	
du REL	θ sk REL
0,443	0,508
0,449	0,513
0,458	0,503
0,471	0,479
0,486	0,400
0,504	0,442
0,523	0,487
0,539	0,523
0,550	0,546
0,557	0,557

4.1.4.2 Acelerograma matcheado 8:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Delta, 352

Tabla 4.15. Resultados de acelerograma 8. Caso 1.

CASO 1						
DESPLAZAMIENTOS NEGATIVOS						
Sentido X			Cd=	5,5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	-41,08	-225,92	3500	0,00234	0,025	VERIFICA
9	-39,59	-217,73	3500	0,00407		VERIFICA
8	-37,00	-203,51	3500	0,00572		VERIFICA
7	-33,36	-183,47	3500	0,00731		VERIFICA
6	-28,71	-157,88	3500	0,00874		VERIFICA
5	-23,15	-127,30	3500	0,00967		VERIFICA
4	-17,00	-93,47	3500	0,00971		VERIFICA
3	-10,82	-59,49	3500	0,00729		VERIFICA
2	-6,18	-33,98	3500	0,00623		VERIFICA
1	-2,21	-12,16	3500	0,00347		VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.16.

Tabla 4.16. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Delta y análisis estático. Caso 1.

T. DE IMPERIAL VALLEY	
du REL	θ sk REL
0,471	0,490
0,471	0,494
0,469	0,499
0,475	0,511
0,495	0,523
0,516	0,518
0,539	0,495
0,559	0,539
0,572	0,567
0,581	0,581

Con base en los resultados obtenidos de los análisis time-history realizados para los dos terremotos aplicados a la estructura en estudio, se elaboran gráficos comparativos entre las respuestas del análisis dinámico y estático, de acuerdo con lo estipulado en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005.

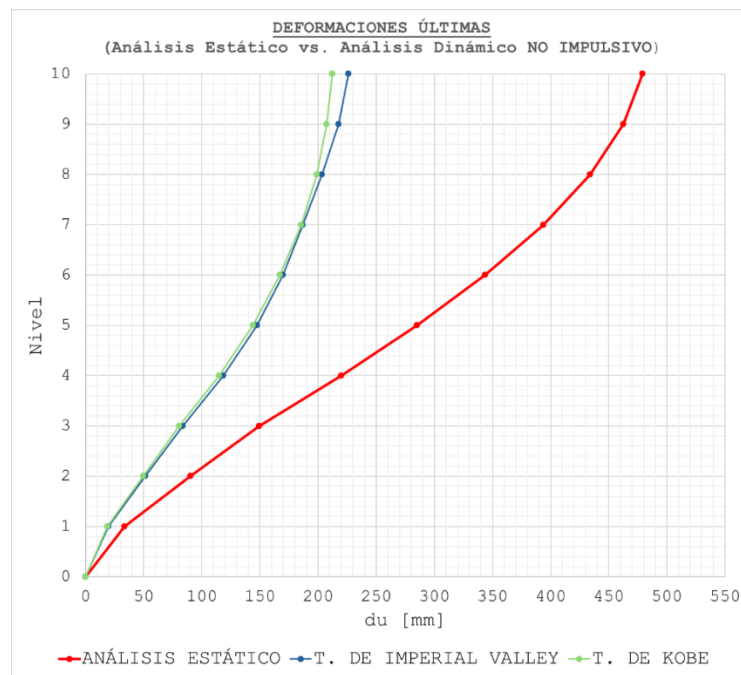


Figura 4.9. Comparación de deformaciones últimas de terremotos no impulsivos vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 1.

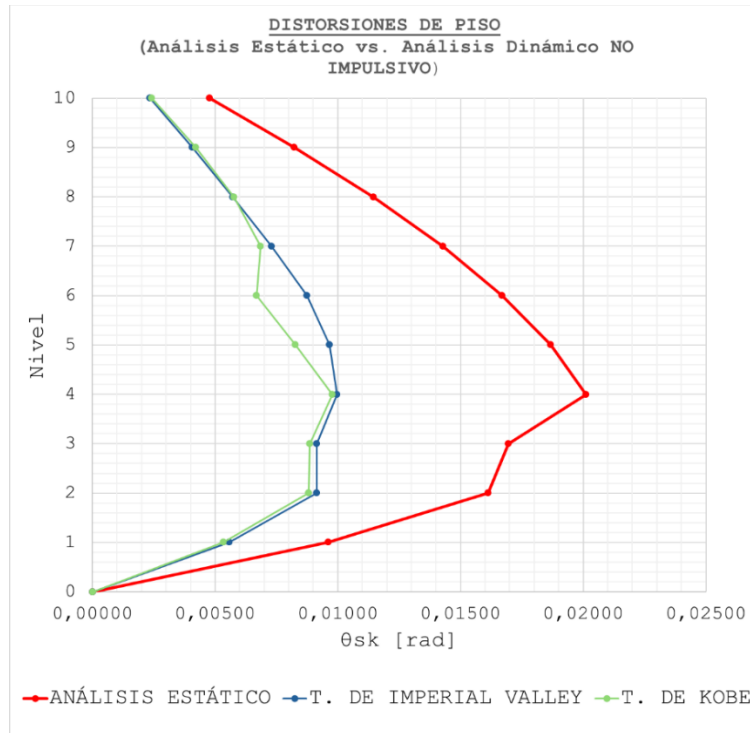


Figura 4.10. Comparación de distorsiones de piso de terremotos no impulsivos vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 1.

Del análisis de los resultados, para los dos parámetros estudiados, se observa que los valores impuestos por el método estático resultan mayores a los obtenidos de la aplicación del método dinámico.

4.1.5 Terremotos vibratorios

4.1.5.1 Acelerograma matcheado 9:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Chile, 03/03/1985

Tabla 4.17. Resultados de acelerograma 9. Caso 1.

CASO 1						
DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS						
Sentido X		Cd=	5,5	YR =	1	
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	40,13	220,74	3500	0,00229	0,025	VERIFICA
9	38,68	212,71	3500	0,00387		VERIFICA
8	36,22	199,18	3500	0,00516		VERIFICA
7	32,93	181,12	3500	0,00624		VERIFICA
6	28,96	159,29	3500	0,00729		VERIFICA
5	24,32	133,77	3500	0,00839		VERIFICA
4	18,99	104,42	3500	0,00936		VERIFICA
3	13,03	71,66	3500	0,00807		VERIFICA
2	7,89	43,41	3500	0,00776		VERIFICA
1	2,95	16,24	3500	0,00464		VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.18.

Tabla 4.18. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Chile, 03/03/1985, 10/15/1979, Delta y análisis estático. Caso 1.

T. DE CHILE	
du REL	θ sk REL
0,461	0,480
0,460	0,470
0,459	0,450
0,462	0,436
0,472	0,437
0,479	0,460
0,485	0,479
0,488	0,486
0,489	0,489
0,489	0,489

4.1.5.2 Acelerograma matcheado 10:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Concepción, Chile, 01/01/1980

Tabla 4.19. Resultados de acelerograma 10. Caso 1.

CASO 1						
DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS						
Sentido X			Cd=	5,5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	43,66	240,14	3500	0,00210	0,025	VERIFICA
9	42,32	232,78	3500	0,00395		VERIFICA
8	39,81	218,97	3500	0,00596		VERIFICA
7	36,02	198,09	3500	0,00776		VERIFICA
6	31,08	170,95	3500	0,00902		VERIFICA
5	25,34	139,39	3500	0,00971		VERIFICA
4	19,16	105,40	3500	0,00998		VERIFICA
3	12,81	70,47	3500	0,00811		VERIFICA
2	7,65	42,08	3500	0,00756		VERIFICA
1	2,84	15,61	3500	0,00446		VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.20.

Tabla 4.20. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Concepción, Chile, 01/01/1980, y análisis estático. Caso 1.

T. DE CONCEPCIÓN	
du REL	θ sk REL
0,501	0,440
0,503	0,480
0,505	0,520
0,503	0,542
0,498	0,540
0,489	0,520
0,480	0,496
0,472	0,479
0,468	0,469
0,469	0,469

Con base en los resultados obtenidos de los análisis time-history realizados para los dos terremotos aplicados a la estructura en estudio, se elaboran gráficos comparativos entre las respuestas del análisis dinámico y estático, de acuerdo con lo estipulado en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005.

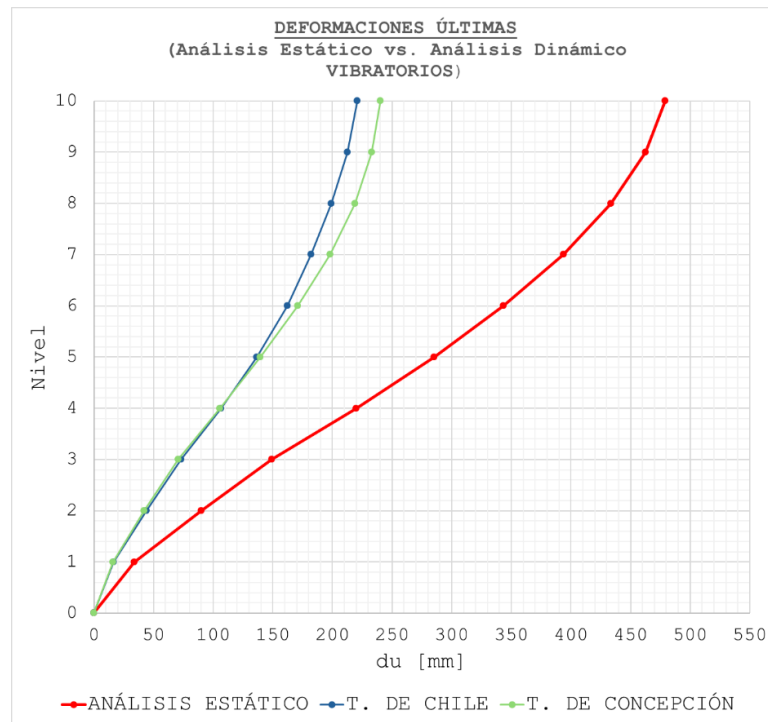


Figura 4. 11. Comparación de deformaciones últimas de terremotos vibratorios vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 1.

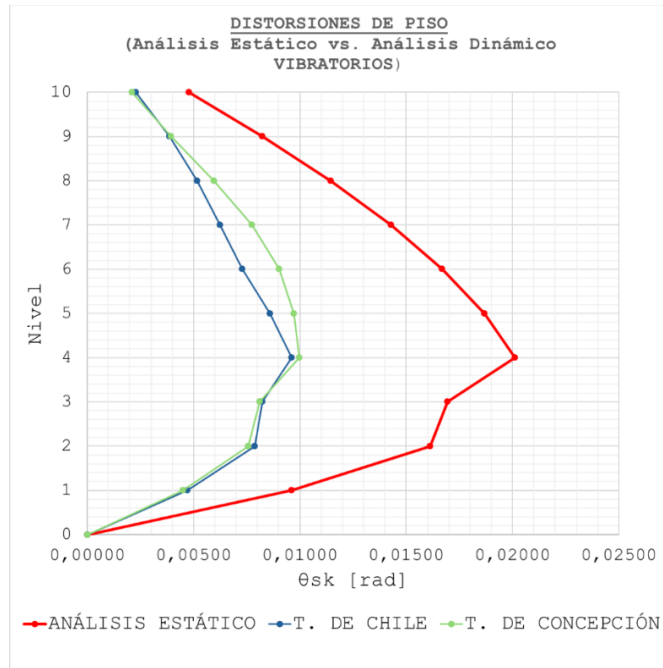


Figura 4. 12. Comparación de distorsiones de piso de terremotos vibratorios vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 1.

Del análisis de los resultados, para los dos parámetros estudiados, se observa que los valores impuestos por el método estático resultan mayores a los obtenidos de la aplicación del método dinámico.

Además de los resultados obtenidos de distorsiones horizontales, se evalúa el corte basal en el edificio en cuestión para cada excitación sísmica.

4.1.6 Resultados de corte basal ante los distintos terremotos.

Tabla 4. 21. Valores de corte basal para los distintos acelerogramas. Caso 1.

CASO 1	Acelerograma matcheado		Corte basal [kN]
	Espectro	Acelerograma	
a	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Newhall - W Pico Canyon Rd, 46	-381,5
b	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Holtville Post Office, 315	394,27
c	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Agrarias, 273	-413,77
d	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Concepción, Chile, 01/01/1980	424,98
e	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Chile, 03/03/1985	443,27
f	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Gilroy Array #4	-470,33
g	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Canyon Country - W Lost Cany, 270	-490,63
h	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Kobe, Japón, 1/16/1995, Yae	510,08
i	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Delta, 352	-533,69
j	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Los Gatos - Lexington Dam, 90	534,78
AE	INPRES-CIRSOC 103	ANÁLISIS ESTÁTICO	901,97

Nota: Los valores de corte basal de la Tabla 4.21 corresponden a los máximos encontrados, ya sean con signos positivos o negativos.

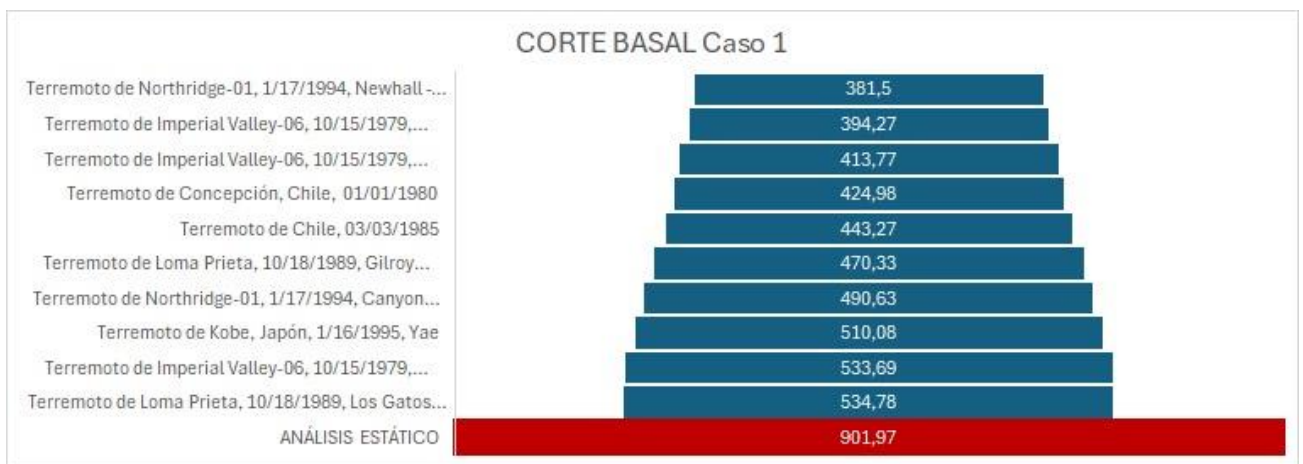


Figura 4. 13. Comparación del corte basal obtenido en el Caso 1 bajo diferentes registros sísmicos y un análisis estático

CASO 1	Acelerograma matcheado		Relación dinámico/estático
	Espectro	Acelerograma	
a	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Newhall - W Pico Canyon Rd, 46	42%
b	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Holtville Post Office, 315	44%
c	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Agrarias, 273	46%
d	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Concepción, Chile, 01/01/1980	47%
e	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Chile, 03/03/1985	49%
f	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Gilroy Array #4	52%
g	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Canyon Country - W Lost Cany, 270	54%
h	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Kobe, Japón, 1/16/1995, Yae	57%
i	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Delta, 352	59%
j	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Los Gatos - Lexington Dam, 90	59%

Tabla 4. 22. Relación de corte basal dinámico respecto al corte basal estático para los distintos acelerogramas. Caso 1.

4.2 Resultados de caso 2

4.2.1 Terremotos de impulsividad alta

4.2.1.1 Acelerograma matcheado 1:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Newhall - W Pico Canyon Rd, 46

Tabla 4.23. Resultados de acelerograma 1. Caso 2.

CASO 2						
DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS						
Sentido X		Cd=		5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	15,85	79,26	3500	0,00238	0,025	VERIFICA
9	14,19	70,94	3500	0,00254		VERIFICA
8	12,41	62,07	3500	0,00271		VERIFICA
7	10,52	52,59	3500	0,00283		VERIFICA
6	8,53	42,67	3500	0,00287		VERIFICA
5	6,53	32,63	3500	0,00276		VERIFICA
4	4,59	22,96	3500	0,00250		VERIFICA
3	2,84	14,22	3500	0,00206		VERIFICA
2	1,40	7,02	3500	0,00144		VERIFICA
1	0,39	1,97	3500	0,00056		VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.24.

Tabla 4.24. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, y análisis estático. Caso 2.

T. DE NORTHDRIGE	
du REL	θ sk REL
0,134	0,119
0,136	0,124
0,138	0,130
0,140	0,135
0,141	0,139
0,142	0,141
0,143	0,142
0,143	0,142
0,144	0,143
0,145	0,145

4.2.1.2 Acelerograma matcheado 2:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Los Gatos - Lexington Dam, 90

Tabla 4.25. Resultados de acelerograma 2. Caso 2.

CASO 2						
DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS						
Sentido X			Cd=	5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	24,04	120,20	3500	0,00365	0,025	VERIFICA
9	21,49	107,44	3500	0,00341		VERIFICA
8	19,10	95,51	3500	0,00373		VERIFICA
7	16,49	82,44	3500	0,00405		VERIFICA
6	13,65	68,27	3500	0,00427		VERIFICA
5	10,67	53,33	3500	0,00430		VERIFICA
4	7,66	38,30	3500	0,00404		VERIFICA
3	4,83	24,17	3500	0,00344		VERIFICA
2	2,42	12,12	3500	0,00248		VERIFICA
1	0,69	3,45	3500	0,00099		VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.26.

Tabla 4. 26. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Los Gatos, y análisis estático. Caso 2.

T. DE LOMA PRIETA	
du REL	θ sk REL
0,204	0,182
0,207	0,167
0,213	0,179
0,220	0,193
0,226	0,206
0,232	0,219
0,238	0,230
0,243	0,238
0,248	0,245
0,254	0,254

Con base en los resultados obtenidos de los análisis time-history realizados para los dos terremotos aplicados a la estructura en estudio, se elaboran gráficos comparativos entre las respuestas del análisis dinámico y estático, de acuerdo con lo estipulado en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005.

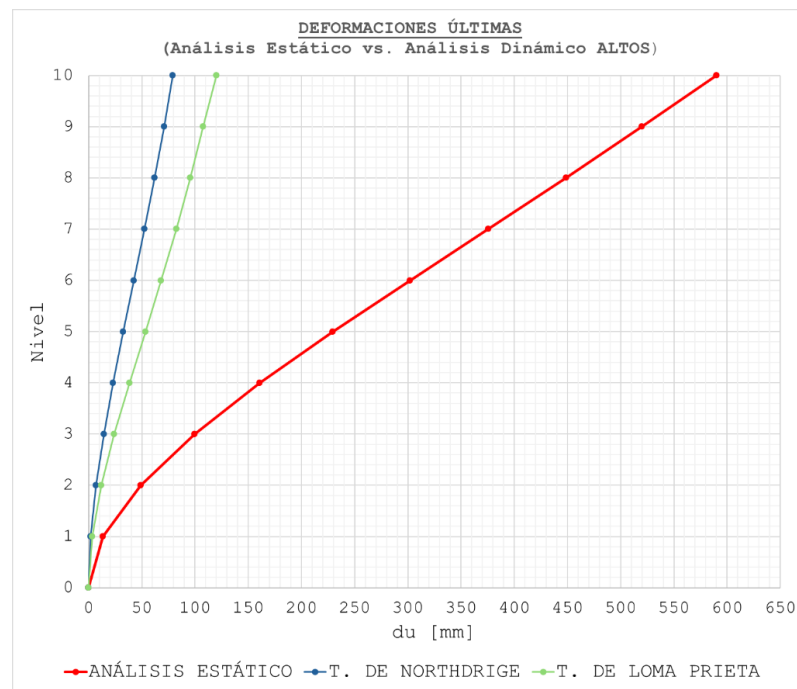


Figura 4. 14. Comparación de deformaciones últimas de terremotos de impulsividad alta vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 2.

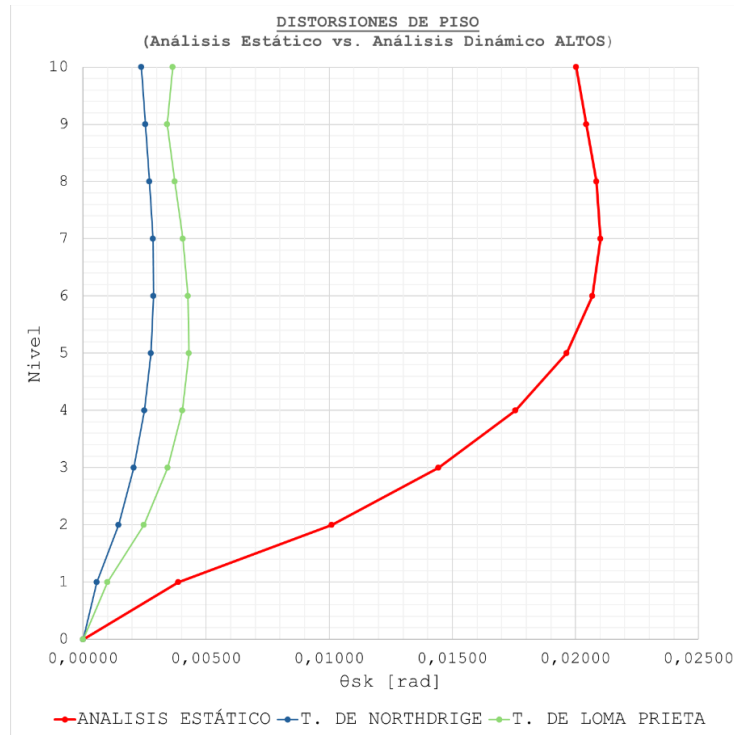


Figura 4. 15. Comparación de distorsiones de piso de terremotos de impulsividad alta vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 2.

Del análisis de los resultados, para los dos parámetros estudiados, se observa que los valores impuestos por el método estático resultan mayores a los obtenidos de la aplicación del método dinámico.

4.2.2 Terremotos de impulsividad moderada

4.2.2.1 Acelerograma matcheado 3:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Agrarias, 273

Tabla 4. 27. Resultados de acelerograma 3. Caso 2.

CASO 2						
DESPLAZAMIENTOS NEGATIVOS						
Sentido X		Cd=	5	YR =	1	
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	-29,45	-147,25	3500	0,00439	0,025	VERIFICA
9	-26,38	-131,88	3500	0,00469		VERIFICA
8	-23,09	-115,47	3500	0,00501		VERIFICA
7	-19,59	-97,93	3500	0,00525		VERIFICA
6	-15,91	-79,54	3500	0,00532		VERIFICA
5	-12,18	-60,91	3500	0,00515		VERIFICA
4	-8,58	-42,89	3500	0,00465		VERIFICA
3	-5,32	-26,60	3500	0,00384		VERIFICA
2	-2,63	-13,14	3500	0,00270		VERIFICA
1	-0,74	-3,70	3500	0,00106		VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.28.

Tabla 4.28. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Agrarias, 273, y análisis estático. Caso 2.

T. DE IMPERIAL VALLEY 159	
du REL	θ sk REL
0,249	0,219
0,254	0,229
0,257	0,240
0,261	0,250
0,263	0,257
0,265	0,262
0,267	0,265
0,268	0,266
0,269	0,267
0,273	0,273

4.2.2.2 Acelerograma matcheado 4:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Holtville Post Office, 315

Tabla 4. 29. Resultados de acelerograma 4. Caso 2.

CASO 2						
DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS						
Sentido X			Cd=	5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	16,67	83,33	3500	0,00243	0,025	VERIFICA
9	14,96	74,82	3500	0,00260		VERIFICA
8	13,15	65,73	3500	0,00279		VERIFICA
7	11,19	55,96	3500	0,00295		VERIFICA
6	9,13	45,65	3500	0,00301		VERIFICA
5	7,02	35,11	3500	0,00294		VERIFICA
4	4,97	24,84	3500	0,00268		VERIFICA
3	3,09	15,46	3500	0,00223		VERIFICA
2	1,53	7,67	3500	0,00157		VERIFICA
1	0,43	2,16	3500	0,00062		VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.30.

Tabla 4.30. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Holtville Post Office, 315, y análisis estático. Caso 2.

T. DE IMPERIAL VALLEY 185	
du REL	θ sk REL
0,141	0,121
0,144	0,127
0,147	0,134
0,149	0,140
0,151	0,145
0,153	0,150
0,154	0,153
0,156	0,154
0,157	0,156
0,159	0,159

Con base en los resultados obtenidos de los análisis time-history realizados para los dos terremotos aplicados a la estructura en estudio, se elaboran gráficos comparativos entre las respuestas del análisis dinámico y estático, de acuerdo con lo estipulado en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005.

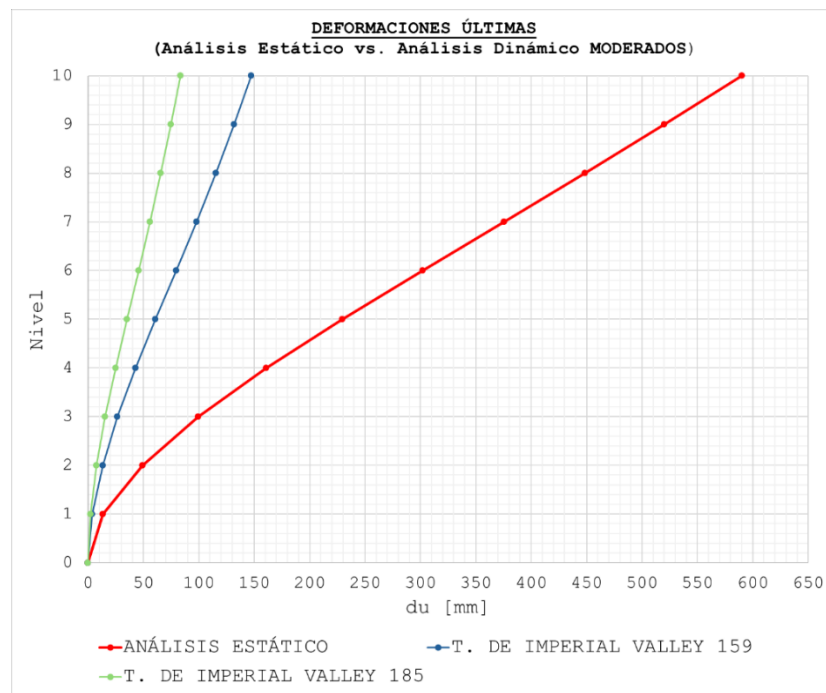


Figura 4. 16. Comparación de deformaciones últimas de terremotos de impulsividad moderada vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 2.

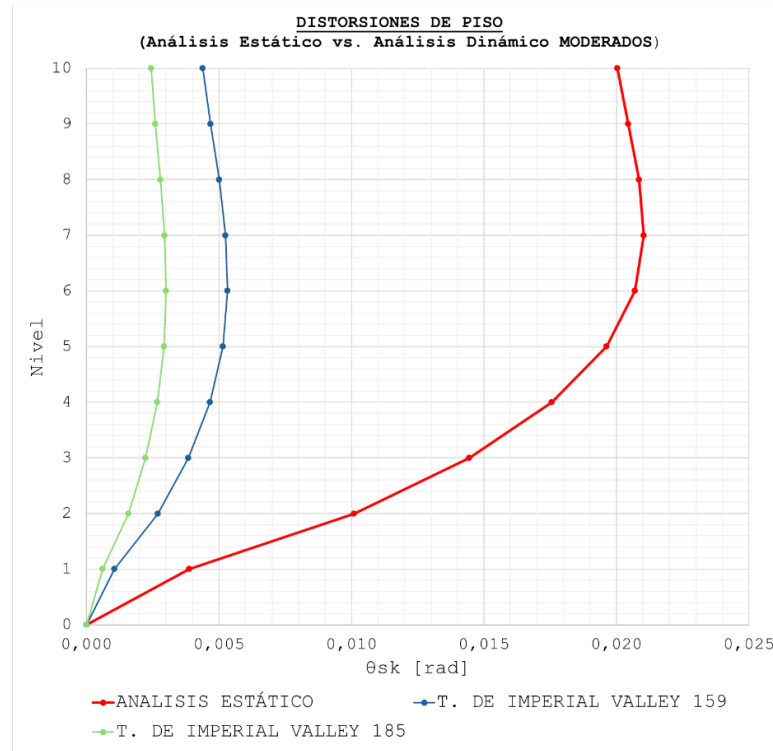


Figura 4. 17. Comparación de distorsiones de piso de terremotos de impulsividad moderada vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 2.

Del análisis de los resultados, para los dos parámetros estudiados, se observa que los valores impuestos por el método estático resultan mayores a los obtenidos de la aplicación del método dinámico.

4.2.3 Terremotos de impulsividad baja

4.2.3.1 Acelerograma matcheado 5:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Gilroy Array #4

Tabla 4.31. Resultados de acelerograma 5. Caso 2.

CASO 2						
DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS						
Sentido X			Cd=	5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	28,51	142,53	3500	0,00416	0,025	VERIFICA
9	25,59	127,96	3500	0,00445		VERIFICA
8	22,48	112,38	3500	0,00478		VERIFICA
7	19,13	95,65	3500	0,00504		VERIFICA
6	15,60	78,00	3500	0,00515		VERIFICA
5	12,00	59,98	3500	0,00502		VERIFICA
4	8,48	42,41	3500	0,00458		VERIFICA
3	5,28	26,40	3500	0,00380		VERIFICA
2	2,62	13,09	3500	0,00268		VERIFICA
1	0,74	3,69	3500	0,00105		VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.32.

Tabla 4. 32. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, y análisis estático. Caso 2.

T. DE LOMA PRIETA	
du REL	θ sk REL
0,261	0,219
0,267	0,230
0,273	0,244
0,278	0,257
0,283	0,269
0,288	0,279
0,292	0,286
0,295	0,292
0,298	0,296
0,304	0,304

4.2.3.2 Acelerograma matcheado 6:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Canyon Country - W Lost Cany, 270

Tabla 4. 33. Resultados de acelerograma 6. Caso 2.

CASO 2						
DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS						
Sentido X			Cd=	5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	30,82	154,12	3500	0,00439	0,025	VERIFICA
9	27,75	138,74	3500	0,00471		VERIFICA
8	24,45	122,25	3500	0,00509		VERIFICA
7	20,89	104,45	3500	0,00540		VERIFICA
6	17,11	85,54	3500	0,00556		VERIFICA
5	13,21	66,07	3500	0,00547		VERIFICA
4	9,38	46,92	3500	0,00503		VERIFICA
3	5,86	29,32	3500	0,00421		VERIFICA
2	2,92	14,59	3500	0,00299		VERIFICA
1	0,83	4,13	3500	0,00118		VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.34.

Tabla 4. 34. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Canyon Country - W Lost Cany, 270, y análisis estático. Caso 2.

T. DE NORTHRIGE	
du REL	θ sk REL
0,241	0,208
0,246	0,218
0,251	0,229
0,255	0,240
0,258	0,249
0,261	0,256
0,264	0,261
0,265	0,263
0,268	0,266
0,272	0,272

Con base en los resultados obtenidos de los análisis time-history realizados para los dos terremotos aplicados a la estructura en estudio, se elaboran gráficos comparativos entre las respuestas del análisis dinámico y estático, de acuerdo con lo estipulado en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005.

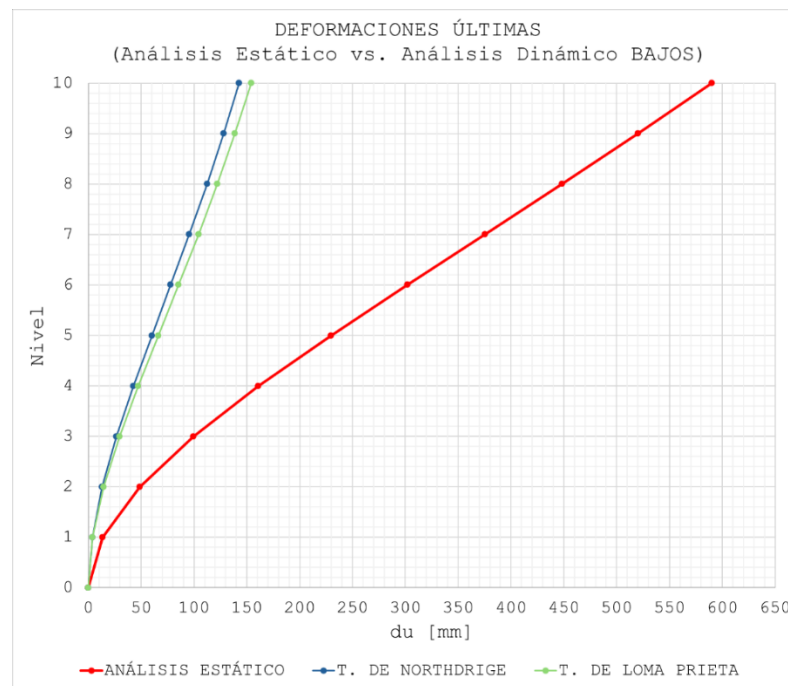


Figura 4. 18. Comparación de deformaciones últimas de terremotos de impulsividad baja vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 2.

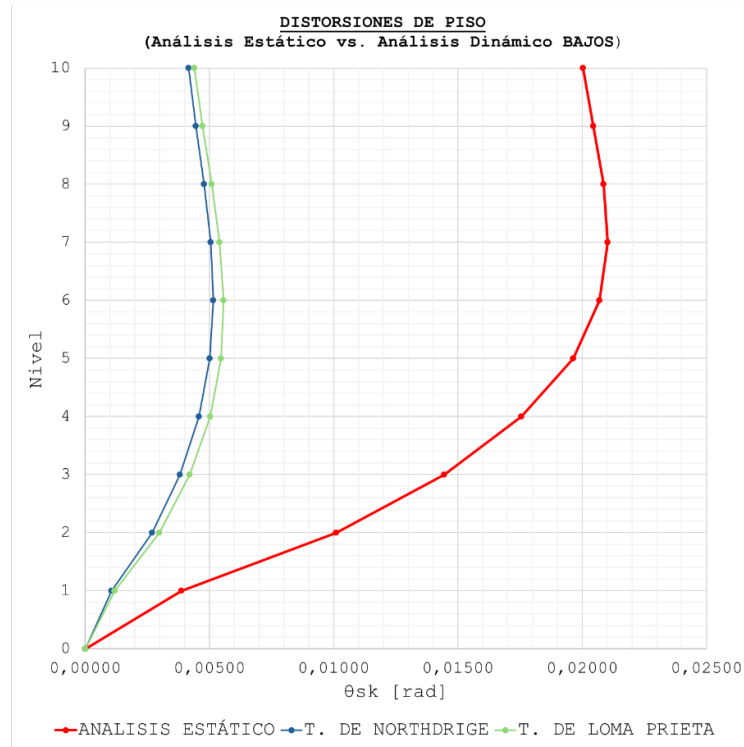


Figura 4. 19. Comparación de distorsiones de piso de terremotos de impulsividad baja vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 2.

Del análisis de los resultados, para los dos parámetros estudiados, se observa que los valores impuestos por el método estático resultan mayores a los obtenidos de la aplicación del método dinámico.

4.2.4 Terremotos no impulsivos

4.2.4.1 Acelerograma matcheado 7:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Kobe, Japón, 1/16/1995, Yae

Tabla 4. 225. Resultados de acelerograma 7. Caso 2.

CASO 2						
DESPLAZAMIENTOS NEGATIVOS						
Sentido X			Cd=	5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	-43,07	-215,37	3500	0,00632	0,025	VERIFICA
9	-38,65	-193,24	3500	0,00676		VERIFICA
8	-33,92	-169,58	3500	0,00725		VERIFICA
7	-28,84	-144,20	3500	0,00764		VERIFICA
6	-23,49	-117,47	3500	0,00778		VERIFICA
5	-18,05	-90,23	3500	0,00757		VERIFICA
4	-12,75	-63,73	3500	0,00689		VERIFICA
3	-7,93	-39,63	3500	0,00571		VERIFICA
2	-3,93	-19,63	3500	0,00403		VERIFICA
1	-1,11	-5,53	3500	0,00158		VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.36.

Tabla 4. 36. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Kobe, Japón, 1/16/1995, Yae, y análisis estático. Caso 2.

T. DE KOBE	
du REL	θ sk REL
0,365	0,316
0,372	0,331
0,378	0,348
0,384	0,363
0,389	0,376
0,393	0,386
0,396	0,392
0,399	0,396
0,402	0,399
0,408	0,408

4.2.4.2 Acelerograma matcheado 8:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Delta, 352

Tabla 4. 37. Resultados de acelerograma 8. Caso 2.

CASO 2						
DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS						
Sentido X			Cd=	5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	35,03	175,15	3500	0,00523	0,025	VERIFICA
9	31,37	156,84	3500	0,00559		VERIFICA
8	27,46	137,29	3500	0,00597		VERIFICA
7	23,28	116,39	3500	0,00625		VERIFICA
6	18,90	94,50	3500	0,00633		VERIFICA
5	14,47	72,34	3500	0,00612		VERIFICA
4	10,18	50,92	3500	0,00553		VERIFICA
3	6,31	31,57	3500	0,00456		VERIFICA
2	3,12	15,59	3500	0,00320		VERIFICA
1	0,88	4,38	3500	0,00125		VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.38.

Tabla 4. 38. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Delta, 352, y análisis estático. Caso 2.

T. DE IMPERIAL VALLEY	
du REL	θ sk REL
0,297	0,261
0,302	0,273
0,306	0,286
0,310	0,297
0,313	0,306
0,315	0,312
0,317	0,315
0,317	0,316
0,319	0,317
0,323	0,323

Con base en los resultados obtenidos de los análisis time-history realizados para los dos terremotos aplicados a la estructura en estudio, se elaboran gráficos comparativos entre las respuestas del análisis dinámico y estático, de acuerdo con lo estipulado en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005.

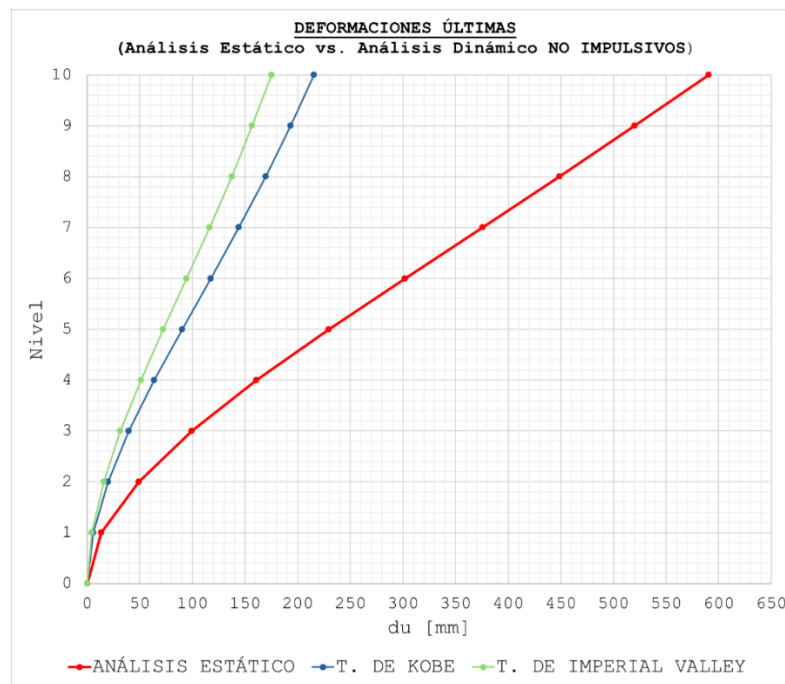


Figura 4. 20. Comparación de deformaciones últimas de terremotos no impulsivos vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 2.

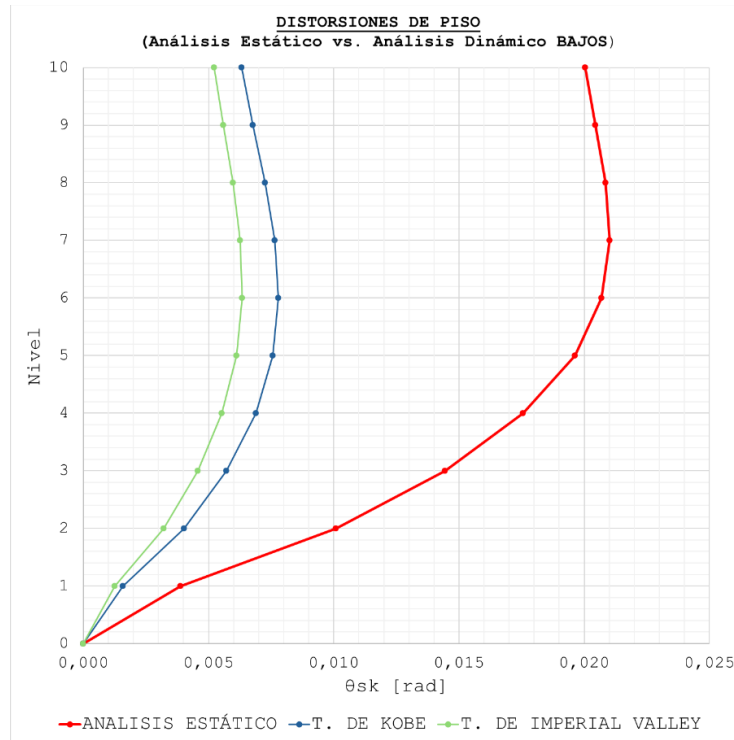


Figura 4. 21. Comparación de distorsiones de piso de terremotos no impulsivos vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 2.

Del análisis de los resultados, para los dos parámetros estudiados, se observa que los valores impuestos por el método estático resultan mayores a los obtenidos de la aplicación del método dinámico.

4.2.5 Terremotos vibratorios

4.2.5.1 Acelerograma matcheado 9:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Chile, 03/03/1985

Tabla 4.39. Resultados de acelerograma 9. Caso 2.

CASO 2						
DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS						
Sentido X		Cd=	5	YR =	1	
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	27,47	137,35	3500	0,00369	0,025	VERIFICA
9	24,89	124,43	3500	0,00398		VERIFICA
8	22,10	110,51	3500	0,00435		VERIFICA
7	19,06	95,29	3500	0,00471		VERIFICA
6	15,76	78,82	3500	0,00495		VERIFICA
5	12,30	61,50	3500	0,00497		VERIFICA
4	8,82	44,11	3500	0,00466		VERIFICA
3	5,56	27,81	3500	0,00396		VERIFICA
2	2,79	13,93	3500	0,00285		VERIFICA
1	0,79	3,97	3500	0,00113		VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.40.

Tabla 4. 40. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Chile, 03/03/1985, y análisis estático. Caso 2.

T. DE CHILE	
du REL	θ sk REL
0,233	0,184
0,239	0,195
0,246	0,209
0,254	0,224
0,261	0,239
0,268	0,253
0,274	0,265
0,280	0,275
0,285	0,282
0,292	0,292

4.2.5.2 Acelerograma matcheado 10:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Concepción, Chile, 01/01/1980

Tabla 4. 41. Resultados de acelerograma 10. Caso 2.

CASO 2						
DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS						
Sentido X			Cd=	5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
10	29,40	146,98	3500	0,00422	0,025	VERIFICA
9	26,44	132,20	3500	0,00452		VERIFICA
8	23,27	116,37	3500	0,00488		VERIFICA
7	19,86	99,30	3500	0,00517		VERIFICA
6	16,24	81,21	3500	0,00531		VERIFICA
5	12,53	62,64	3500	0,00520		VERIFICA
4	8,89	44,43	3500	0,00477		VERIFICA
3	5,55	27,73	3500	0,00399		VERIFICA
2	2,76	13,78	3500	0,00282		VERIFICA
1	0,78	3,89	3500	0,00111		VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.42.

Tabla 4.42. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Concepción, Chile, 01/01/1980, y análisis estático. Caso 2.

T. DE CONCEPCIÓN	
du REL	θ sk REL
0,249	0,211
0,254	0,221
0,259	0,234
0,264	0,246
0,269	0,256
0,273	0,265
0,276	0,272
0,279	0,276
0,282	0,280
0,287	0,287

Con base en los resultados obtenidos de los análisis time-history realizados para los dos terremotos aplicados a la estructura en estudio, se elaboran gráficos comparativos entre las respuestas del análisis dinámico y estático, de acuerdo con lo estipulado en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005.

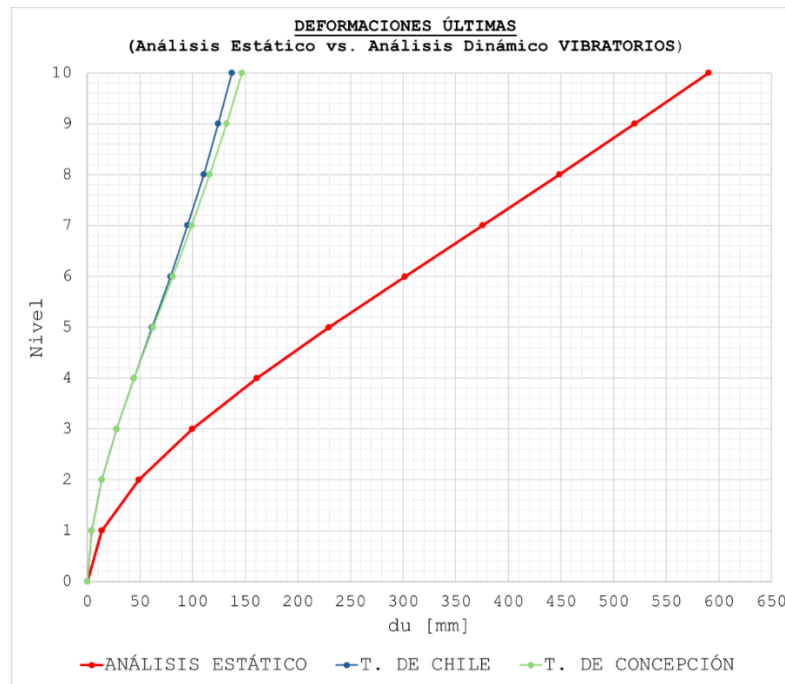


Figura 4.22. Comparación de deformaciones últimas de terremotos vibratorios vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 2.

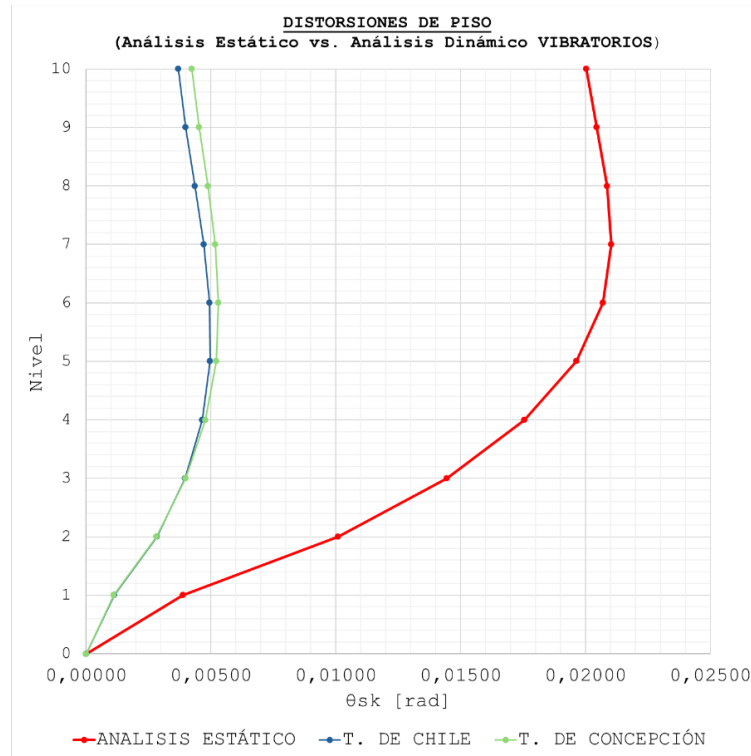


Figura 4. 23. Comparación de distorsiones de piso de terremotos vibratorios vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 2.

Del análisis de los resultados, para los dos parámetros estudiados, se observa que los valores impuestos por el método estático resultan mayores a los obtenidos de la aplicación del método dinámico.

Además de los resultados obtenidos de distorsiones horizontales, se evaluó el corte basal en el edificio en cuestión para cada excitación sísmica.

4.2.6 Resultados de corte basal ante los distintos terremotos.

Tabla 4. 43. Valores de corte basal para los distintos acelerogramas. Caso 2.

CASO 2	Acelerograma matcheado		Corte basal [kN]
	Espectro	Acelerograma	
a	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Newhall - W Pico Canyon Rd, 46	-234,38
b	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Los Gatos - Lexington Dam, 90	-411,34
c	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Agrarias, 273	446,74
d	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Holtville Post Office, 315	-238,06
e	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Gilroy Array #4	-405,62
f	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Canyon Country - W Lost Cany, 270	-469,49
g	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Kobe, Japón, 1/16/1995, Yae	607,79
h	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Delta, 352	-486,37
i	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Chile, 03/03/1985	-474,34
j	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Concepción, Chile, 01/01/1980	-434,44
AE	INPRES-CIRSOC 103	ANÁLISIS ESTÁTICO	1029,75

Nota: Los valores de corte basal de la Tabla 4.43 corresponden a los máximos encontrados, ya sean con signos positivos o negativos.



Figura 4. 24. Comparación del corte basal obtenido en el Caso 2 bajo diferentes registros sísmicos y un análisis estático.

Tabla 4.44. Relación de corte basal dinámico respecto al corte basal estático para los distintos acelerogramas.
Caso 2.

CASO 2	Acelerograma matcheado		Relación dinámico /estático
	Espectro	Acelerograma	
a	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Newhall - W Pico Canyon Rd, 46	23%
b	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Los Gatos - Lexington Dam, 90	40%
c	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Agrarias, 273	43%
d	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Holtville Post Office, 315	23%
e	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Gilroy Array #4	39%
f	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Canyon Country - W Lost Cany, 270	46%
g	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Kobe, Japón, 1/16/1995, Yae	59%
h	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Delta, 352	47%
i	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Chile, 03/03/1985	46%
j	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Concepción, Chile, 01/01/1980	42%

4.3. Resultados de caso 3

4.3.1. Terremotos de impulsividad alta

4.3.1.1 Acelerograma matcheado 1:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Newhall - W Pico Canyon Rd, 46

Tabla 4.45. Resultados de acelerograma 1. Caso 3.

CASO 3						
DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS						
Sentido X			Cd=	5,5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
1	3,15	17,33	3500	0,00495	0,025	VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.46.

Tabla 4. 46. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Newhall, y análisis estático. Caso 3.

T. DE NORTHDRIGE	
du REL	θ sk REL
0,213	0,213

4.3.1.2 Acelerograma matcheado 2:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Los Gatos - Lexington Dam, 90

Tabla 4. 237. Resultados de acelerograma 2. Caso 3.

CASO 3						
DESPLAZAMIENTOS NEGATIVOS						
Sentido X			Cd=	5,5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
1	-8,25	-45,37	3500	0,01296	0,025	VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.48.

Tabla 4. 48. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Los Gatos, y análisis estático. Caso 3.

T. DE LOMA PRIETA	
du REL	θ sk REL
0,557	0,557

Con base en los resultados obtenidos de los análisis time-history realizados para los dos terremotos aplicados a la estructura en estudio, se elaboran gráficos comparativos entre las respuestas del análisis dinámico y estático, de acuerdo con lo estipulado en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005.

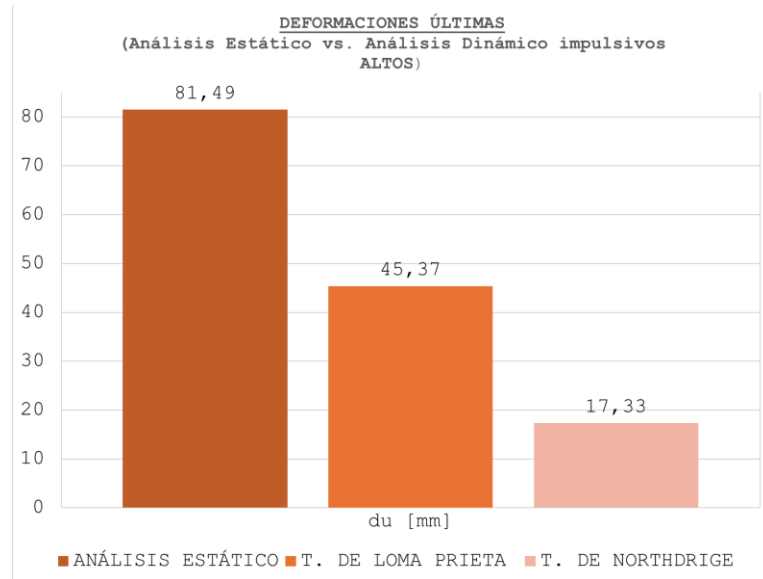


Figura 4. 25. Comparación de deformaciones últimas de terremotos de impulsividad alta vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 3.

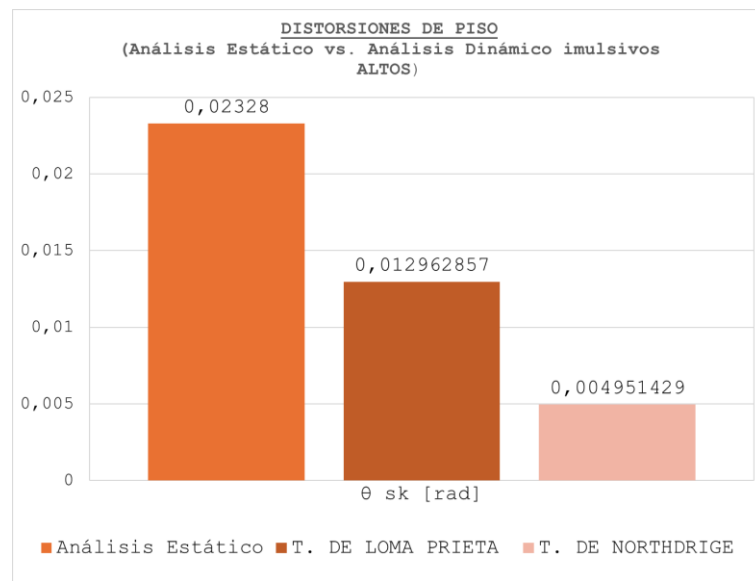


Figura 4. 2136. Comparación de distorsiones de piso de terremotos de impulsividad alta vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 3.

4.3.2. Terremotos de impulsividad moderada

4.3.2.1 Acelerograma matcheado 3:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Agrarias, 273

Tabla 4. 49. Resultados de acelerograma 3. Caso 3.

CASO 3						
DESPLAZAMIENTOS NEGATIVOS						
Sentido X			Cd=	5,5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
1	-11,41	-62,75	3500	0,01793	0,025	VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.50.

Tabla 4. 50. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Agrarias, 273, y análisis estático. Caso 3.

T. DE IMPERIAL VALLEY 159	
du REL	θ sk REL
0,770	0,770

4.3.2.2 Acelerograma matcheado 4:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Holtville Post Office, 315

Tabla 4.51. Resultados de acelerograma 4. Caso 3.

CASO 3						
DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS						
Sentido X			Cd=	5,5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
1	7,79	42,85	3500	0,01224	0,025	VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.52.

Tabla 4.52. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Holtville Post Office, 315, y análisis estático. Caso 3.

T. DE IMPERIAL VALLEY 185	
du REL	θ sk REL
0,526	0,526

Con base en los resultados obtenidos de los análisis time-history realizados para los dos terremotos aplicados a la estructura en estudio, se elaboran gráficos comparativos entre las respuestas del análisis dinámico y estático, de acuerdo con lo estipulado en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005.

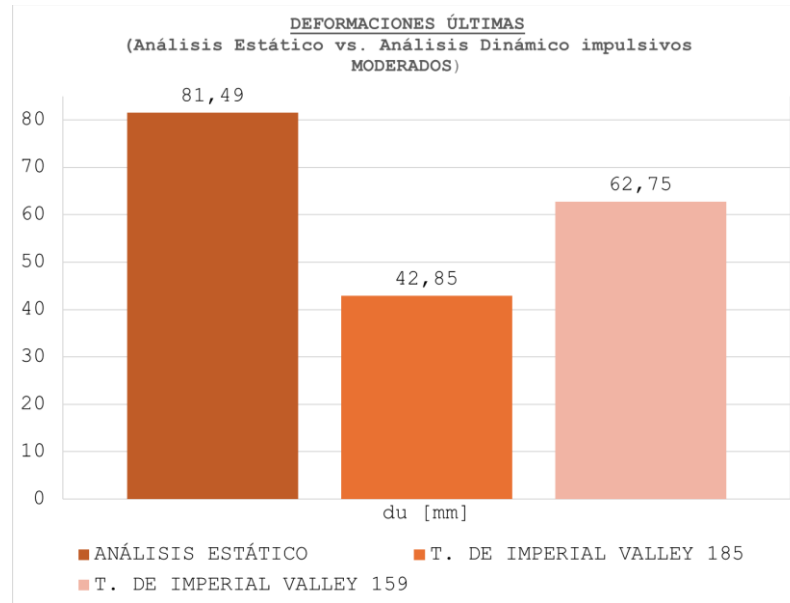


Figura 4. 27. Comparación de deformaciones últimas de terremotos de impulsividad moderada vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 3.

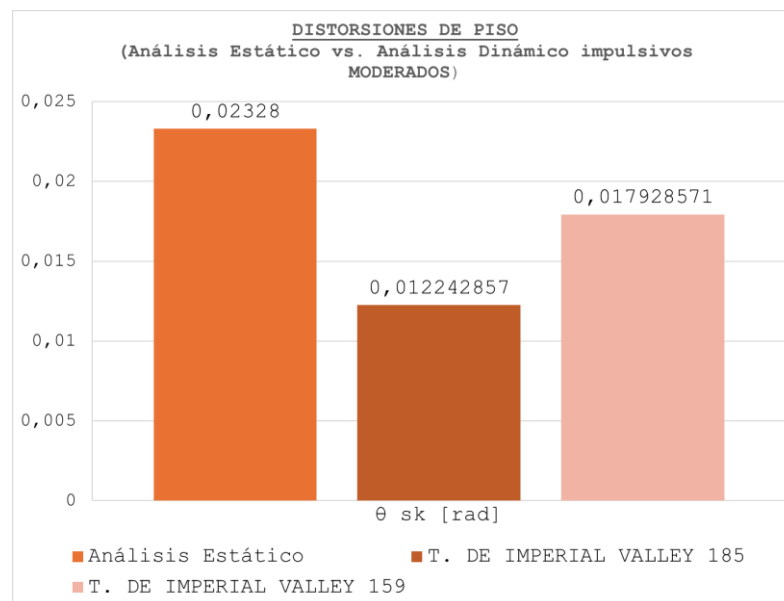


Figura 4. 28. Comparación de distorsiones de piso de terremotos de impulsividad moderada vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 3.

4.3.3. Terremotos de impulsividad baja

4.3.3.1 Acelerograma matcheado 5:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Gilroy Array #4

Tabla 4. 53. Resultados de acelerograma 5. Caso 3.

CASO 3						
DESPLAZAMIENTOS NEGATIVOS						
Sentido X			Cd=	5,5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
1	-7,32	-40,27	3500	0,01151	0,025	VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.54.

Tabla 4. 54. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Gilroy Array, y análisis estático. Caso 3.

T. DE LOMA PRIETA	
du REL	θ sk REL
0,494	0,494

4.3.3.2 Acelerograma matcheado 6:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Canyon Country - W Lost Cany, 270

Tabla 4. 55. Resultados de acelerograma 6. Caso 3.

CASO 3						
DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS						
Sentido X			Cd=	5,5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
1	7,28	40,02	3500	0,01144	0,025	VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.56.

Tabla 4. 56. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Canyon Country - W Lost Cany, y análisis estático. Caso 3.

T. DE NORTDRIGE	
du REL	θ sk REL
0,491	0,491

Con base en los resultados obtenidos de los análisis time-history realizados para los dos terremotos aplicados a la estructura en estudio, se elaboran gráficos comparativos entre las respuestas del análisis dinámico y estático, de acuerdo con lo estipulado en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005.

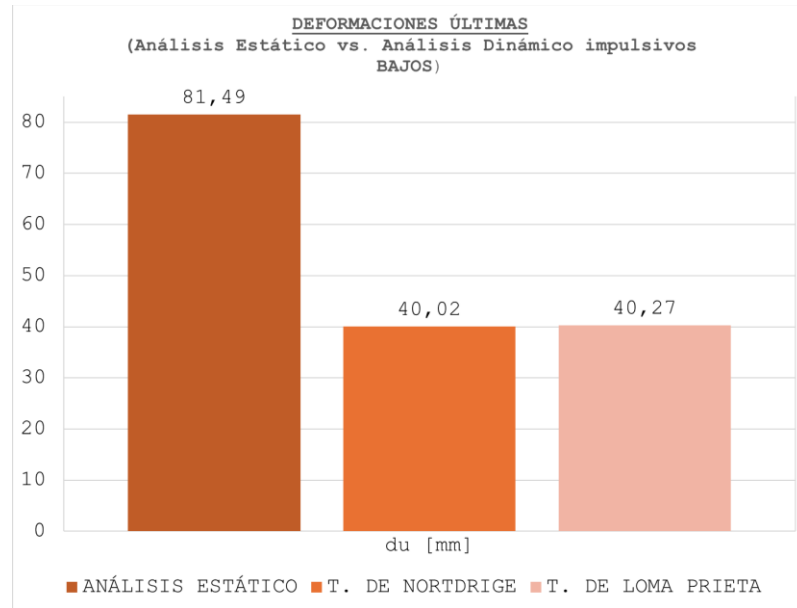


Figura 4. 29. Comparación de deformaciones últimas de terremotos de impulsividad baja vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 3.

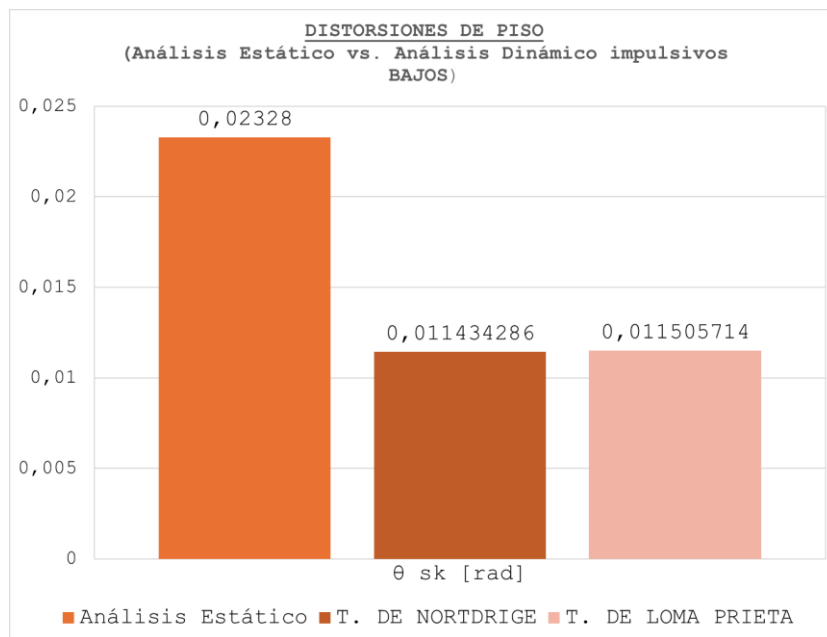


Figura 4. 30. Comparación de distorsiones de piso de terremotos de impulsividad baja vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 3.

4.3.4. Terremotos no impulsivos

4.3.4.1 Acelerograma matcheado 7:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Kobe, Japón, 1/16/1995, Yae

Tabla 4. 57. Resultados de acelerograma 7. Caso 3.

CASO 3						
DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS						
Sentido X			Cd=	5,5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
1	9,08	49,94	3500	0,01427	0,025	VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.58.

Tabla 4. 58. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Kobe, Japón, 1/16/1995, Yae, y análisis estático. Caso 3.

T. DE DE KOBE	
du REL	θ sk REL
0,613	0,613

4.3.4.2 Acelerograma matcheado 8:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Delta, 352

Tabla 4. 59. Resultados de acelerograma 8. Caso 3.

CASO 3						
DESPLAZAMIENTOS NEGATIVOS						
Sentido X			Cd=	5,5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
1	-8,13	-44,72	3500	0,01278	0,025	VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.60.

Tabla 4. 60. Valores relativos de respuestas entre análisis Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Delta, 352, y análisis estático. Caso 3.

T. DE IMPERIAL VALLEY	
du REL	θ sk REL
0,549	0,549

Con base en los resultados obtenidos de los análisis time-history realizados para los dos terremotos aplicados a la estructura en estudio, se elaboran gráficos comparativos entre las respuestas del análisis dinámico y estático, de acuerdo con lo estipulado en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005.

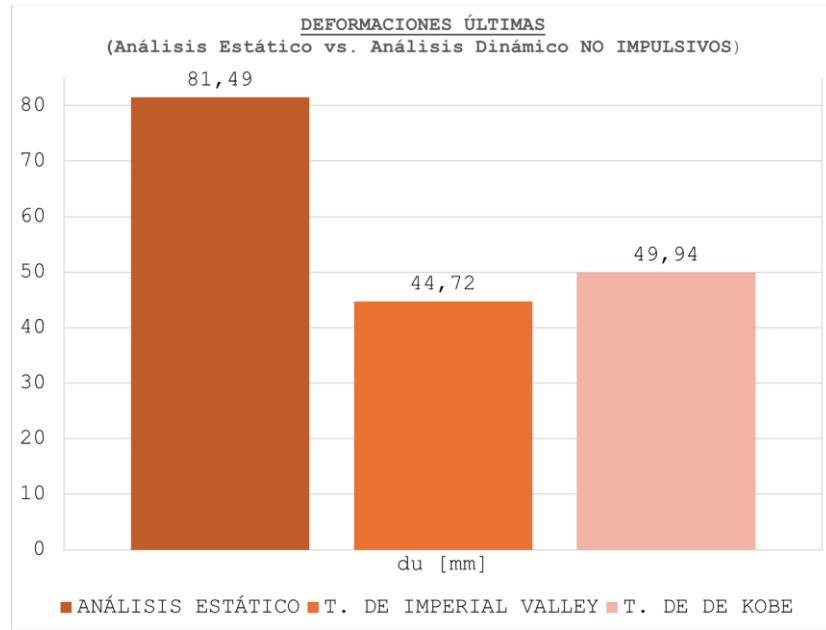


Figura 4. 31. Comparación de deformaciones últimas de terremotos no impulsivos vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 3.

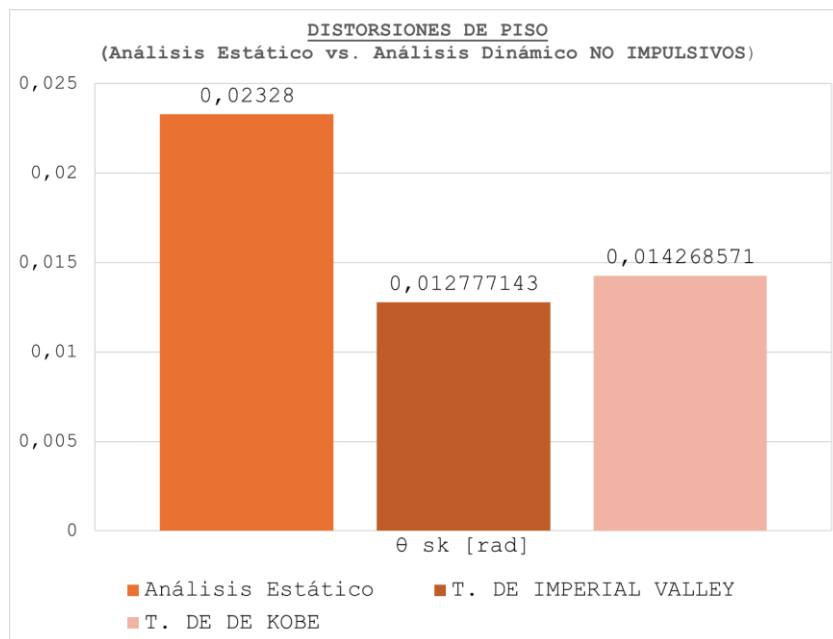


Figura 4. 32. Comparación de distorsiones de piso de terremotos no impulsivos vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 3.

4.3.5. Terremotos vibratorios

4.3.5.1 Acelerograma matcheado 9:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Chile, 03/03/1985

Tabla 4. 61. Resultados de acelerograma 9. Caso 3.

CASO 3						
DESPLAZAMIENTOS NEGATIVOS						
Sentido X			Cd=	5,5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
1	-8,63	-47,49	3500	0,01357	0,025	VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.62.

Tabla 4. 62. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Chile, 03/03/1985, y análisis estático. Caso 3.

T. DE CHILE	
du REL	θ sk REL
0,583	0,583

4.3.5.2 Acelerograma matcheado 10:

Espectro INPRES-CIRSOC 103 + Terremoto de Concepción, Chile, 01/01/1980

Tabla 4. 63. Resultados de acelerograma 10. Caso 3.

CASO 3						
DESPLAZAMIENTOS POSITIVOS						
Sentido X			Cd=	5,5	YR =	1
Nivel	de	du	hsk	θ sk	Grupo	B
	mm	mm	mm			ND
1	6,43	35,35	3500	0,01010	0,025	VERIFICA

A continuación, se presenta la relación entre los resultados del análisis dinámico y estático, conforme a lo establecido en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I (2005). Los valores obtenidos se detallan en la Tabla 4.64.

Tabla 4. 64. Valores relativos de respuestas entre análisis dinámico Terremoto de Concepción, Chile, 01/01/1980, y análisis estático. Caso 3.

T. DE CONCEPCIÓN	
du REL	θ sk REL
0,434	0,434

Con base en los resultados obtenidos de los análisis time-history realizados para los dos terremotos aplicados a la estructura en estudio, se elaboran gráficos comparativos entre las respuestas del análisis dinámico y estático, de acuerdo con lo estipulado en el Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005.

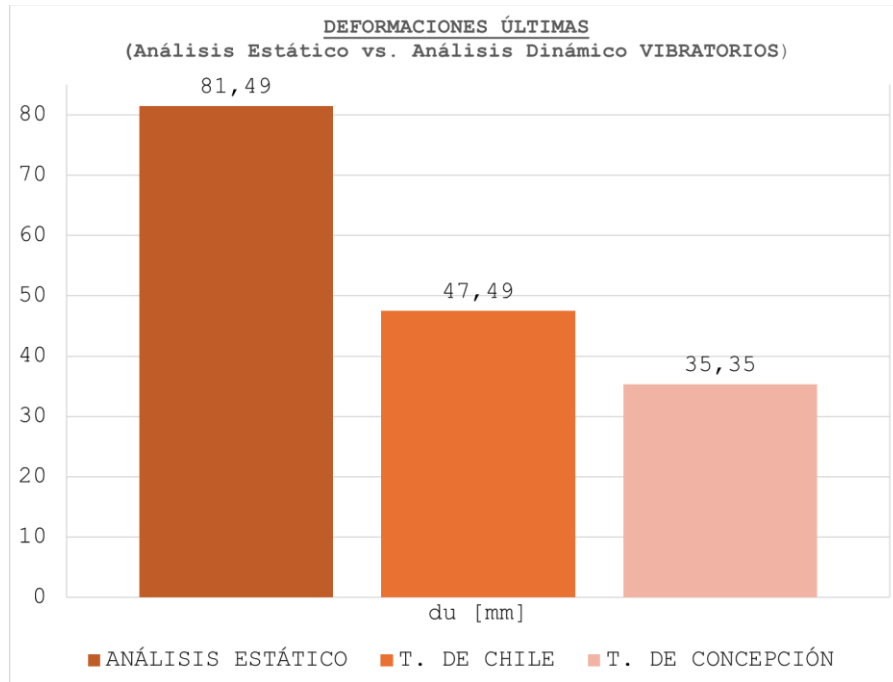


Figura 4. 33. Comparación de deformaciones últimas de terremotos vibratorios vs deformaciones ultimas de análisis estático. Caso 3.

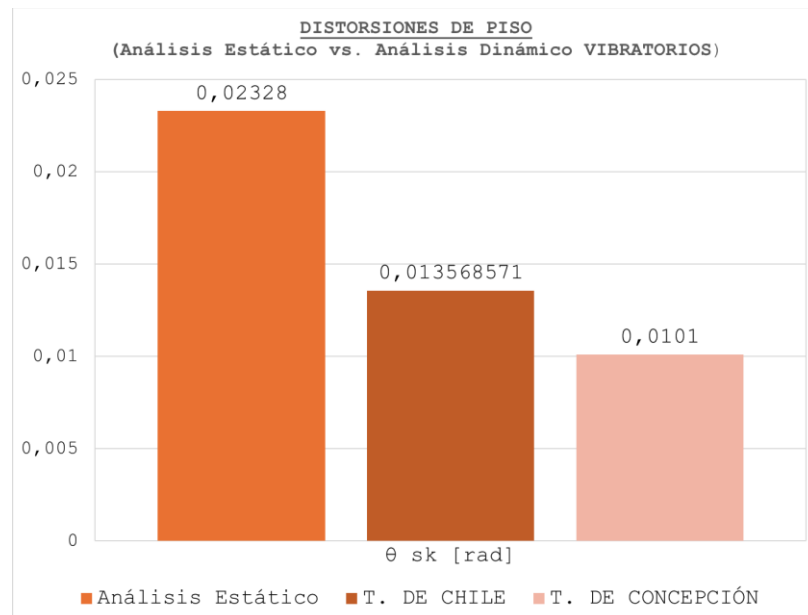


Figura 4.34. Comparación de distorsiones de piso de terremotos vibratorios vs distorsiones de piso de análisis estático. Caso 3.

Además de los resultados obtenidos de distorsiones horizontales, se evaluó el corte basal en el edificio en cuestión para cada excitación sísmica.

4.3.6 Resultados de corte basal ante los distintos terremotos.

Tabla 4. 65. Valores de corte basal para los distintos acelerogramas. Caso 3.

CASO 3	Acelerograma matcheado		Corte basal [kN]
	Espectro	Acelerograma	
a	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Newhall - W Pico Canyon Rd, 46	-90,124
b	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Los Gatos - Lexington Dam, 90	234,32
c	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Agrarias, 273	325,77
d	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Holtville Post Office, 315	-222,54
e	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Gilroy Array #4	206,88
f	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Canyon Country - W Lost Cany, 270	-204,25
g	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Kobe, Japón, 1/16/1995, Yae	-257,21
h	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Delta, 352	230,33
i	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Chile, 03/03/1985	246,74
j	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Concepción, Chile, 01/01/1980	-183,18
AE	INPRES-CIRSOC 103	ANÁLISIS ESTÁTICO	419,77

Nota: Los valores de corte basal de la Tabla 4.65 corresponden a los máximos encontrados, ya sean con signos positivos o negativos.

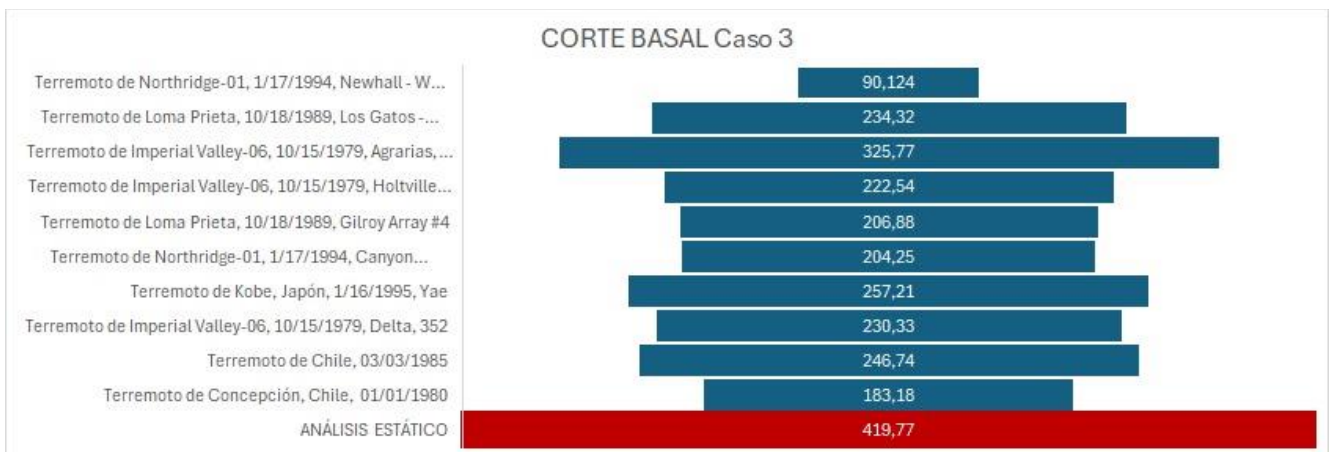


Figura 4. 35. Comparación del corte basal obtenido en el Caso 3 bajo diferentes registros sísmicos y un análisis estático.

Tabla 4.66. Relación de corte basal dinámico respecto al corte basal estático para los distintos acelerogramas.
Caso 3.

CASO 3	Acelerograma matcheado		Relación dinámico/estático
	Espectro	Acelerograma	
a	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Newhall - W Pico Canyon Rd, 46	21%
b	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Los Gatos - Lexington Dam, 90	56%
c	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Agrarias, 273	78%
d	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Holtville Post Office, 315	53%
e	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Gilroy Array #4	49%
f	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Canyon Country - W Lost Cany, 270	49%
g	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Kobe, Japón, 1/16/1995, Yae	61%
h	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Delta, 352	55%
i	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Chile, 03/03/1985	59%
j	INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Concepción, Chile, 01/01/1980	44%

Capítulo 5

Comparación de resultados

En este capítulo se aborda la comparación de los tres casos de estudio considerados anteriormente sobre la respuesta sísmica de estructuras de hormigón armado frente a sismos impulsivos y vibratorios. Los tres casos seleccionados representan tipologías estructurales comunes en edificaciones de la provincia de Mendoza, con el objetivo de reflejar las características más relevantes de los edificios en la región. Aunque inicialmente se planteó la comparación conjunta de los tres casos, durante el análisis se evidenció que el tercer caso (pórtico de 10 vanos y 1 piso) presenta características considerablemente diferentes respecto a los otros dos, tanto en términos de distribución de masa como de rigidez y comportamiento dinámico. Esto imposibilitó una comparación directa bajo los mismos criterios utilizados para los casos 1 y 2. Por lo tanto, el énfasis del análisis se centró en los primeros dos casos, los cuales ofrecen mayor similitud en su naturaleza estructural y permiten extraer conclusiones más relevantes.

Para permitir la comparación directa de los primeros dos casos se deben aclarar aspectos que serán de importancia en la respuesta estructural. El caso 1, el pórtico de 3 vanos y 10 pisos es aproximadamente 1,8 veces más pesado (medido en kN) que el caso 2, el pórtico-tabique de 1 vano y 10 pisos. Esta diferencia en la masa implica que las fuerzas inerciales generadas durante un sismo serán notablemente mayores en el caso 1, lo cual condiciona significativamente su respuesta. De esta manera, el caso 2 enfrenta mayores desafíos debido a su mayor esbeltez y menor masa, lo que podría sugerir una mayor vulnerabilidad frente a sismos.

5.1 Método estático

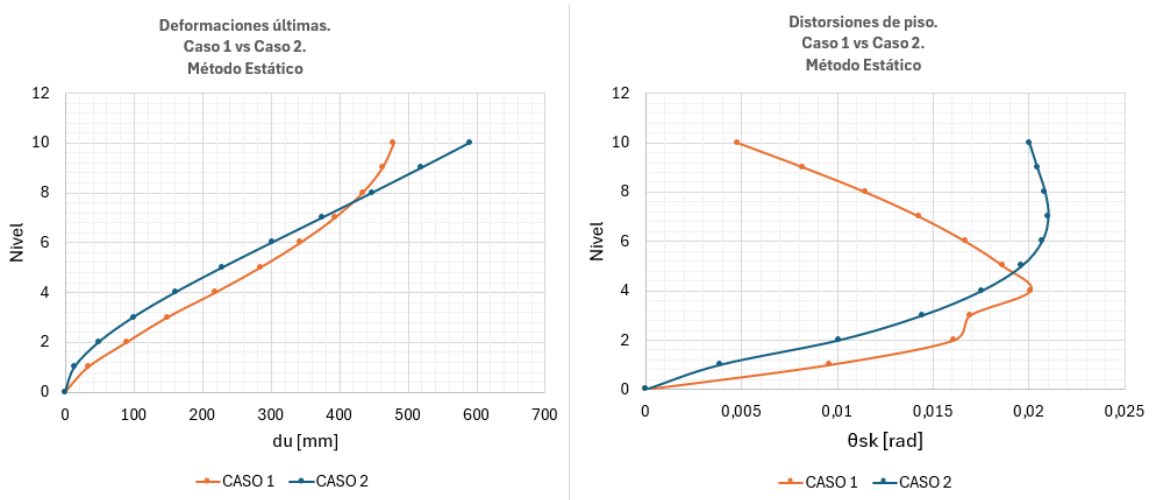


Figura 5. 1. Comparación de deformaciones últimas y distorsiones de piso entre el caso 1 (estructura aporticada de 10 niveles y 3 vanos) y el caso 2 (estructura pórtico-tabique de 10 niveles y 1 vano). Método estático.

Influencia del acoplamiento

A. MOMENTO FLECTOR EN LA BASE – Acoplamiento viga-tabique

Tabla 5.1. Reacciones de tabique integradas viga-tabique acoplados.

TABLE: Integrated Wall Reactions									
Story	WallBay	Output Case	Case Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
				kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Story1	W1	ENVOLVENTE	Combination	-352,6425	288,894	36983,1277	-335,0311	16271,4123	-770,0881
Story1	W2	ENVOLVENTE	Combination	-352,6425	-288,894	36983,1277	335,0311	16271,4123	770,0881

De esta manera, el momento flector en la base de la estructura teniendo la viga y el tabique acoplados, será:

$$M_y = 16\,271,4123\text{ kNm}$$

B. MOMENTO FLECTOR EN LA BASE – Articulación viga-tabique

Tabla 5.2. Reacciones de tabique integradas viga-tabique articulado.

TABLE: Integrated Wall Reactions									
Story	WallBay	Output Case	Case Type	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
				kN	kN	kN	kN-m	kN-m	kN-m
Story1	W1	ENVOLVENTE	Combination	-395,8538	247,9062	36558,3944	-287,4974	13077,287	-576,997
Story1	W2	ENVOLVENTE	Combination	-395,8538	-247,9062	36558,3944	287,4974	13077,287	576,997

De esta manera, el momento flector en la base de la estructura con una articulación en la unión de la viga con el tabique, será:

$$M_y = 13\,077,287\text{ kNm}$$

Debería ser menor el momento de empotramiento cuando el tabique está acoplado que cuando no lo está. En este caso, el acoplamiento no es efectivo debido a las dimensiones de la viga

5.2 Método dinámico: terremotos impulsivos

5.2.1 Terremoto con índice de impulsividad alto

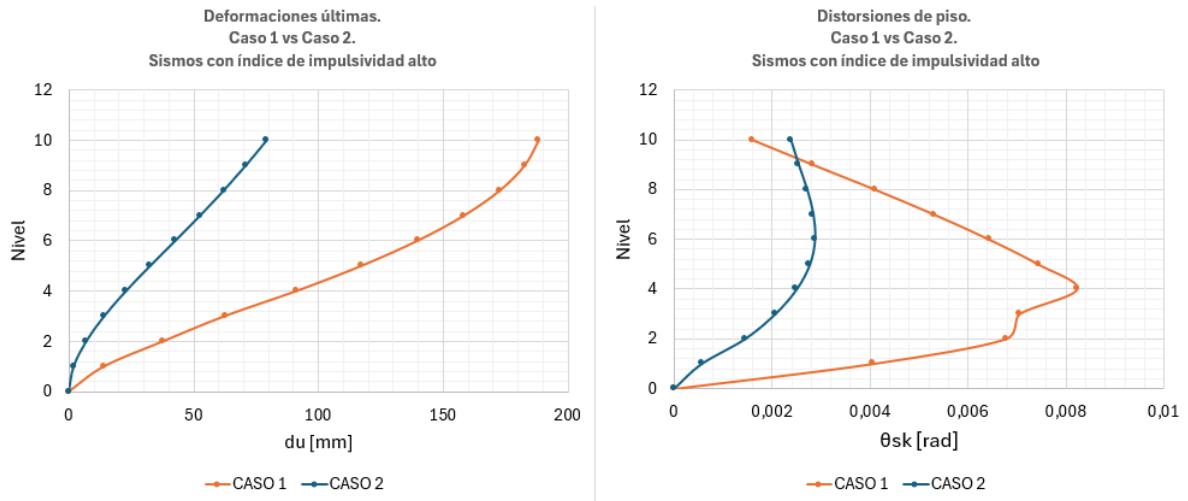


Figura 5. 2. Comparación de deformaciones últimas y distorsiones de piso entre el caso 1 (estructura aporticada de 10 niveles y 3 vanos) y el caso 2 (estructura pórtico-tabique de 10 niveles y 1 vano). Método dinámico: Terremoto impulsivo con índice de impulsividad alto.

5.2.2 Terremoto con índice de impulsividad moderado

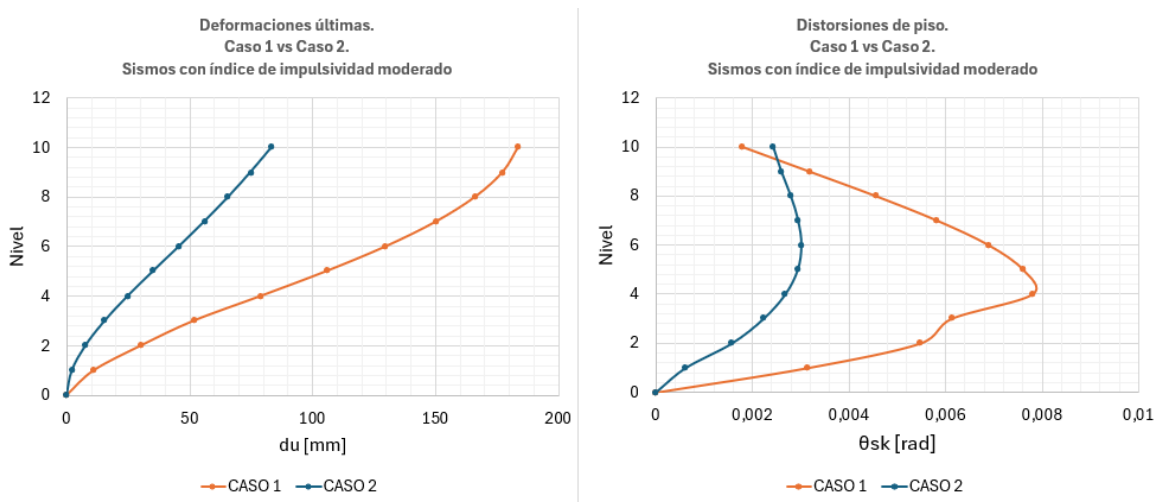


Figura 5. 3. Comparación de deformaciones últimas y distorsiones de piso entre el caso 1 (estructura aporticada de 10 niveles y 3 vanos) y el caso 2 (estructura pórtico-tabique de 10 niveles y 1 vano). Método dinámico: Terremoto impulsivo con índice de impulsividad moderado.

5.2.3 Terremoto con índice de impulsividad bajo

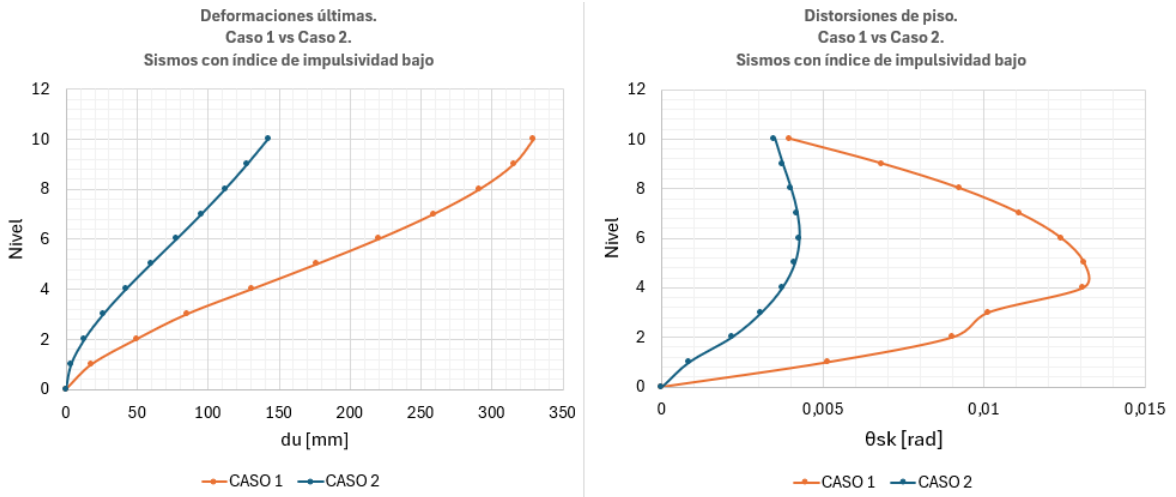


Figura 5. 4. Comparación de deformaciones últimas y distorsiones de piso entre el caso 1 (estructura aporticada de 10 niveles y 3 vanos) y el caso 2 (estructura pórtico-tabique de 10 niveles y 1 vano). Método dinámico: Terremoto impulsivo con índice de impulsividad bajo.

5.2.4 Terremoto no impulsivo

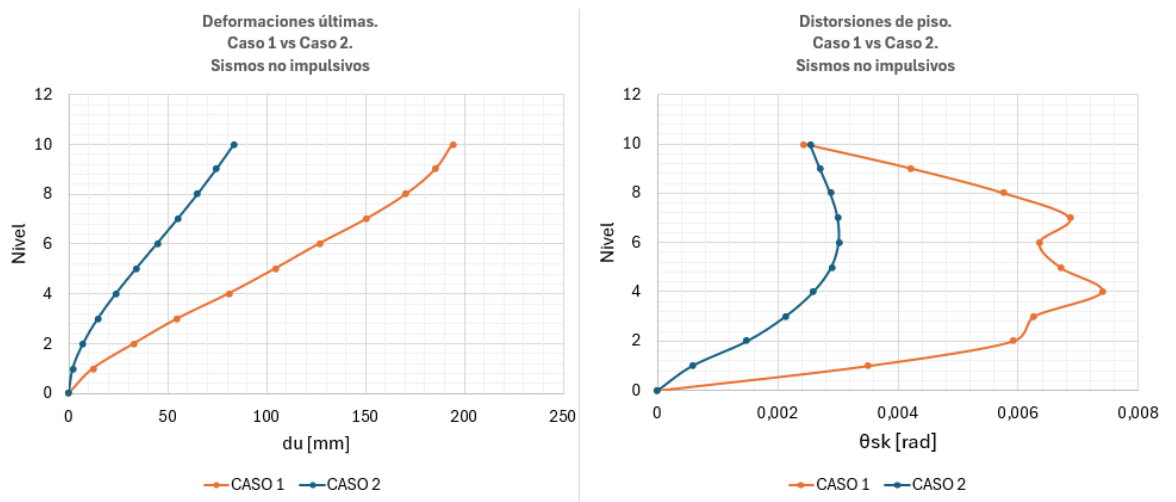


Figura 5. 5. Comparación de deformaciones últimas y distorsiones de piso entre el caso 1 (estructura aporticada de 10 niveles y 3 vanos) y el caso 2 (estructura pórtico-tabique de 10 niveles y 1 vano). Método dinámico: Terremoto no impulsivo.

5.3 Método dinámico: terremotos vibratorios

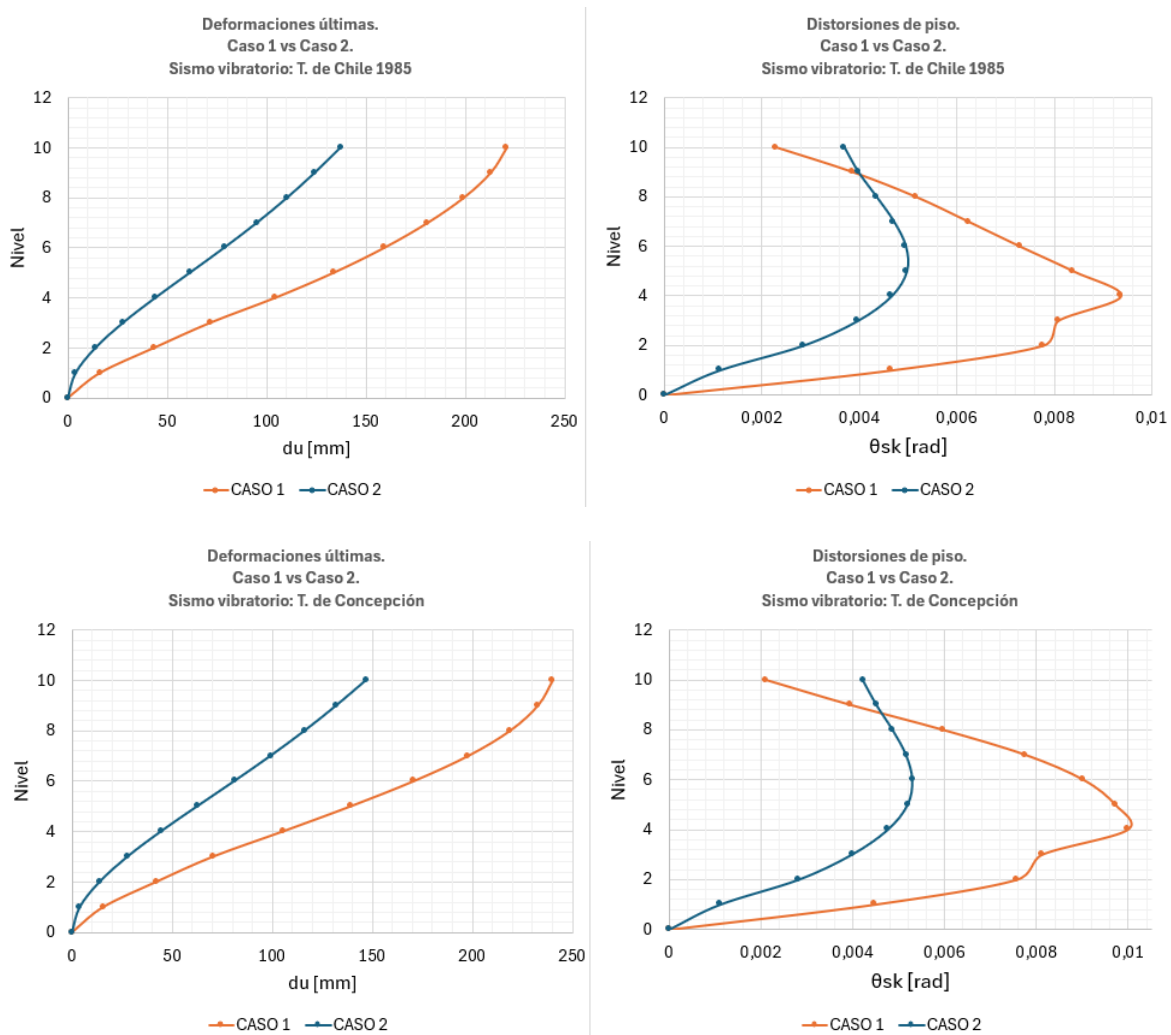


Figura 5. 6. Comparación de deformaciones últimas y distorsiones de piso entre el caso 1 (estructura aporticada de 10 niveles y 3 vanos) y el caso 2 (estructura pórtico-tabique de 10 niveles y 1 vano). Método dinámico: Terremotos vibratorios.

A pesar de las diferencias mencionadas al comienzo de este capítulo, los resultados de los análisis indican que la estructura pórtico-tabique presenta un comportamiento más noble en términos de distribución de distorsiones de piso y deformaciones, lo que podría atribuirse a la contribución de los tabiques a la rigidez global. Pero este comportamiento favorable cambia en los últimos niveles, debido a la disminución de masa en los pisos superiores del caso 1, logrando reducir sus valores indeseables.

En los terremotos impulsivos, el caso 2 exhibe deformaciones últimas inferiores a las del caso 1 en todos los niveles de impulsividad. Es especialmente notable que, en los pisos superiores, la diferencia entre ambos casos es considerable, presentando valores similares de deformación última para todos los niveles de impulsividad, a

excepción del nivel de impulsividad bajo, que presenta valores de deformación última 1,75 veces mayores aproximadamente que el resto.

De manera similar a lo observado en las deformaciones últimas, el nivel de impulsividad bajo presenta distorsiones de piso aproximadamente 1,5 veces mayores que en los demás terremotos impulsivos.

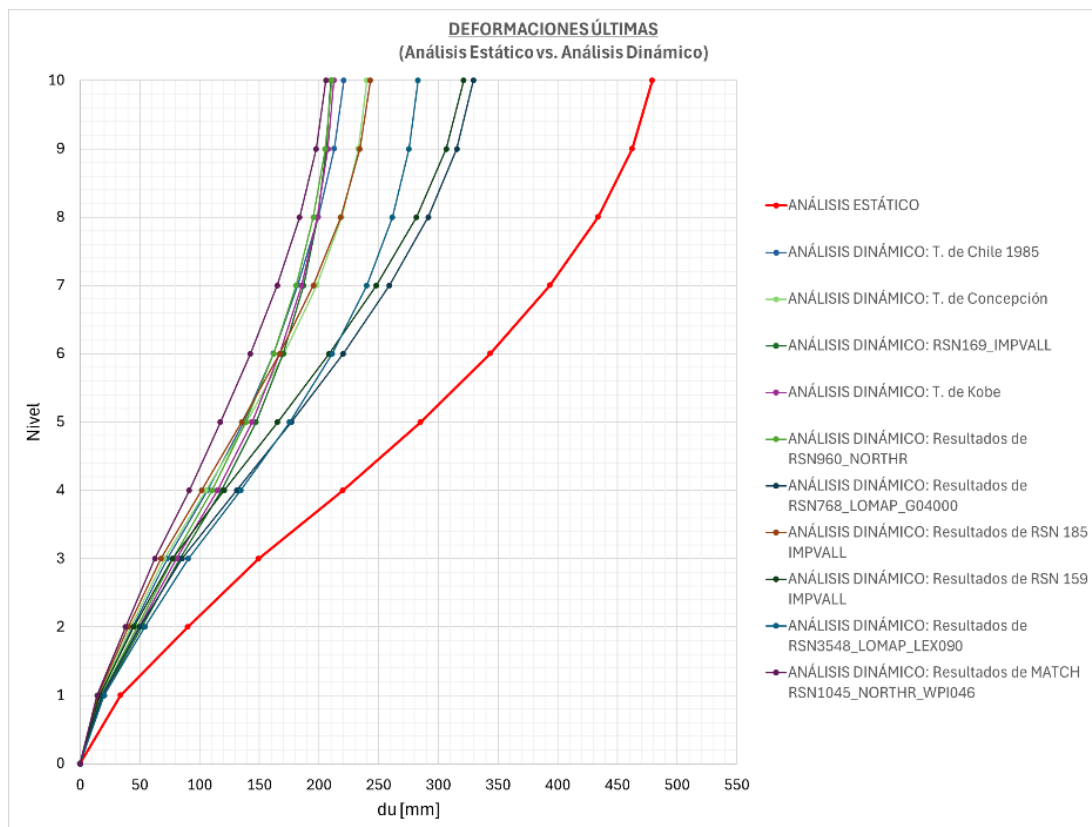
Para ambos tipos de estructuras analizadas, en un nivel de impulsividad bajo se puede apreciar que puede llegar a ser más perjudicial. Debido a que la clasificación de “impulsividad” es meramente distintiva, no estamos teniendo en cuenta otros aspectos del propio sismo. Una de las causas que se planea estudiar es si este fenómeno ocurre debido a las cercanías de periodos entre el terremoto de impulsividad baja con respecto a la estructura. Dicha conclusión se deja a debate para las investigaciones venideras.

Para los terremotos vibratorios, en el caso 2 se observa que las deformaciones últimas son menores que en el caso 1 en los 10 niveles. Además, esta diferencia se intensifica en los pisos superiores, donde la discrepancia entre ambos casos resulta particularmente marcada.

En el caso 1, las distorsiones de piso incrementan de manera progresiva hasta alcanzar el cuarto nivel.

5.4 Análisis por tipo de estructura

5.4.1 Caso 1: estructura aporticada de 10 niveles y 3 vanos



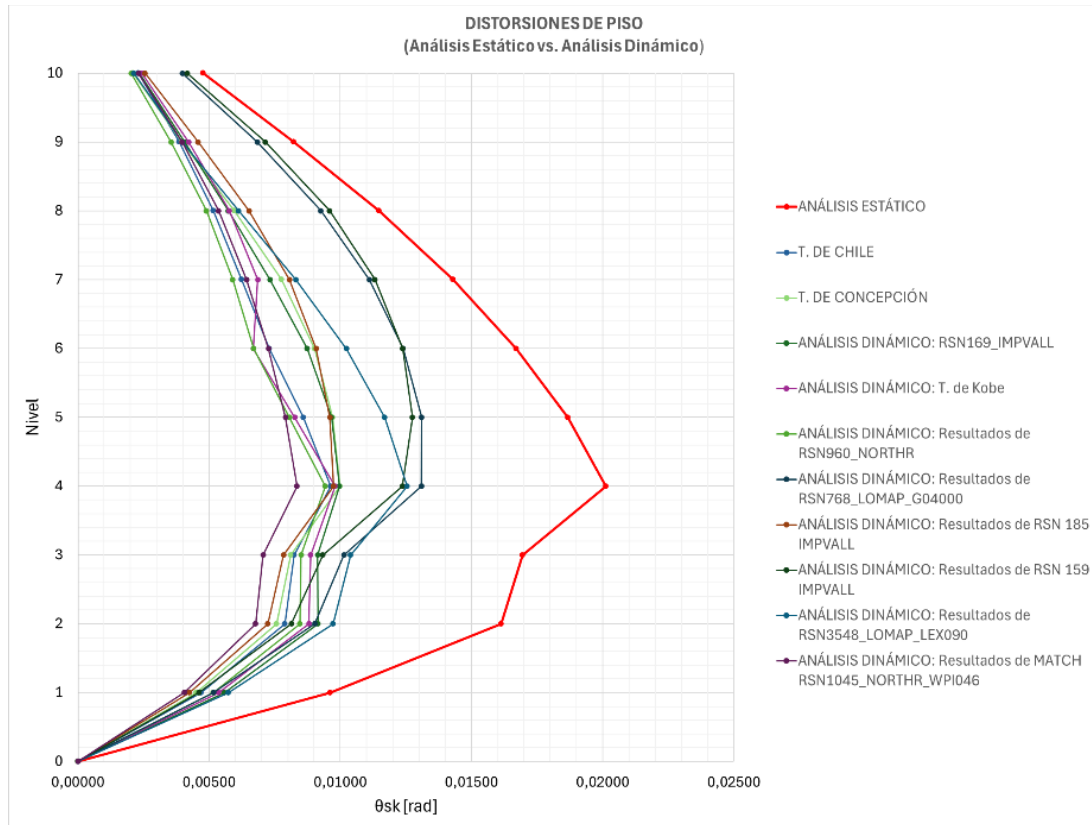


Figura 5.7: Comparación de deformaciones ultimas (gráfico superior) y distorsiones de piso (gráfico inferior) según los sismos analizados en todos los casos con respecto al análisis estático para el CASO 1.

A modo de tener una apreciación más general de las respuestas obtenidas mediante la aplicación de los inputs en cada estructura y compararla esta con el generado por el análisis estático, se observa claramente que este último sobredimensiona las respuestas antes acontecidas para una misma estructura, tanto a nivel de deformación como distorsión de pisos.

Nótese también un aspecto curioso, en las deformaciones últimas, las que cuenta con mayor dimensión son tanto el Terremoto de Imperial Valley moderado como los Loma Prieta de impulsividad baja y alta. Ambas localidades se encuentran muy cercanas geográficamente.

Sin embargo, la envergadura de los terremotos analizados en la estructura sigue dando respuestas menores al 50% aproximadamente para el caso de análisis.

5.4.2 Caso 2: estructura pórtico-tabique de 10 niveles y 1 vano

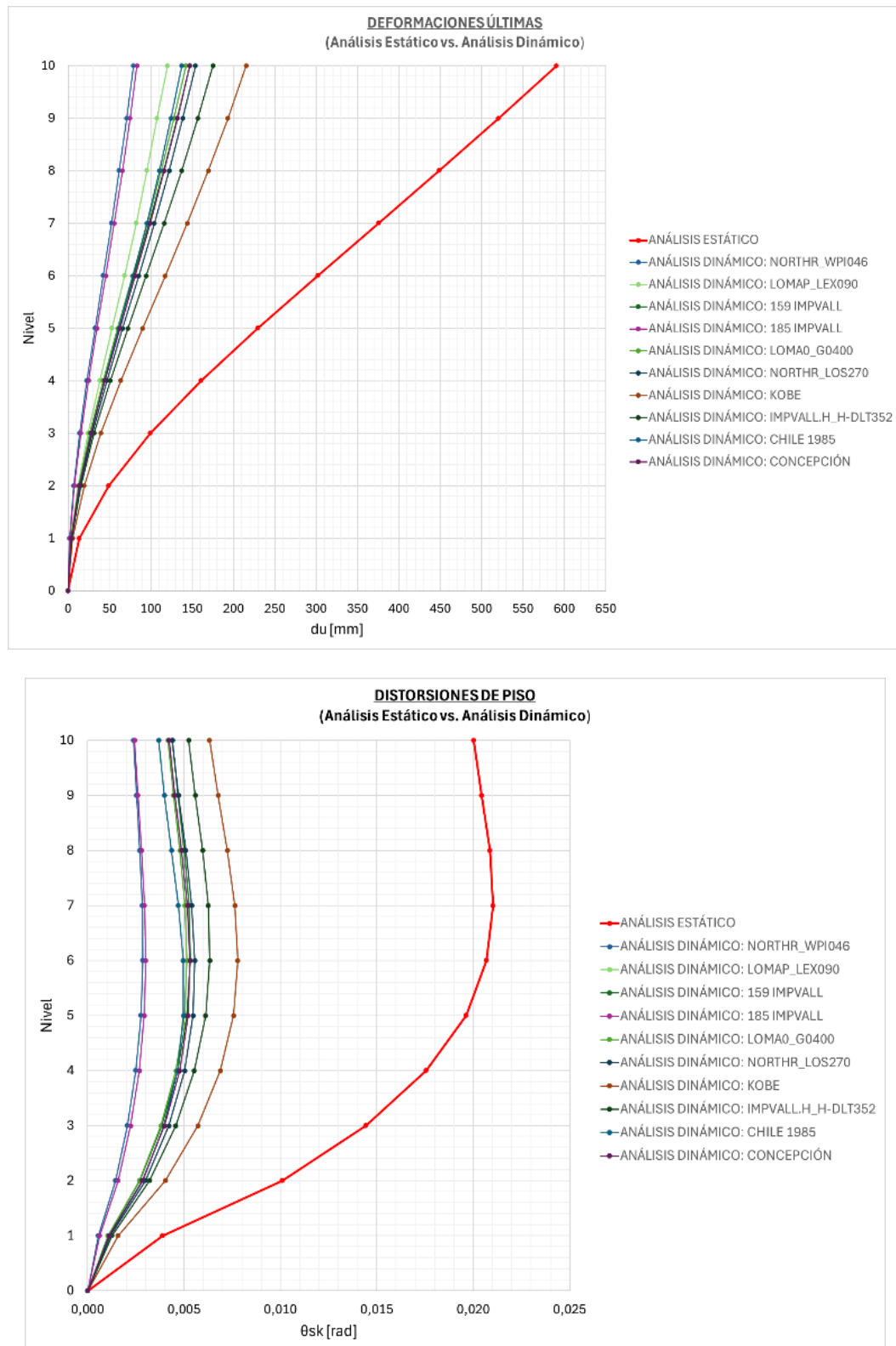


Figura 5.8: Comparación de deformaciones ultimas (gráfico superior) y distorsiones de piso (gráfico inferior) según los sismos analizados en todos los casos con respecto al análisis estático para el CASO 2.

De igual forma que en caso anterior, el análisis estático para estructuras regulares en estudio sigue dando mucho mayor en comparación a la de los terremotos sometidos. Como nombramos anteriormente, el carácter estructural del tabique beneficia la respuesta ante sismos altos, medios y bajos.

Se puede notar que la diferencia entre estos y el obtenido mediante método estático es mayor al 60% para el caso en estudio.

Capítulo 6

Conclusiones finales

Se han analizado las respuestas estructurales de tres tipos de estructuras regulares sujetas a cargas permanentes, de uso más la acción sísmica. Con relación a la acción sísmica se han considera aquellas provenientes de la aplicación del método estático y las debidas a un análisis del tipo time-history, para distintos tipos de terremotos entre ellos, de alta, media y baja impulsividad, además, de algunos terremotos con características del tipo vibratorio.

Los resultados indican, en términos generales, que las respuestas asociadas al método estático resultan mayores que las que resultan de aplicar un método dinámico, en este caso, las debidas a la aplicación de un análisis *time-history*.

De acuerdo a los resultados obtenidos del análisis *time history* comparados con el análisis estático, se observa que éste último requiere de estructuras más rígidas dado que las demandas sísmicas son mayores.

De acuerdo con el apartado 7.3.2. Solicitaciones, capítulo 7 del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 Parte I, se recomienda que, si el corte basal obtenido mediante el análisis de respuesta en el tiempo es inferior al 85% del corte basal obtenido por el método estático, las sollicitaciones de diseño obtenidas se reducen con un factor de 0,85.

Tabla 6.1. Rangos de relación entre deformaciones últimas y distorsiones de piso dinámicas y estáticas dependiendo de su nivel de impulsividad basadas en las calculadas en el capítulo 4.

CASO 1			CASO 2		
RANGO IP ALTO			RANGO IP ALTO		
	du REL	θ sk REL		du REL	θ sk REL
Min	0,412	0,415	Min	0,134	0,119
Max	0,615	0,626	Max	0,254	0,254
RANGO IP MODERADO			RANGO IP MODERADO		
	du REL	θ sk REL		du REL	θ sk REL
Min	0,442	0,442	Min	0,141	0,121
Max	0,670	0,871	Max	0,273	0,273
RANGO IP BAJO			RANGO IP BAJO		
	du REL	θ sk REL		du REL	θ sk REL
Min	0,439	0,401	Min	0,241	0,208
Max	0,687	0,832	Max	0,304	0,304
RANGO NO IMPULSIVO			RANGO NO IMPULSIVO		
	du REL	θ sk REL		du REL	θ sk REL
Min	0,443	0,400	Min	0,297	0,261
Max	0,581	0,581	Max	0,408	0,408
RANGO VIBRATORIOS			RANGO VIBRATORIOS		
	du REL	θ sk REL		du REL	θ sk REL
Min	0,459	0,436	Min	0,233	0,184
Max	0,505	0,542	Max	0,292	0,292

Tabla 6.2. Rangos de relación entre corte basal dinámico y corte basal estático para cada terremoto analizado, basado en los resultados del capítulo 4.

Espectro	Acelerograma	CORTE BASAL	
		C1	C2
INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Newhall-W Pico Canyon Rd, 46	42%	23%
INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Holtville Post Office, 315	44%	40%
INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Agrarias, 273	46%	43%
INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Concepción, Chile, 01/01/1980	47%	23%
INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Chile, 03/03/1985	49%	39%
INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Gilroy Array #4	52%	46%
INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Northridge-01, 1/17/1994, Canyon Country - W Lost Cany,	54%	59%
INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Kobe, Japón, 1/16/1995, Yae	57%	47%
INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Imperial Valley-06, 10/15/1979, Delta, 352	59%	46%
INPRES-CIRSOC 103	Terremoto de Loma Prieta, 10/18/1989, Los Gatos - Lexington Dam, 90	59%	42%
	MIN	23%	
	MAX	59%	

El análisis de los datos más representativos indica que el rango típico de la relación entre las respuestas dinámica y estática, considerando deformaciones últimas y distorsiones de piso, se encuentra entre 0,40 y 0,60 para el CASO 1 y entre 0,17 a 0,32 para el CASO 2. Los valores extremos como 0,87 fueron excluidos del análisis por considerarse atípicos y no representativos para este estudio. Lo expuesto anteriormente se refleja en la siguiente gráfica donde podemos apreciar el rango establecido en color gris.

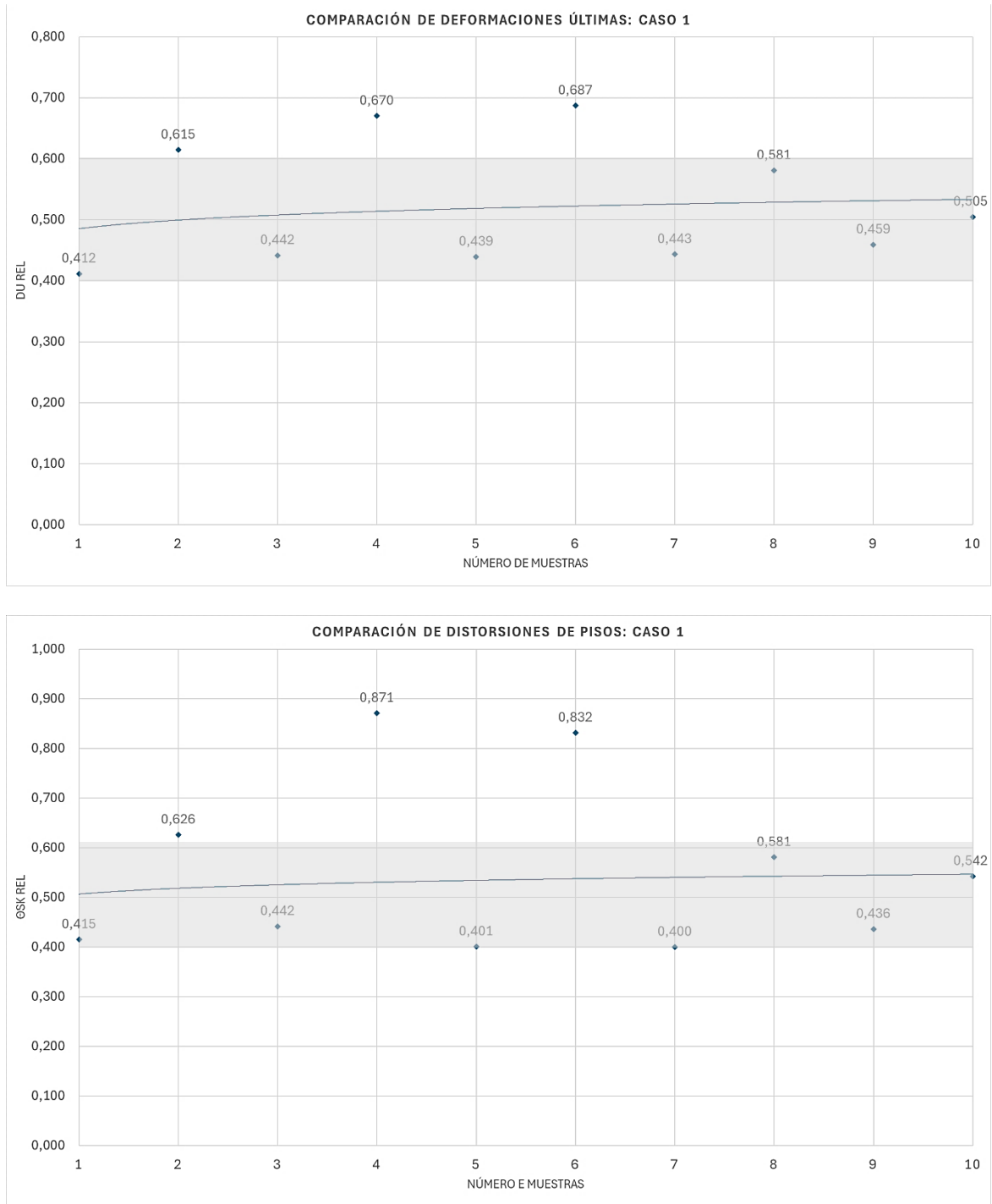


Figura 6.1. Comparación de resultados de deformaciones últimas y distorsiones de piso para el Caso 1 (Pórtico de tres vanos) determinadas en diez muestras representativas. (Tablas du_{REL} y $\theta_{sk_{REL}}$, Capítulo 4).

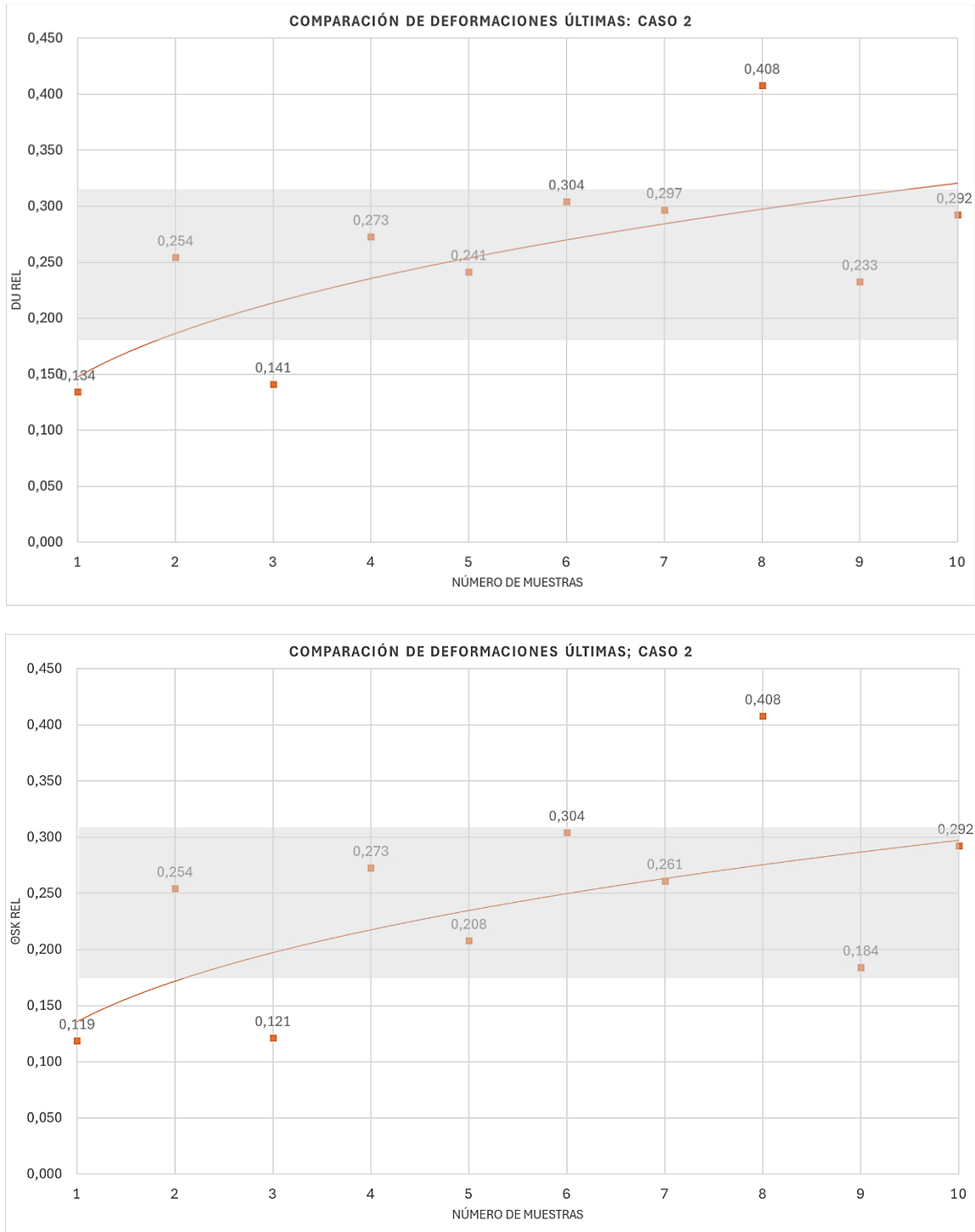


Figura 6.2. Comparación de resultados de deformaciones últimas y distorsiones de piso para el Caso 2 (Pórtico-Tabique) determinadas en diez muestras representativas. (*Tablas du REL y θsk REL, Capítulo 4*).

Asimismo, la relación entre el corte basal dinámico y el corte basal estático presenta valores comprendidos entre 0,23 y 0,59. Estos resultados evidencian que el valor de 0,85 estipulado en el reglamento excede los valores observados para el caso de estructuras regulares, lo que sugiere la posibilidad de reducir este factor para

obtener un análisis más preciso y ajustado a la realidad. Esta conclusión resulta relevante para futuras revisiones y actualizaciones normativas en relación con este criterio.

Finalmente, con el propósito de contribuir al avance del conocimiento en el campo de la ingeniería sísmica, se proponen para estudios futuros los siguientes temas de investigación, derivados del presente informe.

- Evaluar respuestas locales para las tres tipologías estructurales consideradas en la tesis.
- Ampliar la biblioteca de inputs de terremotos del tipo impulsivos y vibratorios.
- Evaluar respuestas globales y locales para otras tipologías estructurales.
- Estudiar la influencia de los modos superiores y del modo fundamental en la respuesta de las tipologías estructurales para terremotos con características del tipo pulso cuando se aplica el método de análisis modal espectral.
- Estudiar la influencia de los modos superiores y del modo fundamental en la respuesta de las tipologías estructurales para terremotos con características vibratoria cuando se aplica el método de análisis modal espectral.
- Estudiar la eficiencia del método modal espectral para terremotos del tipo impulsivo, incluso para diferentes tipos de impulsividad.
- Estudiar la cercanía de los periodos de terremotos utilizados y compararlas con los periodos propios de las estructuras.

Lista de referencias

- Anderson, J. C., Bertero, V. V., & Bertero, R. D. (1999). Performance improvement of long period building structures subjected to severe pulse-type ground motions (No. 9). Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California.
- Aagaard, B., J. F. Hall and T. Heaton (2001). Characterization for near-source ground motions with earthquake simulations. *Earthquake Spectra*, Volume 17, N° 2, 177-207.
- Abrahamson, N. A. (2000). Effects of rupture directivity on probabilistic seismic hazard analysis. Sixth International Conference on Seismic Zonation: Managing Earthquake Risk in the 21st Century, Earthquake Engineering Research Inst., Oakland, California.
- Agrawal, A. K. and W.-L He (2002). A closed-form approximation of near-fault ground motion pulses for flexible structures. 15th ASCE Engineering Mechanics Conference. June 2-5, 2002, Columbia University, New York.
- Alavi, B. and H. Krawinkler (2000). Consideration for near-fault ground motion effects in seismic design. 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, paper 2665.
- Alavi, B. and H. Krawinkler (2001). Effects of near-field ground motion on building structures. CUREE Publication N° CKIII-02. CUREE-Kajima Joint Research Program, Phase II.
- Anderson, J. C. and V. V. Bertero (1987). Uncertainties in Establishing Design Earthquakes. *Journal for Structural Engineering*, Vol 113, N° 8, 1709-1724.
- Balash, E., J. Camps, F. Crisafulli, C. Frau, D. García Gei, A. Giuliano, J. Giunta, C. Llopiz, N. Maldonado, E. Quiroga y A. Reboredo (2008). Comisión redactora del proyecto de reglamento argentino para construcciones sismorresistentes, parte I, construcciones en general, Mendoza, 2008.
- Baez, José I. And Miranda E. (2000). Amplification factors to estimate inelastic displacement demands or the design of structures in the near field. 12th World Conference on Earthquake on Engineering, New Zeland, paper 1561.
- Bertero, V. V., J. C. Anderson and M. Sasani (1999). Impulse earthquake ground motions: a historical and critical review. En J. C. Anderson, V. V. Bertero and R. Bertero. Performance improvement of long period buildings structures subjected to severe pulsetype ground motions. PEER 1999/09, Appendix A, 215-219.
- Bolt, B. A. (1975). San Fernando earthquake, 1971: magnitudes, aftershocks and fault dynamics. Chapter 21. Bulletin 196. California División of Mines and Geology. Sacramento.
- Bolt, B. A. (1997), Discussion of enduring lessons and opportunities lost from the San Fernando Earthquake of February 9, 1971, by Paul C. Jennings. *Earthquake Spectra*, Vol. 19, N°3, 545-547, EERI, Oakland, CA.
- Bolt, B. A. (2003). *Earthquakes*. 5th Ed., W.H. Freeman, New York.
- Bray, J. and A. Rodriguez-Marek (2004). Characterization of forwarddirectivity ground motions in the near-fault region. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24, 815-828. Elsevier Ltd.

- Cuesta, I. and M. A. Aschheim (2001a). Isoductile strengths and strength reduction factors of elasto-plastic SDOF systems subjected to simple waveforms. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Volume 30, 1043-1059.
- Cuesta, I. and M. A. Aschheim (2001b). Inelastic response spectra using conventional and pulse R-factors. *Journal of Structural Engineering*, September 2001, 1013-1020.
- Cuesta, I. and M. A. Aschheim (2004). The use of simple pulses to estimate inelastic response spectra. *Journal of Earthquake Engineering*, Volume 8, N° 6, 865-893. Federal Emergency Management (2001). 2000 Edition NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, Part I, Provisions. FEMA-368, Washington, D.C.
- Chopra, A. K. (1996). *Dynamics of structures. Theory and applications to earthquake engineering*. New Jersey, Prentice Hal, 1995.
- Chopra, A. K. and Chintanapakdee, C. (2001). Drif spectrum vs. modal analysis of structural response to near-fault ground motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, N° 2, 221-234.
- Código Uniforme de la Construcción –1997. EEUU, 1999. Primera Ed. en Español.
- Federal Emergency Management (2004). 2003 Edition NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, Part I, Provisions and Part II, Commetary. FEMA-450, Washington, D.C.
- Frau, C. D. y G. R. Saragoni (2005a). Respuesta no lineal de sistemas simples a terremotos de campo cercano. I Encuentro de Investigadores y Docentes de Ingeniería (ENIDI), Universidad Tecnológica Nacional, Regional Mendoza y Universidad Nacional de Cuyo, Facultad de Ingeniería, Mendoza, Argentina.
- Frau, C. D. y G. R. Saragoni (2005b). Demanda sísmica de fuente cercana. Situación del Oeste Argentino. Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica, IX Jornadas, Concepción, Chile
- Frau, C. D. y G. R. Saragoni. (2006a). Regiones cercanas a fallas activas para la zona sísmica 4 de la República Argentina. . II Encuentro de Investigadores y Docentes de Ingeniería (ENIDI), Universidad Tecnológica Nacional, Regional Mendoza y Universidad Nacional de Cuyo, Facultad de Ingeniería, Mendoza, Argentina.
- Frau, C. D. y G. R. Saragoni. (2006b). Características de la respuesta sísmica a terremotos de campo cercano o tipo pulso. XIX Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural, Mar del Plata, Argentina.
- Frau, C. D., G. R. Saragoni, L. Torres, C. Contreras, A. Figueroa y E. Brandolín (2007). Regiones cercanas a fallas activas desde el punto de vista del diseño sísmico. VII Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción (EIPAC), Salta, Argentina.
- Frau, C. D. y E. O. Silva (2003). Demanda sísmica de aceleración y desplazamiento de grandes terremotos. VI Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción (EIPAC) y XI Seminario Iberoamericano de Ingeniería Sísmica, Mendoza, Argentina.
- Frau, C. D., G. R. Saragoni y C. Costa (2009). Parámetros sismológicos en fallas sismogénicas de la República Argentina. XII Congreso Geológico Chileno. Santiago, 22-26 Noviembre, 2009. Frau, Carlos Daniel (2009). “Demanda sísmica incluyendo efectos de directividad en zonas near-fault de Argentina”. Tesis doctoral, 371 pp, dirigida por Dr. G. Rodolfo Saragoni. Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Mendoza, diciembre de 2009.

- Hernández, J. M. y Saragoni, R., (2002). Estudio de la respuesta no lineal en condiciones de colapso sísmico. VIII Jornadas Chilenas de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Valparaíso, Chile.
- Iwan, W. D. (1998). Evaluation of the effects of near-source ground motions. [on line]. PG&E PEER Directed Studies Program, Berkeley, May 1998. [In <http://peer.berkeley.edu/news/1998may/nsource.html>].
- Malhotra, Praveen K. (1999). Response of building to near-field pulse-like ground motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, 1309-1326. John Wiley & Sons, Ltd.
- Panella, D. S., Frau, C. D., & Tornello, M. E. (2013). Identificación de registros sísmicos impulsivos para uso en ingeniería estructural. *Mecánica computacional*, 32(10), 851-863.
- Reglamento INPRES-CIRSOC 103. Normas Argentinas para la Construcción Sismorresistente, Parte I. Argentina, 2005.
- Reglamento CIRSOC 101. Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras. Argentina, 2005.
- Reglamento CIRSOC 201. Reglamento Argentino de Estructuras de Hormigón. Argentina, 2005.
- Saragoni, R. y Rojas M., (2000). Análisis de la potencia sísmica de acelerogramas destructivos. XXIX Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural, Punta del Este, Uruguay.
- Sasani, M. and Bertero, V. (2000). Importance of severe pulse-type ground motions in performance-based engineering: historical and critical review. 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, paper 1302.
- Somerville, P. G. and Smith, N. F. (1996). Accounting for near-fault rupture directivity in the development of design ground motions. Proceedings of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, paper N° 711, ISBN: 0 08 042822 3.
- Somerville, Paul. G. (1999). Near fault directivity pulse model: development and application in scenario and probabilistic maps of pulse parameters in the San Francisco Bay area. Award Number 99HQGR0030. URS Greiner Woodward Clyde. [Available in <http://erp-web.er.usgs.gov/reports/annsum/vol40/sc/g0030.pdf>]
- Stewart, Jonathan P. et al. (2001). Ground Motion Evaluation Procedures for Performance-Based Design [on line]. PEER Report 2001/09, Pacific Earthquake Engineering Research Center. College of Engineering. University of California, Berkeley, September 2001. [Available in <http://nisee.berkeley.edu/library/PEER-200109/contents.pdf>]

Apéndice

Tablas.

Tabla A 1. Altura o espesor mínimo de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección, para el caso en que no se realice un cálculo de las flechas (Tabla 9.5.A)

ELEMENTOS	ALTURA O ESPESOR MÍNIMO, h			
	Simplemente apoyados	Con un extremo continuo	Ambos extremos continuos	En voladizo
	Elementos que no soporten o estén vinculados a tabiques divisorios u otro tipo de elementos susceptibles de sufrir daños por grandes flechas			
Losas macizas armadas en una dirección	$l/20$	$l/24$	$l/28$	$l/10$
Vigas o losas nervuradas en una dirección	$l/16$	$l/18,5$	$l/21$	$l/8$

La luz l se expresa en mm.
 Los valores dados en esta tabla son para elementos de hormigón de peso normal ($w_c = 2500 \text{ kg/m}^3$) y armadura con $f_y = 420 \text{ MPa}$.
 Para otras condiciones, los valores se deben modificar como se indica a continuación:
 a) Para hormigón liviano estructural con w_c comprendido entre 1500 y 2000 kg/m^3 , los valores de la Tabla 9.5.a) se deben multiplicar por $(1,65 - 0,0003 w_c)$, valor que debe ser igual o mayor que $1,09$.
 b) Para $f_y \neq 420 \text{ MPa}$, los valores de esta Tabla se deben multiplicar por la expresión $(0,4 + f_y / 700)$.

Tabla A 2. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas y sobrecargas mínimas concentradas

Destino	Uniforme (kN/m ²)	Concentrada (kN)
Archivos	7 (5)	
Azoteas y terrazas donde pueden congregarse personas azoteas accesibles privadamente azoteas inaccesibles	5 3 1	
Balcones viviendas en general casas de 1 y 2 familias, no excediendo 10 m ² otros casos	5 3 artículo 4.11.	
Baños viviendas otros destinos	2 3	
Bibliotecas salas de lectura salas de almacenamiento de libros corredores en pisos superiores a planta baja corredores en planta baja	3 7 (5) 4 5	4,5 4,5 4,5 4,5

Tabla A 3. Pesos unitarios de los materiales y conjuntos funcionales de construcción

• Tabiques		
Placa de yeso simple montada sobre bastidor metálico, 95 mm de espesor	0,35	
Placa de yeso doble montada sobre bastidor metálico, 120 mm de espesor	0,55	
Panel premoldeado de yeso cerámico autoportante, 70 mm de espesor	0,55	
100 mm de espesor	0,65	

Tabla A 4. Zonificación sísmica de la República Argentina- CIRSOC 103 PARTE I

ZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA REPUBLICA ARGENTINA		
ZONA	PELIGROSIDAD SÍSMICA	ACELERACIÓN MÁXIMA DEL SUELO
0	MUY REDUCIDA	0,04 g
1	REDUCIDA	0,10 g
2	MODERADA	0,18 g
3	ELEVADA	0,25 g
4	MUY ELEVADA	0,35 g

Tabla A 5. Clasificación del sitio – Influencia del suelo- CIRSOC 103 PARTE I

Tipo espectral	Sitio	DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DE SUELOS	PROPIEDADES DE SUELO PROMEDIO		
			Velocidad media de la onda de corte, V_{sm} (m/s)	Nº de golpes medio del ensayo de penetración normalizado N_m	Resistencia media al corte no drenado S_{um} (kPa)
Tipo 1	SA	Formación de roca dura, con presencia superficial y escasa meteorización.	>1500	-	-
	SB	Formación de roca dura con pequeña capa de suelo denso y/o roca meteorizada <3m	760 a 1500	-	-
	SC	Formación de roca blanda o meteorizada que No cumple con SA y SB. Gravas y/o arenas muy densas. Suelo cohesivo pre-consolidado, muy duro. Gravas y/o arenas de densidad media.	360 a 760	>50	>100
Tipo 2	SD	Suelo cohesivo consistente, de baja plasticidad. Gravitas y/o arenas de baja densidad.	180 a 360	15 a 50	50 a 100
Tipo 3	SE	Suelo cohesivo blando de baja plasticidad.	<180	<15	< 50
	SF	Suelos dinámicamente inestables. Requieren estudios especiales.			

Tabla A 6. Valores de a_s , Reglamento Argentino para Construcciones Sismorresistentes Cap. 3 - 32 s, C_a y C_v para las distintas zonas sísmicas y tipos espectrales- CIRSOC 103 PARTE I

Tipo Espectral (Sitio)	Zona Sísmica							
	4		3		2		1	
	$a_s = 0,35$		$a_s = 0,25$		$a_s = 0,15$		$a_s = 0,08$	
	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v	C_a	C_v
1 (S_A, S_B, S_C)	$0,37N_a$	$0,51N_v$	$0,29N_a$	$0,39N_v$	0,18	0,25	0,09	0,13
2 (S_D)	$0,40N_a$	$0,59N_v$	$0,32N_a$	$0,47N_v$	0,22	0,32	0,12	0,18
3 (S_E)	$0,36N_a$	$0,90N_v$	$0,35N_a$	$0,74N_v$	0,30	0,50	0,19	0,26

En todos los casos:

$$N_a = 1 \quad [3.11]$$

$$N_v = 1,2 \quad [3.12]$$

$$T_2 = C_v / (2,5C_a) \quad [3.13]$$

$$T_1 = 0,2T_2 \quad [3.14]$$

T_3 dado por la Tabla 3.2 según la zona sísmica

Tabla 3.2 Valor del período T_3

Zona sísmica	T_3 (s)
4	13
3	8
2	5
1	3

Tabla A 7. Factor de simultaneidad para sobrecargas de uso y accidentales, CIRSOC 103 PARTE I

Carga de ocupación o de uso (L)	f_1
La sobrecarga de servicio sólo actúa excepcionalmente, por ejemplo en techos o azoteas accesibles sólo con fines de mantenimiento.	0
La probabilidad de ocurrencia de la sobrecarga es reducida, por ejemplo locales donde no es frecuente la aglomeración de personas o cosas: edificios para vivienda, hoteles, oficinas, etc.	0,25
La probabilidad de ocurrencia de la sobrecarga es intermedia, por ejemplo locales en los que es frecuente la aglomeración de personas o cosas: edificios públicos, grandes tiendas, templos, cines, teatros, escuelas, hoteles, etc.	0,50
La probabilidad de ocurrencia de la sobrecarga total es elevada, por ejemplo: depósitos, edificios para archivos, etc.	0,75
Normalmente está presente la totalidad de la sobrecarga de servicio, por ejemplo: tanques, silos, depósitos destinados a estar llenos la mayor parte del tiempo, etc.	1,00
Verificación local de partes de la construcción, salvo que la sobrecarga sea equilibrante	1,00
Cocheras	(*)
Otros casos	0,20
Acción de la nieve (S) sólo en las zonas que especifica CIRSOC 104.	f_2
Cubiertas horizontales o que no permitan la evacuación de la nieve	0,70
Otros casos	0,20

Tabla A 8. Factores de comportamiento – CIRSOC 103 PARTE I

Mater.	Nº	Tipo Estructural	R	C_d	Ω_o
Estructuras de hormigón armado	1	Tabiques aislados y acoplados (a)	$R=(3A+5)/z$ $5/z \leq R \leq 7$	R	2,5
	2	Pórticos con ductilidad completa (b), (c)	7	5,5	3
	3	Sistema dual Pórtico-Tabique	6	5	2,5
	4	Estructuras con diagonales concéntricas (d)	4	4	2,5
	5	Estructuras rigidizadas con diagonales excéntricas	6	4	2,5
	6	Columnas en voladizo	2,5	2,5	1,5
	7	Estructura con ductilidad limitada (b)	3,5	3,5	2,5

Tabla A 9. Coeficiente para el límite superior del periodo de cálculo- CIRSOC 103 PARTE I

a_s	C_u
$\geq 0,35$	1,40
0,25	1,45
0,15	1,60
$\leq 0,08$	1,70
Pueden interpolarse valores intermedios	

Tabla A 10. Valores de C_r y x para la determinación del periodo fundamental aproximado- CIRSOC 103 PARTE I

<i>Tipo Estructural</i>	C_r	x
Sistemas tipo pórtico de acero que resisten el 100% del corte basal requerido sin incorporación de componentes que restrinjan deformaciones (p. ej. mampostería, diagonales).	0,0724	0,80
Sistemas tipo pórtico de hormigón armado que resisten el 100% del corte basal sin incorporación de componentes que restrinjan deformaciones (p. ej. mampostería, diagonales).	0,0466	0,90
Sistemas tipo pórticos de acero con diagonales excéntricas o diagonales de pandeo restringido.	0,0731	0,75
Otros sistemas estructurales	0,0488	0,75

Tabla A 11. Valores límite de la distorsión horizontal de piso θ_{sk} - CIRSOC 103 PARTE I

Condición	Grupo de la construcción	
	A_0 o A	B
D	0,01	0,015
ND	0,015	0,025

La verificación de la distorsión horizontal de piso no será exigible en estructuras del grupo C.

Tabla A 12. Consideraciones de agrietamiento.

Elemento	Inercia Efectiva	Área Efectiva	Realizado en el Software
Columnas exteriores	0,6*I bruta	-	
Columnas interiores	0,8*I bruta	-	
Vigas	0,4*I bruta	-	
Tabiques	0,25*I bruta	0,5*ag	

Figuras.

$$S_a = C_a (1 + 1,5 \cdot T / T_1) \quad \text{para } T \leq T_1 \quad [3.1]$$

$$S_a = 2,5 C_a \quad \text{para } T_1 < T \leq T_2 \quad [3.2]$$

$$S_a = C_v / T \quad \text{para } T_2 < T \leq T_3 \quad [3.3]$$

$$S_a = C_v \cdot T_3 / T^2 \quad \text{para } T > T_3 \quad [3.4]$$

Figura A 1. Ecuaciones extraídas del artículo 3.5.1.2, del *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

Condición D: existen elementos no estructurales que pueden ser dañados por las deformaciones impuestas por la estructura.

Condición ND: cuando los elementos no estructurales están vinculados a la estructura de forma que no sufran daños por las deformaciones de ésta.

Figura A 2. Condiciones extraídas de *Reglamento CIRSOC 103 Parte I, 2005*.

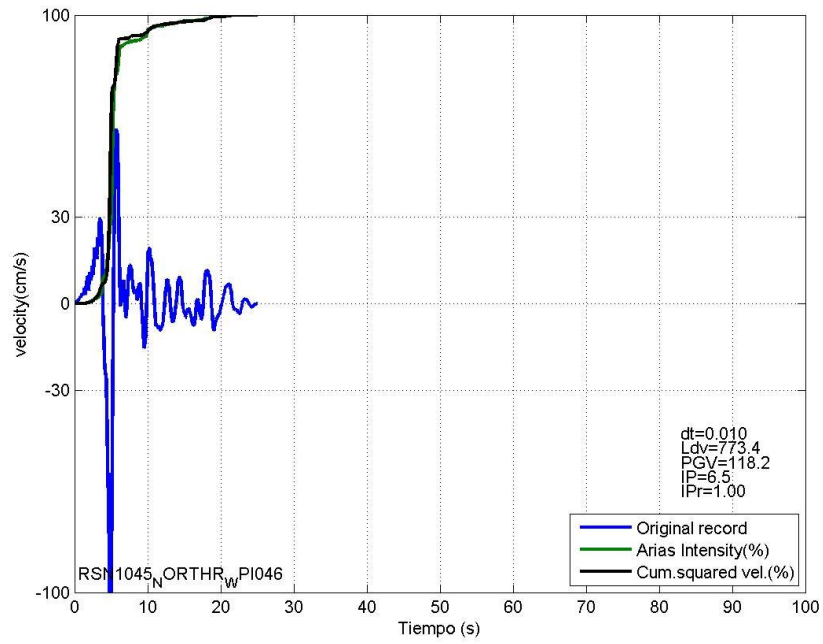


Figura A 3. Terremoto altamente impulsivo 1.

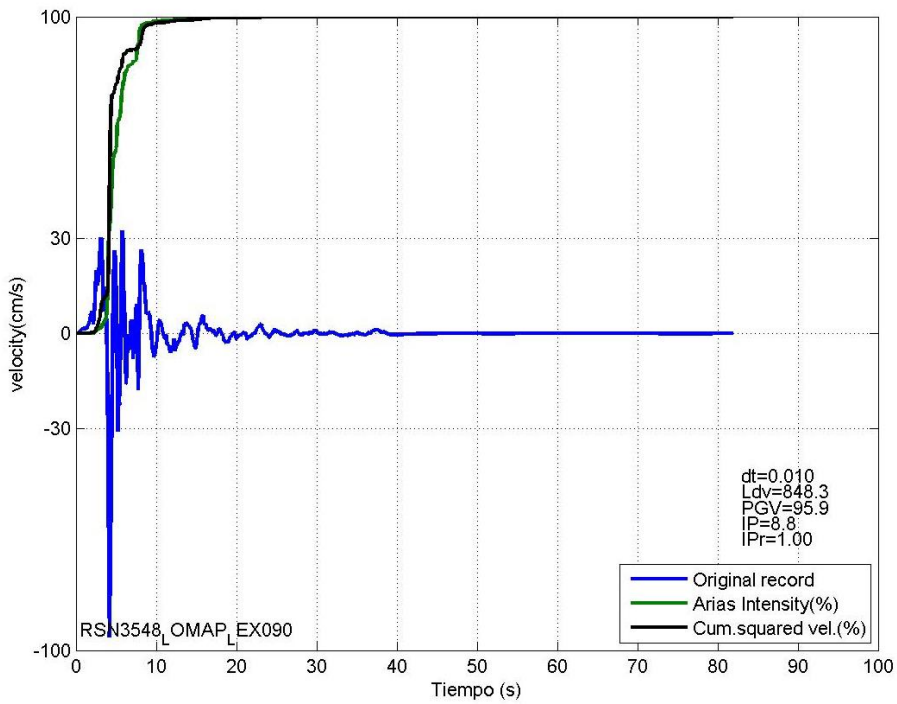


Figura A 4. Terremoto altamente impulsivo 2.

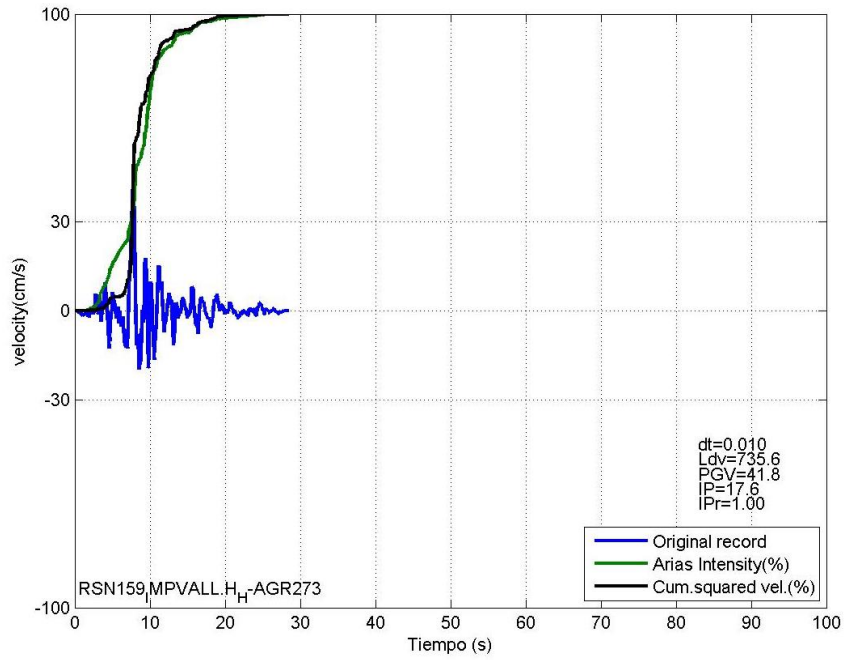


Figura A 5. Terremoto moderadamente impulsivo 1.

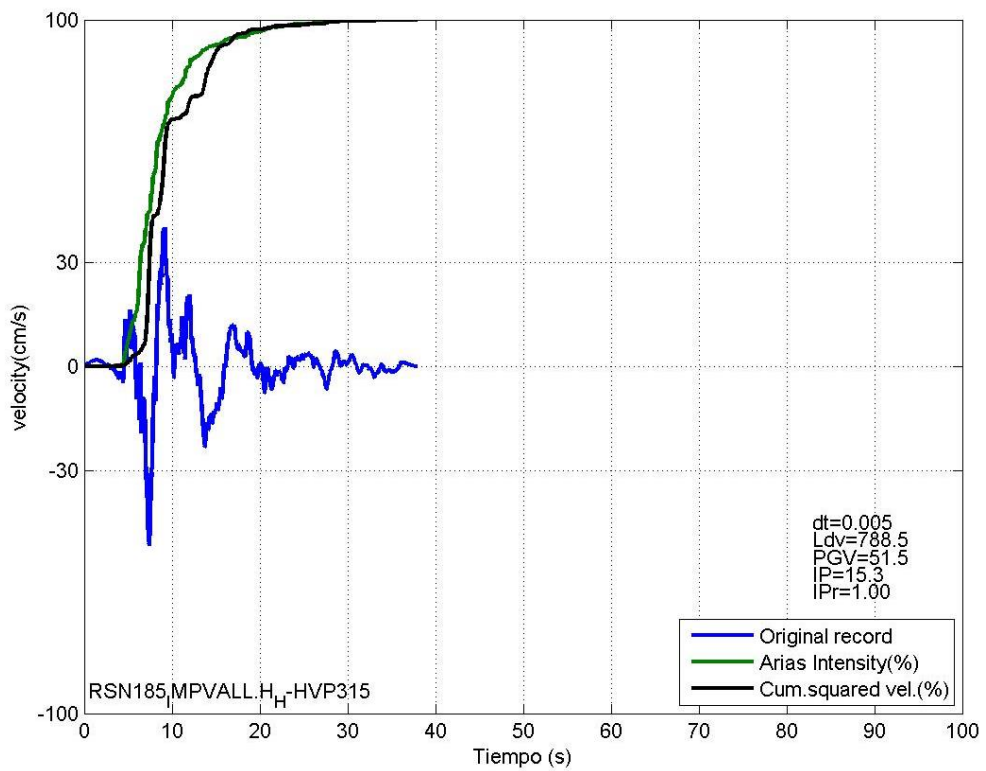


Figura A 6. Terremoto moderadamente impulsivo 2.

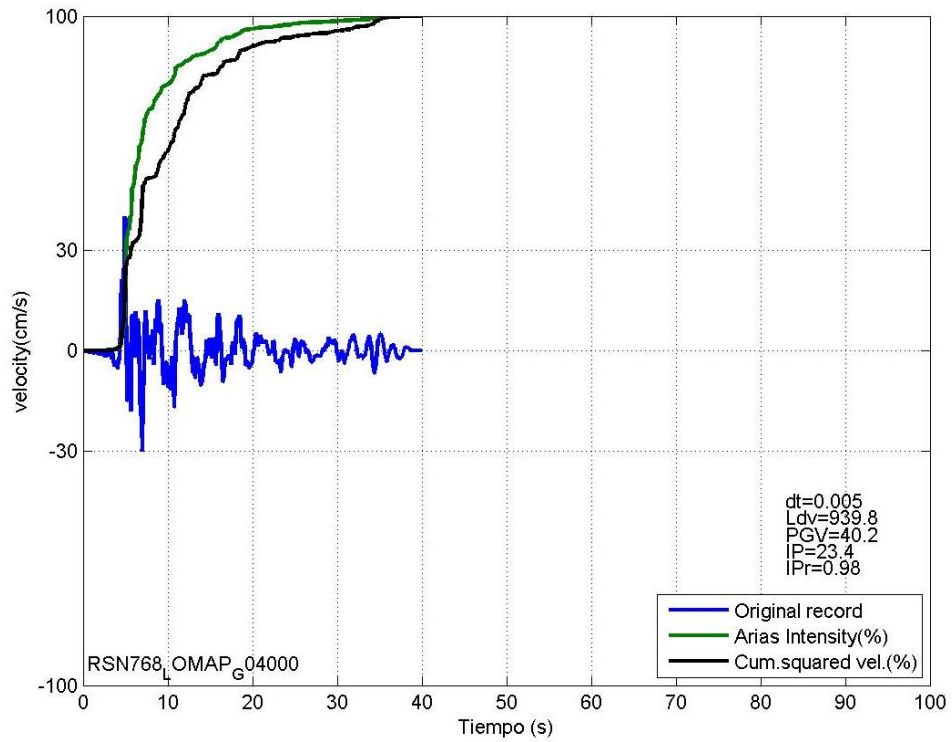


Figura A 7. Terremoto con impulsividad baja 1.

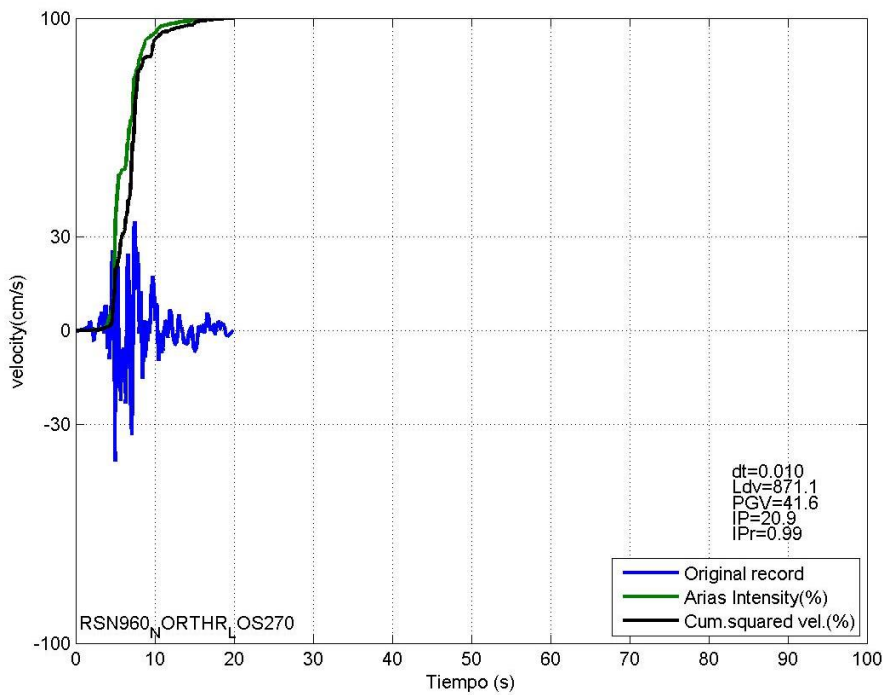


Figura A 8. Terremoto con impulsividad baja 2.

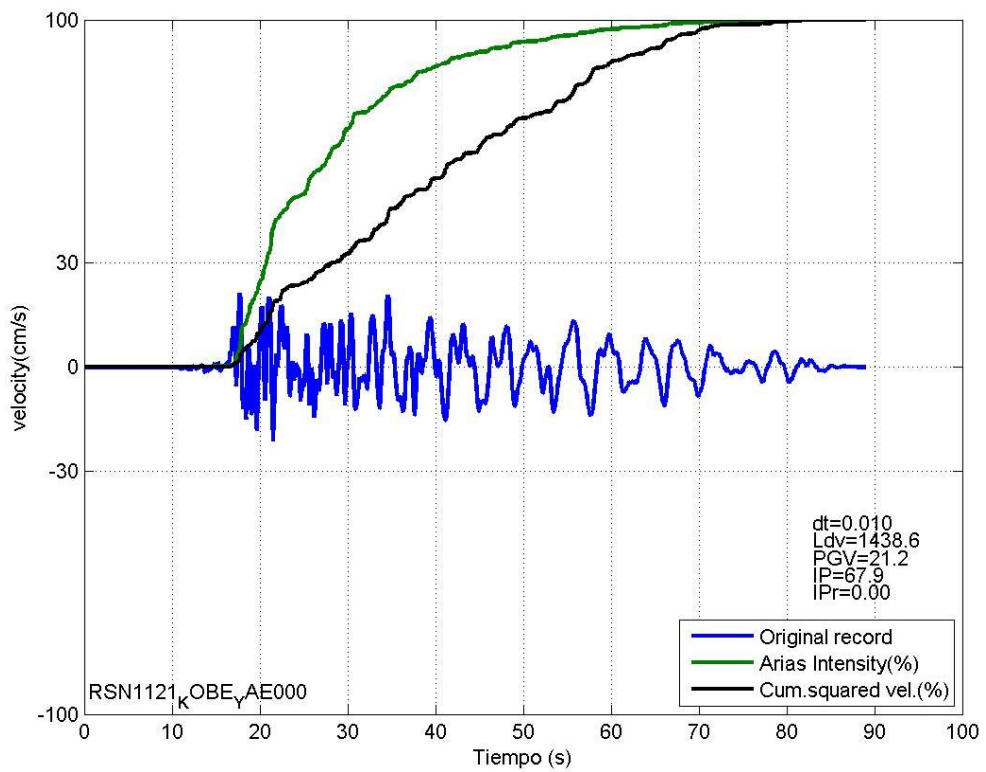


Figura A 9. Terremoto no impulsivo 1.

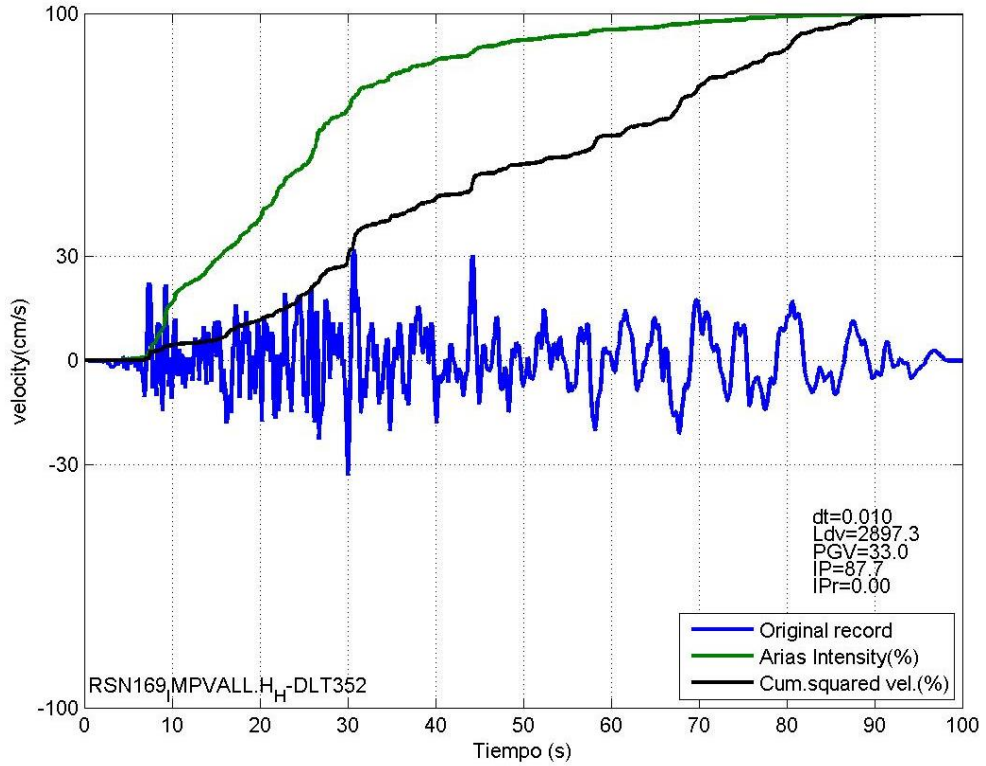


Figura A 10. Terremoto no impulsivo 2.

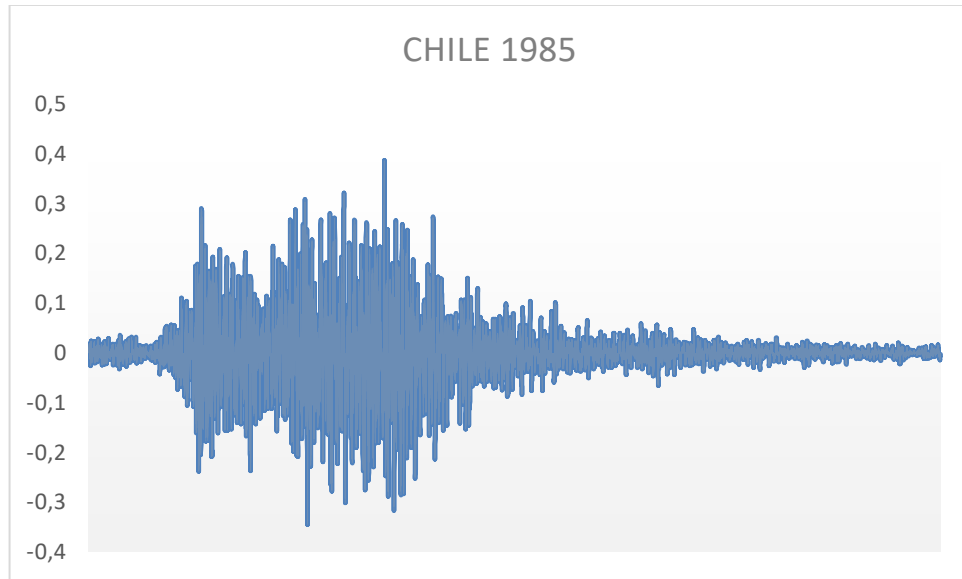


Figura A 11. Terremoto vibratorio 1.

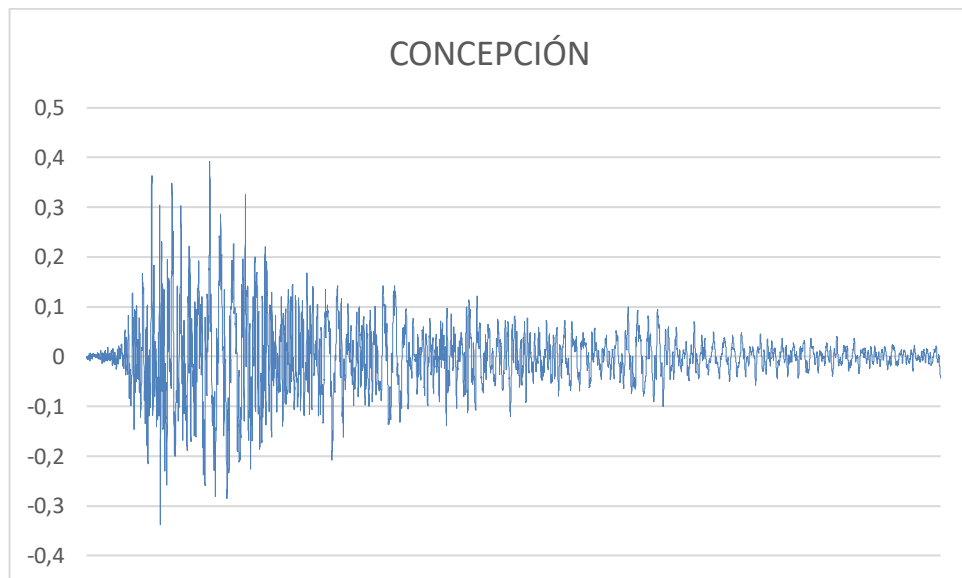


Figura A 12. Terremoto vibratorio 2.

Vita

Nicolás Agustín Bustos nació el 7 de noviembre de 1997 en Godoy Cruz, Mendoza.
Leonela Joana Avalos nació el 11 de agosto de 1999 en Lavalle, Mendoza.
Camila Rocío Gaviola nació el 17 de agosto de 1999 en San Martín, Mendoza.

Los tres autores son estudiantes avanzados de la carrera de Ingeniería Civil en la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Mendoza.

Durante su formación académica, participaron en diversos programas de investigación y desarrollo, obteniendo becas I+D, Manuel Belgrano y BIS. Han colaborado en actividades dentro del CEREDETEC, desempeñándose en el laboratorio de hormigón y el laboratorio de sismicidad, lo que fortaleció su conocimiento en materiales y estructuras.

A lo largo de su trayectoria, han demostrado un fuerte compromiso con la ingeniería civil, destacándose por su responsabilidad, capacidad de trabajo en equipo y enfoque autodidacta. Su dedicación y disciplina les han permitido desarrollar habilidades de planificación y organización, así como un firme compromiso con la calidad en cada uno de sus proyectos.

Esta tesis representa el resultado de su esfuerzo y pasión por la ingeniería civil, contribuyendo al estudio y comprensión de las estructuras de hormigón armado.