



**Desempeño sísmico considerando los efectos dinámicos de interacción suelo-
estructura mediante el enfoque directo, caso de estudio**

Llano Iza, Alex Wladimir

Vicerrectorado de Investigación, Innovación y Transferencia de Tecnología

Centro de Posgrados

Maestría de Investigación en Ingeniería Civil

Trabajo de Titulación, previo a la obtención del título de Magíster en Ingeniería Civil con

Mención en Estructuras

Msc. Romo Proaño, Luis Marcelo

20 de junio del 2023



Plagiarism report

TESIS CONTROL ANTIPLAGIO ALEX LL...

Scan details

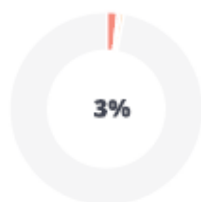
Submitted by:
Yamberla

Scan time:
June 20th, 2023 at 2:49 UTC

Total Pages:
63

Total Words:
15674

Plagiarism Detection



Types of plagiarism		Words
Identical	1.9%	292
Minor Changes	0.5%	79
Paraphrased	0.6%	99
Omitted Words	0%	0

AI Content Detection



Text coverage	
AI text	
Human text	

Plagiarism Results: (46)

Copleaks Internal Database

No introduction available.

Identical	0.2%
Minor Changes	0.2%
Paraphrased	0.1%

.....
Romo Proaño Luis Marcelo

C.C. 1703891950



Vicerrectorado de Investigación, Innovación y Transferencia de Tecnología

Centro de posgrados

Certificación

Certifico que el trabajo de titulación, **“Desempeño sísmico considerando los efectos dinámicos de interacción suelo-estructura mediante el enfoque directo, caso de estudio”** fue realizado por el **Ing. Llano Iza, Alex Wladimir**; el mismo que cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, además fue revisado y analizado en su totalidad por la herramienta de prevención y/o verificación de similitud de contenidos; razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que lo sustente públicamente.

Sangolquí, 20 de junio del 2023.

.....
Romo Proaño Luis Marcelo

C.C. 1703891950



Vicerrectorado de Investigación, Innovación y Transferencia de Tecnología
Centro de Posgrados

Responsabilidad de Autoría

Yo **Llano Iza, Alex Wladimir**, con cédula de ciudadanía n° 1720016599, declaro que el contenido, ideas y criterios del trabajo de titulación: **“Desempeño sísmico considerando los efectos dinámicos de interacción suelo-estructura mediante el enfoque directo, caso de estudio”** es de mi autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos, y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

Sangolquí, 20 de junio del 2023

.....

Llano Iza, Alex Wladimir

C.C.: 1720016599



Vicerrectorado de Investigación, Innovación y Transferencia de Tecnología

Centro de Posgrados

Autorización de Publicación

Yo, **Llano Iza, Alex Wladimir**, con cedula de ciudadanía n° 1720016599, autorizo a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de titulación: **Desempeño sísmico considerando los efectos dinámicos de interacción suelo-estructura mediante el enfoque directo, caso de estudio** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi responsabilidad.

Sangolquí, 20 de junio del 2023

.....

Llano Iza Alex Wladimir

C.C.: 1720016599

Dedicatoria

A Dios, a Stefi y mi familia los amo.

Agradecimientos

Al Ing. Marcelo Romo por confiar en esta investigación y ser una fuente inagotable de criterios y soluciones, a la Doctora Ana Haro por sus aportes y su visión. A Stefania por atreverse a caminar conmigo a lo largo de toda la maestría; a mis padres, hermanos, cuñado y sobrinos por ser fuente de inspiración. A la Entidad Colaboradora de Pichincha CAEP-ECP por todos los recursos brindados. A David U. por ese sabio consejo.

Índice

Dedicatoria	6
Agradecimientos.....	7
Índice	8
Índice de Tablas	12
Índice de Figuras.....	13
Resumen.....	20
Abstract.....	21
Capítulo 1.....	22
Introducción.....	22
Antecedentes.....	22
Planteamiento del Problema	25
<i>Macro</i>	27
<i>Meso</i>	27
<i>Micro</i>	28
Justificación de la Importancia de la Investigación.....	28
Alcance del Proyecto	29
Objetivos.....	30
<i>Objetivo General</i>	30
<i>Objetivos Específicos</i>	30
Hipótesis	31

Capítulo 2.....	32
Marco Teórico	32
Marco Legal	32
Marco Referencial.....	33
Introducción.....	33
Interacción Dinámica del Suelo – Estructura.....	34
<i>Enfoque de la Infraestructura</i>	34
<i>Enfoque Directo</i>	36
Materiales Constitutivos de la Superestructura.....	38
<i>Hormigón</i>	39
<i>Acero</i>	41
Teorización del Desempeño Sísmico.....	42
Trabajos Relacionados.....	43
Capítulo 3.....	45
Metodología de Investigación	45
Diseño de la Investigación.....	45
Calibración de los Modelos Constitutivos del Hormigón Armado.....	47
Elaboración del Arquetipo Estructural a Investigar.....	51
Generación del Modelo Enfoque Infraestructura	57
Generación del Modelo Enfoque Directo.....	60
Selección y Escalamiento de Señales Sísmicas.....	63
Análisis del Desempeño Sísmico Aplicado	68

	10
Capítulo 4.....	71
Resultados y Discusión	71
Análisis de la Respuesta Global de la Estructura	71
<i>Derivas Sentido N-S</i>	71
<i>Derivas de Piso de Cada Registro Sísmico Seleccionado, en Función de los</i> <i>Tres Modelos Matemáticos Desarrollados, Sentido N-S</i>	74
<i>Derivas Sentido E-O</i>	80
<i>Derivas de Piso de Cada Registro Sísmico Seleccionado, en Función de los</i> <i>Tres Modelos Matemáticos Desarrollados, Sentido E-O</i>	83
Análisis de la Respuesta Local de la estructura.....	89
<i>Momentos en la Sección A, Sentido N-S</i>	90
<i>Esquemas Comparativos entre los 3 Modelos Considerados, Momentos en la</i> <i>Sección A, Sentido N-S</i>	93
<i>Momentos en la Sección B, Sentido E-O</i>	99
<i>Esquemas Comparativos entre los 3 Modelos Considerados, Momentos en la</i> <i>Sección B Sentido E-O</i>	103
<i>Evaluación de Cortantes en la Sección A Sentido N-S</i>	109
<i>Esquemas Comparativos entre los 3 Modelos Considerados, Cortes en la</i> <i>Sección A, Sentido N-S</i>	112
<i>Evaluación de Cortantes en la Sección B Sentido E-O</i>	118
<i>Esquemas Comparativos entre los 3 Modelos Considerados, Cortes en la</i> <i>Sección B, Sentido E-O</i>	122
<i>Deformaciones Unitarias Axiales Sección A del Muro</i>	128

<i>Deformaciones Unitarias Axiales Sección B del Muro</i>	132
Capítulo 5.....	138
Conclusiones y Recomendaciones.....	138
Conclusiones	138
Recomendaciones	141
Bibliografía	142
Apéndices	148

Índice de Tablas

Tabla 1 Determinación de los parámetros del modelo MultiaxialCyclicPlasticity.....	38
Tabla 2 Determinación de los parámetros del modelo DamageTC3D.....	39
Tabla 3 Determinación de los parámetros del modelo SteelIMPF.....	42
Tabla 4 Propiedades del espécimen RW2.....	47
Tabla 5 Características mecánicas del espécimen RW2.....	50
Tabla 6 Propiedades de secciones estructurales para conformación de la superestructura	56
Tabla 7 Valores de Rigidez modelo de enfoque de la infraestructura	59
Tabla 8 Datos de entrada para el modelo constitutivo del suelo enfoque directo.....	61
Tabla 9 Sistema de fallas de Quito.....	64
Tabla 10 Registros sísmicos y factores de escala.....	65
Tabla 11 Valores máximos de deformación unitaria en el cabezal de estudio en la sección A.....	128
Tabla 12 Valores máximos de deformación unitaria en el cabezal de estudio de la sección B.....	133

Índice de Figuras

Figura 1 Comparación de zonas de plastificación entre edificaciones con cimentación rígida y flexible.....	22
Figura 2 Tipos de movimientos que ocurren en la interacción suelo estructura. (a) traslación, (b) rotación y (c)interpenetración.....	24
Figura 3 Superficie de plasticidad limite.....	37
Figura 4 Esquema de ley de compresión uniaxial.....	40
Figura 5 Esquema de ley de tensión uniaxial.....	40
Figura 6 Modelo constitutivo del acero de refuerzo.....	41
Figura 7 Esquema de la edificación caso de estudio	46
Figura 8 Esquema de muro RW2.....	48
Figura 9 Esquema de la sección Multi-layer shell element.....	48
Figura 10 Esquema tridimensional del espécimen RW2	50
Figura 11 Comparación entre resultados experimentales y la modelación en STKO	51
Figura 12 Espectro de diseño para un $T_r=475$ años, suelo tipo D.....	52
Figura 13 Derivas del modelo elástico	53
Figura 14 Secciones de columnas.....	53
Figura 15 Secciones de vigas.....	54
Figura 16 Sección de muros estructurales.....	55
Figura 17 Modelo de base empotrada	57
Figura 18 Espectro de respuesta elásticos con la incidencia del RRS_{bsa}	58
Figura 19 Modelo de enfoque de la infraestructura.....	59
Figura 20 Modelo de enfoque directo: (a) Mallado del semiespacio de suelo, (b) Estratigrafía del sitio del suelo.....	62
Figura 21 Sistema de fallas de Quito	64
Figura 22 Registros sísmicos seleccionados en la componente N-S	66
Figura 23 Registros sísmicos seleccionados en la componente E-W	67

Figura 24 Espectros de aceleraciones escalados al sismo de diseño. (TR=475 años)	68
Figura 25 Niveles de desempeño estructurales	69
Figura 26 Niveles de desempeño esperados en edificaciones	69
Figura 27 Derivas de piso de los registros seleccionados del modelo de Base Empotrada sentido N-S	71
Figura 28 Derivas de piso de los registros selecciones del modelo Enfoque de la Infraestructura sentido N-S	72
Figura 29 Derivas de piso de los registros seleccionados del modelo Enfoque Directo sentido N-S	73
Figura 30 Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Tottori, sentido N-S	74
Figura 31 Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Loma Prieta, sentido N-S	75
Figura 32 Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Northridge, sentido N-S	75
Figura 33 Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Coalinga, sentido N-S	76
Figura 34 Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Chuetsu, sentido N-S	76
Figura 35 Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Kobe, sentido N-S	77
Figura 36 Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Landers, sentido N-S	77
Figura 37 Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Christchurch, sentido N-S	78
Figura 38 Comparación de Derivas de piso registro sísmico Parkfield, sentido N-S	78
Figura 39 Comparación de Derivas de piso registro sísmico Gazli, sentido N-S	79
Figura 40 Comparación de Derivas de piso registro sísmico Cape Mendocino, sentido N-S	79
Figura 41 Derivas de piso de los registros seleccionados del modelo de Base Empotrada sentido E-O	80

Figura 42 Derivas de piso de los registros seleccionados del modelo de Enfoque de la Infraestructura sentido E-O.....	81
Figura 43 Derivas de piso de los registros seleccionados del modelo de Enfoque Directo sentido E-O	82
Figura 44 Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Tottori, sentido E-O	83
Figura 45 Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Loma Prieta, sentido E-O.....	84
Figura 46 Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Northridge, sentido E-O.....	84
Figura 47 Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Coalinga, sentido E-O	85
Figura 48 Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Chuetsu, sentido E-O	85
Figura 49 Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Kobe, sentido E-O.....	86
Figura 50 Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Landers, sentido E-O	86
Figura 51 Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Christchurch, sentido E-O	87
Figura 52 Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Parkfield, sentido E-O	87
Figura 53 Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Gazli, sentido E-O.....	88
Figura 54 Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Cape Mendocino, sentido E-O	88
Figura 55 Esquema de sección crítica del muro estructural a evaluar.....	89
Figura 56 Envolvente de momentos modelo Base Empotrada, sentido N-S	90
Figura 57 Envolvente de momentos modelo Enfoque de la Infraestructura, sentido N-S.....	91
Figura 58 Envolvente de momentos modelo Enfoque Directo, sentido N-S.....	92
Figura 59 Momentos registro sísmico Cape Mendocino, sentido N-S	94
Figura 60 Momentos registro sísmico Christchurch, sentido N-S	94
Figura 61 Momentos registro sísmico Chuetsu, sentido N-S.....	95

Figura 62 Momentos registro sísmico Coalinga, sentido N-S.....	95
Figura 63 Momentos registro sísmico Gazli, sentido N-S.....	96
Figura 64 Momentos registro sísmico Kobe, sentido N-S.....	96
Figura 65 Momentos registro sísmico Landers, sentido N-S.....	97
Figura 66 Momentos registro sísmico Loma Prieta, sentido N-S.....	97
Figura 67 Momentos registro sísmico Northridge, sentido N-S	98
Figura 68 Momentos registro sísmico Parkfield, sentido N-S	98
Figura 69 Momentos registro sísmico Tottori, sentido N-S.....	99
Figura 70 Envolvente de momentos modelo Base Empotrada, sentido E-O	100
Figura 71 Envolvente de Momentos modelo Enfoque de la Infraestructura, sentido E-O.....	101
Figura 72 Envolvente de Momentos modelo Enfoque Directo, sentido E-O	102
Figura 73 Momentos registro sísmico Cape Mendocino, sentido E-O	103
Figura 74 Momentos registro sísmico Christchurch, sentido E-O	104
Figura 75 Momentos registro sísmico Chuetsu, sentido E-O	104
Figura 76 Momentos registro sísmico Coalinga, sentido E-O.....	105
Figura 77 Momentos registro sísmico Gazli, sentido E-O.....	105
Figura 78 Momentos registro sísmico Kobe, sentido E-O	106
Figura 79 Momentos registro sísmico Landers, sentido E-O.....	106
Figura 80 Momentos registro sísmico Loma Prieta, sentido E-O.....	107
Figura 81 Momentos registro sísmico Northridge, sentido E-O	107
Figura 82 Momentos registro sísmico Parkfield, sentido E-O.....	108
Figura 83 Momentos registro sísmico Tottori, sentido E-O.....	108
Figura 84 Cortes en sección A del modelo de Base Empotrada, sentido N-S.....	109
Figura 85 Cortes en sección A del modelo de Enfoque de la Infraestructura, sentido N-S.....	110
Figura 86 Cortes en sección del modelo Enfoque Directo, sentido N-S	111
Figura 87 Cortes registro sísmico Cape Mendocino sección A, sentido N-S.....	113
Figura 88 Cortes registro sísmico Christchurch sección A, sentido N-S.....	113

Figura 89 Cortes registro sísmico Chuetsu sección A, sentido N-S	114
Figura 90 Cortes registro sísmico Coalinga sección A, sentido N-S.....	114
Figura 91 Cortes registro sísmico Gazli sección A, sentido N-S.....	115
Figura 92 Cortes registro sísmico Kobe sección A, sentido N-S	115
Figura 93 Cortes registro sísmico Landers sección A, sentido N-S.....	116
Figura 94 Cortes registro sísmico Loma Prieta sección A, sentido N-S.....	116
Figura 95 Cortes registro sísmico Northridge sección A, sentido N-S	117
Figura 96 Cortes registro sísmico Parkfield sección A, sentido N-S.....	117
Figura 97 Cortes registro sísmico Tottori sección A, sentido N-S.....	118
Figura 98 Cortes en sección B modelo de Base Empotrada, sentido E-O	119
Figura 99 Cortes en sección B modelo Enfoque de la Infraestructura, sentido E-O	120
Figura 100 Cortes sección B modelo Enfoque Directo, sentido E-O	121
Figura 101 Cortes registro sísmico Cape Mendocino sección B, sentido E-O.....	122
Figura 102 Cortes registro sísmico Christchurch sección B, sentido E-O.....	123
Figura 103 Cortes registro sísmico Chuetsu sección B, sentido E-O	123
Figura 104 Cortes registro sísmico Coalinga sección B, sentido E-O	124
Figura 105 Cortes registro sísmico Gazli sección B, sentido E-O	124
Figura 106 Cortes registro sísmico Kobe sección B, sentido E-O	125
Figura 107 Cortes registro sísmico Landers sección B, sentido E-O.....	125
Figura 108 Cortes registro sísmico Loma Prieta sección B, sentido E-O	126
Figura 109 Cortes registro sísmico Northridge sección B, sentido E-O	126
Figura 110 Cortes registro sísmico Parkfield sección B, sentido E-O.....	127
Figura 111 Cortes registro sísmico Tottori sección B, sentido E-O	127
Figura 112 Deformaciones unitarias registro sísmico Cape Mendocino sección A, sentido N-S	129
Figura 113 Deformaciones unitarias registro sísmico Christchurch sección A, sentido N-S.....	129
Figura 114 Deformaciones unitarias registro sísmico Chuetsu sección A, sentido N-S	129

Figura 115 Deformaciones unitarias registro sísmico Coalinga sección A, sentido N-S.....	130
Figura 116 Deformaciones unitarias registro sísmico Gazli sección A, sentido N-S	130
Figura 117 Deformaciones unitarias registro sísmico Kobe sección A, sentido N-S	130
Figura 118 Deformaciones unitarias registro sísmico Landers sección A, sentido N-S	131
Figura 119 Deformaciones unitarias registro sísmico Loma Prieta sección A , sentido N-S.....	131
Figura 120 Deformaciones unitarias registro sísmico Northridge sección A, sentido N-S.....	131
Figura 121 Deformaciones unitarias registro sísmico Parkfield sección A, sentido N-S.....	132
Figura 122 Deformaciones unitarias registro sísmico Tottori sección A, sentido N-S	132
Figura 123 Deformaciones unitarias registro sísmico Cape Mendocino sección B, sentido E-O	133
Figura 124 Deformaciones unitarias registro sísmico Christchurch sección B, sentido E-O.....	134
Figura 125 Deformaciones unitarias registro sísmico Chuetsu sección B, sentido E-O	134
Figura 126 Deformaciones unitarias registro sísmico Coalinga sección B, sentido E-O	134
Figura 127 Deformaciones unitarias registro sísmico Gazli sección B, sentido E-O	135
Figura 128 Deformaciones unitarias registro sísmico Kobe sección B, sentido E-O	135
Figura 129 Deformaciones unitarias registro sísmico Landers sección B, sentido E-O	135
Figura 130 Deformaciones unitarias registro sísmico Loma Prieta sección B, sentido E-O.....	136

Figura 131 Deformaciones unitarias registro sísmico Northridge sección B, sentido E-O.....	136
Figura 132 Deformaciones unitarias registro sísmico Parkfield sección B, sentido E-O	136
Figura 133 Deformaciones unitarias registro sísmico Tottori sección B, sentido E-O	137

Resumen

En este estudio se desarrolla la evaluación del desempeño sísmico de tres modelos con distinto enfoque en sus condiciones de apoyo de base, es decir se desarrolla un modelo de base empotrada, de enfoque de la infraestructura y enfoque directo, para determinar la incidencia de la Interacción Suelo-Estructura SSI (Soil-Structure Interaction, por sus siglas en inglés) en una edificación de gran altura que cuenta con un sistema dual. El modelo matemático de base empotrada se generó con una previa calibración de las leyes constitutivas de los materiales que conforman los muros estructurales, para después generar el modelo enfoque de la infraestructura mediante el cálculo de las funciones de impedancia y finalmente correlacionar los parámetros de suelo y generar el modelo de enfoque directo. Estos tres modelos se los sometió a un análisis Tiempo Historia con once señales sísmicas preliminarmente escaladas al sismo de diseño, es decir con un periodo de retorno de 475 años. El análisis Tiempo Historia fue aplicado en cada dirección de la estructura del cual se obtuvo los parámetros de demanda ingenieril globales y locales que se emplearon para determinar la influencia de los efectos SSI en edificaciones de altura y determinar el desempeño de cada modelo que se consideró; puesto que cuanto más sofisticada es la consideración de los efectos SSI, los parámetros de demanda ingenieril globales aumentan y las respuestas locales, como las deformaciones unitarias en los elementos de borde de los muros estructurales, sobrepasan estados límites preestablecidos, que conllevan a que se evidencie un efecto antes no evaluado en previas investigaciones que analizan la influencia de la SSI.

Palabras clave: leyes constitutivas, enfoque de la infraestructura, enfoque directo.

Abstract

In this study, the evaluation of the seismic performance of three models with different approaches in their base support conditions is carried out. A model of an embedded base, an infrastructure approach and a direct approach is developed to determine the incidence of the Soil-Structure Interaction SSI, in a high-rise building that has a dual system. The embedded base mathematical model was generated with a previous calibration of the constitutive laws of the materials that make up the structural walls, to later generate the infrastructure approach model by calculating the impedance functions and finally correlating the soil parameters and generate the direct approach model. These three models were subjected to a Time History Analysis with eleven seismic signals preliminarily scaled to the design earthquake with a return period of 475 years. The Time History analysis was applied in each direction of the structure, from which the global and local engineering demand parameters were obtained, which were used to determine the influence of SSI effects on tall buildings and determine the performance of each model that was considered; since the more sophisticated the consideration of SSI effects is, the global engineering demand parameters increase and the local responses, such as the case of strains in the boundary elements, exceed pre-established limit states, which show to an effect not previously evaluated in previous investigations that analyze the influence of the SSI.

Key words: constitutive laws, substructure approach, direct approach.

Capítulo 1

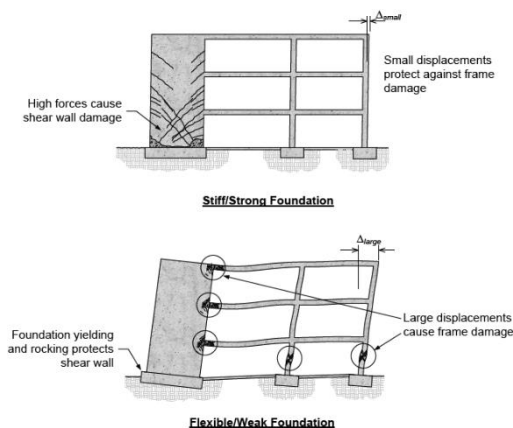
Introducción

Antecedentes

Los efectos de la Interacción Suelo-Estructura (SSI, por sus siglas inglés), se han estudiado desde el siglo XIX según Kausel (2010) y su teorización parte desde la solución estática de la SSI propuesta por Boussinesq (1885), que define la rigidez vertical de un sistema placa-suelo. Desde este punto se generan varias investigaciones hasta que a inicios del siglo XXI Mylonakis y Gazetas (2000) advierten que la omisión de la flexibilidad de la cimentación y del suelo adyacente pueden conducir a un diseño inseguro, ya que el elongamiento del periodo (uno de los principales efectos de la SSI) no siempre conlleva una reducción de la demanda sísmica o un comportamiento estructural aceptable ya que, según FEMA P-2091 (2021), las vigas de acople en los sistemas duales con la consideración de cimentación flexible pueden variar completamente su comportamiento, en comparación a un modelo de cimentación con base empotrada, tal como se puede observar en la **Figura 1**; además, la flexibilización real de la estructura por SSI también afecta a la magnitud real de las derivas de piso.

Figura 1

Comparación de zonas de plastificación entre edificaciones con cimentación rígida y flexible.



Nota: Tomado de Federal Emergency Management Agency FEMA P-2091 (2020), A Practical Guide to Soil-Structure Interaction (pág. 2–6).

Asimismo, los efectos de la SSI pueden variar el comportamiento estructural a medida que aumenta la altura de la edificación, es decir que se pueden presentar resultados inesperados a medida que la altura de la superestructura aumenta; ya que lo mencionado por Kabtamu, H.G. et al. (2018), se refiere específicamente a que en edificaciones de 12 y 7 pisos, se nota una distribución diferente de las derivas de piso, puesto que en la edificación de 12 pisos la diferencia de magnitudes de derivas entre el modelo de base empotrada y base flexible aumento, siendo en este último modelo mayores derivas; por el contrario en el modelo de 7 pisos las derivas entre modelos de base empotrada y base flexible casi son de la misma magnitud; razón por la cual es imprescindible analizar la SSI en edificios de gran altura.

Además, según Li et al. (2014), en edificios de 100 a 400 metros de altura, los mecanismos de falla varían con la consideración de la SSI debido a que las formas modales de la estructura no son las mismas que en un modelo de base empotrada, lo que provoca cierta incertidumbre en el comportamiento inelástico de la estructura; y esta incertidumbre aumenta más cuando se consideran sistemas duales, puesto que según NIST (2012) el efecto de la SSI aumenta cuanto más rígida es la superestructura, ya que la distribución de momentos y cortes varia respecto a un modelo de base empotrada.

Es evidente que, al tener cabeceo en la base de elementos rígidos, como muros estructurales, estos redistribuirán las demandas sísmicas y autores como Tang & Zhang (2011) y Katrangi et al. (2021) evidencian una distribución diferente de las demandas de corte, pero no se han evaluado los efectos locales de estas variaciones en los muros estructurales en sistemas duales.

Por todo lo que se ha expuesto anteriormente analizar el Desempeño Sísmico de los Efectos Dinámicos de Interacción Suelo-Estructura mediante el Enfoque Directo, es un análisis bastante necesario para determinar efectos desconocidos de la SSI, ya que pocos investigadores han considerado la no

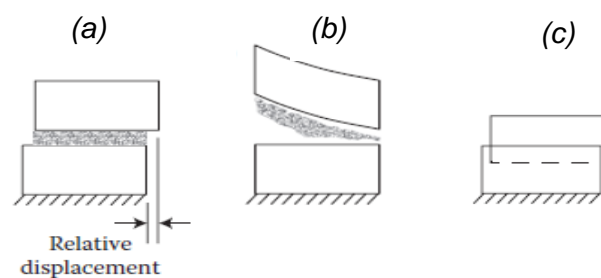
linealidad del suelo que rodea a la estructura, y aún más en sistemas estructurales duales con no linealidad distribuida a lo largo de todo el sistema estructural.

Importancia de los Efectos SSI

Las estructuras civiles, principalmente en su cimentación, involucran interacciones con al menos dos materiales que poseen un comportamiento específico, el suelo que rodea la estructura y la cimentación en donde la superestructura se encuentra en relativo reposo. Por lo que cuando se encuentran en contacto y se desee entender el comportamiento de este sistema se debe analizar la respuesta de cada material y su interacción; y justo en el mencionado punto, en la interacción, es el lugar donde convergen movimientos relativos de traslación (Figura 2a), rotación (Figura 2b) e interpenetración (Figura 2c); que afectan directamente a los mecanismos de deformación y podrían causar significativos efectos en el comportamiento global del sistema. Por lo tanto, es de gran importancia incluir en los análisis y diseños estructurales el comportamiento de las interacciones.

Figura 2

Tipos de movimientos que ocurren en la interacción suelo estructura. (a) traslación, (b) rotación y (c) interpenetración.



Nota: Tomado de Chandrakant & Musharraf (2014). Advanced Geotechnical Engineering. Boca Raton. (pág. 3)

En la interacción suelo estructura (y cimentación) se deben apuntar rápidamente dos efectos que se generan principalmente que competen a efectos

inerciales de la cimentación debido a la vibración que se produce entre la cimentación y la estructura, que originan traslaciones y rotaciones en el nivel de cimentación; y los efectos cinemáticos que se producen al tener rigideces diferentes entre la cimentación y el suelo ya que se produce una difracción de ondas (sísmicas, vibraciones ambientales etc.) por la profundidad de la cimentación y por su rigidez, pues es claro que los movimientos de campo libre (FFM, por sus siglas en inglés) no pueden ser los mismos en la presencia de una cimentación rígida y emplazada a una cierta profundidad.

Para que se consideren que los efectos inerciales de la SSI tienen relevancia en las edificaciones se toma en cuenta la relación de la ecuación **(1)**, tomado del FEMA P-2091 (2020), donde se relaciona la altura efectiva de la edificación, la velocidad de onda de corte promedio efectiva y el periodo fundamental de la estructura con base empotrada.

$$\frac{h'}{V_s * T} > 0.1 \quad (1)$$

Donde:

h' : es la altura efectiva correspondiente a un valor de 2/3 la altura total de la edificación

V_s : es la velocidad de onda de corte promedio efectiva para las condiciones del sitio.

T : es el valor de periodo fundamental asumiendo base empotrada.

De la relación que se menciona en la ecuación **(1)** cuando el valor que se obtiene es superior a 0.1 se considera que los efectos inerciales de la SSI tienen importancia. Para el caso de la presente investigación se obtiene un valor de 0.33 con lo que el proceso de integración de efectos inerciales al modelo matemático puede tener una incidencia importante.

Planteamiento del Problema

El diseño estructural tiene varias incertidumbres, en cuanto al

comportamiento intrínseco de los materiales, el cálculo de la demanda sísmica y la transferencia de cargas al estrato de suelo que soporta la estructura. Gracias al desarrollo investigativo y el avance informático dichas incertidumbres se han transformado en análisis sofisticados que consideran el comportamiento plástico o elastoplástico a detalle de los materiales y análisis de sitio de la demanda sísmica que consideran los aspectos geomecánicos y geofísicos del suelo y la cercanía o lejanía de las fuentes sísmicas. Con lo que se ha mencionado queda una incertidumbre por cubrir la cual corresponde al comportamiento, interacción y alteración que provoca el suelo que subyace a la estructura, puesto que al tener suelos blandos y estructuras rígidas estos efectos pueden ser más incidentes en sus respuestas o parámetros de demanda ingenieril (desplazamientos, derivas, periodo fundamental, distribución de momentos y cortes en elementos estructurales etc.) así como en su comportamiento global (amortiguamiento y rigidez).

Por otro lado, en los últimos años en la ciudad de Quito, Ecuador, se han proliferado edificaciones que superan los 100 metros de altura y se conceptualizan estructuralmente con sistemas duales o sistemas similares que poseen una rigidez bastante considerable y mecanismos de fluencia definidos; asimismo los suelos en las zonas de más alta plusvalía de Quito en el hipercentro norte de Quito son suelos de categoría tipo D según NEC-SE-DS (2015), que son suelos rígidos, conceptualmente hablando, pero que su estudio de interacción con la estructura no se investigado a profundidad y no se han evaluado los efectos locales en los elementos resistentes a cargas laterales.

En este sentido las recomendaciones que se plantean en normativas y códigos para incorporar el suelo y su influencia en el sistema estructural corresponden a dos tipos de enfoques los cuales se resumen en:

- Enfoque de la infraestructura: se considera con resortes y amortiguadores la rigidez y amortiguamiento de la interfaz suelo-cimentación; y se evalúa que ocurre con el FFM cuando se le impone un movimiento considerando

la interacción cinemática que se produce.

- Enfoque directo: se emplea mediante elementos finitos la estructura, la cimentación y el suelo junto con límites de transmisión en los bordes del suelo, donde se ingresan los movimientos de entrada.

De tal forma, se generarán modelos matemáticos que consideren la no linealidad de la superestructura y del suelo, para cuantificar las respuestas de una edificación sometida a diferentes registros sísmicos y evaluar su desempeño considerando tres tipos de condiciones de cimentación: cimentación de base empotrada, el enfoque de infraestructura y el enfoque de análisis directo.

Macro

La falta de importancia de las autoridades nacionales y locales en hacer cumplir las normativas de diseño estructural hace que las respuestas de las estructuras en Ecuador no sean correctamente determinadas o se fundamenten en criterios desapegados de códigos y normativas; puesto que según el reglamento de construcción nacional NEC-SE DS (2015), para ciudades cuya población supere los cien mil habitantes deben tener estudios de microzonificación sísmica, como es la ciudad de Quito, que a pesar que se cuentan con estudios de microzonificación sísmica serios y formales, la municipalidad no tiene una versión oficial de este requerimiento normativo, y esto conlleva a que la ciudad aumente su vulnerabilidad ante la amenaza sísmica. Puesto que, si la ciudad contara con un estudio de microzonificación sísmica, se pueden estimar de mejor manera la amenaza sísmica de sitio, corroborar los ensayos geotécnicos realizados o recomendar análisis más detallados como ensayos geofísicos o el análisis de la interacción suelo estructura.

Meso

Los efectos de la interacción suelo estructura en la ciudad de Quito han sido poco estudiados puesto que solo se cuentan con estudios de Espinosa & Carrión (2019), Chávez (2021) y Bohórquez & Guamán (2021) los cuales consideran edificaciones de mediana altura, y advierten de la importancia de la consideración de estos efectos,

por tal motivo se considera importante su evaluación en edificaciones de gran altura con un modelo sofisticado que cuente con la no linealidad de todo el sistema, puesto que en la ciudad de Quito se han proliferado edificaciones que superan los 100 metros de altura en áreas de terreno relativamente pequeñas.

Micro

Para cuantificar los efectos de la interacción suelo estructura se realizará un análisis Tiempo Historia con el fin de cuantificar el desempeño de la estructura con la inclusión de los mencionados efectos en modelos matemáticos que consideren la interacción suelo estructura mediante dos métodos distintos.

Justificación de la Importancia de la Investigación

Los efectos de Interacción Suelo-Estructura (SSI, por sus siglas en inglés), afectan directamente a las respuestas de la estructura, pero el análisis y la cuantificación de estos resultados hacen que el análisis matemático y la modelación hagan de este un problema complejo de resolver, ya que al considerar una cimentación flexible y un suelo con comportamiento inelástico, aumentan las incertidumbres en el diseño integral de la estructura, y más aún cuando son edificaciones que cuentan con elementos estructurales rígidos como muros estructurales o arrostramientos diagonales (sistemas duales); por tanto es importante conocer la influencia de la SSI para determinar la variabilidad de las respuestas de la edificación y según lo mencionado por Li et al., 2014 es bastante significativo analizar los efectos de la SSI en edificaciones altas, porque modifican las capacidades de resistencia del sistema estructural y modifica las secuencias de falla; puesto que con la inclusión de una cimentación flexible se adelantaron estados límites de falla en los muros estructurales en comparación con un sistema de base empotrada.

Estos antecedentes generan que se realicen análisis y evaluaciones de los efectos locales de la SSI, para determinar en qué estado de desempeño se

encuentran los elementos estructurales partes del sistema resistente a cargas laterales. Este hecho hace que sea necesaria una evaluación y comparación de resultados de parámetros de demanda ingenieril considerando distintos tipos de cimentación, por lo que el desarrollo de esta investigación incorpora tres enfoques de análisis, un tradicional (base empotrada) y otros dos que incorporan la interacción suelo-estructura-cimentación. Se esclarecerá la influencia de la SSI en las respuestas globales y locales de una edificación de gran altura; con el gran aporte de considerar un modelo matemático completamente no lineal de la superestructura que permite analizar las deformaciones unitarias de los principales elementos estructurales resistentes a cargas laterales.

Alcance del Proyecto

El proyecto de titulación se desarrolla en tres fases principales. La primera fase se comprende de la realización de una calibración de los parámetros de los materiales constitutivos (acero de refuerzo y hormigón armado) del muro estructural. Para lograr este propósito se emplea como referencia los resultados experimentales que se realizaron por Thomsen y Wallace (1995)

La siguiente fase se compone del cálculo de las funciones de impedancia y análisis de los modelos elastoplásticos del suelo que se emplearán para la construcción de tres modelos matemáticos con distintos tipos de cimentación: de base empotrada, mediante el enfoque de la infraestructura y mediante el enfoque del análisis directo. Las funciones de impedancia se desarrollarán con las formulaciones propuestas en el NIST (2012) y la metodología del FEMA P-2091 (2020); y para la elaboración de la calibración de los parámetros del suelo se empleará un modelo multiaxial que represente un comportamiento elástico plástico rigidizable y un modelo elasto plástico perfecto para modelar las distintas capas de suelo con las que cuenta el sitio.

En la última fase del proyecto, se somete a los modelos desarrollados a un análisis Tiempo Historia; del cual se obtienen resultados comparativos e individuales de las 66 modelaciones que se realizarán para determinar un nivel de desempeño en función del FEMA 356 (2000); los criterios del procedimiento se apoyan en las recomendaciones del ASCE 7-16, (2016).

Las evaluaciones de resultados se componen de análisis de parámetros de demanda ingenieril (momento flector y demanda de cortante en muros estructurales, análisis de derivas) y observaciones locales de las deformaciones unitarias axiales en los cabezales de muros estructurales.

Objetivos

Objetivo General

Analizar el Desempeño Sísmico de una edificación que será sometida a un análisis dinámico, considerando los Efectos Dinámicos de la Interacción Suelo Estructura mediante el Enfoque Directo.

Objetivos Específicos

- Desarrollo de un modelo matemático tridimensional que tome en cuenta la no linealidad de la superestructura; considerando tres distintos tipos de cimentación: de base empotrada, según el enfoque de la infraestructura y según el enfoque directo.
- Cuantificar en términos de desplazamientos de la estructura los beneficios o perjuicios que generan, para el comportamiento estructural, la consideración de los efectos de SSI en edificación de altura considerable.
- Determinar mediante deformaciones unitaria axiales en los cabezales de los muros estructurales, la variación de los estados límites locales de la superestructura.
- Recomendaciones a la Norma Ecuatoriana de la Construcción, de cómo considerar los efectos de Interacción Suelo – Estructura.

Hipótesis

La consideración de la interacción dinámica suelo-estructura mediante el enfoque directo, con un modelo supra realista modifica el comportamiento estructural y los parámetros de demanda ingenieril, alterando los mecanismos de fluencia en una edificación de 100 metros de altura y que cuenta con un sistema estructural dual

Capítulo 2

Marco Teórico

Marco Legal

- ACI-318 (2019), “Building Code Requirements for Structural Concrete” (Comite 318), Instituto Americano del Hormigón.
- ASCE/SEI (2016). ASCE 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. Virginia, American Society of Civil Engineers.
- ASCE/SEI (2017). ASCE 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. American Society of Civil Engineers.
- EUROCODE 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- FEMA P-2091 (2020), A Practical Guide to Soil-Structure Interaction.
- LATBSDC (2020), An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Building Located in The Los Angeles Region.
- NIST GCR 12-917-21 (2012), Soil-Structure Interaction for Building Structures.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-CG, 2015). Cargas No sísmicas. Quito - Ecuador
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-HM, 2015). Estructuras de Hormigón Armado. Quito – Ecuador.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción (NEC-SE-GC, 2015). Geotécnia y Cimentaciones. Quito – Ecuador.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción.(NEC-SE-DS, 2015) Peligro Sísmico. Quito – Ecuador.

Marco Referencial

Introducción

Varios investigadores se han enfocado en la importancia de la flexibilidad de la base de las estructuras o cimentación y su influencia en las repuestas de la superestructura; puesto que desde el estudio de Mylonakis y Gazetas (2000), en el que se determina una elongación en el periodo de las estructuras al considerar la flexibilidad de la base de las estructuras; nace una gran cuestión ¿Qué ocurre con el desempeño sísmico de una estructura con la inclusión de los efectos de la SSI?

Se han desarrollado varias investigaciones para cuantificar los efectos de la SSI desde varias aristas de respuesta, una de las cuales se puede destacar a Hutchinson & Chang, (2006) que demostró que los efectos de SSI tienen más incidencia en las superestructuras que cuentan con sistemas duales que a estructuras aporticadas. En la investigación que se menciona anteriormente, los autores consideraron los efectos de cimentación flexible mediante el método BNWF (Beam Non-linear Winkler Foundation, por sus siglas en ingles) y elementos con rotulas definidas para la superestructura. A pesar de la validez de sus resultados la investigación no considera los efectos cinemáticos de la SSI y tampoco se considera la no linealidad de los muros estructurales. Considerando aquellas validas simplificaciones se requiere un estudio a mayor profundidad por lo que según lo detallado en Tang & Zhang, (2011), al realizar la evaluación de sistemas duales con elementos finitos para la superestructura (pórticos y muros estructurales) y con el método BNWF para la cimentación se demuestra que con la incorporación de la SSI aumentan las repuestas de la estructura en algunos casos y en otros casos disminuye, hecho que se debe analizar con mayor profundidad, y con la incorporación del método enfoque directo.

En este sentido se puede mencionar la investigación de Mercado et al. (2020), que considero las más recientes técnicas para incluir la SSI en edificaciones

altas. Los resultados determinan variaciones en las aceleraciones de piso, una mínima reducción de derivas y modificaciones en los parámetros de demanda ingenieril; asimismo Mercado et al. (2020) expone que se simplifica en exceso la respuesta sísmica de los suelos al considerar su rigidez y resistencia con un grupo de resortes y amortiguadores; razón por la cual con esta investigación se pretende sumar conclusiones y fortalecerlas ya que se considerara el método de la enfoque de la infraestructura y el método enfoque directo en sistemas duales modelados en tres dimensiones, hecho que se genera un aporte bastante importante para configurar y contrastar lo que varios investigadores han concluido a lo largo de años de investigación.

Por lo antes mencionado el primer punto de partida es la conceptualización de los enfoques con los que se van a considerar los efectos dinámicos de la SSI.

Interacción Dinámica del Suelo – Estructura

Las respuestas de las edificaciones principalmente dependen de la rigidez, el amortiguamiento y la masa del sistema; pero la incorporación de la SSI puede variar sustancialmente el comportamiento de las estructuras ante las demandas de cargas sísmicas, puesto que generalmente la SSI modifica el amortiguamiento y la rigidez del sistema.

Para que se pueda cuantificar estos efectos NIST (2012), recomienda se tomen en cuenta dos tipos de metodologías: enfoque de la infraestructura y el enfoque directo.

Enfoque de la Infraestructura

Este enfoque representa al suelo mediante resortes y se compone de dos interacciones: inercial y cinemática. La interacción inercial según FEMA P-2091 (2020), comprende la relación dinámica entre la estructura y su cimentación con el suelo que la rodea, el cual es excitado por un FIM (Foundation Input Motion, por sus siglas en inglés). Los tres efectos principales que se desprenden de esta interacción

son: el alargamiento de periodo, amortiguamiento por radiación y el amortiguamiento del suelo. El primer efecto depende de la flexibilidad de la cimentación y provoca un incremento en el periodo de la edificación; el segundo efecto es un amortiguamiento en el sistema suelo-estructura causado por los desplazamientos dinámicos de la cimentación en relación con los desplazamientos en campo libre; el tercer efecto corresponde al amortiguamiento histerético del suelo que es completamente independiente a la cimentación y de la estructura. Según (Fernández et al., 2015) esta interacción se expresa mediante las funciones de impedancia, la cual se describe en la ecuación (2).

$$\bar{k}_j = k_j + i * \omega * c_j \quad (2)$$

Donde:

\bar{k}_j : es un valor complejo que denota a la función de impedancia.

k_j : es un coeficiente de rigidez de cimentación.

ω : es la frecuencia angular.

c_j : es un coeficiente de amortiguamiento que está asociado a la interacción suelo-estructura.

Las funciones de impedancia que se emplearán en la presente investigación serán las que se desarrollaron por Pais & Kausel (1988), las cuales se presentan en la sección de apéndices

La interacción cinemática se produce por la diferencia entre el movimiento de campo libre y la excitación efectiva de la base; por lo que este componente de interacción depende de la geometría de la cimentación, la estratigrafía del subsuelo y la naturaleza de la excitación sísmica. Los principales efectos de esta interacción son los efectos de empotramiento y de promedio de losa base. Estos efectos se determinan de acuerdo con el ASCE 7-16, (2016). Cabe mencionar que los efectos

de empotramiento pierden su incidencia cuando la altura de sótanos sobrepasa los 6096 mm (20 ft).

Los efectos de promedio de losa base se determinan con la sección 19.4.1 del ASCE 7-16, (2016), que calculan la reducción en el espectro elástico de la estructura debido a la variabilidad de las ondas sísmicas y al contenido de frecuencias. Desde la ecuación (3) hasta la ecuación (6) se describe su cálculo.

$$b_e = \sqrt{A_{base}} \quad (3)$$

$$b_o = 0.0023 * \left(\frac{b_e}{T}\right) \quad (4)$$

$$B_{bsa} = \exp(2b_o^2) \left[\frac{1}{\sqrt{\pi b_o}} \left(1 - \frac{1}{16b_o^2}\right) \right] \quad (5)$$

$$RRS_{bsa} = 0.25 + 0.75 \left\{ \frac{1}{b_o^2} [1 - (\exp(-2b_o^2)) * B_{bsa}] \right\} \quad (6)$$

Donde:

A_{base} : es el área de la base de la cimentación.

b_e : es el tamaño efectivo de la cimentación.

T : es el periodo en la ordena del espectro de respuesta

b_o : parámetro para la modificación del efecto de promedio de losa base.

B_{bsa} : parámetro para la modificación del efecto de promedio de losa base.

RRS_{bsa} : factor de modificación del efecto de promedio de losa base.

Enfoque Directo

El segundo enfoque que se emplea es el análisis directo; es decir donde el suelo y la superestructura son modelados mediante elementos finitos.

El arquetipo del suelo o semi-espacio se considera con el modelo MultiaxialCyclicPlasticity (Borja et al., 1994) que según sus autores se creó con el objetivo de que sea empleado en análisis dinámicos no lineales de SSI. Este modelo

se desarrolló en el software OpenSees por Wang & Sitar (2006), y se acota que se puede aplicar para suelos cohesivos en la interacción dinámica suelo-estructura.

El modelo MultiaxialCyclicPlasticity se define de acuerdo con los conceptos básicos de la teoría de la plasticidad los cuales son: superficie de fluencia, regla de flujo y ley de endurecimiento (Wang & Sitar, 2006). La superficie de fluencia separa en el espacio de tensiones los comportamientos de tipo elástico a comportamientos tipo plástico, (Prat, 2006). La regla de flujo o ley de flujo, proporciona la magnitud y la dirección de la deformación plástica. La ley de endurecimiento es el parámetro que determina la variación de la superficie de fluencia. Lo antes mencionado se observa en la Figura 3, donde se visualiza la superficie limite determinado por la sección β , la cual circunscribe a la superficie de fluencia delimitada por F , y se puede observar la función exponencial de la ley de endurecimiento que se representa en la ecuación (7).

$$H' = hk^m + H_0 \quad (7)$$

Donde:

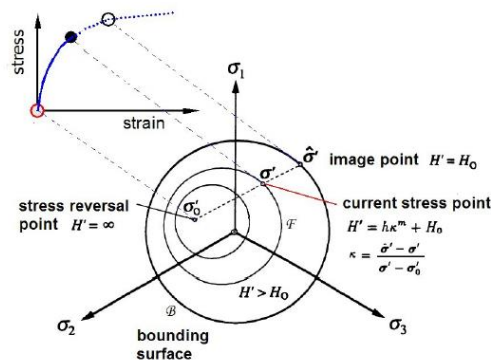
h : es un parámetro de modulo del endurecimiento

m : es un parámetro de modulo del endurecimiento

H_0 : es el módulo de endurecimiento asociado a la superficie limite

Figura 3

Superficie de plasticidad limite



Nota: Tomado de Wang, G. & Sitar, N. (2006). Nonlinear Analysis of a Soil-Drilled Pier System under Static and Dynamic Axial Loading. Pacific Earthquake Engineering Research Center. (pág. 69).

Este modelo puede describir eficientemente la no linealidad de la relación esfuerzo deformación dentro de la superficie límite para suelos en tres dimensiones; debido a que con una investigación de campo convencional se puede establecer los parámetros que emplea el modelo; asimismo el modelo se desarrolló en arcillas rígidas que son suelos adaptables a los de la presente investigación y según los autores del modelo (Borja et al., 1994) tiene resultados prometedores por ser aplicados en estudios de SSI. En la **Tabla 1** se especifican los parámetros que emplea este modelo, donde: G_{max} es el máximo módulo de corte, ν es la relación de Poisson, S_u es la resistencia al corte no drenada, h y m son parámetros del módulo de endurecimiento y H_o módulo de endurecimiento en la superficie límite.

Tabla 1

Determinación de los parámetros del modelo MultiaxialCyclicPlasticity

Parámetros del modelo		Métodos de Calibración
Parámetros Elásticos	G_{max} ν	Del perfil de velocidad de onda de corte Relación de Poisson
Parámetros de Resistencia	S_u	De la prueba de compresión no confinada o correlación SPT
Parámetros de Endurecimiento	h, m H_o	Curvas de reducción del módulo de corte Módulo de corte tangencial a gran deformación

Nota: Adaptado de Wang, G. & Sitar, N. (2006). Nonlinear Analysis of a Soil-Drilled Pier System under Static and Dynamic Axial Loading. Pacific Earthquake Engineering Research Center. (pág. 92)

Materiales Constitutivos de la Superestructura

Para que se obtengan resultados fiables se debe plantear una calibración de los parámetros de los materiales constitutivos del hormigón armado, por lo que se describe los modelos no lineales del hormigón y del acero que se han empleado en la presente investigación; para que consecuentemente se desarrolle un modelo matemático que represente un muro estructural que será sometido a un análisis

histerético para determinar sus respuestas y comparar los resultados con un modelo experimental.

Hormigón

El hormigón se considera con el modelo DamageTC3D (Petracca et al., 2017) que se basa en los trabajos de Cervera & Oliver (1995), que incluye la evolución de daño, el comportamiento de tensión y a compresión del hormigón y criterio de falla. Las variables que se definen para este modelo se basan en la ley de compresión uniaxial y la ley de tensión uniaxial que se determinan dentro del modelo constitutivo de daño. En la **Tabla 2** se visualizan los parámetros con los que se define el mencionado modelo.

Tabla 2

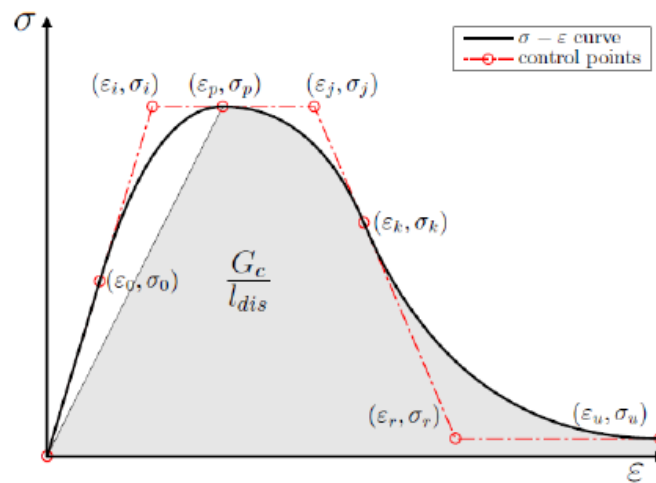
Determinación de los parámetros del modelo DamageTC3D

Parámetros del modelo		Definición
Parámetros Elásticos	E	Módulo de elasticidad o de Young
	ν	Relación de Poisson
Parámetros de compresión	$fc0$	Limite elástico de la resistencia a la compresión.
	fcp	Resistencia máxima o pico a la compresión
	fcr	Resistencia residual a la compresión
	ϵp	Deformación máxima a compresión
	Gc	Energía de fractura a la compresión
Parámetros de tensión	ft	Resistencia a la tensión
	Gt	Energía de fractura a la tensión

La ley de compresión uniaxial se define por las resistencias del hormigón: elástica, máxima y residual básicamente; y la energía de fractura a la compresión la cual se obtiene del área bajo la curva desde la resistencia máxima del hormigón hasta la resistencia residual del hormigón dividido para l_{dis} (longitud crítica es asumida igual al tamaño del mallado), tal como se visualiza en la **Figura 4**.

Figura 4

Esquema de ley de compresión uniaxial

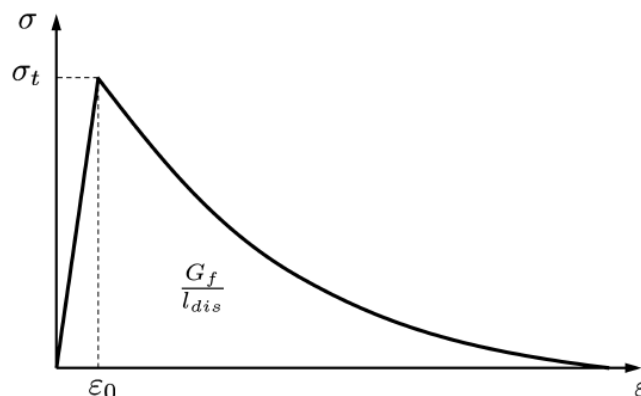


Nota: Tomado de Petracca et al. (2017). Micro-scale continuous and discrete numerical models for nonlinear analysis of masonry shear walls. [Universidad Politécnica de Catalunya].

La ley de tensión uniaxial se interpreta con la **Figura 5** la cual tiene una rama ascendente hasta la resistencia máxima a la tensión y posterior a aquello tiene una rama descendente no lineal (Marinelli, 2021) . El área bajo la curva es la energía de fractura de tensión dividido para l_{dis} .

Figura 5

Esquema de ley de tensión uniaxial



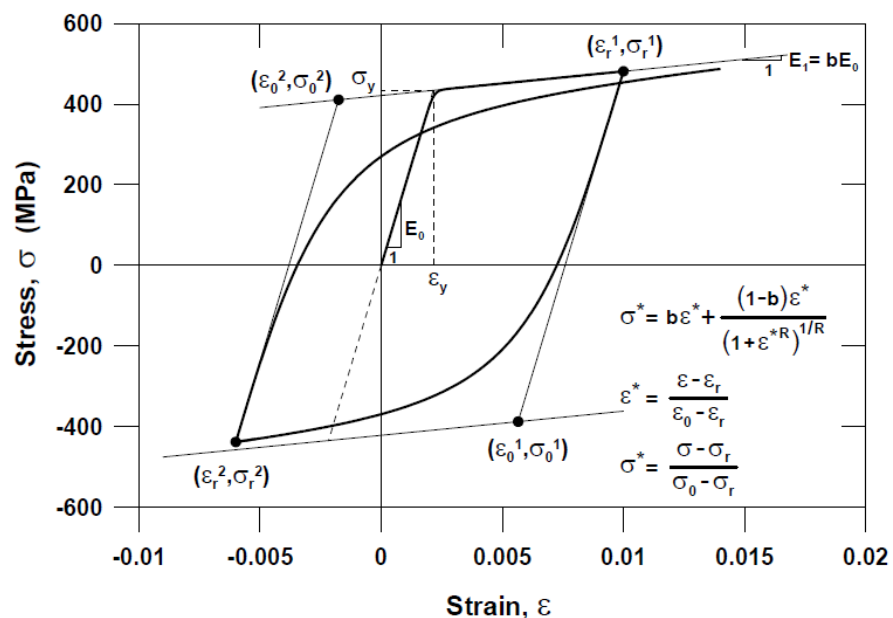
Nota: Tomado de Petracca et al. (2017). Micro-scale continuous and discrete numerical models for nonlinear analysis of masonry shear walls. [Universidad Politécnica de Catalunya].

Acero

El modelo que se emplea para determinar la relación esfuerzo-deformación del acero es el modelo SteelMPF (Koložvari et al. 2015) el cual está se encuentra implementado en el software OpenSees. Este modelo se fundamenta en los estudios de Menegotto & Pinto 1973, el cual incluye los efectos de endurecimiento isotrópicos y permite su calibración a tensión y compresión. En la **Figura 6** se observa el funcionamiento de este modelo el cual inicia con una pendiente recta (Modulo de Elasticidad, E) hasta el punto de fluencia. De aquí la curva toma una pendiente afectada por el radio de endurecimiento por deformación (b), hasta el punto en el cual se generan el esfuerzo y deformación de inversión de deformación. Cabe mencionar que este modelo emplea el parámetro R (parámetros de curvatura cíclico) que permite capturar el efecto Bauschinger en las curvas histeréticas del modelo. En la **Tabla 3**, se describen los parámetros del modelo SteelMPF.

Figura 6

Modelo constitutivo del acero de refuerzo



Nota: Tomado de Koložvari et al. (2015). Shear-Flexure Interaction Modeling for Reinforced Concrete Structural Walls and Columns under Reverser Cyclic Loading. Pacific Earthquake Engineering Research Center. (pág. 39).

Tabla 3*Determinación de los parámetros del modelo SteelMPF*

Parámetros del modelo		Definición
Parámetros Elásticos	E	Módulo de elasticidad o de Young
Parámetros No lineales	f_{yp}	Resistencia a la fluencia en tensión.
	f_{yn}	Resistencia a la fluencia en compresión
	b_p	Radio de endurecimiento por deformación en tensión
	b_n	Radio de endurecimiento por deformación en compresión
	R_0	Parámetro de curvatura
	$cR1$	Parámetro de degradación de curvatura
	$cR2$	Parámetro de degradación de curvatura

Teorización del Desempeño Sísmico

Para entender el funcionamiento del Desempeño Sísmico se recurre a la metodología del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research, por sus siglas en inglés) la cual consiste en cuatro análisis sucesivos que son los siguientes: amenaza sísmica, análisis estructural, análisis de daño y estimación de pérdidas; estos análisis sucesivos se pueden expresar en la ecuación **(8)**, la cual se explica en el siguiente párrafo.

$$v(DV) = \iiint G\langle DV|DM \rangle dG\langle DM|EDP \rangle dG\langle EDP|IM \rangle d\lambda(IM) \quad (8)$$

La amenaza sísmica o IM (intensity measure, por sus siglas) se puede determinar de manera probabilística o de la selección de registros espectro-compatibles escalados a un espectro objetivo. El análisis estructural consiste en determinar las respuestas de la estructura globales (aceleraciones de piso, desplazamientos o derivas) o locales (deformaciones o fuerzas) una vez sometida a la amenaza sísmica previamente definida. Estas respuestas se denominan parámetros de demanda ingenieril o EDP (engineering demand parameter, por sus siglas en inglés). El análisis de daño se emplea para estimar físicamente el nivel de

daño del sistema o de un elemento estructural. Para cuantificar lo anteriormente mencionado se emplea las medidas de daño o DM (damage measures, por sus siglas en inglés) las cuales se pueden determinar a partir de curvas de fragilidad. Finalmente, la estimación de pérdidas se refiere a la transformación de las DM a variables de decisión o DV (decision variables, por sus siglas en inglés) las cuales se pueden expresar en pérdidas económicas, tiempo de duración de reparación, muertes o lesiones.

Se aclara que la profundidad de esta investigación abarca hasta el segundo análisis sucesivo que se explicó anteriormente.

Trabajos Relacionados

Las distintas investigaciones, artículos científicos y tesis que se han referenciado se presentan a continuación.

- Kabtamu, H.G. et al. (2018). ***“Dynamic Analysis of Soil Structure Interaction Effect on Multi Story RC Frame”***. En este estudio se determina la importancia de la altura de la edificación y los efectos de SSI, puesto que la diferencia de derivas de piso incrementa entre modelos de base empotrada y flexible a medida que la altura de la edificación aumenta.
- Emami & Halabian. (2018). ***“Damage Index Distributions in RC Dual Lateral Load-Resistant Multi-Story Building Considering SSI Effects Under Bidirectional Earthquakes”***. Se realiza un análisis Pushover con los efectos de la SSI y en sistemas duales; y se determina que los muros estructurales cambian su comportamiento y su distribución de daño.
- Tavakoli et al. (2019). ***“Seismic performance of outrigger-belt truss system considering soil-structure interaction”***. Este estudio es un primer análisis de los efectos SSI en edificaciones que superan los 100 metros de altura, y de sus conclusiones se desprende que en modelos de enfoque

directo las derivas de piso, cortes y momentos tienen mayor magnitud que los modelos convencionales de base empotrada.

- Arboleda-Monsalve & Mercado. (2020). ***“Bidirectional Ground Motion Effects in Tall Buildings Using 3d Soil-Structure Interaction Models”***. Se concluye que los modelos de base empotrada no siempre son los más conservadores, puesto que los parámetros de demanda ingenieril pueden ser mayores con los efectos de SSI en edificaciones altas.
- Katrangi et al. (2021). ***“Assessment of the Seismic Performance and the Base Shear Contribution Ratios of the RC Wall-Frame Dual System Considering Soil-Structure Interaction”***. En este artículo se realizan modelos de diferentes alturas con sistemas duales, para determinar la incidencia de la SSI con enfoque de la infraestructura; y se concluye que los efectos de alargamiento de periodo y derivas decrecientan a medida que la altura de la estructura aumenta, pero existe una variación en el comportamiento de los muros estructurales puesto que el cabeceo en la base de muros genera que los pórticos sean más demandados.
- Mercado et al. (2020). ***“Evaluation of Substructure and Direct Modeling Approaches in the Seismic Response of Tall Buildings”***. En esta investigación se concluye que en edificaciones altas cuando se comparan los resultados de los parámetros demanda ingenieril entre modelos de base empotrada, de enfoque de infraestructura y de enfoque directo, los resultados tienen una marcada diferencia entre el modelo de enfoque directo con los otros dos modelos.

Capítulo 3

Metodología de Investigación

Diseño de la Investigación

En esta investigación se inicia con una calibración de los modelos constitutivos del hormigón armado, para lo cual se emplea los estudios realizados por Thomsen y Wallace (1995) basados en muros estructurales. El modelo de calibración se desarrolla en el software STKO (Petracca, 2017) el cual es un preprocesador y postprocesador de OpenSees.

Una vez calibrado los muros estructurales se elaborará el modelo matemático de una edificación de 100 metros de altura con sistema dual (**Figura 7**), en el cual todos los elementos estructurales poseen no linealidad a través de elementos tipo fibra, este modelo en su base estará restringido a cualquier tipo de desplazamiento y giro (modelo de base empotrada).

Posterior a aquello se estudian las funciones de impedancia para obtener las rigideces en la interacción suelo estructura de acuerdo con las recomendaciones del FEMA P-2091 (2020) y del NIST (2012). Con los resultados se desarrolla un modelo matemático que incluye los efectos SSI desde el enfoque de la infraestructura.

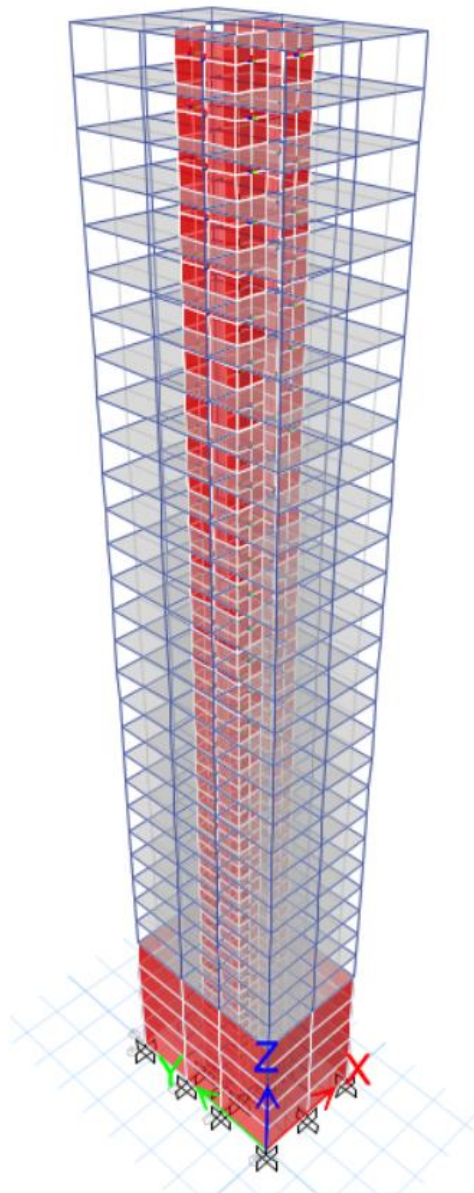
Seguidamente tomando en cuenta los efectos de sitio y los estudios geotécnicos y geofísicos realizados por Montaña (2017) y Vera et al. (2017) respectivamente; se configura un modelo elasto-plástico de suelo que represente las distintas capas de suelo del sitio para generar el semiespacio de suelo en el cual reposara la superestructura de 100 m de altura. Este modelo se configura con la inclusión de lo SSI mediante el enfoque directo.

Los tres modelos que se generaron se someten a un Análisis Tiempo Historia según las disposiciones del ASCE 7-16 (2016). Los once pares de registros sísmicos se seleccionarán y escalarán de acuerdo con el método función de pesos ponderados disponible en la plataforma PEER (2010), a un espectro objetivo considerando el Tiempo de Retorno de un sismo de diseño es decir de 475 años.

Los 66 modelos que se realizaron se ejecutaron en el software STKO (Petracca, 2017) por la gran ventaja de previsualización del modelo matemático; asimismo para el tratamiento de resultados se generaron scripts que permitan observar las respuestas de los diferentes modelos matemáticos.

Figura 7

Esquema de la edificación caso de estudio.



Calibración de los Modelos Constitutivos del Hormigón Armado

Se procedió a calibrar el muro RW2 descrito en la investigación de Thomsen y Wallace (1995) cuyas propiedades se describen en la **Tabla 4** y su esquema en la **Figura 8**. Para conformar el modelo del muro estructural, es decir para el alma y los elementos de borde se emplearon los materiales de hormigón DamageTC3D y DamageTC1D (Petracca et al., 2017) respectivamente, y el modelo de SteelIMP para el acero de refuerzo tanto en elementos de borde como en el alma del muro. Los elementos de borde se consideran con el elemento *dispBeamColum* con 5 puntos de integración. Para el alma del muro estructural se emplearon las secciones de cascara multicapa (*Multi-layer shell element*), que se emplean para análisis dinámicos no lineales de edificios altos y se desarrolló por Lu et al., (2015). Esta sección *Multi-layer shell element* se basa en los principios de la mecánica de materiales compuestos, puesto que cada capa tiene asignado una ley constitutiva de hormigón o de acero y su resolución inicia desde la capa intermedia del elemento hacia las capas más superficiales en un criterio de suposición plano a plano tal como se observa en la **Figura 9**. La sección *Multi-layer shell element* puede capturar el comportamiento a flexión y a corte en el plano de los muros estructurales.

Tabla 4

Propiedades del espécimen RW2

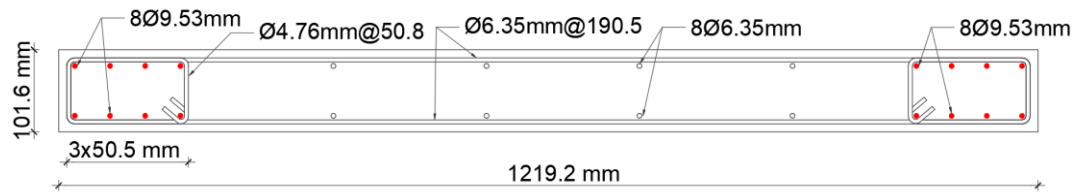
Espécimen RW2							
	Geometría			Alma		Elemento de bore	
	l_w [mm]	h_w [mm]	t_w [mm]	ρ_{vw} %	ρ_{hw} %	ρ_{vb} %	ρ_{hv} %
Geometrías y cuantías	1219.2	3657.6	102	0.0033	0.0033	0.029	2.93

Nota: Adaptado de Gallardo et al. (2021) Damage and sensitivity analysis of a reinforced concrete wall building during the 2010, Chile earthquake.

[Universidad Católica de Chile].

Figura 8

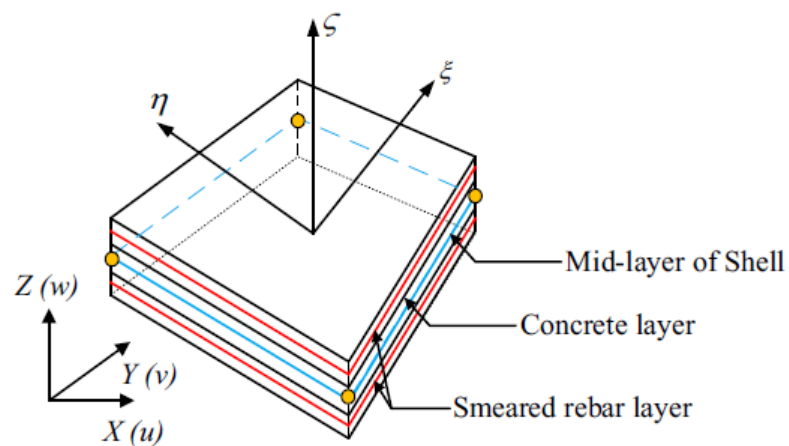
Esquema de muro RW2



Nota: Tomado de Thomsen y Wallace (1995). Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Structural Walls: An Experimental Investigation of Walls with Rectangular and T-Shaped Cross-Section. Department of Civil and Environmental Engineering Clarkson University.

Figura 9

Esquema de la sección Multi-layer shell element



Nota: Tomado de (Lu et al., 2015). A shear wall element for nonlinear seismic analysis of super-tall buildings using OpenSees. Department of Civil Engineering Tsinghua University.

Una vez conocido el funcionamiento de los materiales y los elementos que conforman el muro estructural, se presentan las magnitudes adoptadas para poder evidenciar la fiabilidad de la calibración con la comparación de las curvas corte basal

vs desplazamiento en el tope de la estructura. Los parámetros asumidos para la calibración se obtuvieron del estudio que se realizó por Kolozvari et al. (2015) en los cuales se describen las propiedades mecánicas a compresión y a tensión del hormigón y acero; aunque para el caso del acero se complementa con la investigación que se desarrolló por Gallardo et al., (2021) en el cual los parámetros de endurecimiento a compresión y a tensión que se exponen en esa investigación mejoran los resultados de calibración y estabilizan la convergencia de resultados, lo mencionado se resume en la **Tabla 5**.

Dentro del modelo constitutivo del hormigón que se empleó en esta investigación, se consideran las recomendaciones de Marineli A.(2021) y el FIB Model Code (2010) para el cálculo de la energía de fractura a compresión y a tensión las cuales se indican en las ecuaciones **(9)** y **(10)**. Asimismo, este modelo constitutivo requiere de una regularización de elementos finitos para no depender del tamaño del mallado de los elementos finitos; esto se realiza dentro de los parámetros que contiene la ley o modelo constitutivos DamageTC3D y DamageTC1D. En la **Figura 10** se presenta el modelo generado del espécimen RW2.

$$G_t = 0.073f_c^{0.18} \quad (9)$$

$$G_c = \left(\frac{f_c}{f_t}\right) G_t \quad (10)$$

Donde:

f_c : es la resistencia máxima a la compresión del hormigón

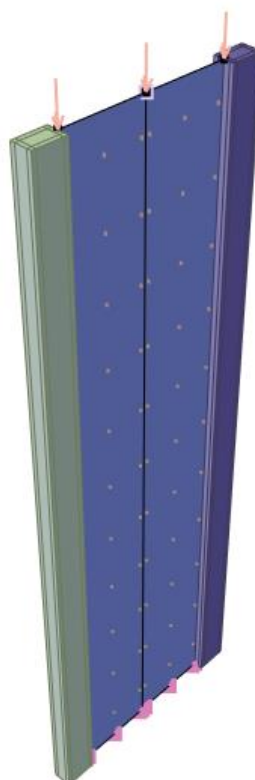
f_t : resistencia a la tensión del hormigón

G_t : energía de fractura a la tensión

G_c : energía de fractura a la compresión

Tabla 5*Características mecánicas del espécimen RW2*

Especimen RW2									
	f_{cp} [MPa]	f_{c0} [MPa]	f_{cr} [MPa]	E [MPa]	ν	ϵ_p	G_c	f_t [MPa]	G_t
Hormigón confinado	47.59	19.04	9.52	35103	0.2	0.003	80.13	2.03	0.14
Hormigón no confinado	42.74	17.10	8.55	31026	0.2	0.002	63.39	2.03	0.14
	f_{yp} [MPa]	f_{yn} [MPa]	b_p [MPa]	b_n [MPa]	R	$cR1$	$cR2$	E [GPa]	
Acero en el alma	403.2	537.6	0.025	0.035	20	0.925	0.0015	200	
Acero en cabezales	390.6	520.8	0.025	0.035	20	0.925	0.0015	200	

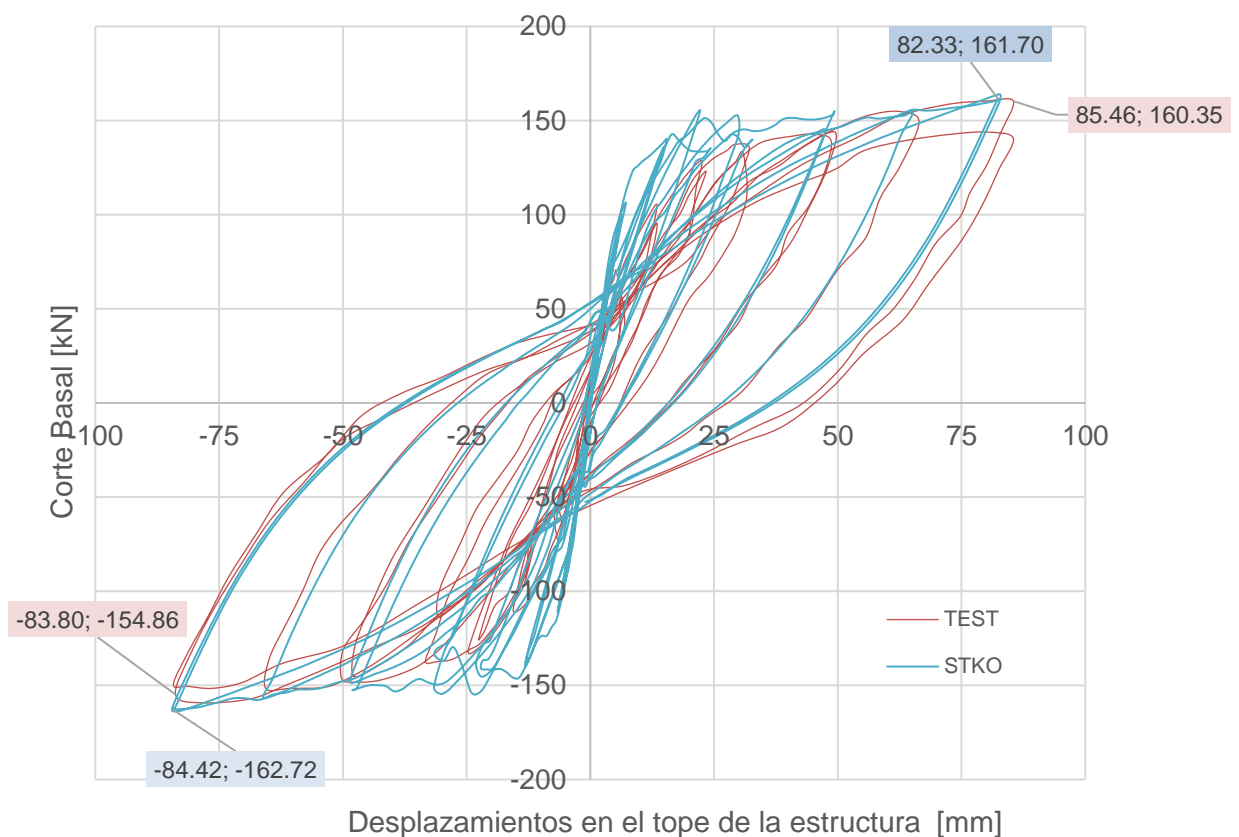
Figura 10*Esquema tridimensional del espécimen RW2.*

Con los parámetros que se detallan anteriormente se presentan los resultados del modelo analítico de calibración de lo cual se determina que en el corte basal, respecto a los resultados del ensayo, se tiene un rango de diferencia entre el

0.84 % y 4.84%; mientras que en los desplazamientos en el tope de la estructura se encuentra un intervalo de diferencia que va del 0.73% al 3.79%; estas diferencias se consideran admisibles y se acepta como valida la calibración de los modelos de muros estructurales. En la **Figura 11** se observan las curvas de calibración obtenidas.

Figura 11

Comparación entre resultados experimentales y la modelación en STKO



Elaboración del Arquetipo Estructural a Investigar

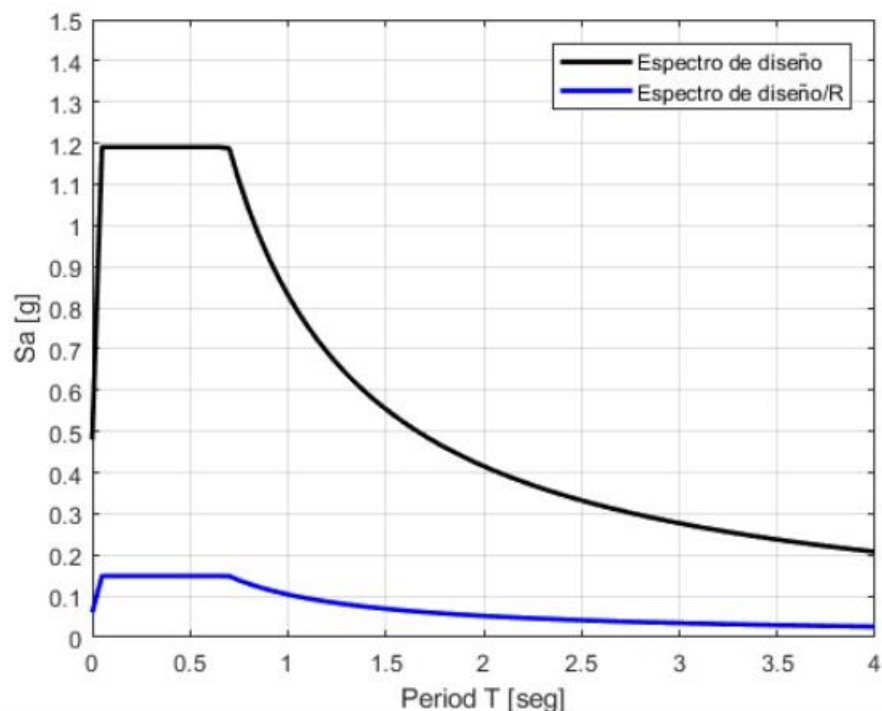
Una vez que se desarrolló la calibración de los modelos constitutivos de acero y hormigón, se procede a generar los distintos modelos matemáticos partiendo de un arquetipo que consta de 27 pisos y 5 subsuelos que suman una altura total de 119000 mm (100500 mm desde planta baja hasta terraza y 18500 mm de subsuelos), con dos vanos en dirección X de 7400 mm de longitud cada vano, y de

tres vanos en dirección Y de 8000 mm, 6400 mm y 8100 mm de longitud; la altura de entrepiso de la edificación es de 3700 mm en todos los pisos, a excepción del primer piso alto cuya altura es de 4300 mm. Con las características que se mencionan se desarrolla un modelo elástico en el software ETABS, para validación de que el modelo no lineal que se generará tenga un contraste en el parámetro de vibración natural de la estructura que será un parámetro de control.

La estructura de estudio estará implantada en la ciudad de Quito en la Parroquia de Iñaquito con un tipo de suelo D y una zona sísmica V. El espectro de diseño con el cual se valida esta estructura es definido en la **Figura 12** donde se considera una amenaza sísmica con $T_r=475$ años.

Figura 12

Espectro de diseño para un $T_r=475$ años, suelo tipo D



Las secciones empleadas en la superestructura se validan con derivas de piso que se rigen a los criterios de la NEC-SE-DS (2015) las cuales se presentan en la **Figura 13**. Seguidamente, se diseñan los elementos columnas a flexo-compresión validados con diagramas de interacción; para la verificación del confinamiento y

espaciamientos de estribos en columnas, se emplea la sección 18.7.5.1, 18.7.5.2 y 18.7.5.3 del ACI 318-19 (2019) En la **Figura 14** se presenta el diseño concebido en columnas. Se menciona que debido al efecto de modos altos de vibración el diseño de columnas no se optimizo en piso altos.

Figura 13

Derivas del modelo elástico

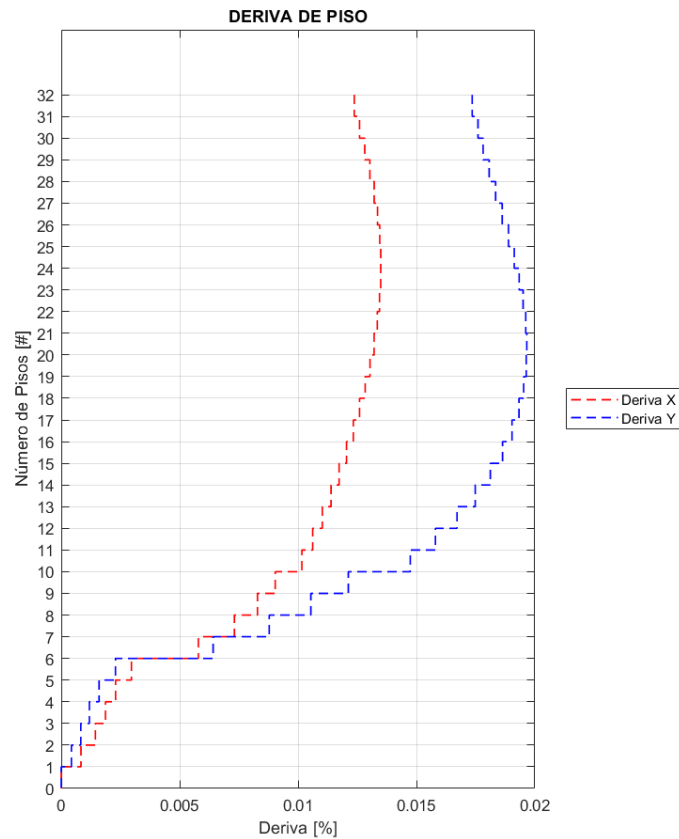
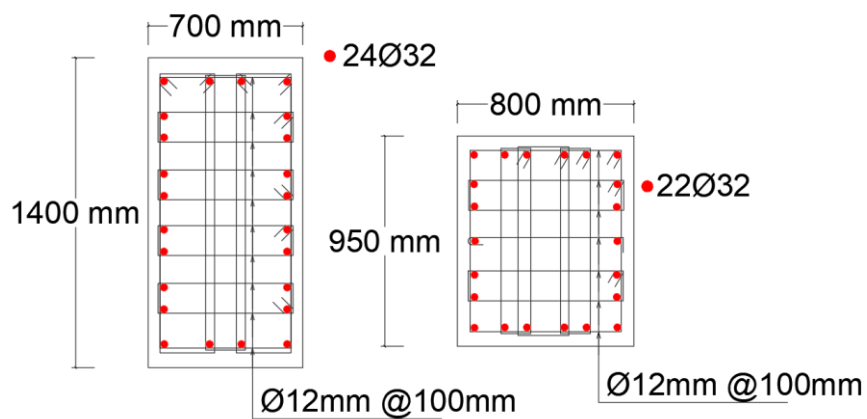


Figura 14

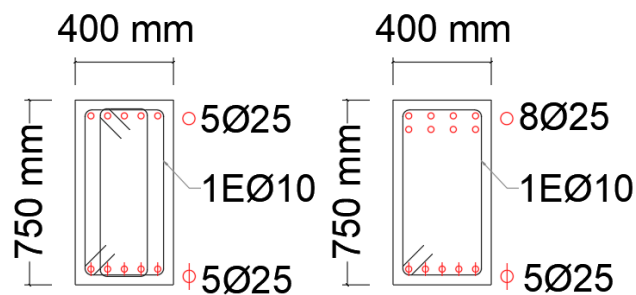
Secciones de columnas



El diseño de vigas se considera según las secciones 18.6.4 y 18.6.5 del ACI 318-19 (2019) para el control del confinamiento y corte respectivamente. Asimismo, los refuerzos horizontales toman las consideraciones de elementos sometidos a flexión de acuerdo con la sección 4 de la NEC-SE-HM (2015). En la **Figura 15** se observa los esquemas de las secciones de vigas empleadas.

Figura 15

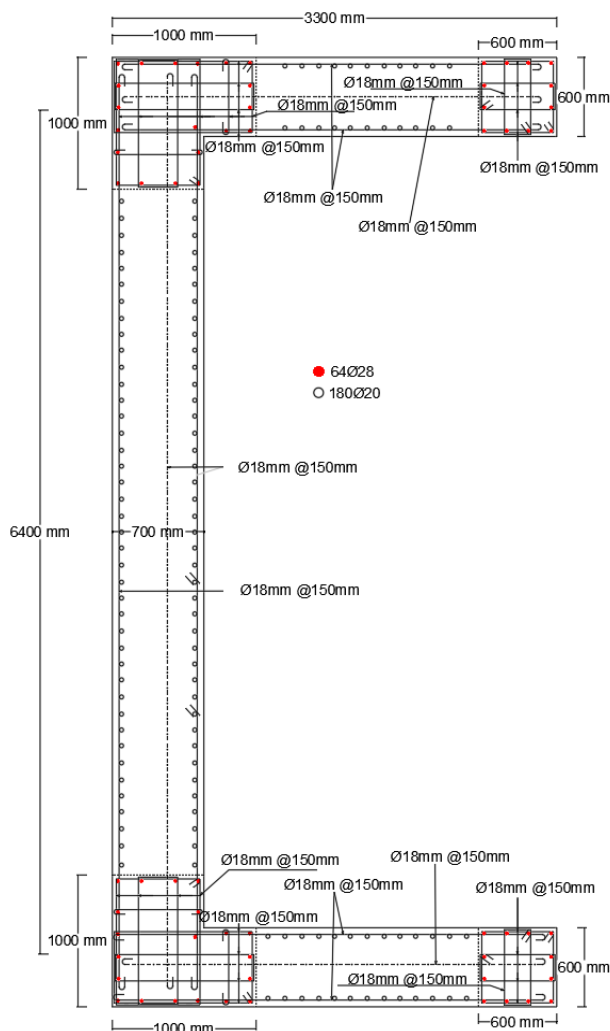
Secciones de vigas



En los muros estructurales los refuerzos horizontales de cabezales y el alma se diseñan a flexo-compresión y el confinamiento de cabezales cumple las mismas disposiciones que columnas. Posterior a aquello se dimensiona la longitud de los elementos de borde que constan con la consideración que la máxima deformación unitaria a compresión del hormigón es 0.003 y de acuerdo con las disposiciones de la sección 18.10.6.2 del ACI 318-19 (2019). El diseño a corte de los muros estructurales sigue las disposiciones de la sección 18.10.4 del ACI 318-19 (2019). Se menciona que se revisó la amplificación de corte de acuerdo con la sección 18.10.3.1 del ACI 318-19 (2019), de la cual se obtuvo un valor de 3 que proviene del producto de los factores ω_v (amplificación dinámica corte) y Ω_v (factor de sobrerresistencia). En la **Figura 16** se observa el diseño que se generó para los muros estructurales.

Figura 16

Sección de muros estructurales



Con las secciones estructurales diseñadas se procedió al modelamiento en STKO, el cual se realizó considerando la ley constitutiva *DamageTC1D* y secciones tipo fibra, tanto para vigas como en columnas en conjugación con elementos *dispBeamElement*; se destaca que por solicitudes de convergencia se emplearon en los elementos del pórtico parámetros de energía por fractura a la tensión y a la compresión. En cuanto a los muros estructurales, como se mencionó anteriormente, se consideran como elemento *Multi-layer Shell* para el alma del muro; y elementos tipo fibra para los cabezales y con modelos constitutivos tipo *DamageTC1D* y

DamageTC3D. Los muros de sótano también han sido considerados en el presente modelo con el elemento *Multi-layer Shell* pero con un modelo elástico. Los parámetros empleados para la conformación de toda la superestructura se detallan en la **Tabla 6**.

Tabla 6

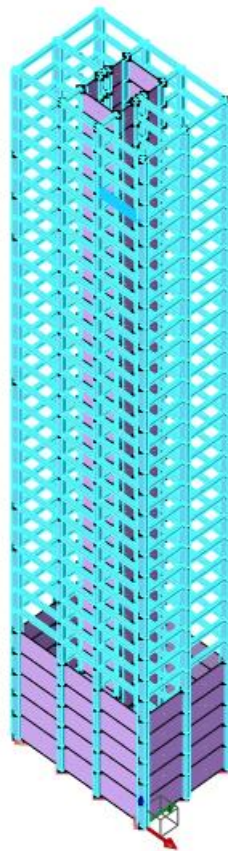
Propiedades de secciones estructurales para conformación de la superestructura.

	f_{cp} [MPa]	f_{c0} [MPa]	f_{cr} [MPa]	E [MPa]	ν	ϵ_p	G_c	f_t [MPa]	G_t
Hormigón	34.32	13.70	6.86	27519	0.2	0.0021	68.64	3.43	0.14
	f_{yp} [MPa]	f_{yn} [MPa]	bp [MPa]	bn [MPa]	R	$cR1$	$cR2$	E [GPa]	
Acero	411.87	453.0	0.025	0.035	20	0.925	0.001	200	
		6					5		

Con los datos descritos anteriormente se configura el modelo estructural y se obtiene el valor del periodo fundamental de la estructura para tener un parámetro referencial comparativo con el modelo elástico. Los valores de periodo obtenidos en el modelo elástico (ETABS) es 2.73 s mientras que en el modelo no lineal se obtiene un valor de 2.43 s que se acepta como valido puesto que según Mercado et al. (2020) los periodos de vibración en modelos no lineales tienden a disminuir por la variación en la participación modal. En la **Figura 17** se observa el modelo no lineal de base empotrada

Figura 17

Modelo de base empotrada

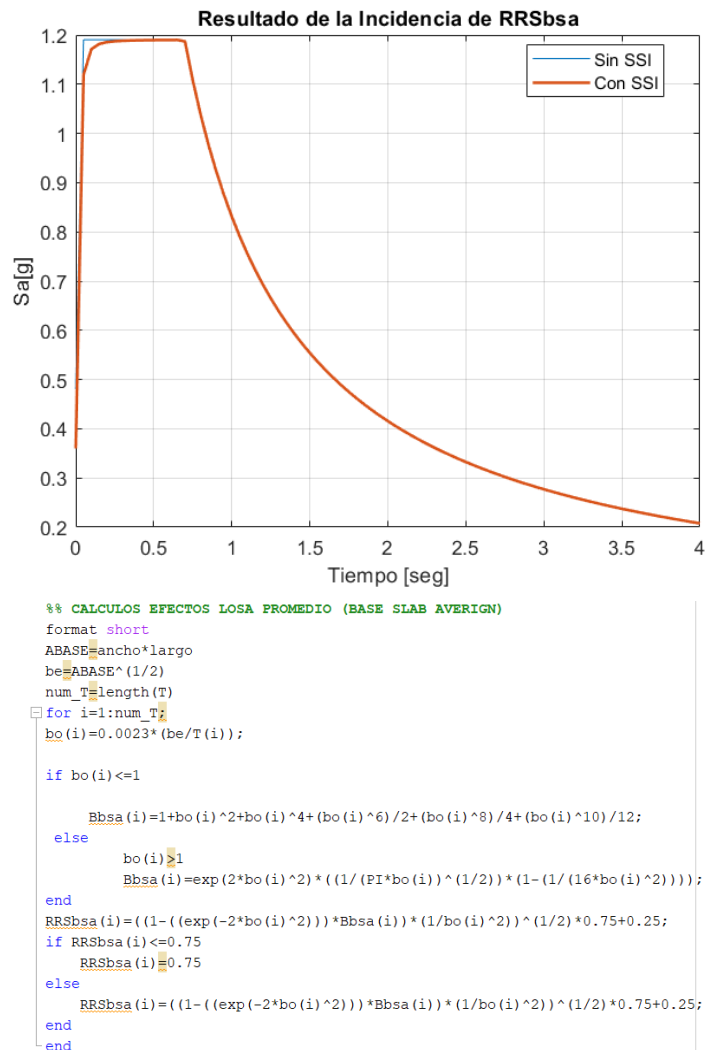


Generación del Modelo Enfoque Infraestructura

Para considerar los efectos de la SSI mediante el enfoque de la infraestructura se inicia con el cálculo de la incidencia de los efectos cinemáticos de la interacción suelo estructura, que básicamente modifican las demandas que ingresa a la estructura. Se calcula el factor de modificación del efecto de promedio de losa base (RRSbsa) de acuerdo con las recomendaciones del FEMA P-2091 (2020), cuya incidencia en el espectro de respuesta es mínima puesto que se obtiene un valor de 0.99. En la ecuación (6) se presenta los parámetros que determinan el factor RRSbsa. En la **Figura 18** se presenta la incidencia del factor RRSbsa junto con un script desarrollado para el caso.

Figura 18

Espectro de respuesta elásticos con la incidencia del RRSbsa.



De acuerdo con los resultados obtenidos del coeficiente RRSbsa y con la consideración que según el ASCE 7-16, se puede considerar los efectos de empotramiento con el valor de 1; por lo que se ha descrito anteriormente los efectos cinemáticos de la SSI no se consideran en la presente investigación.

Los efectos inerciales de la SSI se remiten a los cálculos de las funciones de impedancia cuyas magnitudes se representan como resortes, que en un extremo están restringidos a la traslación y en el otro extremo están conectados a la base de la cimentación y a las paredes de los muros de contención. Estos resortes se modelaron como elementos *ZeroLengthElement* con propiedades elásticas que

representen la interacción de cortante en la interfaz suelo - base. En la **Tabla 7** se detallan los valores de rigidez empleados en el modelo de la infraestructura. En la **Figura 19** se observa en la base de la estructura las interacciones asignadas para generar el modelo enfoque de la infraestructura, en el cual se observan las Interacciones *Node-to-Node* que se asignaron al modelo matemático.

Figura 19

Modelo de enfoque de la infraestructura.

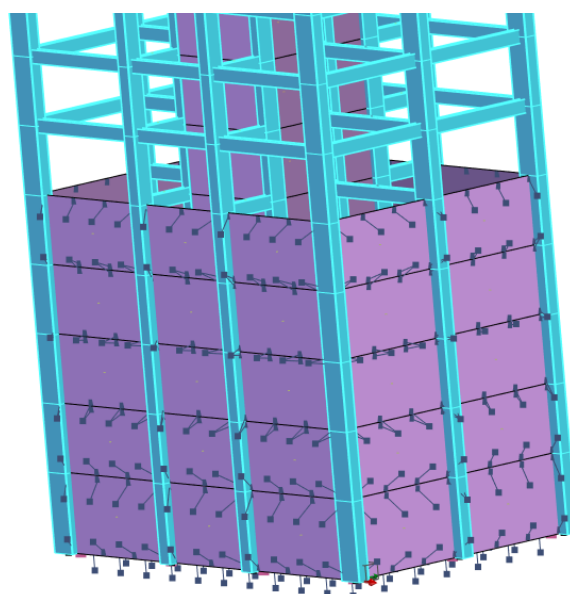


Tabla 7

Valores de Rigidez modelo de enfoque de la infraestructura.

Rigidez [N/mm ³]		
En borde corto sentido Z	K_{TX}	0.147
En borde largo sentido Z	K_{TY}	0.222
En centro de sentido Z	K_{centro}	0.038
En sentido X	k_{hx}	0.025
En sentido Y	k_{hy}	0.024
En paredes de sótano dirección X	k_{hx_sotano}	0.015
En paredes de sótano dirección y	k_{hy_sotano}	0.021

El valor del periodo fundamental de vibración es de 2.59 s. que en relación con el modelo de base empotrada se genera un incremento de 6.5% que se debe a la variación en el cambio de rigidez de la estructura debido a la inclusión de los efectos SSI.

Generación del Modelo Enfoque Directo

En este modelo se incluye al suelo dentro del sistema como un sólido que rodea a toda la estructura y se conecta mediante el elemento *ASDEmbeddedNode Element* que permite que los elementos de la superestructura que tienen 6 grados de libertad se conecten a un sólido que contiene 3 grados de libertad.

La modelación de este sólido se basa en el modelo constitutivo *MultiaxialCyclicPlasticity* junto con un elemento hexaédrico llamado *SSpbrick* que contiene 8 nudos y se emplea por su alta precisión de resultados en mallado grueso. Debido a la estratigrafía del sitio se generaron 4 capas de suelo distintos cuyos parámetros se presentan en la **Tabla 8**. El cálculo del módulo de elasticidad de cada capa se realiza en función de los datos que se extrajeron de los ensayos realizados por Montañó (2017) y Vera et al. (2017). Para el cálculo del módulo de corte máximo G_{max} , se empleó lo descrito en Chandrakant & Musharraf (2014), asimismo los criterios con los que se obtuvieron los parámetros H_o , h , m se presentan en Wang & Sitar (2006), que son los que permiten que se obtenga un comportamiento elasto-plástico del suelo.

En la **Figura 20 (a) y (b)** se observa el modelo generado con una sección de semiespacio de altura de 60000 mm, de lado corto de 95000 mm y de lado largo 145000 siguiendo las recomendaciones de Kabtamu, H.G. et al. (2018), asimismo se generó un mallado más discretizado en la zona de la estructura y se realizaron interacciones *Node to element* entre muros de sótano y suelo, entre losa de cimentación y suelo; en conjugación con el elemento *ASDEmbeddedNode Element* que emplea un parámetro de penalidad de rigidez el cual se puede estimar como

aproximadamente 3 o 4 órdenes de magnitud mayor que el módulo de elasticidad del material de incrustación, en este caso el semiespacio de suelo.

Tabla 8

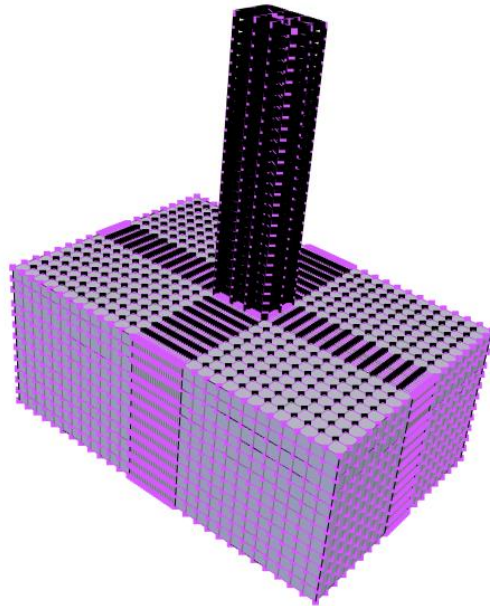
Datos de entrada para el modelo constitutivo del suelo enfoque directo.

Datos de entrada [MPa]			
Primera capa			
Densidad	ρ		1.083e-9
Módulo Volumétrico	K		21.58
Módulo de corte máximo	G_{max}		7.19
Resistencia al corte no drenada	S_u		0.0476
Módulo de corte tangencial a gran deformación	H_o		0.023
Curvas de reducción del módulo de corte	h		5.75
Curvas de reducción del módulo de corte	m		0.70
Segunda capa			
Densidad	ρ		1.083e-9
Módulo Volumétrico	K		32.37
Módulo de corte máximo	G_{max}		10.79
Resistencia al corte no drenada	S_u		0.071
Módulo de corte tangencial a gran deformación	H_o		0.035
Curvas de reducción del módulo de corte	h		8.63
Curvas de reducción del módulo de corte	m		0.70
Tercera capa			
Densidad	ρ		1.083e-9
Módulo Volumétrico	K		51.05
Módulo de corte máximo	G_{max}		13.31
Resistencia al corte no drenada	S_u		0.11
Módulo de corte tangencial a gran deformación	H_o		0.044
Curvas de reducción del módulo de corte	h		10.65
Curvas de reducción del módulo de corte	m		0.70
Cuarta capa			
Densidad	ρ		1.083e-9
Módulo Volumétrico	K		67.44
Módulo de corte máximo	G_{max}		17.59
Resistencia al corte no drenada	S_u		0.119
Módulo de corte tangencial a gran deformación	H_o		0.058
Curvas de reducción del módulo de corte	h		14.07
Curvas de reducción del módulo de corte	m		0.70

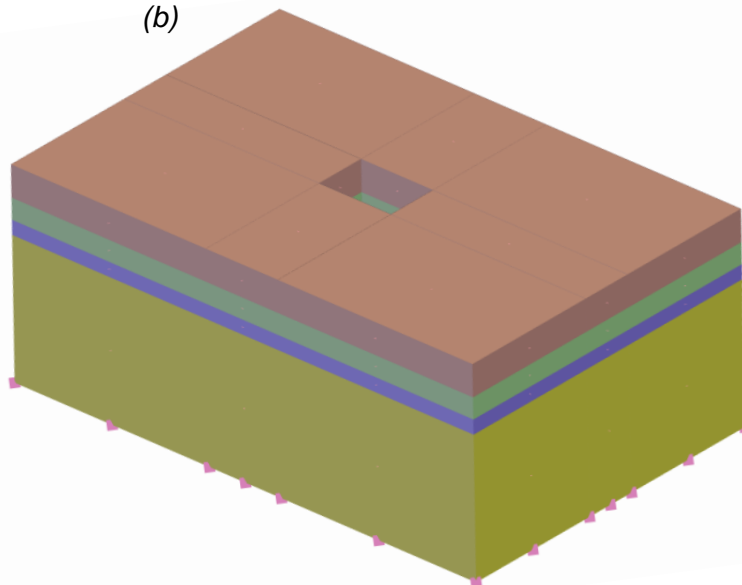
Figura 20

Modelo de enfoque directo: (a) Mallado del semiespacio de suelo, (b) Estratigrafía del sitio del suelo.

(a)



(b)



En el modelo de enfoque directo debido a la no linealidad del suelo, la cual modifica la distribución de la participación modal, y debido a la inclusión de los efectos de la SSI, el valor del periodo fundamental es 2.78 s. el cual aumenta un

12.58% respecto al modelo de base empotrada; con lo que se determina que se cumple un elongamiento del periodo fundamental de la estructura, que es un principal efecto en los modelos de enfoque directo y de los modelos que incluyen la SSI. Con esta comprobación lógica de elongamiento de periodo, se aceptan como validos los modelos de SSI (enfoque de la infraestructura y enfoque directo) y se continua con la aplicación de un análisis Tiempo Historia a los modelos matemáticos generados.

Selección y Escalamiento de Señales Sísmicas

La selección de los registros sísmicos se realiza con la herramienta del PEER (2010) para asegurar una espectro-compatibilidad fiable dentro de los once pares de registros escogidos. Los parámetros que se asumen para la selección y escalamiento de los registros sísmicos se fundamentan en el estudio de Microzonificación Sísmica de Quito realizado por Aguiar (2017) el cual es fundamentado en la tesis doctoral de Alvarado (2012), donde se hace un análisis del sistema de fallas de Quito (**Figura 21**), el cual se define en 5 segmentos de fallas: Puengasi, Ilumbisi - La Bota, Carcelén - El Inca, Bellavista – Catequilla y Tangahuilla. De los mencionados segmentos de falla se presentan valores probables de Magnitudes de Momento en función de dos hipótesis: Área de Ruptura (RA, por sus siglas en ingles) y Longitud de Ruptura Superficial (SRL, por sus siglas en ingles). En la **Tabla 9** se observa lo mencionado anteriormente.

Los registros sísmicos se escalan siguiendo el método de pesos ponderados que según Cañizares (2017) es un método factible para edificaciones altas que serán sometidas a análisis Tiempo Historia. En este método se utiliza la información de la aceleración espectral en un rango de periodo de interés, para esta investigación se consideran un intervalo de 1.3 - 3.5 s. En la **Tabla 10** se presentan los valores de escalamiento calculados.

Figura 21

Sistema de fallas de Quito.



Nota: Tomado de Aguiar (2017). Microzonificación Sísmica de Quito.

Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. (pág. 9).

Tabla 9

Sistema de fallas de Quito

Segmento	Área ruptura (km) ²	Magnitud (RA)	Longitud de Superficie de Ruptura (km)	Magnitud (SRL)	Período de Recurrencia (años)
Puengasí	259	6.4	22	6.4	188
ILB	176	6.2	15	6.2	138
CEI	82	5.9	7	5.7	105
BC	191	6.3	17.5	6.3	183
Tangahuilla	108	6.0	12	6.0	115

Nota: Adaptado de Aguiar (2017). Microzonificación Sísmica de Quito.

Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE. (pág. 10).

Con las Magnitudes de Momento que se obtienen de la **Tabla 9**, más las velocidades de onda de corte en el sitio que se obtienen de Vera et al. (2017) y un estudio de longitudes R_{rup} (distancia desde el sitio hasta el punto más cercano del plano de ruptura) y R_{jb} (distancia horizontal más cercana entre el sitio y la proyección del plano de falla en la superficie) se obtienen los once pares de registros que se

indican en la **Tabla 10**. En las **Figura 22** y **23** se observan los registros sísmicos de las componentes N-S y E-W respectivamente. Asimismo, en la **Figura 24** se presentan los espectros de aceleración escalados al sismo de diseño.

Se menciona que por el tiempo de demora en completar la corrida de los registros sísmicos (tiempos promedio corrida de 5:25:58) se aplicó el proceso de Intensidad de Áreas, para contemplar y realizar un proceso eficiente de obtención de resultados. Este proceso permite seleccionar el rango con mayor cantidad energía de la señal sísmica, haciendo que sea un procesamiento de datos más eficiente.

Tabla 10

Registros sísmicos y factores de escala.

Nombre del Registro	Factor de Escala	Año	Nombre de la Estación	Magnitud	Mecanismo
Tottori	2.93	2000	OKY005	6.61	Strike Slip
Loma Prieta	1.18	1989	Coyote Lake	6.93	Reverse Oblique
Northridge	2.21	1994	LA - Baldwin Hills	6.69	Reverse
Kobe	2.13	1995	Yae	6.9	Strike-slip
Coalinga	3.05	1983	Parkfield - Fault Zone 12	6.36	Reverse
Chuetsu	1.89	2007	Yan	6.8	Reverse
Landers	1.94	1992	Sakuramachi City watershed Yermo Fire Station	7.28	Strike Slip
Christchurch	1.81	2011	Christchurch Cashmere High School	6.2	Reverse Oblique
Parkfield	2.94	2004	Parkfield - Cholame 1E	6	Strike Slip
Gazli	1.26	1976	Karakyr	6.8	Reverse
Cape Mendocino	1.51	1992	Cape Mendocino	7.01	Reverse

Figura 22

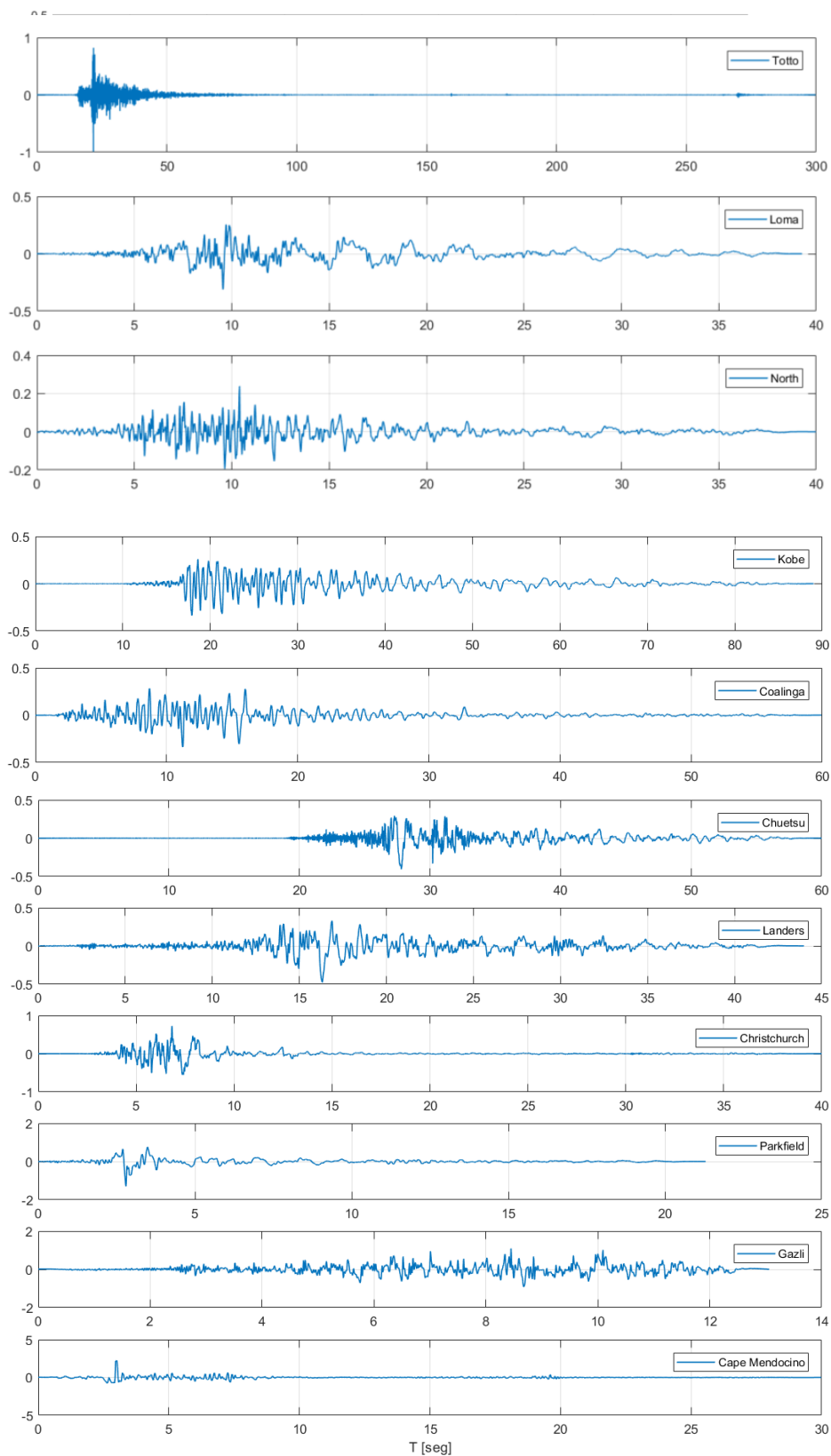
Registros sísmicos seleccionados en la componente NS

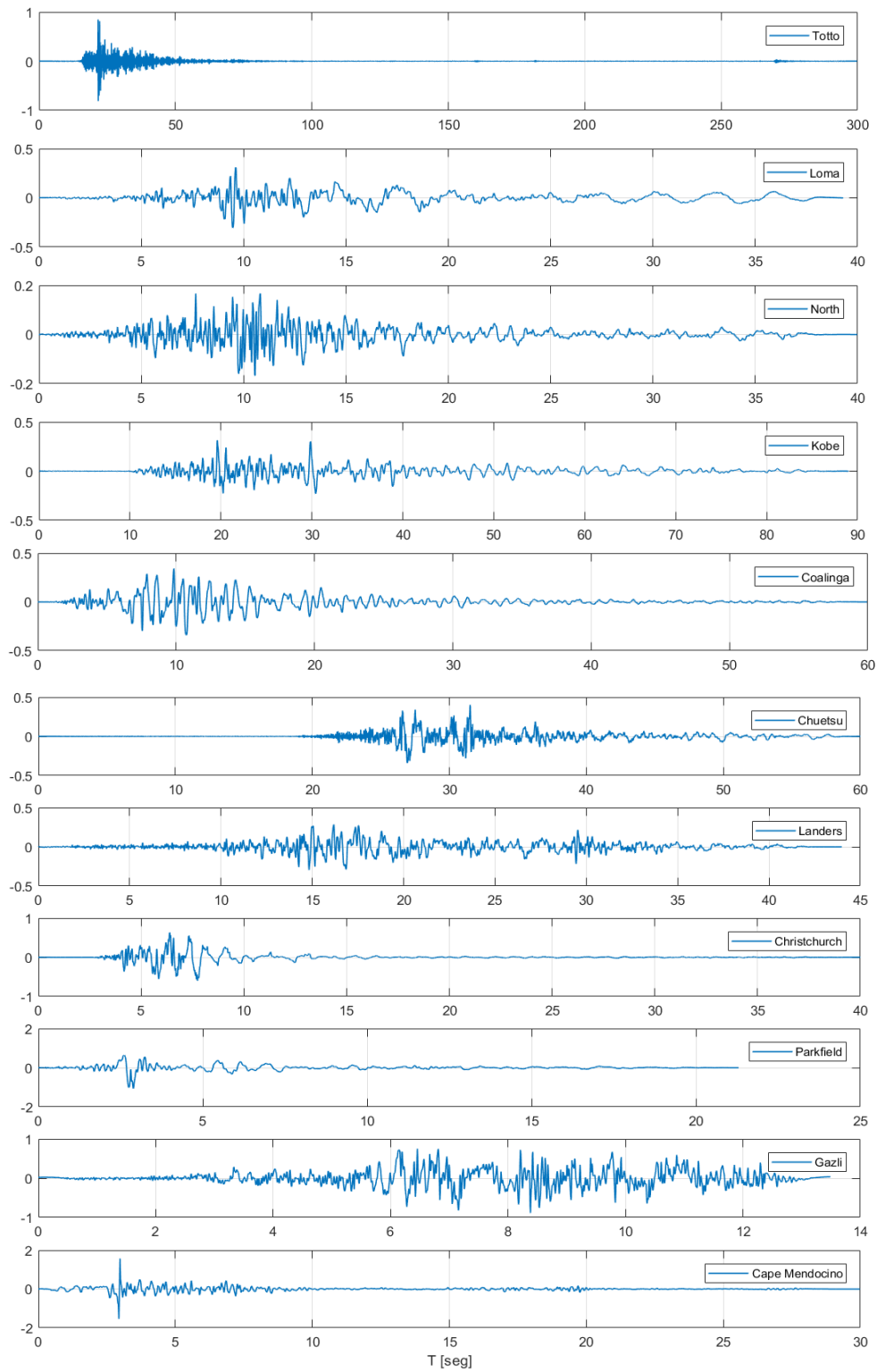
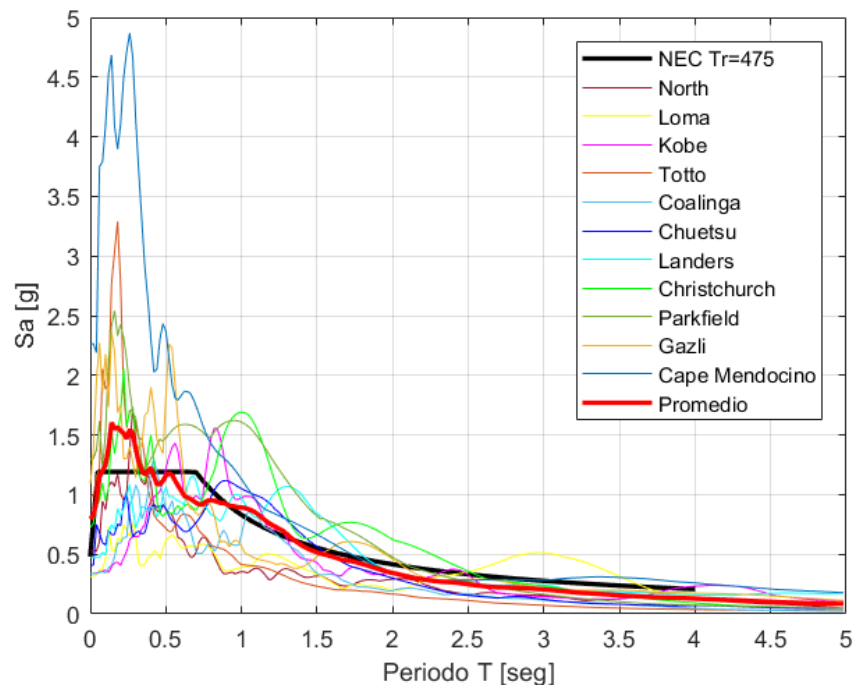
Figura 23*Registros sísmicos seleccionados en la componente EW*

Figura 24

Espectros de aceleraciones escalados al sismo de diseño. (TR=475 años)



Análisis del Desempeño Sísmico Aplicado

En este punto de la investigación se evalúa el desempeño de la estructura con el ideal de que la edificación alcance un comportamiento aceptable y predecible con la consideración de que se puedan alcanzar niveles de deformación inelásticos; es decir que se evaluara a la estructura a una amenaza sísmica previamente estudiada y se limitara el EDP de derivas a un nivel de desempeño determinado.

Los niveles de desempeño describen un estado límite de daño asociado a un nivel de amenaza sísmica. Los niveles de desempeño sísmico que se consideraron para el elemento estructural principal dentro del sistema resistente a cargas laterales son los estipulados en el FEMA 356 los cuales se detallan en la **Figura 25**, y la amenaza sísmica se obtuvo en función del sismo diseño ($T_r = 475$ años).

En la **Figura 26** se presentan los niveles de desempeño que la edificación debe cumplir en relación con la amenaza sísmica, y con la consideración de la funcionalidad de la edificación.

Figura 25

Niveles de desempeño estructurales.

Elements	Type	Structural Performance Levels		
		Collapse Prevention S-5	Life Safety S-3	Immediate Occupancy S-1
Concrete Walls	Primary	Major flexural and shear cracks and voids. Sliding at joints. Extensive crushing and buckling of reinforcement. Failure around openings. Severe boundary element damage. Coupling beams shattered and virtually disintegrated.	Some boundary element stress, including limited buckling of reinforcement. Some sliding at joints. Damage around openings. Some crushing and flexural cracking. Coupling beams: extensive shear and flexural cracks; some crushing, but concrete generally remains in place.	Minor hairline cracking of walls, <1/16" wide. Coupling beams experience cracking <1/8" width.
	Secondary	Panels shattered and virtually disintegrated.	Major flexural and shear cracks. Sliding at joints. Extensive crushing. Failure around openings. Severe boundary element damage. Coupling beams shattered and virtually disintegrated.	Minor hairline cracking of walls. Some evidence of sliding at construction joints. Coupling beams experience cracks <1/8" width. Minor spalling.
	Drift	2% transient or permanent	1% transient; 0.5% permanent	0.5% transient; negligible permanent

Nota: Tomado de FEMA 356 (2000) . Prestandard and commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency. (pág. 15).

Figura 26

Niveles de desempeño esperados en edificaciones.

		Target Building Performance Levels			
		Operational Performance Level (1-A)	Immediate Occupancy Performance Level (1-B)	Life Safety Performance Level (3-C)	Collapse Prevention Performance Level (5-E)
Earthquake Hazard Level	50%/50 year	a	b	c	d
	20%/50 year	e	f	g	h
	BSE-1 (~10%/50 year)	i	j	k	l
	BSE-2 (~2%/50 year)	m	n	o	p

Nota: Tomado de FEMA 356 (2000) . Prestandard and commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency. (pág. 9).

Para esta investigación se considera que la edificación debe encontrarse en el nivel de desempeño objetivo k de la **Figura 26**, el cual conjugado con los niveles de desempeño de la **Figura 25**, se establece que la edificación debe limitarse a derivas promedio de 1% en cada sentido de la estructura, con aquello se puede estimar que la estructura desde un EDP global se encuentra en un nivel de desempeño seguridad de vida o LS (Life Safety, por sus siglas en ingles)

Dentro de la estimación del comportamiento local de la estructura se ha reportado el cálculo de las deformaciones unitarias, con el criterio de fluencia descrito por Priestley & Kowalsky (2000) el cual corresponde a deformaciones unitarias 0.002, es decir una deformación unitaria para el concreto $\varepsilon_c = 0.002$ y para el acero de refuerzo $\varepsilon_s = f_y/E_s$.

Capítulo 4

Resultados y Discusión

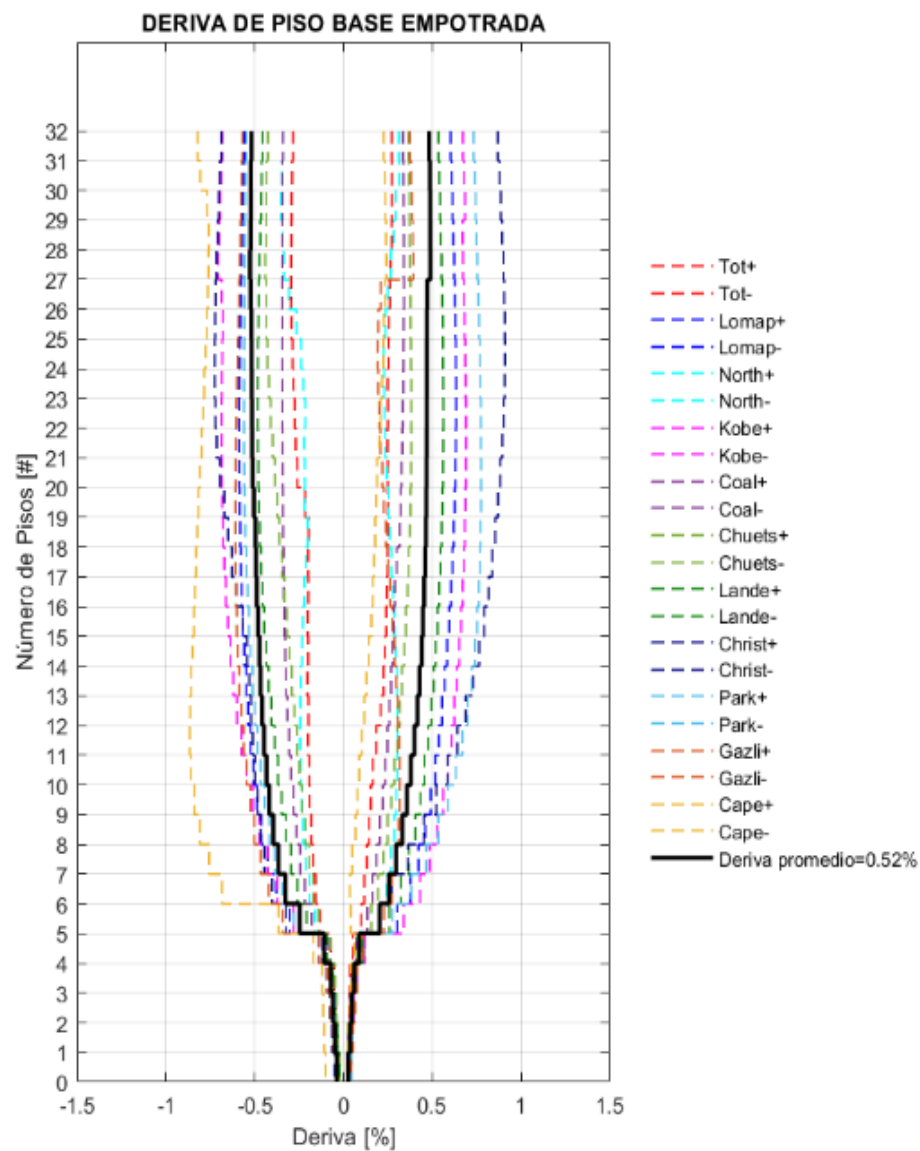
Análisis de la Respuesta Global de la Estructura

Derivas Sentido N-S

A los tres modelos matemáticos que se generaron se los somete a un Análisis No lineal Tiempo Historia y sus resultados de derivas se presentan a continuación. Desde la **Figura 27** a la **Figura 29** se presentan los resultados de derivas del modelo de Base Empotrada, Enfoque Infraestructura y Enfoque directo.

Figura 27

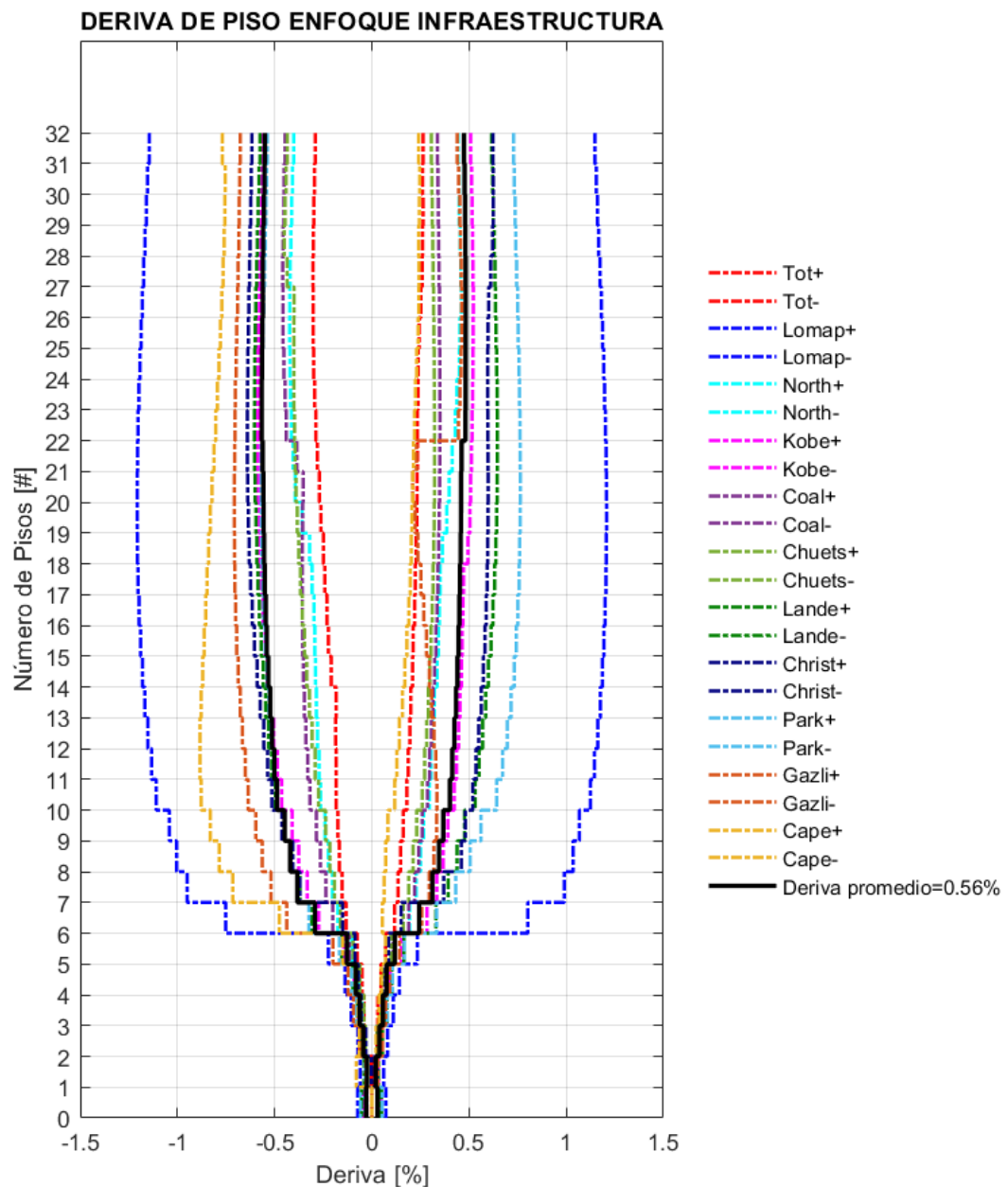
Derivas de piso de los registros seleccionados del modelo de Base Empotrada sentido N-S



En la **Figura 27** se observa que en el modelo de Base Empotrada se obtiene, en sentido N-S, un valor de deriva promedio de 0.52% y una máxima deriva de 0.909% que corresponde al registro sísmico de Christchurch. El valor promedio y la máxima respuesta de derivas se encuentran dentro del nivel de desempeño sísmico considerado.

Figura 28

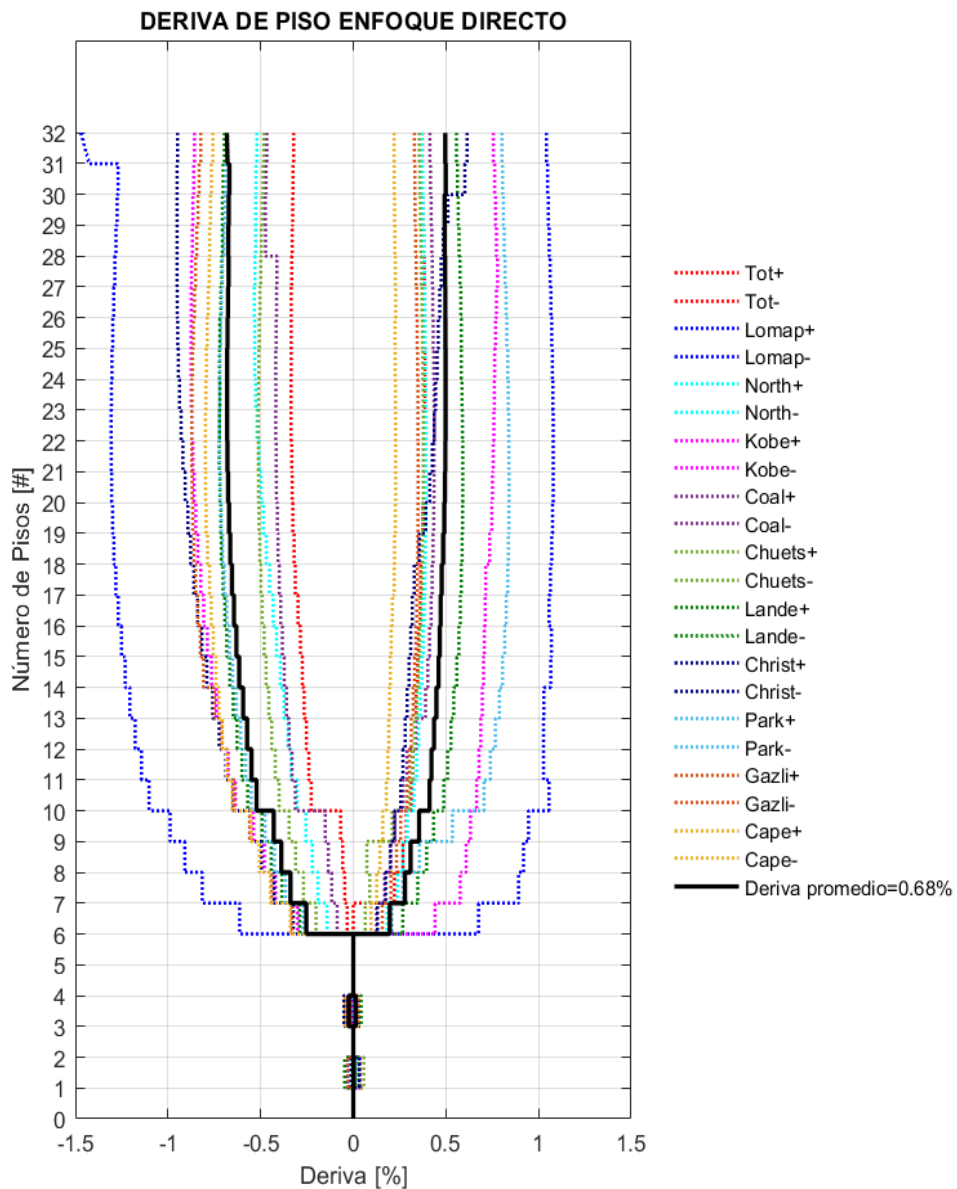
Derivas de piso de los registros selecciones del modelo Enfoque de la Infraestructura sentido N-S



En la **Figura 28** se observa que, en el modelo de Enfoque de la Infraestructura, en sentido N-S, se obtiene un valor de deriva promedio de 0.56% y una máxima deriva de 1.207% que se atribuye al registro sísmico de Loma Prieta. El valor promedio de deriva se encuentra dentro del nivel de desempeño sísmico considerado es decir Life Safety o Seguridad de Vida; mientras que la máxima deriva esta fuera del límite mencionado, pero se acepta como valido los resultados globales.

Figura 29

Derivas de piso de los registros seleccionados del modelo Enfoque Directo sentido N-S



En el modelo de Enfoque Directo que se aprecia en la **Figura 29** se obtiene, en sentido N-S, un valor de deriva promedio de 0.68% y una máxima deriva registrada de 1.079% por el registro sísmico de Loma Prieta. El valor promedio de deriva al igual que en el modelo enfoque de la infraestructura se encuentra dentro del nivel de desempeño sísmico considerado.

Derivas de Piso de Cada Registro Sísmico Seleccionado, en Función de los Tres Modelos Matemáticos Desarrollados, Sentido N-S

A continuación, se presentan esquemas comparativos de las derivas calculadas de cada registro en función de los modelos matemáticos generados, los cuales se presentan desde las **Figuras 30** a la **41**. Estos resultados permiten que se evidencie la influencia de la SSI en la distribución y magnitud de las derivas de piso

Figura 30

Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Tottori, sentido N-S

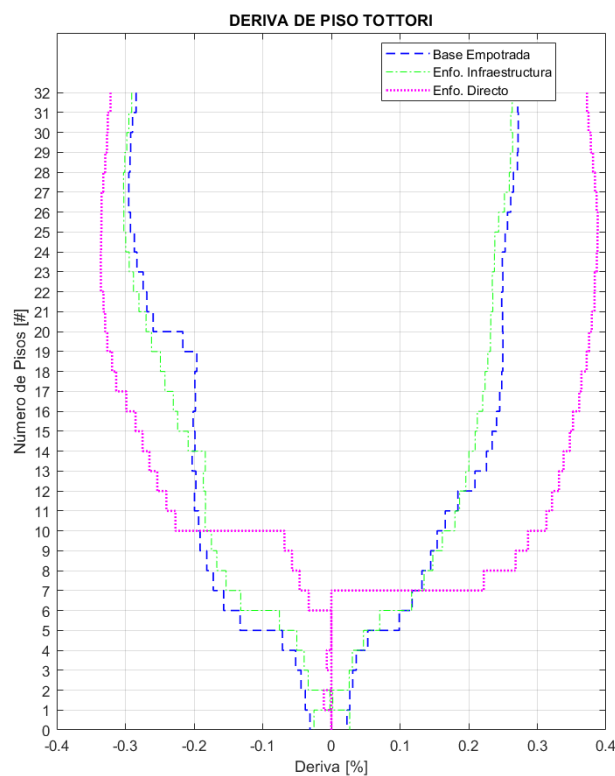


Figura 31

Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Loma Prieta, sentido N-S

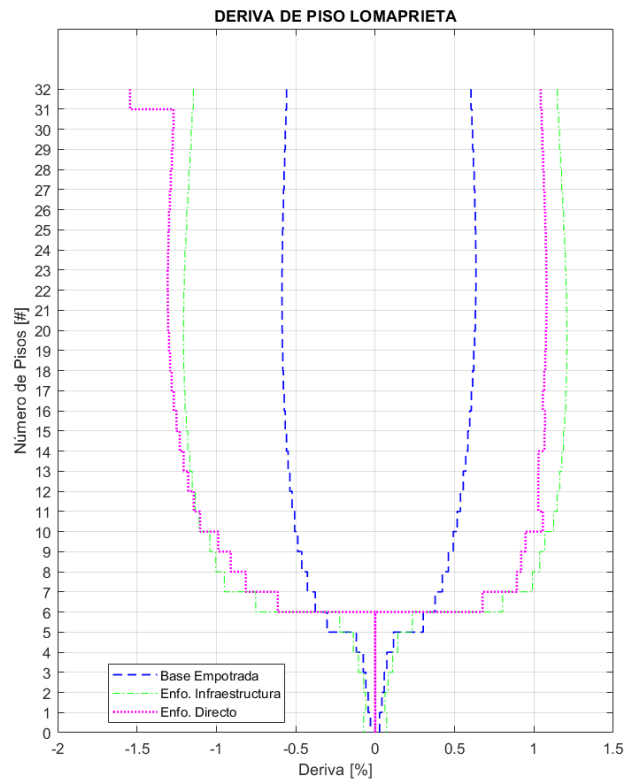


Figura 32

Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Northridge, sentido N-S

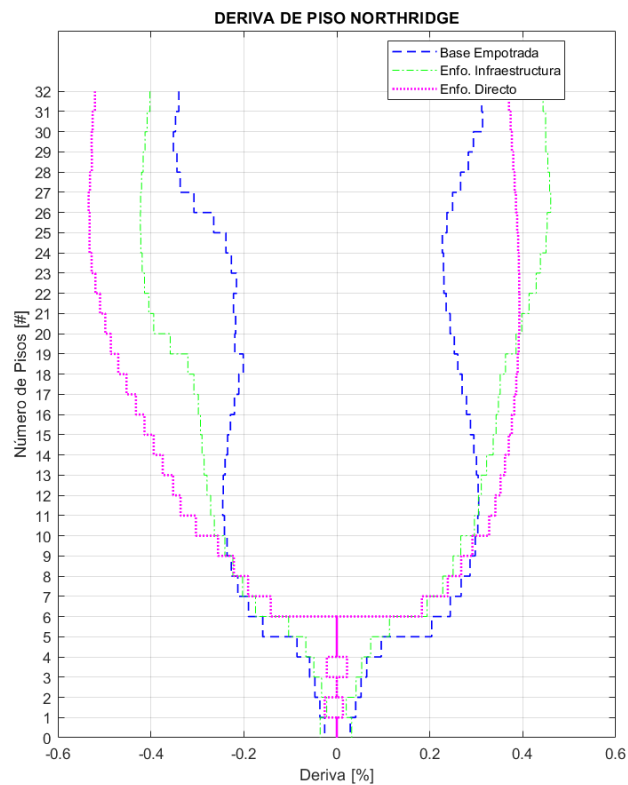


Figura 33

Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Coalinga, sentido N-S

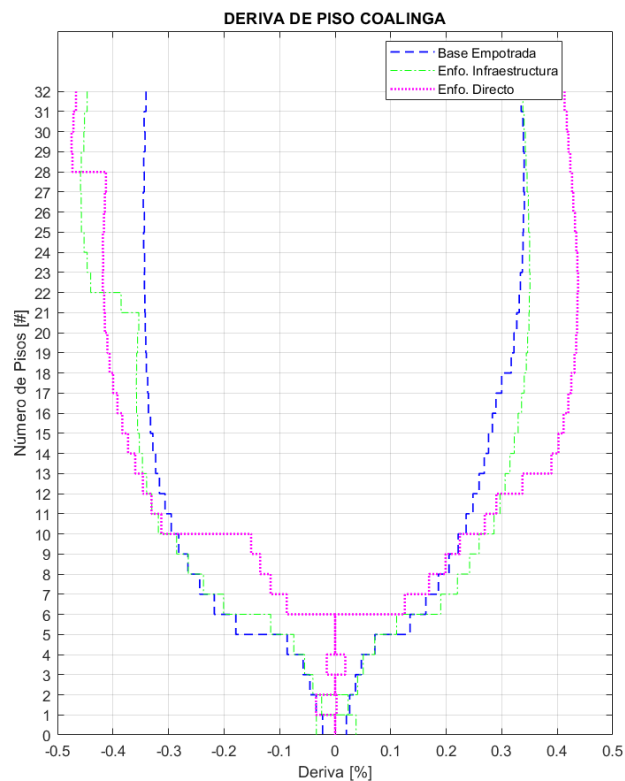


Figura 34

Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Chuetsu, sentido N-S

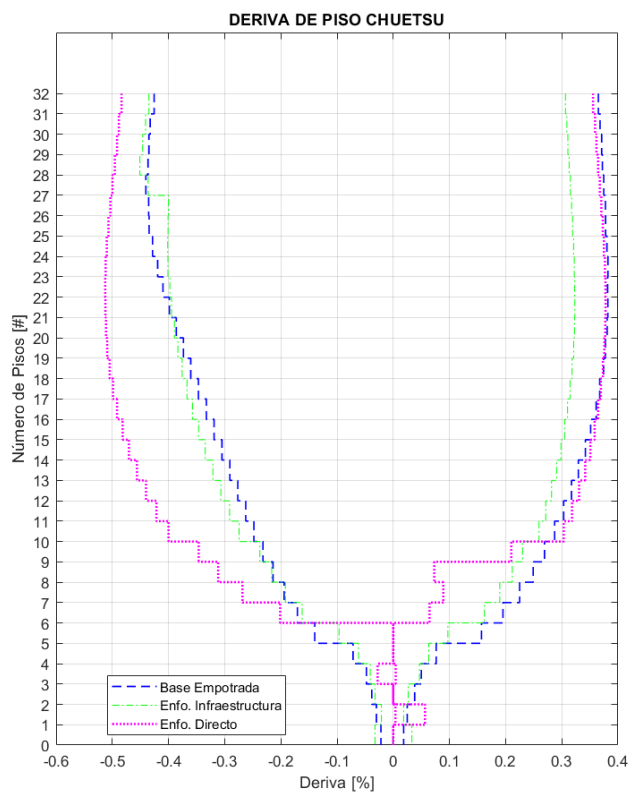


Figura 35

Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Kobe, sentido N-S

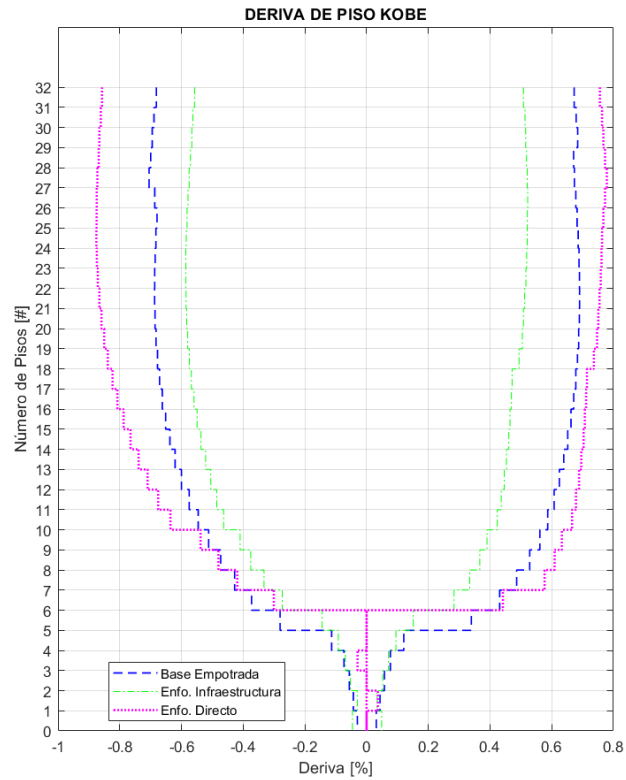


Figura 36

Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Landers, sentido N-S

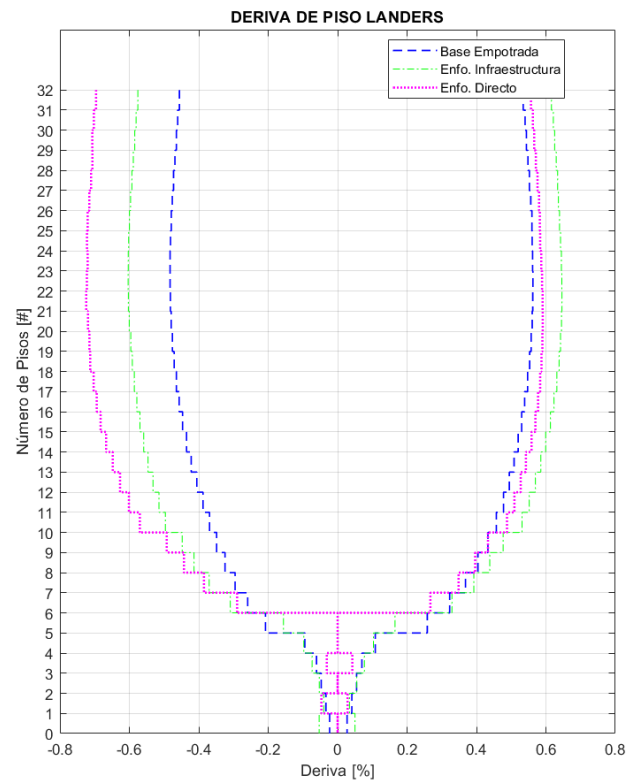


Figura 37

Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Christchurch, sentido N-S

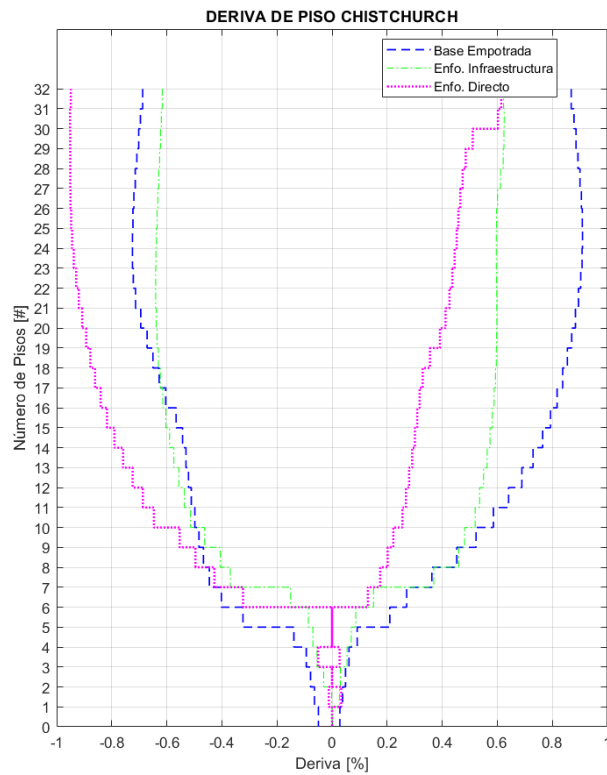


Figura 38

Comparación de Derivas de piso registro sísmico Parkfield, sentido N-S

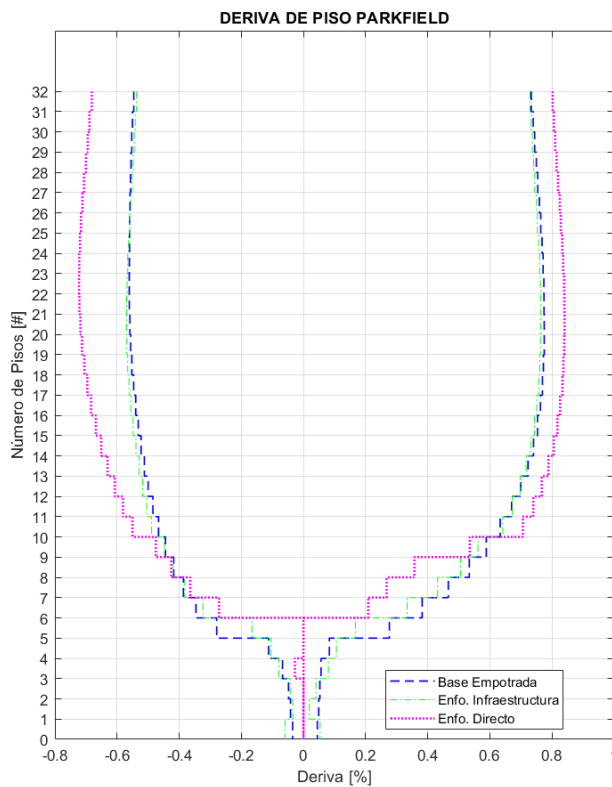
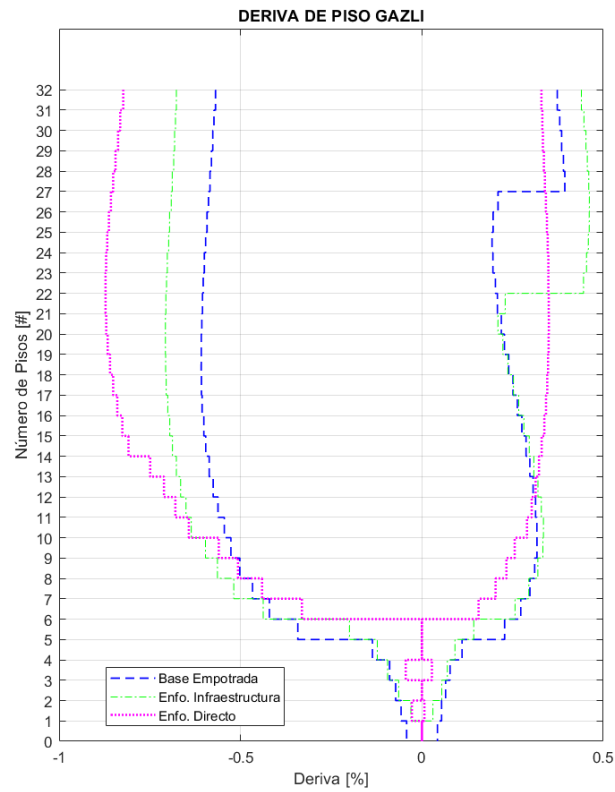
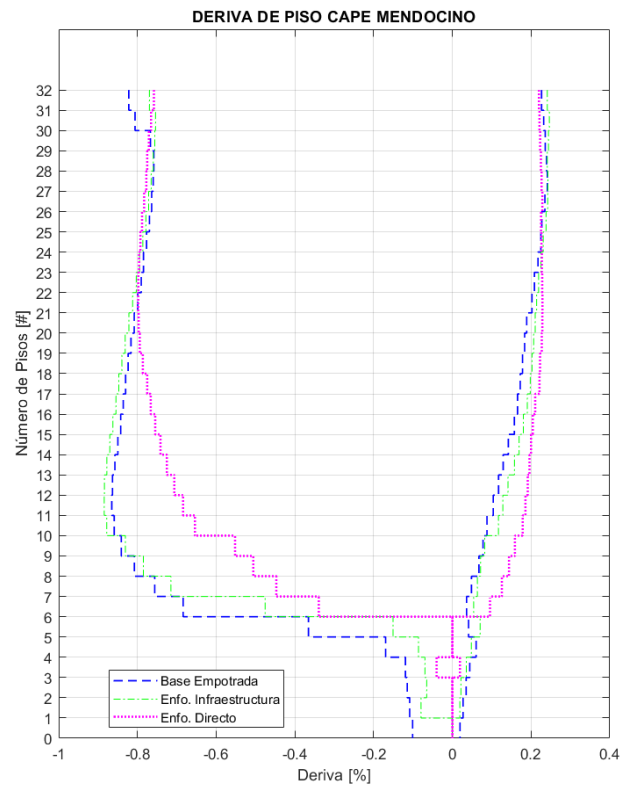


Figura 39

Comparación de Derivas de piso registro sísmico Gazli, sentido N-S

**Figura 40**

Comparación de Derivas de piso registro sísmico Cape Mendocino, sentido N-S

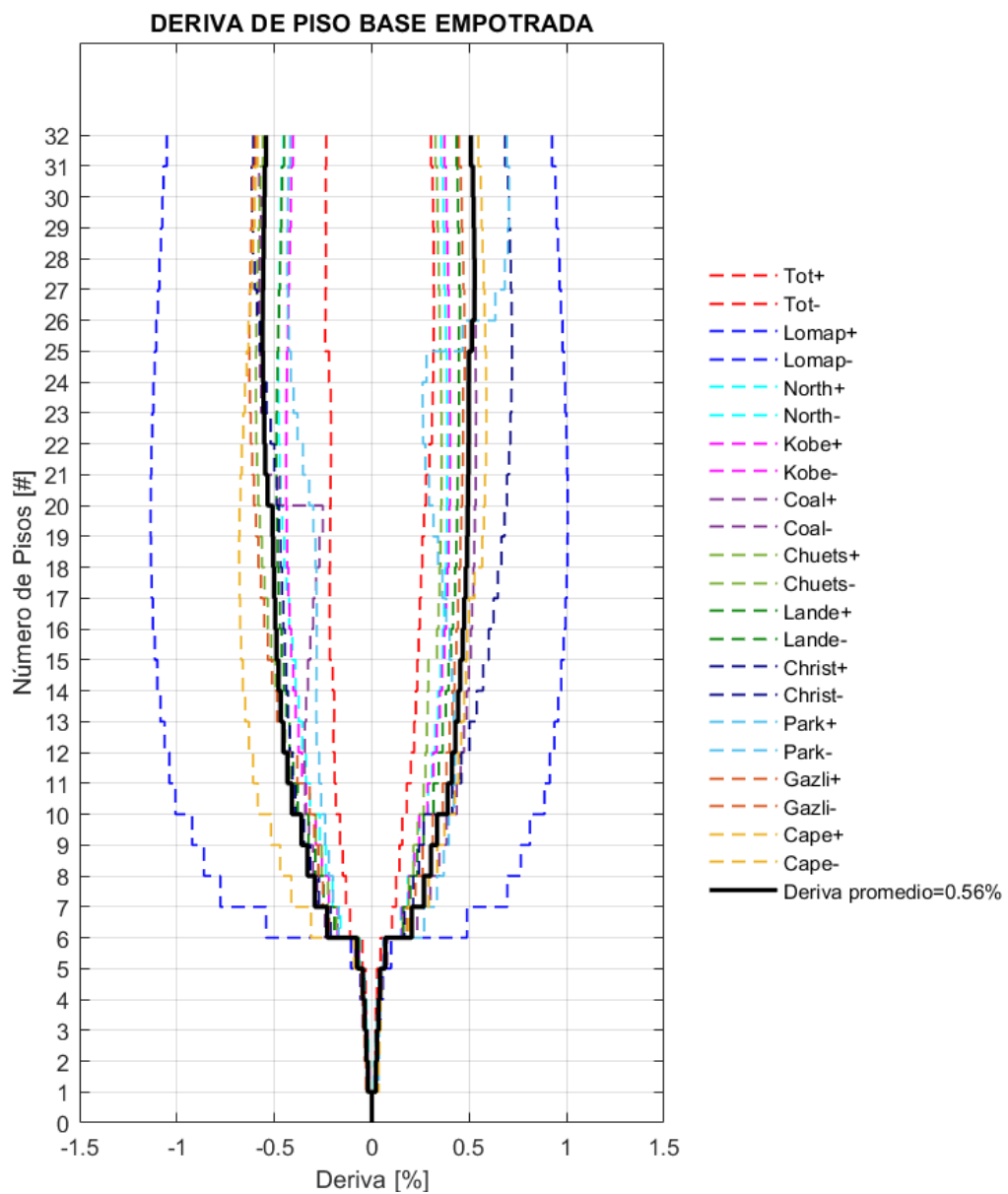


Derivas Sentido E-O

Se determina los valores del parámetro EDP de derivas en el sentido E-O de la estructura los cuales se observan en las **Figuras 41** a la **43**. Se inicia por determinar los valores promedio en función del modelo de Base Empotrada, Enfoque de la Infraestructura y Enfoque Directo.

Figura 41

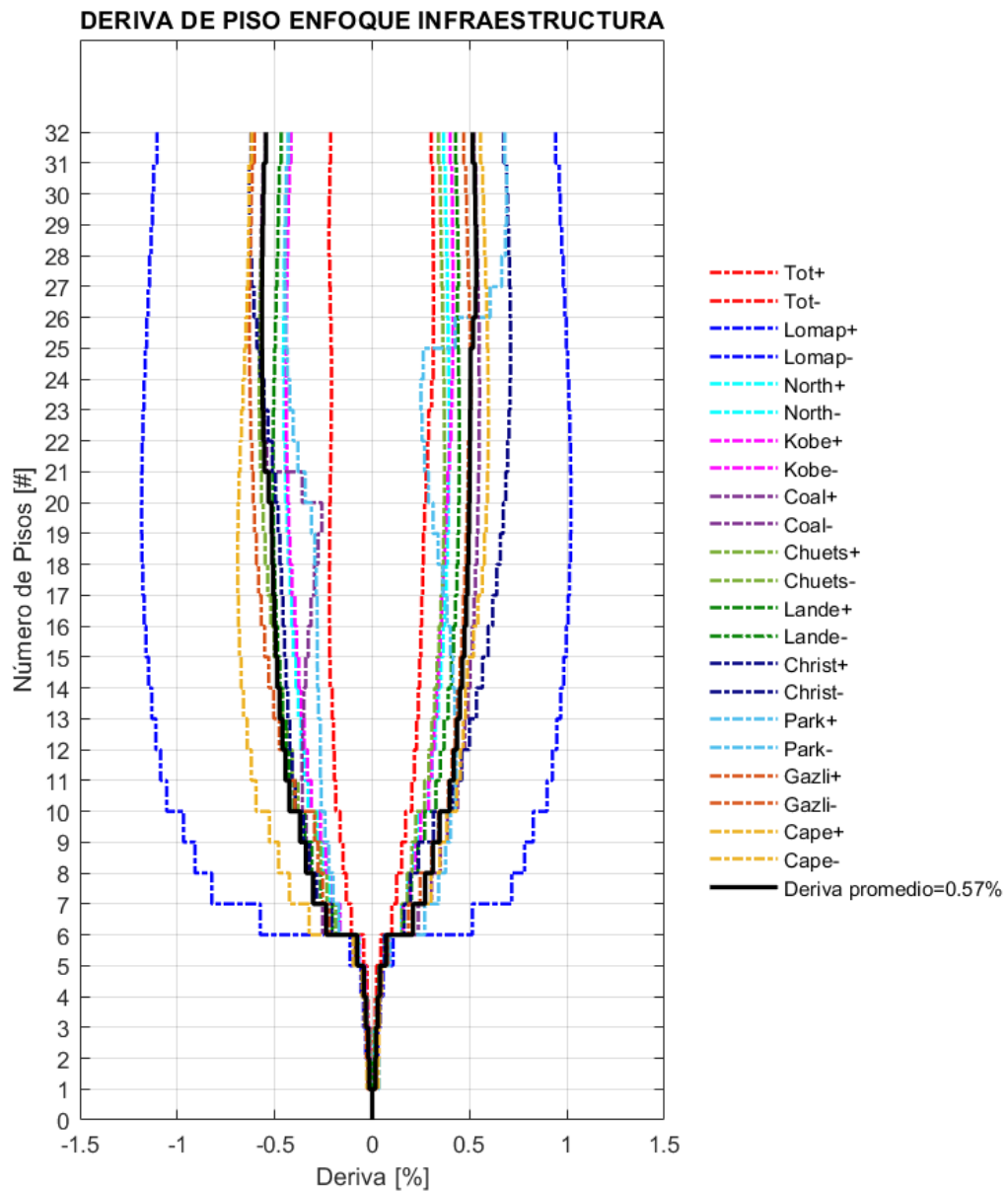
Derivas de piso de los registros seleccionado del modelo de Base Empotrada sentido E-O



En el modelo de Base empotrada, en la **Figura 41** se observa que en sentido E-O, un valor de deriva promedio de 0.56% y una máxima deriva de 1.13% cuyo valor se obtiene del registro sísmico de Loma Prieta. El valor promedio de deriva se encuentra en el nivel de desempeño Seguridad de Vida, lo que no ocurre con la deriva máxima, pero como se expuso en anteriores párrafos este resultado no representa una variación incidente en el desempeño global de la estructura.

Figura 42

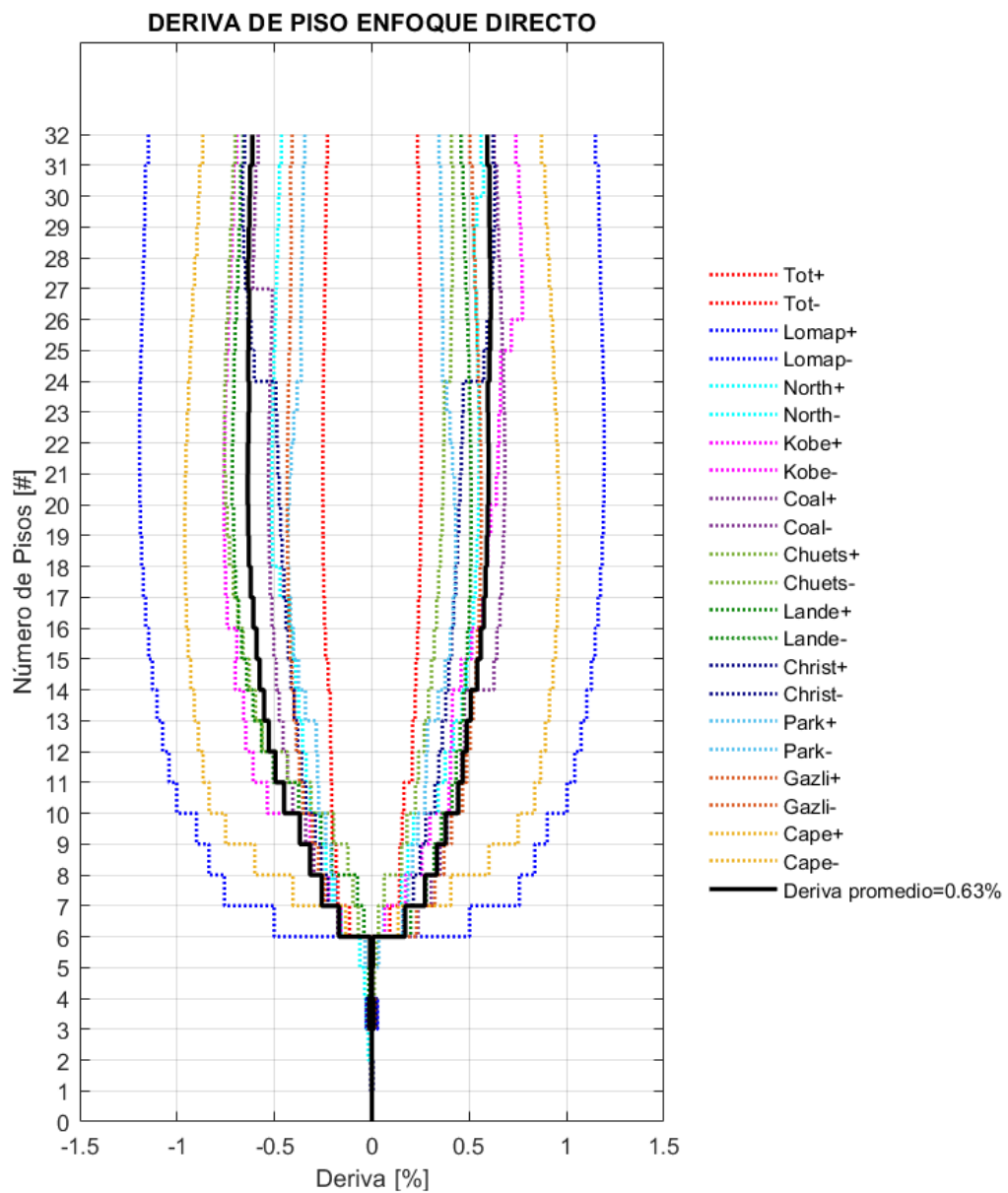
Derivas de piso de los registros seleccionados del modelo de Enfoque de la Infraestructura sentido E-O



En la **Figura 42** se observa que en el modelo de Enfoque de la Infraestructura se obtiene, en sentido E-O, un valor de deriva promedio de 0.57% y una máxima deriva de 1.18% que se relaciona con el registro sísmico de Loma Prieta. En promedio la estructura cumple con el objetivo de desempeño Seguridad de vida.

Figura 43

Derivas de piso de los registros seleccionados del modelo de Enfoque Directo sentido E-O



En el modelo Enfoque Directo (**Figura 43**), se observa que en el sentido E-O, un valor de deriva promedio de 0.63% y una máxima deriva de 1.19% relacionada al registro sísmico de Loma Prieta. En este modelo al igual que los otros modelos en promedio cumplen con el nivel de desempeño asumido el cual corresponde a Seguridad de Vida.

Con estos resultados se observa que los modelos con SSI tienden a aumentar el valor promedio de derivas y genera un incremento en las derivas máximas, casi en todos los casos; pero localmente es incierto el estado de los elementos estructurales, por lo que más adelante se analizarán las deformaciones unitarias en los cabezales más demandados de los muros estructurales.

Derivas de Piso de Cada Registro Sísmico Seleccionado, en Función de los Tres Modelos Matemáticos Desarrollados, Sentido E-O

Se presentan esquemas comparativos, desde las **Figuras 44** a la **54**, de la variación de derivas de piso de cada registro en el sentido E-O; con el fin de evidenciar la incidencia de los efectos de la SSI en las superestructuras.

Figura 44

Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Tottori, sentido E-O

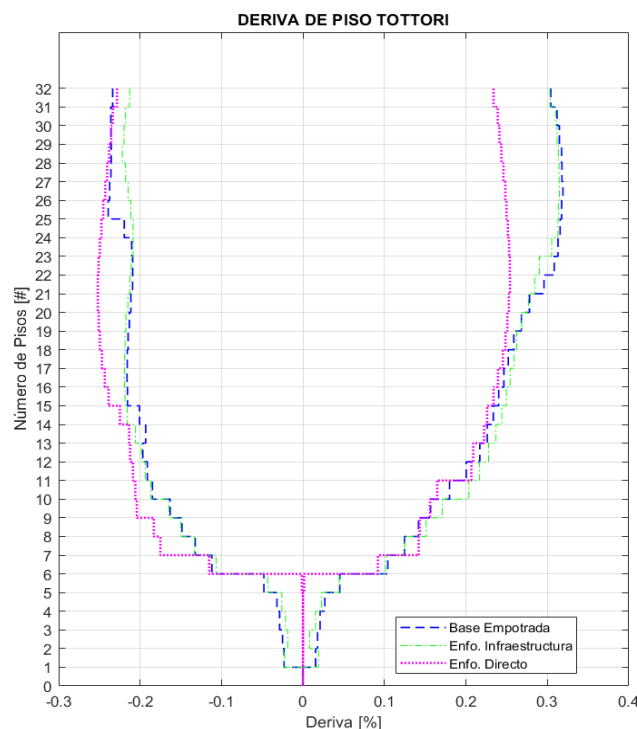


Figura 45

Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Loma Prieta, sentido E-O

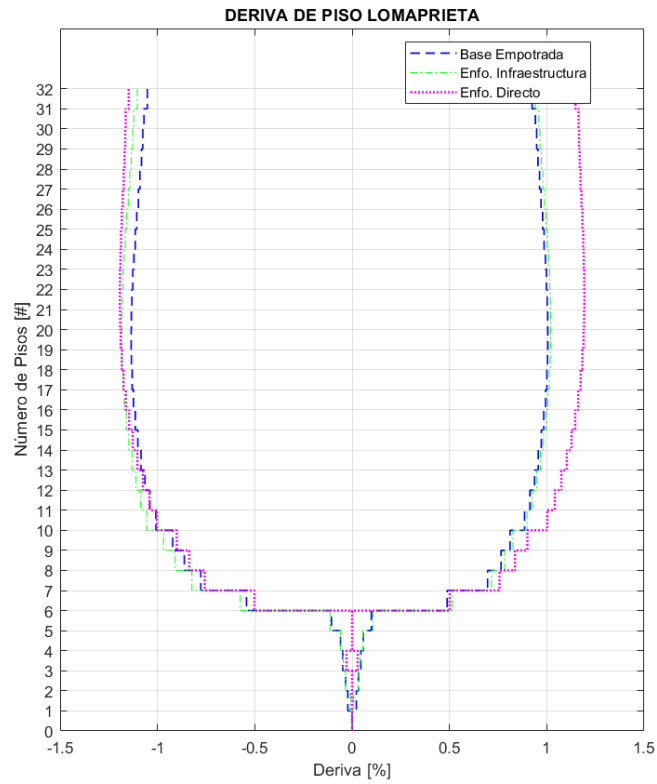


Figura 46

Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Northridge, sentido E-O

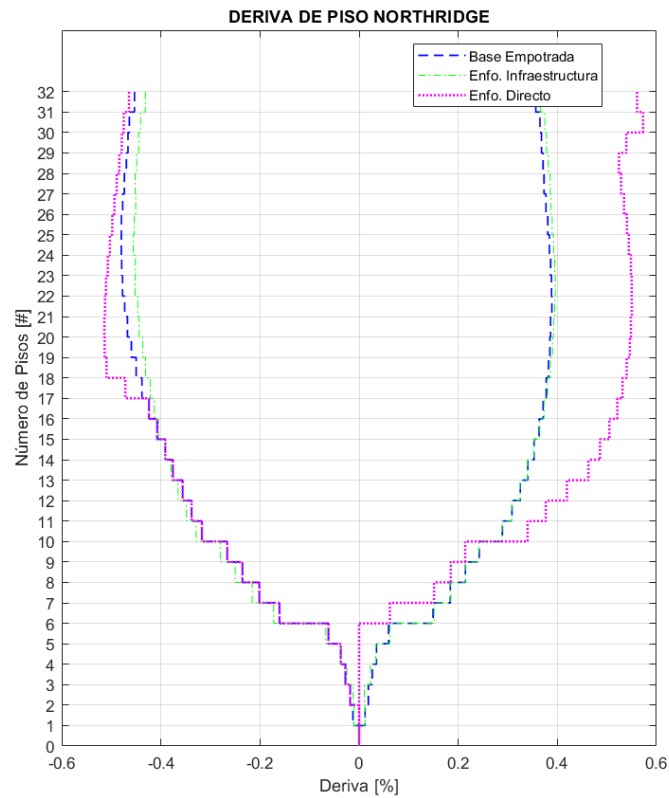


Figura 47

Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Coalinga, sentido E-O

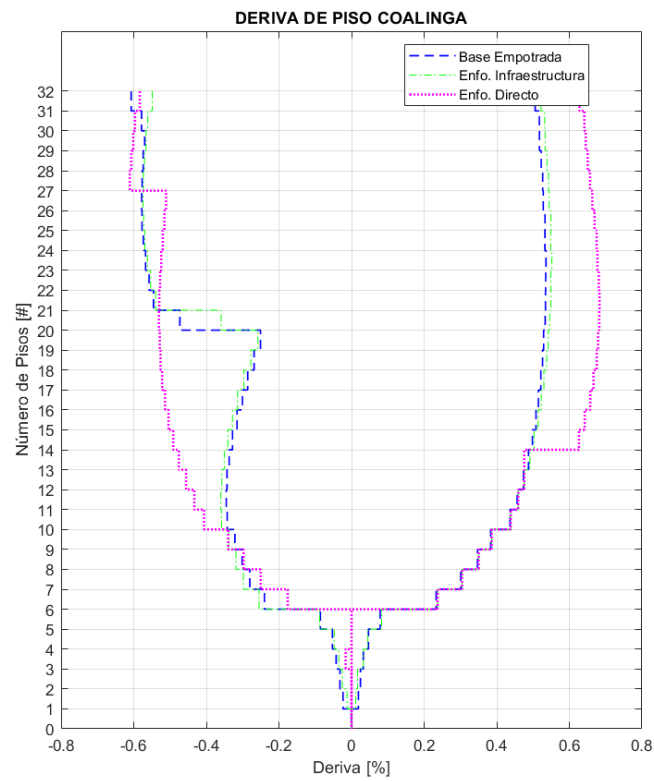


Figura 48

Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Chuetsu, sentido E-O

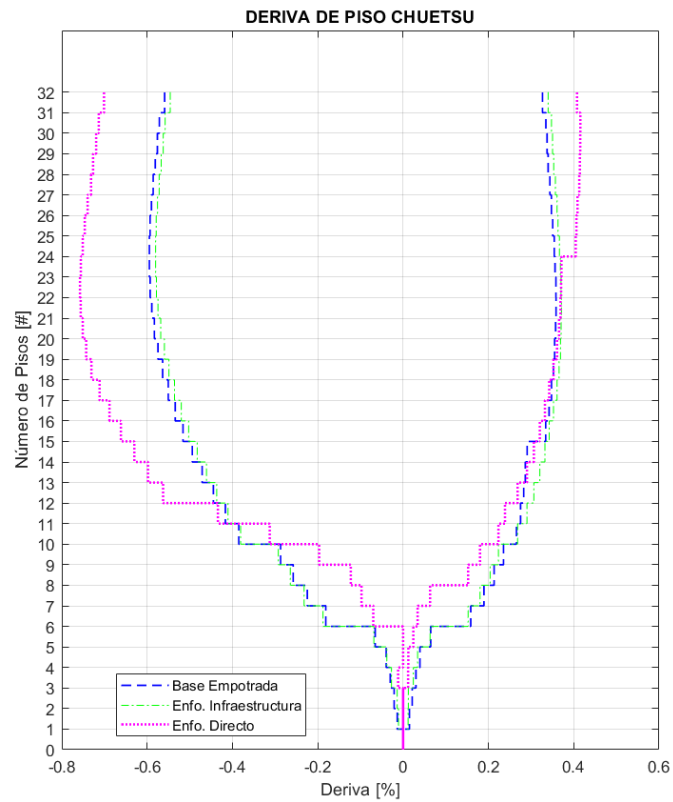


Figura 49

Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Kobe, sentido E-O

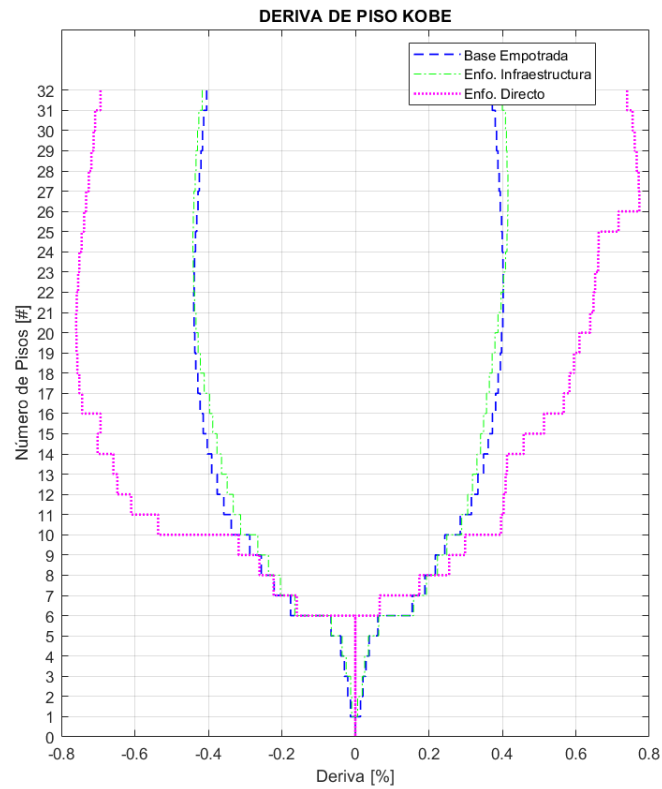


Figura 50

Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Landers, sentido E-O

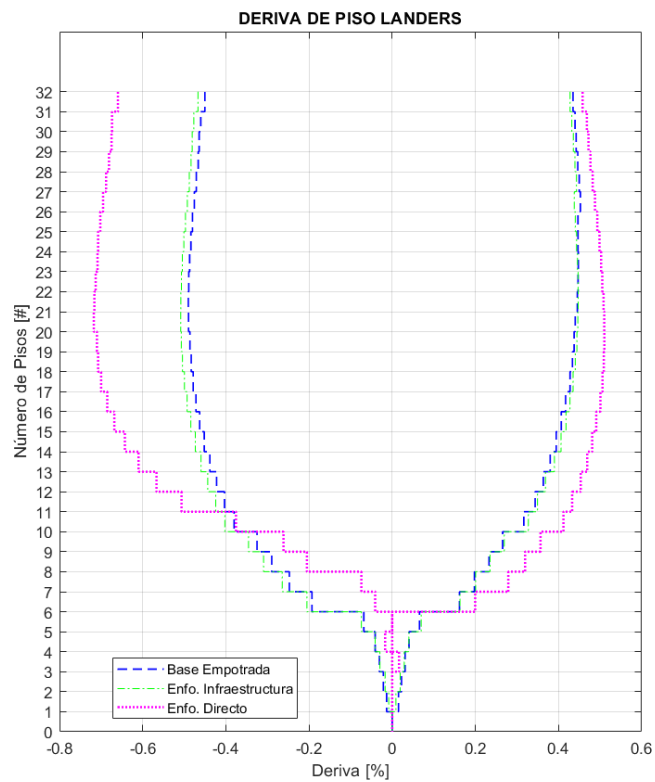


Figura 51

Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Christchurch, sentido E-O

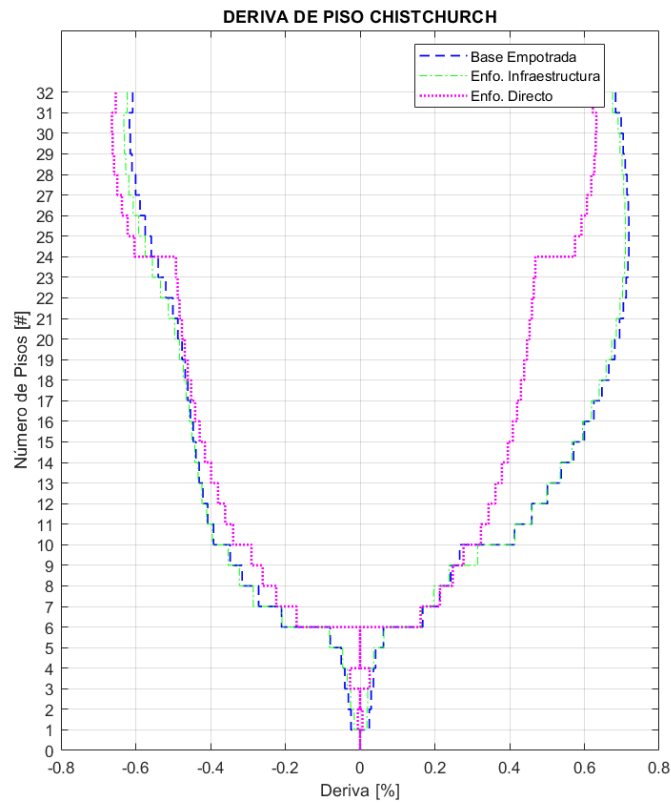


Figura 52

Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Parkfield, sentido E-O

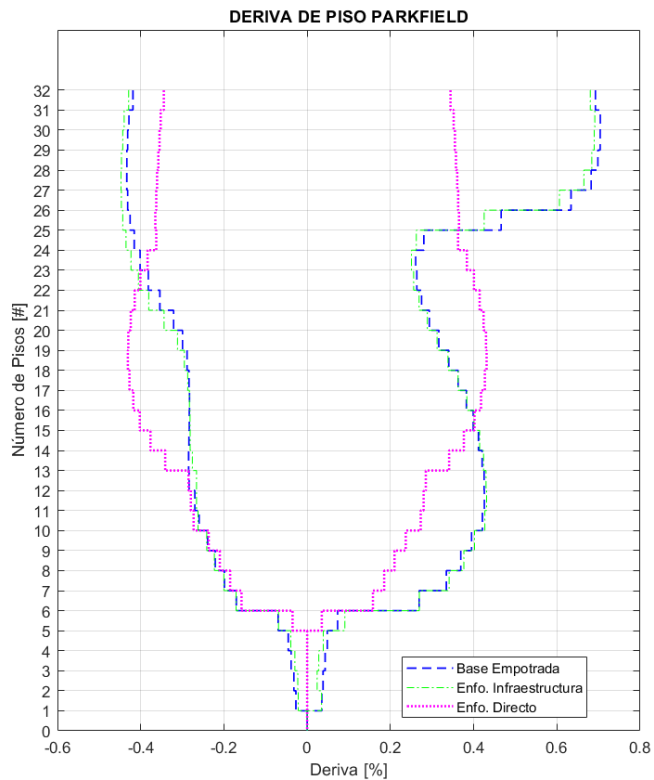


Figura 53

Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Gazli, sentido E-O

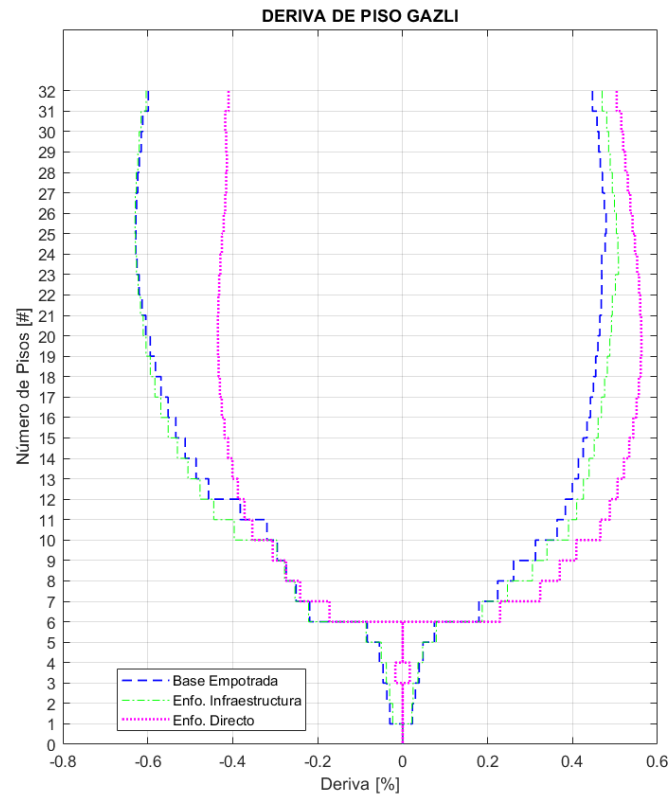
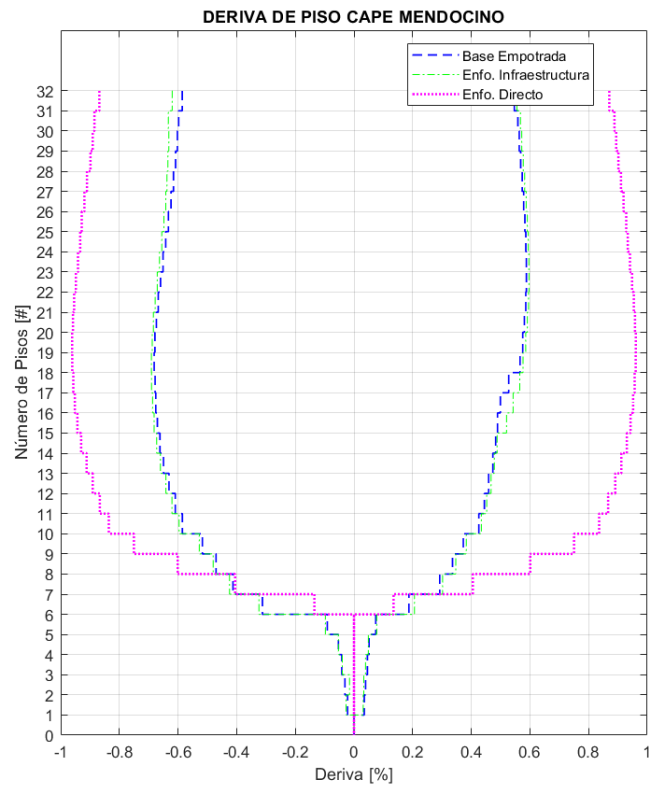


Figura 54

Comparación de Derivas de piso del registro sísmico Cape Mendocino, sentido E-O

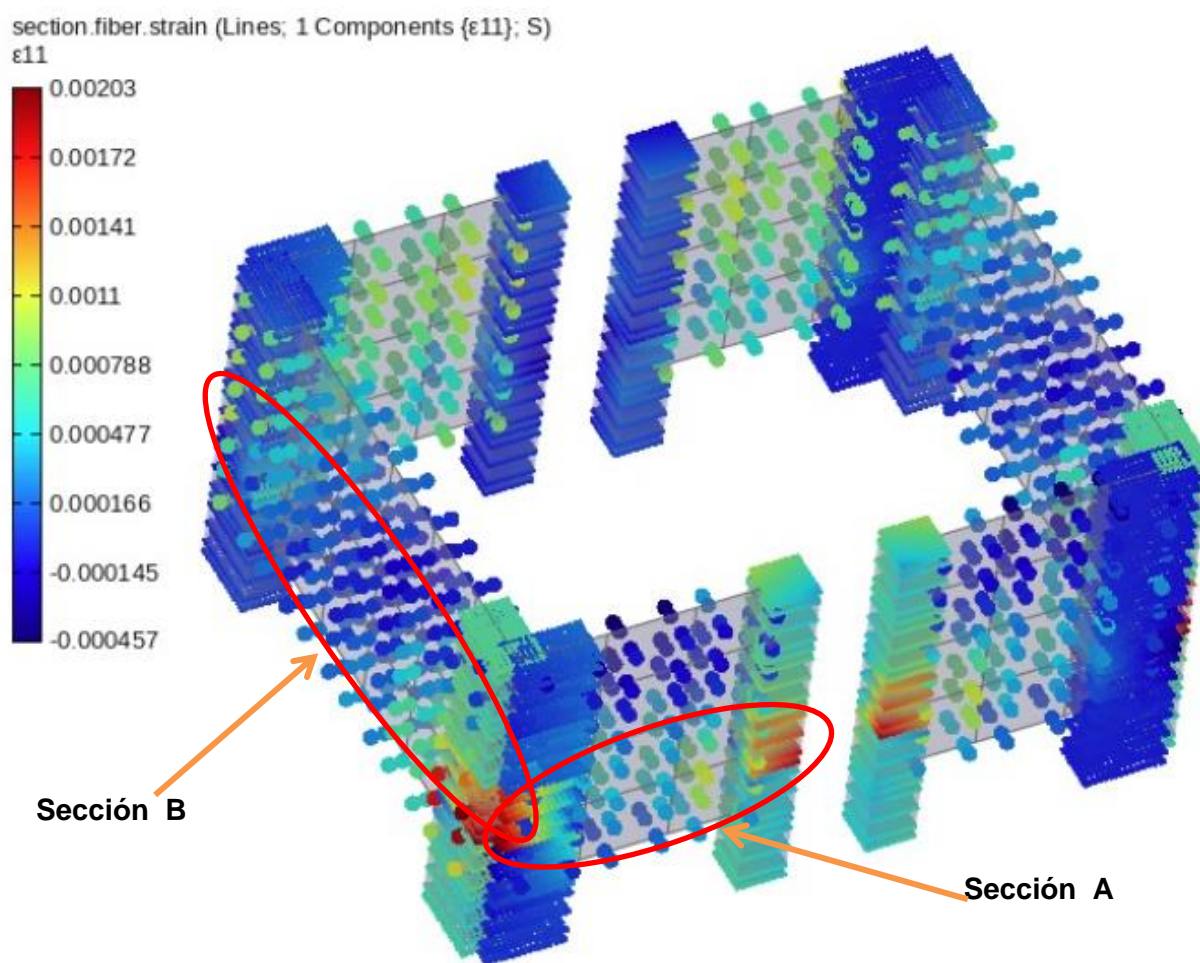


Análisis de la Respuesta Local de la Estructura

En esta investigación se trata de analizar el desempeño local de los muros estructurales, puesto que con las derivas previamente analizadas se determina el desempeño global de la edificación. Así pues, se analizará en primer lugar las demandas de momentos y cortantes en el muro estructural izquierdo; y seguidamente se cuantificará las deformaciones unitarias en el cabezal derecho de la sección A y en el cabezal inferior de la sección B, las cuales se denominan zonas críticas, tal como se representan en la **Figura 55**.

Figura 55

Esquema de sección crítica del muro estructural a evaluar.

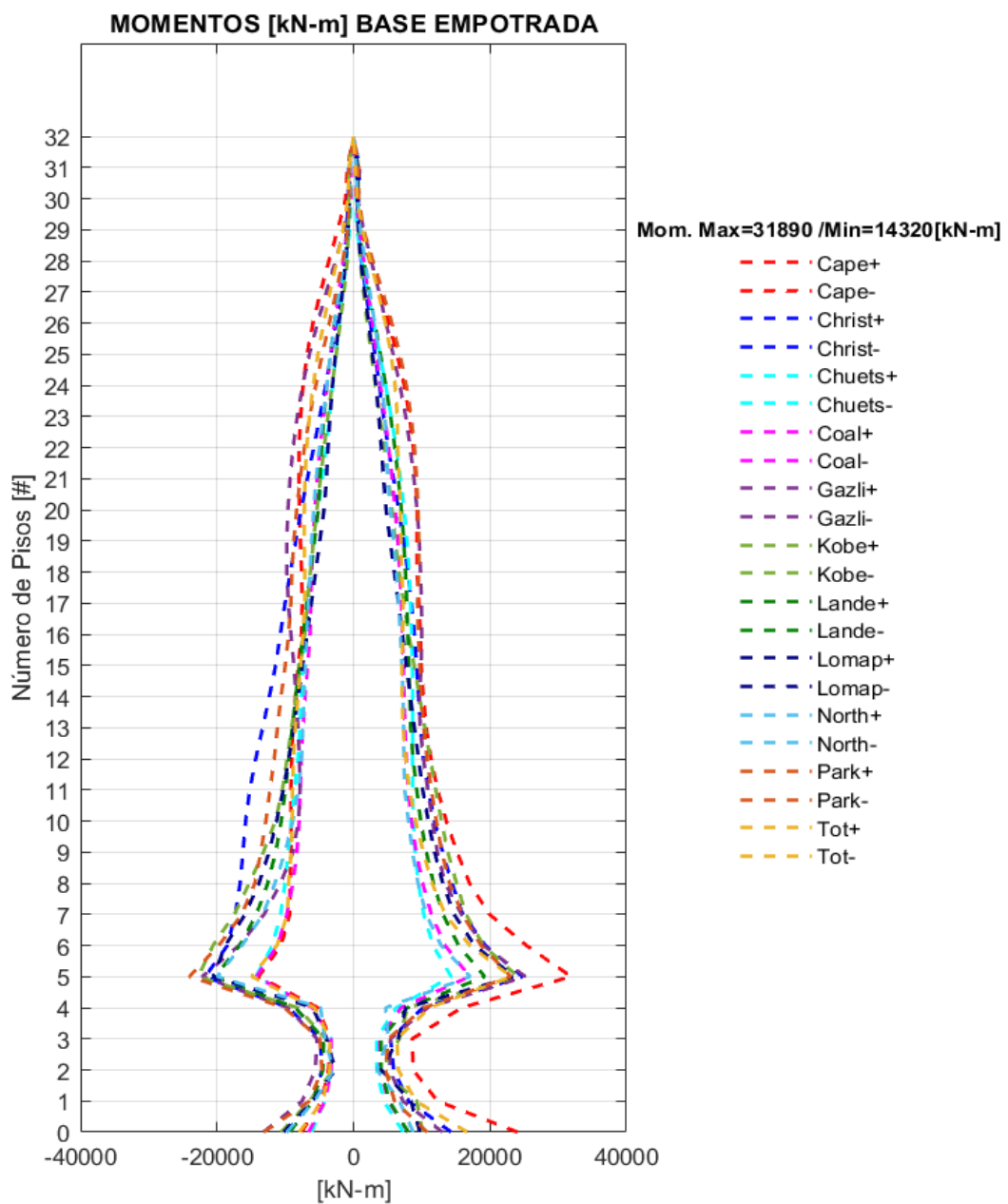


Momentos en la Sección A, Sentido N-S

Se exponen las demandas de momentos en la sección A del muro para poder comparar los resultados en los tres modelos previamente definidos. En las Figuras 56 a la 58, se presentan los momentos de los modelos de Base Empotrada, Enfoque de la Infraestructura y Enfoque Directo.

Figura 56

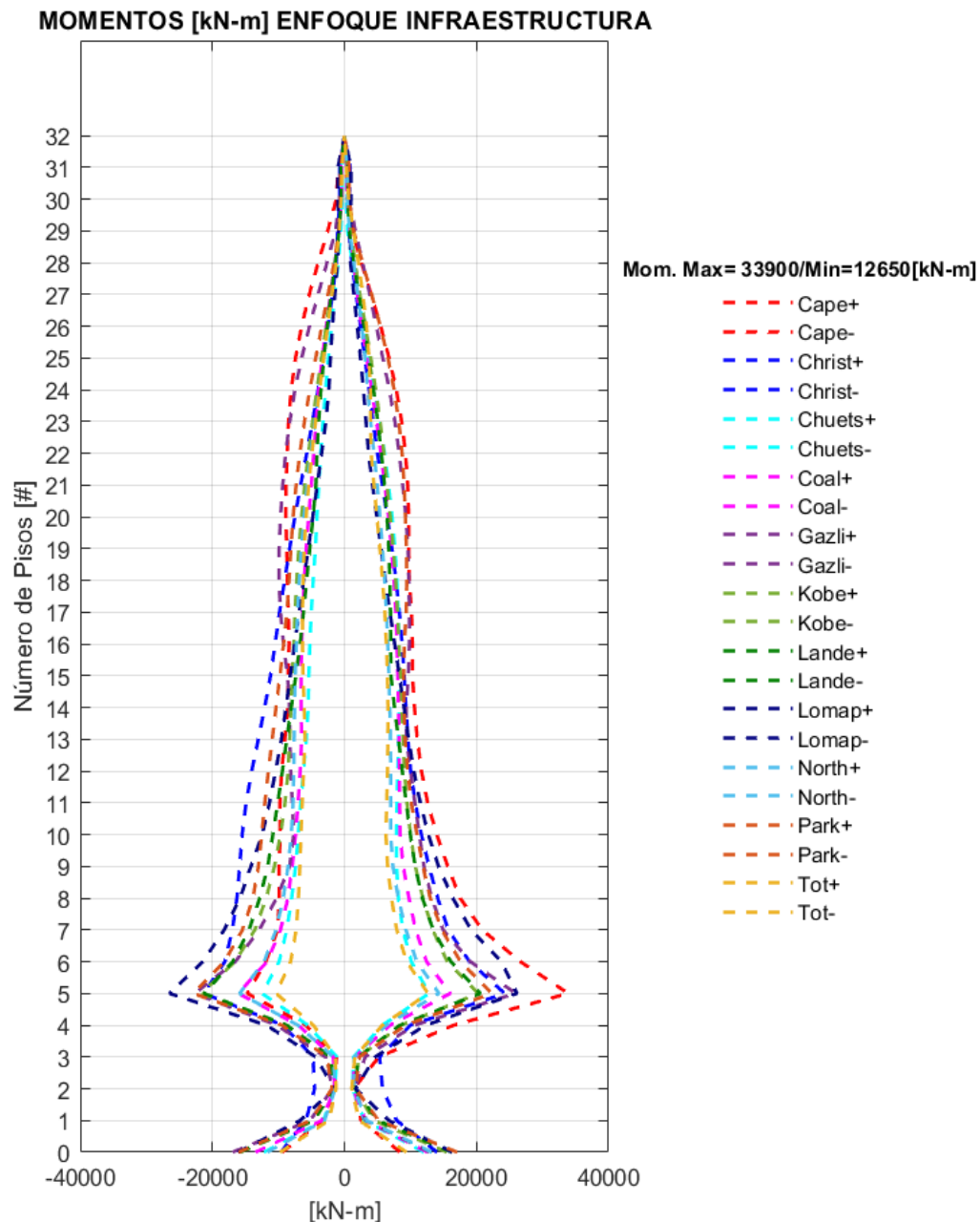
Envolvente de momentos modelo Base Empotrada, sentido N-S



En el modelo de Base Empotrada se determina que, según la **Figura 56**, el máximo momento reportado corresponde a un valor de 31890 [kN-m] del registro de Cape Mendocino y el registro de Chuetsu reporta la demanda pico de momentos más baja la cual es 14320 [kN-m], además se observa que se logró capturar el efecto de muros de sótano en el comportamiento estructural puesto que se evidencia que los mayores momentos de cada registro se presentan a nivel de planta baja es decir donde terminan los sótanos.

Figura 57

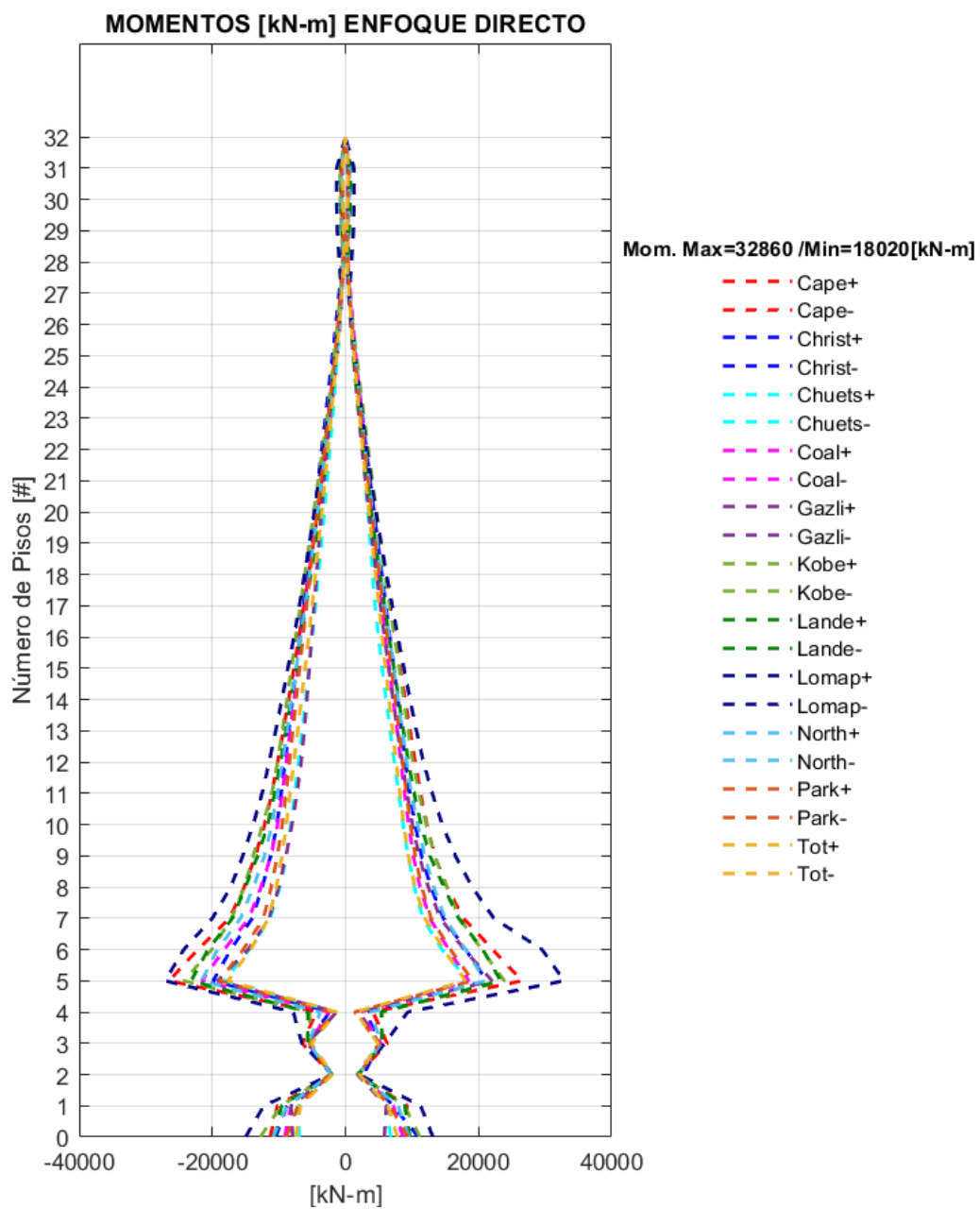
Envolvente de momentos modelo Enfoque de la Infraestructura, sentido N-S



En el modelo de Enfoque de la Infraestructura se determina, según la **Figura 57**, que el máximo momento en la sección A del muro, corresponde a un valor de 33900 [kN-m] que pertenece al registro sísmico de Cape Mendocino y la menor demanda pico es de 12650 [kN-m] que se reporta en el registro de Chuetsu. El máximo momento cumple con las capacidades a flexión del muro estructural.

Figura 58

Envolvente de momentos modelo Enfoque Directo, sentido N-S



En el modelo de Enfoque Directo se determina que el máximo momento corresponde a un valor de 32860 [kN-m] que se produce por el registro de Loma Prieta, mientras que la menor demanda pico se generó debido al registro de Chuetsu con un valor de 18020 [kN-m], según la **Figura 58**. Estos resultados manifiestan que en los modelos de SSI se aumentaron las demandas de momento respecto al modelo de base empotrada. Asimismo, en el enfoque directo el contenido de frecuencias del registro cobra más incidencia puesto que el registro de Loma Prieta tiene un contenido de frecuencias similar al registro Cape Mendocino (según **Figura 22**), que es el registro que más demandas de momentos género en los otros modelos, pero Loma Prieta no contiene un pulso bien marcado como tiene el registro Cape Mendocino que el semiespacio de suelo logra absorber con su capacidad elasto-plástica de deformaciones.

Esquemas Comparativos entre los 3 Modelos Considerados, Momentos en la Sección A, Sentido N-S

Se elaboran graficas comparativas en las cuales se presenta la incidencia de los efectos de la SSI en la sección A del muro, en función de cada registro sísmico. Desde la **Figura 59** a la **69** se evidencia las variaciones que se presentan en los momentos debido a los efectos de la SSI. En la **Figura 59** se determina como en el enfoque directo existe una importante variación de la distribución de momentos puesto que el suelo transforma el pulso del registro Cape Mendocino y transmite de manera opuesta las demandas máximas es decir incrementa los momentos negativos y disminuye los momentos positivos. Asimismo, en el resto de graficas (**Figura 60-69**) se observa que el enfoque directo existe una variación en la distribución de momentos a lo largo del muro, debido a que el sistema se comporta como un pilote embebido en los muros de sótano rodeado de un suelo no lineal que permite deformaciones laterales que redistribuyen los momentos como un pilote sometido a carga lateral.

Figura 59

Momentos registro sísmico Cape Mendocino, sentido N-S

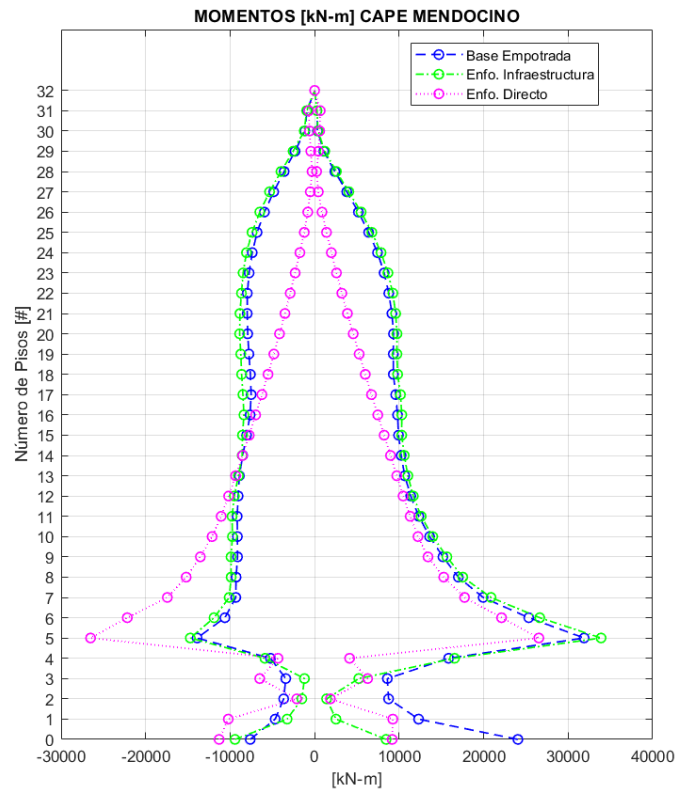


Figura 60

Momentos registro sísmico Christchurch, sentido N-S

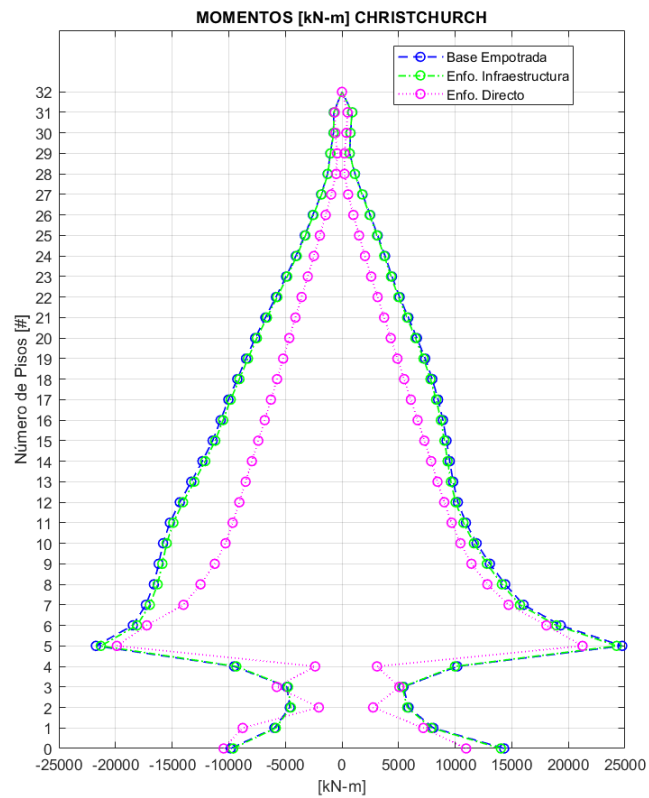


Figura 61

Momentos registro sísmico Chuetsu, sentido N-S

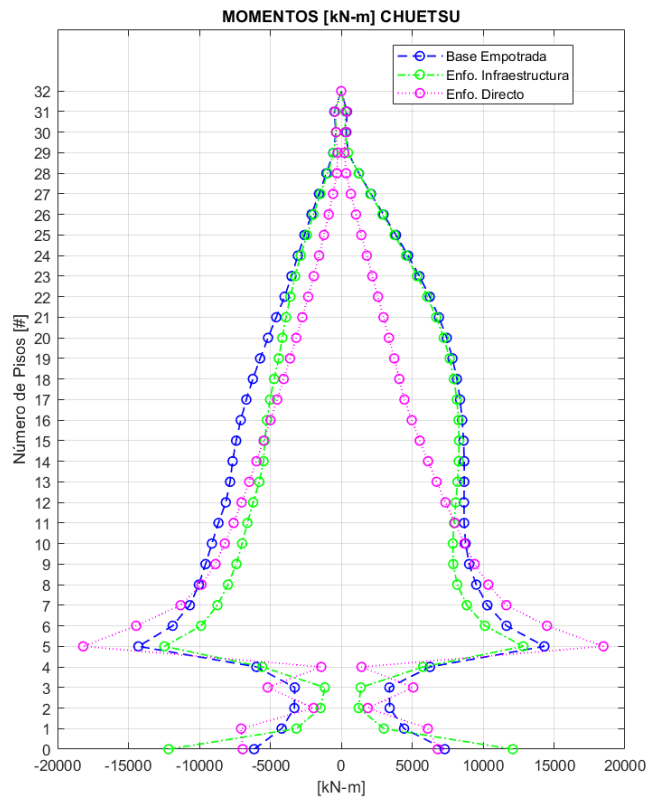


Figura 62

Momentos registro sísmico Coalinga, sentido N-S

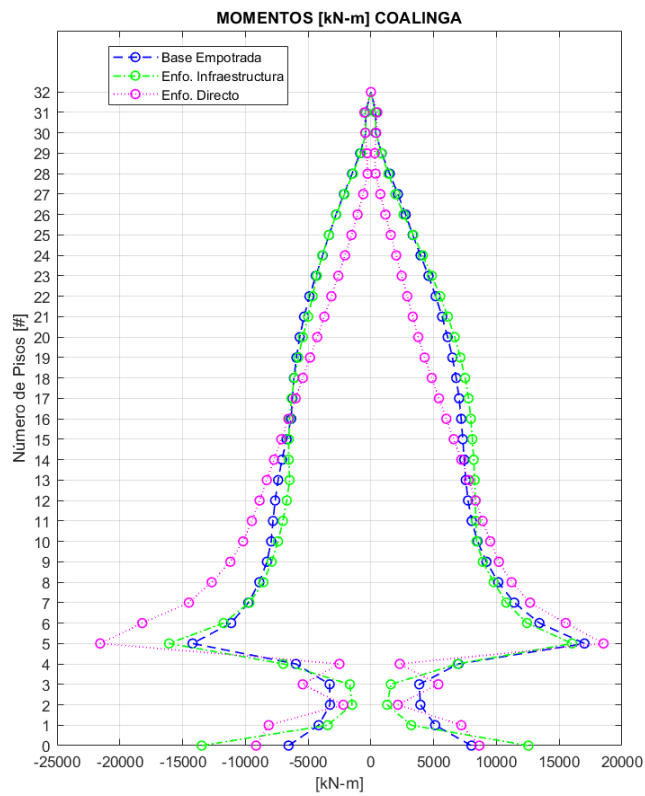


Figura 63

Momentos registro sísmico Gazli, sentido N-S

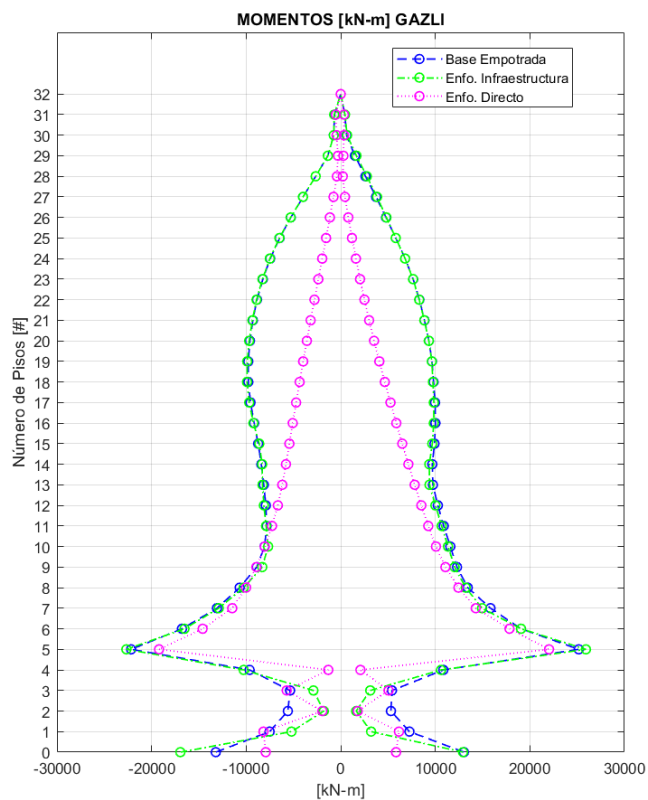


Figura 64

Momentos registro sísmico Kobe, sentido N-S

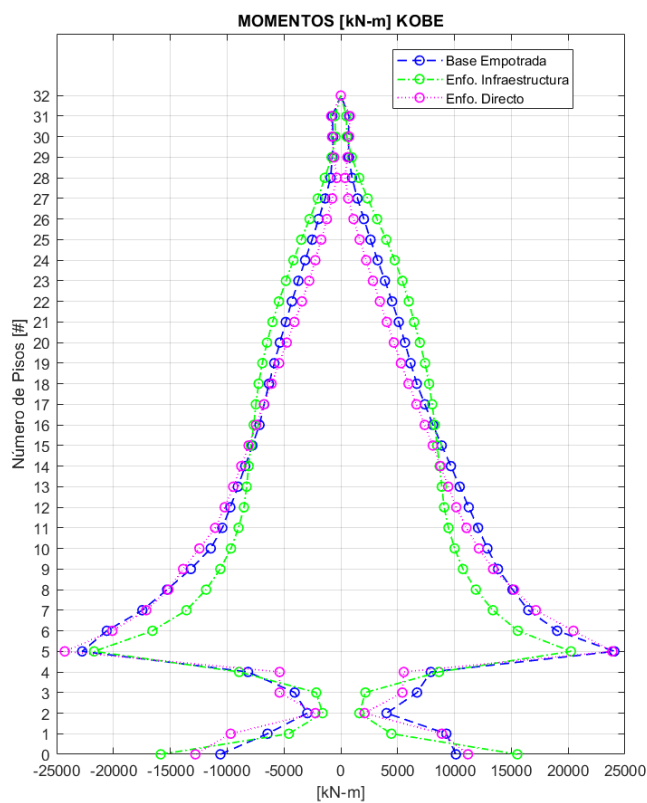


Figura 65

Momentos registro sísmico Landers, sentido N-S

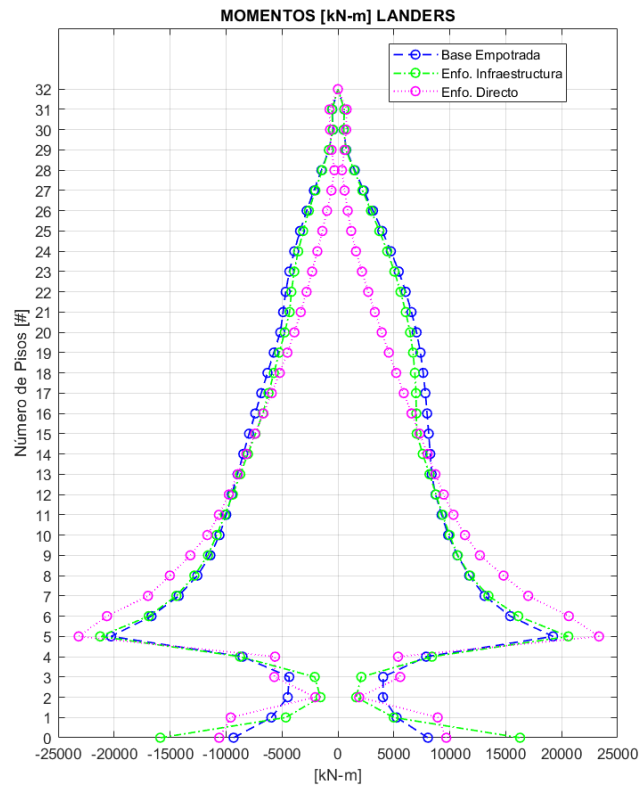


Figura 66

Momentos registro sísmico Loma Prieta, sentido N-S

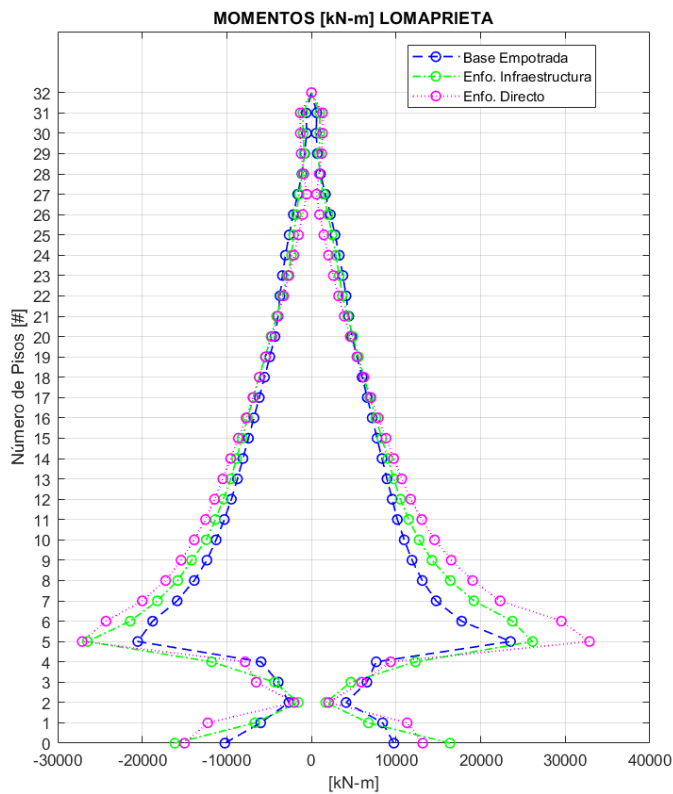


Figura 67

Momentos registro sísmico Northridge, sentido N-S

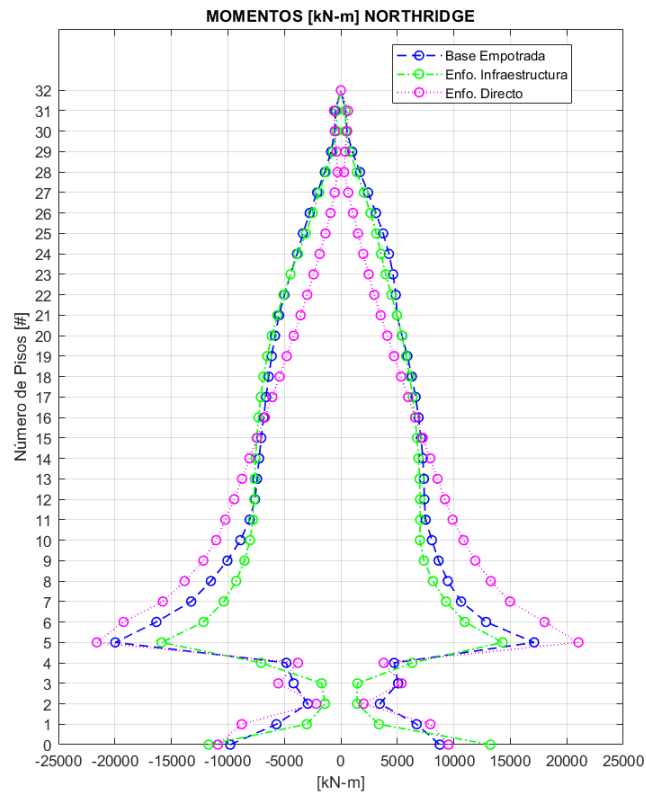


Figura 68

Momentos registro sísmico Parkfield, sentido N-S

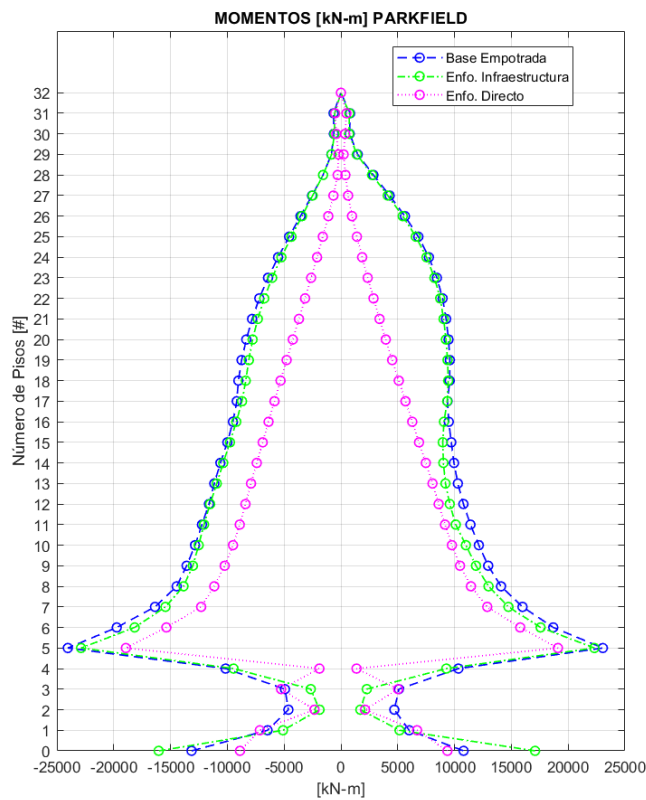
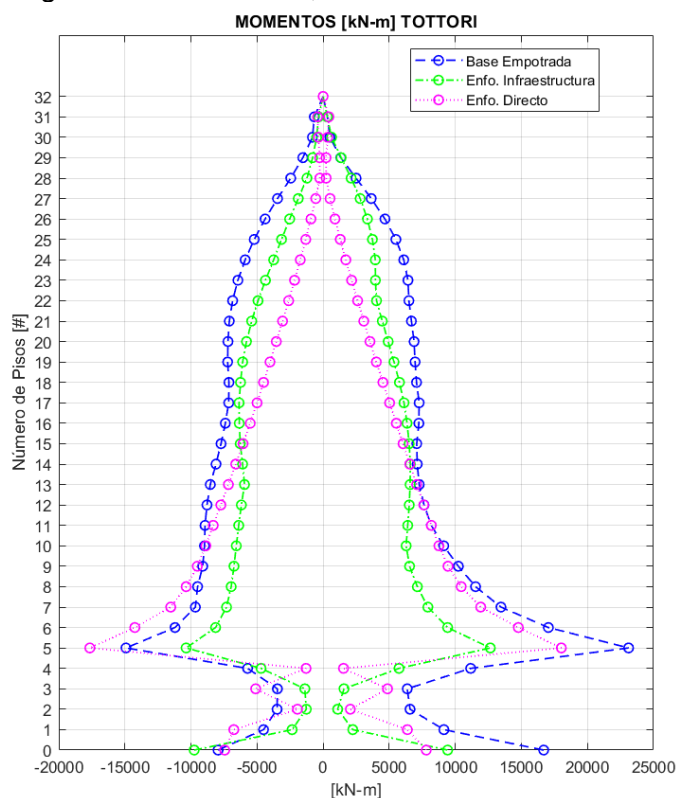


Figura 69

Momentos registro sísmico Tottori, sentido N-S



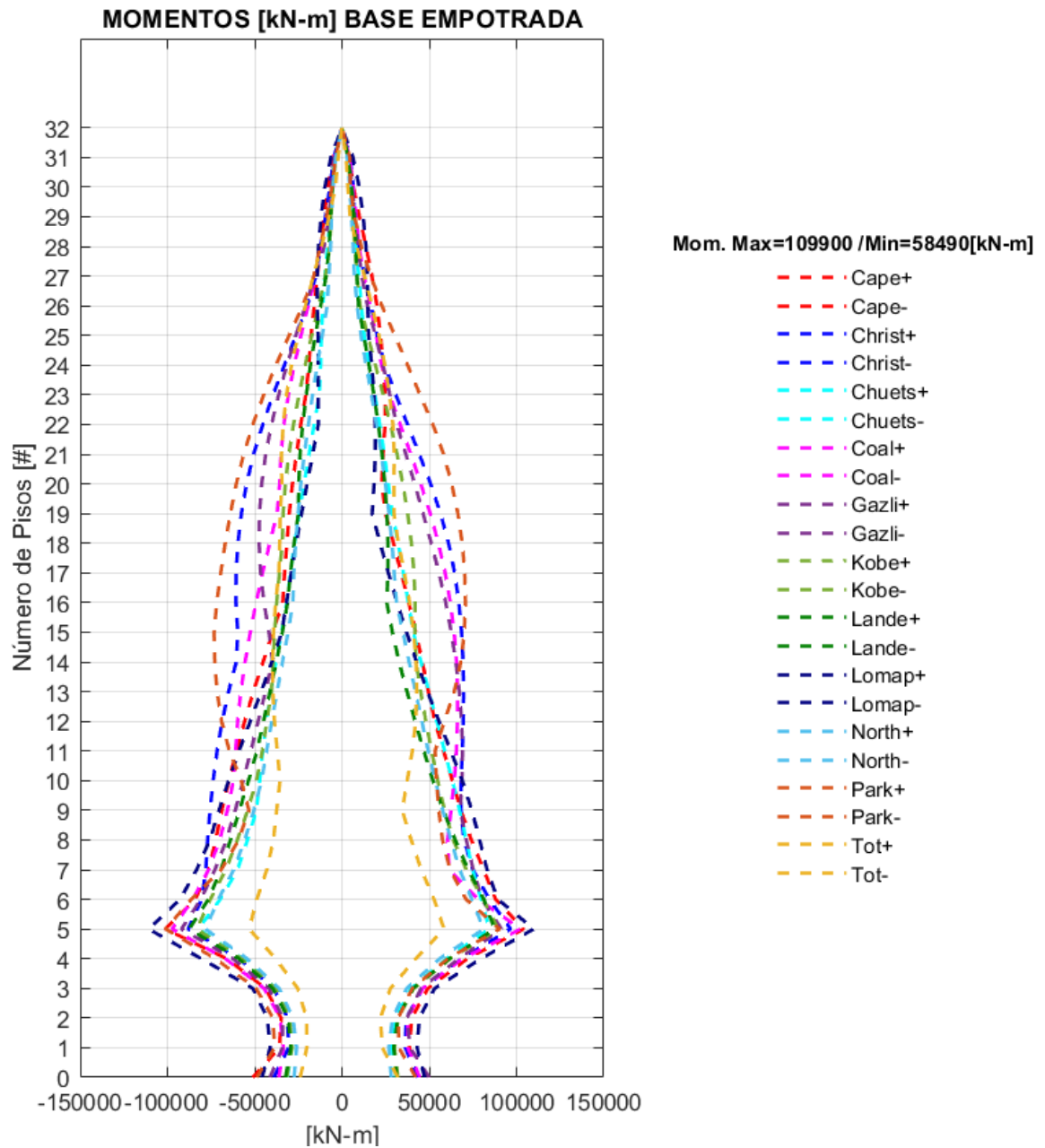
Momentos en la Sección B, Sentido E-O

A continuación, se presentan los resultados de momentos en la sección B del muro. Estos valores se representan en las **Figuras 70** a la **72**, los cuales corresponden a los modelos de los modelos de Base Empotrada, Enfoque de la Infraestructura y Enfoque Directo, respectivamente.

En la sección B del muro se evidencia un incremento paulatino de demandas de momentos desde el modelo de base empotrada al modelo de enfoque directo, es decir se presentan las mayores demandas de momento en el modelo de enfoque directo, puesto que esta sección del muro es más rígida y se justifica este comportamiento debido a lo mencionado por el NIST (2012), ya que a mayor rigidez lo efectos de la SSI son más incidentes.

Figura 70

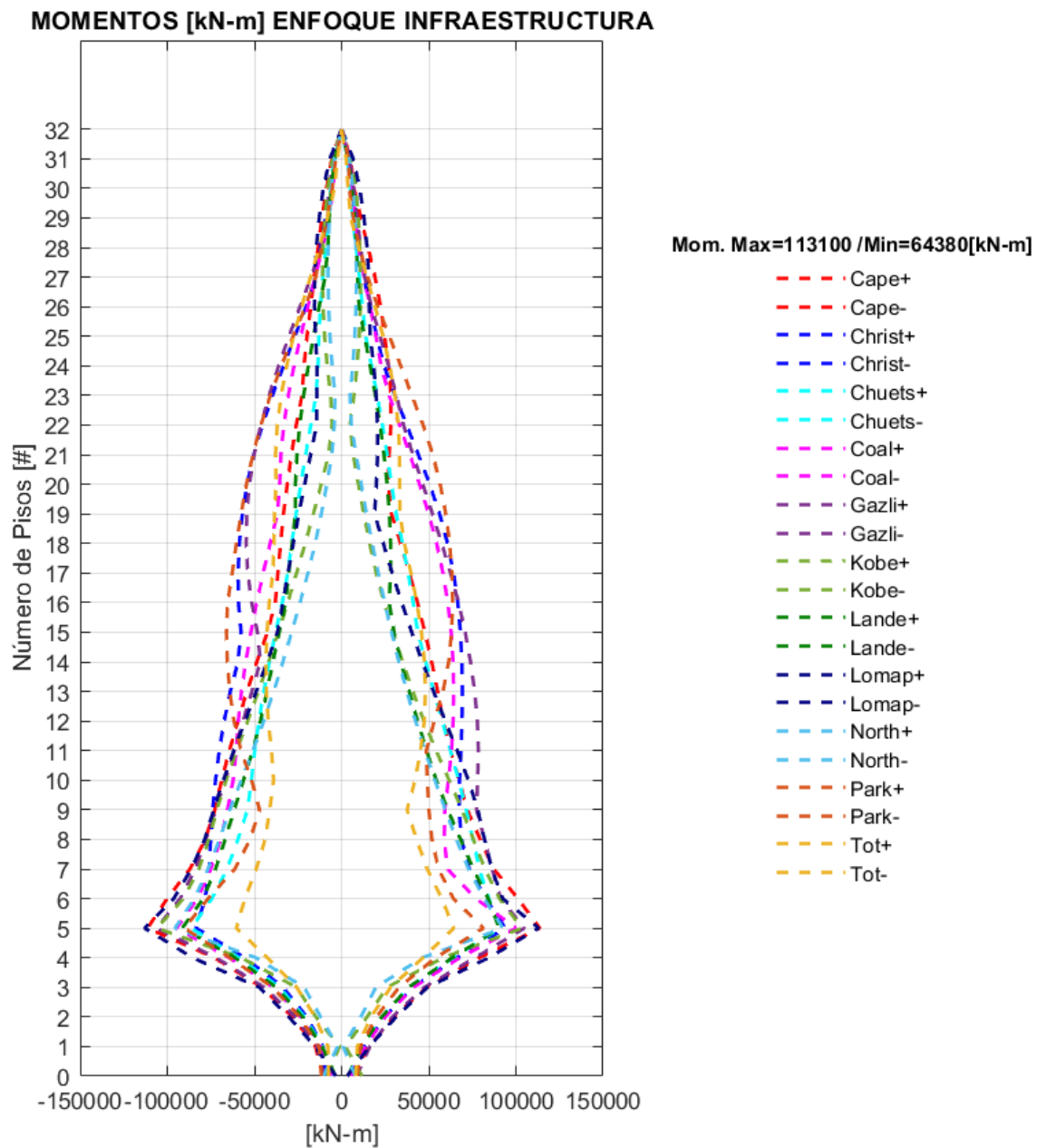
Envolvente de momentos modelo Base Empotrada, sentido E-O



En la **Figura 70** se observa que el máximo momento en la sección B representa una magnitud de 109900 [kN-m] que se relaciona al registro sísmico de Loma Prieta y un momento pico mínimo de 58490 [kN-m] que se reporta con el registro de Tottori. De igual forma que en la sección A del muro, se confirma el éxito en la modelación puesto que se logró capturar este efecto de muros de sótano que en la etapa de generación de modelación genero varios problemas de convergencia.

Figura 71

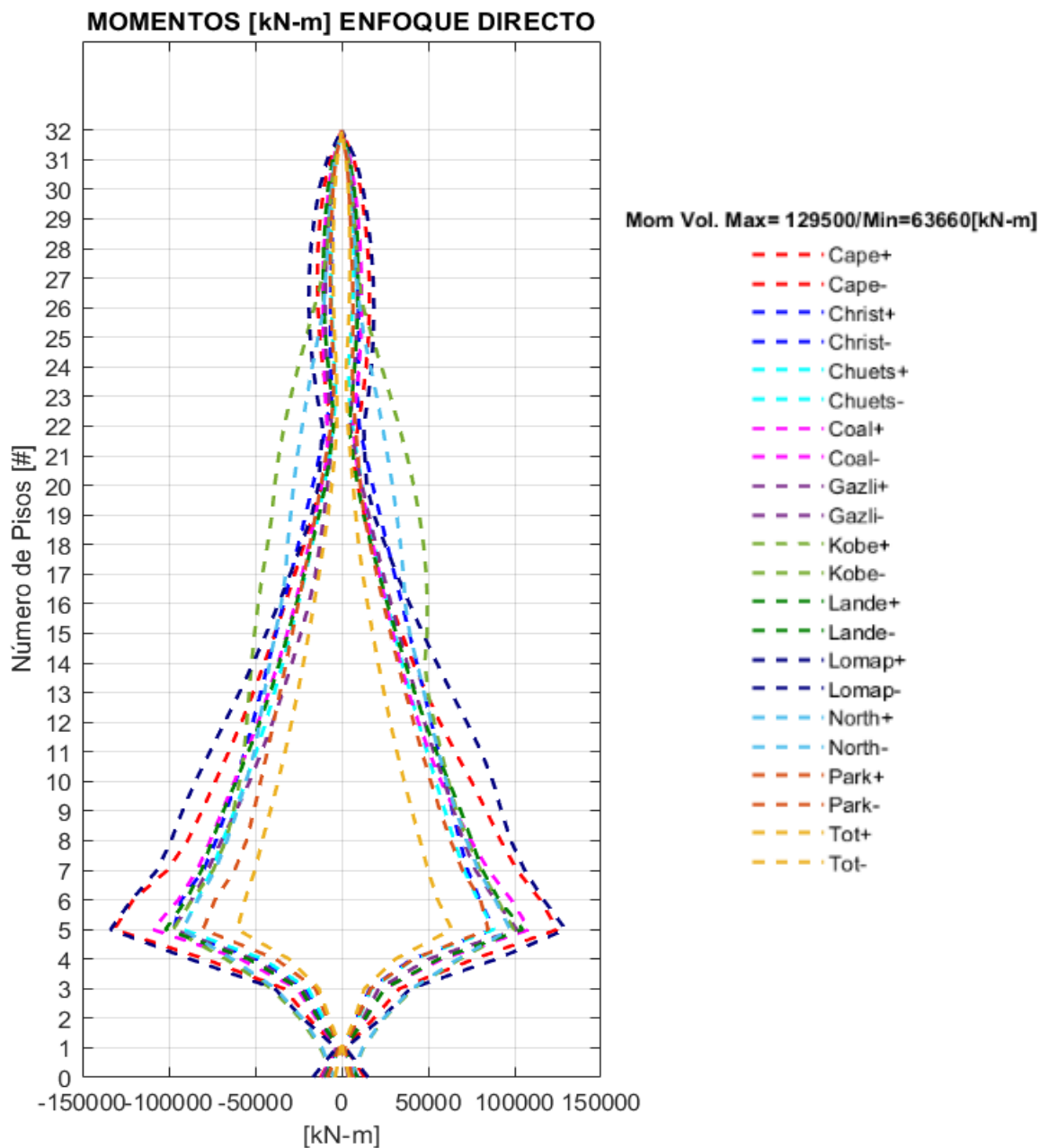
Envolvente de Momentos modelo Enfoque de la Infraestructura, sentido E-O



En la **Figura 71** se determina que el máximo momento en la sección B del muro en el enfoque de la infraestructura es 113100 [kN-m] procedente del registro sísmico de Loma Prieta y un momento pico mínimo de 64380 [kN-m] relacionado con el registro de Tottori. Estos valores aumentaron en un 2.9% aproximadamente en relación con el modelo de base empotrada.

Figura 72

Envolvente de Momentos modelo Enfoque Directo, sentido E-O



En el modelo Enfoque Directo que se muestra en la **Figura 72** se puede observar que el máximo momento representa una magnitud de 129500 [kN-m] y mínimo de 63660 [kN-m]. Igualmente, que en el modelo de Enfoque de la Infraestructura se determina que existe un crecimiento de demanda de momentos máximos de aproximadamente un 17.83% respecto al modelo de base empotrada, que confirma lo descrito por el NIST (2012), puesto que a medida que la rigidez de la

superestructura aumenta los efectos de SSI son más trascendentes, y generan variaciones en las respuestas de la estructura.

Esquemas Comparativos entre los 3 Modelos Considerados, Momentos en la Sección B, Sentido E-O

Se elaboran graficas comparativas entre los distintos modelos considerados en función de cada registro sísmico en las cuales se presenta la incidencia de los efectos de la SSI en los momentos de la sección B; los resultados se presentan desde la **Figura 73** a la **83**, de los cuales se puede ratificar el comportamiento anteriormente descrito en la sección A del muro, puesto que con la consideración no lineal de un semiespacio de suelo en la base de los muros hace que su comportamiento se asemeje a un pilote, ya que los momentos flectores a lo largo de la sección B se redistribuyen y tratan de cambiar de sentido, razón por la cual, entre los pisos 20-24, de las respuestas de todos los registros se evidencia esta disminución de momentos.

Figura 73

Momentos registro sísmico Cape Mendocino, sentido E-O

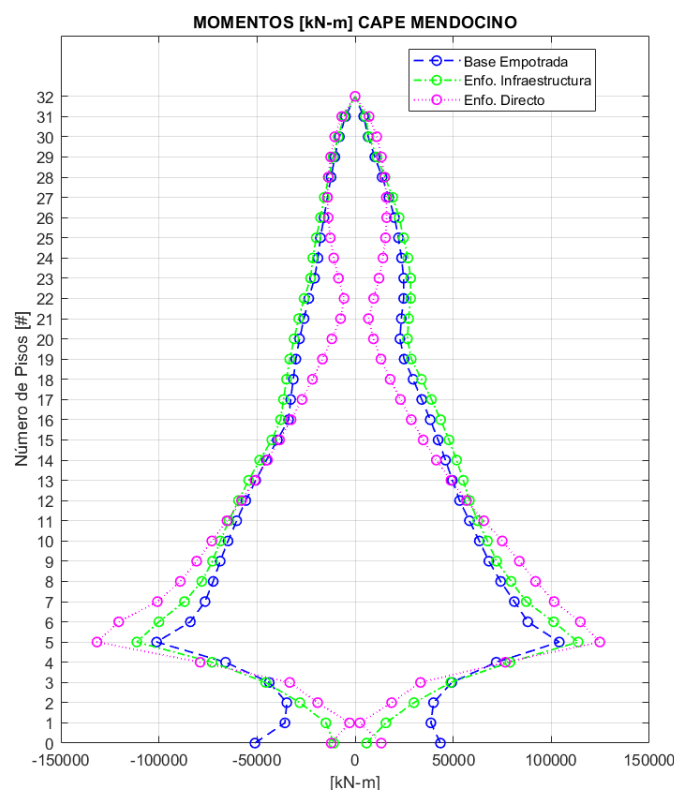


Figura 74

Momentos registro sísmico Christchurch, sentido E-O

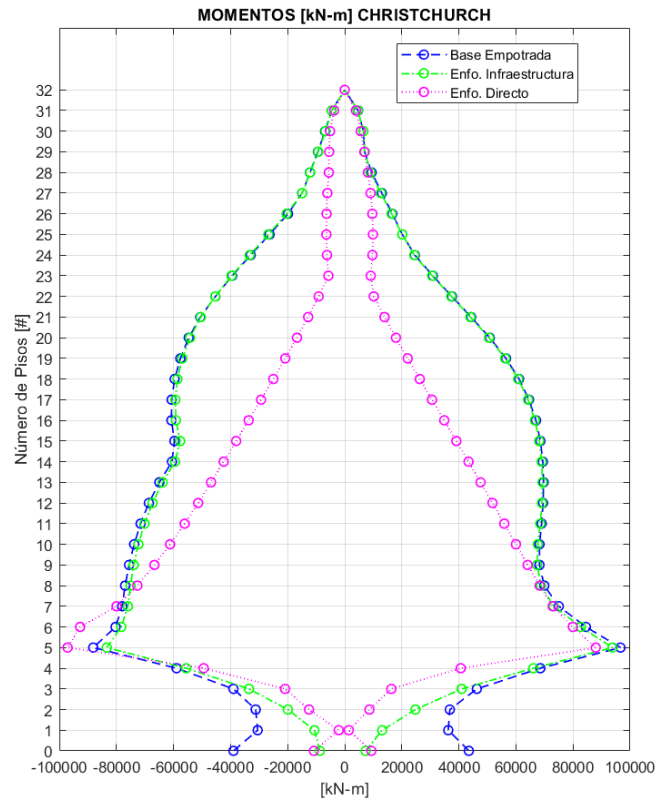


Figura 75

Momentos registro sísmico Chuetsu, sentido E-O

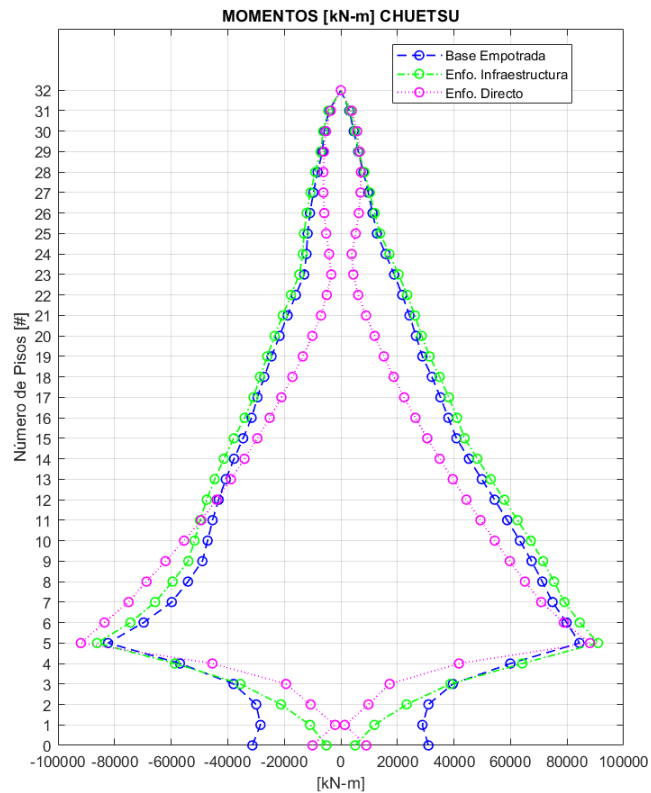


Figura 76

Momentos registro sísmico Coalinga, sentido E-O

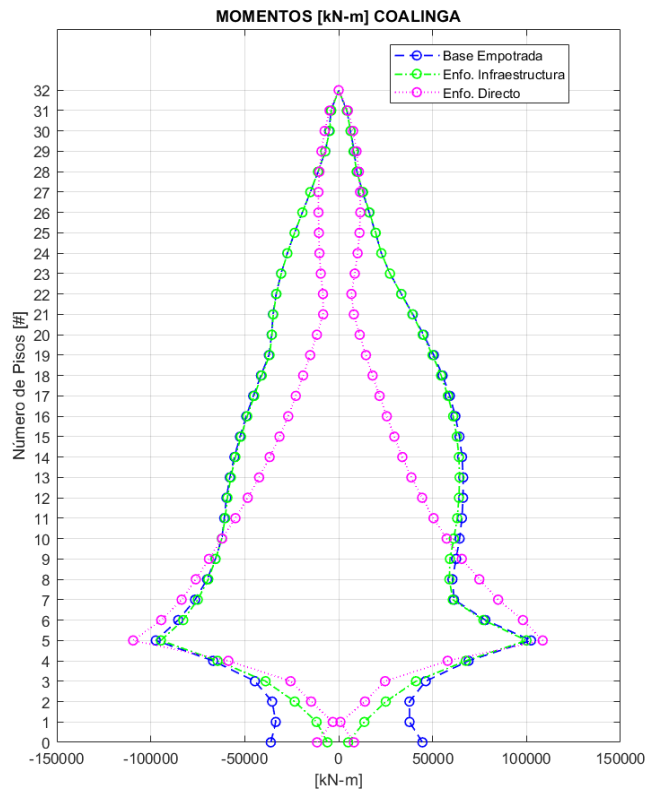


Figura 77

Momentos registro sísmico Gazli, sentido E-O

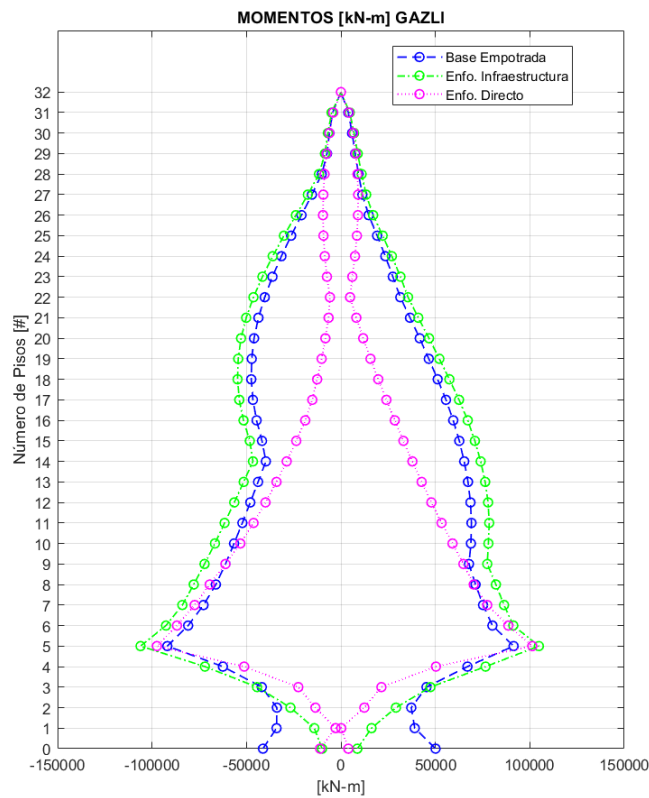


Figura 78

Momentos registro sísmico Kobe, sentido E-O

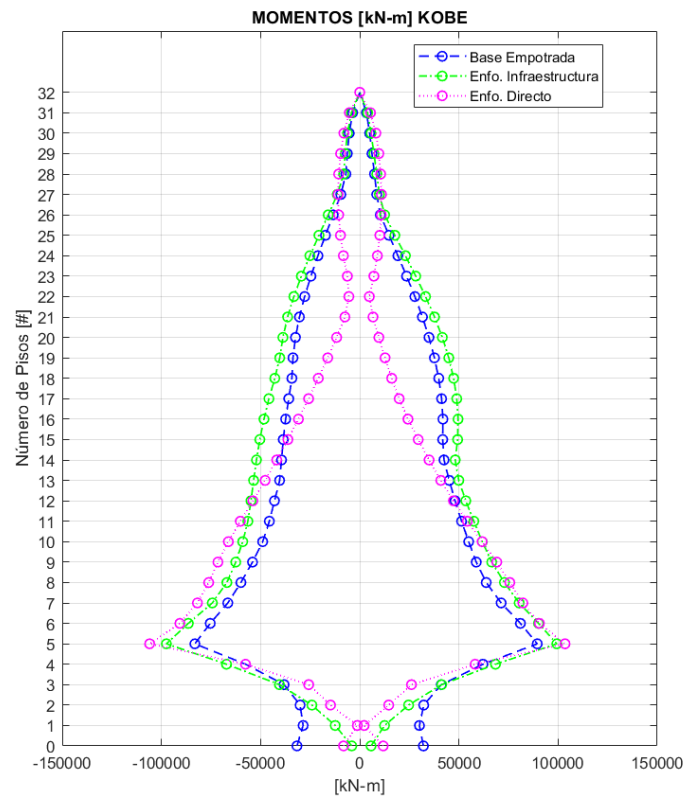


Figura 79

Momentos registro sísmico Landers, sentido E-O

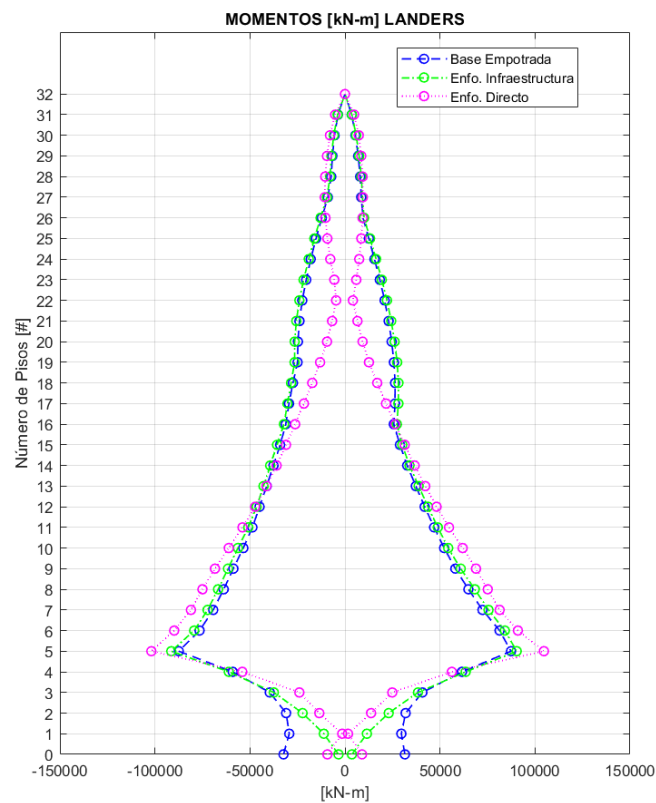


Figura 80

Momentos registro sísmico Loma Prieta, sentido E-O

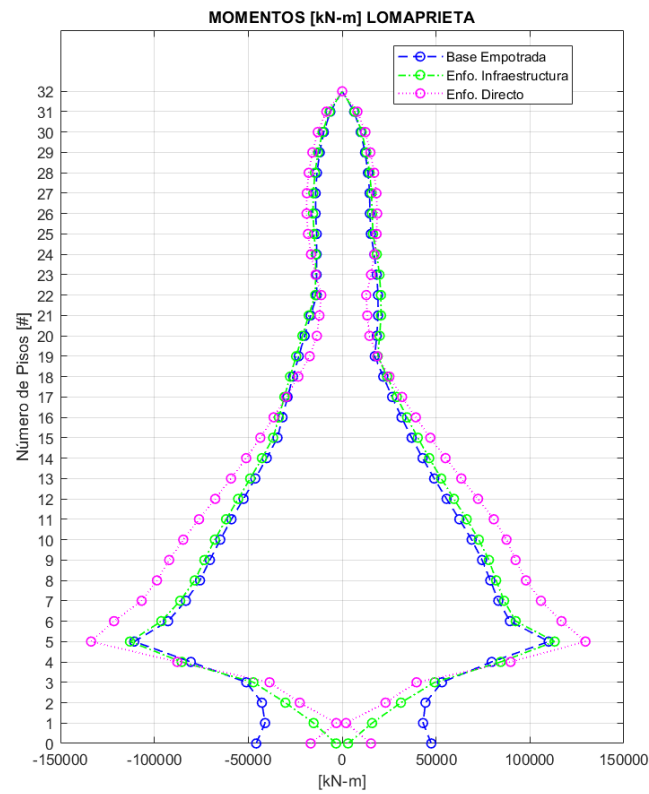


Figura 81

Momentos registro sísmico Northridge, sentido E-O

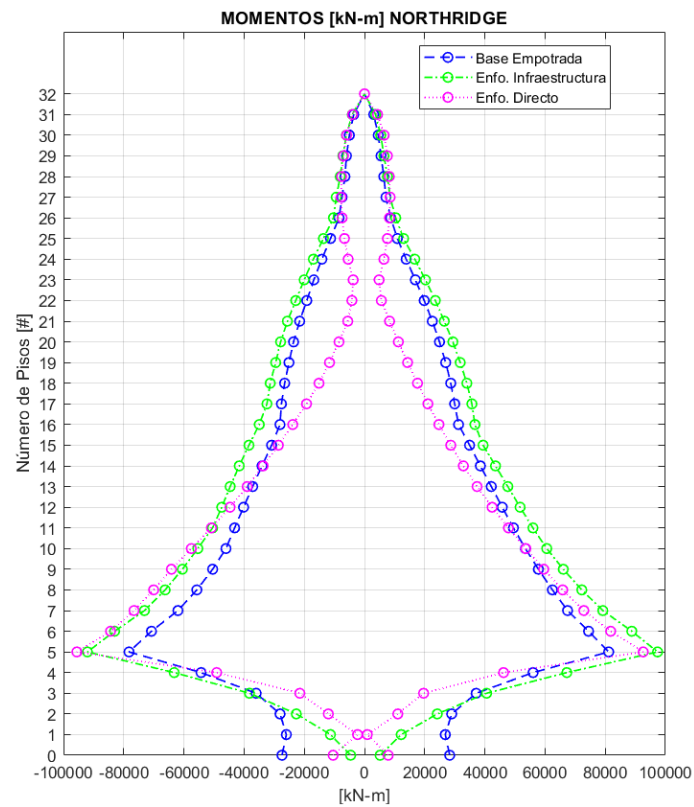


Figura 82

Momentos registro sísmico Parkfield, sentido E-O

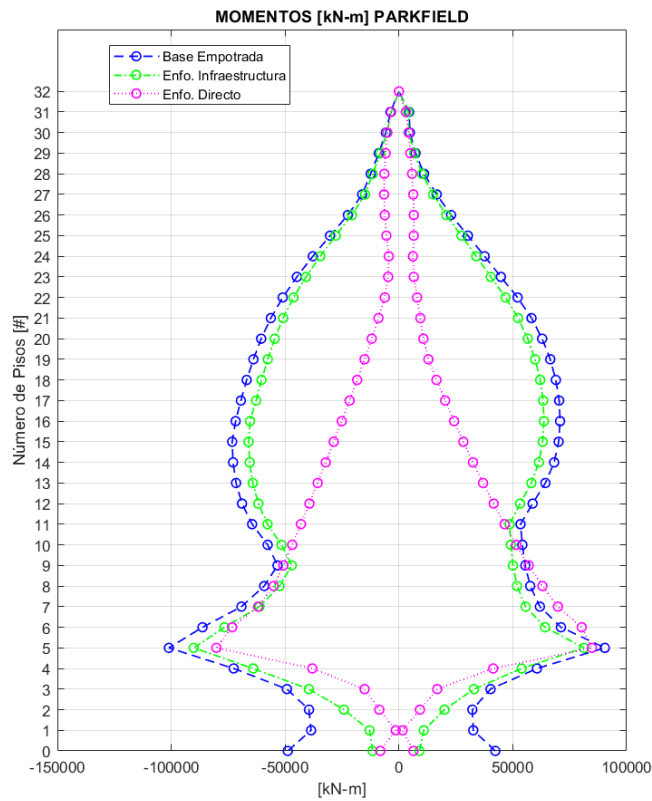
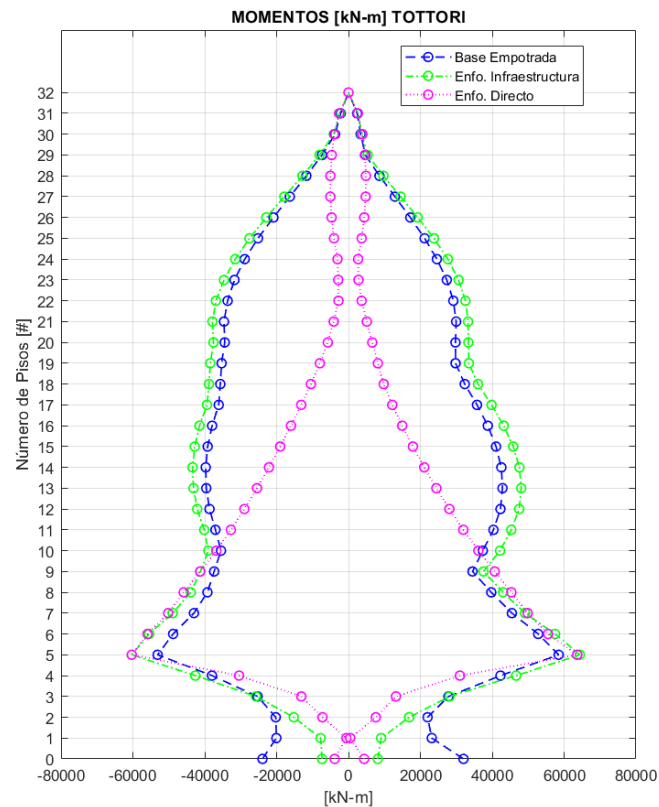


Figura 83

Momentos registro sísmico Tottori, sentido E-O

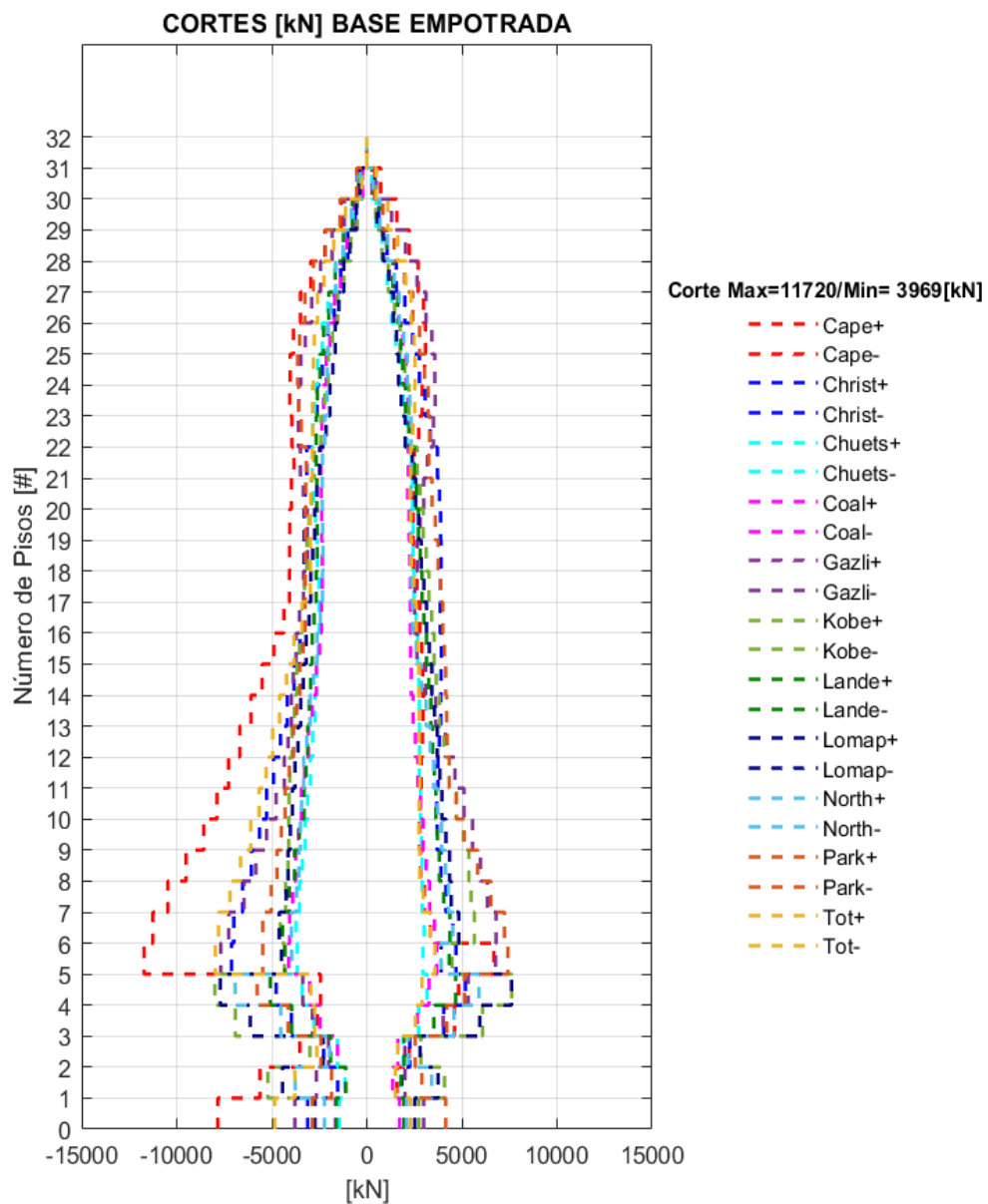


Evaluación de Cortantes en la Sección A Sentido N-S

Se muestra los cortantes en la sección A del muro, con el objetivo de que se evalué los efectos de amplificación dinámica de corte en el diseño a corte y por tanto si el comportamiento de la sección A del muro es adecuado. En las **Figuras 84** a la **86**, se presentan los momentos de los modelos de Base Empotrada, Enfoque de la Infraestructura y Enfoque Directo.

Figura 84

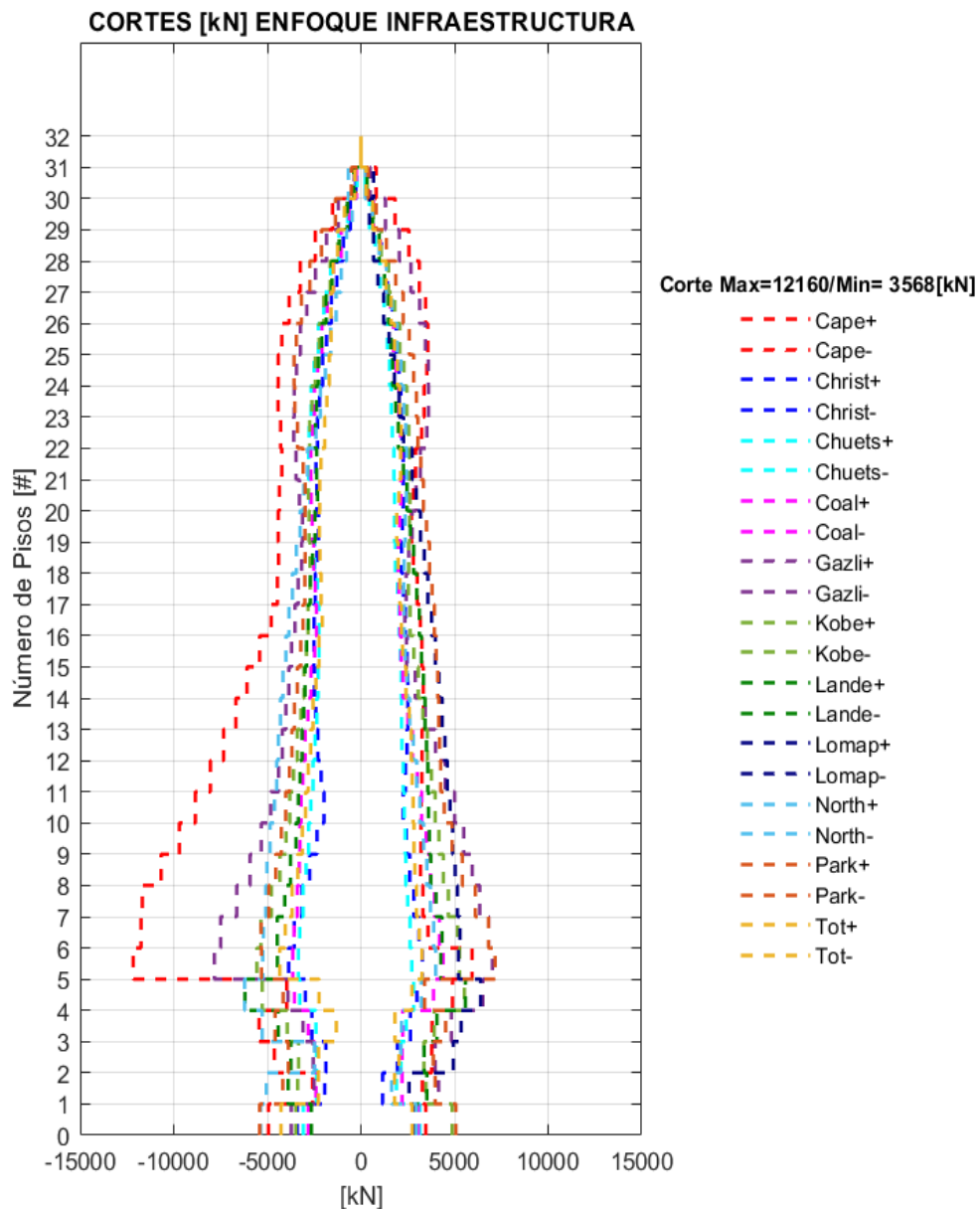
Cortes en sección A del modelo de Base Empotrada, sentido N-S



El corte máximo en la sección A del modelo de Base Empotrada se reporta una magnitud de 11720 [kN] que corresponde al registro de Cape Mendocino y el corte pico mínimo es 3963 [kN] que se presenta debido al registro de Chuetsu, los cuales se observan en la **Figura 84**. Estos valores están dentro de la capacidad máxima del muro la cual fue evaluada con la consideración del Apéndice A del ACI-318 (2019) el cual determina que la capacidad a corte del muro es 12771 [kN] con lo cual la sección A del muro cumple con las demandas del Análisis Tiempo Historia en el modelo de base empotrada.

Figura 85

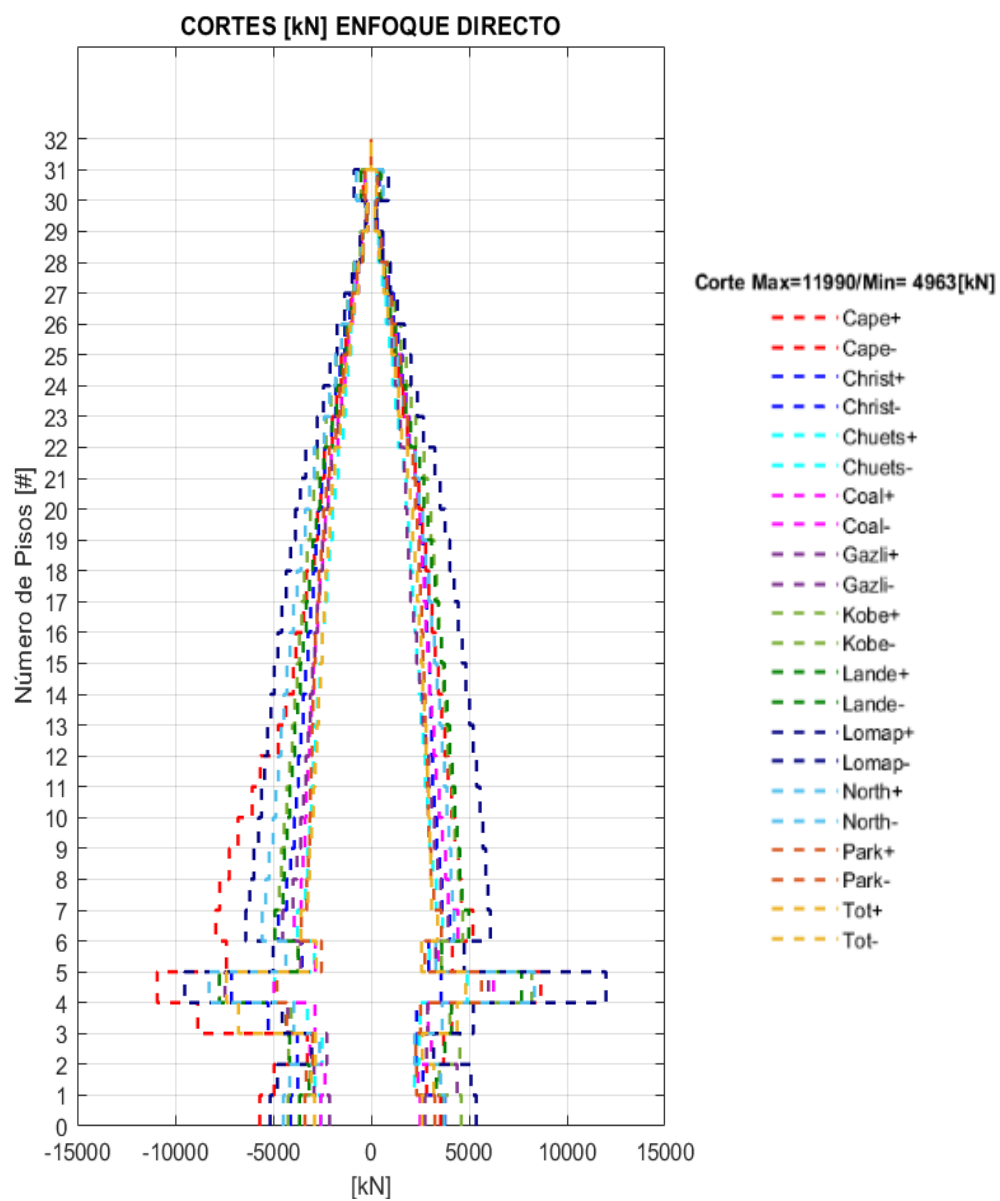
Cortes en sección A del modelo de Enfoque de la Infraestructura, sentido N-S



En la **Figura 85** se presentan los cortantes máximo y pico mínimo en la sección A del muro, del modelo de Enfoque de la Infraestructura, los cuales corresponden a 12160 [kN] procedente del registro Cape Mendocino y 3568 [kN] relacionado con el registro Chuetsu. Estos valores están dentro de la capacidad de la sección A del muro, razón por la cual se acepta como válido el comportamiento del muro.

Figura 86

Cortes en sección del modelo Enfoque Directo, sentido N-S



En la **Figura 86** se presentan el valor máximo de corte con una magnitud de 11990 [kN] coincidente con el registro Loma Prieta y el valor pico mínimo de 4963 [kN] que se presenta debido al registro de Tottori. Con la **Figura 86** se confirma que el muro estructural se comporta como un pilote, puesto que los efectos del semiespacio generan que los cortes se maximicen en los subsuelos más superficiales y exista un punto de inflexión como si fuera un pilote que es demandado a fuerzas horizontales.

Esquemas Comparativos entre los 3 Modelos Considerados, Cortes en la Sección A, Sentido N-S

Se realiza un análisis de la influencia de la SSI en los cortes de la sección A del muro, por lo que se expone los resultados de cada registro sísmico seleccionado desde las **Figuras 87** a la **97**, donde se observa un efecto de que el corte máximo se trasladó un piso abajo dentro de los subsuelos en el modelo Enfoque Directo, y se evidencia el retroceso de cortes en el piso 6.

Asimismo, se observa que los cortes en pisos superiores en el modelo de enfoque directo se redistribuyen y disminuyen, pero esta disminución se traslada al piso 5, donde los muros de sótano terminan, con lo que se observa que las demandas cortantes no son despreciables en un o dos niveles que están confinados por muros de sótano.

Adicionalmente se puede determinar que en el enfoque directo las propiedades del registro tienen más incidencia en las respuestas de la estructura, puesto que Loma Prieta respecto a otros registros, tiene un mayor contenido de frecuencias, de lo cual el modelo de enfoque directo es más sensible y determina respuestas de mayor magnitud.

Figura 87

Cortes registro sísmico Cape Mendocino sección A, sentido N-S

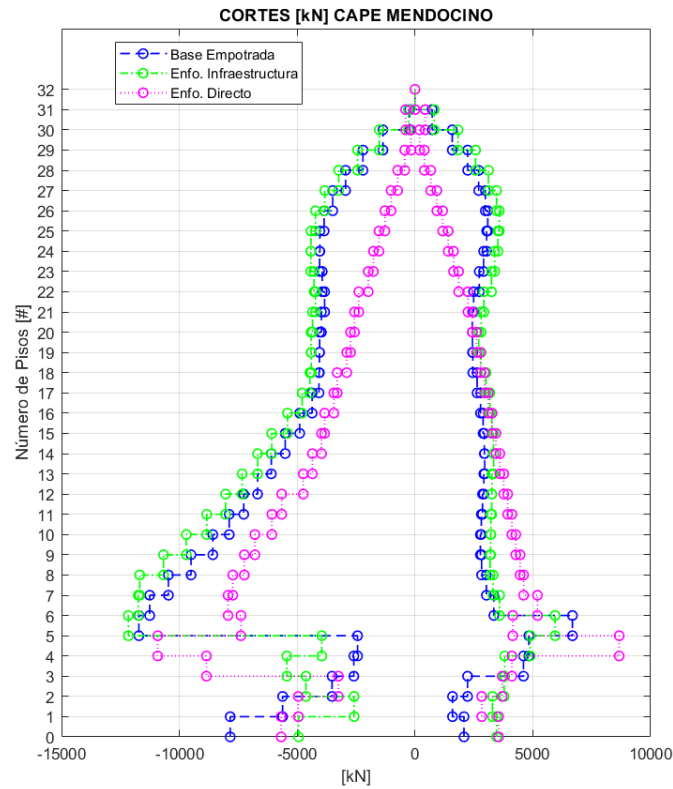


Figura 88

Cortes registro sísmico Christchurch sección A, sentido N-S

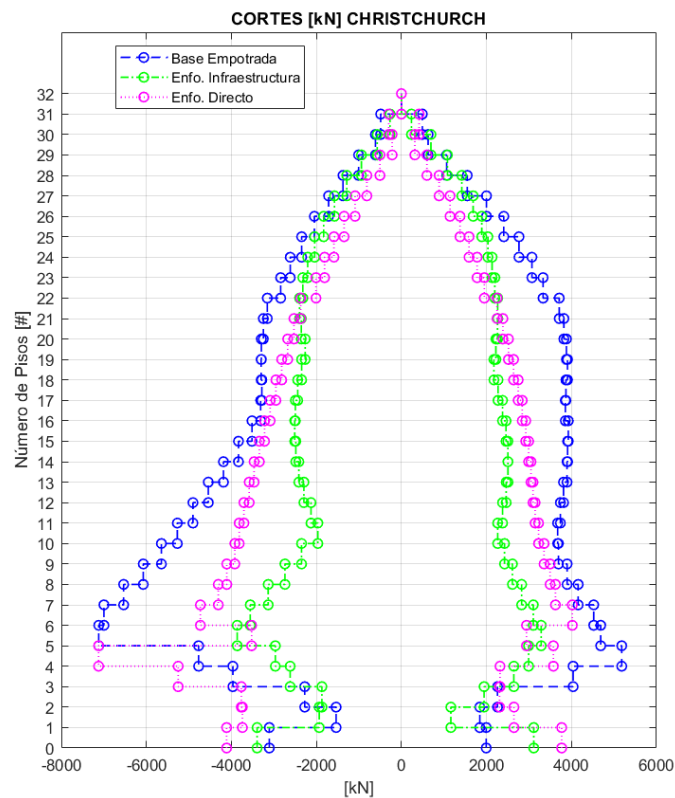


Figura 89

Cortes registro sísmico Chuetsu sección A, sentido N-S

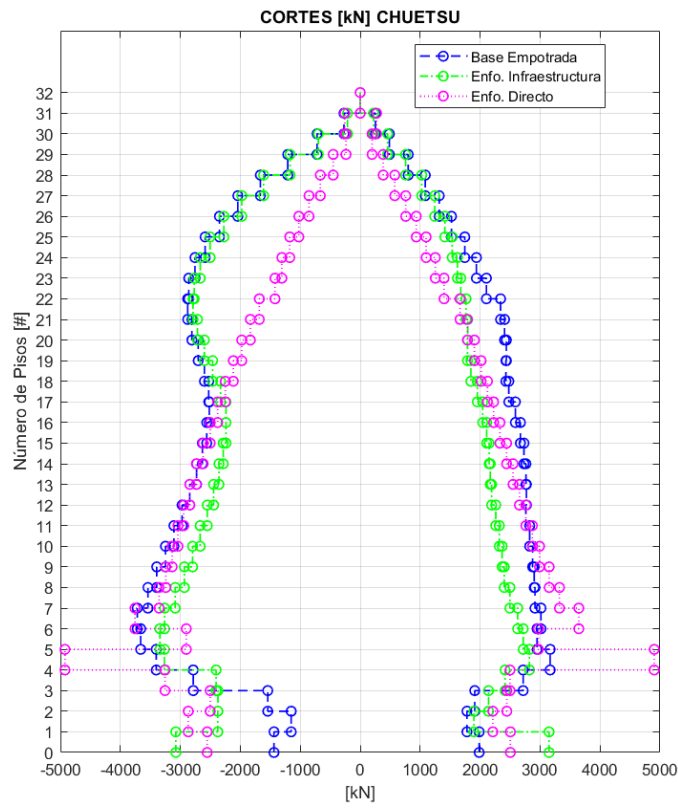


Figura 90

Cortes registro sísmico Coalinga sección A, sentido N-S

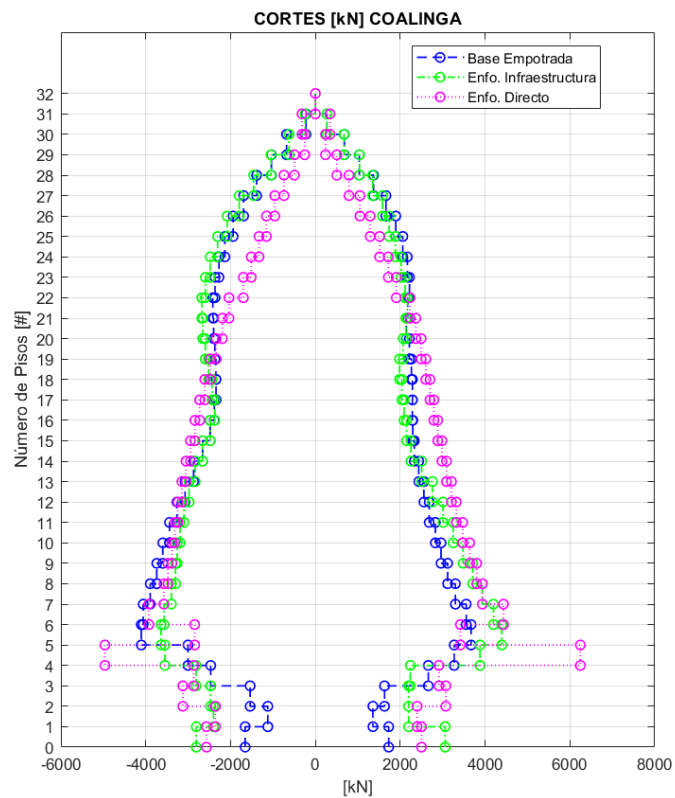


Figura 91

Cortes registro sísmico Gazli sección A, sentido N-S

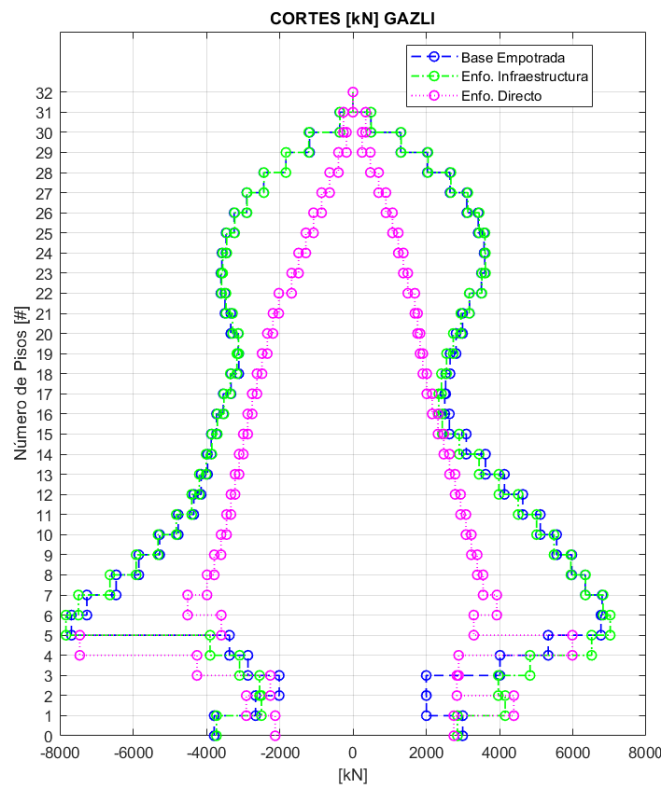


Figura 92

Cortes registro sísmico Kobe sección A, sentido N-S

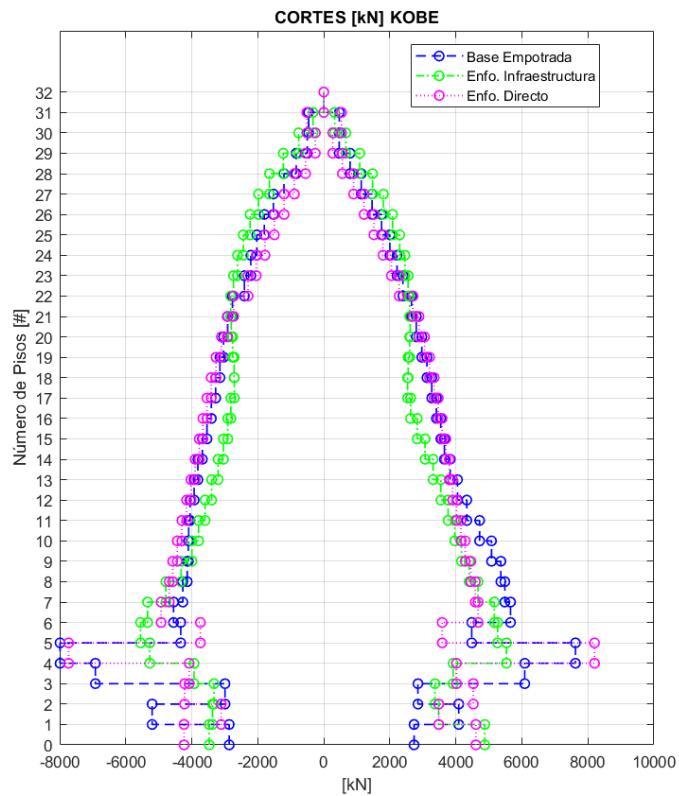


Figura 93

Cortes registro sísmico Landers sección A, sentido N-S

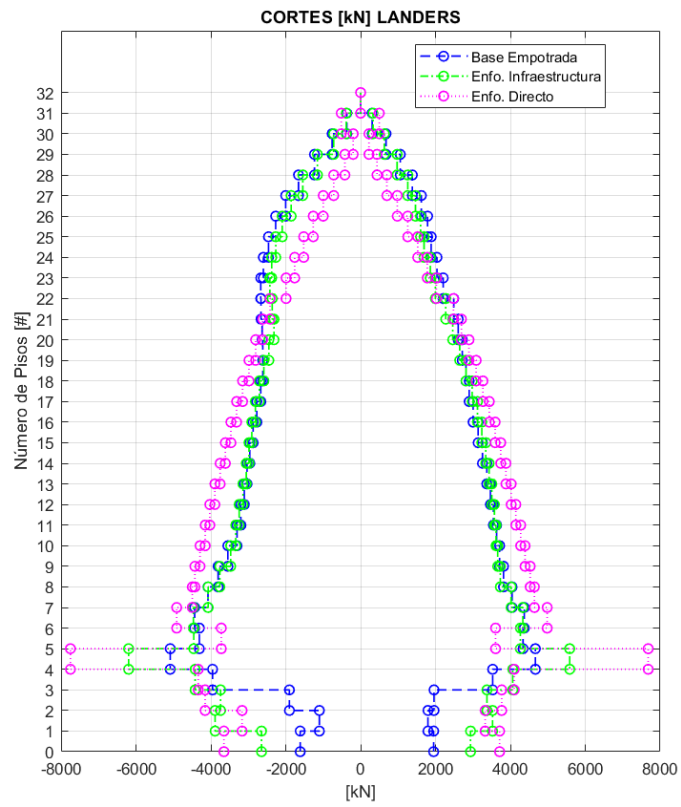


Figura 94

Cortes registro sísmico Loma Prieta sección A, sentido N-S

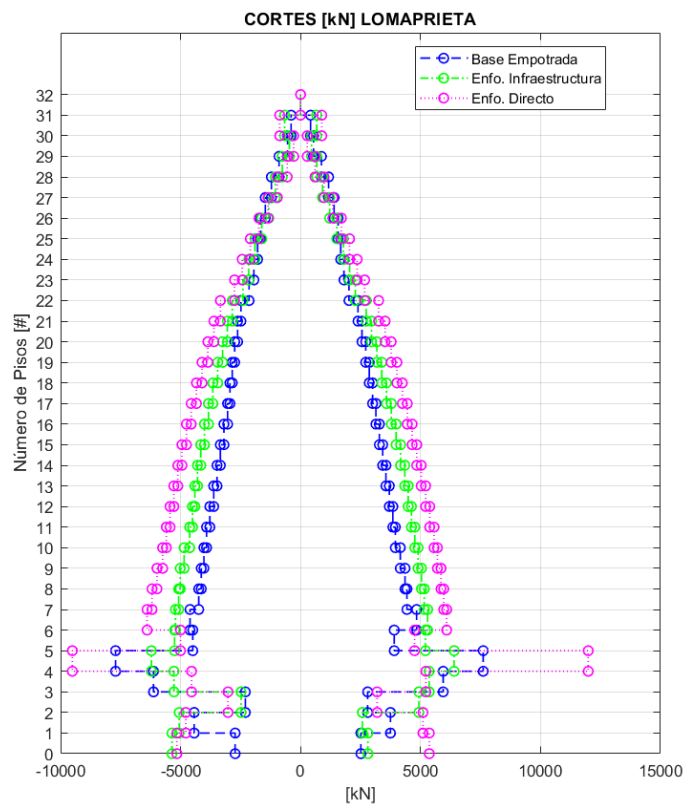


Figura 95

Cortes registro sísmico Northridge sección A, sentido N-S

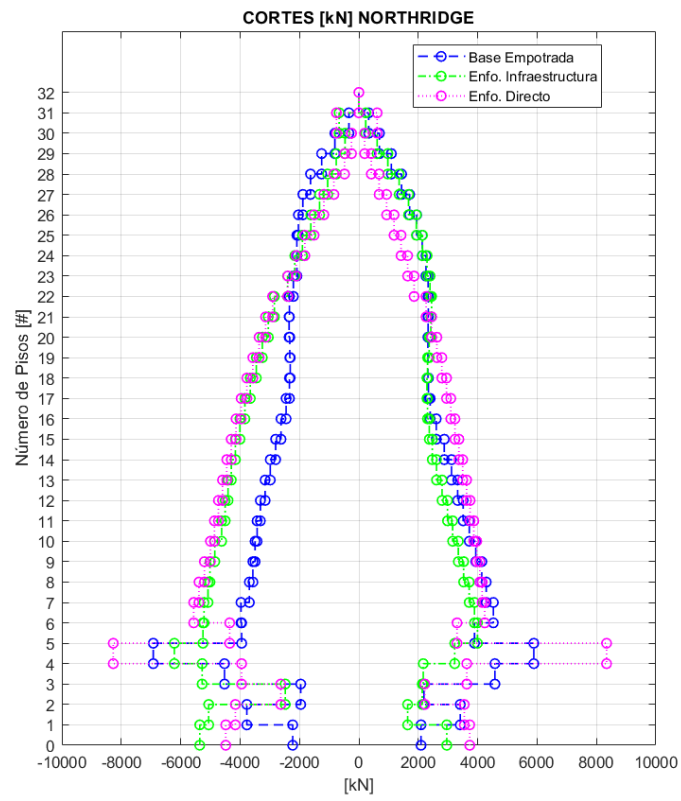


Figura 96

Cortes registro sísmico Parkfield sección A, sentido N-S

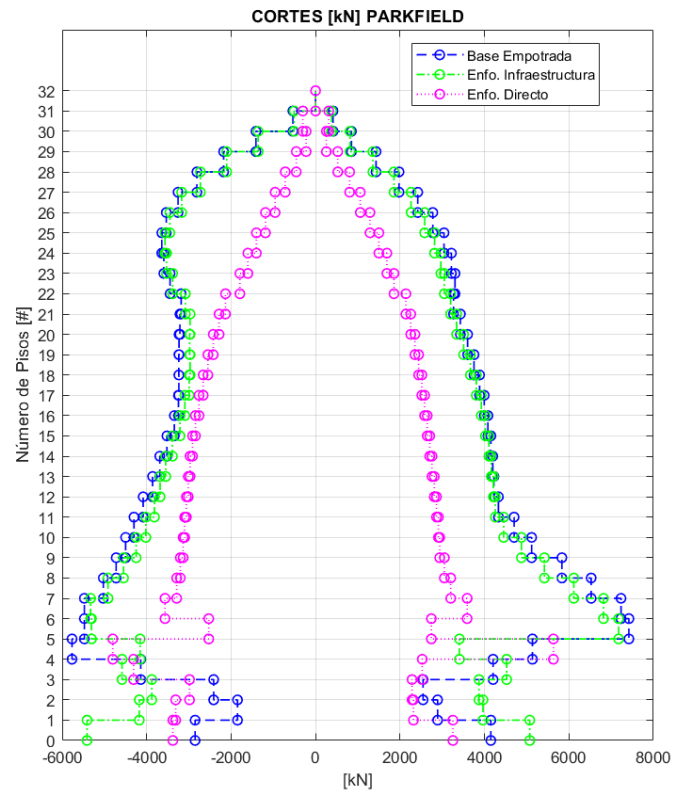
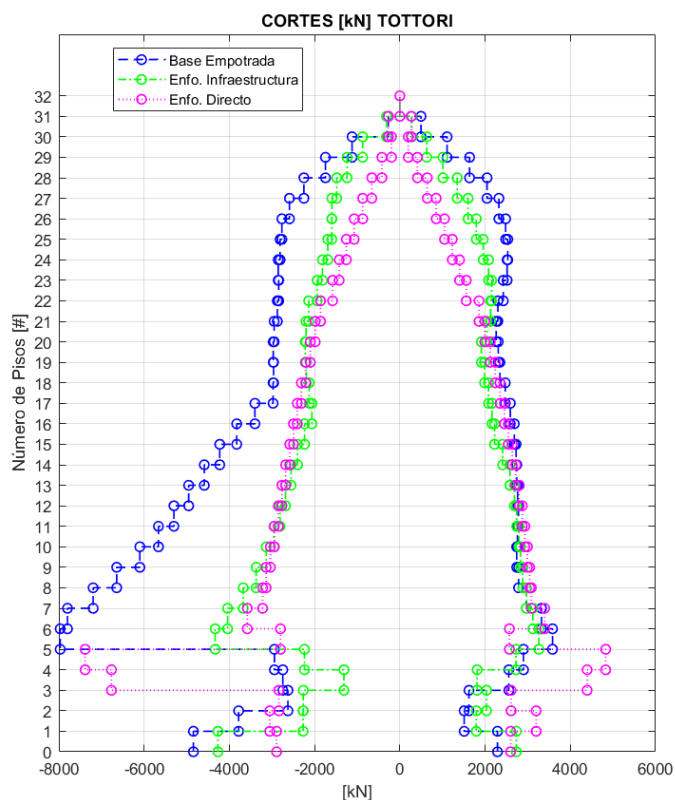


Figura 97

Cortes registro sísmico Tottori sección A, sentido N-S



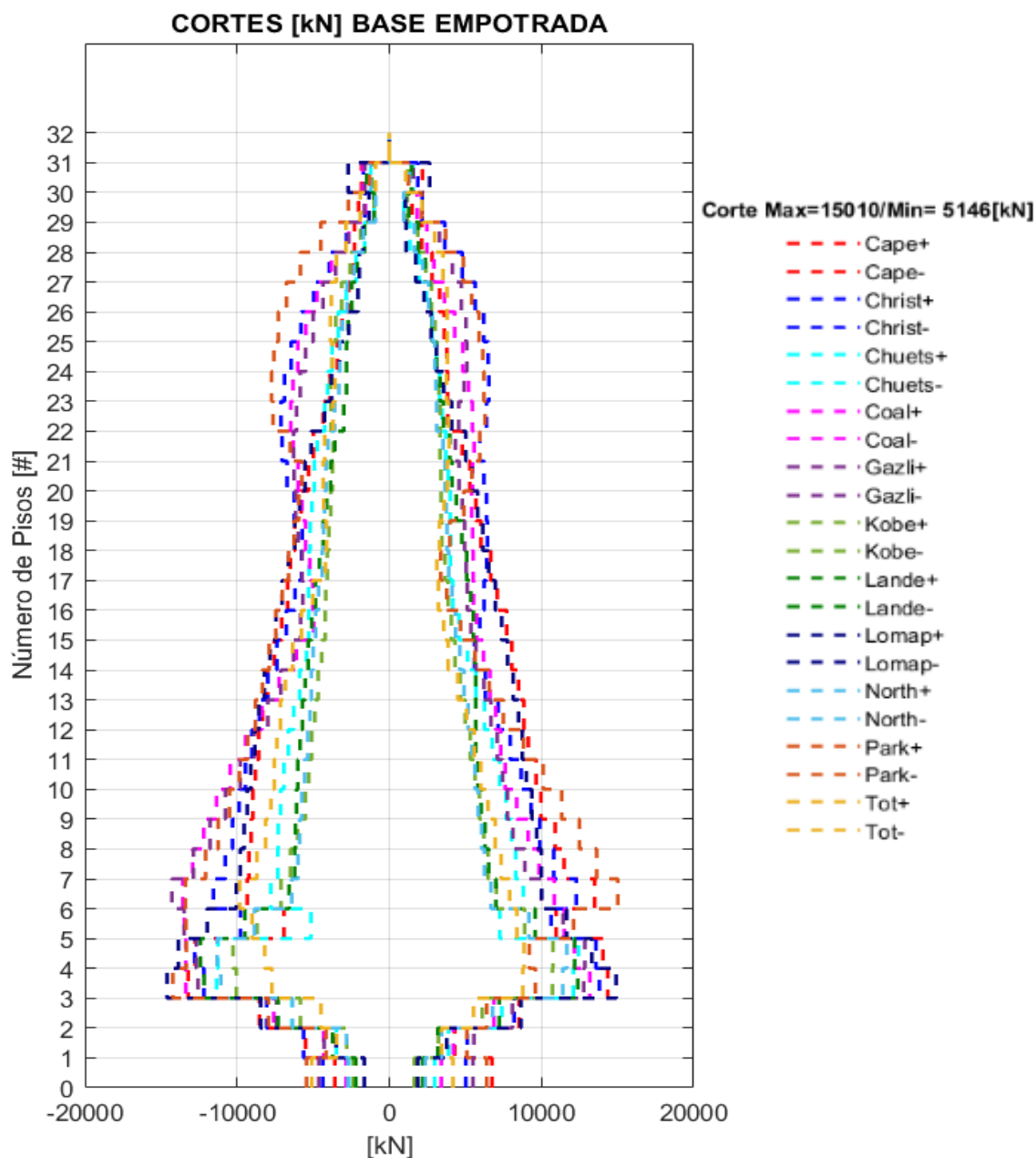
Evaluación de Cortantes en la Sección B Sentido E-O

Se exterioriza los resultados de cortantes en la sección B del muro para que se pueda determinar los efectos de la SSI en elementos estructurales de mayor rigidez, por tal motivo en las **Figuras 98** a la **100** se observa el Análisis Tiempo Historia aplicado a cada uno de los modelos elaborados.

De igual manera que en la sección A del muro, se corroborara la importancia de considerar la amplificación dinámica de corte en el diseño a corte de los muros según el ACI 318-19 (2019). Además, se trata de evidenciar la incidencia de los efectos de la SSI en la distribución de los cortes en elevación y en los niveles que están confinados por muros de sótano, puesto que con el enfoque directo estas respuestas tienden a ser inesperadas.

Figura 98

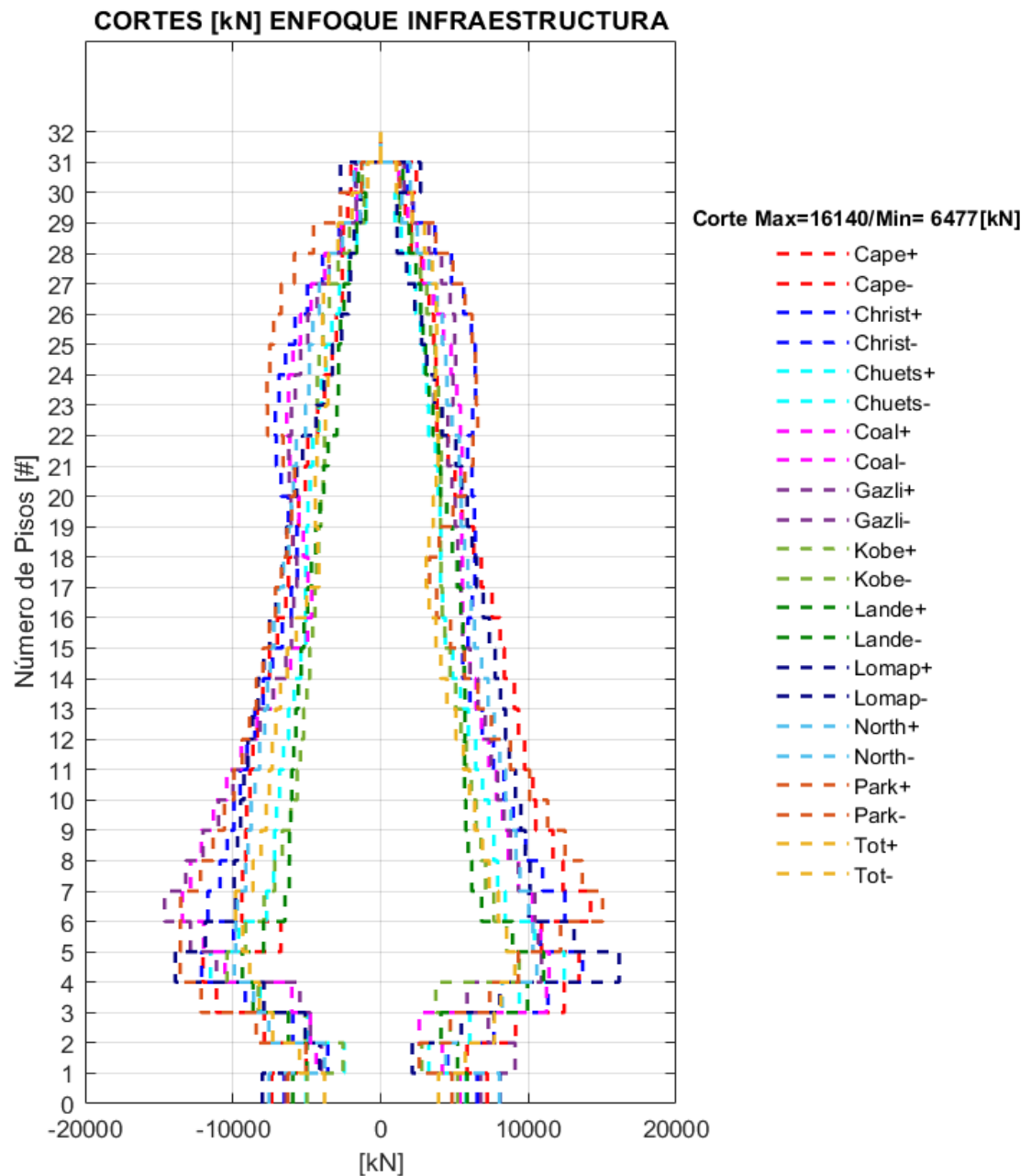
Cortes en sección B modelo de Base Empotrada, sentido E-O



En la **Figura 98** se observan los cortantes en la sección B del muro en el modelo de base empotrada. La magnitud pico máxima corresponden a 15010 [kN] que se relaciona con el registro Loma Prieta y un corte pico mínimo de 5146 [kN] que se reporta por el registro de Tottori. Estos valores se encuentran dentro de la capacidad de la sección B del muro estructura ya que la máxima capacidad de corte es de 18491 [kN].

Figura 99

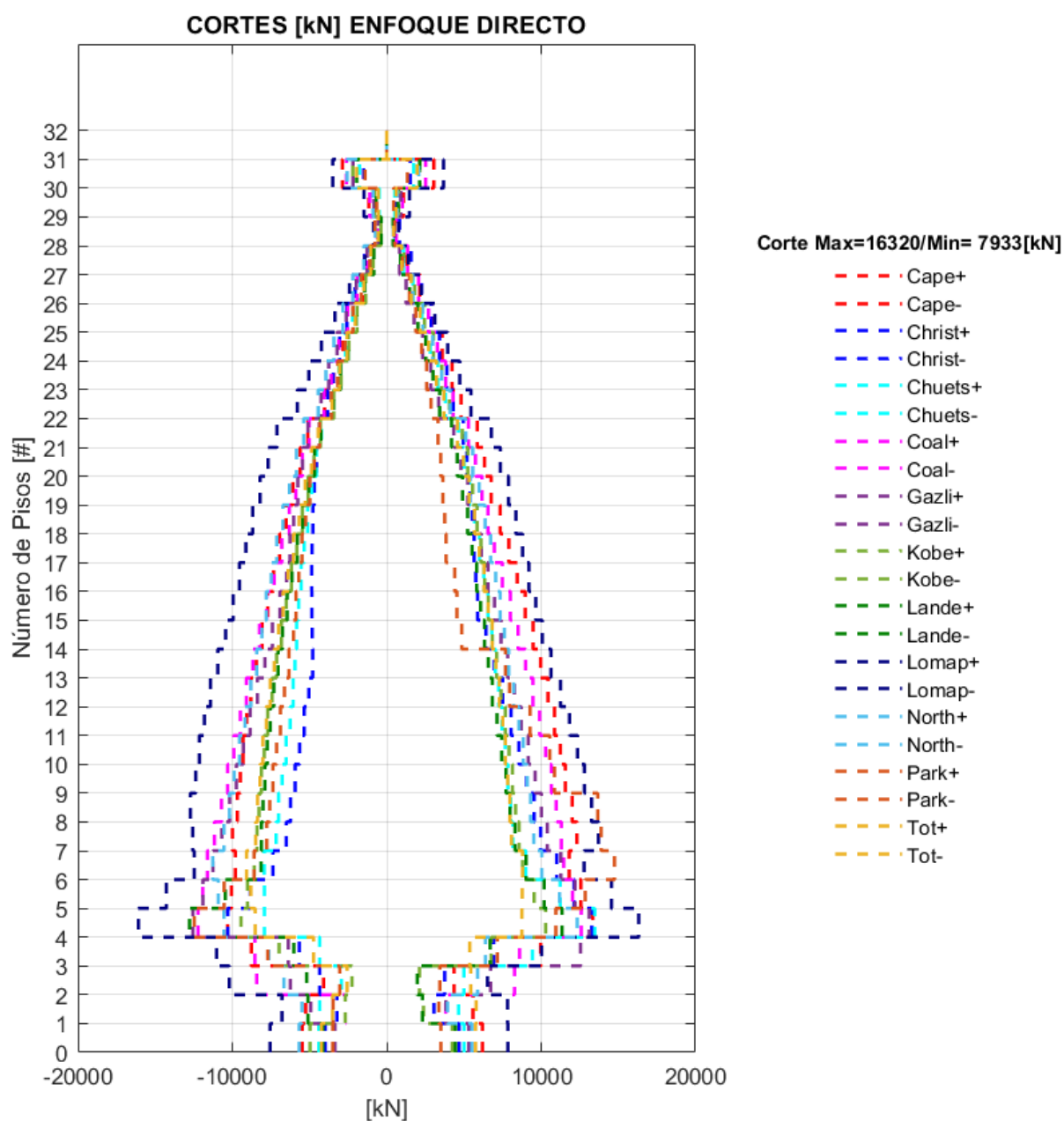
Cortes en sección B modelo Enfoque de la Infraestructura, sentido E-O



Los cortantes en la sección B del muro en el modelo de Enfoque de la Infraestructura se representan en la **Figura 99** de la cual el valor del cortante máximo corresponde a una magnitud de 16140 [kN] y se relaciona con el registro de Loma Prieta y el corte pico mínimo es 6477 [kN] que se reporta en el registro de Tottori. Los valores que se obtienen se encuentran dentro de la capacidad de la sección B.

Figura 100

Cortes sección B modelo Enfoque Directo, sentido E-O



Los cortantes en la sección B del muro en el modelo de Enfoque Directo se representan en la **Figura 100**, de la cual se depende que el cortante máximo tiene un valor de 16320 [kN] que corresponde al registro de Loma Prieta y un valor pico mínimo de 7933 [kN] el cual se determina por el registro Tottori. Estas magnitudes demuestran una mayor magnitud de corte respecto a los otros dos modelos

considerados, con lo que se refuerza lo descrito en el NIST (2012), puesto que los efectos de la SSI inciden en cuanto mayor rigidez tiene el elemento estructural, de tal forma si se comparan las respuestas de cortes y momentos entre la Sección A y B del muro se evidencia que en la sección B del muro se presentan mayores demandas.

Esquemas Comparativos entre los 3 Modelos Considerados, Cortes en la Sección B, Sentido E-O

En este apartado se muestran los resultados de cortantes en la sección B del muro de cada registro sísmico, con el cual se conjetura la importancia de los efectos SSI en la super estructura, puesto que, en el Enfoque Directo las respuestas se determinaron de la siguiente manera: en pisos superiores no se observa una amplitud de cortes, por el contrario se observa una distribución uniforme a lo largo de la sección del muro pero se presenta un incremento de cortes en el primer piso alto de la edificación. En las **Figuras 101** a la **111** se observa lo antes mencionado.

Figura 101

Cortes registro sísmico Cape Mendocino sección B, sentido E-O

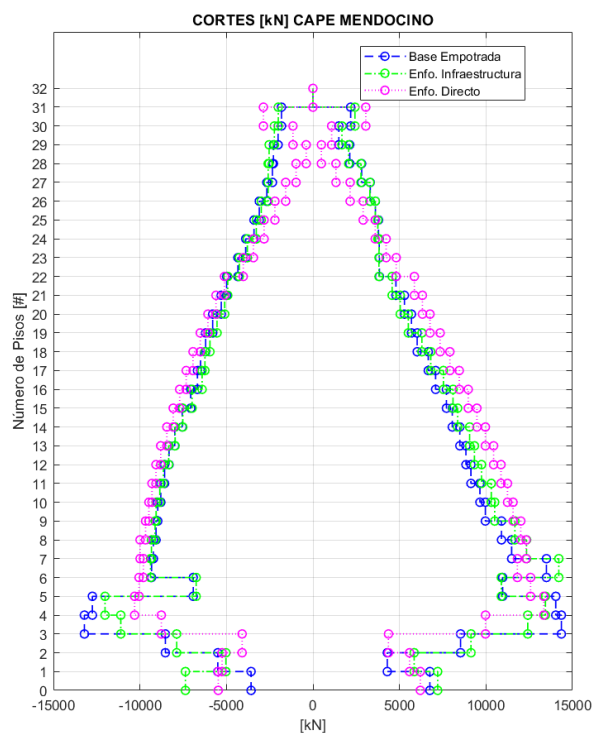


Figura 102

Cortes registro sísmico Christchurch sección B, sentido E-O

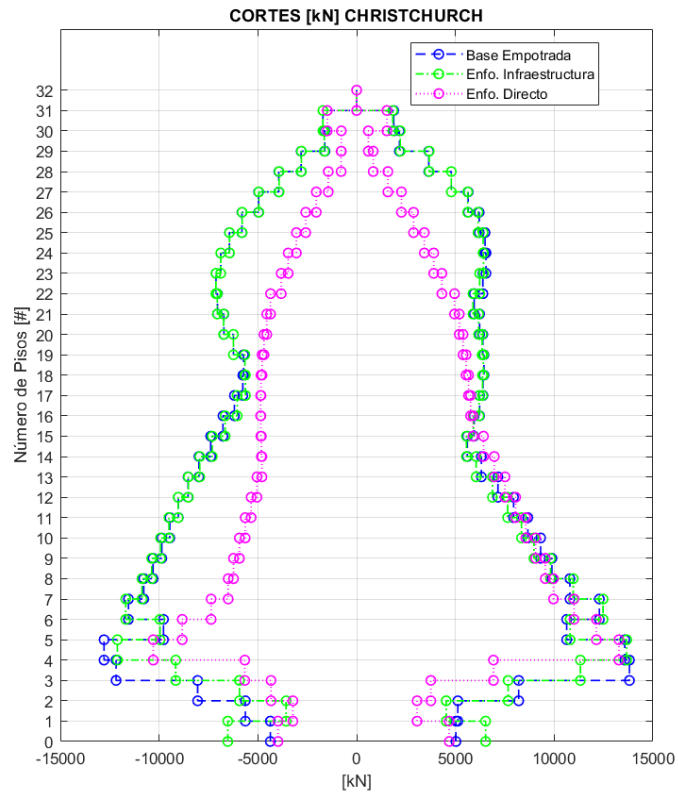


Figura 103

Cortes registro sísmico Chuetsu sección B, sentido E-O

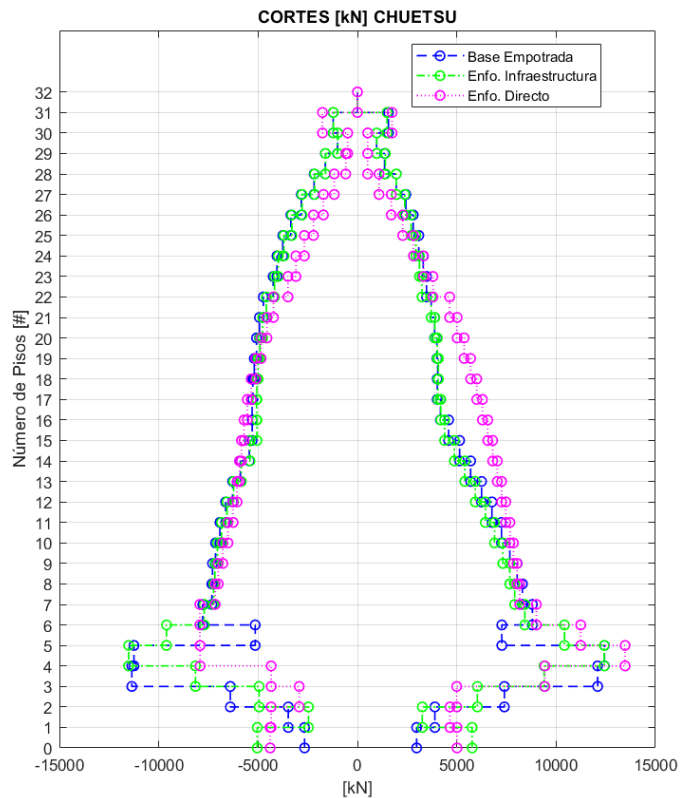


Figura 104

Cortes registro sísmico Coalinga sección B, sentido E-O

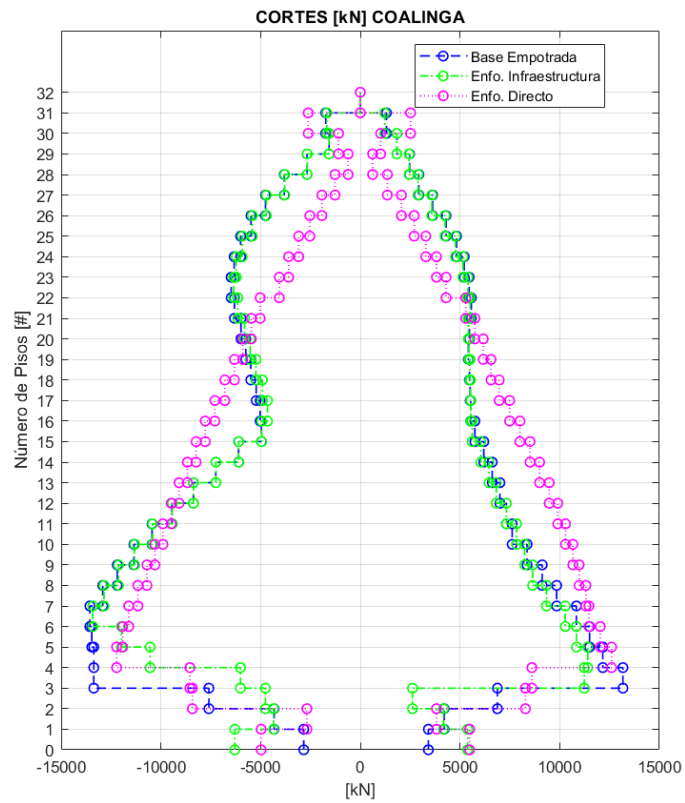


Figura 105

Cortes registro sísmico Gazli sección B, sentido E-O

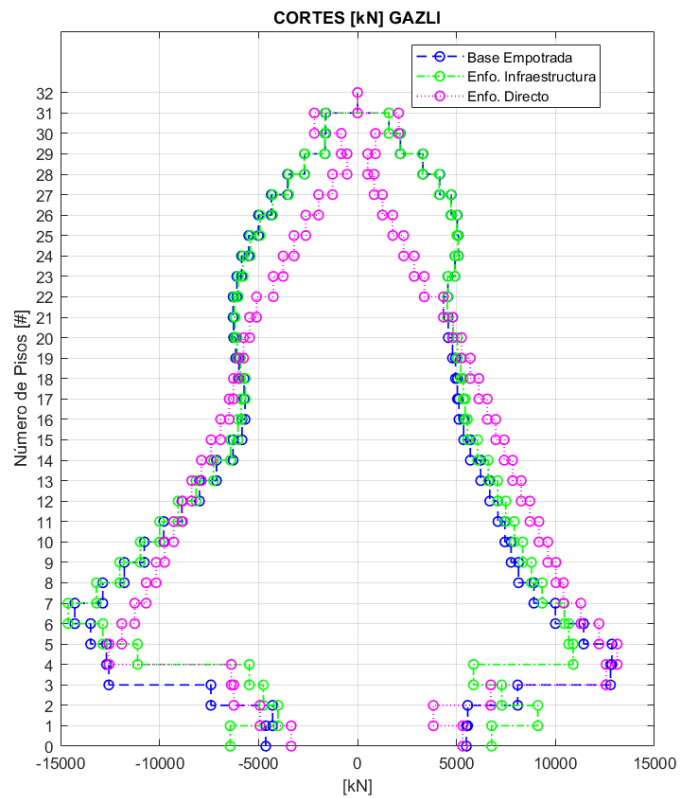


Figura 106

Cortes registro sísmico Kobe sección B, sentido E-O

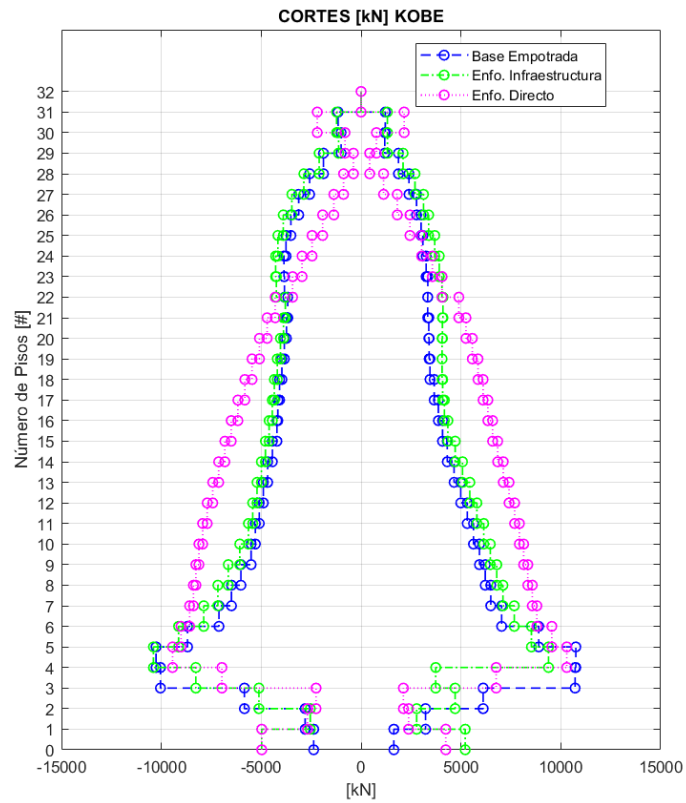


Figura 107

Cortes registro sísmico Landers sección B, sentido E-O

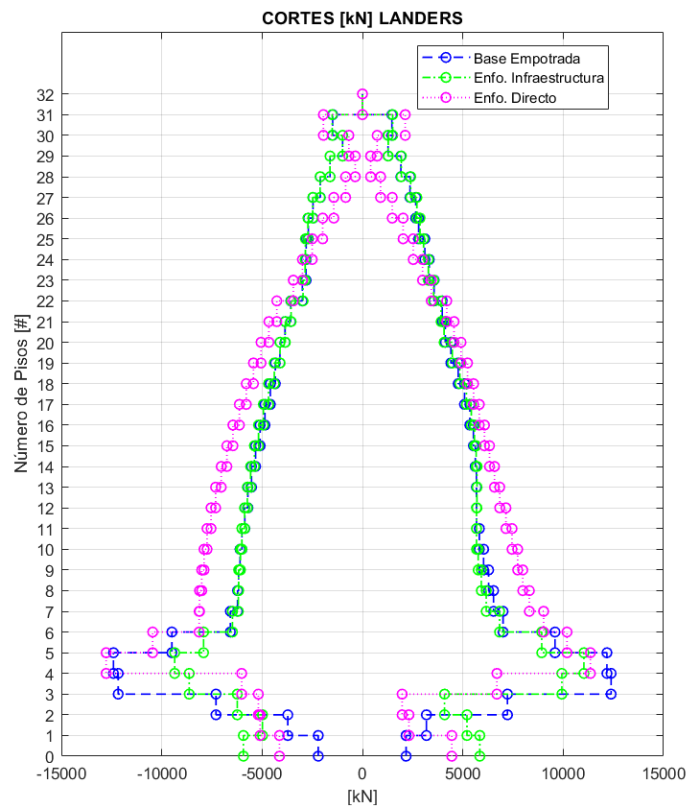


Figura 108

Cortes registro sísmico Loma Prieta sección B, sentido E-O

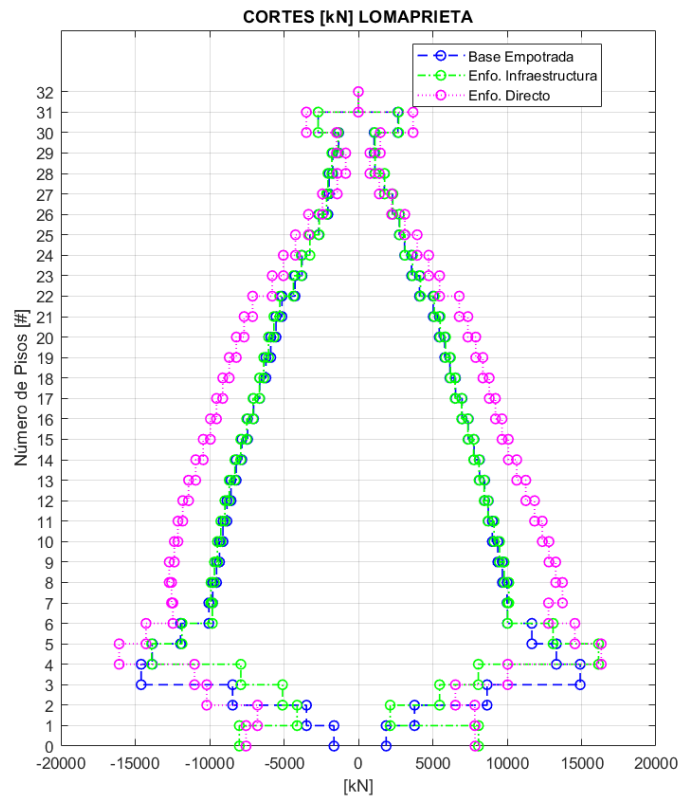


Figura 109

Cortes registro sísmico Northridge sección B, sentido E-O

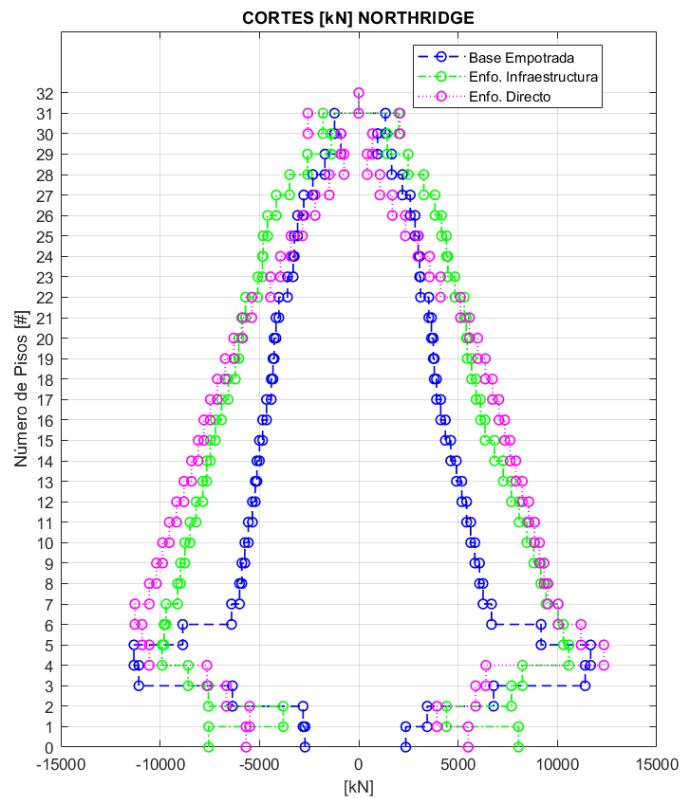


Figura 110

Cortes registro sísmico Parkfield sección B, sentido E-O

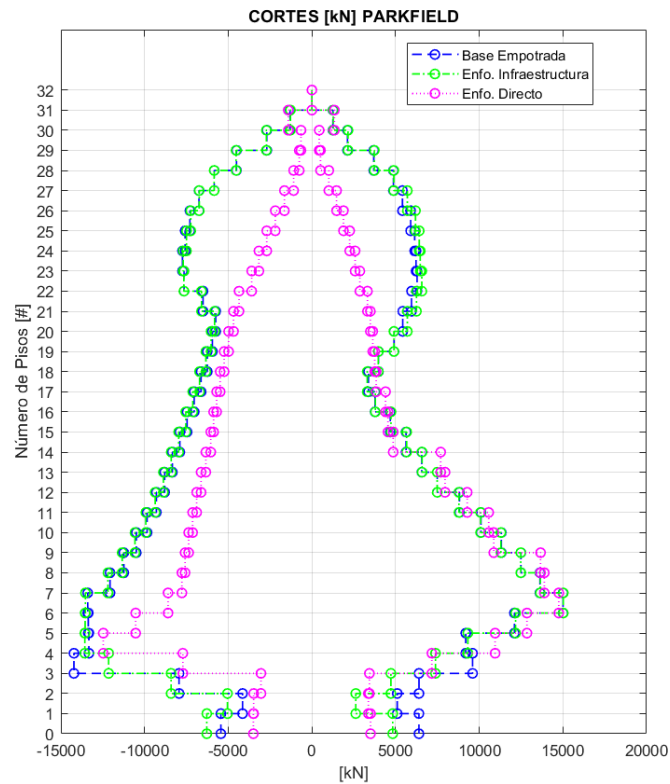
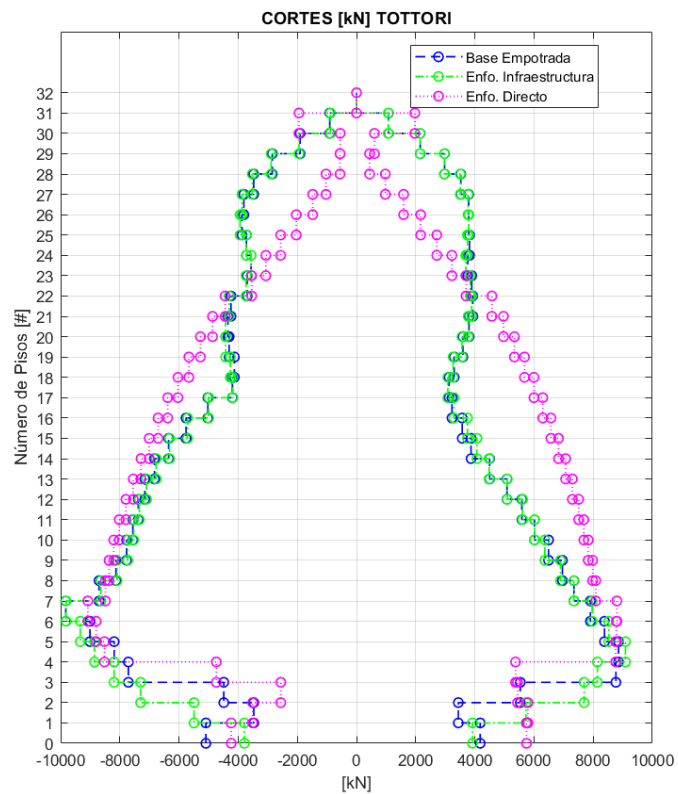


Figura 111

Cortes registro sísmico Tottori sección B, sentido E-O



Deformaciones Unitarias Axiales Sección A del Muro

En esta sección se evalúa el comportamiento de la deformación unitaria para tratar de determinar un desempeño, el cual se evaluará en función de la deformación unitaria de fluencia como estado límite; el valor de fluencia es 0.002 como se expresó anteriormente. Los resultados se los obtiene en función de cada registro y se compilan en la **Tabla 11**, en la que se evidencia que en el modelo de Enfoque de la Infraestructura y Enfoque Directo en promedio se supera el límite de fluencia, mientras que en el modelo de base empotrada no; hecho que se pudiera relacionar con el valor de derivas, puesto que el incremento de derivas marca las mismas tendencias que las deformaciones unitarias. En las **Figuras 112** a la **122** se observa las deformaciones unitarias obtenidas para cada registro sísmico en función de cada modelo antes generado.

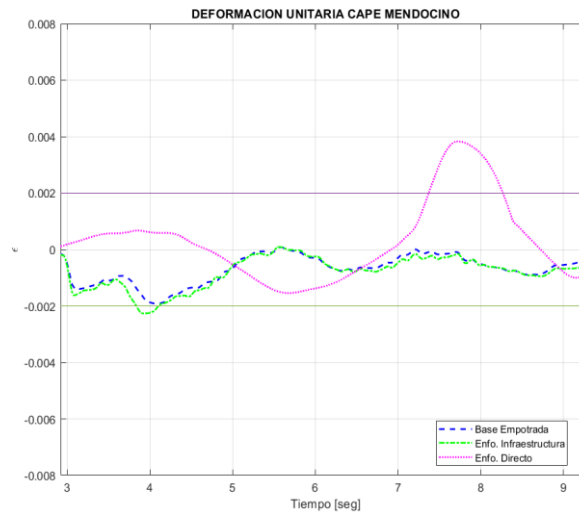
Tabla 11

Valores máximos de deformación unitaria en el cabezal de estudio en la sección A

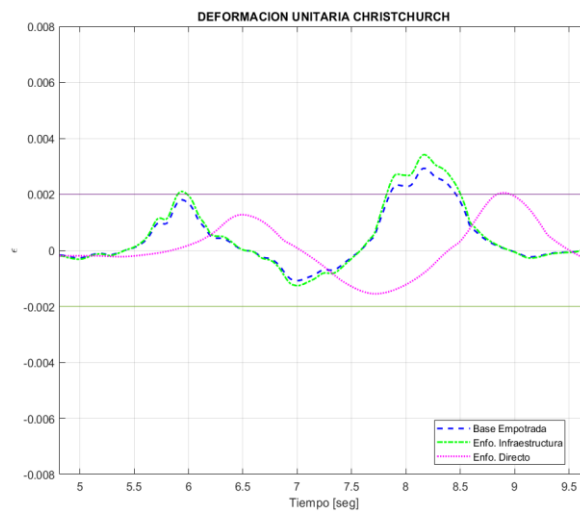
Nombre del Registro	Deformación Unitaria Máxima		
	Base empotrada	Enfoque infraestructura	Enfoque Directo
Cape Mendocino	0.0019	0.00226	0.0038
Christchurch	0.0029	0.00338	0.00204
Chuetsu	.00095	0.00043	0.001137
Coalinga	0.0004	0.00071	0.0023
Gazli	0.0016	0.00140	0.0011
Kobe	0.0018	0.00570	0.0077
Landers	0.0024	0.00321	0.008
Loma Prieta	0.00389	0.00691	0.0086
Northridge	0.0005	0.00179	0.0039
Parkfield	0.00277	0.00343	0.002448
Tottori	0.0005	0.00082	0.0014
Promedio	0.001783	0.00278	0.00385

Figura 112

Deformaciones unitarias registro sísmico Cape Mendocino sección A, sentido N-S

**Figura 113**

Deformaciones unitarias registro sísmico Christchurch sección A, sentido N-S

**Figura 114**

Deformaciones unitarias registro sísmico Chuetsu sección A, sentido N-S

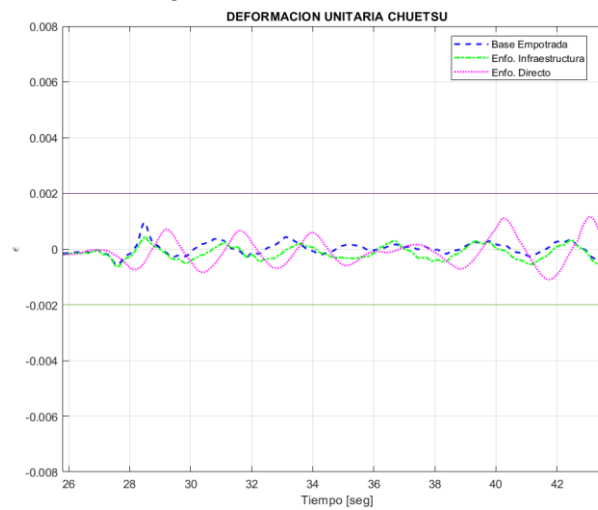
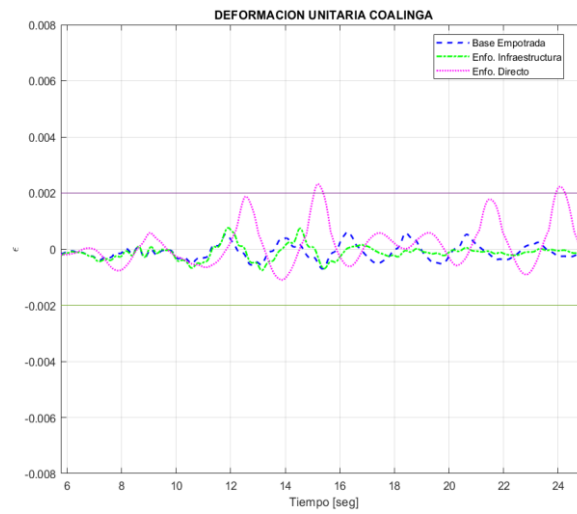
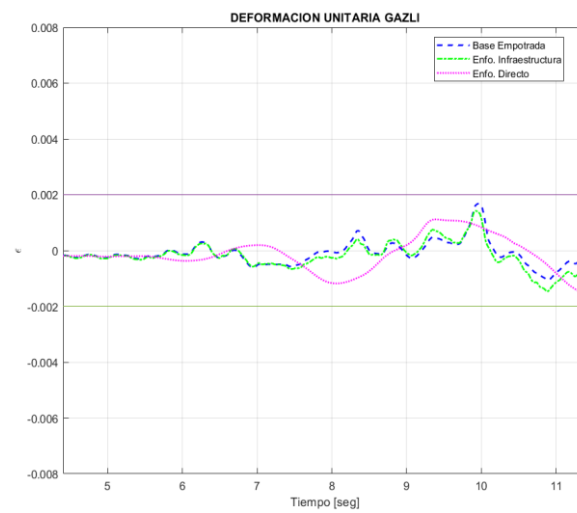


Figura 115

Deformaciones unitarias registro sísmico Coalinga sección A, sentido N-S

**Figura 116**

Deformaciones unitarias registro sísmico Gazli sección A, sentido N-S

**Figura 117**

Deformaciones unitarias registro sísmico Kobe sección A, sentido N-S

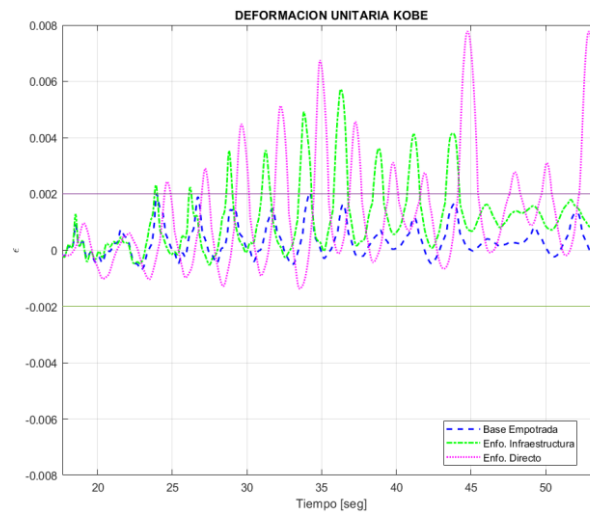
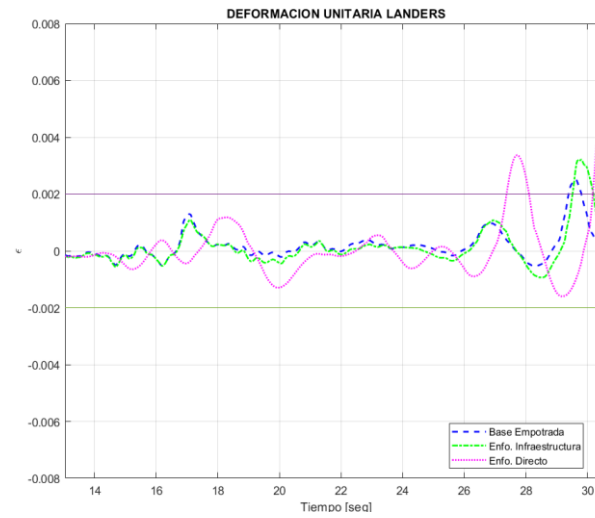
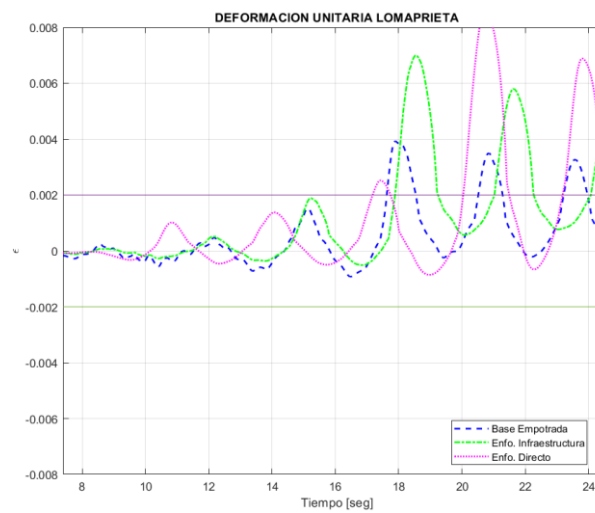


Figura 118

Deformaciones unitarias registro sísmico Landers sección A, sentido N-S

**Figura 119**

Deformaciones unitarias registro sísmico Loma Prieta sección A, sentido N-S

**Figura 120**

Deformaciones unitarias registro sísmico Northridge sección A, sentido N-S

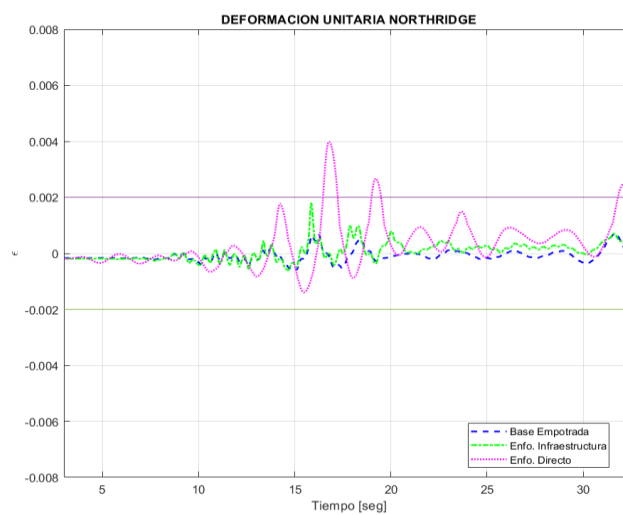
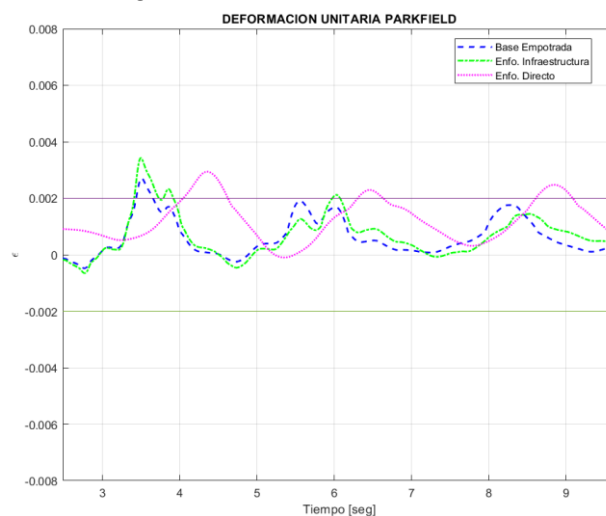
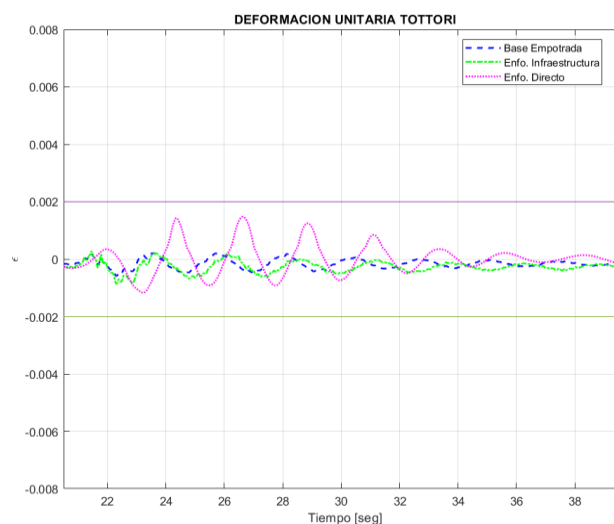


Figura 121

Deformaciones unitarias registro sísmico Parkfield sección A, sentido N-S

**Figura 122**

Deformaciones unitarias registro sísmico Tottori sección A, sentido N-S



Deformaciones Unitarias Axiales Sección B del Muro

Se determinan las deformaciones unitarias en la sección B del muro con el objetivo de evaluar el desempeño local con los criterios anteriormente descritos. Al igual que la sección A del muro, el promedio de las deformaciones es mayor en los modelos que integran la SSI que en el modelo de Base Empotrada, pero con la diferencia que en la sección B no se sobrepasa el valor de estado límite de fluencia. En la **Tabla 12** se puede apreciar las deformaciones unitarias reportadas en la sección B en cada registro sísmico considerado. De igual manera en las **Figuras**

123 a la 133, se observa los resultados comparativos de las deformaciones unitarias obtenidas en cada modelo de estudio.

Tabla 12

Valores máximos de deformación unitaria en el cabezal de estudio de la sección B

Nombre del Registro	Deformación Unitaria Máxima		
	Base empotrada	Enfoque infraestructura	Enfoque Directo
Cape Mendocino	0.00037	0.00048	0.00266
Christchurch	0.00033	0.00063	0.00084
Chuetsu	0.00028	0.00044	0.00105
Coalinga	0.00042	0.00065	0.00175
Gazli	0.00035	0.00068	0.00139
Kobe	0.00020	0.000381	0.00094
Landers	0.00026	0.000541	0.00131
Loma Prieta	0.00145	0.002019	0.00256
Northridge	0.00021	0.00047	0.00119
Parkfield	0.00065	0.00106	0.00105
Tottori	0.00013	0.00035	0.00085
Promedio	0.00043	0.00071	0.00147

Figura 123

Deformaciones unitarias registro sísmico Cape Mendocino sección B, sentido E-O

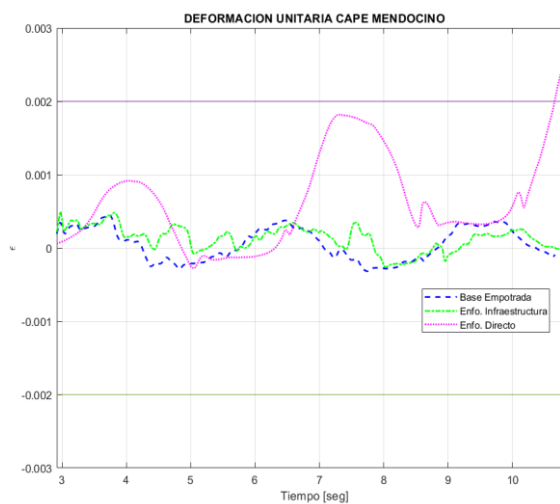
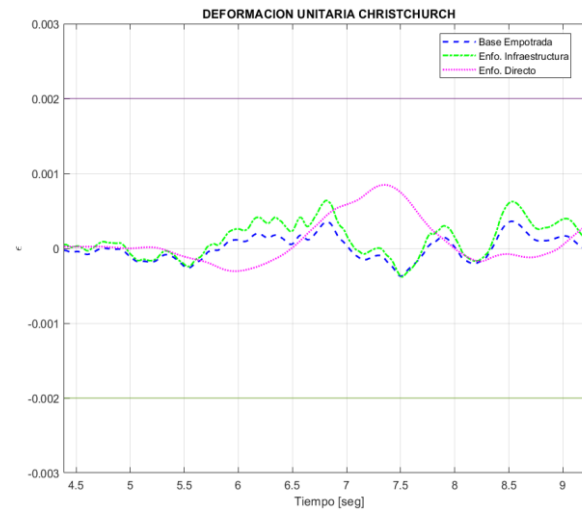
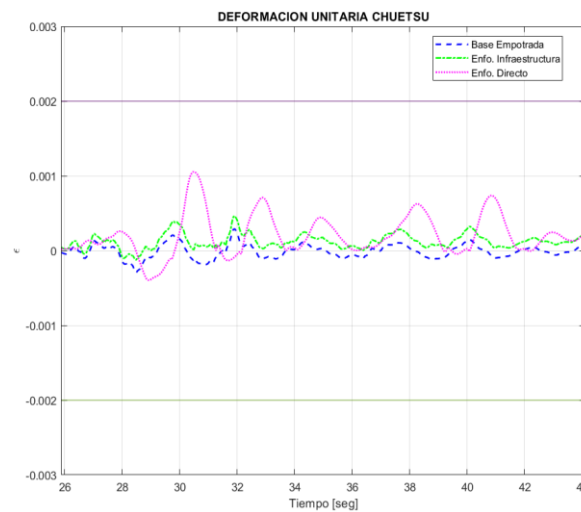


Figura 124

Deformaciones unitarias registro sísmico Christchurch sección B, sentido E-O

**Figura 125**

Deformaciones unitarias registro sísmico Chuetsu sección B, sentido E-O

**Figura 126**

Deformaciones unitarias registro sísmico Coalinga sección B, sentido E-O

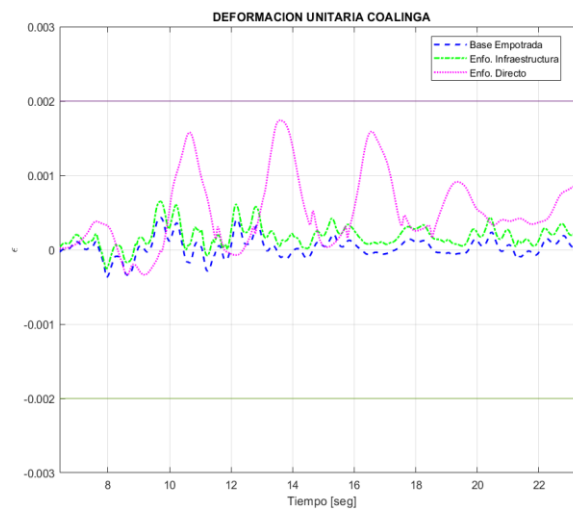
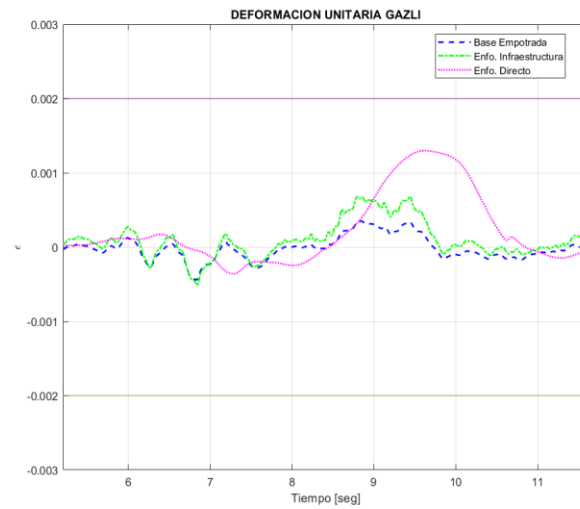
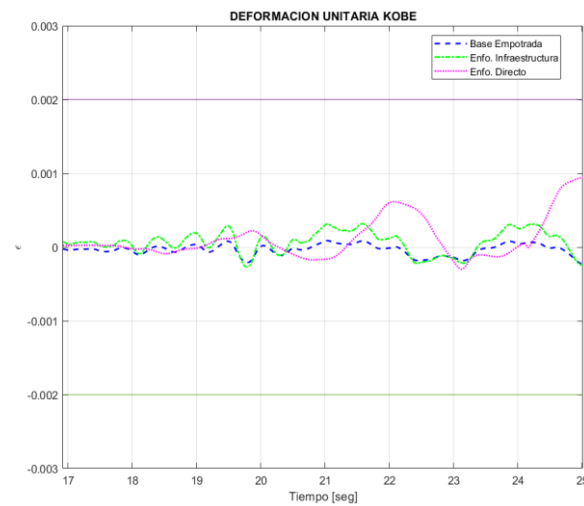


Figura 127

Deformaciones unitarias registro sísmico Gazli sección B, sentido E-O

**Figura 128**

Deformaciones unitarias registro sísmico Kobe sección B, sentido E-O

**Figura 129**

Deformaciones unitarias registro sísmico Landers sección B, sentido E-O

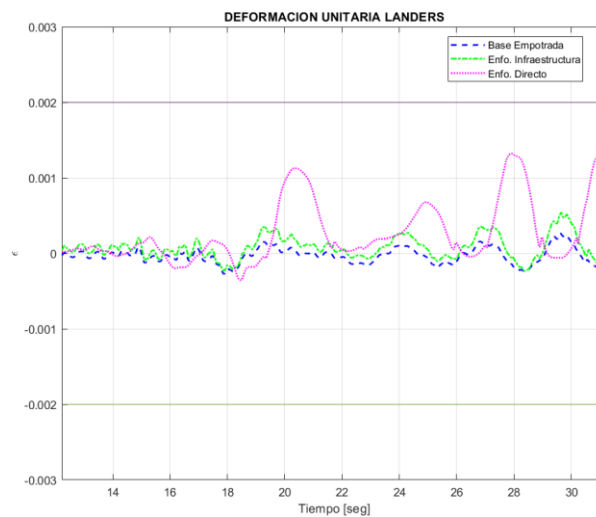
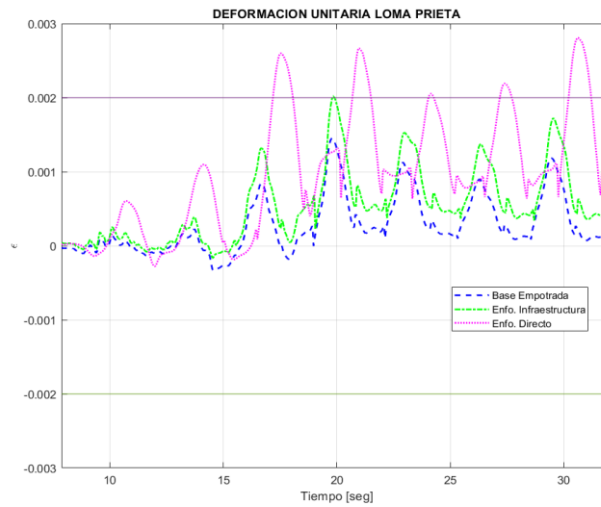
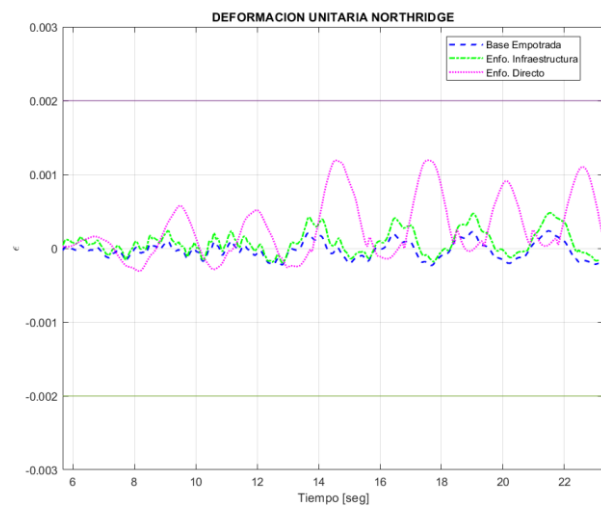


Figura 130

Deformaciones unitarias registro sísmico Loma Prieta sección B, sentido E-O

**Figura 131**

Deformaciones unitarias registro sísmico Northridge sección B, sentido E-O

**Figura 132**

Deformaciones unitarias registro sísmico Parkfield sección B, sentido E-O

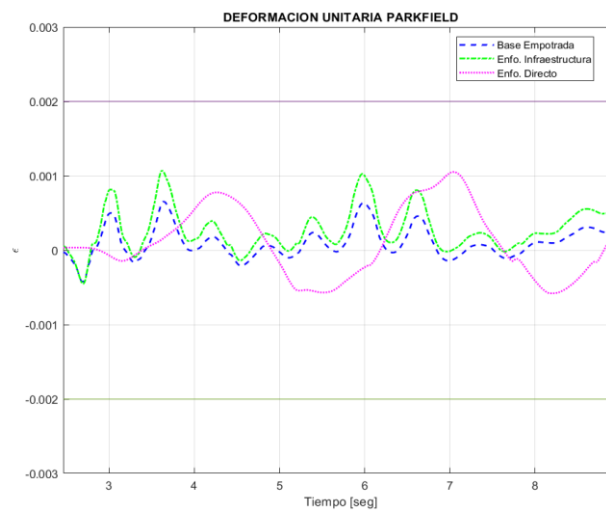
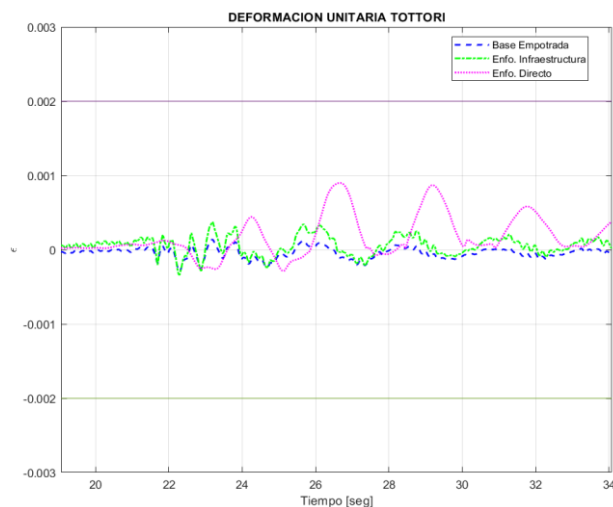


Figura 133

Deformaciones unitarias registro sísmico Tottori sección B, sentido E-O



Los resultados de deformaciones unitarias de la sección B (en el cabezal inferior), también presentan un notable comportamiento, puesto que se corrobora la importancia de la evaluación local de los efectos de la SSI, ya que el resultado de EDP de derivas, analizado anteriormente, es un control de desplazamientos que no permite conocer el estado integral de la edificación, que a pesar de que es un parámetro válido, no debe ser el único en el cual se fundamenta un análisis basado en desempeño.

Capítulo 5

Conclusiones y Recomendaciones

Conclusiones

Se logro generar modelos no lineales en los cuales la superestructura cuenta con una modelación basada en fibras, tanto los muros estructurales como los pórticos, los cuales reposan en su base con tres condiciones distintas: i) apoyos restringidos a 6 grados de libertad (modelo base empotrada), ii) sobre un conjunto de resortes que representan la rigidez de la interacción suelo cimentación (enfoque de la infraestructura) y iii) sobre un semiespacio de suelo no lineal elasto-plástico (enfoque directo); con el fin de presentar el mayor aporte de esta investigación, el cual es evaluar el desempeño de la estructura mediante deformaciones unitarias producidas en los cabezales de los muros estructurales con la incorporación de la SSI. Por tanto, en el modelo enfoque directo, el cual es el arquetipo más sofisticado de esta investigación, las deformaciones unitarias en promedio (0.00385) superaron el estado límite considerado en esta investigación para la sección A de los muros estructurales; hecho que permite se establezcan dos importantes conclusiones: se revela que en modelos matemáticos supra realistas, localmente los muros estructurales tienden a ser más demandados y se demuestra la importancia de evaluar las deformaciones unitarias en arquetipos que incluyan la SSI en razón de que no existen investigaciones previas que hayan analizado estos efectos.

En el modelo enfoque de la infraestructura se corrobora lo que se concluye anteriormente, dado que las deformaciones unitarias en promedio (0.00278) en la sección A de los muros estructurales sobrepasa el estado límite de fluencia, en tal razón se justifica completamente la evaluación local de los niveles de desempeño de los elementos estructurales en análisis de SSI.

Asimismo, se concluye que el arquetipo que simplifican la interacción que ocurre en la base de las estructuras no reportan adecuadamente estados limites

locales, que conllevaría a errores de estimación en los niveles de desempeño que una edificación requiere cumplir, dado que en el modelo de base empotrada se presentó en promedio un valor menor al estado límite con el cual se analizaron las deformaciones unitarias.

En la sección B del muro de corte se determina que las deformaciones unitarias promedio son mayores en los modelos que incorporan la SSI, siendo más crítico el modelo de enfoque directo; en consecuencia, se ratifica que los modelos SSI, que son más sensatos, capturan el correcto comportamiento de la edificación y es completamente razonable su aplicación.

Del análisis de derivas se reporta que se logró determinar el nivel de desempeño sísmico de cada modelo que se generó. Para esta cuantificación de desempeño se tomaron en cuenta los criterios del FEMA 356 (2000), con lo que se concluye que los tres modelos generados en sus dos direcciones principales cumplen con el objetivo básico de desempeño Seguridad de Vida para una amenaza sísmica básica de diseño con un periodo de retorno de 475 años. De lo anteriormente mencionado se acota que los modelos de SSI son los que mayor demanda de derivas reportaron, debido a las variaciones en la rigidez que sufren estos modelos, puesto que el valor del periodo fundamental también fue alterado y aumenta en los modelos que incorporan la SSI.

La incidencia de los efectos de SSI en las solicitaciones de momentos y cortes se evidencia en los análisis de las secciones A y B del muro estructural puesto que los modelos que consideran la SSI, aumentan la demandas en el elemento estructural entre un 2.9% a 17.83%, con lo que se concluye que la omisión de la SSI puede conllevar a realizar rediseños o reforzamientos en los elementos estructurales resistentes a cargas laterales. Además, se evidencia que el modelo enfoque directo es más sensible a la naturaleza de los registros, puesto que, en los registros impulsivos analizados, se determinaron variaciones en las respuestas de corte y momento, atenuando este efecto impulsivo y equilibrándolo; de igual forma

se demuestra que en el modelo enfoque directo se redistribuyen los momentos y cortes a lo largo del muro ya que en los modelos de base empotrada y enfoque de la infraestructura se observa un incremento de magnitud de cortes y momentos en los pisos más altos de la estructura, hecho que es coincidente con los resultados reportados en PEER/ATC 72-1 (2010) el cual investiga los efectos de rigidez de muros estructurales en edificaciones altas. El efecto que se genera en los resultados del modelo enfoque directo es el siguiente, se disminuyen las demandas en los pisos más altos, pero los redistribuye en las partes baja de la edificación incluyendo uno o dos pisos bajo el nivel más alto de subsuelos, por lo que en las optimizaciones de armado que se suelen practicar en edificaciones altas, se recomienda optimizar el armado de muros de corte a partir del segundo nivel confinado por sótanos hacia abajo.

Los tres modelos estudiados lograron captar respuestas coherentes y comparables entre sí; mayormente en el modelo de enfoque directo del cual se puede concluir que el modelo elastoplástico del suelo asumido se puede emplear en estudio de SSI, con lo que se valida la hipótesis generada por los autores en Borja et al. 1994, que planteaban que su modelo puede ser aplicable en análisis de SSI

Recomendaciones

La inclusión de los efectos de interacción suelo estructura pueden representar un costo computacional bastante importante, pero con la innovación de softwares y computadores de alta eficiencia se logra generar modelos con gran sofisticación para capturar respuestas estructurales que no se pueden observar en modelos convencionales, razón por la cual se recomienda realizar modelos realísticos que consideren todos los aspectos que interactúan en un sistema estructural para observar todo el panorama de comportamientos estructural cuando son estructuras de altura importante .

Se recomienda que la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE, acoja dentro de sus capítulos de Geotecnia y Diseño Sísmico, las consideraciones de Interacción Suelo-Estructura descritas en el FEMA P-2091, puesto que con la rapidez y capacidad computacional actual se pueden generar modelos de infraestructura que pueden ser suficientes para poder revisar el comportamiento estructura con los efectos de SSI.

En esta investigación se trató de que los modelos que integraron la SSI no intervengan en la amplificación o de-amplificación de los registros sísmicos ingresados, por tal razón se recomienda realizar un estudio de la influencia del suelo en la amplificación o atenuación de las señales de fuente cercana en los suelos de Quito.

Bibliografía

- ACI Committee 318. (2019). *318-19 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural*. American Concrete Institute.
- Aguiar, R. (2017). *Microzonificación Sísmica de Quito*. Quito: Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército.
https://www.researchgate.net/profile/Roberto-Aguiar/publication/277305703_Microzonificacion_Sismica_de_Quito
- Alvarado, A. (2012). *Neotectónica y Cinemática de la Deformación Continental en Ecuador*. Grenoble: Universidad de Grenoble.
- ASCE 7-16. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. American Society of Civil Engineers.
<https://doi.org/10.1061/9780784414248>
- Bohórquez, B., & Guamán, J. (2021). *Interacción dinámica suelo estructura del edificio del Ministerio de Agricultura y Ganadería-MAG*. Sangolquí: Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE.
- Borja, R., & Amies, A. (1994). Multiaxial Cyclic Plasticity Model For Clays. *Revista de Ingeniería Geotécnica* , 120(6), 1051–1070.
- Boussinesq, J. (1885). *Application des potentiels à l'étude de l'équilibre et du mouvement des solides élastiques* (Boussinesq J., Ed.; Vol. 1).
- Cañizares, F. (2017). *Selección de Ecuaciones de Atenuación (GMPEs) Compatibles con el Sistema de Fallas de Quito*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Cervera, M., & Oliver, J. (1995). Seismic Evaluation of Concrete Dams Via Continuum Damage Models. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24(6), 1225–1245.

- Chandrakant, D., & Musharraf, Z. (2014). *Advanced Geotechnical Engineering Soil-Structure Interaction Using Computer and Material Models* (Vol. 1, pp. 1–10). Florida: Taylor and Francis Group.
- Chávez, J. (2021). *Análisis de Interacción Suelo-Estructura Mediante un Ensayo de Pórtico a Escala en una Mesa Vibratoria Considerando un Suelo Típico de Quito*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Espinosa, A., & Carrión, J. (2019). *Influencia de la interacción suelo-estructura de cimentaciones superficiales en suelos no cohesivos en el comportamiento estructural de una edificación de 8 pisos y un subsuelo*. Quito: Universidad Central del Ecuador.
- FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency.
- FEMA P-2091. (2021). *A Practical Guide to Soil-Structure Interaction*.
www.ATCouncil.org
- Fernández, L., Tapia, E., & Dávalos, D. (2015). Respuesta Inelástica de Marcos de Acero con Interacción Inercial Suelo-Estructura. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 92(21).
- Gallardo, J., de la Llera, J., Santa María, H., & Chacón, M. (2021). Damage and sensitivity analysis of a reinforced concrete wall building during the 2010, Chile earthquake. *Engineering Structures*, 240.
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112093>
- Hutchinson, T., Chang, B., & Raychowdhury, P. (2006). Nonlinear Structure and Foundation Response During Seismic Loading: Dual Lateral Load Resisting Systems. *National Conference on Earthquake Engineering*, 8(6).

- Katrangi, M., Memarpour, M., & Yakhchalian, M. (2021). Assessment of the Seismic Performance and the Base Shear Contribution Ratios of the RC Wall-frame Dual System Considering Soil–Structure Interaction. *Journal of Earthquake Engineering*, 26(10). <https://doi.org/10.1080/13632469.2021.1871678>
- Kausel, E. (2010). Early history of soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(9), 822–832.
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2009.11.001>
- Kolozvari, K., Orakcal, K., & Wallace, J. (2015). *Shear-Flexure Interaction Modeling for Reinforced Concrete Structural Walls and Columns under Reversed Cyclic Loading*. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Li, M., Lu, X., Lu, X., & Ye, L. (2014). Influence of soil-structure interaction on seismic collapse resistance of super-tall buildings. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6(5), 477–485.
<https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2014.04.006>
- Lu, X., Xie, L., Guan, H., Huang, Y., & Lu, X. (2015). A shear wall element for nonlinear seismic analysis of super-tall buildings using OpenSees. *Finite Elements in Analysis and Design*, 98, 14–25.
<https://doi.org/10.1016/j.finel.2015.01.006>
- Marinelli, A. (2021). *Numerical simulation of shear tests on RC, FRC, prestressed HPFRC beams without shear reinforcement*. Turín: Politécnico de Turín.
- Menegotto, M., & Pinto, P. (1973). Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending. In *Instituto de Ciencia y Técnica de la Construcción* (pp. 15–21). Universidad de Roma.
<https://doi.org/10.5169/seals-13741>

- Mercado, J., Arboleda-Monsalve, L., Mackie, K., & Terzic, V. (2020). *Evaluation of Substructure and Direct Modeling Approaches in the Seismic Response of Tall Buildings*. Florida: Universidad de Florida Central.
- Monaño, A. (2017). *Informe de Mecánica de Suelos*.
- Mylonakis, G., & Gazetas, G. (2000). Seismic soil-structure interaction: Beneficial or detrimental? *Journal of Earthquake Engineering*, 4(3), 277–301.
<https://doi.org/10.1080/13632460009350372>
- Mylonakis, G., Syngros, C., Gazetas, G., & Tazoh, T. (2006). The role of soil in the collapse of 18 piers of Hanshin expressway in the Kobe earthquake. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35(5), 547–575.
<https://doi.org/10.1002/eqe.543>
- NEC-SE-CG. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Cargas (No Sísmicas)*. Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.
- NEC-SE-DS. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.
- NEC-SE-GC. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Geotécnica y Cimentaciones*. Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.
- NEC-SE-HM. (2015). *Norma Ecuatoriana de la Construcción Estructuras de Hormigón Armado*. Quito: Dirección de Comunicación Social MIDUVI.
- NIST. (2012). *Soil-Structure Interaction for Building Structures*. Gaithersburg: U.S. Department of Commerce.
- Pais, A., & Kausel, E. (1988). Approximate formulas for dynamic stiffnesses of rigid foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 7(4), 213–227.

PEER. (2010). *Ground Motion Database Web Application*.

<https://ngawest2.berkeley.edu/site>

PEER/ATC 72-1. (2010). *Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings*. www.ATCCouncil.org

Petracca, M. (2017). *Scientific TooKit for OpenSees*.

Petracca, M., Pelà, L., Rossi, R., Zaghi, S., Camata, G., & Spacone, E. (2017).

Micro-scale continuous and discrete numerical models for nonlinear analysis of masonry shear walls. *Construction and Building Materials*, 149, 296–314.

<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.130>

Prat, P. (2006). *Ecuaciones Constitutivas Elasticidad y Plasticidad*. Barcelona:

Universidad Politècnica de Catalunya.

Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2000). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia: Instituto Universitario de Estudios Superiores de Pavia.

Tang, Y., & Zhang, J. (2011). Probabilistic seismic demand analysis of a slender RC shear wall considering soil-structure interaction effects. *Engineering Structures*, 33(1), 218–229. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.10.011>

Thomsen, J., & Wallace, J. (1995). *Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Structural Walls: An Experimental Investigation of Walls with Rectangular and T-Shaped Cross-Sections*. Clarkson: Universidad de Clarkson.

u <(without license from IHS Report on Foundations for Dynamic Equipment. (2018).

<http://concrete.org/Publications/>

Vera, X., Ordóñez, J., & Avilés, A. (2017). *Análisis de Peligro Sísmico*.

Wang, G., & Sitar, N. (2006). *Nonlinear Analysis of a Soil-Drilled Pier System under Static and Dynamic Axial Loading*. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center.

APÉNDICES