



UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**TRABAJO EXPERIMENTAL PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERA CIVIL**

TEMA:

**ANÁLISIS DEL EFECTO HIDRODINÁMICO DE LÍQUIDOS EN
MOVIMIENTO APLICADO A EDIFICIOS CON PISCINAS EN AZOTEAS
SOMETIDOS A SISMOS INTENSOS**

AUTORA: Viviana Elizabeth Rumipamba Pullugando

TUTOR: Ing. Wilson Santiago Medina Robalino

AMBATO – ECUADOR

Enero – 2021

CERTIFICACIÓN

En mi calidad de tutor del Trabajo experimental, previo a la obtención del título de Ingeniero Civil, con el tema: “ANÁLISIS DEL EFECTO HIDRODINÁMICO DE LÍQUIDOS EN MOVIMIENTO APLICADO A EDIFICIOS CON PISCINAS EN AZOTEAS SOMETIDOS A SISMOS INTENSOS” elaborado por la Srta. Viviana Elizabeth Rumipamba Pullugando, portadora de la cédula de ciudadanía: 0202188827, estudiante de la Carrera de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica.

Certifico:

- Que el presente trabajo experimental es original de su autor.
- Ha sido revisado cada uno de sus capítulos componentes.
- Esta concluido en su totalidad.

Ambato, Enero 2021



Ing. Wilson Santiago Medina Robalino

TUTOR

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

Yo, Viviana Elizabeth Rumipamba Pullugando, con C.I. 020218882-7 declaró que todas las actividades y contenidos expuestos en el presente trabajo experimental con el **“ANÁLISIS DEL EFECTO HIDRODINÁMICO DE LÍQUIDOS EN MOVIMIENTO APLICADO A EDIFICIOS CON PISCINAS EN AZOTEAS SOMETIDOS A SISMOS INTENSOS”**, así como también los análisis, gráficos, conclusiones y recomendaciones son de mi exclusiva responsabilidad como autora de la investigación, a excepción de las referencias bibliográficas citadas en el mismo.

Ambato, Enero 2021



Viviana Elizabeth Rumipamba Pullugando

C.I.: 0202188827

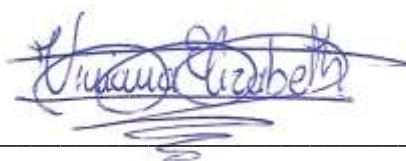
AUTORA

DERECHOS DE AUTOR

Autorizo a la Universidad Técnica de Ambato, para que haga de este Trabajo Experimental o parte del, un documento disponible para su lectura, consulta, y proceso de investigación, según las normas de la institución.

Cedo mis derechos en línea patrimoniales de mi Trabajo Experimental con fines de difusión pública, además apruebo la reproducción de este documento dentro de las regulaciones de la Universidad, siempre y cuando esta reproducción no suponga una ganancia económica y se realice respetando mis derechos de autor.

Ambato, Enero 2021



Viviana Elizabeth Rumipamba Pullugando

C.I.: 0202188827

AUTOR

APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO

Los miembros del Tribunal de Grado aprueban el informe del Trabajo Experimental, realizado por la estudiante Viviana Elizabeth Rumipamba Pullugando, de la carrera de Ingeniería Civil bajo el tema: “ANÁLISIS DEL EFECTO HIDRODINÁMICO DE LÍQUIDOS EN MOVIMIENTO APLICADO A EDIFICIOS CON PISCINAS EN AZOTEAS SOMETIDOS A SISMOS INTENSOS”.

Ambato, Enero 2021

Para constancia firman:



Ing. M.Sc. Suquillo Ronquillo Betzabeth Jessenia

Miembro del Tribunal



Ing. Mg. Navarro Peñaherrera Carlos Patricio

Miembro del Tribunal

DEDICATORIA

Al ser Supremo, único dueño de todo saber y verdad, por iluminarme durante el desarrollo de este trabajo y por permitirme finalizarlo con éxito.

A mi madre Norma Pullugando, a quien le debo toda mi vida, le agradezco el cariño, ternura y su comprensión, a usted quien ha sabido formarme con buenos sentimientos, hábitos y valores, lo cual me ha ayudado a salir adelante buscando siempre el mejor camino, por su apoyo incondicional y el esfuerzo diario que realiza por brindarme una buena educación.

Los esfuerzos mayores, por más individuales que parezcan, siempre están acompañados de apoyos imprescindibles para lograr concretarlos.

A mis hermanos a quienes considero mis mejores amigos, en quienes tuve el mayor ejemplo de superación a seguir, en este largo camino.

A mis sobrinas Samantha y Raphaella, por enseñarme el verdadero amor y responsabilidad que se pueda dar uno hacia los demás; compartiendo hermosos momentos, especialmente en este último tramo de mi vida universitaria.

AGRADECIMIENTO

En esta oportunidad, mi agradecimiento a mi Tutor de Tesis, Ing. Wilson Santiago Medina Robalino; por su oportuna, precisa e instruida orientación para el logro del presente trabajo.

Al Ing. M.Sc. Christian Medina por su desinteresada forma de compartir su sabiduría.

A la Universidad Técnica de Ambato, por haberme acogido en sus aulas y formarme un profesional capaz de servir a la sociedad de manera honesta y eficiente.

ÍNDICE DE CONTENIDO

CERTIFICACIÓN	i
AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN	iii
DERECHOS DE AUTOR	iv
APROBACIÓN DEL TRIBUNAL DE GRADO	v
DEDICATORIA	vi
AGRADECIMIENTO	vii
RESUMEN EJECUTIVO	xv
ABSTRACT SUMMARY	xvi
CAPITULO I.- MARCO TEÓRICO	1
1.1 Antecedentes Investigativos	1
1.1.1 Antecedentes	1
1.1.2 Justificación.....	4
1.1.3 Fundamentación Teórica	6
1.1.4 Hipótesis.....	45
1.2 Objetivos	45
1.2.3 Objetivo General	45
1.2.4 Objetivos Específicos	45
CAPÍTULO II.- METODOLOGÍA.	46
2.1 Nivel O Tipo De Investigación.	46
2.2 Materiales Y Equipos	47
2.3 Población Y Muestra.....	47
2.3.1 Población.....	47
2.3.2 Muestra.....	47
2.4 Métodos.....	48
2.4.1 Plan De Recolección De Datos	48

2.4.2	Plan De Procesamiento Y Análisis De Información.	48
2.5	Materiales Y Secciones	51
2.6	Análisis Lineal Elástico De Fuerza Lateral Equivalente Y Modal-Espectral.	77
2.7	Análisis No Lineal De Historia De Respuesta	85
2.8	Cargas De Agua	108
CAPÍTULO III.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN		122
3.1	Análisis y discusión de los resultados.....	122
3.1.1	Resultados analisis lineal	122
3.1.1.1	Período de vibración	122
3.1.1.2	Torsión en planta.....	124
3.1.1.3	Cortante basal estático vs. Cortante basal dinámico:.....	125
3.1.1.4	Límite permisible de las derivas de los pisos.....	130
3.1.2	Resultados analisis no lineal	133
3.1.2.1	Cortante basal máximo y residual.....	133
3.1.2.2	Desplazamientos	136
3.1.2.3	Límite permisible de las derivas de los pisos.....	141
3.1.2.4	Velocidades máximas	144
3.1.2.5	Aceleraciones máximas	146
3.1.2.6	Mecanismo de daño.	149
3.1.2.7	Grado de incursión inelástica.....	155
3.1.2.8	Distribución energética.	159
3.2	Verificación de hipótesis.....	163
CAPITULO IV.-CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		164
4.1	Conclusiones	164
4.2	Recomendaciones	166
BIBLIOGRAFÍA		167

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Valores de amortiguamiento recomendados.....	16
Tabla 2 Combinación de carga.....	18
Tabla 3 Valores de Factor de Reducción de Respuesta (R) Normativas internacionales.....	21
Tabla 4 Factor de reducción de respuesta para estructuras diferentes a las de edificación NEC.....	21
Tabla 5 Factor de factor de importancia I, según Normativa Internacional.....	22
Tabla 6 Factor de factor de importancia, I según NEC.....	22
Tabla 7 Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño.....	34
Tabla 8 Niveles de desempeño de las estructuras.....	36
Tabla 9 Control de daño y niveles de desempeño para edificios.....	37
Tabla 10 Identificación niveles de desempeño Etabs.....	38
Tabla 11 Niveles de desempeño de una estructura según la intensidad sísmica.....	38
Tabla 12 Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: vigas de hormigón armado.....	41
Tabla 13 Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: columnas de hormigón armado.....	42
Tabla 14 Niveles de Amenaza Sísmica según Visión 2000.....	43
Tabla 15 Niveles de Amenaza Sísmica según ATC-40.....	44
Tabla 16 Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales (ATC, 1996).	44
Tabla 17 Niveles de amenaza sísmica según NEC.	45
Tabla 18 Propiedades lineales y no lineales del hormigón.	52
Tabla 19 Propiedades lineales y no lineales del acero.....	53
Tabla 20 Carga muerta losa.....	60
Tabla 21 Carga muerta de pared.....	61
Tabla 22 Carga muerta de pared Resumen.....	62
Tabla 23 Carga muerta: Pesos de los Materiales.....	63
Tabla 24 Resumen de cargas.....	64
Tabla 25 Propiedades Elementos área.....	68
Tabla 26 Características Columnas.....	69
Tabla 27 Características de Vigas.....	69

Tabla 28 Recubrimiento para elementos de concreto contruidos en sitio no preesforzados.....	71
Tabla 29 Valores efectivos de rigidez para elementos de concreto.	71
Tabla 30 Estimación Espectro de Respuesta Sísmica	77
Tabla 31 Resumen de la Carga Sísmica de todos los modelos	78
Tabla 32 Registros Sísmicos seleccionados	86
Tabla 33 Factor de Escala para el ajuste espectral	97
Tabla 34 Rango en el cual debe estar el Espectro objetivo	99
Tabla 35 Resumen de los parámetros para el amortiguamiento de Rayleigh	102
Tabla 36 Factor de Escala Caso T-H.....	102
Tabla 37 Resumen de los parámetros para el amortiguamiento de Rayleigh	103
Tabla 38 Determinación del área necesaria para cada resorte	114
Tabla 39 Distribución de la rigidez K	117
Tabla 40 Determinación de áreas de resortes	117
Tabla 41 Distribución masa Impulsiva	121
Tabla 42 Comparación Resultados de Periodos de Vibración	122
Tabla 43 Comparación de Cuantificación de materiales por modelo	123
Tabla 44 Comparación Resultados de Torsión en planta.....	124
Tabla 45 Comparación Resultados de Cortante Basal Estático vs Dinámico	127
Tabla 46 Desplazamientos máximos Análisis lineal.....	129
Tabla 47 Derivas Máximas Análisis Lineal	132
Tabla 48 Cortante Basal Máximo y Residual por Evento Sísmico.....	135
Tabla 49 Valores Máximos de Cortante Basal.....	135
Tabla 50 Desplazamiento Máximo y Residual por Evento Sísmico.....	138
Tabla 51 Valores Máximos de Desplazamientos	138
Tabla 52 Desplazamientos máximos para el Análisis No Lineal.....	140
Tabla 53 Derivas Máximas Análisis No Lineal	143
Tabla 54 Velocidad Máxima por Evento Sísmico	145
Tabla 55 Aceleración Máxima por Evento Sísmico.....	148
Tabla 56 Nivel de desempeño Evento Petrolia	150
Tabla 57 Nivel de desempeño Evento Northern Norcia	152
Tabla 58 Nivel de desempeño Evento Imperial Valley N-S	154
Tabla 59 Resultados del Diagrama Momento-Rotación Evento.....	158

Tabla 60 Resultados Máximos de Distribución Energética	163
---------------------------------------------------------------------	-----

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 Fotografías de la Infinity Pool del Hotel Marina Bay Sands.....	3
Figura 2 Render de “Infinity London”	4
Figura 3 Modelo dinámico de contenedores de líquido.....	7
Figura 4 Presión Hidrostática en tanques.....	10
Figura 5 Modelo dinámico de tanques contenedores de líquido.....	12
Figura 6 Descripción cualitativa de la distribución de la presión hidrodinámica en la pared y la base del tanque.	14
Figura 7 Idealización de dos masas para tanque elevado.....	15
Figura 8 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones	19
Figura 9 Proceso de Análisis Dinámico No Lineal.....	23
Figura 10 Aceleración evento Northern Norcia Dirección E-O	25
Figura 11 Amortiguamiento de Rayleigh.....	30
Figura 12 Variación de las fracciones de amortiguamiento modal con la frecuencia natural.....	31
Figura 13 Curva de deformación y niveles de desempeño.	39
Figura 14 Definición de las propiedades lineales y no lineales del hormigón.....	51
Figura 15 Definición de las propiedades lineales del acero.....	53
Figura 16 Render de la estructura analizada	54
Figura 17 Nivel +0.00m al Nivel +37.62 m.....	55
Figura 18 Nivel +39.62 m (Losa Maciza Piscina)	56
Figura 19 Nivel +41.62m.....	57
Figura 20 Nivel +45.04 m.....	58
Figura 21 Tablero Crítico.....	58
Figura 22 Cuantificación de cargas en la losa.....	59
Figura 23 Distribución arquitectónica.....	60
Figura 24 Tablero Crítico.....	65
Figura 25 Recubrimiento	67
Figura 26 Tablero Crítico.....	67
Figura 27 Resumen de secciones usadas.....	72

Figura 28	Definición de Espectro de Respuesta Sísmica.....	79
Figura 29	Datos de fuente de masa	80
Figura 30	Definición de patrones de carga	80
Figura 31	Definición de cargas dinámicas	82
Figura 32	Desplazamiento resultante y componentes modales	82
Figura 33	Definición de caso modal	83
Figura 34	Factor de Zona Rígida	83
Figura 35	Procedimiento para rigidizar las uniones viga-columna.....	84
Figura 36	Espectro Elástico Sin reducir.....	85
Figura 37	Acelerogramas seleccionados.....	87
Figura 38	Diagrama de Husid.	90
Figura 39	Duración Significativa.	92
Figura 40	Acelerograma y espectro escalados	94
Figura 41	Ajustes espectrales de acelerogramas.....	98
Figura 42	Caso Modal.....	99
Figura 43	Definición de Rampa Gravitacional	100
Figura 44	Caso Gravitacional	101
Figura 45	Definición de amortiguamiento de Rayleigh.....	101
Figura 46	Definición de amortiguamiento de Rayleigh.....	103
Figura 47	Casos de carga para el análisis Tiempo Historia	104
Figura 48	Definición de rótulas plásticas en vigas	105
Figura 49	Características para rótulas plásticas en vigas.....	106
Figura 50	Definición de rótulas plásticas en columnas.....	106
Figura 51	Características para rótulas plásticas en columnas.	107
Figura 52	Características para rótulas plásticas en columnas y vigas.....	107
Figura 53	Mallado de la piscina.	108
Figura 54	Disposición de carga hidrostática sobre el fondo de la piscina	109
Figura 55	Asignación de carga hidrostática en el fondo de la piscina.....	109
Figura 56	Presión Hidrostática en tanques en paredes.....	109
Figura 57	Asignación de carga hidrostática en el fondo de la piscina.....	110
Figura 58	Disposición de carga hidrostática sobre el fondo de la piscina	111
Figura 59	Configuración de la piscina	111
Figura 60	Disposición de carga hidrostática sobre el fondo de la piscina	112

Figura 61 Distribución de resortes en AutoCAD.....	116
Figura 62 Definición de Resorte Superior y Resorte Inferior.....	118
Figura 63 Modelación de los resortes	119
Figura 64 Asignación de masa Convectiva.....	120
Figura 65 Asignación de masa Impulsiva.....	121
Figura 66 Resultados de Cortantes.....	126
Figura 67 Resultados de Desplazamientos.....	128
Figura 68 Comparación Desplazamientos Análisis Lineal.....	129
Figura 69 Resultados de Derivas	131
Figura 70 Cortante máximo y residual de cada modelo del Análisis Tiempo -Historia	133
Figura 71 Desplazamiento máximo y residual de cada modelo del Análisis Tiempo Historia.....	136
Figura 72 Resultados de Desplazamientos.....	139
Figura 73 Comparación Desplazamientos Análisis No Lineal	140
Figura 74 Resultados de Derivas de modelos del Análisis Tiempo-Historia	142
Figura 75 Velocidad máxima de cada modelo del Análisis Tiempo -Historia.....	144
Figura 76 Aceleración máxima de cada modelo del Análisis Tiempo Historia.....	147
Figura 77 Mecanismo de daño Evento Petrolia	149
Figura 78 Mecanismo de daño Evento Northern Norcia	151
Figura 79 Mecanismo de daño Evento Imperial Valley	153
Figura 80 Diagrama Momento-Rotación Evento Petrolia	155
Figura 81 Diagrama Momento-Rotación Evento Northern Norcia	156
Figura 82 Diagrama Momento-Rotación Evento Imperial Valley.....	157
Figura 83 Distribución Energética	160

RESUMEN EJECUTIVO

En el presente trabajo de investigación se construyeron modelos matemáticos tridimensionales basados en elementos finitos de un edificio porticado regular de 12 niveles en concreto reforzado, considerando los efectos hidrodinámicos y sin incluirlos, con fines comparativos. Las cargas hidrostáticas e hidrodinámicas se establecieron según la Norma ACI 350.3-06 en base al modelo desarrollado por Newmark – Rosenblueth. En la definición de la demanda sísmica se utilizó el espectro de diseño de la NEC-SE-DS 2015 y 3 pares de acelerogramas debidamente seleccionados, escalados y ajustados al espectro de diseño.

El estudio comparativo se lo realiza aplicando análisis lineal elástico de fuerza lateral equivalente (FLE) y modal-espectral, así como también se evalúa la respuesta dinámica de los modelos aplicando análisis no lineal de respuesta en el tiempo (NLRHA).

Los resultados obtenidos muestran que al incorporar el efecto hidrodinámico en los modelos, se observan variaciones considerables en los parámetros modales como períodos de vibración. Adicionalmente, se produce un incremento de fuerzas, desplazamientos, velocidades y aceleraciones; así como un mayor grado de daño y número de elementos estructurales que incursionan inelásticamente.

Palabras clave: Efecto hidrodinámico, Análisis No Lineal, Tanques en estructuras.

ABSTRACT SUMMARY

In the present research work three-dimensional mathematical models based on finite elements of a regular 12 level arched building in reinforced concrete were constructed, considering the hydrodynamic effects and not including them, for comparative purposes. The hydrostatic and hydrodynamic loads were established according to the ACI 350.3-06 Standard based on the model developed by Newmark - Rosenblueth. In defining the seismic demand, the design spectrum of the NEC-SE-DS 2015 and 3 pairs of accelerograms duly selected, scaled and adjusted to the design spectrum were used.

The comparative study is carried out by applying linear elastic analysis of equivalent lateral force (FLE) and modal-spectral, as well as the dynamic response of the models is evaluated by applying Nonlinear Response History Analysis (NLRHA).

The results obtained show that when incorporating the hydrodynamic effect in the models, considerable variations are observed in the modal parameters such as periods. Additionally, there is an increase in forces, displacements, velocity and accelerations; as well as a greater degree of damage and the number of structural elements that enter inelastically.

Keywords: Hydrodynamic effect, Nonlinear Analysis, Tanks in structures.

CAPITULO I.- MARCO TEÓRICO

1.1 ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

1.1.1 ANTECEDENTES

Debido al nivel de complejidad de los métodos analíticos y semi analíticos estos resultan limitados en la resolución de problemas de agitación tomando en cuenta tanto la geometría involucrada como las excitaciones, razón por la cual una amplia variedad de soluciones numéricas han sido desarrolladas para la resolución de situaciones hidrodinámicas reales a lo largo de la historia [1].

La primera solución de tal problema fue la de Westergaard (1933), quien determinó las presiones en una presa rectangular sometida a aceleración horizontal. Jacobsen (1949) resolvió el problema correspondiente para un tanque cilíndrico que contenía fluido y para un tanque cilíndrico rodeado de fluido. Werner y Sundquist (1949) extendieron el trabajo de Jacobsen para incluir un recipiente rectangular, un canal semicircular, un canal triangular y un hemisferio. Graham y Rodríguez (1952) dieron un análisis muy completo de las presiones impulsivas y convectivas en las caras de las presas [2].

En 1954 y 1955 G. W. Housner mediante el Bolletín of the Seismological Society of America en California publica “Earthquake Pressures on Fluid Container” y “Dynamic Pressures on Accelerated Fluid Containers”. En estos artículos inéditos se empezó a considerar el efecto del oleaje en las construcciones, pero no es hasta 1963 donde Housner constituye el modelo Masa- Resorte (Mass Spring Model) o Modelo mecánico equivalente [3].

A partir de la mitad del siglo XX recibió gran relevancia el estudio del fenómeno de interacción fluido – estructura. Se desarrollaron modelos mecánicos simplificados los cuales simulaban con bastante exactitud el comportamiento de los contenedores y del líquido almacenado, frente a acciones dinámicas, debido a que hasta eso momento los métodos computacionales estaban poco desarrollados y su coste y tiempo de cálculo eran bastante elevados [3].

A lo largo de los años se ha ido ajustando este modelo a las diferentes condiciones ya sean paredes rígidas (como concreto) o paredes flexibles (contenedores de pared delgada) aproximándolos aún más a los resultados reales con la aplicación del Método

de Elementos Finitos (FEM) y recientemente el Método de Elementos Finitos y Partículas (PFEM) [3].

A partir de las investigaciones de George W. Housner diferentes normativas decidieron adaptar su método y tomarlo como base, como por ejemplo la norma ACI 350.3-06 “DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS CONTENEDORAS DE LÍQUIDOS” que tiene por objetivo proveer al ingeniero un procedimiento autónomo y práctico que le permita llevar a cabo un análisis sísmico completo de las estructuras de hormigón armado contenedoras de líquidos sometidas a cargas sísmicas, al igual que otras normas, tales como: Eurocode 8, API650, CFE, etc. [3].

Pero no fue hasta el terremoto de Chile en 1960 cuando inicio una amplia investigación sobre el análisis sísmico de los tanques y correcciones al método de Housner, debido a los daños a gran escala en contenedores de líquidos que se presentó en este evento telúrico[3].

Una de las más importantes correcciones al método de George W. Housner la realizaron Newmark y Rosenblueth en 1976 en su libro “Fundamentos de Ingeniería Sísmica” del cual de tomaron las ecuaciones para la presente investigación [3].

Entre las investigaciones realizadas a partir de las contribuciones Newmark y Rosenblueth tenemos:

Battaglia y col. en 2012 realizaron la Simulación numérica de la agitación en tanques de almacenamiento de líquidos mediante una estrategia lagrangiana-euleriana arbitraria con la finalidad de resolver numéricamente problemas de agitación en tanques que contienen líquidos viscosos, incompresibles y de comportamiento newtoniano proporcionando para el presente trabajo datos de Acelerograma y desplazamiento relativo de los nodos extremos del tanque sometido a aceleraciones sísmicas [1].

En el año 2015 Hernández y sus col. presentaron su investigación sobre el Efecto del oleaje no lineal en tanques de almacenamiento sometidos a sismos intensos, donde se propuso una técnica numérica para comparan los efectos de las condiciones hidrodinámicas no lineales en la respuesta, en tanques cilíndricos y rectangulares con dimensiones geométricas comunes en la práctica profesional. sometidos a movimientos sísmicos registrados en la ciudad de México en septiembre de 1985 [4]. Del mencionado estudio se tomó en consideración la conclusión de que el efecto no lineal del oleaje puede considerarse despreciable en la cuantificación de la fuerza

cortante en el tanque rectangular y para el caso del tanque cilíndrico la fuerza cortante no lineal es más importante [4].

En 2016, Martínez desarrollo el Diseño sísmico de un tanque elevado en Costa Rica, el esquema propuesto para el depósito se basó en una curva de histéresis tipo «flag», que permitió acotar con claridad el cortante y por lo tanto el momento máximo que la acción sísmica impone en la torre y su cimentación. Este diseño se realizó tomando en cuenta el Método de Housner 1963 proporcionando al presente trabajo experimental conceptos del método además de resultados del modelo de dos grados de libertad con amortiguamientos del 5% y del 2,5% en el software ANSYS [5].

Un ejemplo de piscinas en azoteas en la actualidad es la Infinity Pool del Hotel Marina Bay Sands en Singapur, diseñada por el arquitecto Moshe Safdie que se terminó de construir en 2010. La piscina es una estructura de acero inoxidable con un peso aproximado 19100 kg, tiene 151 metros de largo y se destaca como la piscina al aire libre más grande del mundo a una altura de 200 m, con un impresionante borde de fuga de 145 m usando el concepto llamado piscina infinita. Tiene una capacidad de 1425 m³ de agua y 3.900 personas [6].

Figura 1 Fotografías de la Infinity Pool del Hotel Marina Bay Sands



Fuente: Adrián Koh/ milk photographie

Otro ejemplo de este tipo de construcciones diseño de piscina de vanguardia la piscina infinita de 360 grados o también conocida como “Infinity London” que tiene planeada su construcción en el año vigente en Londres sobre un edificio de 55 pisos, fue diseñada por Alex Kemsley. La piscina estará a una altura mayor a los 200 m, tendrá una capacidad de 600 m³ [7].

Figura 2 Render de “Infinity London”



Fuente: National Geographic en Español

1.1.2 JUSTIFICACIÓN

Los principales problemas hidrodinámicos de interés en ingeniería sísmica a nivel mundial incluyen las presiones dinámicas en presas, tanques y piscinas, la vibración de estructuras sumergidas y la transición de ondas. Cuando se estudian las presiones este tipo de estructuras se suele despreciar el efecto del oleaje, pero la compresibilidad del agua es importante [8]. En particular, la agitación de fluidos en piscinas que sufren una excitación producto de acciones sísmicas induciendo la variación de las aceleraciones en distintas direcciones [1].

En la literatura se han reportado daños severos en estructuras contenedoras de líquidos durante eventos sísmicos como los de Alaska (1964), Nigata (1964), California (1980), Colinga (1983), Northridge (1994) y Kocaeli (1999). Uno de los casos más memorables es presentado en el texto de: “Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud de la Organización Panamericana de la salud 2004” atribuyendo esta falla a una concentración de masas en el último nivel [3], [9].

En la actualidad la construcción de piscinas en azoteas de edificaciones con proyección a crecimiento vertical está suponiendo una tendencia en auge, pero en la práctica cotidiana de la ingeniería no se toma en cuenta la modelación de la piscina y solo se

hace un diseño con las presiones estáticas, sin considerar el comportamiento que tienen los líquidos dentro de un contenedor ante excitaciones dinámicas [3].

En países Sudamericanos como Colombia se desarrollan modelos hidrodinámicos que permiten representar las características y el comportamiento de los líquidos ante situaciones de emergencia como sismos intensos. Estos modelos de la hidrodinámica de un cuerpo de agua se han convertido en un instrumento que permite obtener resultados cuantitativos puntuales como la forma de la lámina de agua, las variaciones del caudal, la elevación de la superficie libre, la presión, etc. [10].

Ecuador se encuentra dentro del denominado Cinturón de Fuego del Pacífico, por lo es un territorio sísmicamente activo que históricamente ha sido afectado por numerosos terremotos destructivos, tales como el de 1906, que alcanzó una magnitud de 8.8, el sismo de Bahía de Caráquez en agosto de 1997 con una magnitud de 7.1, y que dejó en evidencia ciertos problemas relacionados al diseño sismorresistente, lo que ha provocado que no se le preste la atención debida a esta problemática [11], [12].

Si bien es cierto que en nuestro país existe una Norma de la Construcción esta no menciona la metodología para el diseño sísmico de estructuras de concreto contenedoras de líquido, también lo es el hecho que los estudios acerca del tema en el país son escasos remitiéndose únicamente a normativas internacionales como es ACI 350.3-06 (USA), Reglamento EUROCÓDIGO 8 – 2004 (Europa), Reglamento IBC 2012 y Reglamento IITK – GSDMA – 2007 (India) [3], [13].

La ciudad Ambato se ha categorizado por la Normativa Ecuatoriana de la Construcción como un lugar de alto peligro sísmico debido a la influencia que tiene el proceso de subducción y al sistema de fallas geológicas activas que la atraviesan [13], [14].

Estas razones dan lugar a que la presente investigación se justifique al analizar el efecto hidrodinámico de líquidos en movimiento aplicado a edificios con piscinas en azoteas sometidos a sismos intensos.

1.1.3 FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

En la Normativa ACI 350.3-06 (DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS CONTENEDORAS DE LÍQUIDOS) reconoce que el análisis sísmico de estructuras contenedoras de líquido sujetas a aceleración horizontal, deben incluir las fuerzas de inercia generadas por la aceleración propia de la estructura y las fuerzas hidrodinámicas generadas por la aceleración horizontal del líquido contenido [15].

1.1.3.1 MODELO MECÁNICO EQUIVALENTE

El método de Newmark y Rosenblueth basado en Housner 1963) es un modelo dinámico equivalente también conocido como modelo Masa – Resorte (Mass Spring Model) considerado como el más adecuado para representar el comportamiento hidrodinámico.

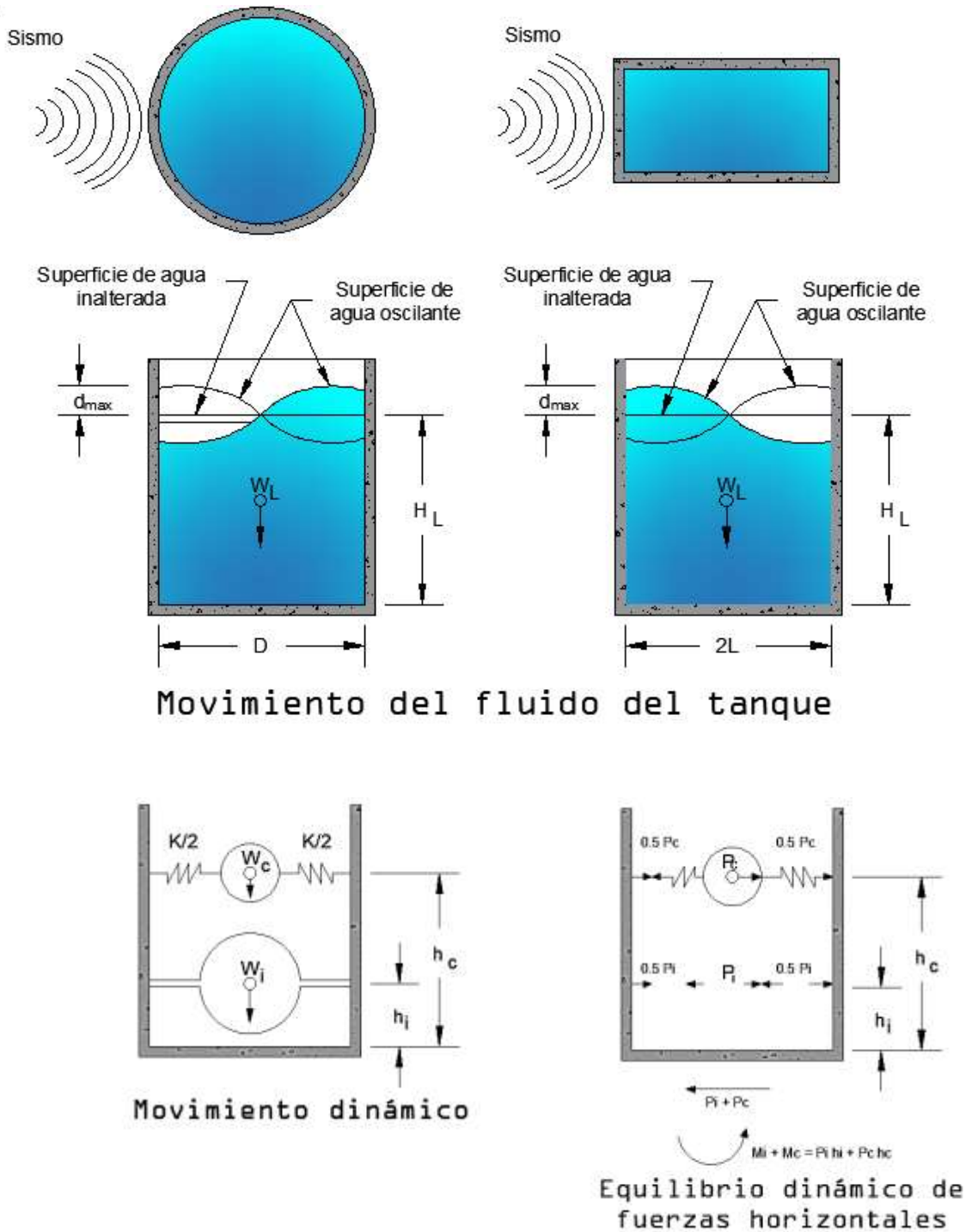
En modelo plantea que cuando un tanque conteniendo líquido con superficie libre está sometido a un movimiento sísmico horizontal, la pared del depósito y el líquido sufren una aceleración horizontal [3], [16]–[18].

El líquido de la región inferior del tanque se comporta como una masa rígidamente conectada a la pared del depósito. Esta masa del líquido se denomina masa impulsiva, y se acelera con la pared induciendo presiones hidrodinámicas sobre la pared del depósito y también sobre su base o fondo, que deberán añadirse a las presiones hidrostáticas del líquido [3], [16].

La masa de líquido de la región superior del depósito es la que sufre el oleaje de la superficie libre, denominándose masa líquida convectiva, ejerciendo también presiones hidrodinámicas convectivas sobre las paredes y fondo. Sin embargo, la masa convectiva requiere de espacio de resguardo, para acomodar los desplazamientos verticales de rebalse [3], [5], [16].

Este modelo ha sido aceptado por expertos por más de 30 años.

Figura 3 Modelo dinámico de contenedores de líquido.



Fuente: ACI 350.3-06 (Diseño Sísmico de Estructuras Contenedoras de Líquidos)

En este modelo, W_i representa el resultado del efecto de las presiones sísmicas impulsivas en los muros del estanque. W_c representa la resultante de las presiones por batimiento (chapoteo) de los líquidos[2], [15], [19].

W_i está sujeta rígidamente a las paredes del estanque a una altura h_i desde el fondo del estanque, que corresponde a la posición de la resultante de la fuerza impulsiva p_i . W_i se mueve con las paredes del estanque, como respuesta al movimiento del suelo (el fluido se asume incompresible) [2], [15], [19].

Las presiones impulsivas son generadas por las aceleraciones sísmicas de los muros del estanque, así, la fuerza P_i es igualmente dividida en: fuerzas de presión del fluido acelerado hacia las paredes y una fuerza de succión del fluido acelerado hacia fuera de las paredes [2], [15], [19].

Durante un sismo, la fuerza P_i cambia de dirección muchas veces por segundo, lo que corresponde a un cambio de dirección de la aceleración de la base; el momento volcante generado por P_i es, con frecuencia, inefectivo al intentar volcar el estanque [2], [15], [19].

W_c es la masa equivalente del fluido oscilante que produce las presiones convectivas en las paredes del estanque con la fuerza resultante P_c , que actúa a una altura h_c por sobre el fondo del estanque. En el modelo, W_c está unido a las paredes del estanque con resortes que producen un período de vibración que corresponde al período del fluido batiéndose (chapoteo) [2], [15], [19].

Las presiones por chapoteo en las paredes del estanque son resultado del movimiento del fluido, asociado a la oscilación de la ola. Este período de oscilación depende por sobre todo de la razón de la profundidad del fluido con el diámetro del estanque y del tiempo típico (en segundos) [2], [15], [19].

El momento volcante ejercido por P_c actúa por el tiempo suficiente como para producir un levantamiento de las paredes del estanque, en el caso que el peso coercitivo no sea suficiente [2], [15], [19].

Las fuerzas P_i y P_c actúan en forma independiente y simultáneamente en el estanque. La fuerza P_i (y sus presiones asociadas), actúa, principalmente, los esfuerzos de los muros; mientras que P_c (y sus presiones asociadas), actúan, principalmente en el levantamiento del estanque [2], [15], [19].

Las vibraciones verticales del terreno son también transmitidas por el fluido, estas producen presiones que actúan sobre los muros del estanque. Estas tienden a aumentar o a reducir los esfuerzos de anillo. Las presiones y fuerzas en un estanque cilíndrico son similares, pero no iguales a aquellas que actúan en un estanque rectangular [2], [15], [19].

Las rápidas fluctuaciones de la fuerza P_i indican que los momentos flectores y esfuerzos en los muros de un estanque rectangular también pueden variar rápidamente (el efecto no es como una fuerza constante actuando en el muro) [2], [15], [19].

Es conveniente disponer de altura de resguardo suficiente con objeto de impedir que la ola impacte con el depósito durante el evento sísmico [4], [5].

1.1.3.2 VIBRACIÓN DE LÍQUIDOS

Las normativas y estándares internacionales definen a los depósitos de líquidos como estructuras singulares, esto debido a que, al ser sometidos a excitaciones dinámicas (sísmicas), tienen un comportamiento muy peculiar ya que el agua genera presiones adicionales debido a la carga dinámica y la misma configuración del depósito [3].

En edificaciones que dispongan de tanques, piscinas u otro tipo de estructuras contenedoras de líquidos se debe tomar las siguientes consideraciones: primero, durante eventos sísmicos, el líquido dentro del tanque ejerce una presión hidrodinámica en las paredes y base del depósito [3], que se evalúan utilizando una analogía mecánica en forma de un sistema de masas, que simulan el modo impulsivo y conectivo de vibración de un sistema de tanque de fluido dado por Housner [2], [3]; y Rosenblueth and Newmark [8].

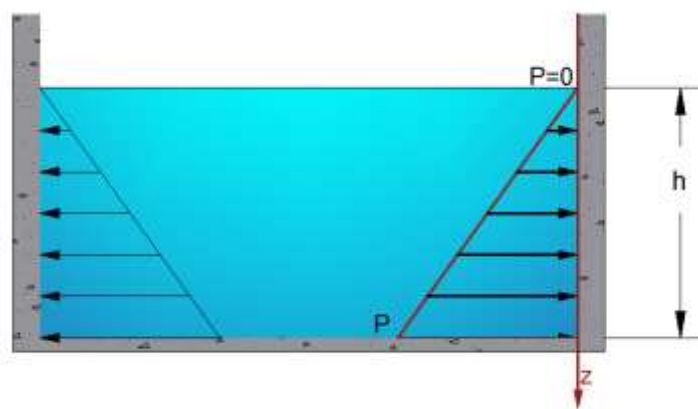
En segundo lugar, los elementos de la estructura (vigas, columnas y losa) son generalmente más dúctiles y tienen alta redundancia en comparación con los depósitos de agua [3], debido a esto las fuerzas sísmicas laterales de diseño para tanques son generalmente más altos. Además los tanques tienen utilidad y consecuencias de daños mayores por lo que los códigos suelen especificar un factor de importancia mayor, que aumenta las fuerzas sísmicas de diseño para los tanques [13], [16], [20], [21].

Por último, la respuesta sísmica de los depósitos de almacenamiento de líquidos está estrechamente relacionada con la interacción entre el fluido y la estructura que le contiene y soporta, por lo que se requiere del desarrollo de modelos que simulen de manera adecuada, dicha interacción [3].

1.1.3.3 CARGA HIDROSTÁTICA

La Hidrostática trata de los líquidos que se encuentran en reposo. Un líquido encerrado en un recipiente crea una presión en su interior ejerciendo una presión sobre las paredes del depósito que lo contienen. Las fuerzas horizontales causadas por la presión sobre superficies que encierran al fluido aumentan linealmente con la profundidad, de modo que se tienen fuerzas distribuidas no uniformes actuando sobre ellas.

Figura 4 Presión Hidrostática en tanques



Fuente: Viviana Rumipamba Pullugando.

La presión Hidrostática en un punto del interior de un líquido se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$P = \rho * g * h \quad \text{Ec. 1}$$

$$\rho = \frac{m}{V} \quad \text{Ec. 2}$$

$$P = \frac{m}{V} * g * h \quad \text{Ec. 3}$$

$$\gamma = \frac{(m * g)}{V} \quad \text{Ec. 4}$$

De las anteriores ecuaciones se obtiene que la presión P ejercida por un líquido sobre un área plana es igual al producto del peso específico del líquido por la profundidad h:

$$P = \gamma * h \quad \text{Ec. 5}$$

Etabs nos presenta la ecuación para representar la presión sobre áreas mediante patrones de nudos (Joint Patters):

$$P = A x + B y + C z + D \quad \text{Ec. 6}$$

Donde:

P = Presion del agua en un punto especifico

A, B y C = Los componentes del gradiente, en el sistema de coordenadas global.

D = patrón en el origen global, valor independiente.

x, y, z = Componentes de coordenadas.

Es importante aclarar que al existir solo variación en el eje Z los valores de A y B se anulan y la ecuación queda de la siguiente manera:

$$P = C z + D \quad \text{Ec. 7}$$

Para obtener el valor de C y D se resolverá un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas, donde $P_0 = 0 \frac{Tn}{m^2}$ y $z_h = 0m$.

$$P_0 = C z_0 + D \quad \text{Ec. 8}$$

$$P_h = C z_h + D \quad \text{Ec. 9}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones tenemos:

$$D = -1 \quad \text{Ec. 10}$$

$$C = C z_0 \quad \text{Ec. 11}$$

Un patrón de nudos es una entidad con nombre que consta de un conjunto de valores numéricos escalares, un valor para cada unión de la estructura. Se puede usar un patrón de nudos para describir presiones o temperaturas que varían sobre la estructura [22].

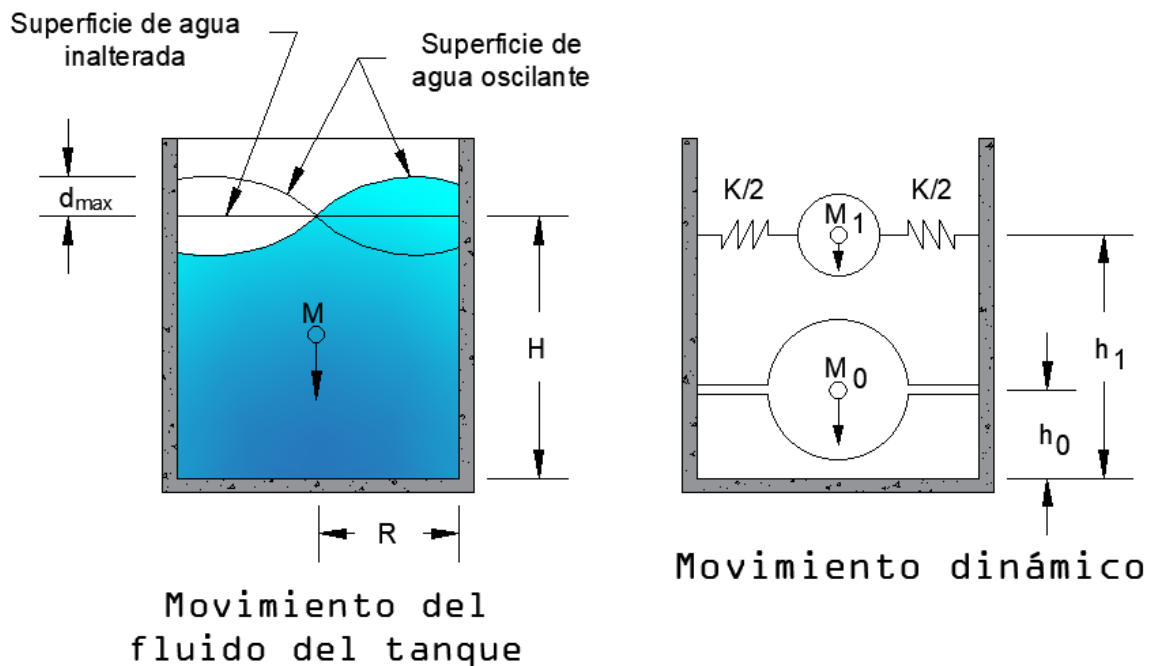
Hay una opción disponible para permitir que solo se definan valores positivos o negativos. Esto es útil para definir las distribuciones de presión hidrostática. Se pueden asignar variaciones lineales múltiples a las mismas o diferentes nudos en la estructura [22].

1.1.3.4 CARGA HIDRODINÁMICA

Para la modelación hidrodinámica de líquidos en depósitos se han planteado varias metodologías como es el: Newmark y Rosenblueth (método usado para la presente investigación), ACI350.3R-01 y IITK – GSDMA. Para el presente trabajo se usará el modelo hidrodinámico según Newmark y Rosenblueth (1976).

1.1.3.4.1 MODELO SEGÚN NEWMARK Y ROSENBLUETH (1976)

Figura 5 Modelo dinámico de tanques contenedores de líquido.



Fuente: Fundamentos de Ingeniería Sísmica, Newmark y Rosenblueth (1982)

Con referencia a la figura 5, sea R el radio de un tanque circular cilíndrico de fondo plano, H la profundidad en reposo del líquido contenido y M la masa de este. Para calcular la fuerza resultante ejercida por el líquido en el tanque y el momento de volteo correspondiente, el líquido puede sustituirse por una masa M_0 (masa impulsiva) fija rígidamente al tanque a una elevación h_0 sobre el fondo, más una masa M_1 (masa convectiva) unida por medio de resortes con rigidez total K a la elevación h_1 [8]. Estos parámetros se obtienen de las expresiones donde g es la aceleración de la gravedad.

➤ *PARA TANQUES CILINDRICOS CIRCULARES:*

$$M_0 = \frac{\tanh\left(1.7 \frac{R}{H}\right)}{1.7 R/H} * M \quad \text{Ec. 12}$$

$$M_1 = \frac{0.71 \tanh\left(1.8 \frac{H}{R}\right)}{1.8 H/R} * M \quad \text{Ec. 13}$$

$$H_0 = 0.38H \left[1 + \alpha \left(\frac{M}{M_0} - 1\right)\right] \quad \text{Ec. 14}$$

$$H_1 = H \left[1 - 0.21 \frac{M}{M_1} \left(\frac{R}{H}\right)^2 + 0.55\beta \frac{R}{H} \sqrt{0.15 \left(\frac{RM}{HM_1}\right)^2 - 1}\right] \quad \text{Ec. 15}$$

$$K = \frac{4.75gM_1^2H}{MR^2} \quad \text{Ec. 16}$$

➤ *PARA TANQUES RECTANGULARES QUE MIDE 2L EN DIRECCION DEL MOVIMIENTO ES:*

$$M_0 = \frac{\tanh\left(1.7 \frac{L}{H}\right)}{1.7 L/H} * M \quad \text{Ec. 17}$$

$$M_1 = \frac{0.83 \tanh\left(1.6 \frac{H}{L}\right)}{1.6 H/L} * M \quad \text{Ec. 18}$$

$$H_0 = 0.38H \left[1 + \alpha \left(\frac{M}{M_0} - 1\right)\right] \quad \text{Ec. 19}$$

$$H_1 = H \left[1 - 0.33 \frac{M}{M_1} \left(\frac{L}{H}\right)^2 + 0.63\beta \frac{L}{H} \sqrt{0.28 \left(\frac{LM}{HM_1}\right)^2 - 1}\right] \quad \text{Ec. 20}$$

$$K = \frac{3gM_1^2H}{ML^2} \quad \text{Ec. 21}$$

Para ambas formas del recipiente, $\alpha = 1.33$ y $\beta = 2.0$ si se va a incluir en los cálculos el momento hidrodinámico del fondo del tanque, mientras que $\alpha = 0$ y $\beta = 1$ si

solamente interesan los efectos de las presiones hidrodinámicas en las paredes del tanque [8].

La solución para tanques cilíndricos con fondo semiesférico puede tomarse igual a la del tanque con fondo plano de iguales radio y volumen que el tanque en cuestión [8].

Para pequeños valores de H/R o H/L , las aproximaciones

$$T_1 \cong \frac{1.07R}{\sqrt{H}} \quad \text{Ec. 22}$$

$$T_1 \cong \frac{1.25L}{\sqrt{H}} \quad \text{Ec. 23}$$

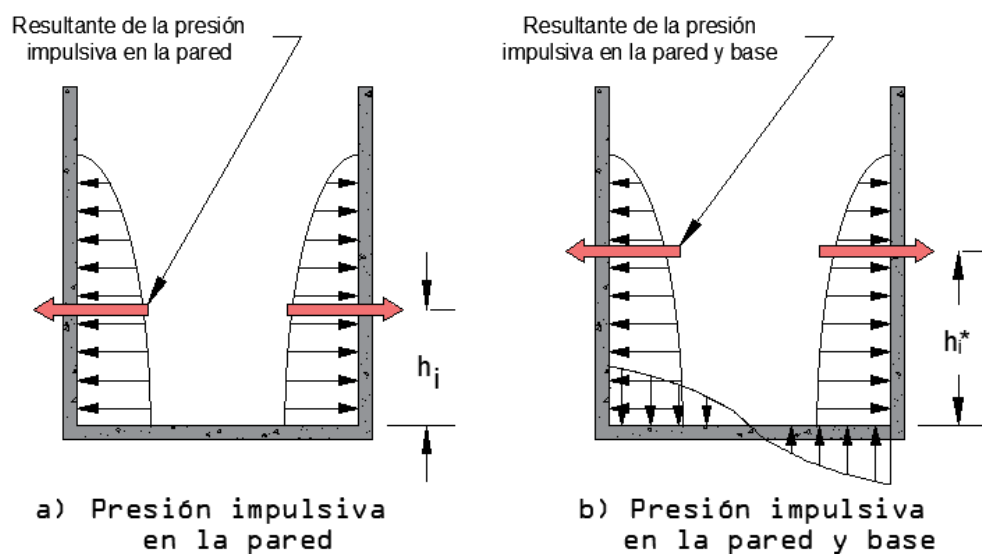
son útiles para estimar el periodo fundamental de líquidos en tanques cilíndricos y rectangulares, respectivamente. Aquí T_1 está en segundos y H, R y L en metros. El error introducido por el uso de estas expresiones no excede de 2 por ciento H/R es menor que 0.25. Las expresiones

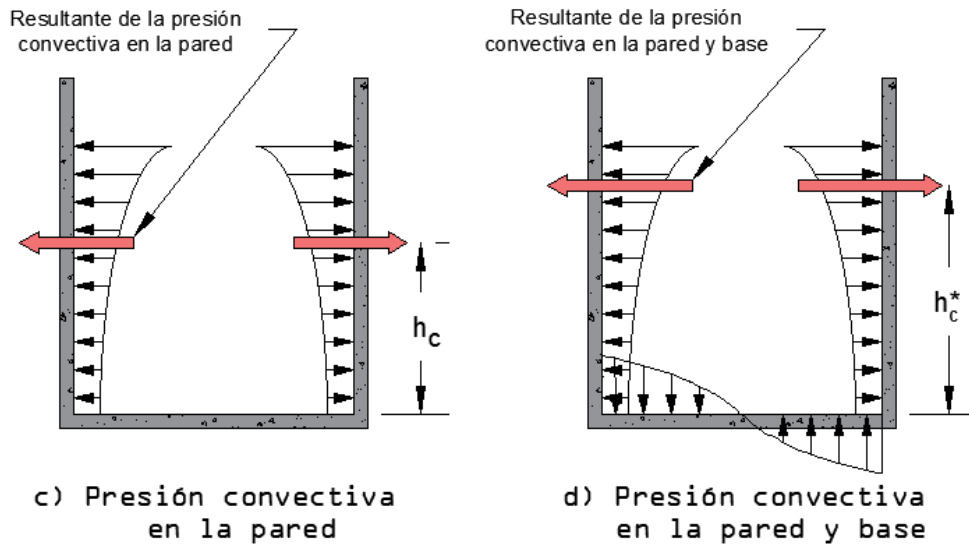
$$T_1 \cong R\sqrt{H} \quad \text{Ec. 24}$$

$$T_1 \cong 1.25L\sqrt{H} \quad \text{Ec. 25}$$

son válidas hasta H/R y $H/L = 0.7$ con errores menores de 10 por ciento [8].

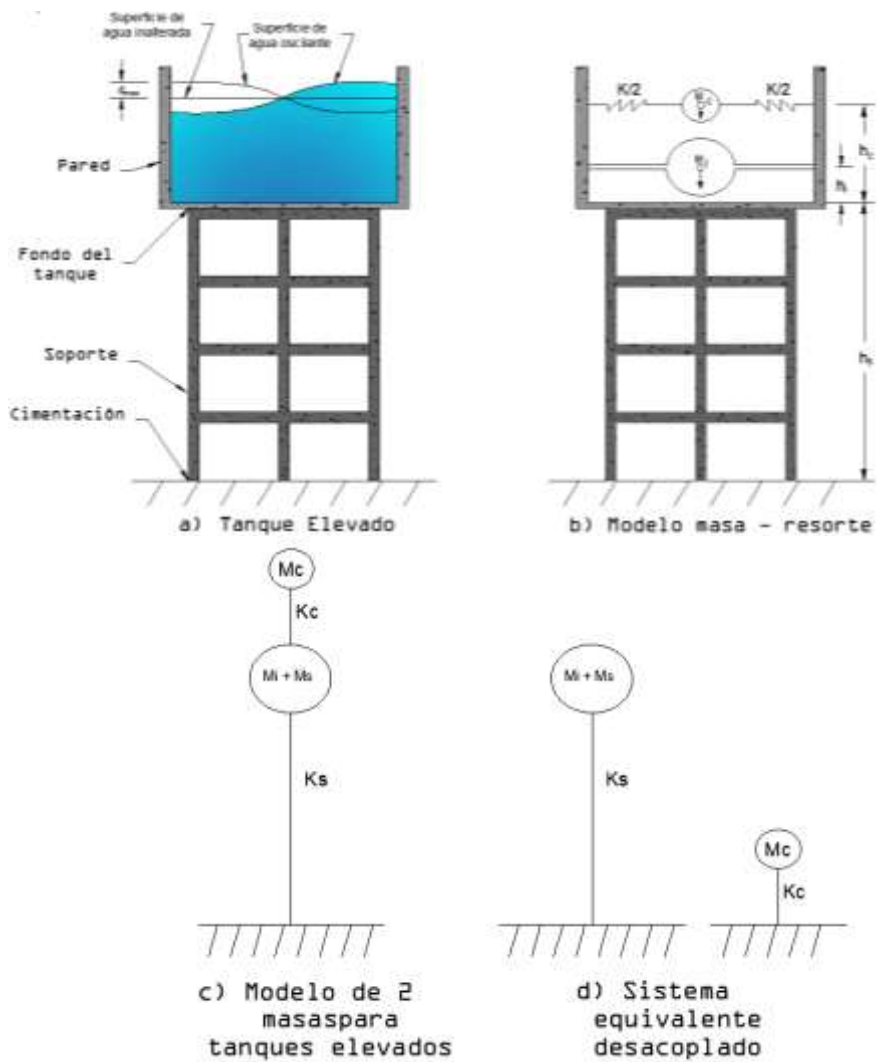
Figura 6 Descripción cualitativa de la distribución de la presión hidrodinámica en la pared y la base del tanque.





Fuente: IITK – GSDMA – 2007 (India) 2007

Figura 7 Idealización de dos masas para tanque elevado.



Fuente: IITK – GSDMA – 2007 (India)

Donde:

$$M_s = \text{masa estructural} = m_{\text{contenedor}} + m_{\text{soporte}} \quad \text{Ec. 26}$$

$m_{\text{contenedor}}$ = la masa de las paredes del depósito + losa del fondo.

Como se observa en la figura 7 los dos periodos propios del sistema de dos grados de libertad son muy distintos, por lo que se puede desacoplar en dos sistemas de un grado de libertad, uno representando a la masa líquida impulsiva (M_i) más la masa estructural (M_s) con la rigidez lateral del soporte (K_s) y el otro con la masa líquida convectiva (M_c) con la rigidez convectiva correspondiente (K_c) [3], [16], [23].

1.1.3.5 AMORTIGUAMIENTO Y FRACCIÓN DEL AMORTIGUAMIENTO

El amortiguamiento de las estructuras de edificaciones difiere con las estructuras de contenedores de líquidos, y aun se sabe que cada estructura presenta un amortiguamiento que no necesariamente depende de las características geométricas o del material de la estructura [3].

En la NEC se menciona que se usara un espectro para una fracción de amortiguamiento respecto al crítico del 5%, utilizado con fines de diseño para representar los efectos dinámicos del sismo de diseño [13].

Los espectros de respuesta elástica específicos serán construidos para movimientos de suelo de un 10% de probabilidad de excedencia en 50 años y 5% de amortiguamiento para la componente impulsiva, y 0.5% de amortiguamiento para la componente convectiva [15].

Tabla 1 Valores de amortiguamiento recomendados.

Nivel de esfuerzo	Tipo y condición de la estructura	Fracción de amortiguamiento
Esfuerzo menor de aproximadamente la mitad del de cedencia	Acero con conexiones soldadas, concreto presforzado, concreto débilmente reforzado (solo agrietamiento débil)	2-3
	Concreto reforzado con grietas considerables	3-5
	Acero con conexiones atornilladas o remachadas. estructuras de madera con uniones clavadas o atornilladas	5-7

En el punto de cedencia o justo debajo de éste	Acero con conexiones soldadas, concreto presforzado (sin pérdida completa del presfuerzo)	5-7
	Concreto presforzado con pérdida total del presfuerzo	7-10
	Concreto reforzado	7-10
	Acero con conexiones atornilladas o remachadas, estructuras de madera con uniones atornilladas	10-15
	Estructuras de madera con unión clavada	15-20

Fuente: N. M. Newmark y W. J. Hall, Earthquake Spectra and Design, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, 1982.

La fracción de Amortiguamiento en el modo convectivo para líquidos y para contenedores de líquidos, en la mayoría de los reglamentos internacionales se considera 0,5%. La fracción de amortiguamiento en el modo impulsivo se tomará como 2% del amortiguamiento crítico para tanques de acero y 5% del amortiguamiento crítico para tanques de concreto [3].

1.1.3.6 CONSIDERACIONES PARA EL DISEÑO SÍSMICO

1.1.3.6.1 COMBINACIÓN DE CARGAS

Según la sección 3.4.3 de la NEC_SE_CG_(cargas_no_sismicas) 2015. Cuando sea apropiado, se deberá investigar cada estado límite de resistencia [24]. Las estructuras y sus componentes deberán ser diseñados de manera tal que la resistencia de diseño se igual o mayor a los efectos de las cargas incrementadas, de acuerdo con las siguientes combinaciones:

La presión lateral que ejerce el agua está presente en las paredes y fondo de la piscina por lo que se considera para las combinaciones de carga el caso excepcional de aumentar este efecto 1.6 veces cuando el efecto del agua contribuye a la acción de otras cargas sobre la estructura, con un total de 19 casos de combinaciones de carga ya que las cargas por viento, granizo y sobrecarga en cubierta son de uso especial, por lo que su uso se restringe en la mayoría de los casos y depende del lugar, en nuestro país las cargas por viento y granizo (nieve), no son fundamentales para el diseño de la estructura.

Tabla 2 Combinación de carga

COMBINACIÓN	CARGA	FACTOR	COMBINACIÓN	CARGA	FACTOR
1.4D	Dead	1.4	1.2D + L - SY	Dead	1.2
	ACM	1.4		ACM	1.2
1.2D + 1.6L*	Dead	1.2		Live	1
	ACM	1.2		SY	-1
	Live	1.6		PAGUA PISC	1.6
1.2D + 1.6L	Dead	1.2	0.9D + ESPEC X	Dead	0.9
	ACM	1.2		ACM	0.9
	Live	1.6		ESPEC X	1
	PAGUA PISC	1.6		PAGUA PISC	1.6
1.2D + L + SX	Dead	1.2	0.9D - ESPEC Y	Dead	0.9
	ACM	1.2		ACM	0.9
	Live	1		ESPEC Y	-1
	PAGUA PISC	1.6		PAGUA PISC	1.6
1.2D + L + SY	Dead	1.2	0.9D + SX	Dead	0.9
	ACM	1.2		ACM	0.9
	Live	1		SX	1
	SY	1		PAGUA PISC	1.6
	PAGUA PISC	1.6	0.9D + SY	Dead	0.9
1.2D + L + ESPEC X	Dead	1.2		ACM	0.9
	ACM	1.2		SY	1
	Live	1	PAGUA PISC	1.6	
	ESPEC X	1	0.9D - ESPEC X	Dead	0.9
	PAGUA PISC	1.6		ACM	0.9
1.2D + L + ESPEC Y	Dead	1.2		ESPEC X	-1
	ACM	1.2	PAGUA PISC	1.6	
	Live	1	0.9D - SX	Dead	0.9
	ESPEC Y	1		ACM	0.9
PAGUA PISC	1.6	SX		-1	
1.2D + L - ESPEC X	Dead	1.2	PAGUA PISC	1.6	
	ACM	1.2	0.9D - SY	Dead	0.9
	Live	1		ACM	0.9
	ESPEC X	-1		SY	-1
PAGUA PISC	1.6	PAGUA PISC		1.6	
1.2D + L - ESPEC Y	Dead	1.2	0.9D + ESPEC Y	Dead	0.9
	ACM	1.2		ACM	0.9
	Live	1		ESPEC Y	1
	ESPEC Y	-1		PAGUA PISC	1.6
	PAGUA PISC	1.6	1.2D + L - SX	Dead	1.2
1.2D + L - SY	Dead	1.2		ACM	1.2
	ACM	1.2		Live	1
	Live	1		PAGUA PISC	1.6
	PAGUA PISC	1.6			

Fuente: Rumipamba Viviana

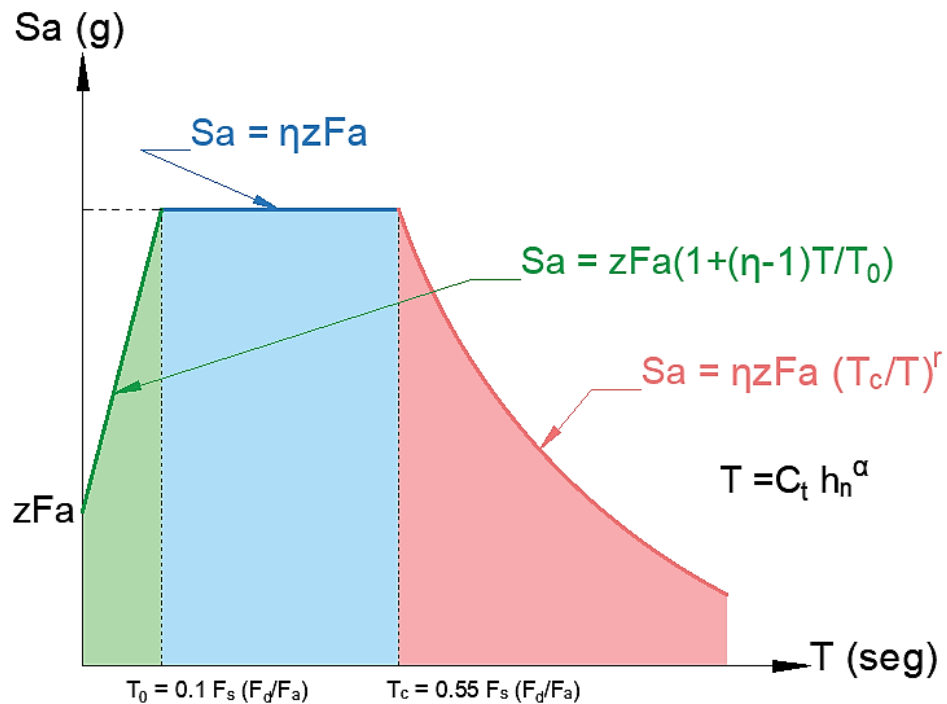
1.1.3.6.2 COEFICIENTE DE CORTE BASE (C)

El coeficiente de corte base, C, depende de la dirección. Este coeficiente multiplicado por el peso del edificio proporciona el valor de la cortante lateral en la dirección especificada [25].

$$C = \frac{I * S_a}{R * \phi_p * \phi_e}$$

Ec. 27

Figura 8 Espectro elástico horizontal de diseño en aceleraciones



Fuente: CÓDIGO NEC - SE - DS Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente. 2015.

Donde:

Z = Factor de Zona, Especificada en NEC-SE-DS 2015 Tabla 1 [13].

Tipo de suelo = Especificado en NEC - SE- DS 2015 Tabla 2.

I = Factor de Uso e Importancia. Especificado en NEC-SE- DS 2015 Tabla 6.

R = Factor de Reducción de respuesta sísmica. Especificado en NEC-SE- DS 2015 Tablas 15 y 16.

S_a = Aceleración en suelo.

ϕ_p = Coeficiente de regularidad en planta

ϕ_e = Coeficiente de regularidad en elevación.

η = Especificado en NEC- SE-DS 2015 Sección 3.3.1.

$\eta = 1.80$: Provincias de la Costa (excepto Esmeraldas),

$\eta = 2.48$: *Provincias de la Sierra, Esmeraldas y Galápagos*

$\eta = 2.60$: *Provincias del Oriente.*

r =Factor cuyos valores dependen de la ubicación geográfica del proyecto

r

$= 1$ *para todos los suelos, con excepción del suelo tipo E*

$r = 1.5$ *para tipo de suelo E.*

T =Período fundamental de vibración de la estructura

T_c, T_0 =Período límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño.

F_a = Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de período cortó. Especificado en NEC–SE– DS 2015 Tabla 3.

F_d =Coeficiente de amplificación de suelo considerando los efectos de sitio. Especificado en NEC–SE– DS 2015 Tabla 4.

F_s =Coeficiente de amplificación de suelo considerando el comportamiento no lineal de los suelos y la degradación del período del sitio. Especificado en NEC–SE– DS 2015 Tabla-5.

C_t = Coeficiente que depende del tipo de edificio

h_n = Altura máxima de la edificación de n pisos, medida desde la base de la estructura, en metros.

k = El exponente de altura del edificio, k . Expuesto en la tabla de la sección 6.3.5.

1.1.3.6.3 FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA (R)

Representa la proporción de la fuerza sísmica máxima sobre una estructura durante un evento sísmico. Por lo tanto, las fuerzas sísmicas reales se reducen por un factor R para obtener fuerzas de diseño [3], [20]. Esta reducción depende de la sobre resistencia, la redundancia y la ductilidad de estructura. En general, los tanques que contienen

líquidos poseen bajos valores de dichos parámetros y la capacidad de absorción de energía de los edificios es mucho mayor que la de los tanques. En base a estas consideraciones, el valor de R para los tanques debe ser menor que el de los edificios como lo especifican todos los códigos internacionales que se mencionan a continuación [3], [20] :

Tabla 3 Valores de Factor de Reducción de Respuesta (R) Normativas internacionales

Tipo de estructura	ACI 350.3 (2001)	ACI 350.3 (2006)	IITK – GSDMA (2007)	IBC (2012)
Tanques elevados soportados por pórtico de concreto armado	3	2	2.5	3
Tanques elevados por pedestal tipo fuste	-	-	1.8	2
Tanques soportados en torres estructurales similares a los edificios	-	-	-	3
Tanques de concreto armado o pretensado con base flexible anclada	4.5	3.25	2	3
Tanques monolíticos o empotrados a la base	2.75	2	-	-
Tanques de concreto armado o pretensado con base no corrediza reforzada	-	-	1.5	2
Tanques de concreto armado o pretensado con base flexible y no anclados no restringida	2	1.5	2.5	1.5

Fuente: ACI 350.3-06 (Diseño Sísmico de Estructuras Contenedoras de Líquidos), IITK – GSDMA – 2007 (India) 2007, IBC (2012) (Chopra, 2014)[26]

Tabla 4 Factor de reducción de respuesta para estructuras diferentes a las de edificación NEC

Tipo de estructura	R
Reservorios y depósitos, incluidos tanques y esferas presurizadas, soportados mediante columnas o soportes arriostrados o no arriostrados.	2
Pórticos especiales sismo resistentes, de hormigón armado con vigas descolgadas.	8

Fuente: CÓDIGO NEC - SE - DS Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente. 2015.

Cabe destacar que en nuestra normatividad no se regulan, factores para el caso piscinas, de ninguna clase. Sin embargo, el presente trabajo acopla el modelo de una edificación con la de un tanque, y este considera un factor de reducción que corresponde al de una edificación de concreto armado $R=8$ que serviría para el análisis general.

1.1.3.6.4 FACTOR DE IMPORTANCIA (I)

Está destinado a garantizar un mejor rendimiento sísmico de tanques importantes y críticos. Su valor depende de la necesidad funcional, las consecuencias de la falla y la utilidad del tanque posterior al terremoto.

Tabla 5 Factor de factor de importancia I, según Normativa Internacional

Uso del tanque	ACI 350.3 (2001)	IITK – GSDMA (2007)
Tanques que contiene material peligroso	1.5	1.75
Tanque cuyo contenido es usable para distintos propósitos después de un terremoto (tanques utilizados en los sistemas de distribución de agua), o Tanques que son parte de sistemas de salvataje,	1.25	1.5
Otros	1	1

Fuente: ACI 350.3-06 (Diseño Sísmico de Estructuras Contenedoras de Líquidos), IITK – GSDMA – 2007 (India) 2007

Según la NEC el propósito del factor I es incrementar la demanda sísmica de diseño para estructuras, que por sus características de utilización o de importancia deben permanecer operativas o sufrir menores daños durante y después de la ocurrencia del sismo de diseño[13].

Tabla 6 Factor de factor de importancia, I según NEC

Categoría	Tipo de uso, destino e importancia	I
Edificaciones esenciales	Tanques u otras estructuras utilizadas para depósito de agua u otras sustancias anti-incendio. Estructuras que albergan depósitos tóxicos, explosivos, químicos u otras sustancias peligrosas.	1.5
Estructuras de ocupación especial	Museos, iglesias, escuelas y centros de educación o deportivos que albergan más de trescientas personas. Todas las estructuras que albergan más de cinco mil personas. Edificios públicos que requieren operar continuamente	1.3
Otras estructuras	Todas las estructuras que no clasifican dentro de las categorías anteriores	1

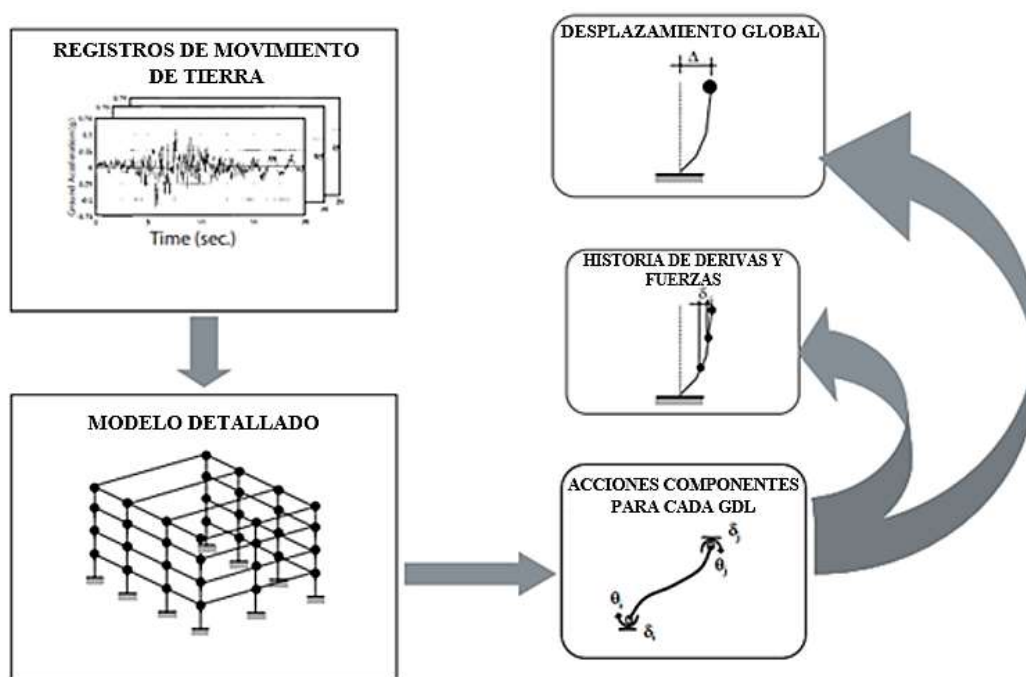
Fuente: CÓDIGO NEC - SE - DS Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente. 2015.

El diseño de las estructuras con factor de importancia 1.0 cumplirá con todos los requisitos establecidos en el presente capítulo de la norma [13].

1.1.3.7 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL DE HISTORIA DE RESPUESTA (NLRHA)

El análisis Dinámico No Lineal de historia de respuesta usa la combinación de registros de sismos con un modelo estructural detallado que teóricamente produce resultados con una incertidumbre relativamente baja, obteniendo deformaciones por cada grado de libertad teniendo como resultado niveles de demandas más altos; es decir, elementos de distorsión, derivas de piso, desplazamientos de techo, derivados de las acciones de los componentes básicos [27][28].

Figura 9 Proceso de Análisis Dinámico No Lineal



Fuente: FEMA 440, 2005, Mejoramiento de los Procedimientos de Análisis Sísmico Estático no Lineal

El diagrama de Flujo describe el proceso de Análisis Dinámico No Lineal. Tomar en cuenta que la componente de acciones es usada para determinar los efectos de mayor nivel, como historia de derivas y desplazamientos de techo, Δ [28].

El Análisis Dinámico tiempo historia (NDP) radica en calcular la respuesta dinámica de una edificación detallada en diferentes intervalos de tiempo, utilizando registros de acelerogramas reales o sintéticos [29].

El análisis tiempo historia no lineal, brinda una idea más clara, ya que incorpora las propiedades inelásticas de los materiales. La principal diferencia es que el sismo sólo puede ser modelado empleando una función de historias en el tiempo; es decir, implica la evaluación paso a paso de la respuesta del edificio [29].

Las ecuaciones de equilibrio dinámico se resuelven utilizando métodos modales (FNA) o de integración directa (NDI) [30]. El análisis tiempo historia que se aplicará en el presente estudio es el conocido Análisis no Lineal Rápido a continuación se el motivo de la elección.

El análisis no lineal rápido (FNA) es un método de análisis modal útil para la evaluación estática o dinámica de sistemas estructurales lineales o no lineales. Debido a su formulación computacionalmente eficiente, FNA es muy adecuado para el análisis de la historia del tiempo, y a menudo se recomienda sobre las aplicaciones de integración directa [30].

La eficiencia de la formulación de FNA se debe en gran parte a la separación del vector de fuerza de objeto no lineal $R_{NL}(t)$ de la matriz de rigidez elástica y las ecuaciones de movimiento amortiguadas, como se ve en la ecuación de equilibrio fundamental de FNA, expresada como [22], [30]:

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) + R_{NL}(t) = R(t) \quad \text{Ec. 28}$$

Donde:

M y C = son las matrices de masa y de amortiguamiento, respectivamente

K = Es la matriz de rigidez ensamblada de los elementos estructurales que incursionan en el rango inelástico.

R_{NL} = Es el vector de resistencia global

R = Es el vector de cargas externas aplicadas al sistema.

Los vectores Ritz dependientes de la carga ortogonales y de rigidez representan la relación de equilibrio dentro del sistema estructural elástico.

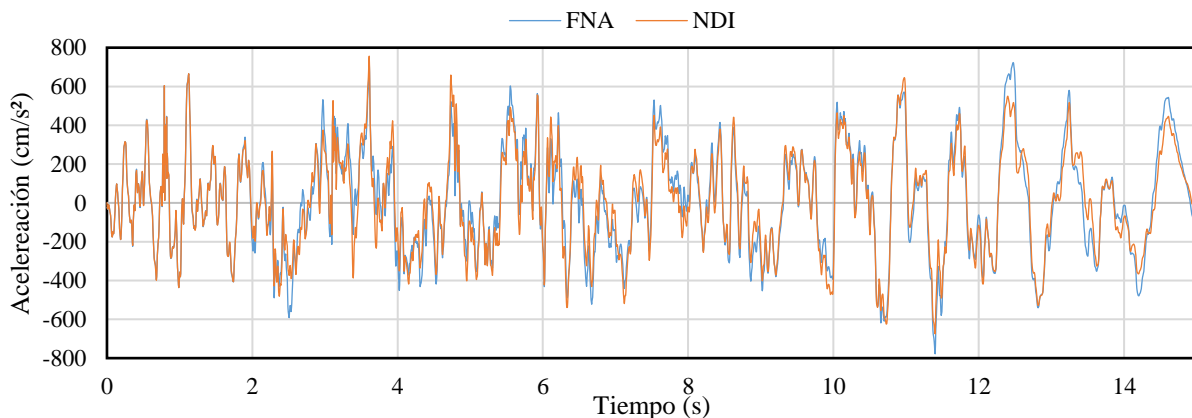
El análisis modal se realiza utilizando los Vectores Ritz, que a diferencia de los Eigen values, determinan los modos causados por una excitación exterior al sistema y no únicamente por las propiedades de masa y rigidez [22], [30], [31].

En comparación con el método de integración directa el FNA presenta las siguientes ventajas:

- a) Una de las ventajas principales por la que se usó este tipo de análisis es que los problemas de impacto y propagación de las olas que pueden excitar una gran cantidad de modos pueden resolverse de manera más eficiente mediante el método FNA [22].
- b) Debido a que los desplazamientos se calculan por la superposición modal, no se requiere almacenar una matriz completa para cada modo, lo que se ve reflejado en un menor tiempo de cálculo [31].
- c) FNA limita la amortiguación proporcional en los extremos de frecuencia a 0.99995 la crítica, mientras que la integración directa utiliza amortiguación proporcional de masa y rigidez en la que la amortiguación a frecuencias muy bajas y muy altas puede exceder la crítica [30].
- d) Las gráficas de energía están disponibles solo para el método FNA [30].

A continuación, se presenta una comparación de los resultados de la aceleración del análisis Tiempo-Historia del evento Northern Norcia Dirección E-O. Donde se puede observar que para los parámetros principales de estudio como es la aceleración los resultados de los dos métodos FNA y NDI son muy similares. Por las ventajas que se mencionaron anteriormente se escogió el método FNA.

Figura 10 Aceleración evento Northern Norcia Dirección E-O



Fuente: Rumipamba Viviana

1.1.3.7.1 PARÁMETROS PARA SELECCIÓN DE ACELEROGRAMAS

Los registros sísmicos son instrumentos que registran cronológicamente aceleraciones experimentadas de un punto durante un evento sísmico; existe variación irregular de las aceleraciones, el registro se da en intervalos pequeños de tiempo

El análisis paso a paso en el tiempo se efectuará utilizando dos componentes horizontales de registros de acelerogramas seleccionados y escalados a partir de mínimo de 3 eventos sísmicos los cuales deben ser registro procesados para evitar problemas por ruido y desfase con respecto a la línea base. [13], [31], [32].

Para la selección y escalado de los acelerogramas según los apuntes de la materia “Introducción al análisis por desempeño” dictada por el Ingeniero Medina Christian durante el periodo SEPTIEMBRE 2019- ENERO 2020 basados en la NEC_SE_DS 2015 se debe tomar en cuenta los siguientes criterios:

1. **MAGNITUD:** Se debe seleccionar un sismo cuya magnitud sea comparable con la del escenario sísmico esperado en el sitio ($\pm 0.2Mw$).
2. **DISTANCIA:** Se debe seleccionar el registro sísmico más cercano a la fuente debido a la distancia y el grado de atenuación son directamente proporcionales y base de datos de frecuencia y amplitudes pueden no reflejar un registro correcto al escalarlo.
3. **TIPO DE SUELO:** Se debe seleccionar una estación que posea el mismo tipo de suelo que la del sitio de estudio, este afecta directamente a la amplitud y a la forma del espectro de respuesta.
4. **MECANISMO DE RUPTURA:** Influye en el movimiento del terreno para distancias cercanas de falla (entre 20 y 60 km) [13].

Si se realizan los análisis para:

- 3 pares de registros, se tomará para la respuesta máxima de los parámetros de interés.
- 7 o más análisis paso a paso en el tiempo, se utilizará el valor promedio de los parámetros de respuesta de interés [13].

1.1.3.7.2 ESCALADO DE SISMOS Y AJUSTE ESPECTRAL

Debido a que los registros sísmicos obtenidos provienen de fuentes en donde las características de suelo, tipo de falla, profundidad y distancia epicentral no son exactamente las mismas que en la zona de estudio, es necesario ajustar los acelerogramas [31].

El primer paso para realizar el escalamiento sísmico, luego de haber recolectado los acelerogramas, es obtener el respectivo espectro de respuesta para cada componente (N-S y E-W). Esto fue llevado a cabo mediante el Software Etabs 2016.

El procedimiento consiste en ingresar las ordenadas del acelerograma, la frecuencia de muestreo y el amortiguamiento, que para nuestro estudio se ha considerado un amortiguamiento del 5 %. Una vez obtenidos los espectros en cada componente se construyen los espectros SRSS [31].

Según la NEC-SE-DS los pares de registros deben cumplir con el literal 6.2.2f donde se expresan que, para cada par de componentes horizontales de los acelerogramas, se debe determinar el SRSS que consiste en la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros característicos del sitio, para una fracción de amortiguamiento del 5% [13].

Los acelerogramas deberán ser escalados de tal forma que el valor promedio de los espectros provenientes al SRSS no se encuentren por debajo del espectro de diseño para períodos entre $0.2 T$ y $1.5 T$ [13].

Ambas componentes de los acelerogramas deben aplicarse simultáneamente al modelo, a fin de considerar efectos torsionales. Los parámetros de interés deben calcularse para cada paso de tiempo del registro dato [13].

Según ASCE 7-16 .2.3.1 “Rango de período para escalar o igualar.” se determinará un rango de período, correspondiente a los períodos de vibración que contribuyen significativamente a la respuesta dinámica lateral del edificio.

Este rango de período tendrá un límite superior mayor o igual al doble del período de primer modo más grande en las principales direcciones horizontales de respuesta, a

menos que un análisis dinámico justifique un valor más bajo, no menos de 1.5 veces el período de primer modo más grande bajo movimientos de tierra [33].

El período límite inferior se establecerá de tal manera que el rango del período incluya al menos el número de modos elásticos necesarios para lograr una participación en masa del 90% en cada dirección horizontal principal.

El período límite inferior no deberá exceder el 20% del período más pequeño de primer modo para las dos direcciones horizontales principales de respuesta. Cuando se considera la respuesta vertical en el análisis, el período de límite inferior utilizado para la modificación de componentes verticales del movimiento del suelo no debe tomarse como menor que el mayor de 0.1 segundos, o el período más bajo en el que ocurre una participación significativa de masa vertical [33].

Según ASCE 7-16 .2.3.2 “Escala de amplitud” para cada par de movimiento de tierra horizontal, se construirá un espectro de dirección máxima a partir de los dos componentes de movimiento de tierra horizontal [33].

Cada movimiento de tierra se escalará, con un factor de escala idéntico aplicado a ambos componentes horizontales, de modo que el promedio de los espectros de dirección máxima de todos los movimientos de tierra generalmente coincida o exceda el espectro de respuesta objetivo durante el rango de período definido en la Sección 16.2.3.1.

El promedio de los espectros de dirección máxima de todos los movimientos de tierra no debe caer por debajo del 90% del espectro de respuesta objetivo para ningún período dentro del mismo rango de período.

Cuando se considera la respuesta vertical en el análisis, la componente vertical de cada movimiento del terreno se escalará de tal manera que el promedio de los espectros de respuesta vertical envuelva el espectro de respuesta vertical objetivo durante el rango de período especificado en la Sección 16.2.3.1 [33]

1.1.3.7.3 CONSIDERACIONES PARA LA CARGA GRAVITACIONAL.

Según ASCE/SEI 7-16.3.2 “Carga por gravedad”, el modelado y la demanda de elementos en el modelo de análisis se determinará teniendo en cuenta los efectos del terremoto que actúan en combinación con las cargas de gravedad esperadas, con y sin carga viva [33].

Las cargas de gravedad esperadas con carga viva se tomarán como $1.0D + 1.0L$, Donde la carga viva esperada no deberá exceder el 25% de la carga viva de diseño no reducido [33].

La Combinación Gravitacional se incluirán en el modelo matemático no lineal Tiempo Historia como se especifica en la Sección 3.2.8 del FEMA 356 [34].

Las cargas laterales se aplicarán en las direcciones positiva y negativa.

Según la Sección 3.2.8, las siguientes fuerzas que se considerarán para la combinación Gravitacional (Q_g) son:

Cuando los efectos de la gravedad y las cargas sísmicas son aditivos, la combinación gravitacional será:

$$Q_g = Q_D + Q_L + Q_S \quad \text{Ec. 29}$$

Cuando los efectos de la gravedad y las cargas sísmicas están contrarrestándose la combinación gravitacional será:

$$Q_g = 0.9 Q_D \quad \text{Ec. 30}$$

Q_D = Carga muerta

Q_L = Carga activa efectiva, igual al 25% de la carga viva de diseño no reducido, pero no menos que la carga real en vivo.

Q_S = Contribución efectiva de carga de nieve.

1.1.3.7.4 AMORTIGUAMIENTO (DAMPING)

En la determinación del amortiguamiento se usará el método desarrollado por Rayleigh.

El amortiguamiento proporcional de masa y rigidez, normalmente denominado amortiguamiento de Rayleigh se usa comúnmente en el análisis dinámico no lineal. La idoneidad para un enfoque incremental de la solución numérica merece su uso [30].

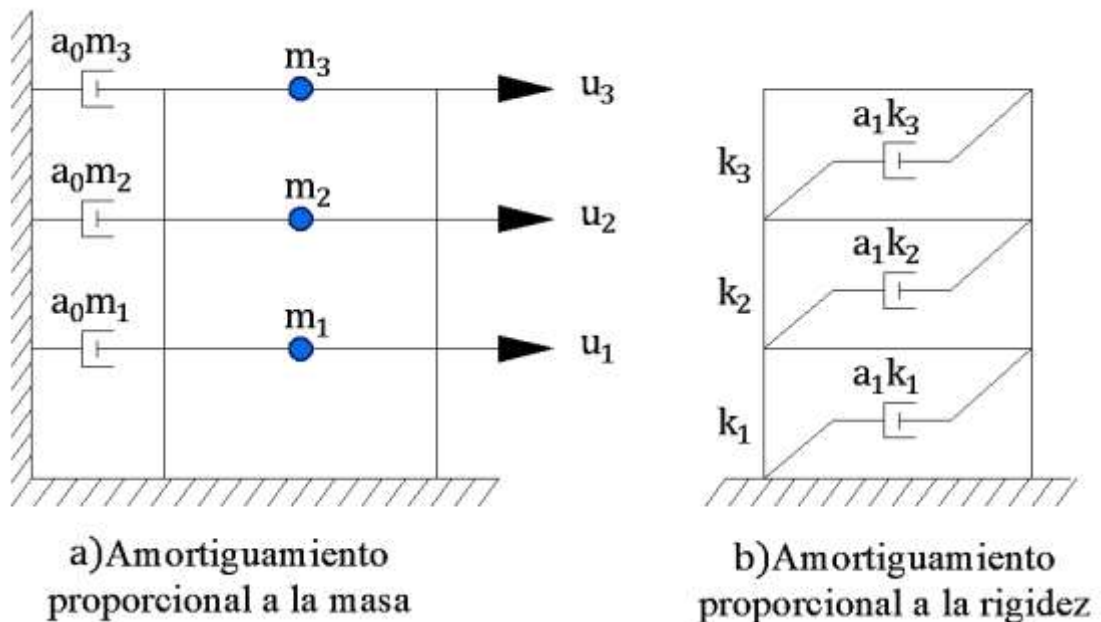
En el amortiguamiento de Rayleigh se considera un amortiguamiento proporcional a la masa y a la rigidez:

$$[C] = a[M] \quad \text{Ec. 31}$$

$$[C] = a[K] \quad \text{Ec. 32}$$

Donde los coeficientes a y b son los coeficientes de amortiguamiento de Rayleigh proporcional a la masa y a la rigidez respectivamente, tienen unidades de s^{-1} y s , respectivamente y C es la matriz de amortiguamiento[35].

Figura 11 Amortiguamiento de Rayleigh



Fuente: Dinámica de Estructuras de Chopra, 2004.

Para la construcción de una matriz de amortiguamiento que sea en cierta medida consistente con los datos experimentales, se considera el amortiguamiento de Rayleigh:

$$[C] = a[M] + b[K] \quad \text{Ec. 33}$$

La fracción de amortiguamiento para el n-ésimo modo de tal sistema es:

$$\zeta_n = \frac{1}{2\omega_n} * a + \frac{\omega_n}{2} * b \quad \text{Ec. 34}$$

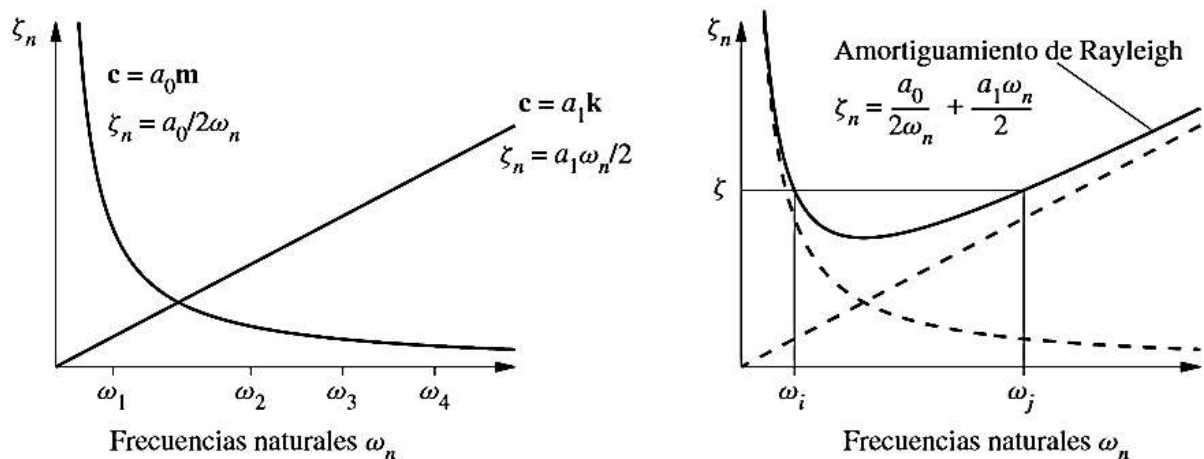
Donde:

ζ_n =es la relación de amortiguamiento crítico.

ω_n =es la frecuencia natural ($\omega_n = 2\pi f_n$) Ec. 35

Aquí, se puede ver que la relación de amortiguamiento crítico varía con la frecuencia natural. Los valores de a y b generalmente se seleccionan, de acuerdo con el juicio de ingeniería, de modo que la relación de amortiguación crítica se da a dos frecuencias conocidas [30].

Figura 12 Variación de las fracciones de amortiguamiento modal con la frecuencia natural



- (a) amortiguamientos proporcionales a la masa y a la rigidez; (b) amortiguamiento de Rayleigh.

Fuente: Dinámica de Estructuras de Chopra, 2004.

Si la ecuación se expresa en forma matricial se puede determinar los coeficientes a y b a partir de las fracciones de amortiguamiento especificadas ζ_i y ζ_j para los modos i -ésimo y j -ésimo, respectivamente.

$$\frac{1}{2} \begin{bmatrix} 1 & \omega_i \\ \omega_i & 1 \\ 1 & \omega_j \\ \omega_j & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a \\ b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \zeta_i \\ \zeta_j \end{Bmatrix} \quad \text{Ec. 36}$$

$\omega_i, \omega_j =$ Frecuencia de la vibración asociada a los modos i y j

Si se supone que ambos modos tienen la misma fracción de amortiguamiento ζ , entonces:

$$\zeta_i = \zeta_j = \zeta \quad \text{Ec. 37}$$

$$a = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad \text{Ec. 38}$$

$$b = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad \text{Ec. 39}$$

1.1.3.8 DESEMPEÑO Y DEMANDA DE UNA ESTRUCTURA

1.1.3.8.1 DESEMPEÑO

El desempeño sísmico se describe mediante la designación del estado de daño máximo permitido (nivel de desempeño) para un peligro sísmico identificado (movimiento de tierra por terremoto). Un objetivo de desempeño puede incluir la consideración de estados de daño para varios niveles de movimiento de tierra [36].

El desempeño se cuantifica en términos de la cantidad de daño en un edificio afectado por un movimiento sísmico y el impacto que tiene estos daños en las actividades posteriores al evento. Este concepto no es sólo aplicable a edificios, sino que puede ser extendido a todo tipo de estructuras e incluso a sus componentes no estructurales y contenidos [37].

1.1.3.8.1.1 NIVELES DE DESEMPEÑO

Un nivel de desempeño describe una condición de daño limitante que puede considerarse satisfactoria para un edificio determinado y un movimiento de tierra. La condición limitante se describe por el daño físico dentro del edificio, la amenaza a la seguridad de la vida de los ocupantes del edificio creada por el daño y la capacidad de servicio del edificio posterior al terremoto [36].

A continuación, se presenta una descripción detallada de los niveles establecidos por: el ATC-40 y el comité VISION 2000 Y NEC 2015

➤ PROPUESTA DEL COMITÉ VISION 2000

Este comité define cuatro niveles de desempeño que identifica a través de los siguientes calificadores:

Totalmente operacional: No ocurren daños considerables por lo que no se requieren reparaciones. La estructura permanece completamente segura para sus ocupantes y los servicios de la edificación son funcionales.

Operacional: Se presentan daños moderados en los elementos no estructurales y algunos leves en los elementos estructurales por lo que requiere reparaciones menores.

El daño es limitado, la estructura puede ser ocupada inmediatamente o con interrupciones parcialmente en el caso de presentar daños en componentes no estructurales.

Seguridad: Daños moderados en elementos estructurales y no estructurales. Posible reducción en la rigidez lateral de la estructura y la capacidad resistente del sistema, impidiendo la ocupación inmediata de la estructura por la gravedad de los daños, sin embargo, aún permanece un margen de seguridad frente al colapso.

Existe la probabilidad de que la estructura requiera de rehabilitación siempre y cuando sea viable económicamente.

Próximo al colapso: La estabilidad de la estructura se ve comprometida por la degradación de la rigidez lateral y la capacidad resistente del sistema aproximándose al colapso.

Aunque los elementos que soportan las cargas verticales continúan en funcionamiento los servicios de evacuación pueden verse interrumpidos por fallos locales. Bajo estas condiciones, la estructura es insegura para sus ocupantes y el costo de su reparación puede no ser económicamente viable.

Tabla 7 Descripción de los estados de daño y niveles de desempeño

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Totalmente Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios.
Leve	Operacional	Agrietamientos en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional. Algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre - Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede llegar a ser necesario demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total de soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Fuente: SEAOC Comité Visión 2000, 1995

➤ **PROPUESTA DEL ATC-40**

Los niveles de desempeño definidos por el ATC-40 para las estructuras, corresponden a una combinación de los niveles utilizados para los elementos estructurales y los niveles correspondientes a los elementos no estructurales, ambos definidos de forma independiente que se presentan después del sismo[36].

NIVELES DE DESEMPEÑO ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Ocupación Inmediata S-1: Daños en elementos no estructurales y daño estructural muy reducido por ende bajo riesgo a la vida. Los sistemas de resistencia vertical y lateral en el edificio mantienen su rigidez y fuerza originales, el uso del edificio no está limitado por su condición estructural, pero podría tener interrupciones [36].

Control de daño S-2: Estado de daño entre seguridad de vida y ocupación inmediata, proporciona un mayor margen de seguridad contra el colapso y retorno a la funcionalidad del edificio que el nivel de seguridad de vida[36].

Seguridad de vida S-3: Daños en los componentes estructurales, pero un margen entre el colapso parcial o total. Se podría realizar la reparación de la estructura, pero estas no son económicamente viables [36].

Seguridad Limitada S-4: Daños en varios elementos estructurales, existe un margen ante el colapso parcial .Nivel de desempeño ubicado entre seguridad de vida y prevención de colapso [36].

Prevención de colapso S-5: El edificio se encuentra al borde del colapso, sus elementos estructurales encargados de transmitir cargas gravitacionales se encuentran apenas funcionando, existe deformaciones permanentes, pérdida en la rigidez y fuerza lateral del sistema [36].

No considerado S-6: Cuando la evaluación no aborda la estructura, el nivel de desempeño será no considerado [36].

NIVELES DE DESEMPEÑO ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

Operacional N-A: El daño en elementos no estructurales no impide que brinden el funcionamiento normal [36].

Posición de retención N-B: Los elementos no estructurales se encuentran en su lugar, existen pequeñas interrupciones, pero no impide que la edificación brinde el funcionamiento normal [36].

Seguridad de vida N-C: Daños medianamente importantes en los elementos no estructurales, el riesgo a lesiones mortales es muy bajo [36].

No considerado N-D: Este nivel indica que no se ha realizado una evaluación los elementos no estructurales existentes [36].

NIVELES DE DESEMPEÑO PARA ESTRUCTURAS

La combinación de los niveles de desempeño estructurales y no estructurales forman los niveles de desempeño para la edificación tomando en cuenta el criterio de no combinar distintos niveles de desempeño estructural y no estructural [36].

Tabla 8 Niveles de desempeño de las estructuras

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1 - B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad estructural	No Aplicable

NR: combinación No Recomendada

Fuente: ATC 40,1996

Operacional 1-A: Daño limitado en elementos estructurales por lo que la funcionabilidad del edificio se mantiene [36].

Ocupación Inmediata 1-B: Daño en el contenido del edificio, pero la utilización de los espacios y sistemas de edificio es continua [36].

Seguridad de vida 3-C: Daño en elementos estructurales y no estructurales, pero con bajo riesgo a la vida de los ocupantes y personas en la proximidad del edificio [36].

Prevención de colapso 5-D: Deterioro en el sistema resistente a cargas sísmicas, la estructura sólo es capaz de resistir carga vertical por lo que exista alta probabilidad de colapso frente a una réplica [36].

➤ **PROPUESTA NEC**

Según la NEC-SE-RE Sección 3.4 , los niveles de desempeño resultan de la combinación de los niveles de desempeño estructural y no estructural [38]. Se comprobarán las estructuras existentes para los 4 siguientes niveles de desempeño:

- 1-A: nivel operacional
- 1-B: nivel de ocupación inmediata
- 3-C: nivel de seguridad de vida
- 5-E: nivel de prevención al colapso

Tabla 9 Control de daño y niveles de desempeño para edificios

	Nivel de Prevención al Colapso (5-E)	Nivel de Seguridad de Vida (5-E)	Nivel de Ocupación Inmediata (1-B)	Nivel Operacional (1-A)
Daño Global	Severo	Moderado	Ligero	Muy Ligero
General	Pequeña resistencia y rigidez residual, pero columnas y muros cargadores funcionando. Grandes derivas permanentes. Algunas salidas bloqueadas. Parapetos no asegurados que han fallado o tienen alguna falla incipiente. El edificio está cerca del colapso	Algo de resistencia y rigidez residual ha quedado en todos los pisos. Elementos que soportan cargas gravitacionales aún funcionando. Fallas en muros dentro de su plano o parapetos inclinados. Algo de deriva permanente. Daño en paredes divisorias. El Edificio se mantiene económicamente reparable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene resistencia y rigideces originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, cielos rasos, así como en elementos estructurales. los ascensores aún pueden ser encendidos. Sistema contra incendios aún operable	No hay deriva permanente. La estructura aún mantiene la resistencia y rigidez originales. Fisuras menores en fachadas, paredes divisorias, y cielos rasos, así como en elementos estructurales. Todos los sistemas importantes para una operación normal están en funcionamiento

Componentes No Estructurales	Daño severo	Peligro de caída de objetos mitigado pero bastante daño en sistemas: arquitectónico, mecánico y eléctrico	Equipos y contenido están seguros de manera general., pero algunos no operan debido a fallas mecánicas o falta de utilidad	Ocurre daño insignificante. la energía eléctrica y otros servicios están disponibles, posiblemente por servicios de reserva

Fuente: NEC-SE-RE-2015

Tabla 10 Identificación niveles de desempeño Etabs.

NIVEL DE DESEMPEÑO	SIGLAS
1-A OPERACIONAL	OC
1-B OCUPACIÓN INMEDIATA	IO
3-C SEGURIDAD DE VIDA	LS
5-E PREVENCIÓN AL COLAPSO	CP

Fuente: Etabs 2016

Tabla 11 Niveles de desempeño de una estructura según la intensidad sísmica.

		Desempeño de la estructura			
		OP	OI	LS	CP
Intensidad del sismo de diseño	Frecuente	Estructuras regulares	N.A.	N.A.	N.A.
	Ocasional	Estructuras de Ocupación Especial	Estructuras regulares	N.A.	N.A.
	Severo	Estructuras Esenciales	Estructuras de Ocupación Especial	Estructuras regulares	N.A.
	Muy severo	N.A.	Estructuras Esenciales	Estructuras de Ocupación Especial	Estructuras regulares

Fuente: Sección de comentarios C2 de la ASCE41 (2017).

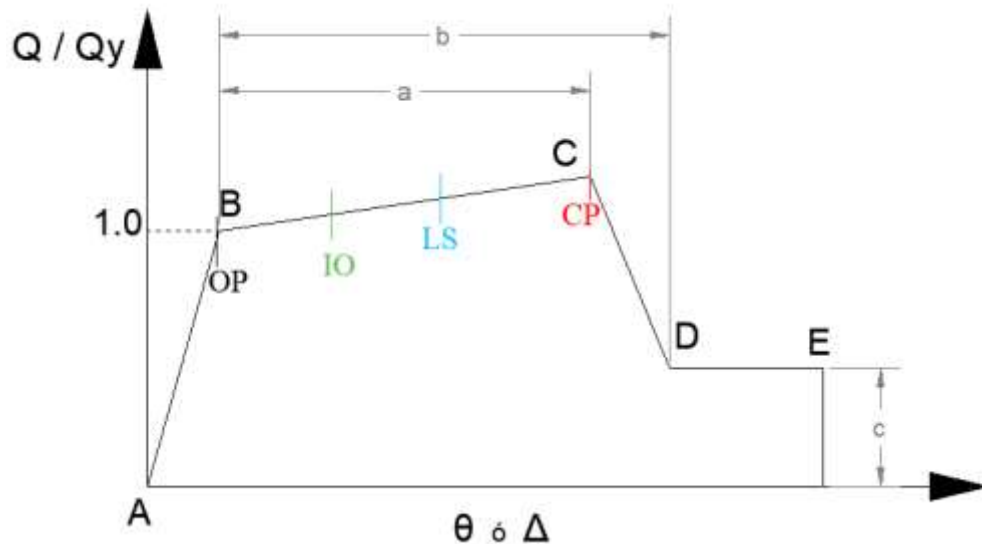
En vista de que a no todas las estructuras se las puede dotar de protección sísmica de alto desempeño (debido principalmente a factores económicos), se da mayor prioridad y cuidado a las estructuras esenciales[31].

La tabla 11 muestra un diagrama de triple entrada en donde se detalla el nivel de desempeño que debe mostrar una estructura dada ante sismos de distintas magnitudes [31].

La ASCE/SEI 41-17, en su capítulo 10, sugiere evaluar el nivel de desempeño de una estructura mediante las curvas de deformación.

Una curva de deformación representa la fuerza que actúa en la base de la estructura (Q) en términos de la rotación o deformación angular (θ).

Figura 13 Curva de deformación y niveles de desempeño.



Fuente: ASCE41 (2017).

La curva de deformación está formada por los siguientes puntos:

- **El punto A** es siempre el origen, representa el estado de la estructura sin deformaciones.
- **El punto B** representa el rendimiento. No se produce deformación en la rótula hasta el punto B, representa el inicio de daños estructurales debido a cargas sísmicas.
- **El punto C** representa la máxima capacidad para el análisis de empuje. Es el punto a partir del cual la estructura ya no es capaz de soportar cargas laterales.
- **El punto D** representa el desempeño residual para el análisis de empuje. es decir que soporta cargas únicamente gravitacionales.
- **El punto E** representa la falla total. Más allá del punto E, la rótula dejará caer la carga hacia el **punto F** (no se muestra) directamente debajo del punto E en el eje horizontal. Si no desea que su rótula falle de esta manera, asegúrese de especificar un valor grande para la deformación en el punto E. Una vez la estructura alcance el punto E, el colapso será inminente [22], [31], [39], [40]

Antes de alcanzar el punto B, toda la deformación es lineal y ocurre en los elementos del pórtico, no en la rótula. La deformación plástica más allá del punto B ocurre en la rótula además de cualquier deformación elástica que pueda ocurrir en el elemento.

Puede especificar medidas de deformación adicionales en los puntos **OP** (operacional), **IO** (ocupación inmediata), **LS** (seguridad de vida) y **CP** (Prevención al colapso). Estas son medidas informativas de los resultados del análisis y se utilizan para el diseño basado en el rendimiento. No tienen ningún efecto sobre el comportamiento de la estructura [22], [40].

En la Figura 13 se muestra dicha relación entre fuerza – deformación planteada por FEMA 356 para elementos de concreto.

Como se puede ver en la figura 13 las deformaciones pueden ser expresadas como curvatura, rotación o elongación, Donde:

a y b: Representan las deformaciones inelásticas es decir aquella que ocurre después de la fluencia [34].

c: Es la resistencia reducida después del descenso entre los puntos C y D [34].

$Q/Q_y = 1$: Para este parámetro existen tres escenarios:

- Cuando está asociada a tensión o flexión representa el valor de fluencia después del cual el elemento presenta un endurecimiento a medida que se deforma [34].
- Cuando está a asociada a compresión representa el valor en el cual el concreto empieza a agrietarse seguido de un endurecimiento por deformación del refuerzo longitudinal y el hormigón que está confinado [34].
- cuando está relacionada con la resistencia a cortante es la resistencia a cortante de diseño [34].

Todos estos valores se definen numéricamente en función del tipo de elemento estructural, tipo de falla, confinamiento, características geométricas y estructurales.

Las tablas de la ASCE 41-13 proporcionan valores de momentos y curvaturas tanto para vigas y columnas para modelar estos puntos del diagrama a partir de conocer la curvatura y momento de fluencia. Así como los criterios de aceptación para los niveles

de desempeño de acuerdo con el tipo de elemento estructural, el tipo de falla y sollicitaciones en las que trabaja el mismo [40], [41].

Tabla 12 Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: vigas de hormigón armado

CONDICIONES	Parámetros de modelado					Criterios de aceptación			
	Ángulo de Rotación Plástico (radianes)		Relación de resistencia residual			Ángulo de Rotación Plástico (radianes)			
							NIVEL DE DESEMPEÑO		
	a	B	C			IO	LS	CP	
Condición i. Vigas controladas por flexión									
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Refuerzo Transversal	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}}$							
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05	
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04	
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03	
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02	
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03	
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015	
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015	
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01	
Condición ii. Vigas controladas por Corte									
Separación de estribos ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02	
Separación de estribos > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01	
Condición iii. Vigas controladas por un desarrollo inadecuado o empalme a lo largo del tramo									
Separación de estribos ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02	
Separación de estribos > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01	
Condición iv. Vigas controladas por una integración inadecuada en la unión viga -columna									
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03	
<p>NOTA: f'c en unidades lb/in2 (MPa). Los valores en la tabla deben ser determinados por interpolación lineal. Cuando se den más de una de las condiciones i. ii. iii. y iv para un componente dado se utilizará el valor numérico mínimo de la tabla. "C" y "NC" son abreviaturas para el refuerzo transversal conforme y no conforme, respectivamente. El refuerzo transversal es conforme si dentro de la zona de la rótula plástica los estribos se espacian a d/3 y si para los componentes de demanda de ductilidad moderados o altos, la resistencia proporcionada por los estribos (Vs) es de al menos 3/4 del corte de diseño. En caso contrario, el refuerzo transversal se considera no conforme. La fuerza cortante de diseño de NSP o NDP es V [41].</p>									

Fuente: ASCE 41-13, 10.4

Tabla 13 Parámetros de modelado y criterios de aceptación numérica para procedimientos no lineales: columnas de hormigón armado

CONDICIONES	Parámetros de modelado			Criterios de aceptación				
	Ángulo de Rotación Plástico (radianes)		Relación de resistencia residual	Ángulo de Rotación Plástico (radianes)				
	NIVELES DE DESEMPEÑO							
a	B	C	IO	LS	CP			
Condición i								
$\frac{P}{A_s f'c} \rho = \frac{A_v}{b_w s}$								
≤ 0.1	≥ 0.006	0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060	
≥ 0.6	≥ 0.006	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010	
≤ 0.1	$= 0.002$	0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034	
≥ 0.6	$= 0.002$	0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005	
Condición ii								
$\frac{P}{A_s f'c} \rho = \frac{A_v}{b_w s} \frac{V}{b_w d \sqrt{f'c}}$								
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condición iii								
$\frac{P}{A_s f'c} \rho = \frac{A_v}{b_w s}$								
≤ 0.1	≥ 0.006	0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060	
≥ 0.6	≥ 0.006	0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008	
≤ 0.1	≤ 0.0005	0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006	
≥ 0.6	≤ 0.0005	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	
Condición iv. Columnas controladas por desarrollo inadecuado o empalme a lo largo de la altura								
$\frac{P}{A_s f'c} \rho = \frac{A_v}{b_w s}$								
≤ 0.1	≥ 0.006	0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060	
≥ 0.6	≥ 0.006	0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008	
≤ 0.1	≤ 0.0005	0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006	
≥ 0.6	≤ 0.0005	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	

NOTA: f'c en unidades lb/in2 (MPa).
 Los valores en la tabla deben ser determinados por interpolación lineal.
 Consulte la Sección 10.4.2.2.2 para la definición de las condiciones i, ii y iii. Se considera que las columnas están controladas por un desarrollo inadecuado o empalmes donde el esfuerzo de acero calculado en el empalme excede el esfuerzo de acero especificado por la ecuación. (1 0-2).
 Cuando se den más de una de las condiciones i. ii. iii. y iv para un componente dado se utilizará el valor numérico mínimo de la tabla.
 Donde $P > 0.7 A_g * f'_c$, los ángulos de rotación plásticos deben tomarse como cero para todos los niveles de rendimiento a menos que la columna tenga refuerzo transversal que consista en estribos con ganchos de 135 grados espaciados a $\leq d / 3$ y la resistencia proporcionada por los estribos (Vs) sea al menos 3/4 del corte de diseño.
 La carga axial P debe basarse en las cargas axiales máximas esperadas causadas por la gravedad y las cargas sísmicas. La fuerza cortante de diseño de NSP o NDP es V [41].

Fuente: ASCE 41-13, 10.4

En el presente proyecto se analizará el desempeño de la estructura para ello se utilizará el paquete computacional ETABS, el cual provee al usuario de las curvas de deformación calculadas según la norma ASCE/SEI 41-13.

1.1.3.8.2 DEMANDA

La demanda en términos de ingeniería sísmo resistente se define como la sollicitación impuesta a la estructura, que tendrán como objetivo simular los posibles movimientos sísmicos para un correcto dimensionamiento de sus componentes.

1.1.3.8.2.1 NIVELES DE AMENAZA SÍSMICA

➤ PROPUESTA VISION 2000

Visión 2000 (SEAOC, 1995) especifica cuatro niveles de demanda definidos según su probabilidad de ocurrencia y período de retorno. Ellos son definidos como: movimientos sísmicos de diseño frecuente, ocasional, raro y muy raro. Sin embargo, estos sismos están orientados a la realidad geosísmica norteamericana, por lo que requieren necesariamente de una calibración de sus límites adecuándose a la realidad sismotectónica ecuatoriana [42].

Tabla 14 Niveles de Amenaza Sísmica según Visión 2000

Movimiento sísmico de diseño	Intervalo de recurrencia	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10 % en 50 años
Muy raro	950 años	10 % en 100 años

Fuente: Visión 2000 (SEAOC, 1995)

➤ PROPUESTA ATC-40

El ATC-40 utiliza tres niveles de movimientos sísmicos para el diseño de estructuras:

Tabla 15 Niveles de Amenaza Sísmica según ATC-40

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno (años)	Característica	Uso
Sismo de servicio, SE	Frecuente	50%	72	La magnitud de estos sismos puede tomarse aproximadamente, como la mitad del sismo de diseño utilizado en los códigos y normativas	diseño de estructuras convencionales
Sismo de diseño, DE	Poco frecuente	10%	475	intensidad entre moderada y severa	diseño de estructuras convencionales
Sismo máximo, ME	Muy raro	5%	975	Este nivel de movimiento generalmente varía entre 1.25 y 1.50 veces el valor del sismo de diseño	diseño de estructuras esenciales

Fuente: ATC 40,1996

Tabla 16 Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales (ATC, 1996).

Movimiento Sísmico de diseño	Nivel de desempeño del edificio			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio, SE				
Sismo de Diseño, DE			X	
Sismo Máximo, ME				X

Fuente: ATC 40,1996

➤ **PROPUESTA NEC**

En nuestro país el reglamento vigente que rige el diseño sismo-resistente de las estructuras es la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2015, la cual nos provee de un espectro de aceleración como fracción de la aceleración de la gravedad en base a un mapa de zonificación sísmica el cual tiene un 10% de probabilidad de excedencia

en 50 años con un período de retorno de 475 años [13], [14]. La verificación de desempeño se hace para los niveles de amenaza sísmica presentados a seguir. Se clasifican los sismos según los niveles de peligro y período medio de retorno tal como en la tabla siguiente [13], [38]:

Tabla 17 Niveles de amenaza sísmica según NEC.

Nivel de sismo	Sismo	Probabilidad de excedencia en 50 años	Período de retorno Tr(años)	Tasa anual de excedencia (1/Tr)
1	Frecuente (menor)	50%	72	0.01389
2	Ocasional (moderado)	20%	225	0.00444
3	Raro(severo)	10%	475	0.00211
4	Muy raro* (extremo)	2%	2500	0.0004

Fuente: CÓDIGO NEC - SE - DS Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente. 2015.

1.1.4 HIPÓTESIS

El efecto hidrodinámico de líquidos en movimiento aplicado a edificios con piscinas en azoteas influye en los resultados del análisis no lineal y desempeño estructural.

1.2 OBJETIVOS

1.2.3 Objetivo General

Analizar el efecto hidrodinámico de líquidos en movimiento aplicado a edificios con piscinas en azoteas sometidos a sismos intensos.

1.2.4 Objetivos Específicos

- Modelar una edificación multifamiliar típica que disponga de piscina en la azotea y que cumpla con NEC-SE-DS 2015.
- Realizar un análisis comparativo del modelo incluyendo los efectos hidrodinámicos y sin incluirlos aplicando análisis lineal elástico de fuerza lateral equivalente y modal-espectral.
- Evaluar la respuesta dinámica de ambos modelos (hidrostático e hidrodinámico) aplicando análisis no lineal de respuesta en el tiempo (NLRHA).

CAPÍTULO II.- METODOLOGÍA.

2.1 NIVEL O TIPO DE INVESTIGACIÓN.

Los niveles de investigación que se aplican en el desarrollo de este trabajo experimental son:

- Exploratorio
- Descriptivo
- Explicativo

2.1.1 Nivel exploratorio.

En primera instancia se realizó la Investigación exploratoria, con la finalidad de recopilar toda la información y datos necesarios para desarrollar el proyecto experimental.

Se recopiló información sobre la modelación del efecto hidrodinámico de agua en depósitos además del diseño por desempeño de edificios de hormigón armado y los diferentes métodos de análisis sísmico, sobretodo del NLRHA. Esta información ha sido obtenida de diferentes libros como Fundamentos de Ingeniería Sísmica, Newmark y Rosenblueth (1982) y de normas como la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC 2015, FEMA 440, FEMA 356, ATC-40, Comité Visión 2000, ACI 350.3-06, Reglamento EUROCÓDIGO 8 – 2004, Reglamento IBC 2012 y Reglamento IITK – GSDMA – 2007.

También ha sido necesario obtener la distribución típica de viviendas multifamiliares para realizar el dibujo arquitectónico y obtener la distribución de elementos estructurales.

2.1.2 Nivel descriptivo.

En este nivel de investigación se procederá a recolectar información acerca de los procesos de cálculo y análisis en el software ETABS 2016 y de los métodos vigentes de diseño sísmico, aceptados en normas técnicas nacionales e internacionales, para llegar al desarrollo del tema de investigación.

2.1.3 Nivel explicativo.

Una vez realizado el NLRHA de la edificación se procederá a realizar una comparación con la modelación hidrodinámica tomando en cuenta el efecto de vibraciones de líquidos; con la modelación considerando únicamente la masa de agua como una carga sobre una superficie, estableciendo sus diferencias y el efecto que esta consideración produce.

2.2 MATERIALES Y EQUIPOS

2.2.1 Materiales

Equipo de Oficina

2.1.1 Equipos

- **Etabs 2016**

ETABS es un programa de análisis y diseño de sistemas de construcción desarrollado hace más de 40 años. ETABS 2016 presenta una interfaz gráfica intuitiva y poderosa junto con procedimientos de modelado, análisis, diseño y detallado inigualables, todo integrado mediante una base de datos común.

2.3 POBLACIÓN Y MUESTRA

2.3.1 Población

El universo está constituido por la edificación de hormigón armado de 12 pisos, con terraza accesible donde está ubicada la piscina rectangular, para la investigación se ubicó la edificación en Ambato, provincia de Tungurahua.

2.3.2 Muestra

La estructura por evaluar en la presente tesis consiste en un edificio porticado de hormigón armado, con una distribución arquitectónica muy regular. La estructura posee losas nervadas bidireccionales de 20 cm de espesor en todos sus niveles y una piscina rectangular de 5.5*11 m en la azotea, posee tapagradas y ascensor.

2.4 MÉTODOS

2.4.1 Plan de Recolección de Datos

Para la recolección de datos se hará en base a la Normativa NEC 2015.

- Búsqueda bibliográfica de consideraciones hidrodinámicas para el modelado de líquidos en movimiento usando la Norma ACI 350.3-06 en base al modelo de Newmark - Rosenblueth y de la distribución típica de viviendas multifamiliares para desarrollar los planos arquitectónicos en AutoCAD.
- Determinar las características sismogénicas de la zona y suelo de cimentación usando la normativa NEC-SE-DS 2015 (Tipo de suelo, capacidad portante, factores de sitio y coeficiente de amplificación espectral: Sismo de Diseño, zona sísmica y factor de zona sísmica).
- Seleccionar acelerogramas que cumplan con requisitos de compatibilidad.
- Determinar la intensidad de Arias y la duración significativa de los sismos para realizar el ajuste espectral y escalado de acelerogramas.
- Determinar los datos del sistema estructural, irregularidades en planta y elevación, secciones de diseño y materiales sujetos a la NEC-SE-DS 2015.
- Determinar las Cargas gravitacionales y carga sísmica a las que estará sometida la edificación. como Carga Viva y Carga muerta por piso, Período fundamental estimado T_a , Cortante Basal Estático, Espectro Elástico y Reducido mediante la metodología de la NEC-SE-DS 2015.
- Determinar las cargas Hidrostáticas e Hidrodinámicas a las que estará sometida la piscina.

2.4.2 Plan de Procesamiento y Análisis de Información.

Para el presente trabajo investigativo se utilizará el software Etabs 2016:

- Desarrollar 6 modelos de la edificación con piscina rectangular en la azotea en software Etabs, definiendo las propiedades lineales y no lineales para el acero y el hormigón, secciones de columnas, vigas, losas, paredes y piso de la piscina. Los modelos son los siguientes:

- 1- Hidrostático sin gradas ni ascensor (solo elementos viga columna y losas) con derivas al límite y que cumplan los parámetros establecidos para viviendas multifamiliares de hormigón armado según la NEC-SE-DS 2015
- 2- Hidrostático con gradas y ascensor con derivas al límite y que cumplan los parámetros establecidos para viviendas multifamiliares de hormigón armado según la NEC-SE-DS 2015
- 3- Hidrodinámico sin gradas ni ascensor (solo elementos viga columna y losas) con las mismas secciones del modelo 1.
- 4- Hidrodinámico con gradas y ascensor con las mismas secciones del modelo 2.

En el caso en que los modelos 3 y 4 no cumplieran con los parámetros establecidos para viviendas multifamiliares de hormigón armado según la NEC-SE-DS 2015 se desarrollaran los siguientes dos modelos adicionales:

- 5- Hidrodinámico corregido sin gradas ni ascensor (solo elementos viga columna y losas) con derivas al límite y que cumplan los parámetros establecidos para viviendas multifamiliares de hormigón armado según la NEC-SE-DS 2015
- 6- Hidrodinámico corregido con gradas y ascensor con derivas al límite y que cumplan los parámetros establecidos para viviendas multifamiliares de hormigón armado según la NEC-SE-DS 2015.

- Definir la carga sísmica, la fuente de masa, patrones de carga, los casos de carga dinámicos, caso modal, las combinaciones de carga
- Rigidizar los nudos de la estructura.
- Aplicar las cargas hidrostáticas en las paredes y piso de la piscina.
- Modelar el efecto hidrodinámico del oleaje debido a la vibración de líquidos en la piscina de la edificación usando el modelo de Newmark y Rosenblueth aplicando las cargas hidrodinámicas.

Los modelos con gradas y ascensor tanto Hidrodinámico, hidrostático e hidrostático mejorado (modelos 2, 4 y 6) serán usados para el análisis Lineal elástico. Para dicho análisis se procederá a:

- Verificar del cumplimiento de los perímetros establecidos para viviendas multifamiliares de hormigón armado según la NEC-SE-DS 2015 como Período de vibración, Derivas elásticas e inelásticas máximas, cortante dinámico total y torsión en planta.
- Realizar un análisis comparativo del modelo incluyendo los efectos hidrodinámicos y sin incluirlos aplicando análisis lineal elástico de fuerza lateral equivalente y modal-espectral (modelos 2, 4 y 6).

Los modelos 1, 3 y 5 se usarán para el análisis no lineal de respuesta en el tiempo (NLRHA) con la finalidad de simplificar el modelo. Para dicho análisis se procederá a:

- Definir funciones tiempo-historia para los sismos seleccionados, realizando escalado en el dominio del tiempo.
- Realzar el ajuste espectral de los registros.
- Definir función rampa gravitacional.
- Asignar rótulas plásticas en vigas y columnas.
- Evaluar la respuesta dinámica de ambos modelos (hidrostático e hidrodinámico) aplicando análisis no lineal de respuesta en el tiempo (NLRHA).
- Comparar los dos escenarios de carga, hidrostático e hidrodinámico para los siguientes criterios:
 - Cortantes máximos y residuales.
 - Desplazamientos máximos y residuales.
 - Desplazamientos máximos por piso.
 - Límite de derivas.
 - Velocidades máximas.
 - Aceleraciones máximas.
 - Mecanismo de daño.
 - Grado de incursión inelástica.
 - Distribución energética.
- Tabular los resultados de los dos escenarios: modelación hidrodinámica tomando en cuenta el efecto de vibraciones de líquidos; con la modelación considerando únicamente la masa de agua como una carga sobre una superficie (modelos 1,3 y 5).

2.5 MATERIALES Y SECCIONES

2.5.1 DEFINICIÓN DE MATERIALES

- **Hormigón**

Propiedades lineales

El módulo de elasticidad se determinó a partir de la fórmula establecida para Ambato

$$E = 13100\sqrt{f'c} \text{ , desarrollada por la Universidad Técnica de Ambato.} \quad \text{Ec. 40}$$

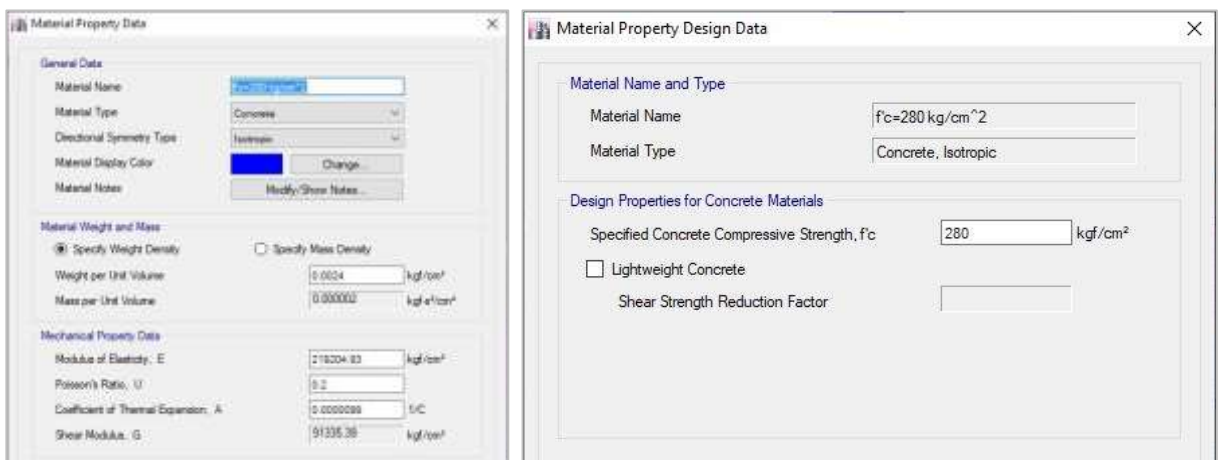
Propiedades no lineales

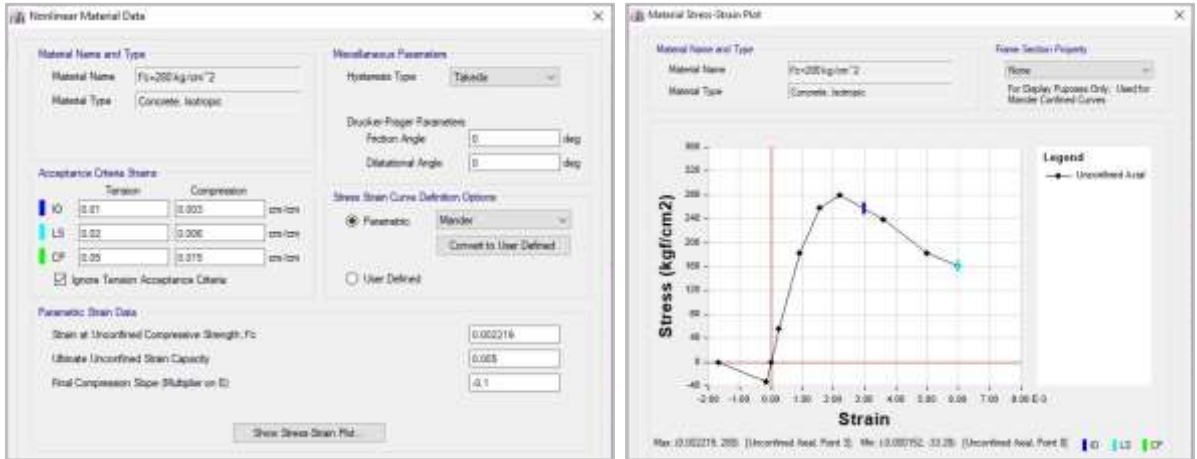
Para las propiedades no lineales se usó el modelo de Mander para generar la Curva Esfuerzo- deformación y el modelo de histéresis de Takeda.

Modelo de histéresis de Takeda

Modelo similar al modelo cinemático, pero utiliza un circuito histérico degradante basado en el modelo de Takeda (1970). Este modelo simple no requiere parámetros adicionales y es apropiado para hormigón armado. Al recargar, la curva sigue una línea secante hasta la curva de la columna vertebral para cargar en la dirección opuesta. El punto objetivo para esta secante es la deformación máxima que se produjo en esa dirección en ciclos de carga anteriores. Esto da como resultado una cantidad decreciente de disipación de energía con deformaciones mayores [22].

Figura 14 Definición de las propiedades lineales y no lineales del hormigón.





Fuente: Etabs

Tabla 18 Propiedades lineales y no lineales del hormigón.

MATERIAL	E	v	A	G	Peso Específico	Unit Mass	F'c
	kgf/cm ²		1/C	kgf/cm ²	kgf/cm ³	kgf-s ² /cm ⁴	kgf/cm ²
f'c=280 kg/cm ²	219204.93	0.2	9.90E-06	91335.39	0.0024	2.00E-06	280

Fuente: Etabs

- Acero

Propiedades lineales

El acero utilizado es el A615Gr60, adecuada para aplicaciones de refuerzo de concreto de servicio medio a pesado.

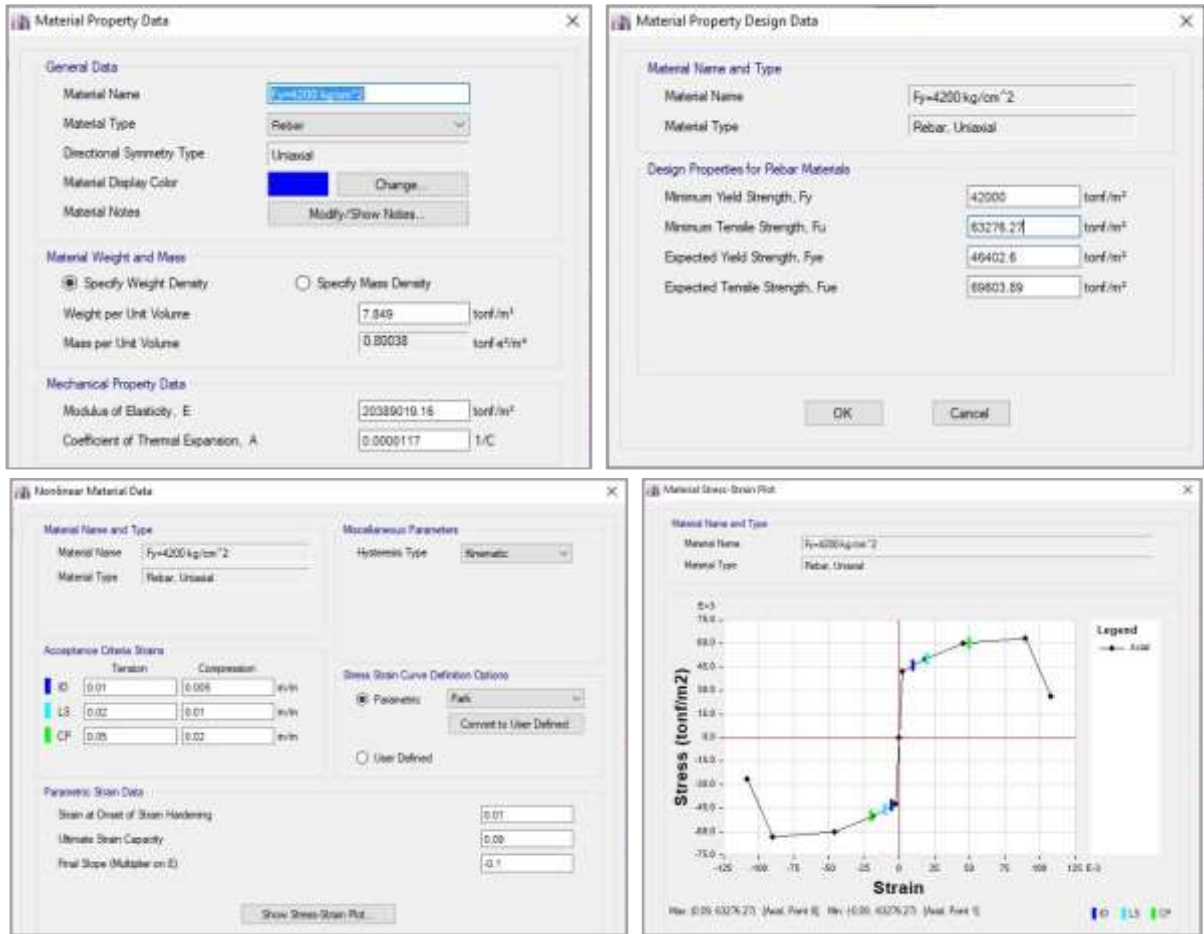
Propiedades no lineales

Para las propiedades no lineales se usó el modelo de Park para generar la Curva Esfuerzo- deformación y el modelo de histéresis Kinematico.

Modelo de histéresis cinemática

Modelo que se basa en el comportamiento de endurecimiento cinemático que es usado para todos los materiales metálicos porque disipa una cantidad significativa de energía y es apropiado para materiales dúctiles [22].

Figura 15 Definición de las propiedades lineales del acero.



Fuente: Etabs

Tabla 19 Propiedades lineales y no lineales del acero

MATERIAL	E	α	Peso Específico	Unit Mass	Fy	Fu
	kgf/cm ²	1/C	kgf/cm ³	kgf-s ² /cm ⁴	kgf/cm ²	kgf/cm ²
Fy=4200 kg/cm ²	2038901.9	1.17E-05	0.00785	8.00E-06	4200	6327.63

Fuente: Etabs

2.5.2 CONFIGURACIÓN ESTRUCTURAL

MODELO 1: Hidrostático sin gradas ni ascensor (solo elementos viga columna y losas) con derivas al límite y que cumplan los parámetros establecidos para viviendas multifamiliares de hormigón armado según la NEC-SE-DS 2015

MODELO 2: Hidrostático con gradas y ascensor con derivas al límite y que cumplan los parámetros establecidos para viviendas multifamiliares de hormigón armado según la NEC-SE-DS 2015

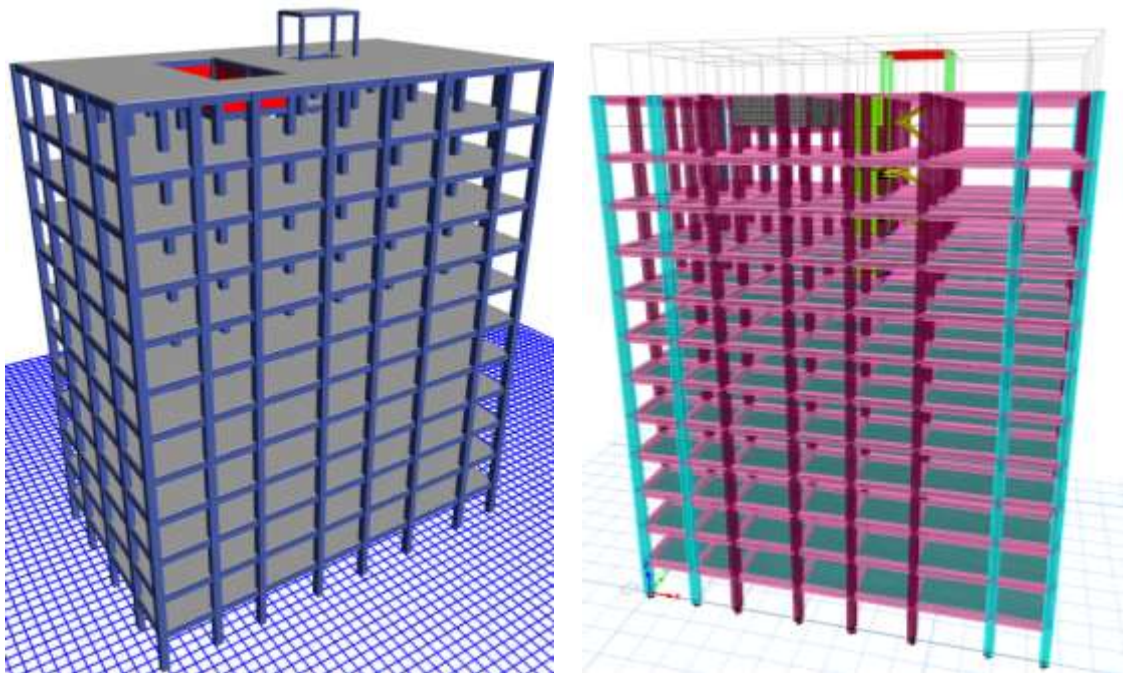
MODELO 3: Hidrodinámico sin gradas ni ascensor (solo elementos viga columna y losas) con las mismas secciones del modelo 1.

MODELO 4: Hidrodinámico con gradas y ascensor con las mismas secciones del modelo 2.

MODELO 5: Hidrodinámico corregido sin gradas ni ascensor (solo elementos viga columna y losas) con derivas al límite y que cumplan los parámetros establecidos para viviendas multifamiliares de hormigón armado según la NEC-SE-DS 2015

MODELO 6. Hidrodinámico corregido con gradas y ascensor con derivas al límite y que cumplan los parámetros establecidos para viviendas multifamiliares de hormigón armado según la NEC-SE-DS 2015.

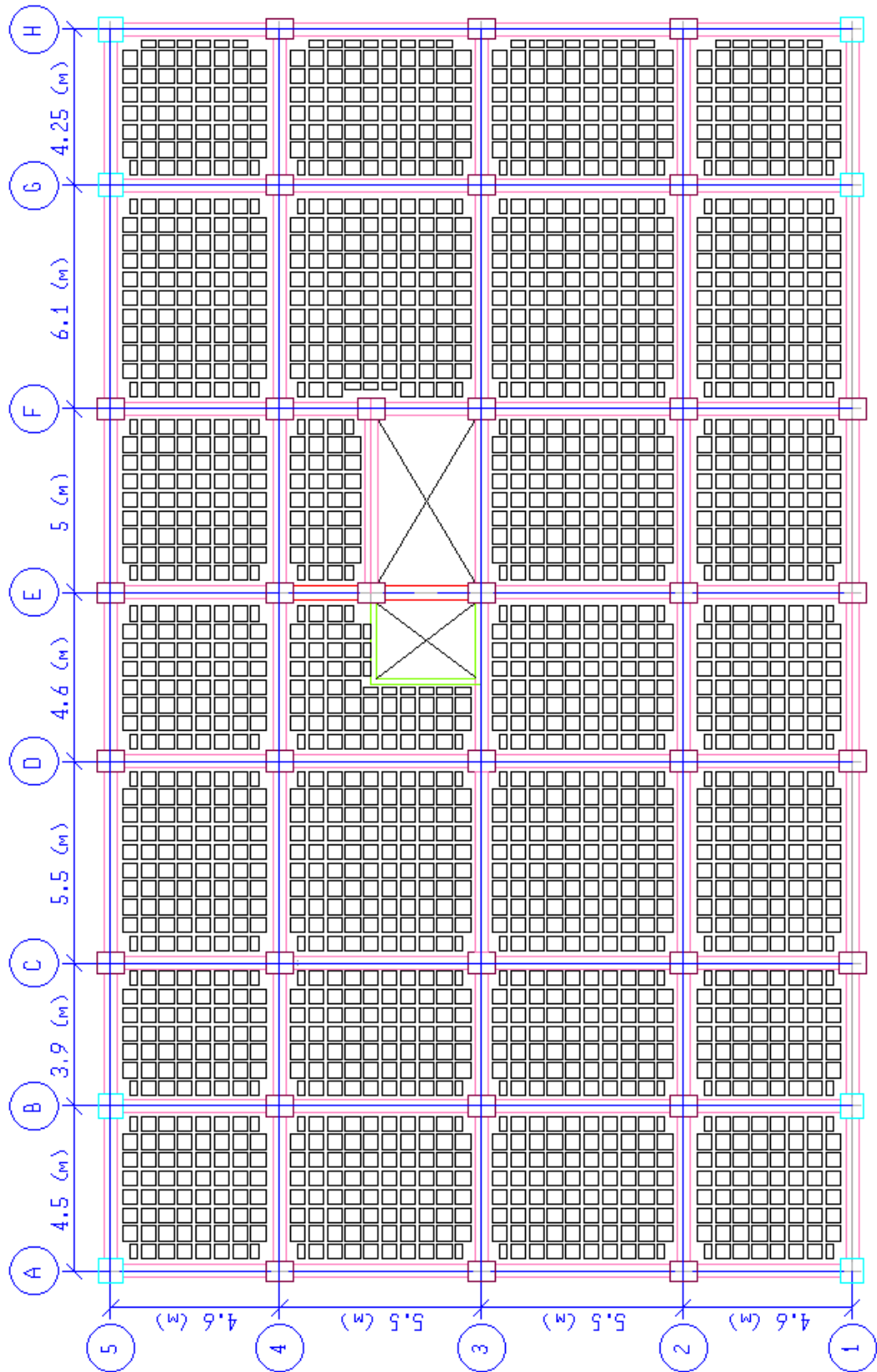
Figura 16 Render de la estructura analizada



Fuente: Rumipamba Viviana

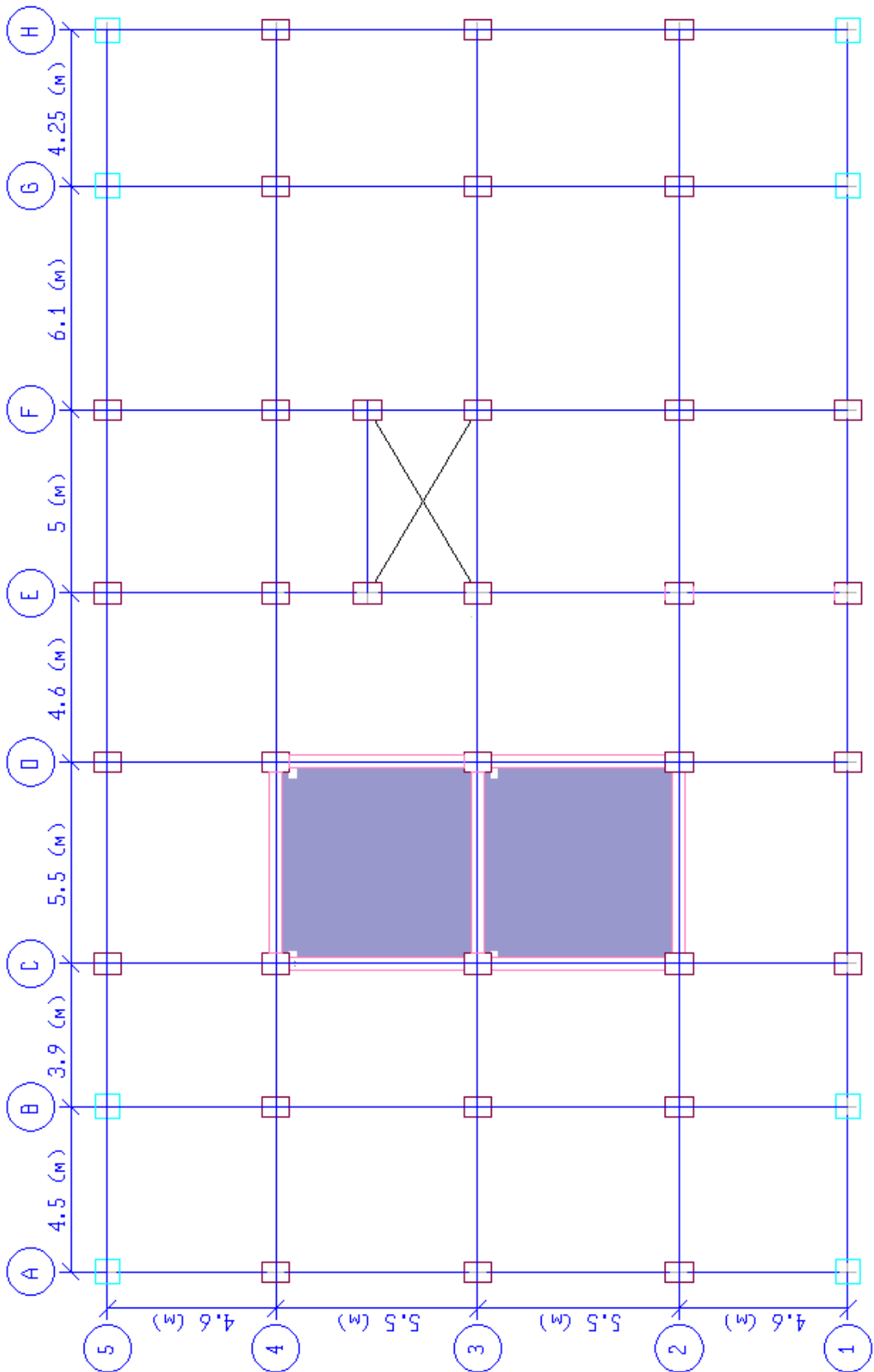
2.5.3 PLANOS

Figura 17 Nivel +0.00m al Nivel +37.62 m



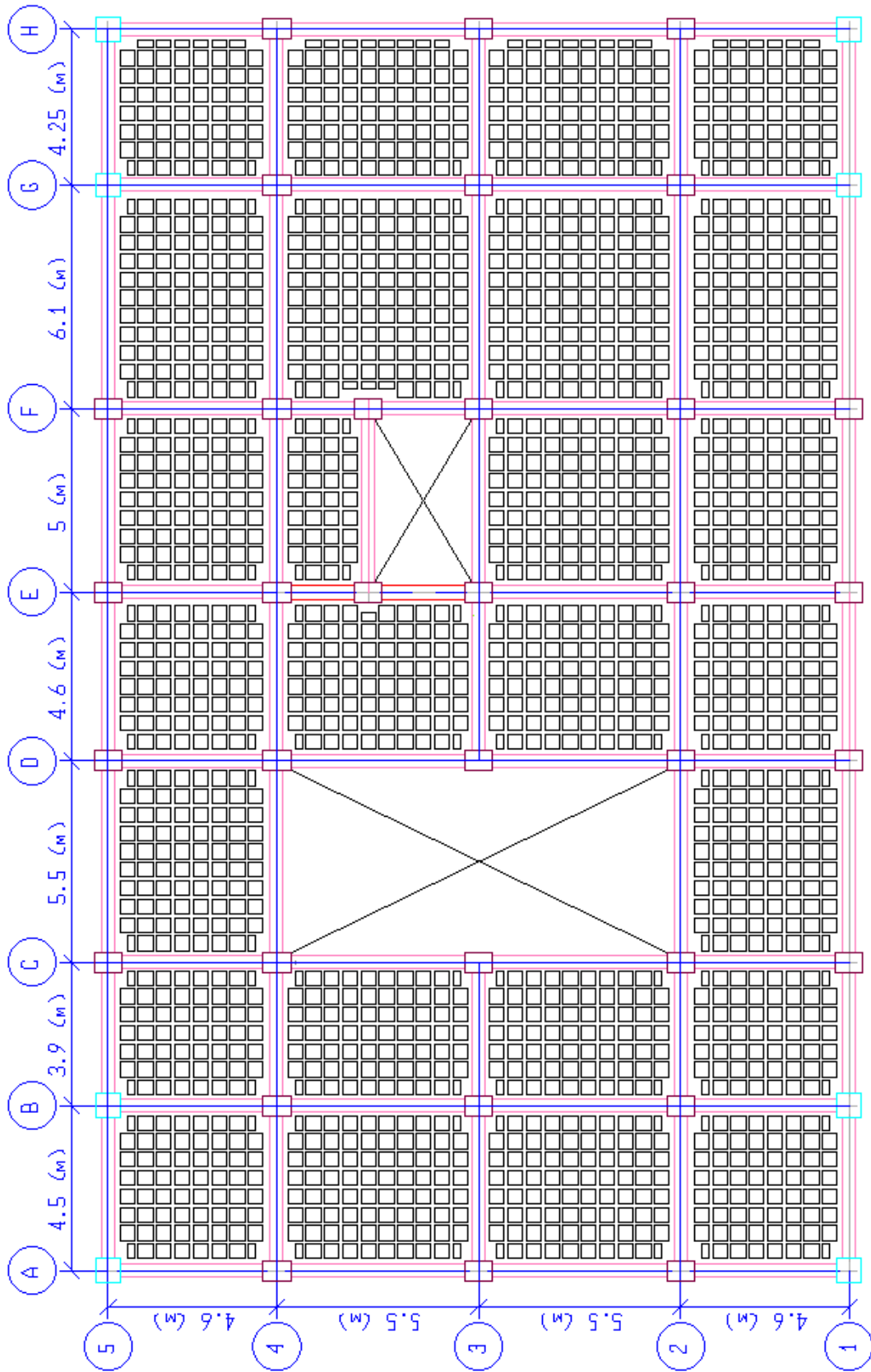
Fuente: Rumipamba Viviana

Figura 18 Nivel +39.62 m (Losa Maciza Piscina)



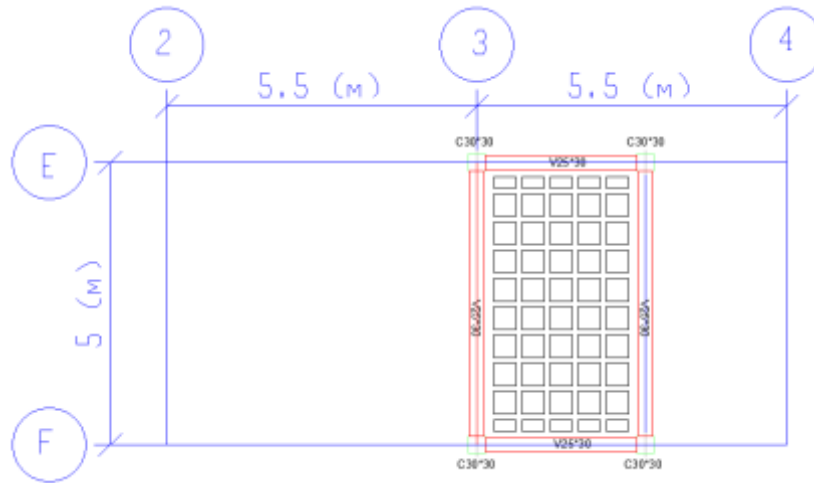
Fuente: Rumipamba Viviana

Figura 19 Nivel +41.62m



Fuente: Rumipamba Viviana

Figura 20 Nivel +45.04 m

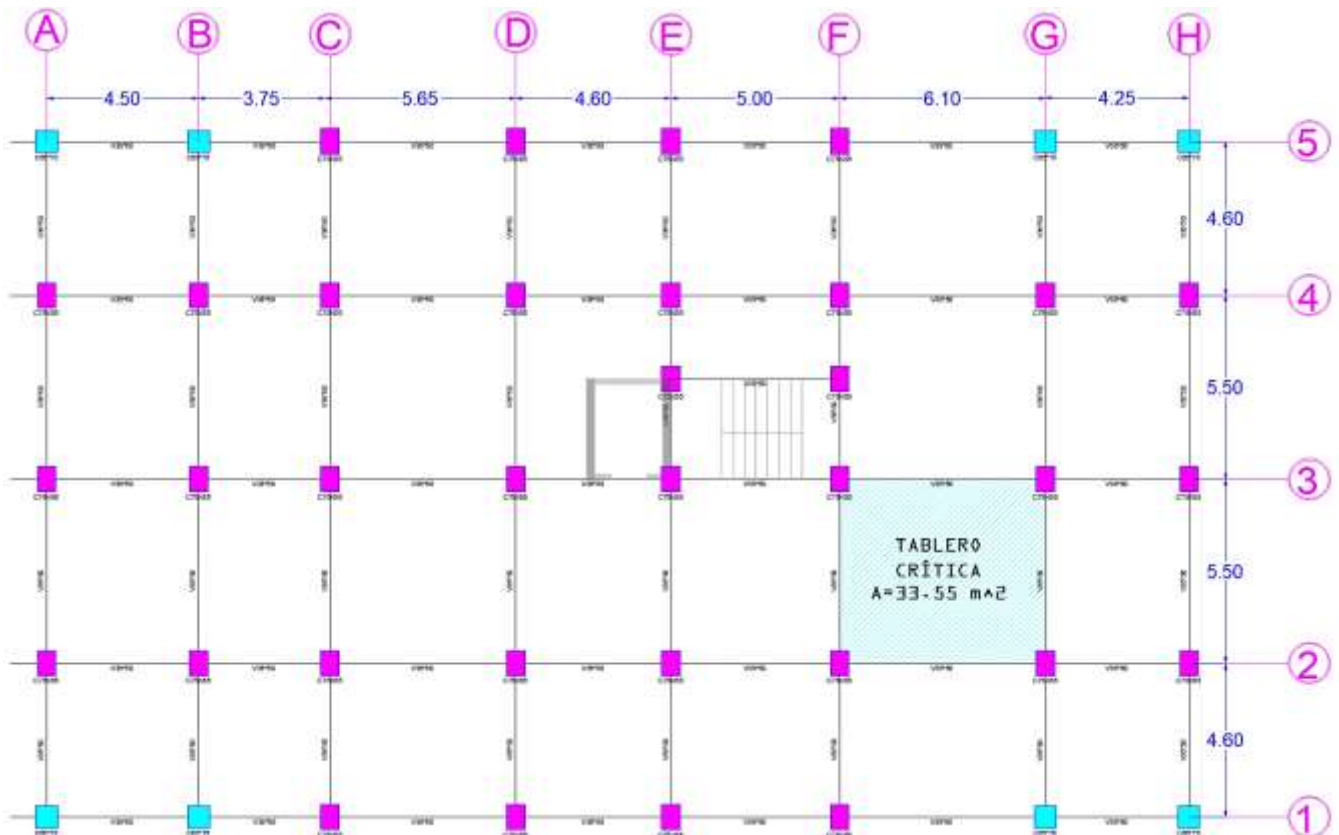


Fuente: Rumipamba Viviana

2.5.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE SECCIONES

2.5.4.1 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOSA

Figura 21 Tablero Crítico



Fuente: Rumipamba Viviana

- **Determinar el Tipo de Losa**

$$\beta = \frac{\text{Luz Larga}}{\text{Luz Corta}} \quad \text{Ec. 41}$$

$$\beta = \frac{6.10 \text{ m}}{5.50 \text{ m}}$$

$$\beta = 1.11$$

$$\frac{\text{Luz Larga}}{\text{Luz Corta}} > 2 : \text{Losa Unidireccional}$$

$$\frac{\text{Luz Larga}}{\text{Luz Corta}} \leq 2 : \text{Losa Bidireccional}$$

$$1.11 \leq 2 : \text{Losa Bidireccional}$$

- **Cálculo del espesor mínimo de la Losa.**

Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados. ACI 318-14_Tabla 8.3.1.2. Espesor mínimo de las losas de dos direcciones con vigas entre los apoyos en todos los lados.

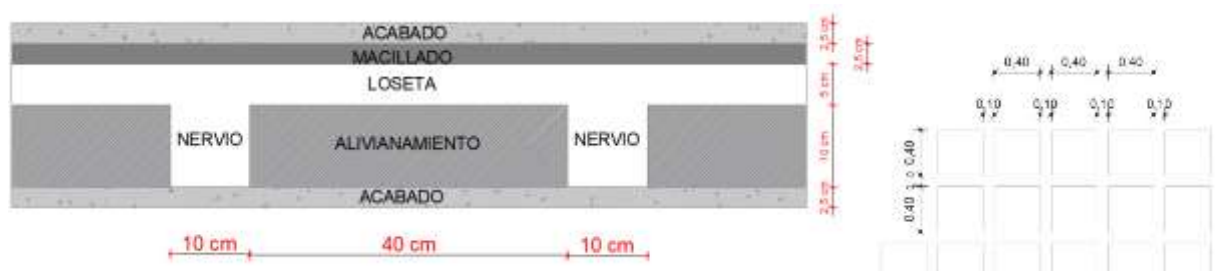
$$h = 3 * \text{luz larga} \quad \text{Ec. 42}$$

$$h = 3 * 6.1 \text{ m}$$

$$h = 18.3 \text{ cm}$$

∴ **Losa Asumida.** Escogemos una altura de **20 cm** lo cual nos permitirá hacer las instalaciones hidrosanitarias en el interior sin inconvenientes.

Figura 22 Cuantificación de cargas en la losa



Fuente: Rumipamba Viviana

Tabla 20 Carga muerta losa.

Elemento	Unidades	Altura (m)	Espesor (m)	Longitud (m)	Peso Específico	Peso
		h	E	l	Kg/m ³	Kg/m ²
Peso Propio Loseta		1	0.05	1	2400	120
Peso Propio Nervios		0.1	0.1	3.6	2400	86.4
Alivianamientos	8	-	-	-	8	64
P. Propio alisado sup.		1	0.025	1	2000	50
P. Propio alisado inf.		1	0.025	1	2000	50
P. Propio acabados		1	0.025	1	1800	45
CMLOSA=						415.4

Fuente: Rumipamba Viviana

Peso propio estructural

$$Pp_{losa} = Nervio + Loseta \quad \text{Ec. 43}$$

$$Pp_{losa(DEAD)} = 206.4 \text{ kg/m}^2$$

Carga muerta pared

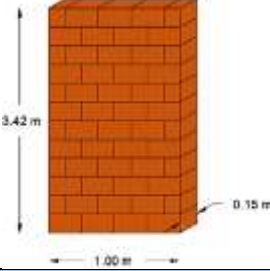
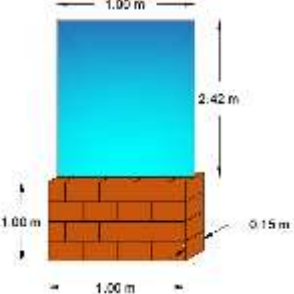
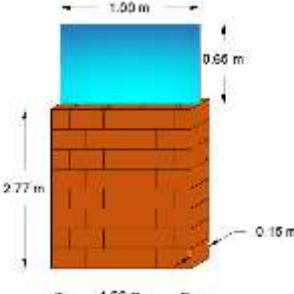

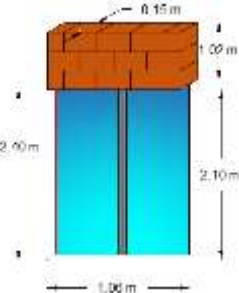
Entrepiso

Figura 23 Distribución arquitectónica



Fuente: Rumipamba Viviana

Tabla 21 Carga muerta de pared

Pared Tipo I (Maciza)	
	$Pp_{P1} = 0.15 \text{ m} * 1 \text{ m} * 3.42 \text{ m} * 1600 \text{ kg/m}^3$ $Pp_{P1} = 820.8 \text{ kg/m}$ $L1 = 226.57 \text{ m}$
Pared Tipo II (Ventana)	
	$Pp_{P2} = (0.15 * 1.00 * 1.00 * 1600)$ $+ (0.006 * 1 * 2.42 * 2600)$ $Pp_{P2} = 277.752 \text{ kg/m}$ $L2 = 74.52 \text{ m}$
Pared Tipo III (Pared de Baño)	
	$Pp_{P2} = (0.15 * 1.00 * 2.77 * 1600) + (0.006 * 1 * 0.65 * 2600)$ $Pp_{P2} = 674.94 \text{ kg/m}$ $L2 = 9.56 \text{ m}$
Pared Tipo IV (Puerta + pared)	
	$Pp_{P2} = (0.15 * 1.00 * 1.32 * 1600) + (0.04 * 1 * 2.10 * 800)$ $Pp_{P2} = 384 \text{ kg/m}$ $L2 = 65.22 \text{ m}$
Pared Tipo V (Puerta vidrio + pared)	
	$Pp_{P2} = (0.15 * 1 * 1.02 * 1600) + (0.006 * 1 * 2.40 * 2600)$ $Pp_{P2} = 282.24 \text{ kg/m}$ $L2 = 11.3 \text{ m}$

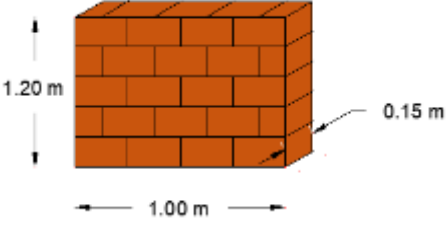
$$CM_{Pared} = \frac{\sum Pp_n * Ln}{\text{Área losa}}$$

Ec. 44

$$CM_{Pared} = \frac{(277.752 * 74.52)kg + (674.94 * 9.56)kg + (384 * 65.22)kg + (282.24 * 11.3)kg + (288 * 112.34)kg}{664.43 m^2}$$

$$CM_{Pared} = 363.25 kg/m^2$$

Terraza

Pared Tipo VI (Terraza)	
	$Pp_{P3} = 0.15 * 1.00 * 1.20 * 1600$ $Pp_{P3} = 288 kg/m$ $L3 = 112.34 m$

Fuente: Rumipamba Viviana

Tabla 22 Carga muerta de pared Resumen

ELEMENTO	Material	Espesor (m)	Largo (m)	Altura (m)	Peso específico (kg/m³)	Peso en (kg/m)	TOTAL	Longitud (m)
							(Kg c/m)	
PARED TIPO I	ladrillo	0.15	1	3.42	1600	820.8	820.8	226.57
PARED TIPO II	ladrillo	0.15	1	1	1600	240	277.752	74.52
	vidrio	0.006	1	2.42	2600	37.752		
PARED TIPO III	ladrillo	0.15	1	2.77	1600	664.8	674.94	9.56
	vidrio	0.006	1	0.65	2600	10.14		
PARED TIPO IV	ladrillo	0.15	1	1.32	1600	316.8	384	65.22
	madera	0.04	1	2.1	800	67.2		
PARED TIPO V	ladrillo	0.15	1	1.02	1600	244.8	282.24	11.3
	vidrio	0.006	1	2.4	2600	37.44		
PARED TIPO VI	ladrillo	0.15	1	1.2	1600	288	288	112.34

Fuente: Rumipamba Viviana

2.5.4.2 ESTIMACIÓN DE CARGAS GRAVITACIONALES

CARGAS VIVAS

ENTREPISO

Según la NEC SE CG (cargas_no_sismicas) “4.2.1. Sobrecargas mínimas uniformemente distribuidas L0, y concentradas P0” pg. 29.

Tabla 23 Carga muerta: Pesos de los Materiales

Ocupación o Uso	Carga uniforme (Kg/cm ²)
Residencias	
Hoteles y residencias multifamiliares	200

Fuente: NEC-SE-CG (Cargas no Sísmicas)

La edificación es una Residencia multifamiliar con terraza inaccesible y piscina para la cual se tomaron las siguientes consideraciones:

$$CV = 200 \frac{kg}{m^2}$$

AZOTEA ACCESIBLE

$$CV_A = 200 \frac{kg}{m^2}$$

TAPAGRADA

$$CV_T = 70 \frac{kg}{m^2}$$

CORREDORES

$$CV_C = 200 \frac{kg}{m^2}$$

TERRAZA GRADAS

$$CV_G = CV_C + 30\% CV_C \quad \text{Ec. 45}$$

$$CV_G = 200 \frac{kg}{m^2} + 30\% \left(200 \frac{kg}{m^2} \right)$$

$$CV_G = 260 \frac{kg}{m^2}$$

CARGAS PARA MODELACIÓN

ENTREPISO

$$Pp_{losa} = 206.4 \text{ kg/m}^2$$

$$ACM_{entrepiso} = CM_{losa} - Pp_{losa} + CM_{pared} \quad \text{Ec. 46}$$

$$ACM_{entrepiso} = (415.40 - 206.4 + 363.25) \text{ kg/m}^2$$

$$ACM_{entrepiso} = 572.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} \rightarrow \text{Asignar a Losa}$$

TERRAZA.

$$ACM_{terrazza} = CM_{losa} - Pp_{losa} + CM_{pared}$$

$$ACM_{terrazza} = (415.40 - 206.4) \text{ kg/m}^2 + 288 \text{ kg/m}$$

$$ACM_{terrazza} = 209 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 288 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

Tabla 24 Resumen de cargas

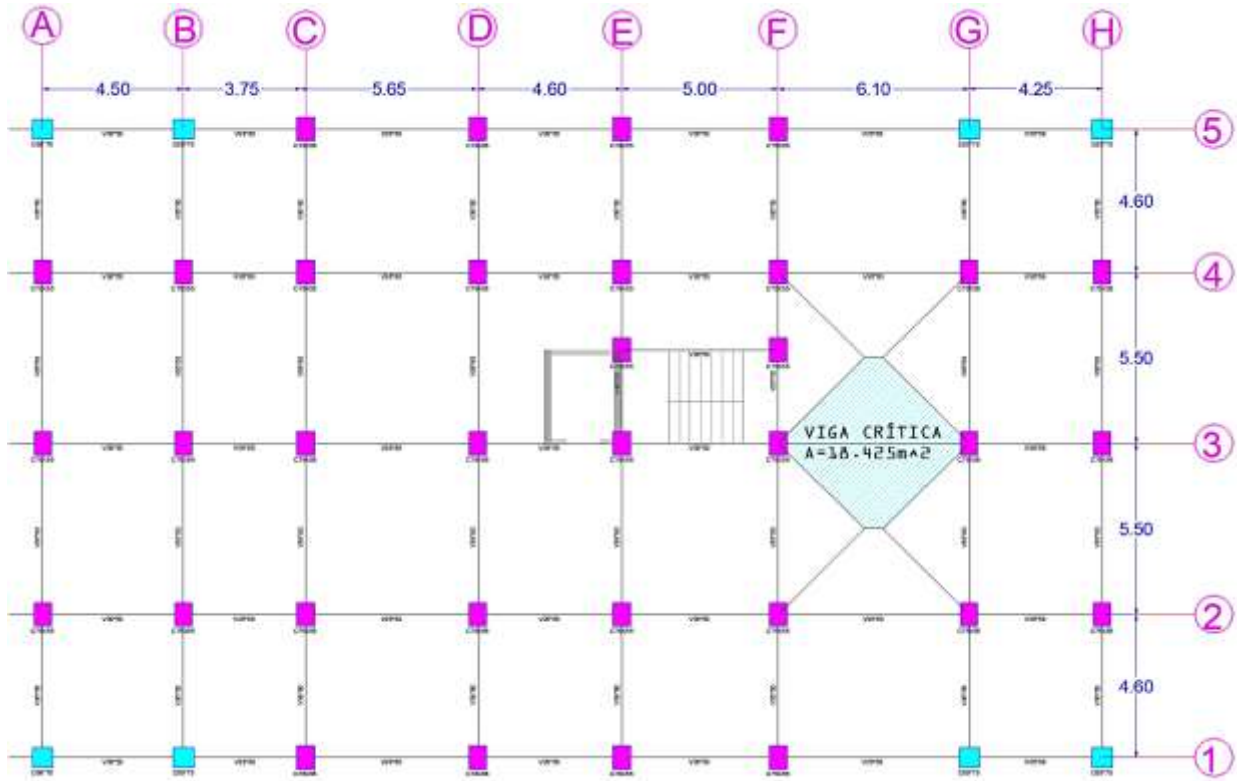
DESCRIPCIÓN	ACM			CV		
	Valor	Unidad	Asignación	Valor	Unidad	Asignación
PISO 1 AL PISO 11	572.25	kg/m ²	Asignada en losa	200	kg/m ²	Asignada en losa
PISO 12(AZOTEA ACCESIBLE)	209	kg/m ²	Asignada en losa	200	kg/m ²	Asignada en losa
	288	kg/m	Asignada en viga periféricas.			
TAPAGRADA	209	kg/m ²	Asignada en losa	70	kg/m ²	Asignada en losa
CORREDORES	572.25	kg/m ²	Asignada en losa	200	kg/m ²	Asignada en losa
GRADAS	209	kg/m ²	Asignada en losa de grada	260	kg/m ²	Asignada en losa de grada

Fuente: Rumipamba Viviana

La carga viva se determinó usando los valores establecidos en NEC SE CG (cargas no sísmicas)2015.

2.5.4.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE VIGAS

Figura 24 Tablero Crítico



Fuente: Rumipamba Viviana

DATOS:

$$CM - Losa = 415.40 \text{ kg/m}^2$$

$$CM - Pared = 363.25 \text{ kg/m}^2$$

$$CV = 200 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área Tributaria} = 18.425 \text{ m}^2$$

$$Luz = 6.10 \text{ m}$$

$$\# \text{ pisos} = 12$$

$$U = 1.2D + 1.6L \quad \text{Ec. 47}$$

$$U = 1.2 * (415.40 + 363.25) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 1.6 * (200) \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

$$U = 1254.38 \text{ kg/m}^2$$

$$qu = \frac{U(\text{kg/m}^2) * \text{Area Trib} (\text{m}^2)}{Luz (m)} \quad \text{Ec. 48}$$

$$qu = \frac{1254.38 \text{ kg/m}^2 * 18.425 \text{ m}^2}{6.10 \text{ m}}$$

$$qu = 3788.845 \text{ kg/m}$$

$$qu = 3.79 \text{ Ton/m}$$

- **Recomendación para momento M_{CG}**

$$M_{CG} = \frac{qu * L^2}{10} \quad \text{Ec. 49}$$

$$M_{CG} = \frac{3.79 \text{ Ton/m} * (6.10\text{m})^2}{10}$$

$$M_{CG} = 14.103 \text{ Ton. m}$$

- **Momento Sísmico**

$$M_{SISMO1} = 0.3 * M_{CG} \quad \text{Ec. 50}$$

$$M_{SISMO1} = 0.3 * 14.103 \text{ Ton. m}$$

$$M_{SISMO1} = 4.23 \text{ Ton. m}$$

$$M_{SISMO2} = C * M_{CG} * \#pisos \quad \text{Ec. 51}$$

$$M_{SISMO2} = 0.1653 * 14.103 \text{ Ton. m} * 12$$

$$M_{SISMO2} = 27.975 \text{ Ton. m}$$

Momento sísmico escogido

$$M_{SISMO} = 27.975 \text{ Ton. m}$$

- **Momento Total**

$$M_{TOTAL} = M_{CG} + M_{SISMO} \quad \text{Ec. 52}$$

$$M_{TOTAL} = 14.103 \text{ Ton. m} + 27.975 \text{ Ton. m}$$

$$M_{TOTAL} = 42.078 \text{ Ton. m} = Mu$$

- **Cálculo del peralte efectivo**

Se asume la base mínima de la viga:

$$b_{asumido} = 40 \text{ cm}$$

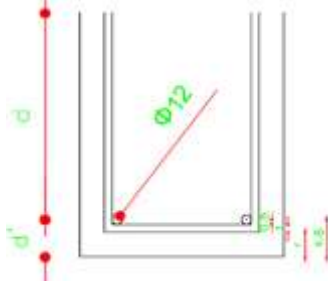
$$d_b = \sqrt{\frac{Mu}{0.85 * f'c * b * w * (1 - 0.59 * w)}} \quad \text{Ec. 53}$$

$$d_b = \sqrt{\frac{42.078 * 10^5}{0.85 * 280 * 40 * 0.18 * (1 - 0.59 * 0.18)}}$$

$$d_b = 52.42$$

▪ **Cálculo de la altura de la viga**

Figura 25 Recubrimiento



$$H = d_b + r$$

Ec. 54

$$H = 52.42 \text{ cm} + 4.6 \text{ cm}$$

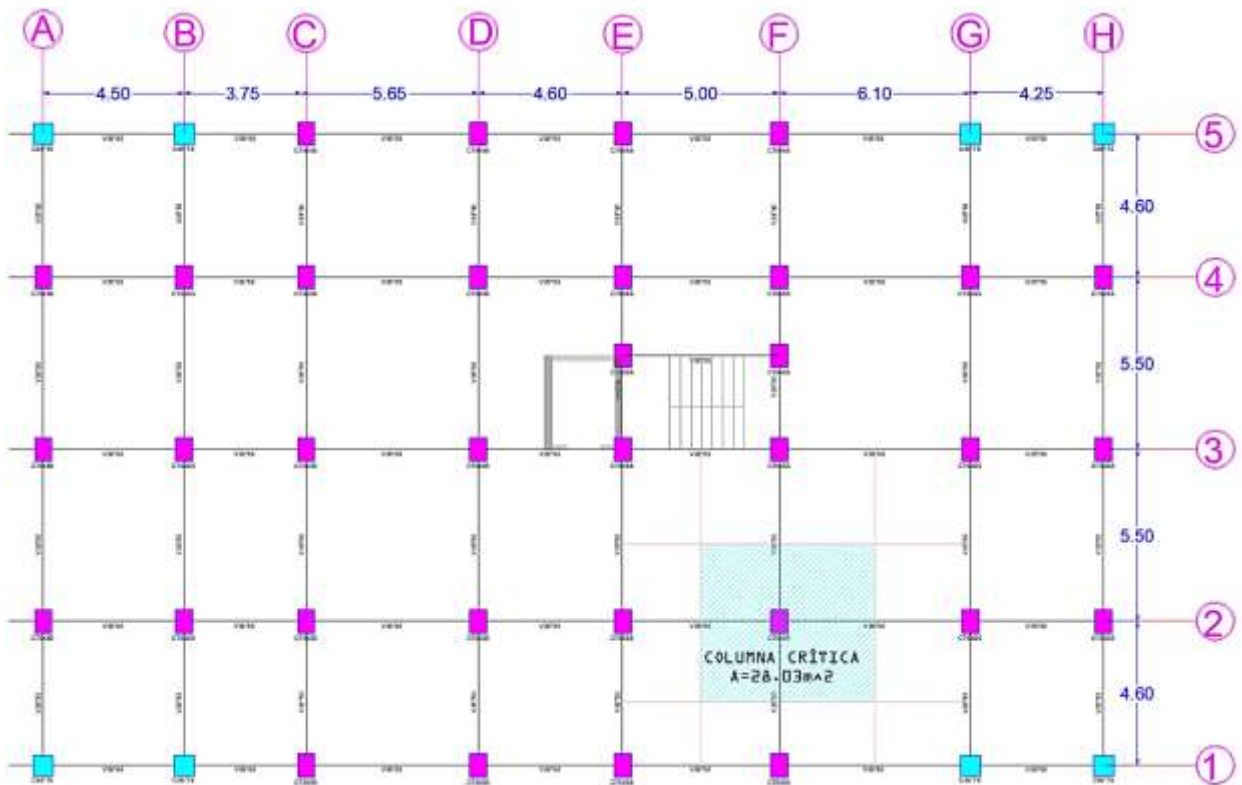
$$H = 57.02 \text{ cm}$$

$$H = 55 \text{ cm}$$

Fuente: Rumipamba Viviana

2.5.4.4 PREDIMENSIONAMIENTO DE COLUMNAS

Figura 26 Tablero Crítico



Fuente: Rumipamba Viviana

DATOS:

$$\text{Área Tributaria} = 28.03 \text{ m}^2$$

$$\# \text{ pisos} = 12$$

$$U = 1254.38 \text{ kg/m}^2$$

▪ **Cálculo de Pu**

$$Pu = U(c/m^2) * Area\ tributaria * \#pisos \quad \text{Ec. 55}$$

$$Pu = 1254.38 \frac{kg}{m^2} * 28.03 m^2 * 12$$

$$Pu = 421923.2568 kg$$

$$Pu = 421.92 ton$$

Área gruesa

p mín = 1%

p máx = 3%

p asumido = 0.010

$$Ag = \frac{3.5 * Pu}{0.85 * f'c + p * fy} \quad \text{Ec. 56}$$

$$Ag = \frac{3 * (421.923 * 10^3)}{(0.85 * 280) + (0.01 * 4200)}$$

$$Ag = 4520.604 cm^2$$

$$b = h = \sqrt{Ag} \quad \text{Ec. 57}$$

$$b = h = \sqrt{4520.604 cm^2}$$

$$b = h = 67.24 cm \approx 70 cm$$

Según la NEC 15 la sección mínima de columnas es de $900 cm^2$.

2.5.5 DEFINICIÓN DE SECCIONES

ELEMENTOS ÁREA

Tabla 25 Propiedades Elementos área

Sección	Tipo de Slab	Tipo de Elemento	Espesor	Ancho Nervio	Largo Nervio	Distancia Entre Nervios Eje 1	Distancia Entre Nervios Eje 2
			cm	Cm	cm	cm	Cm
LOSA 20CM	Waffle	Membrana	20	10	10	50	50
GRADAS	Uniform	Shell-Thin	20	-	-	-	-
ASCENSOR	Wall	Shell-Thin	15	-	-	-	-
PISC. PISO	Uniform	Shell-Thin	15	-	-	-	-
PISC.PARED	Wall	Shell-Thin	10	-	-	-	-

Fuente: Etabs

COLUMNAS Y VIGAS

Tabla 26 Características Columnas

Sección	Material Acero de Refuerzo	Forma de Sección	N° de Barras Long. Eje 3	N° de Barras Long. Eje 2	Recub.	Área Ref. Long.	Área Estribos	Distancia Entre Estribos	N° de Ramales Eje 2	N° de Ramales Eje 3
					Cm	cm ²	cm ²	cm		
MODELO 1 Y 3										
C30*30	Fy=4200 kg/cm ²	Rectangular	3	3	4	3.8	3.8	15	4	4
C65*75	Fy=4200 kg/cm ²	Rectangular	5	6	4	3.8	3.8	15	4	4
C70*60	Fy=4200 kg/cm ²	Rectangular	6	5	4	3.8	3.8	15	4	4
MODELO 2 Y 4										
C30*30	Fy=4200 kg/cm ²	Rectangular	3	3	3	3.8	0.79	15	4	4
C65*65	Fy=4200 kg/cm ²	Rectangular	6	5	4	3.8	0.79	15	4	4
C75X55	Fy=4200 kg/cm ²	Rectangular	6	5	4	3.8	0.79	15	4	4
MODELO 5										
C30*30	Fy=4200 kg/cm ²	Rectangular	3	3	4	3.8	3.8	15	4	4
C70*60	Fy=4200 kg/cm ²	Rectangular	6	5	4	3.8	3.8	15	4	4
C70*80	Fy=4200 kg/cm ²	Rectangular	5	6	4	3.8	3.8	15	4	4
MODELO 6										
C30*30	Fy=4200 kg/cm ²	Rectangular	3	3	3	3.8	0.79	15	4	4
C65*55	Fy=4200 kg/cm ²	Rectangular	6	5	4	3.8	0.79	15	4	4
C75X55	Fy=4200 kg/cm ²	Rectangular	6	5	4	3.8	0.79	15	4	4

Fuente: Etabs

Tabla 27 Características de Vigas

Elemento	Ubicación	Material del refuerzo	Rec. superior	Rec. inferior	Área parte superior		Área parte inferior		
			cm	cm	I-fin	J-fin	I-fin	J-fin	
					cm ²	cm ²	cm ²	cm ²	
MODELO 1 Y 3									
Nv:3.42 al 10.26									
V25*30--1	GRADA	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	15.97	15.97	5.09	5.09	
V35*55--1	CENTRAL	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	20.78	20.78	10.39	10.39	
V45*60--1	PERIFERICA	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	31.95	25.02	15.98	9.05	
Nv:13.68 al 20.52									
V25*30--2	GRADA	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	13.85	13.85	6.93	6.93	
V35*50--2	CENTRAL	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	15.97	15.97	9.05	9.05	
V45*55--2	PERIFERICA	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	28.49	25.02	15.98	9.05	
Nv:23.94 al 30.78									
V25*30--3	GRADA	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	7.35	6.86	5.09	5.09	

V35*50--3	CENTRAL	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	13.85	13.85	6.93	6.93
V45*55--3	PERIFERICA	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	26.37	28.49	9.05	9.05
Nv:34.20 al 41.62								
V25*30--4	GRADA	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	5.09	5.09	5.09	5.09
V35*50--4	CENTRAL -PISCINA	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	9.05	13.57	5.09	5.09
V45*55--4	PERIFERICA	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	22.9	31.95	9.05	9.05
MODELO 2 Y 4								
25*30								
V25*30	GRADA Nv:3.42 al 10.26	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	15.97	15.97	9.05	9.05
35*50								
V35*50--1	PERIFERICA Y CENTRAL Nv:3.42 al 10.26	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	20.78	20.78	10.39	10.39
V35*50--2	PERIFERICA Y CENTRAL Nv:13.68 al 20.52	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	15.97	15.97	9.05	9.05
V35*50--3	PERIFERICA Y CENTRAL Nv:23.94 al 30.78	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	13.85	13.85	6.93	6.93
V35*50--4	PERIFERICA Y CENTRAL Nv:34.20 al 41.62	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	9.05	13.85	5.09	5.09
V40*50								
V40*50	PISCINA Nv:39.62	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	27.14	27.14	5.09	5.09
MODELO 5								
Nv:3.42 al 10.26								
V25*30--1	GRADA	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	15.97	15.97	5.09	5.09
V40*55--1	CENTRAL	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	20.78	20.78	10.39	10.39
V45*60--1	PERIFERICA	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	31.95	25.02	15.98	9.05
Nv:13.68 al 20.52								
V25*30--2	GRADA	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	13.85	13.85	6.93	6.93
V35*55--2	CENTRAL	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	15.97	15.97	9.05	9.05
V45*60--2	PERIFERICA	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	28.49	25.02	15.98	9.05
Nv:23.94 al 30.78								
V25*30--3	GRADA	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	7.35	6.86	5.09	5.09
V35*55--3	CENTRAL	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	13.85	13.85	6.93	6.93
V45*60--3	PERIFERICA	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	26.37	28.49	9.05	9.05
Nv:34.20 al 41.62								
V25*30--4	GRADA	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	5.09	5.09	5.09	5.09
V35*50--4	CENTRAL - PISCINA	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	9.05	13.57	5.09	5.09
V45*60--4	PERIFERICA	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	22.9	31.95	9.05	9.05
MODELO 6								
25*30								
V 25x30	GRADA Nv:3.42 al 10.26	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	15.97	15.97	9.05	9.05
35*50								
V35*55--1	PERIFERICA Y CENTRAL Nv:3.42 al 10.26	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	31.95	25.02	15.98	9.05
V35*55--2	PERIFERICA Y CENTRAL Nv:13.68 al 20.52	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	28.49	25.02	15.98	9.05
V35*55--3	PERIFERICA Y CENTRAL Nv:23.94 al 30.78	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	26.37	28.49	9.05	9.05
V35*55--4	PERIFERICA Y CENTRAL Nv:34.20 al 41.62	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	22.9	31.95	9.05	9.05
45*60								
V45*60	PISCINA Nv:39.62	Fy=4200 kg/cm ²	4	4	31.95	31.95	13.57	13.57

Fuente: Etabs

El recubrimiento de los elementos fue tomado de la ACI 318-14, Tabla 20.6.1.31.

Tabla 28 Recubrimiento para elementos de concreto construidos en sitio no preesforzados

EXPOSICIÓN DEL CONCRETO	MIEMBRO	REFUERZO	RECUB, mm
Construido contra el suelo y permanentemente en contacto con él.	Todos	Todos	75
Expuesto a la intemperie o en contacto con el suelo.	Todos	Barras No. 19 a No. 57	50
		Barra No. 16, alambre MW200 ó MD200, y menores	40
No expuesto a la intemperie ni en contacto con el suelo.	Losas, viguetas y muros	Barras No. 43 y No. 57	40
		Barra No. 36 y menores	20
	Vigas, columnas, pedestales y amarres a tracción	Armadura principal, estribos, espirales y estribos cerrados para confinamiento	40

Fuente: ACI 318-14, Tabla 20.6.1.3.1.

Para los modelos que se analizarán por **NLRN** se procederá a cambiar los modificadores de acuerdo con Fema 356, capítulo 6, Tabla 6.5, “Rigidez Efectiva de Elementos”; agrietando las secciones no solo a flexión sino también a corte y se cambiará de refuerzo de diseño a chequeo.

Tabla 29 Valores efectivos de rigidez para elementos de concreto.

ELEMENTO	RIGIDEZ A FLEXIÓN	RIGIDEZ A CORTE	RIGIDEZ AXIAL
Vigas no preesforzadas	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Vigas preesforzadas	$E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	—
Columnas con compresión debido a cargas de gravedad de diseño $\geq 0.5 A_g f'_c$	$0.7E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_c A_g$
Columnas con compresión debido a cargas de gravedad de diseño $\leq 0.3 A_g f'_c$ o con tensión	$0.5E_c I_g$	$0.4E_c A_w$	$E_s A_s$
Nota:			
Se permitirá tomar I_g para vigas en T como el doble del valor de I_g del alma. De lo contrario, I_g se basará en el ancho efectivo como se define en la Sección 6.4.1.3.			
Para columnas con compresión axial que caen entre los límites provistos, se permitirá la interpolación lineal.			
Alternativamente, se utilizarán las rigideces efectivas más conservadoras.			

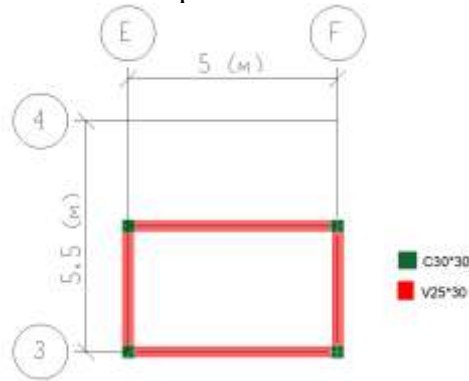
Fuente: Fema 356, Tabla 6.5.

A continuación, se presentan las pantas y distribución de las secciones de columnas y vigas que se usaron para cada modelo.

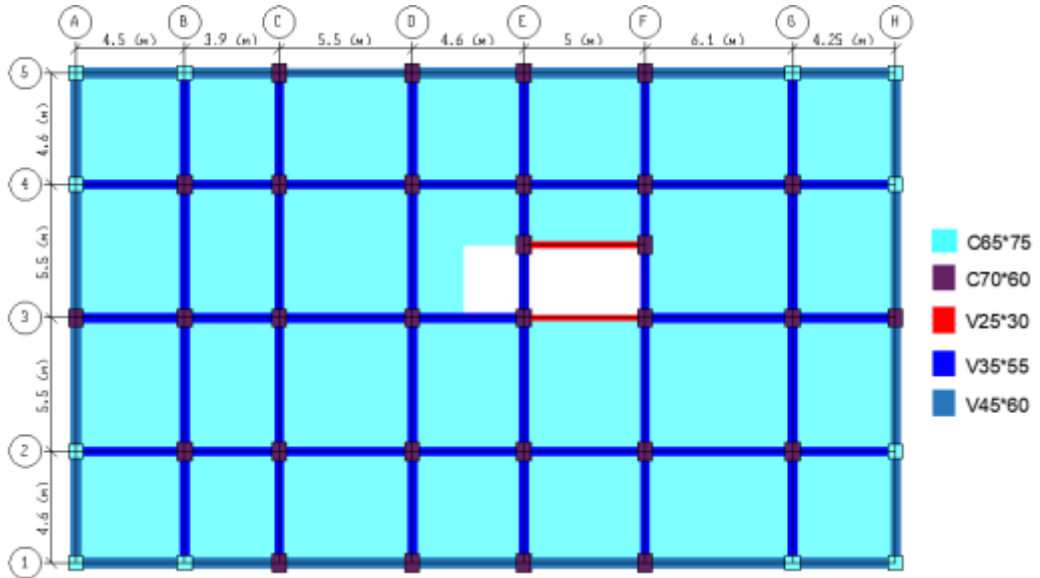
MODELO 1 Y 3

Figura 27 Resumen de secciones usadas

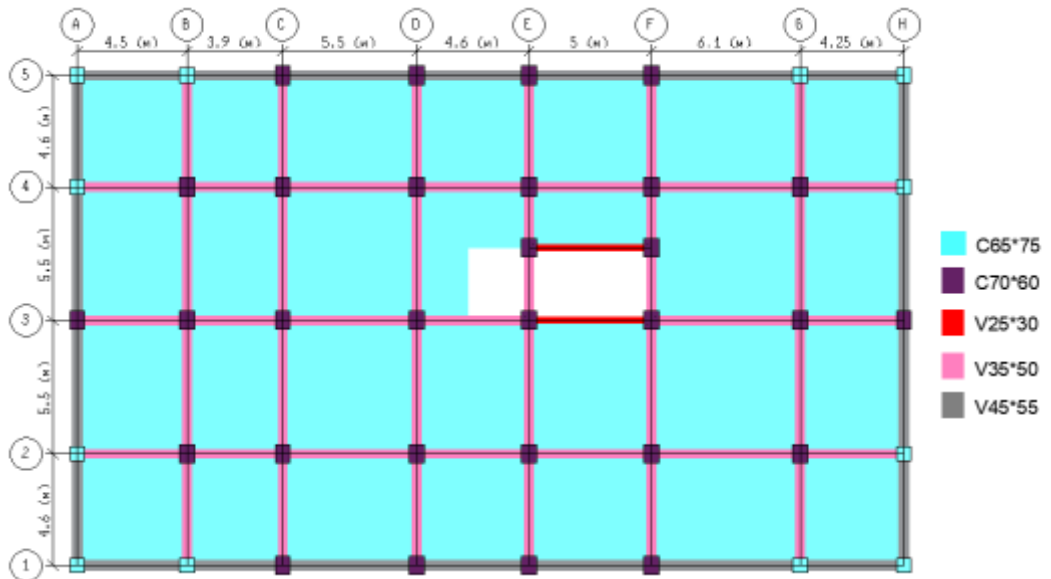
Nivel 45.04m para todos los modelos



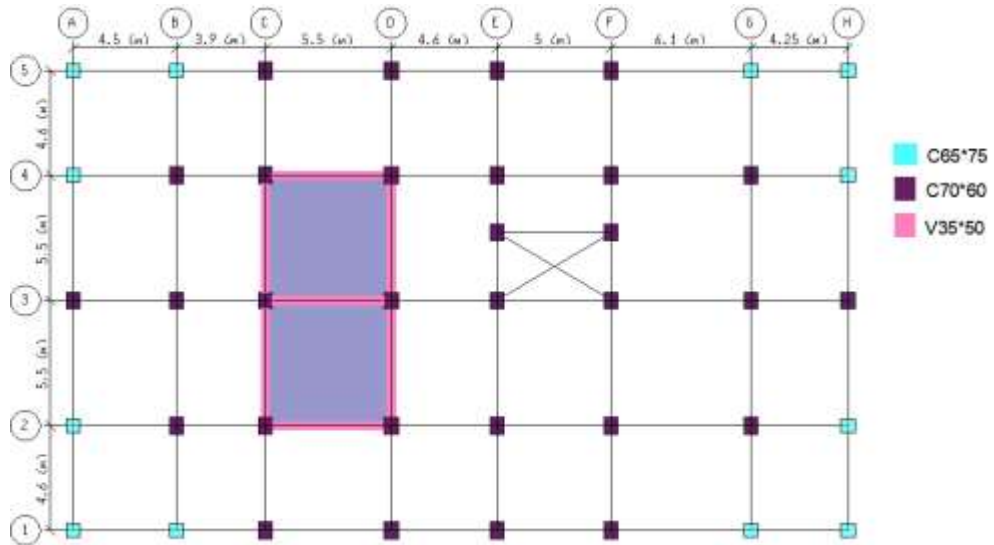
Nivel 0.00 al Nivel 10.26 m



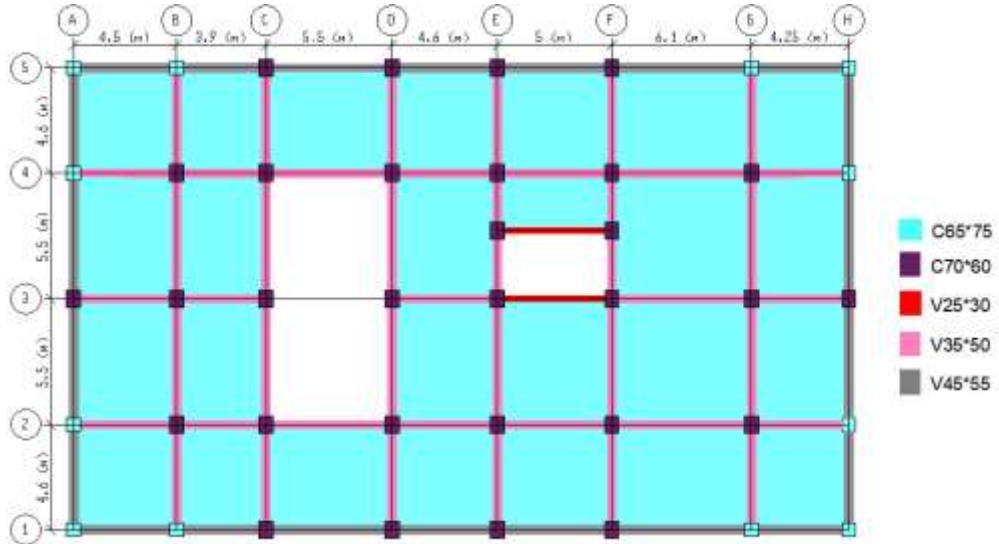
Nivel 13.68 m al Nivel 37.62 m



Nivel 39.62 m

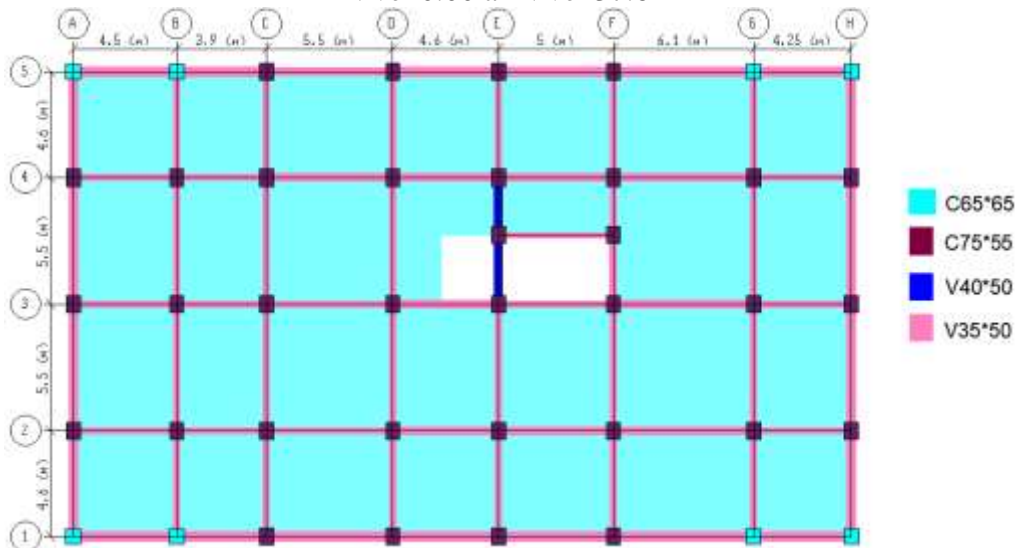


Nivel 41.62 m

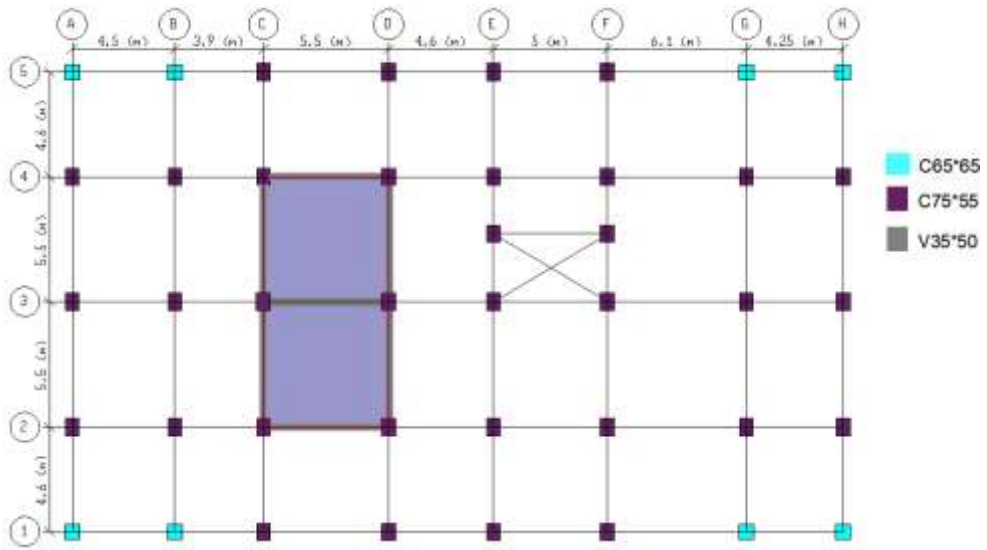


MODELO 2 Y 4

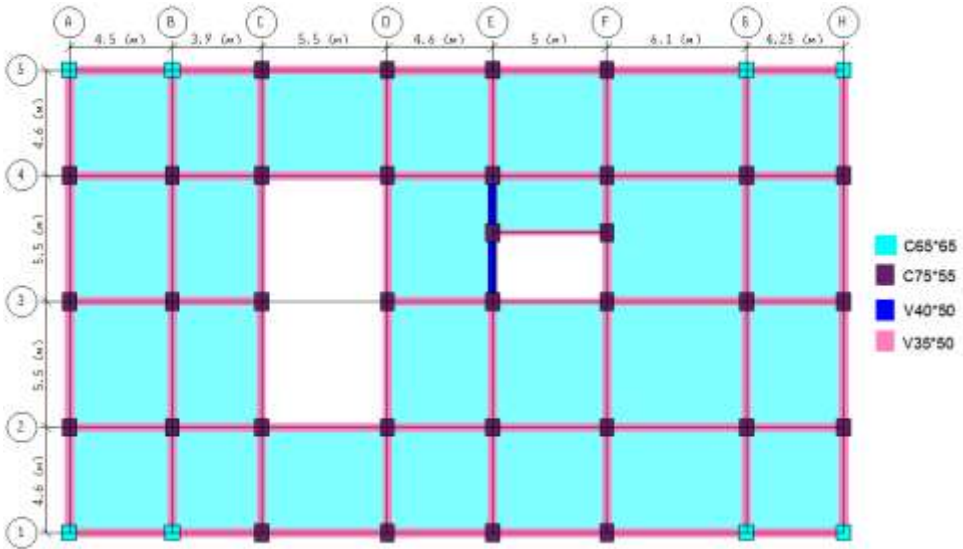
Nivel 0.00 al Nivel 37.62m



Nivel 39.62 m

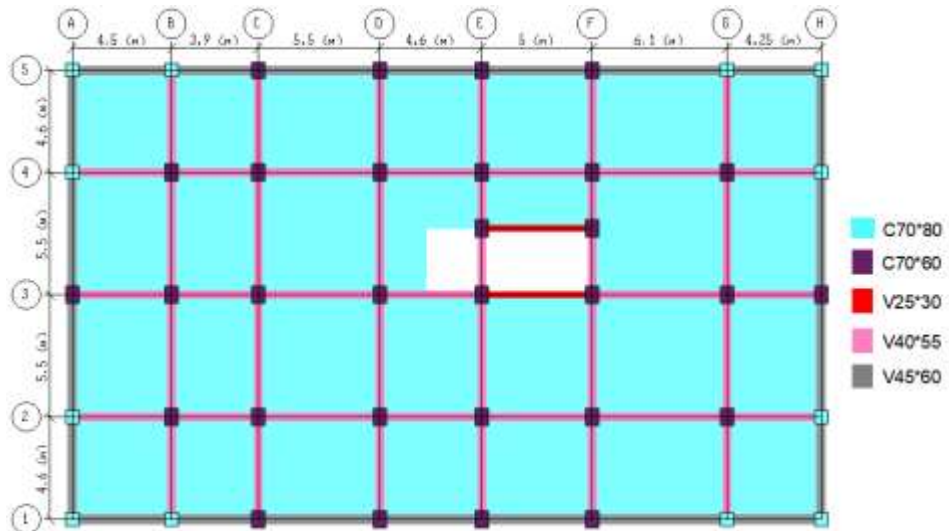


Nivel 41.62 m

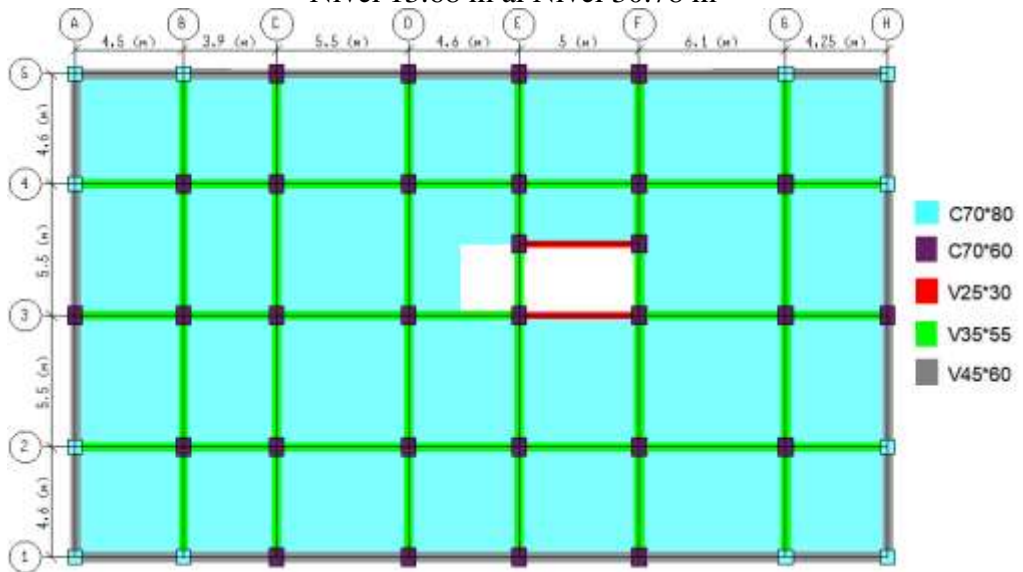


MODELO 5

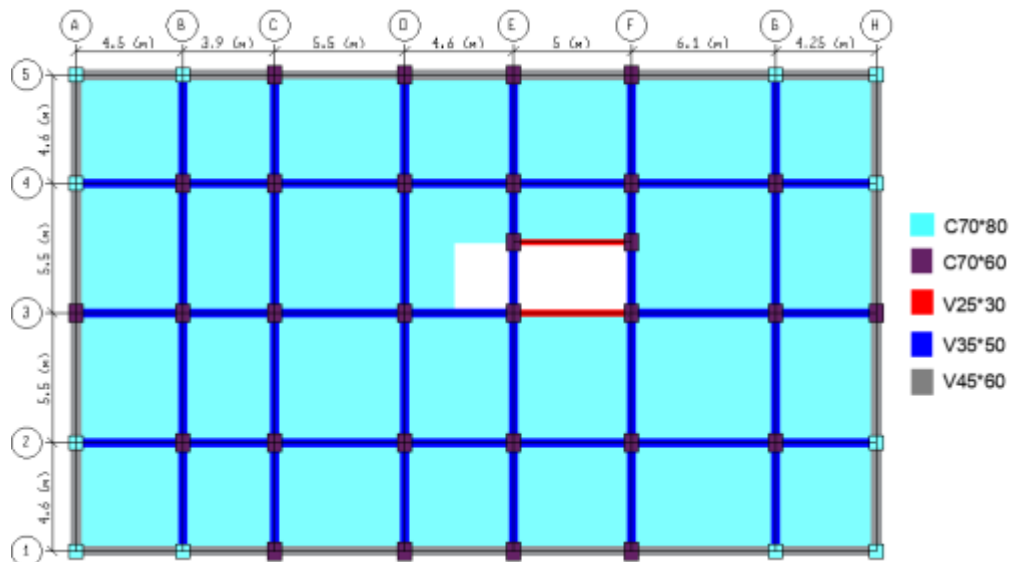
0.00 al Nivel 10.26 m



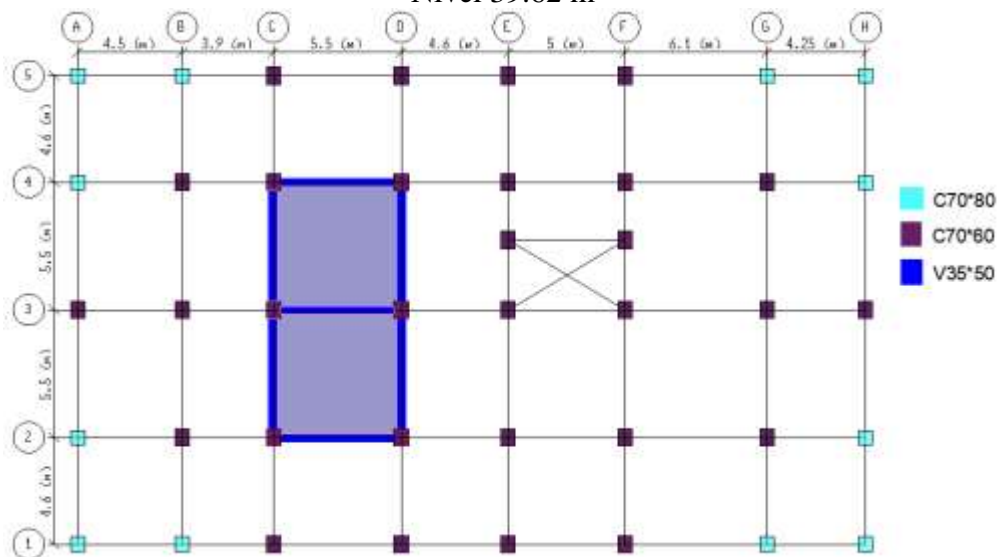
Nivel 13.68 m al Nivel 30.78 m

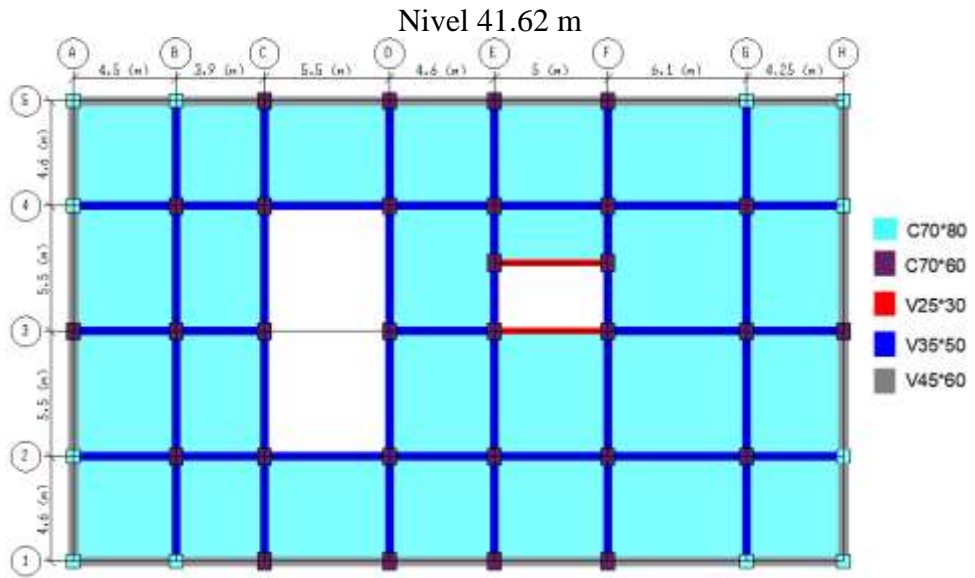


Nivel 34.20 m al Nivel 37.62 m

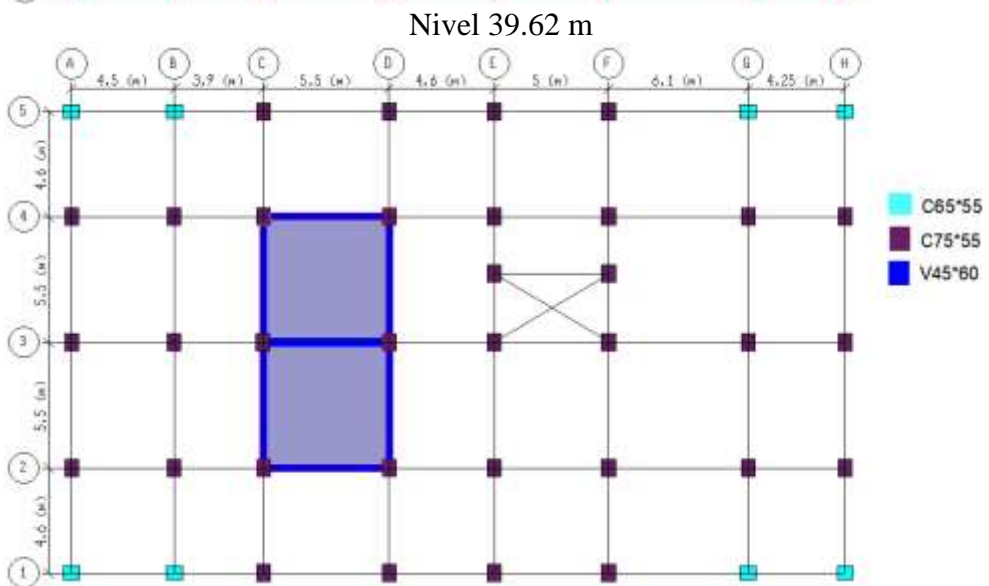
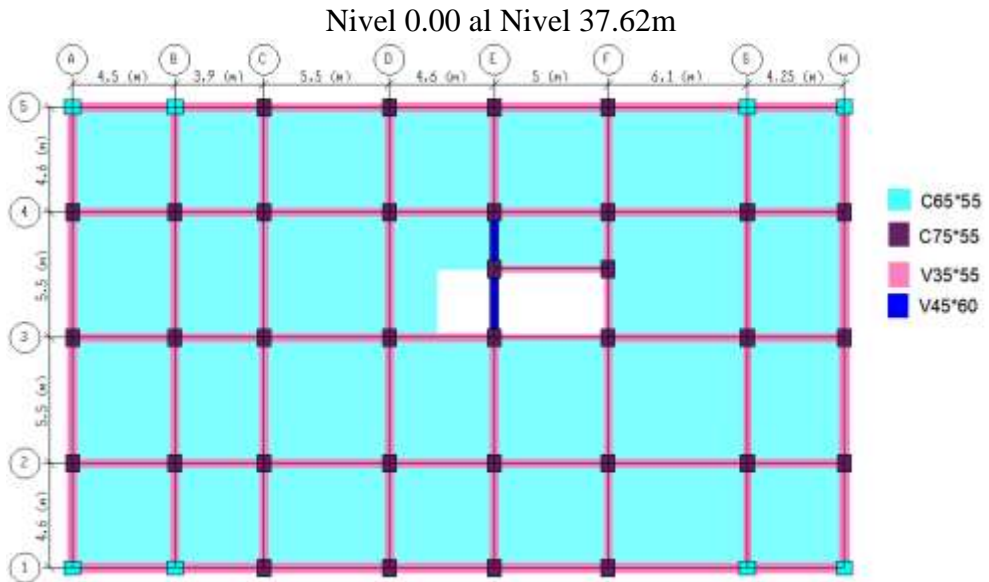


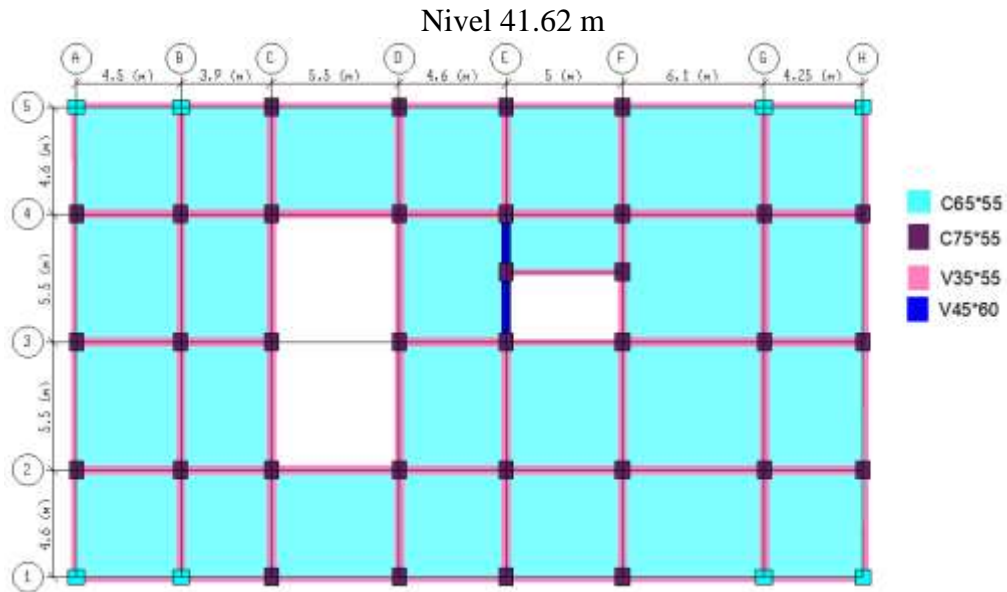
Nivel 39.62 m





MODELO 6





Fuente: Etabs 2016

2.6 ANÁLISIS LINEAL ELÁSTICO DE FUERZA LATERAL EQUIVALENTE Y MODAL-ESPECTRAL.

Para el análisis se va a tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

2.6.1 ESTIMACIÓN DE CARGA SÍSMICA

El tema principal trata del edificio como tal que contiene una piscina, por lo que el factor R e I, deben ser tomados para una estructura aporricada de Hormigón armado (R=8, I=1.0), cuando se diseña solamente el tanque como estructura independiente, en ese caso si R e I deben ser tomados como para tanques R=2-3, I=1.25-1.5.

Se tomará como ejemplo el cálculo de la carga sísmica del Modelo 2.

Tabla 30 Estimación Espectro de Respuesta Sísmica

UBICACIÓN	AMBATO	
SUELO	C	
S. ESTRUCTURAL	H.A Sin muros vigas descolgadas	
USO	VIVIENDA MULTIFAMILIAR	
PARAMETROS	VALOR	NEC-SE-DS
DATOS PARA EL ESPECTRO ELÁSTICO	TABLAS	
Z (%g)	0.40	3.1.1

η	2.48	3.3.1
Fa	1.20	3.2. 2.a
Fd	1.11	3.2.2. b
Fs	1.11	3.2.2.c
r	1.00	3.3.1
DATOS PARA EL ESPECTRO REDUCIDO		TABLAS
R	8.00	6.3.4. b.
I	1.00	4.1 Tabla 6
Φ_p	1.00	5.2.3. Tabla 13
Φ_e	1.00	5.2.3. Tabla 14
hn (m)	45.04	6.3.3
Ct	0.055	6.3. 3.a
α	0.90	6.3. 3.a

CÁLCULOS					
To(s)	0.1027				
Tc(s)	0.5647				
Ta (s)	1.6928	Ta modal (s)	2.1360	Ta máx=1.3Ta (s)	2.2006
Sa(%g)	0.3971	Sa modal(%g)	0.3147	Sa min(%g)	0.3055
C (%g)	0.0496	C modal (%g)	0.0393	C min (%g)	0.0382
k	1.5964	k modal	1.8180	k máx	1.8503

Fuente: Rumipamba Viviana

Tabla 31 Resumen de la Carga Sísmica de todos los modelos

DETALLE	MOD. 1	MOD. 2	MOD. 3	MOD. 4	MOD. 5	MOD. 6
Ta modal (s)	2.166	2.136	2.364	2.321	2.194	2.134
Sa modal (%g)	0.3104	0.3147	0.2844	0.2896	0.3064	0.315
C modal (%g)	0.0388	0.0393	0.0355	0.0362	0.0383	0.0394
k modal	1.833	1.818	1.932	1.9105	1.847	1.817

Fuente: Rumipamba Viviana

El análisis del espectro de respuesta (RSA)

Es un método de análisis estadístico dinámico lineal que mide la contribución de cada modo natural de vibración para indicar la probable respuesta sísmica máxima de una estructura esencialmente elástica. El análisis proporciona información sobre el comportamiento dinámico midiendo la aceleración, velocidad o desplazamiento pseudo-espectral en función del período estructural para un historial de tiempo y nivel

de amortiguación dados [30]. La curva de espectro de respuesta para una dirección dada se define mediante puntos digitalizados de respuesta de aceleración pseudo-espectral versus período de la estructura. Todos los valores para la abscisa y ordenada de esta función deben ser cero o positivos, por lo tanto, RSA no es adecuado para irregularidades torsionales [22], [30].

Factor de escala

Se supone que la función está normalizada con respecto a la gravedad, pero se puede especificar un factor de escala para multiplicar la ordenada (respuesta de aceleración pseudo-espectral) para convertir la aceleración normalizada en unidades consistentes con el resto del modelo. El factor de escala tiene unidades de aceleración [22].

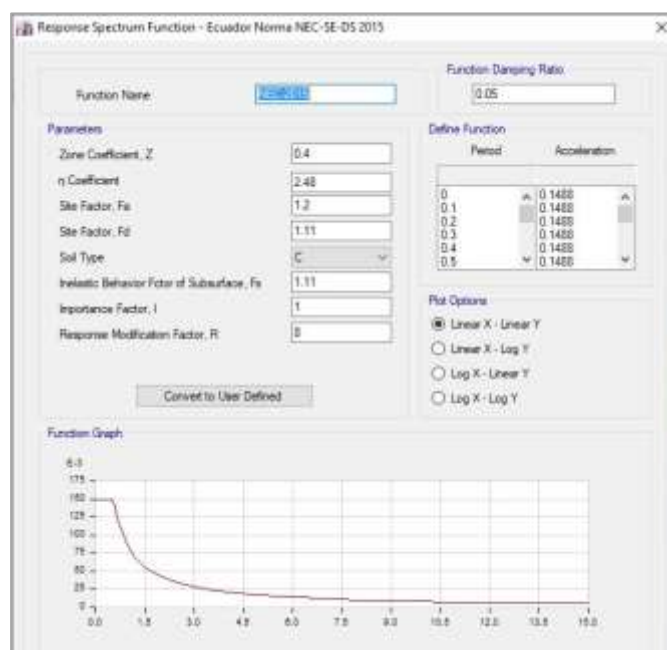
Relación de Amortiguamiento (damping ratio)

Cada modo tiene una relación de amortiguamiento que se mide como una fracción de la amortiguación crítica y debe satisfacer [22]:

$$0 \leq \text{damping ratio} < 1 \quad \text{Ec. 58}$$

El Código Internacional de Construcción (IBC) se basa en un 5% de amortiguamiento [30].

Figura 28 Definición de Espectro de Respuesta Sísmica

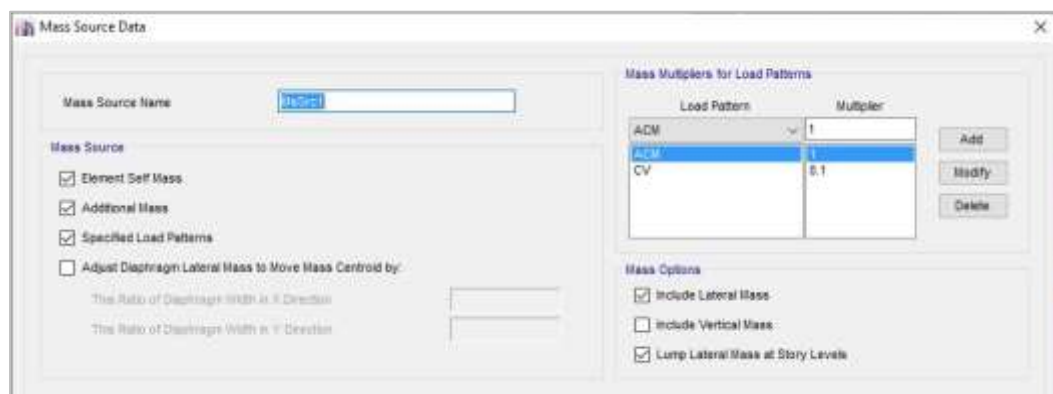


Fuente: Rumipamba Viviana

2.6.2 FUENTE DE MASA

La fuente de masa usada tomara en cuenta masa propia del elemento, masa adicional (cualquier masa adicional asignada a los elementos de pórtico o cubierta) y patrones de carga especificados. Se adicionará un porcentaje del 10% de la masa viva considerando la utilidad de la piscina.

Figura 29 Datos de fuente de masa



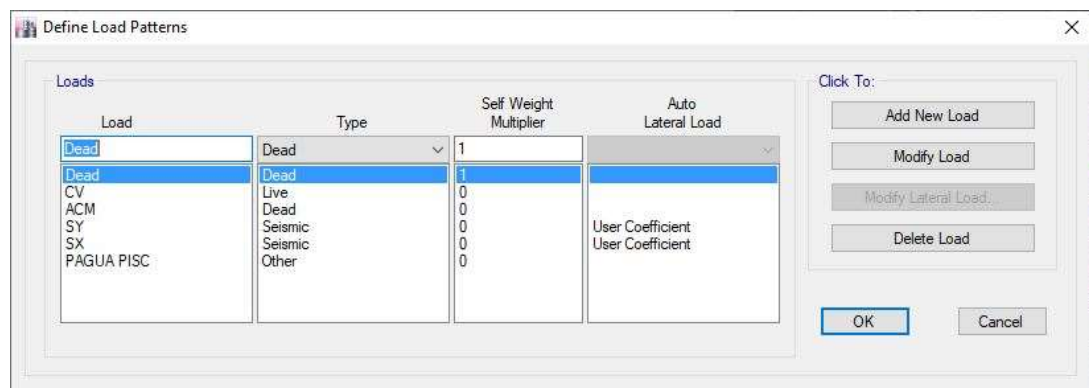
Fuente: Etabs

2.6.3 PATRONES DE CARGA

Se define patrones de carga muerta (Dead, adicional de carga muerta ACM), carga viva (CV), cargas sísmicas (SX, SY) y carga por la presión del agua de la piscina (PAGUA PISC).

Para los valores de las variables C y K de las cargas sísmicas SX y SY se tomó el caso del modelo 6.

Figura 30 Definición de patrones de carga



Tipos de patrones de carga

The screenshot shows the 'Seismic Load Pattern - User Defined' dialog box. Under 'Direction and Eccentricity', the 'Y Dir' checkbox is checked, while 'X Dir', 'X Dir + Eccentricity', and 'X Dir - Eccentricity' are unchecked. The 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' is set to 0.05. Under 'Factors', 'Base Shear Coefficient, C' is 0.0394 and 'Building Height Exp., K' is 1.817. Under 'Story Range', 'Top Story' is 'Story13' and 'Bottom Story' is 'Base'.

Carga sísmica X

The screenshot shows the 'Seismic Load Pattern - User Defined' dialog box. Under 'Direction and Eccentricity', the 'X Dir' checkbox is checked, while 'Y Dir', 'X Dir + Eccentricity', and 'X Dir - Eccentricity' are unchecked. The 'Ecc. Ratio (All Diaph.)' is set to 0.05. Under 'Factors', 'Base Shear Coefficient, C' is 0.0394 and 'Building Height Exp., K' is 1.817. Under 'Story Range', 'Top Story' is 'Story13' and 'Bottom Story' is 'Base'.

Carga sísmica Y

Fuente: Etabs 2016

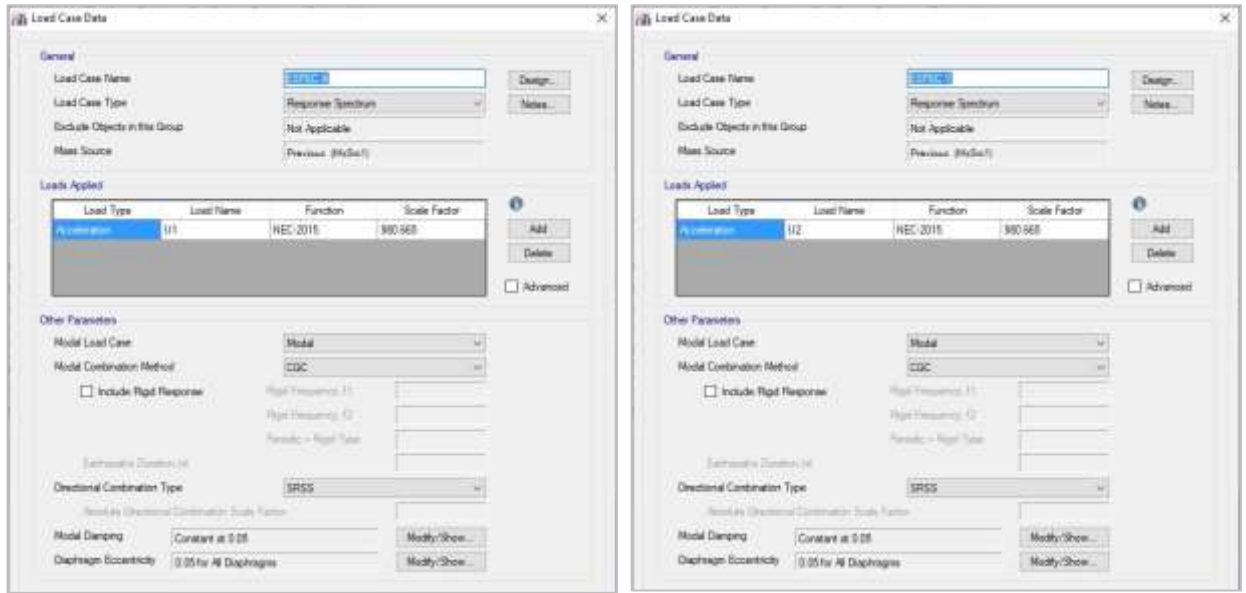
2.6.4 CASOS DE CARGA DINÁMICO

Se va a considerar dos casos de carga Dinámica Espectral en sentido X (ESPEC X) y en sentido Y (ESPEC Y). Además, se usará el método de combinación modal CQC.

El método de combinación modal CQC planteado por Wilson, Der Kiureghian y Bayo en 1981 describen la técnica de combinación cuadrática completa para calcular la respuesta periódica. Este es el método predeterminado de combinación modal, tiene en cuenta el acoplamiento estadístico entre modos estrechamente espaciados causados por la amortiguación modal.

Al aumentar la amortiguación modal, aumenta el acoplamiento entre modos estrechamente espaciados. Si la amortiguación es cero para todos los modos, este generador de métodos prueba el método SRSS [22].

Figura 31 Definición de cargas dinámicas

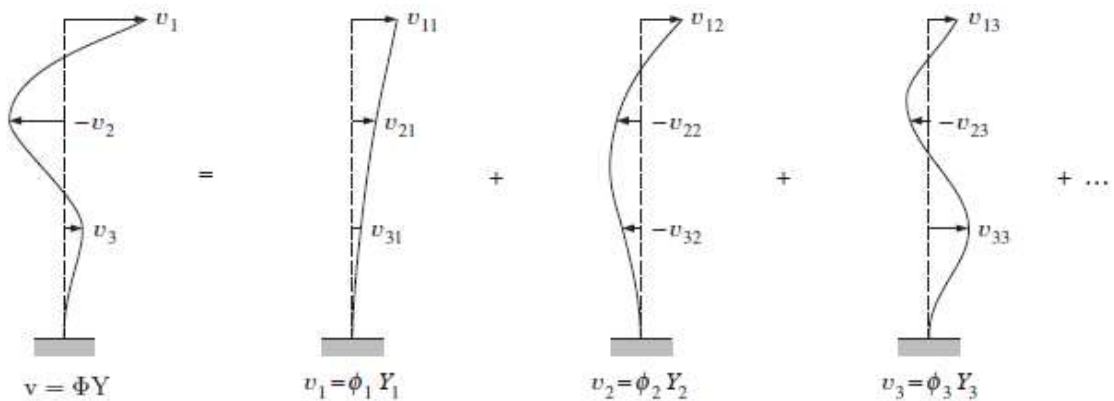


Fuente: Etabs

2.6.5 CASO MODAL

El análisis modal o el método de superposición de modo, es un procedimiento lineal de respuesta dinámica que evalúa y superpone formas de modo de vibración libre para caracterizar patrones de desplazamiento. Una estructura con N grados de libertad tendrá N formas de modo correspondientes. Cada forma de modo es un patrón de desplazamiento independiente y normalizado que puede amplificarse y superponerse para crear un patrón de desplazamiento resultante, como se muestra en la Figura 32 [30]:

Figura 32 Desplazamiento resultante y componentes modales

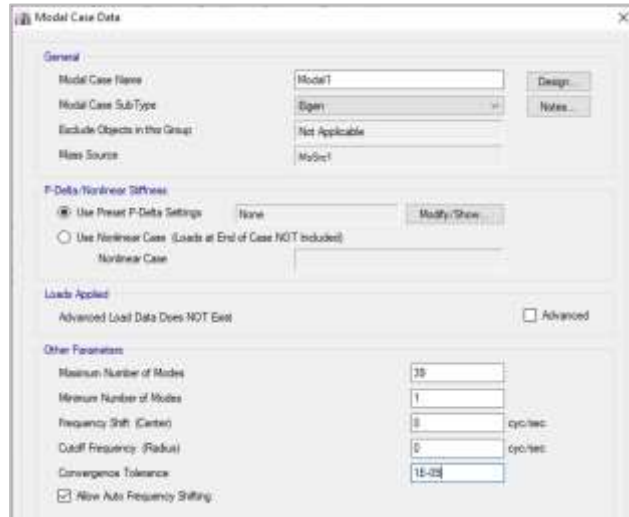


Fuente: CSI Knowledge Data

Número de modos

Para el caso modal se considerarán 3 modos por cada piso de la estructura con un total de 39 modos. Además, se usará el análisis de Eigen que es útil para verificar el comportamiento y localizar problemas dentro del modelo. [30].

Figura 33 Definición de caso modal

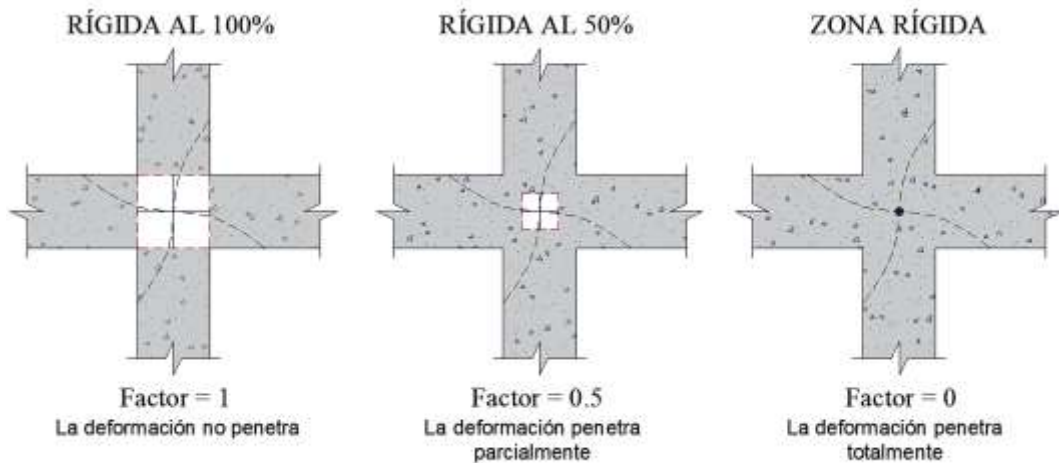


Fuente: Etabs

2.6.6 RIGIDIZACIÓN DE LOS NUDOS.

Se debe usar el criterio de ingeniería para seleccionar el valor de Factor de zona Rígida apropiado para este parámetro. Este valor dependerá de la geometría de la conexión y puede ser diferente para los diferentes elementos que se enmarcan en la conexión [22].

Figura 34 Factor de Zona Rígida

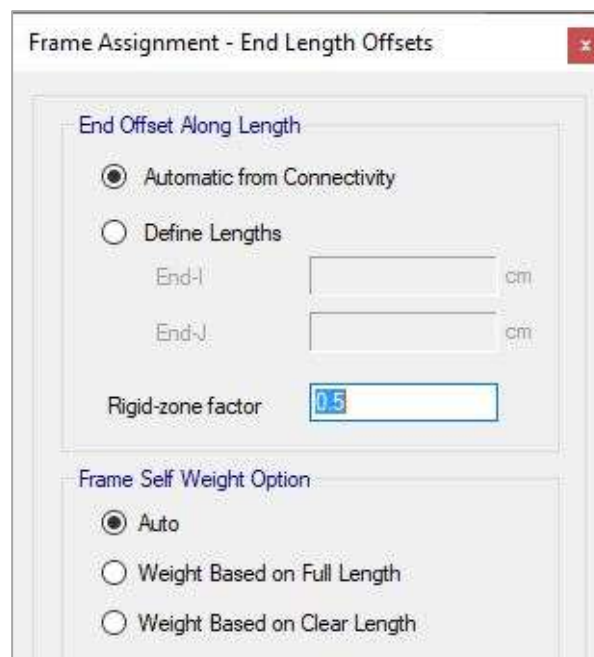


Fuente: Rumipamba Viviana

En la página de ayuda de Etabs que hace referencia a CSI; wiki.csiamerica.com, menciona que los marcos de concreto nunca deben usar una zona completamente rígida. Se recomienda un valor de 0.5 para marcos de concreto, donde el 50% del desplazamiento real se considera rígido. La rigidez solo afecta a la flexión alrededor del eje 3, y no a las propiedades axiales y de torsión [30].

Para garantizar uniformidad en desplazamientos y giros en pórticos se asignará un factor de zona rígida de 0.5 en todos los nudos de la estructura para los 6 modelos.

Figura 35 Procedimiento para rigidizar las uniones viga-columna.



Fuente: Etabs

Una vez definido todos los parámetros mencionados para la modelación se procederá a llevar al límite la estructura, definiendo como estructura en estado limite cuando las derivas de la edificación son de 1.99%, sabiendo que según la NEC 2015 las estructuras de hormigón deben tener una deriva inelástica no mayor al 2%.

Este procedimiento se lo hará para la estructura considerando dos escenarios: modelación hidrostática considerando únicamente la masa de agua como una carga sobre una superficie; y modulación hidrodinámica tomando en cuenta el efecto de vibraciones de líquido. Los resultados de estas modelaciones se reflejarán el capítulo siguiente.

2.7 ANALISIS NO LINEAL DE HISTORIA DE RESPUESTA

El análisis de la historia del tiempo proporciona una evaluación no lineal de la respuesta estructural dinámica bajo carga que puede variar según la función de tiempo especificada. Las ecuaciones de equilibrio dinámico se resuelven utilizando métodos modales o de integración directa [30].

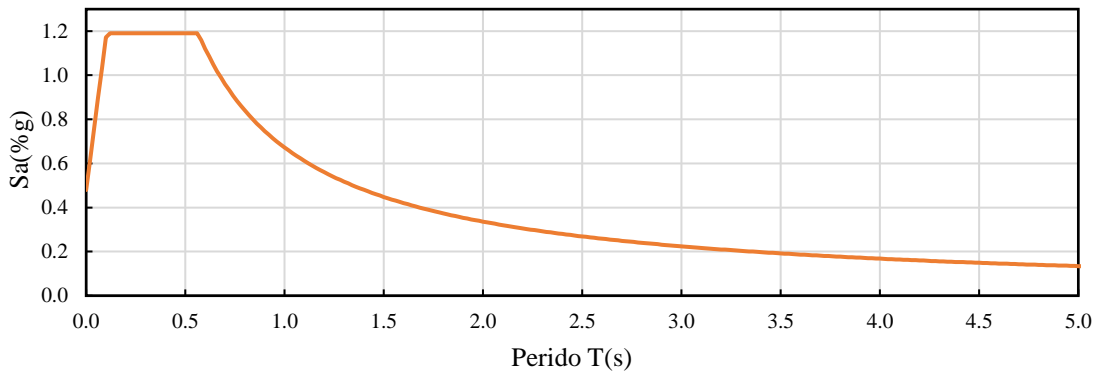
Para el Análisis tiempo historia se desarrolló un modelo el cual no posee gradas ni ascensor solo elementos del pórtico (vigas y columnas) y la losa.

Para lo cual se desarrolló una distribución de vigas y columnas nueva que se encuentre en estado limite en cuanto a derivas.

2.7.1 ESTIMACION DE CARGA SISMICA

Según la NEC-SE-DS “Diseño Sismo Resistente ”sección 6.2.2.h. uno de los principios del análisis no lineal paso a paso en el tiempo es que la respuesta máxima inelástica en desplazamientos y la estimación de fuerzas no deberán ser reducidas ($R=1$) [13].

Figura 36 Espectro Elástico Sin reducir



Fuente: Rumipamba Viviana

2.7.2 TRATAMIENTO DE ACELEROGRAMAS

2.7.2.1 SELECCIÓN DE ACELEROGRAMAS

Para el NLRHA se seleccionarán los registros de mínimo 3 eventos sísmicos comparables, con sus dos componentes horizontales (Norte -Sur y Este-Oeste) los

cuales serán escalados y se tomarán para el diseño la respuesta máxima de los parámetros de interés.

Para la selección y escalado de los acelerogramas se tomaron en cuenta las características de magnitud, distancia a la falla, mecanismos de falla y efectos del suelo, consistentes con parámetros que controlen el sismo de diseño [13].

Los registros sísmicos que se seleccionaron poseen características similares al sismo del 5 de agosto de 1949, conocido como Terremoto de Ambato o Pelileo que tuvo una magnitud aproximada de 6.8 con una profundidad menor a 15 km. Con una distancia al epicentro de aproximadamente a 20 km nororiente de Pelileo, en una falla al sur del Nido Sísmico de Pisayambo [43].

Los registros sísmicos que se utilizaran son del sitio web Center for Engineering Strong Motion Data (CESMD). Se usaron sismos corticales californianos e italianos que fueran de tipo superficial.

Tabla 32 Registros Sísmicos seleccionados

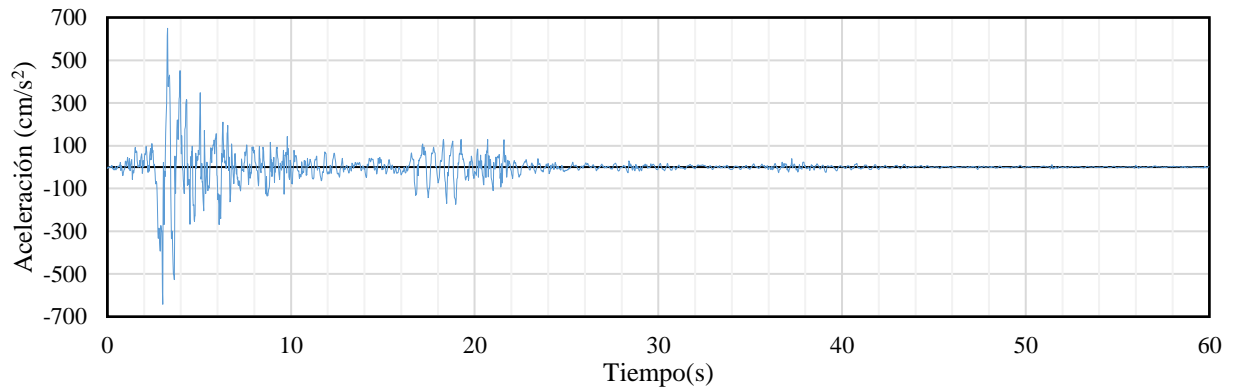
EVENTO SÍSMICO				
Nombre	TERREMOTO DE AMBATO O PELILEO	TERREMOTO PETROLIA	TERREMOTO NORTHERN NORCIA	TERREMOTO IMPERIAL VALLEY
País	Ecuador	Estados Unidos-California	ITALIA	Estados Unidos-California
Fecha	05/08/1949	25/04/1992	30/10/2016	15/10/1979
Coordenadas	1.5S,78.2W	40.380N, 124.230W	42.855N, 13.088E	32.667N, 115.359W
Magnitud	6.8	7.1	6.6	6.6
Profundidad (km)	15	15	10.0	15.0
Tipo de suelo	C			
Mecanismo de falla	CORTICAL			
Estación				
Nombre	Pelileo	Petrolia	PRE	El Centro - Hwy8
Ubicación	Aproximadamente a 20 km nororiente de Pelileo	40.325N, 124.287W	42.879N, 13.033E	32.773N, 115.448W
Distancia al epicentro (km)	20	7.8	5.2	18.5
Sentido norte- sur				
Aceleración máxima (cm/s²) PGA=	-	649.442	307.75	375.82

Velocidad máxima (cm/s) =	-	89.454	12.74	96.53
Desplazamiento máximo (cm)=	-	30.577	5.57	37.55
Sentido este- oeste				
Aceleración máxima (cm/s²)	-	578.135	250.87	332.9
Velocidad máxima (cm/s) =	-	48.304	14.20	79.58
Desplazamiento máximo (cm)=	-	15.235	6.16	22.32
Características del suelo estación				
APK horiz (g)	-	0.685	0.324	0.318
Geología del sitio	ROCAS SEDIMENTARIA RIO (FRANCO ARENOSO)	ROCAS SEDIMENTARIA S (MESOLITICO)	ROCAS SEDIMENTARIA S (OLIGOCENO)	ROCAS SEDIMENTARIA S (MESOLITICO)
Tipo de suelo	C			

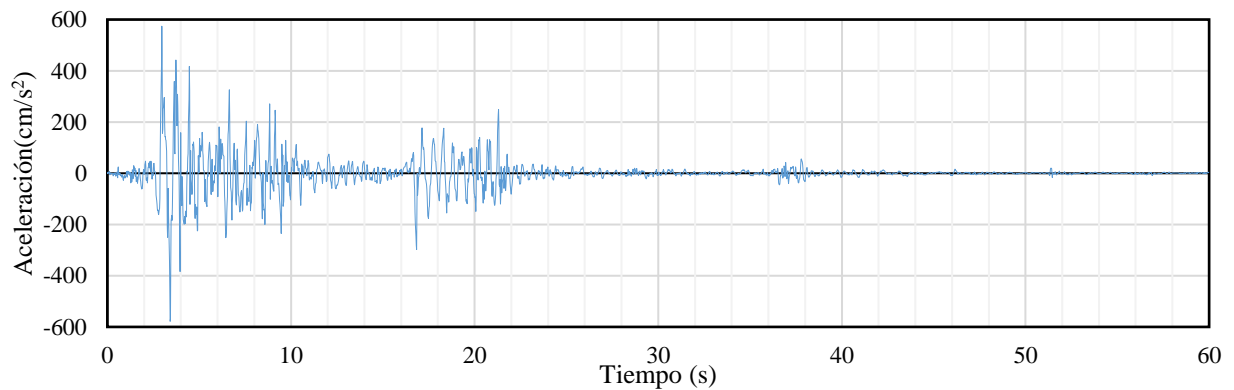
Fuente: Rumipamba Viviana

Figura 37 Acelerogramas seleccionados

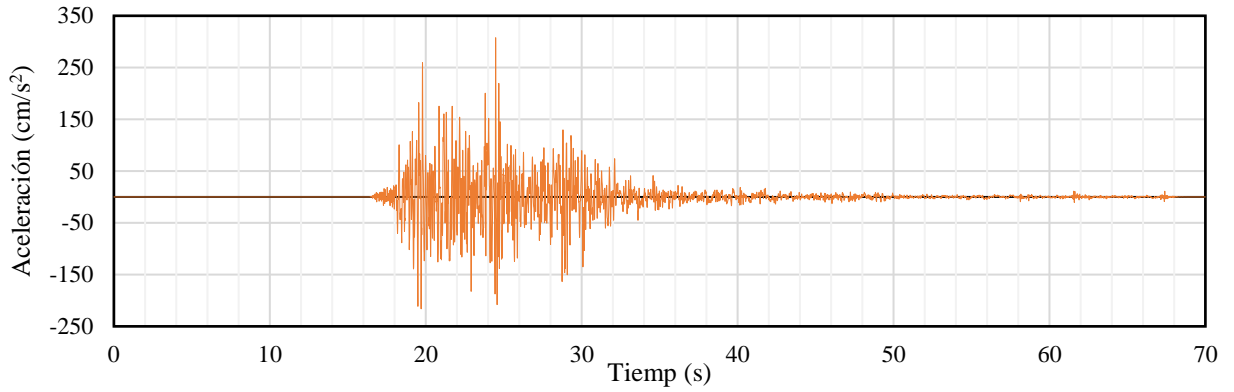
Registro sísmico evento Petrolia (25/04/1992) N-S



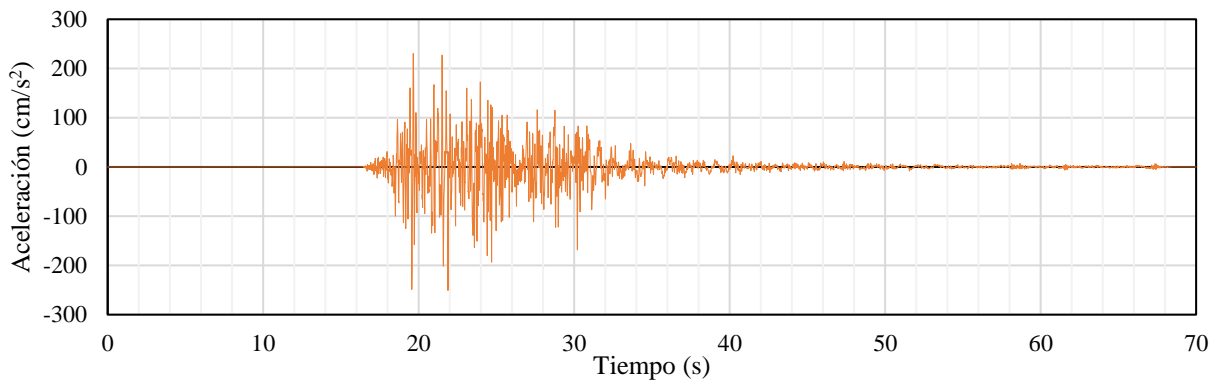
Registro sísmico evento Petrolia (25/04/1992) E-O



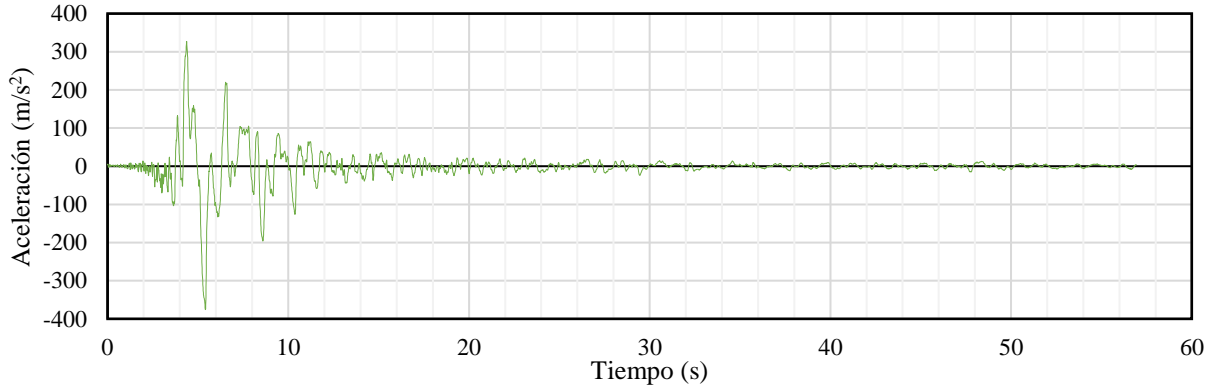
Registro sísmico evento Northern Norcia (30/10/2016) N-S



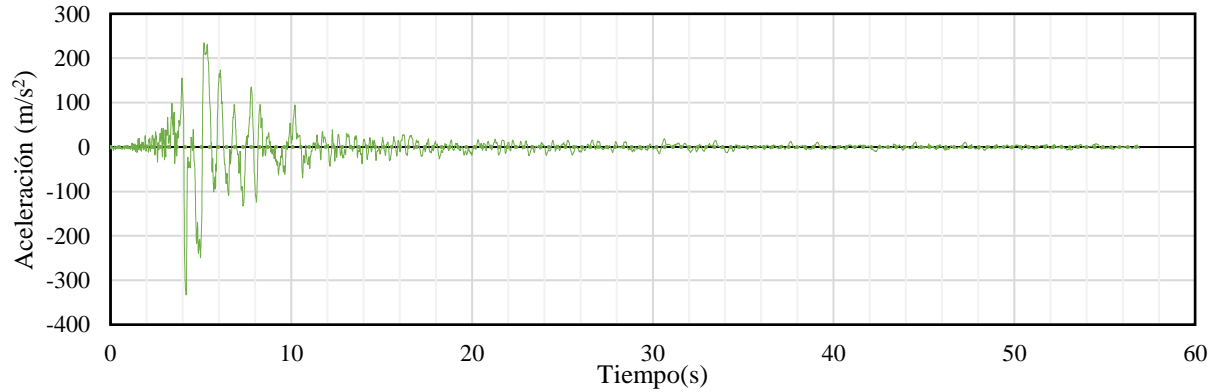
Registro sísmico evento Northern Norcia (30/10/2016) E-O



Registro sísmico evento Imperial Valley (15/10/1979) N-S



Registro sísmico evento Imperial Valley (15/10/1979) E-O



Fuente: Rumipamba Viviana

2.7.2.2 DURACIÓN DEL ACELEROGRAMA

Los registros sísmicos de Petrolia, Northern Norcia e Imperial Valley poseen una extensa cantidad de datos en cuanto a su duración debido a esto se determinó la Intensidad de Arias y la duración significativa para cada registro en sus dos direcciones.

2.7.2.2.1 INTENSIDAD DE ARIAS

La Intensidad de Arias definida por Arias en el año 1970, es un parámetro que refleja la energía total contenida en el registro de aceleraciones y se relaciona con la capacidad de los movimientos sísmicos de producir daño en las estructuras [44]–[46].

La Intensidad de Arias hace uso de la totalidad del tiempo de registro (Duración Total) y a partir de este determina la mayor energía que se suele concentrarse en la zona de movimiento fuerte donde crece abruptamente a diferencia de las zonas de bajo valor (generalmente al inicio y al final del evento sísmico) donde la aceleración aporta una cantidad despreciable de energía al indicador de intensidad permaneciendo constante [31], [32], [44]–[46].

Se define según la siguiente expresión:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} * \int_{t_0}^{t_0+D} a^2(t)dt \quad \text{Ec. 59}$$

Donde:

I_A = Intensidad de Arias

g = Aceleración de gravedad

t_0 = Tiempo inicial del registro de aceleraciones

D = Duración del registro de aceleraciones

$a(t)$ = Registro de aceleraciones [44]–[47].

A la representación gráfica de la variación de la intensidad de Arias frente al tiempo se lo conoce como diagrama de Husid [44], [45], [48], [49].

2.7.2.2.2 DURACION SIGNIFICATIVA

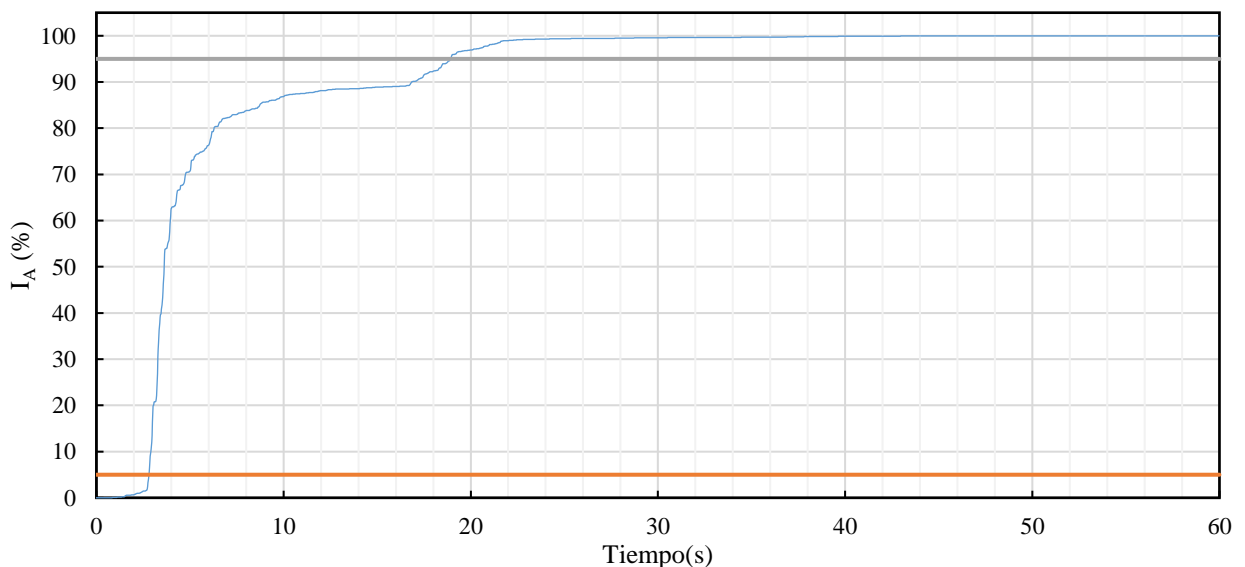
La duración significativa fue propuesta por Bommer y Martínez-Pereira (1996)[50] y está basada en la definición de duración significativa propuesta por Trifunac y Brady (1975)[44], [45], [48], [49]. El concepto de duración significativa relaciona la duración con la fase de máxima energía del movimiento, y queda representado por el tiempo transcurrido entre los instantes en los que se alcanza el 5% y el 95% del valor de la intensidad de Arias [31], [32], [44], [45], [48], [49].

Por tanto, para estimar esta duración se parte del diagrama de Husid, en el que se representa la Intensidad de Arias frente al tiempo, y hallamos para que instantes se alcanzan el 5% y el 95% de su valor, la diferencia entre los mismos nos dará la duración significativa [32], [44], [45], [48], [49]. Por lo tanto se puede descartar los datos que se encuentran fuera de ese rango de tiempo ya que prácticamente no representan intensidades significativas [31]. Si bien se pueden utilizar los registros sin recortar, la ventaja de recortarlos radica en un menor tiempo de cómputo de los paquetes computacionales [31].

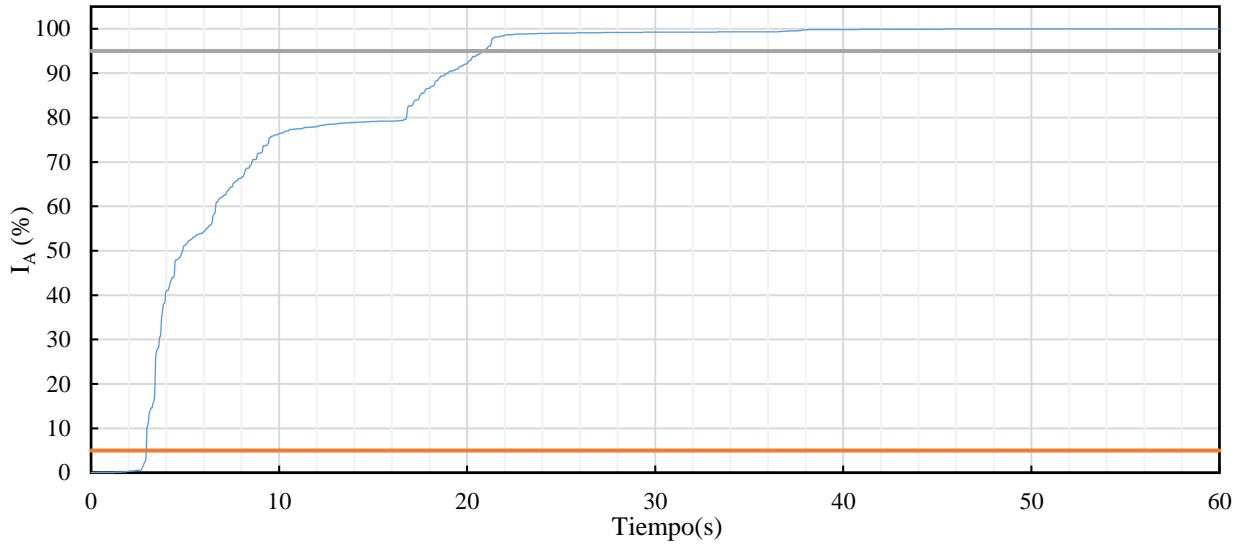
Para el trabajo experimental se procedió a terminar en un punto un poco mayor a la duración significativa en la que aceleración sea cercana a 0 y la estructura quede en vibración libre para el análisis NLRHA.

Figura 38 Diagrama de Husid.

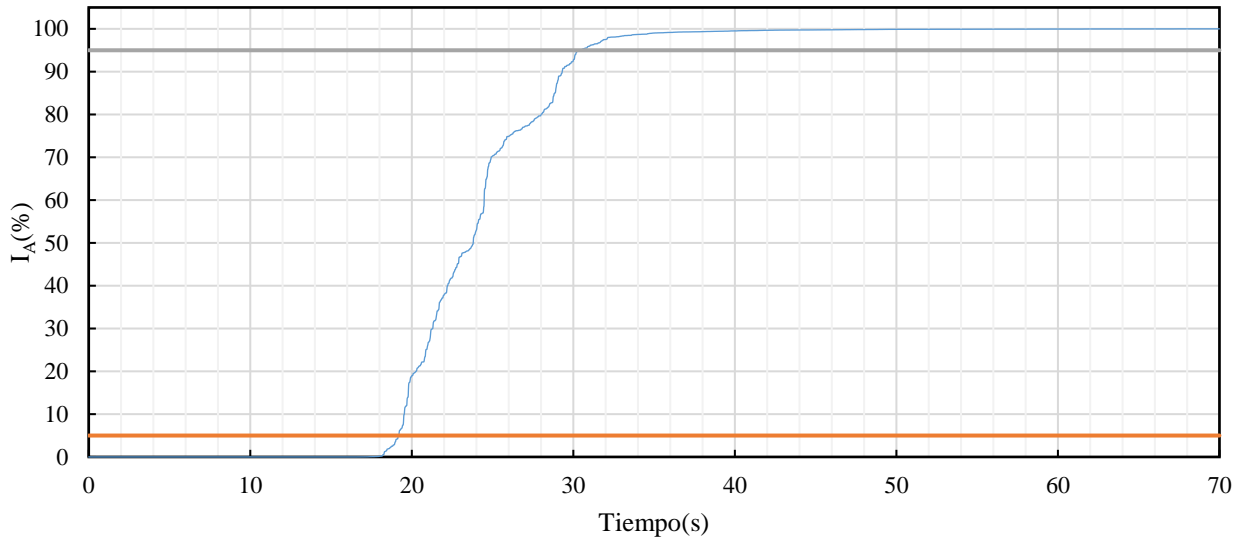
Registro sísmico evento Petrolia (25/04/1992) N-S



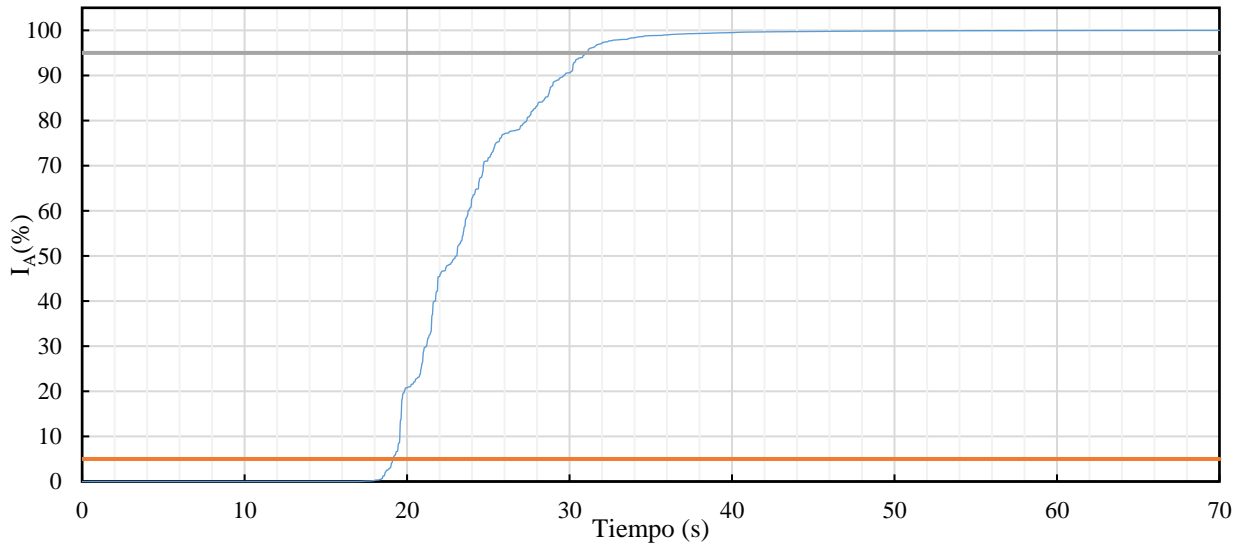
Registro sísmico evento Petrolia (25/04/1992) E-O



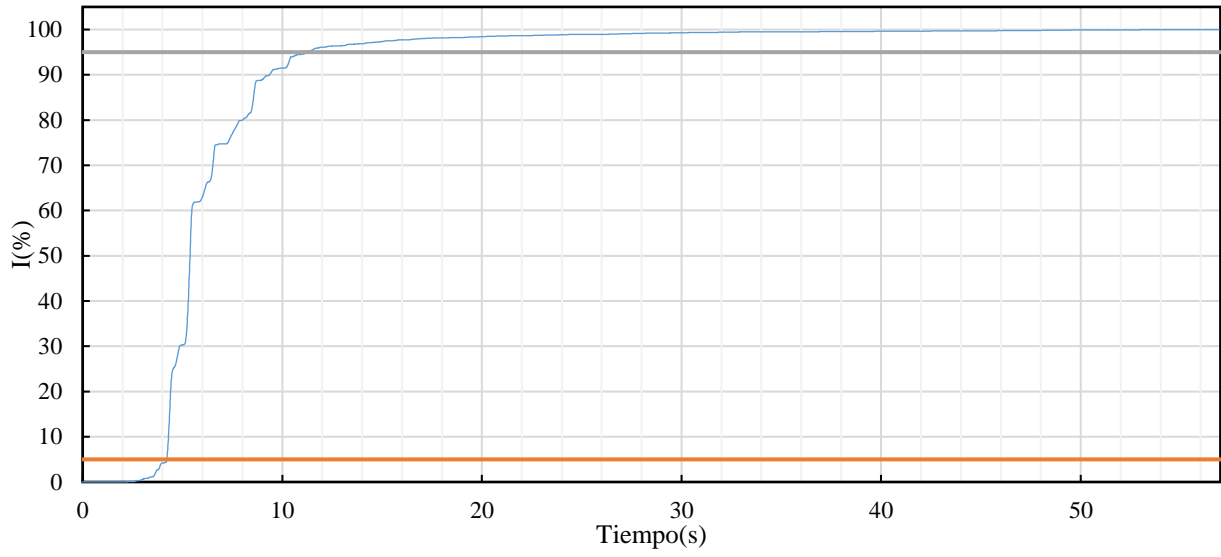
Registro sísmico evento Northern Norcia (30/10/2016) N-S



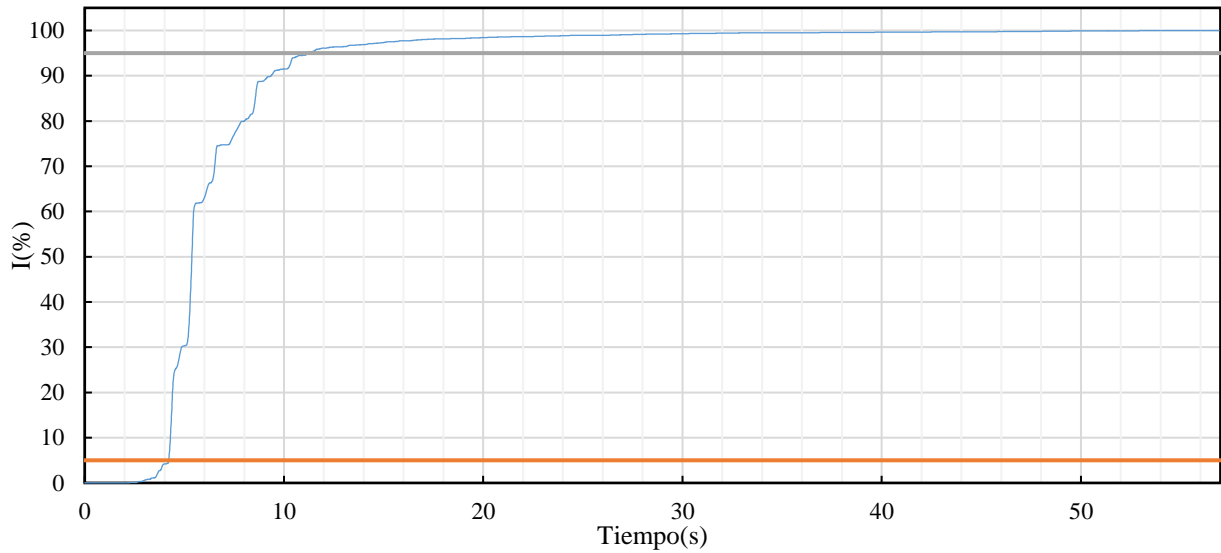
Registro sísmico evento Northern Norcia (30/10/2016) E-O



Registro sísmico evento Imperial Valley (15/10/1979) N-S



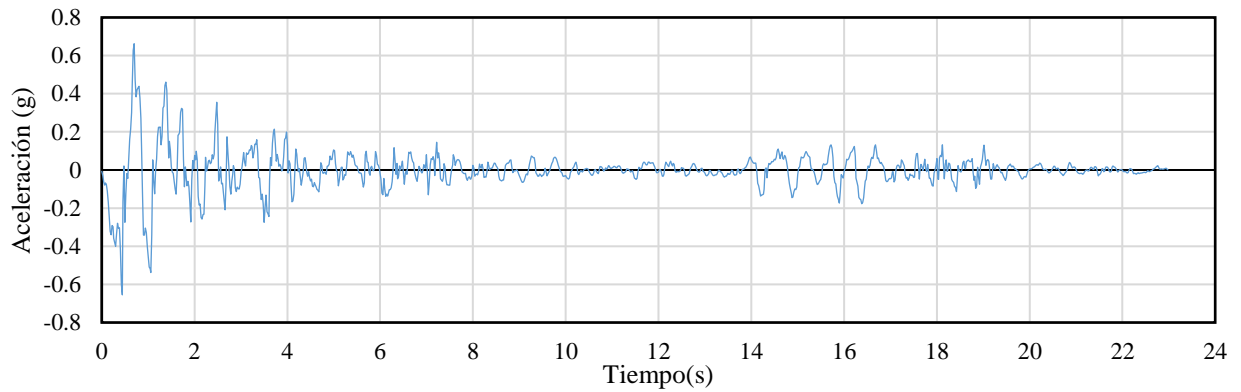
Registro sísmico evento Imperial Valley (15/10/1979) E-O



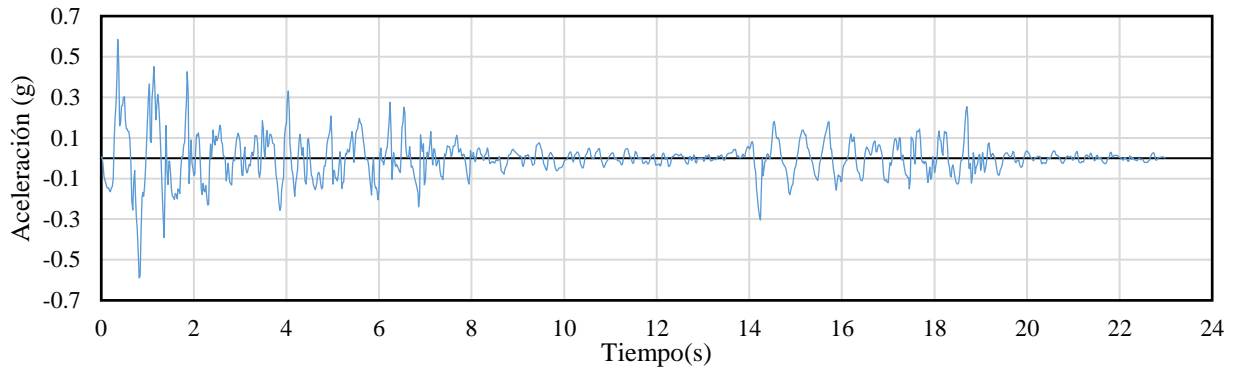
Fuente: Rumipamba Viviana

Figura 39 Duración Significativa.

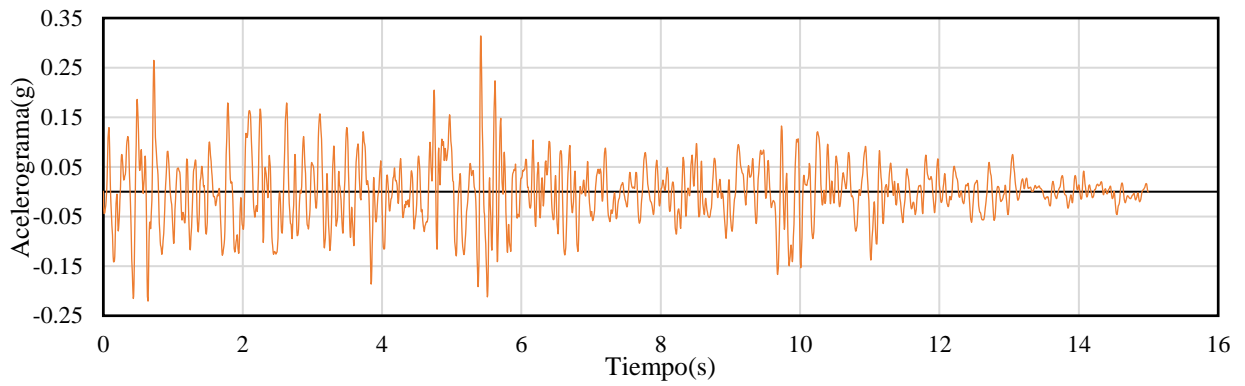
Registro sísmico evento Petrolia (25/04/1992) N-S



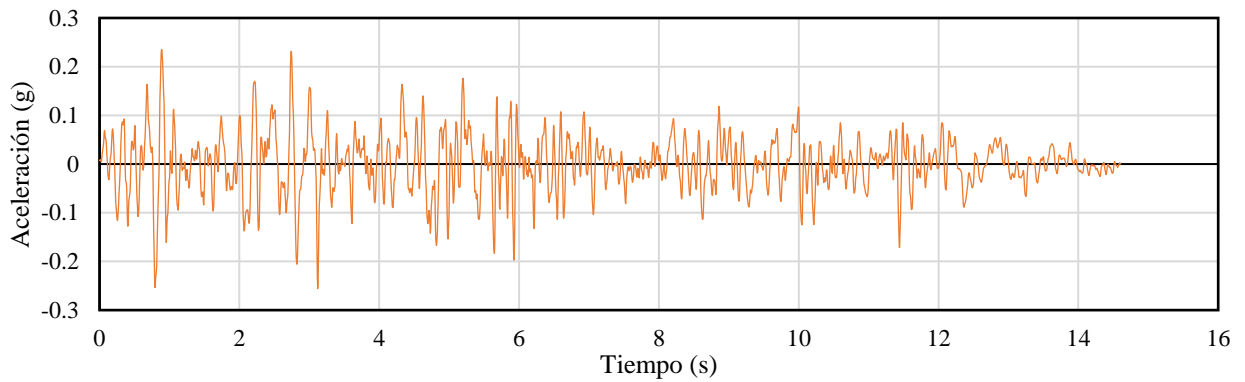
Registro sísmico evento Petrolia (25/04/1992) E-O



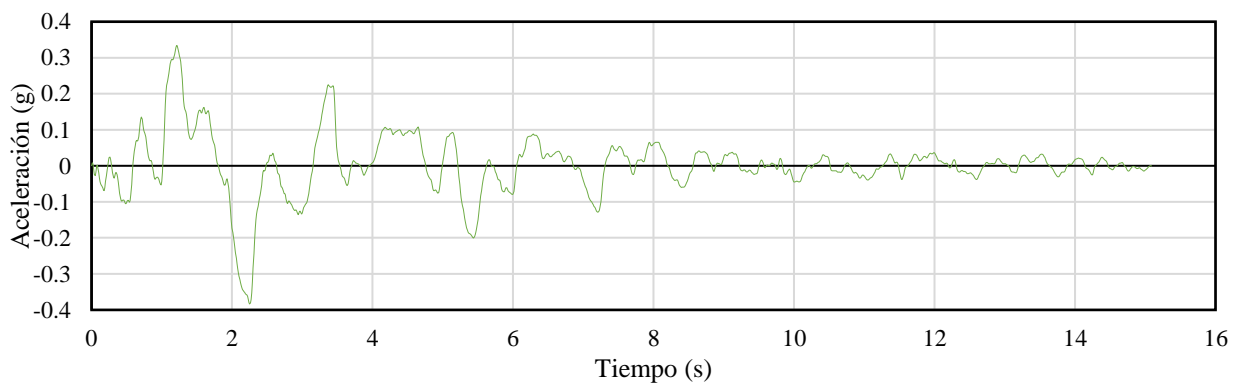
Registro sísmico evento Northern Norcia (30/10/2016) N-S



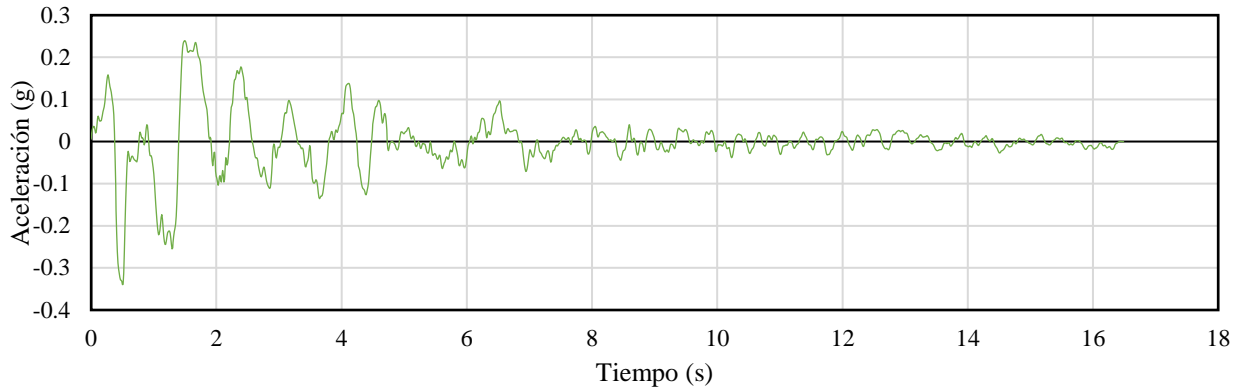
Registro sísmico evento Northern Norcia (30/10/2016) E-O



Registro sísmico evento Imperial Valley (15/10/1979) N-S



Registro sísmico evento Imperial Valley (15/10/1979) E-O

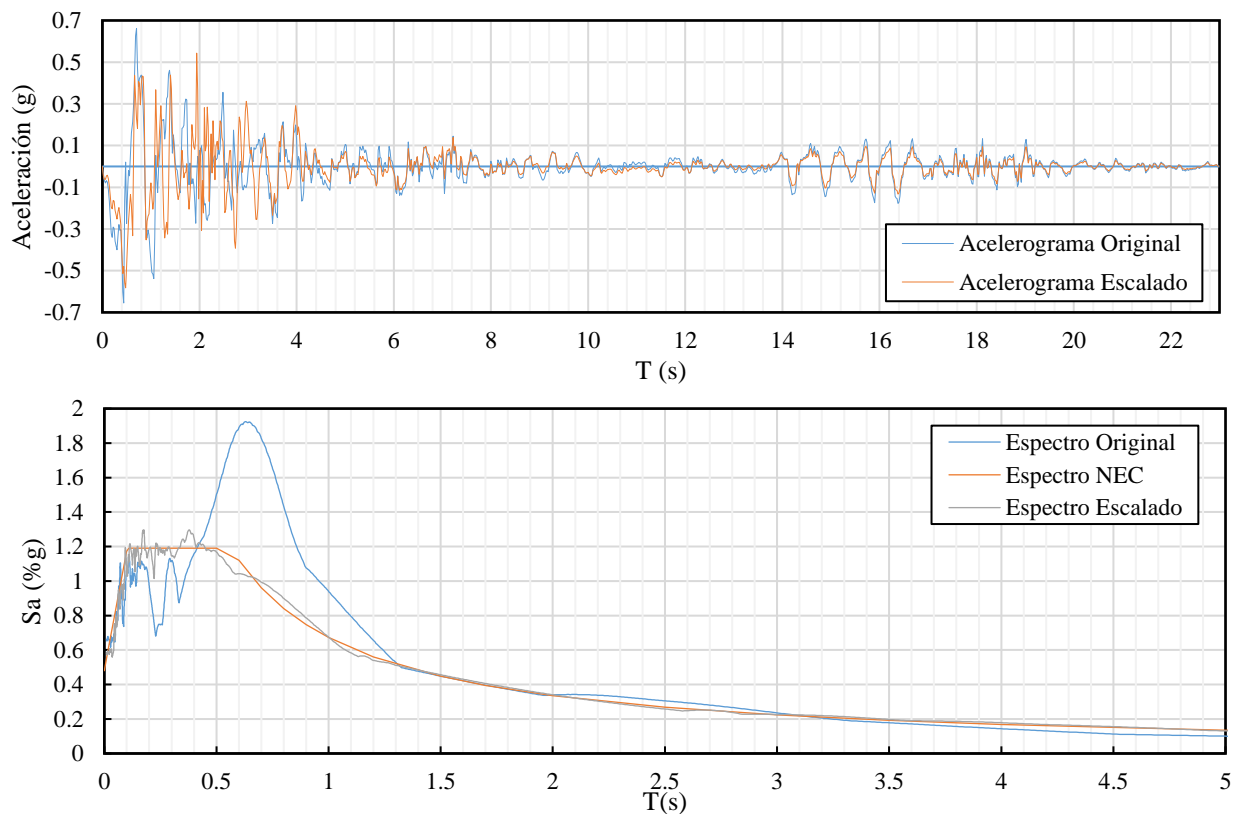


2.7.2.3 ESCALADO DE ACELEROGRAMA

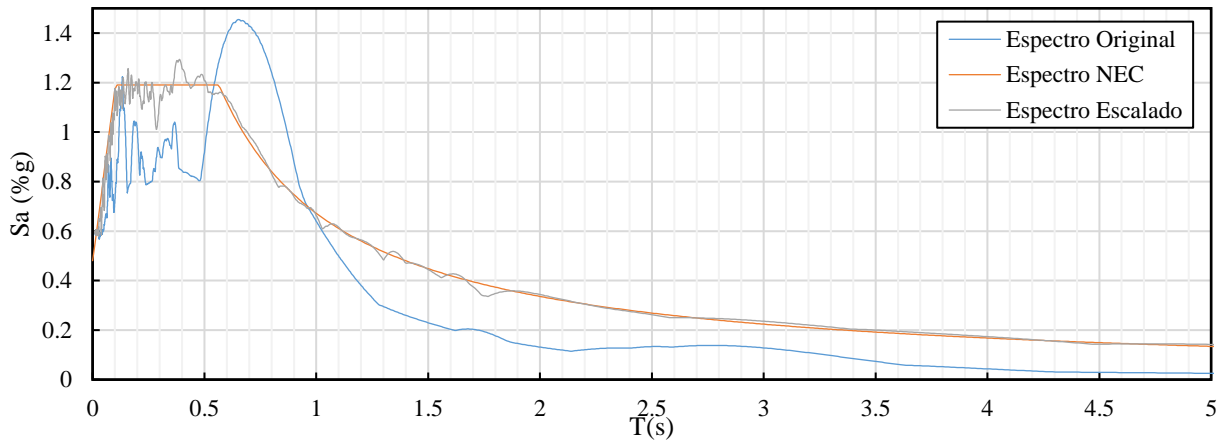
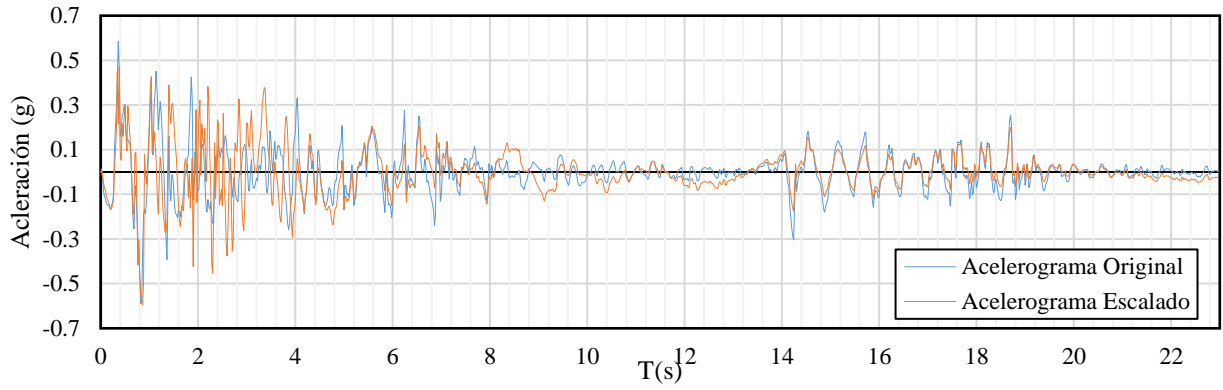
Debido a la complejidad del proceso se realizó el escalado en el software Etabs para los tres registros de sismos en sus dos componentes (Norte-Sur; Este-Oeste) para el espectro elástico de $T_r=475$. Se optó por realizar el ajuste en el dominio del tiempo debido a que esta opción se ajusta de mejor manera a la forma al espectro de respuesta sísmica que se plantea como objetivo. A continuación, se presentan los escalados y ajustes espectrales para cada uno de los sismos para $T_r=475$.

Figura 40 Acelerograma y espectro escalados

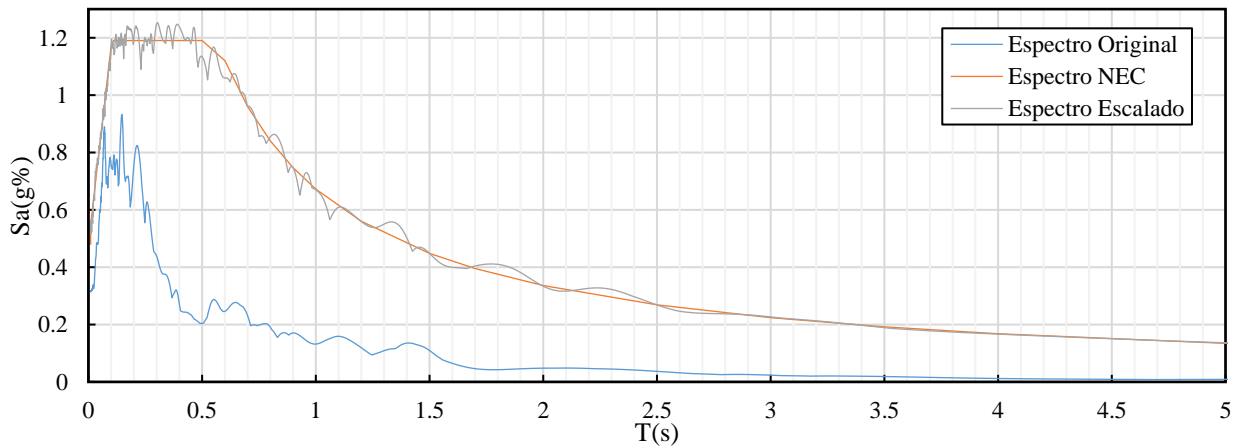
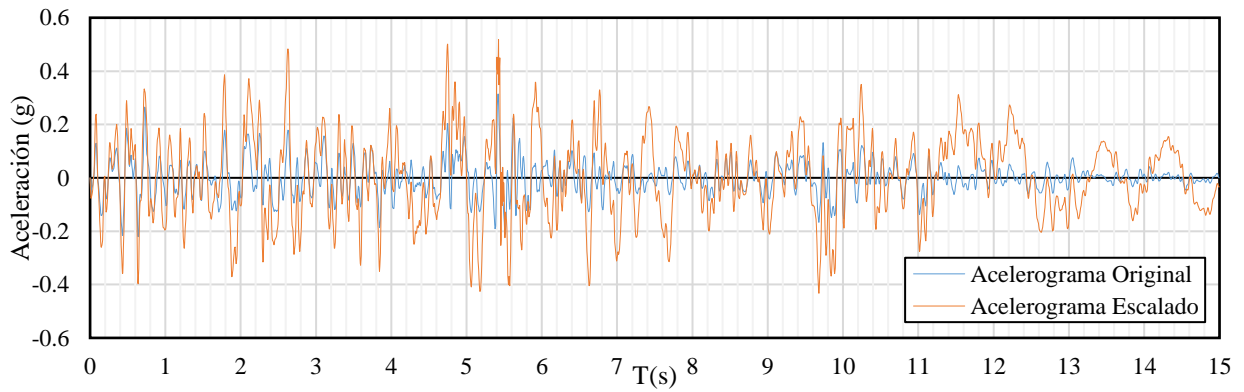
Registro sísmico evento Petrolia (25/04/1992) N-S



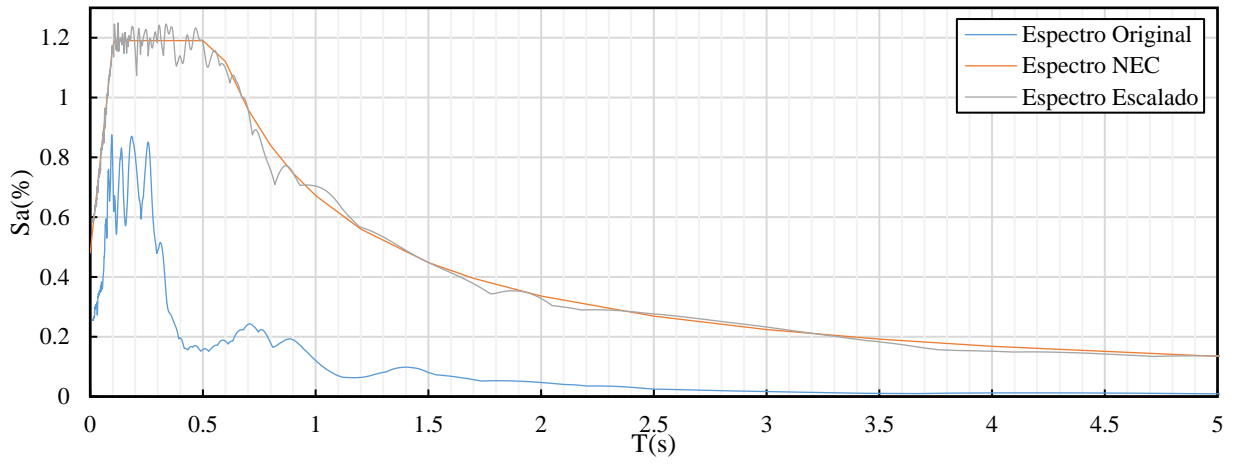
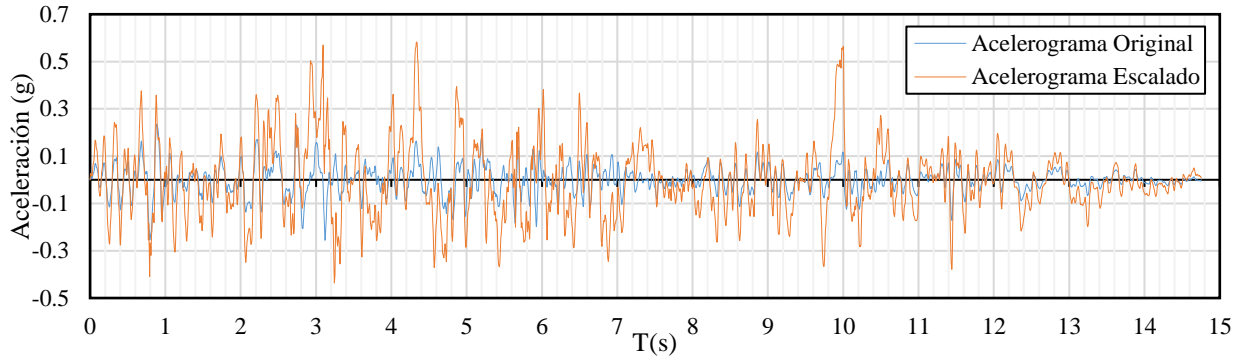
Registro sísmico evento Petrolia (25/04/1992) E-O



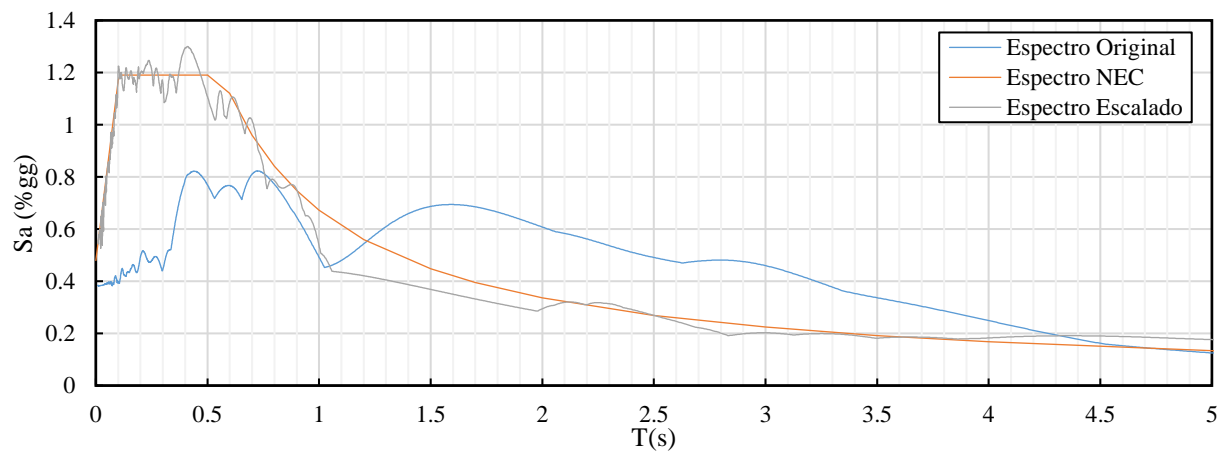
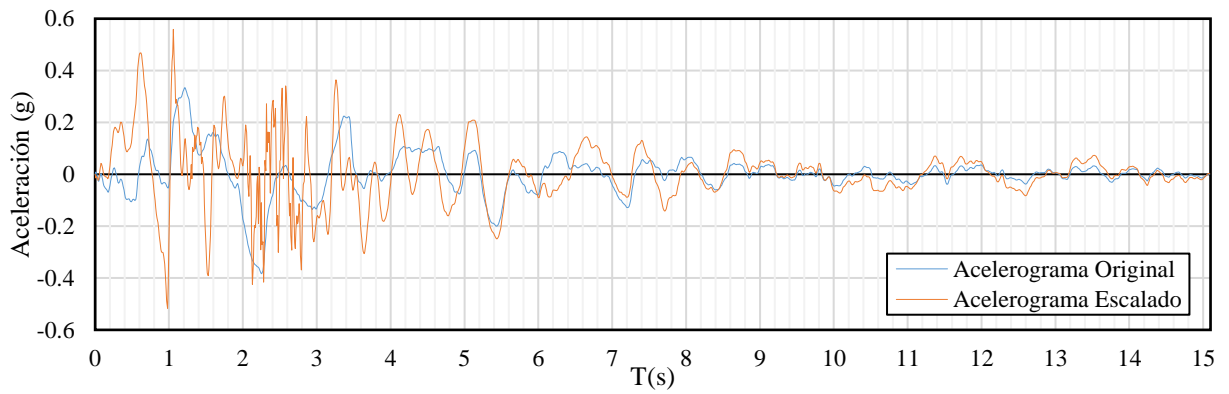
Registro sísmico evento Northern Norcia (30/10/2016) N-S



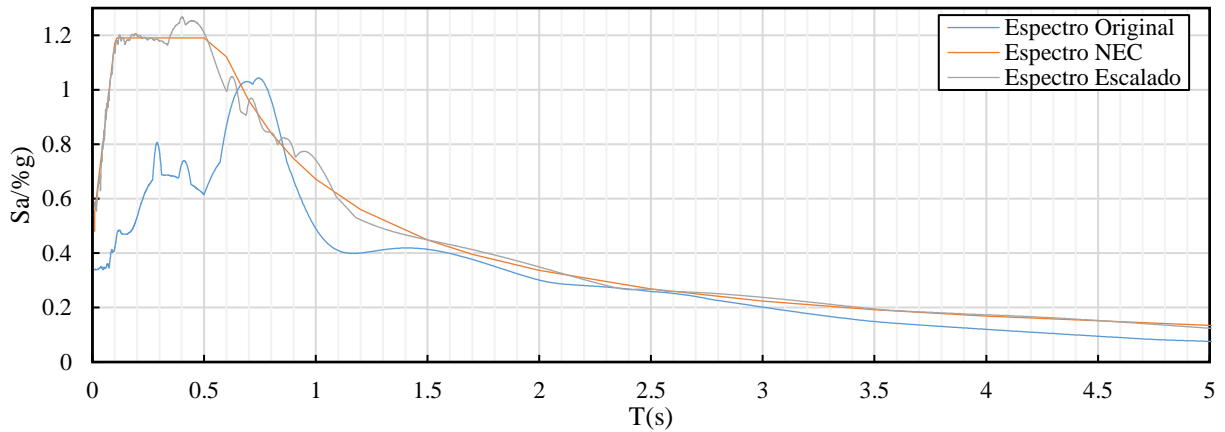
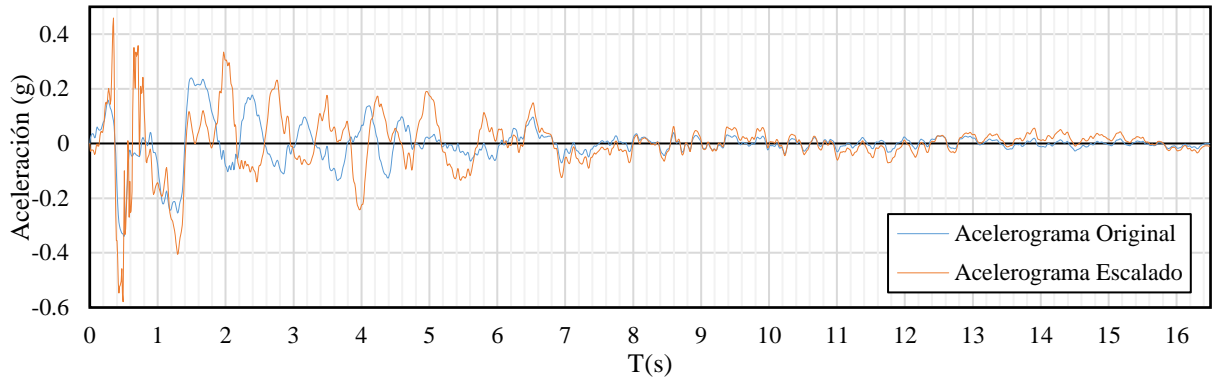
Registro sísmico evento Northern Norcia (30/10/2016) E-O



Registro sísmico evento Imperial Valley (15/10/1979) N-S



Registro sísmico evento Imperial Valley (15/10/1979) E-O



Fuente: Rumipamba Viviana

2.7.2.4 AJUSTE ESPECTRAL

Se debe determinar el SRSS para cada par de componentes horizontales de los acelerogramas, que consiste en calcular la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los espectros, para una fracción del amortiguamiento respecto al crítico del 5%. De tal manera que los datos de SRSS no se encuentre por debajo del espectro de respuesta sísmica objetivo para períodos entre $0.2 T$ y $1.5 T$ [13]. Los componentes de los acelerogramas deben aplicarse juntamente al modelo, para considerar efectos torsionales[13].

Para cumplir dicho requisito de determinará un factor de escala que multiplicará al SRSS.

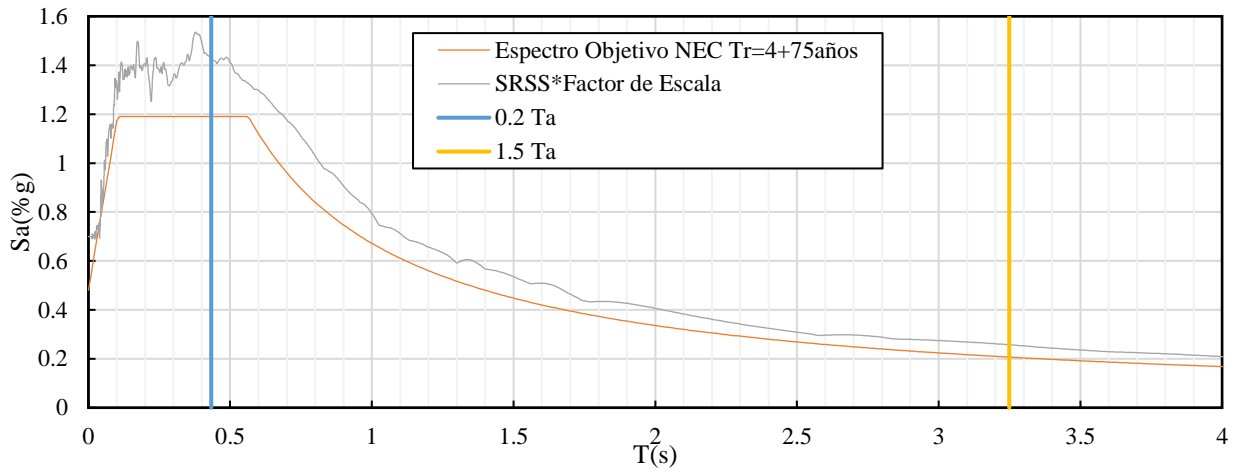
Tabla 33 Factor de Escala para el ajuste espectral

EVENTO SÍSMICO	FACTOR DE ESCALA
Petrolia	0.840
Northern Norcia	0.800
Imperial Valley	0.870

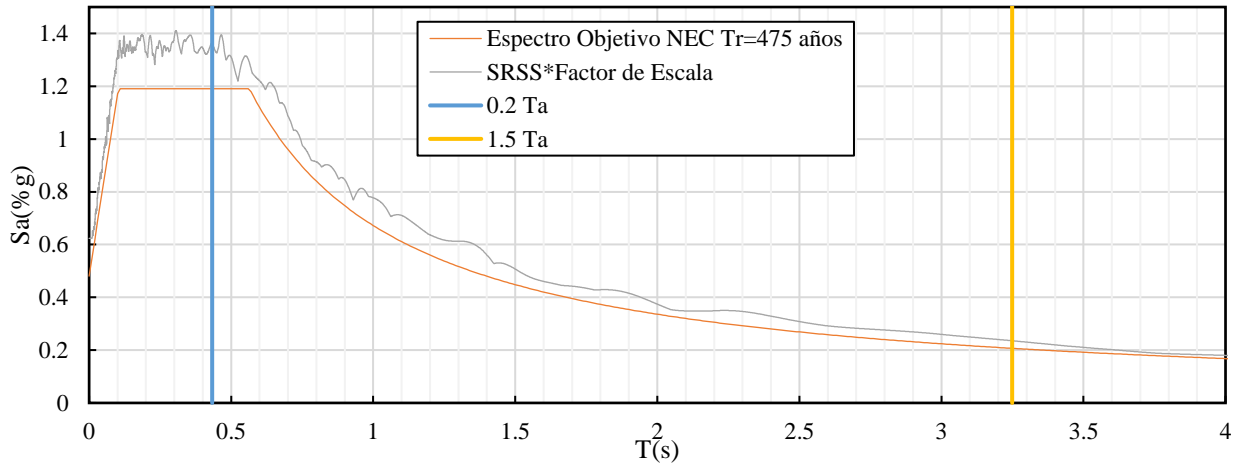
Fuente: Rumipamba Viviana

Figura 41 Ajustes espectrales de acelerogramas

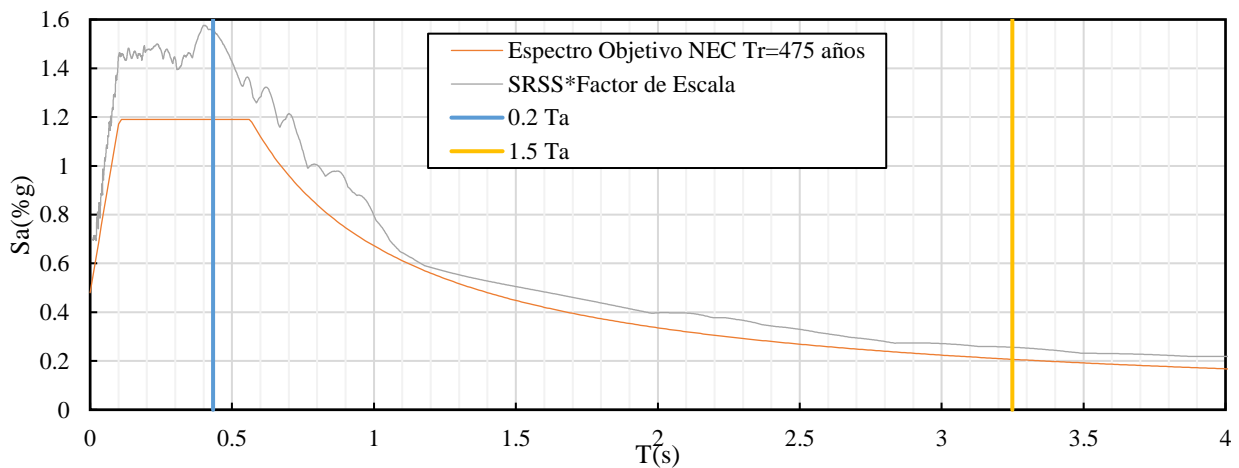
Registro sísmico evento Petrolia (25/04/1992)



Registro sísmico evento Northern Norcia (30/10/2016)



Registro sísmico evento Imperial Valley (15/10/1979)



Fuente: Rumipamba Viviana

Los dos componentes de los acelerogramas deben aplicarse simultáneamente al modelo, a fin de considerar efectos torsionales [13].

Tabla 34 Rango en el cual debe estar el Espectro objetivo

	MODELO 1	MODELO 3	MODELO 5
Ta(s)=	2.1660	2.364	2.194
0.2Ta(s)=	0.4332	0.4728	0.4388
1.5Ta(s)=	3.249	3.546	3.291

Fuente: Rumipamba Viviana

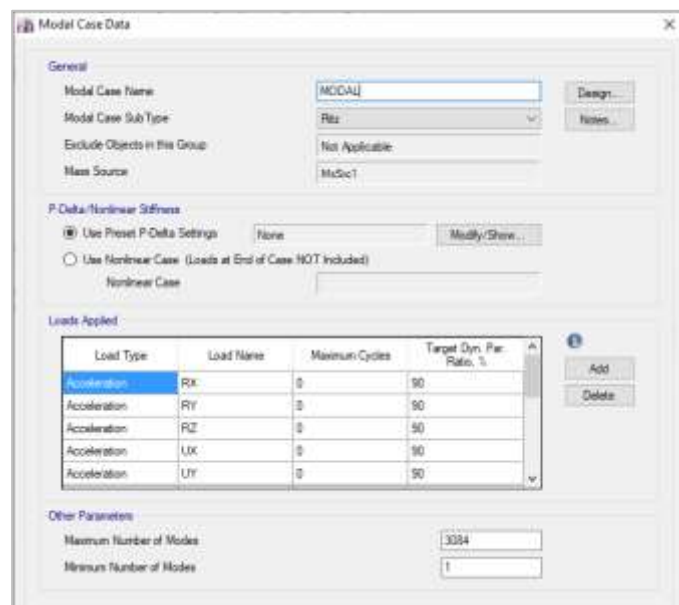
2.7.3 CONSIDERACIONES PARA EL ANALISIS

2.7.3.1 CASO MODAL

El análisis modal se utiliza para determinar los modos de vibración de una estructura. Estos modos son útiles para comprender el comportamiento de la estructura. También se pueden usar como base para el análisis de Tiempo-Historia FNA [22], [30]. Para definir el caso modal se usaran vectores Ritz, los cuales según la CSI (2012) son los más adecuados para el análisis FNA [31],[22] porque son más eficientes en análisis dinámicos que involucren movimiento horizontal en el suelo [31].

Según la NEC15 (2015), en la sección 6.2.2 se deben considerar en el análisis todos los modos de vibración que involucren la participación de una masa modal acumulada de al menos el 90 % de la masa total de la estructura. Para el caso modal se considerarán 6 modos por cada nodo en la estructura un total de 3084 modos [13], [31].

Figura 42 Caso Modal

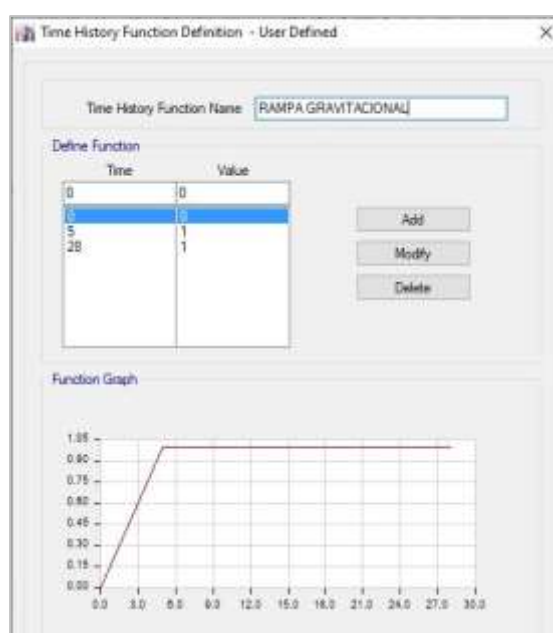


Fuente: Etabs

2.7.3.2 FUNCIÓN RAMPA GRAVITACIONAL

No se debe cargar a la estructura de manera abrupta, es decir que las cargas tanto viva como muerta según la combinación especificada en la FEMA 356, no se aplicaran inmediatamente haya corrido el análisis, debido a que este escenario además de no apegarse a la realidad provoca resultados incorrectos en el análisis Tiempo-historia. Por esta razón se generará una rampa que carga la estructura progresivamente y de forma lineal en el tiempo hasta que la estructura este completamente cargada.

Figura 43 Definición de Rampa Gravitacional



Fuente: Etabs

2.7.3.3 CASOS DE CARGA

2.7.3.3.1 CASO GRAVITACIONAL

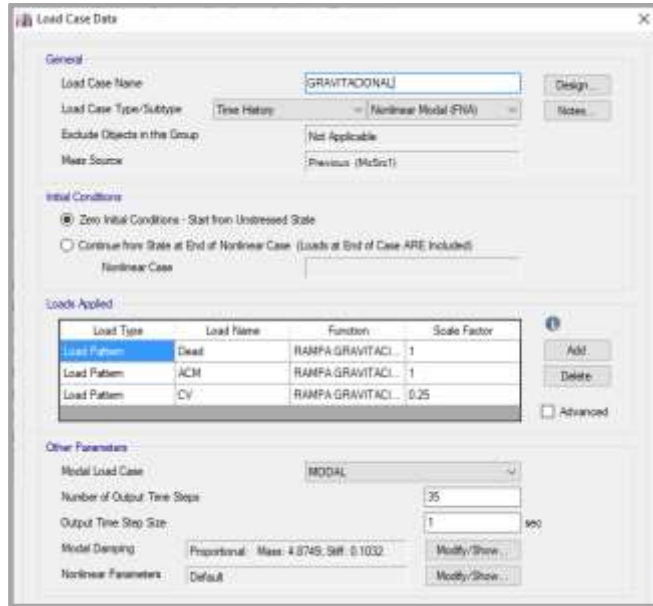
Para la combinación del Caso Gravitacional se usará la ecuación 36 detallada en la sección 3.2.8 del FEMA 356.

$$Q_g = Q_D + Q_L + Q_S \quad \text{Ec. 60}$$

Q_D = Carga muerta

Q_L =Carga activa efectiva, igual al 25% de la carga viva de diseño no reducido, pero no menos que la carga real en vivo.

Figura 44 Caso Gravitacional



Fuente: Etabs

Se uso el Amortiguamiento propuesto por Rayleigh con un valor de 0.99 como lo recomienda el FEMA-440 [28]. Las constantes a y b se calculan según las siguientes ecuaciones:

$$a = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad \text{Ec. 61}$$

$$b = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad \text{Ec. 62}$$

Figura 45 Definición de amortiguamiento de Rayleigh



Fuente: Etabs

Tabla 35 Resumen de los parámetros para el amortiguamiento de Rayleigh

	MODELO 1	MODELO 3	MODELO 5
Periodo Fundamental(s)	2.166	2.364	2.194
Período en el que se acumula el 90% de la masa (s)	0.386	0.419	0.395
a (s⁻¹)	4.8749	4.4703	4.8052
b (s)	0.1032	0.1122	0.1055

Fuente: Rumipamba Viviana

2.7.3.3.2 CASOS TIEMPO-HISTORIA

El paso de tiempo (dt) debe ser igual o menor al paso del tiempo del registro que está considerando, un paso de tiempo demasiado grande genera perdida de datos relevantes en el análisis, para el presente trabajo se usó la misma dt que tienen los registros. El número de pasos de salida debe ser de tal forma de que con el dt elegido al menos se tenga la respuesta en el tiempo del registro. Se usó la duración significativa de cada registro para este parámetro.

Finalmente, para el amortiguamiento se usó el modelo de Rayleigh, con un valor igual a 0.03 recomendado por la FEMA-440 [28].

Según la ASCE/SEI 7-16 en su sección 16.2.4, para cada par de componentes del sismo se creará un caso de carga que se aplicarán en orientaciones ortogonales, dando lugar a los casos de carga E-O y N-S para cada registro, la componente E-O ocupa la dirección U1 y la componente N-S ocupa la dirección U2.

El factor de escala es de 9.81 debido a que los valores ingresados de espectro sin reducir y de registro de los tres sismos están en unidades de gravedad y las unidades consistentes son m/s². Además, este valor debe ser multiplicado por el factor de escala del ajuste espectral tabla 33 para evitar cargar nuevamente los registros con esa modificación.

Tabla 36 Factor de Escala Caso T-H

EVENTO SÍSMICO	F.E.A.E.	F.E.T-H
Petrolia	0.840	8.2404
Northern Norcia	0.800	7.848
Imperial Valley	0.870	8.5347

Fuente: Rumipamba Viviana

* F.E.A.E =Factor de escala para ajuste espectral.

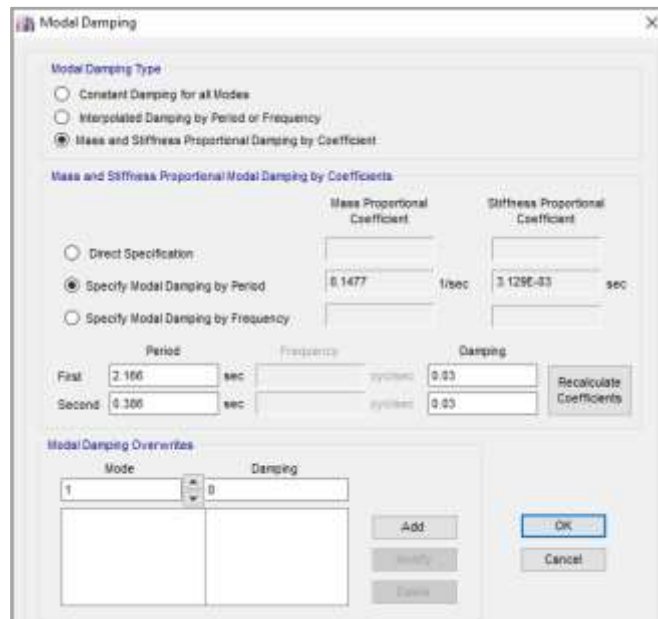
* F.E.A.E =Factor de escala Tiempo-Historia.

$$F.E.T H = F.E.A.E.* g \quad \text{Ec. 63}$$

*g= Gravedad (9.81 m/s²)

Se tomará el caso del modelo 1 debido a que cada modelo tendrá sus propios valores de constantes de amortiguamiento. Pero el procedimiento es el mismo para cada modelo.

Figura 46 Definición de amortiguamiento de Rayleigh



Fuente: Etabs

Tabla 37 Resumen de los parámetros para el amortiguamiento de Rayleigh

	MODELO 1	MODELO 3	MODELO 5
Periodo Fundamental(s)	2.166	2.364	2.194
Período en el que se acumula el 90% de la masa (s)	0.386	0.419	0.395
a (s⁻¹)	0.1477	0.1355	0.1456
b (s)	3.129E-03	3.399E-03	3.196E-03

Fuente: Rumipamba Viviana

Figura 47 Casos de carga para el análisis Tiempo Historia

Caso T-H_PE_N-S

Caso T-H_PE_E-O

Caso T-H_NO_N-S

Caso T-H_NO_E-O

Caso T-H_IM_N-S

Caso T-H_IM_E-O

Fuente: Etabs

2.7.3.4 DEFINICIÓN DE RÓTULAS PLÁSTICAS

Debido a que se está llevando a cabo un análisis no lineal tiempo historia, es necesario incorporar a los elementos estructurales rótulas plásticas (plastic hinges) permitiendo que la estructura incurriera en el rango plástico. Una rótula plástica es el primer punto cercano a la conexión entre viga y columna que alcanza la fluencia y determina el comportamiento no lineal de la estructura [31], [39]

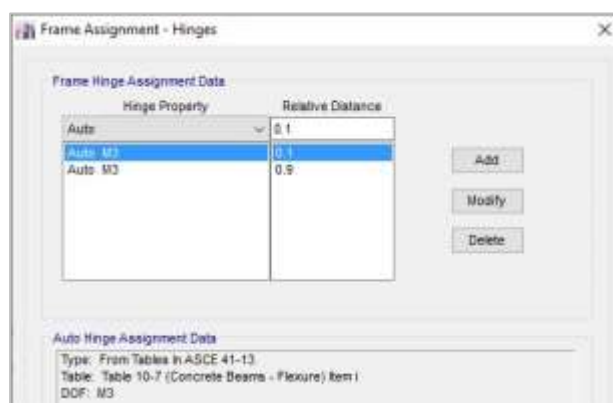
Cada rótula representa el post-rendimiento concentrado en un o más grados de libertad. Las rótulas solo afectan el comportamiento de la estructura en análisis de tiempo-historia no lineal estático y no lineal. Puede insertar rotulas plásticas en cualquier ubicación a lo largo de la longitud libre de cualquier elemento Frame [22].

No es posible determinar la ubicación exacta de las rótulas plásticas, sin embargo, la norma ASCE/SEI 41-13 sugiere que las rótulas plásticas deben ser emplazadas a una distancia de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento estructural [31]. Para propósitos del modelo computacional, se han colocado las rótulas a distancias del 10 % y del 90 % de la longitud del elemento.

Para incorporar las rótulas a los elementos estructurales se utilizan los elementos tipo hinges [31] y para su análisis y categorización se usó las especificaciones de las tablas de la ASCE 41-13 que proporcionan datos de momentos y curvaturas a partir de conocer la curvatura y momento de fluencia 41-13 [31], [40], [41].

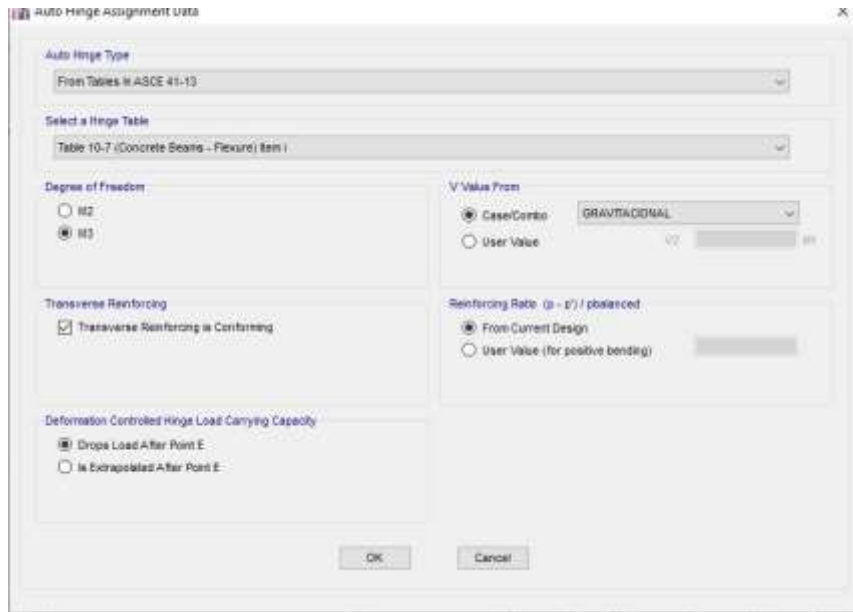
Las rotulas plásticas en vigas se generaran usando la Tabla 10.7 de la ACSE 41-13, tabla 12 del presente trabajo considerando que las vigas son elementos que trabajan a flexión y sólo se considera que soportan momentos en la dirección longitudinal (M3) [22], [30], [51].

Figura 48 Definición de rótulas plásticas en vigas



Fuente: Etabs

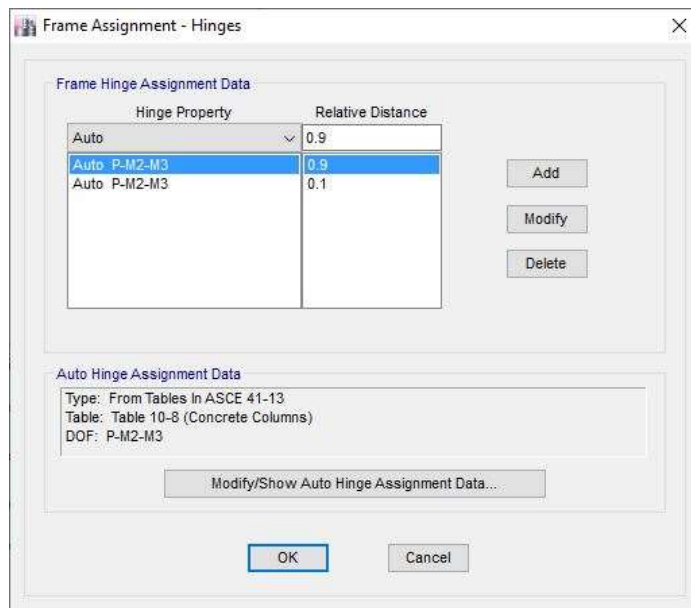
Figura 49 Características para rótulas plásticas en vigas.



Fuente: Etabs

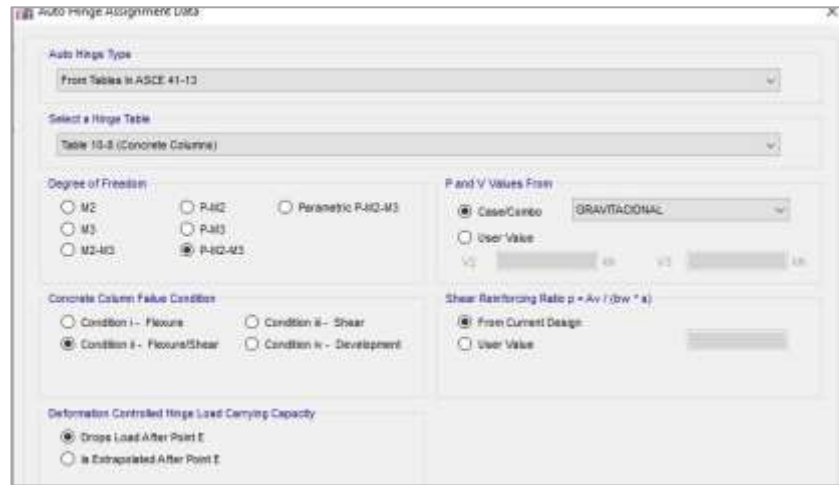
Las rotulas plásticas en columnas se generarán usando la Tabla 10.8 de la ACSE 41-13 , tabla 13 del presente trabajo, considerando que las columnas son elementos que trabajan a fuerza axial y que soportan momentos en ambas direcciones (P-M2-M3) y se consideran los efectos de flexión y corte (Flexure/Shear) [22], [30], [51].

Figura 50 Definición de rótulas plásticas en columnas



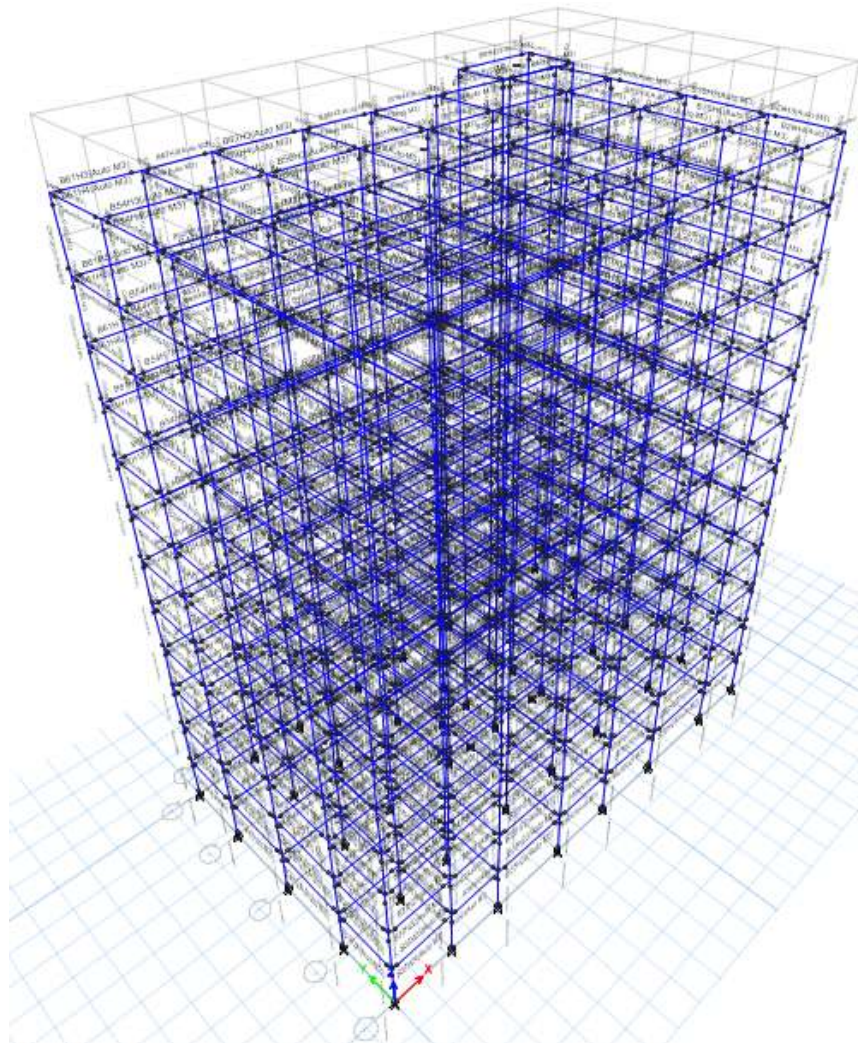
Fuente: Etabs

Figura 51 Características para rótulas plásticas en columnas.



Fuente: Etabs

Figura 52 Características para rótulas plásticas en columnas y vigas.



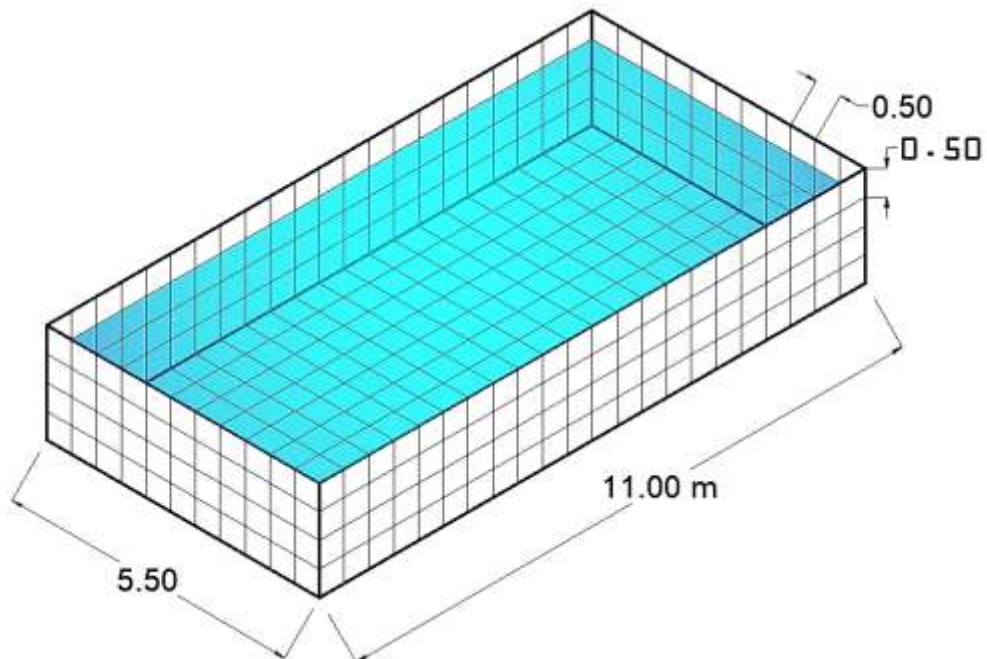
Fuente: Etabs

2.8 CARGAS DE AGUA

Preliminar a la determinación de las cargas y su ubicación para el modelado debemos determinar el mallado.

Para el presente trabajo el mallado se lo realizo cada 50 cm, obteniendo la siguiente distribución.

Figura 53 Mallado de la piscina.



Fuente: Rumipamba Viviana

Como se observa el nivel de agua coincide con el mallado para mayor facilidad de modelación. Cabe destacar que en las cargas hidrodinámicas este mallado raramente coincide con las alturas de la masa impulsiva y convectiva.

2.8.1 CARGAS HIROSTÁTICAS

La carga hidrostática se aplicará en paredes y fondo de la piscina.

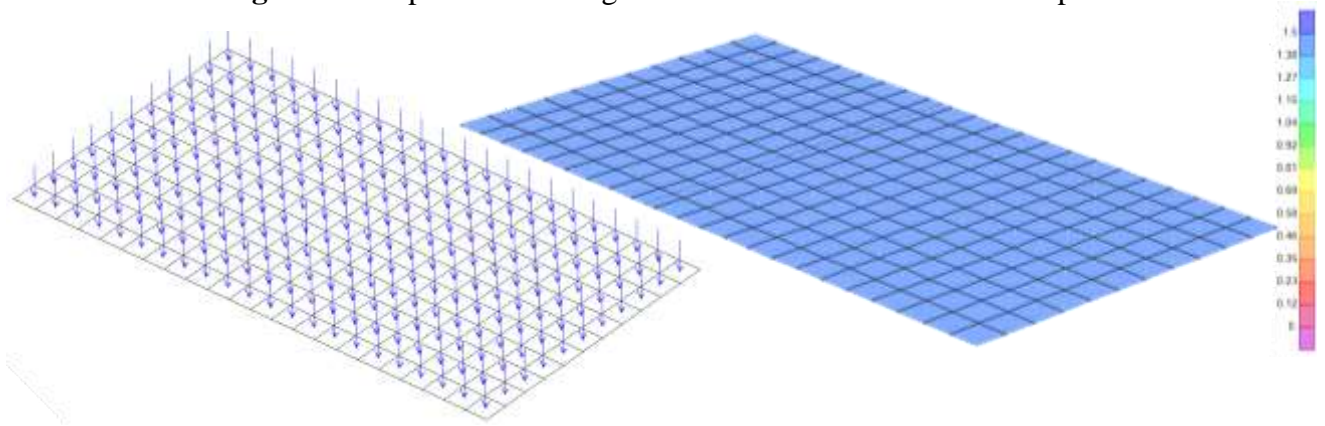
La carga hidrostática que soportará el fondo de la piscina será el peso del agua.

$$P = \gamma * h \quad \text{Ec. 5}$$

$$P = 1 \frac{Tn}{m^3} * 1.5m$$

$$P = 1.5Tn/m^2$$

Figura 54 Disposición de carga hidrostática sobre el fondo de la piscina



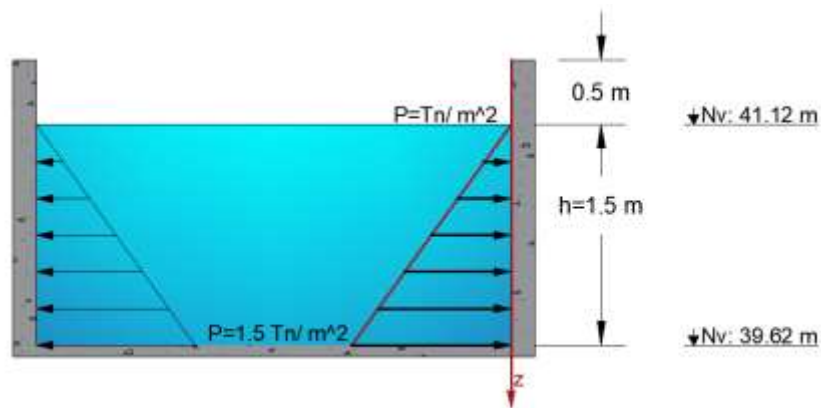
Fuente: SAP 2000

Figura 55 Asignación de carga hidrostática en el fondo de la piscina



Fuente: Etabs

Figura 56 Presión Hidrostática en tanques en paredes



Fuente: Viviana Rumipamba Pullugando.

Para la modelación se calculó la presión hidrostática en el punto más bajo del interior de un depósito, siendo esta la de mayor presión en todo el depósito debido a la forma de la carga. La presión en la superficie del líquido para depósitos con superficie libre es cero.

El depósito está a partir de la cota 39+62m hasta la cota 41+62 m, el nivel de agua es de 1.5 m; hasta la cota 41+12 m.

Para la presión se usó la ecuación 6 que proporciona Etabs para representar la presión sobre áreas mediante patrones de nudos (Joint Patterns) para el caso en los que solo se presenten variaciones en el eje Z:

$$P = C z + D \quad \text{Ec. 7}$$

$$P_0 = C z_0 + D \quad \text{Ec. 8}$$

$$0Tn/m^2 = 41.12m + D \quad (1)$$

$$P_h = C z_h + D \quad \text{Ec. 9}$$

$$1.5Tn/m^2 = 39.62 m + D \quad (2)$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones tenemos:

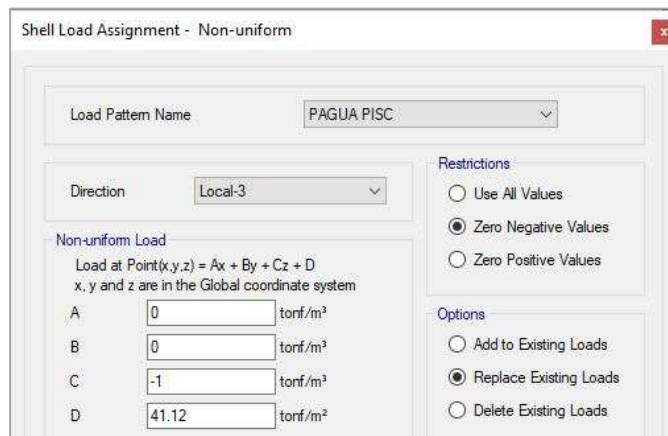
$$D = -1$$

$$C = 41.12$$

Etabs no nos permite visualizar la dirección de las presiones por lo que se debe usar la dirección de los ejes locales para saber los signos de D y C. La dirección de las cargas siempre será desde el interior del tanque hacia afuera y siendo mayor en la base y cero en la superficie del agua.

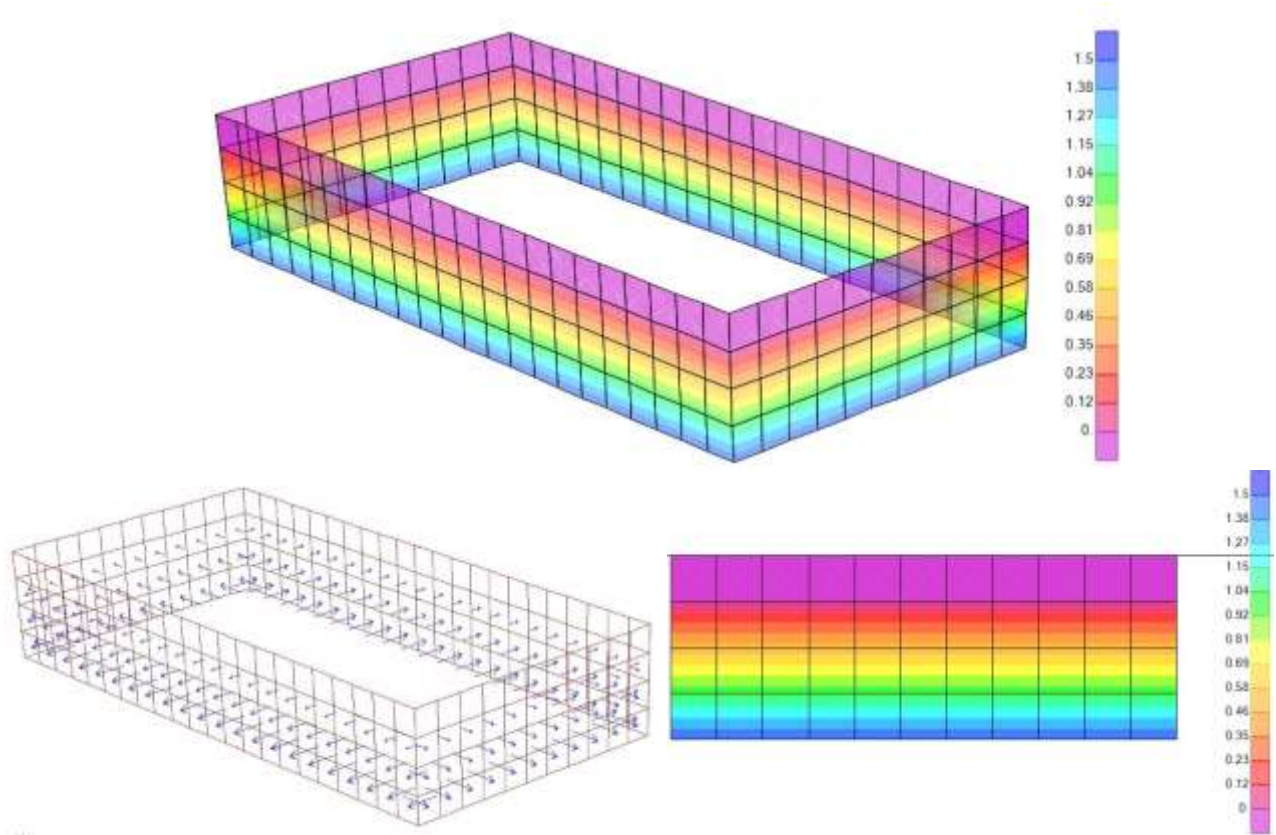
El depósito está a partir de la cota 39+62m hasta la cota 41+62 m, el nivel de agua es de 1.5 m; hasta la cota 41+12 m.

Figura 57 Asignación de carga hidrostática en el fondo de la piscina



Fuente: Etabs

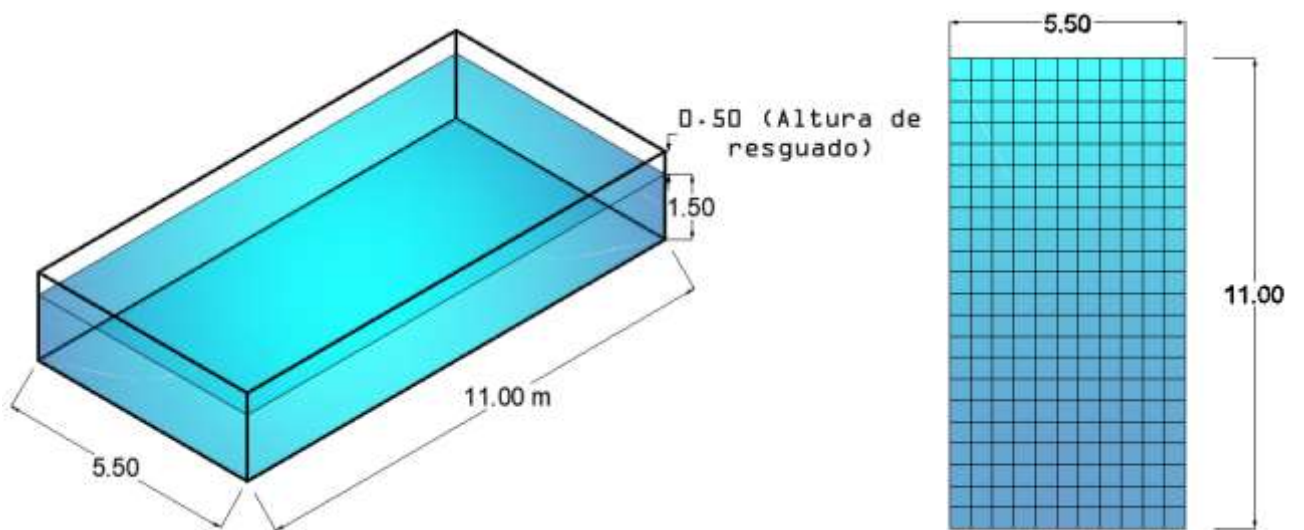
Figura 58 Disposición de carga hidrostática sobre el fondo de la piscina



Fuente: SAP 2000

2.8.2 CARGAS HIDRODINÁMICAS

Figura 59 Configuración de la piscina



Fuente: Rumipamba Viviana

Para el cálculo de masas y alturas para la modelación se usaron las fórmulas propuestas en el libro Fundamentos de la Ingeniería Sísmica de Newmark y Rosenblueth de 1982; para tanques rectangulares que mide $2L$ en dirección del movimiento.

El peso del agua (P) se obtuvo multiplicando el volumen de agua que contiene el depósito por el peso específico del agua.

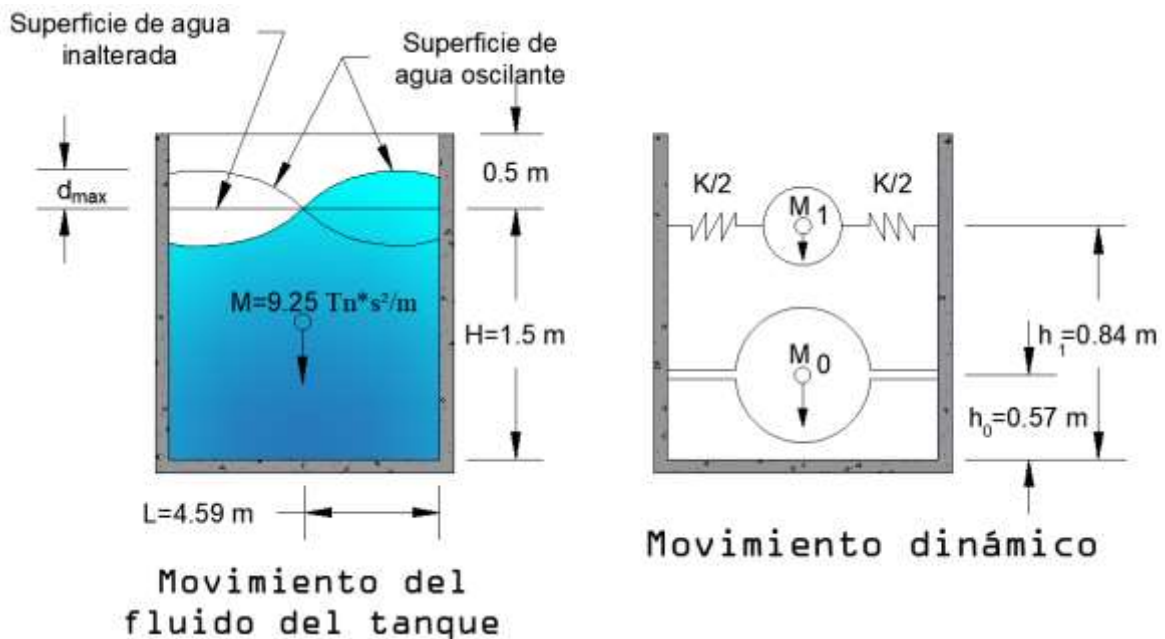
$$P = V * \gamma_{H_2O} \quad \text{Ec. 64}$$

$$P = 5.50 \text{ m} * 11.00 \text{ m} * 1.5 \text{ m} * 1 \text{ Tn/m}^3$$

$$P = 90.75 \text{ Tn}$$

Para calcular la Masa (M), dato necesario para la modelación se obtuvo de la división del peso para la gravedad.

Figura 60 Disposición de carga hidrostática sobre el fondo de la piscina



Fuente: Rumipamba Viviana

Datos:

$$P = 90.75 \text{ Tn}$$

$$L = 4.59 \text{ m}$$

$$H = 1.50 \text{ m}$$

$$M = 9.25 \text{ Tn} * s^2/m$$

$$\alpha = 0.00$$

$$\beta = 1.00$$

$$M_0 = \frac{\tanh\left(1.7 \frac{L}{H}\right)}{1.7 L/H} * M \quad \text{Ec. 17}$$

$$M_0 = \frac{\tanh\left(1.7 * \frac{4.59 m}{1.5 m}\right)}{1.7 * \left(\frac{4.59 m}{1.5 m}\right)} * 9.25 Tn * s^2/m$$

$$M_0 = 1.78 Tn * s^2/m$$

$$M_1 = \frac{0.83 \tanh\left(1.6 \frac{H}{L}\right)}{1.6 H/L} * M \quad \text{Ec. 18}$$

$$M_1 = \frac{0.83 \tanh\left(1.6 * \frac{1.5 m}{4.59 m}\right)}{1.6 * \left(\frac{1.5 m}{4.59 m}\right)} * 9.25 Tn * s^2/m$$

$$M_1 = 7.05 Tn * s^2/m$$

$$H_0 = 0.38H \left[1 + \alpha \left(\frac{M}{M_0} - 1\right)\right] \quad \text{Ec. 19}$$

$$H_0 = 0.38 * 1.5 m \left[1 + 0 \left(\frac{9.25 Tn * s^2/m}{1.78 Tn * s^2/m} - 1\right)\right]$$

$$H_0 = 0.57 m$$

$$H_1 = H \left[1 - 0.33 \frac{M}{M_1} \left(\frac{L}{H}\right)^2 + 0.63\beta \frac{L}{H} \sqrt{0.28 \left(\frac{LM}{HM_1}\right)^2 - 1}\right] \quad \text{Ec. 20}$$

$$H_1 = 1.5 m \left[1 - 0.33 * \frac{9.25 Tn * s^2/m}{7.05 Tn * s^2/m} \left(\frac{4.59 m}{1.5 m}\right)^2 + 0.63 * 1 * \frac{4.59 m}{1.5 m} \sqrt{0.28 \left(\frac{4.59 m * 9.25 Tn * s^2/m}{1.5 m * 7.05 Tn * s^2/m}\right)^2 - 1}\right]$$

$$H_1 = 0.84 m$$

$$K = \frac{3gM_1^2H}{ML^2} \quad \text{Ec. 21}$$

$$K = \frac{3 * 9.81 m/s^2 * (7.05 Tn * s^2/m)^2 * 1.5m}{9.25 Tn * s^2/m * (4.59m)^2}$$

$$K = 11.2693$$

2.8.2.1 MASA CONVECTIVA

El valor de K (rigidez) es la rigidez Total de todo el modelo, pero esta deberá ser dividida para el número de resortes que se plantearon, para el presente proyecto se desarrolló con 66 resortes como se observa en la figura 61. Newmark toma en consideración la distribución de la rigidez en el plano X, Y motivo por el cual divide la rigidez total para 2 elementos.

Debemos tener en cuenta que al no ser un tanque cilíndrico; si no rectangular la longitud de los resortes, así como su rigidez no serán iguales para todos los casos por lo que para establecer estos parámetros se determinó como muestra la tabla a continuación:

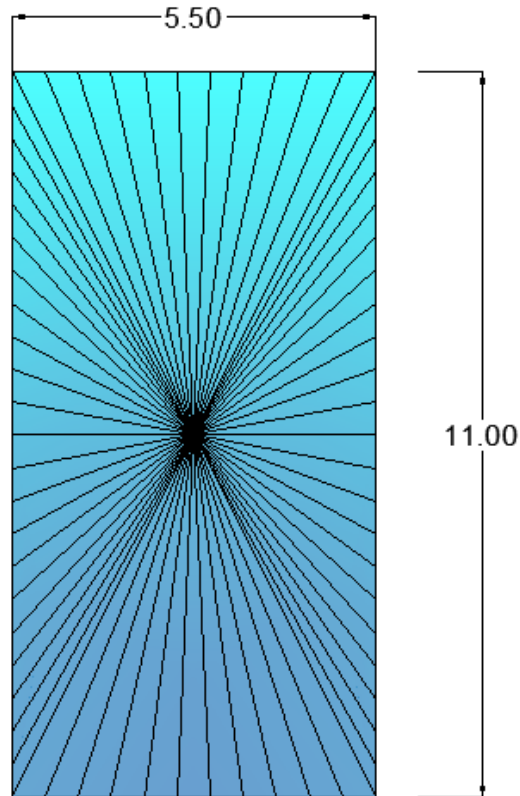
Tabla 38 Determinación del área necesaria para cada resorte

N° de Resorte	L (m)	L (%)	M ₁ (Tn*s ² /m)	K	K c/r	Área (m ²)
1	6.1492	2.02%	7.3106	6.7449	0.136	4.10E-08
2	5.9424	1.95%	7.2862	7.1744	0.1398	4.07E-08
3	5.7717	1.89%	7.2642	7.5591	0.143	4.05E-08
4	5.6403	1.85%	7.246	7.8758	0.1456	4.03E-08
5	5.5509	1.82%	7.233	8.1023	0.1474	4.01E-08
6	5.5057	1.80%	7.2261	8.2203	0.1484	4.01E-08
7	5.5057	1.80%	7.2261	8.2203	0.1484	4.01E-08
8	5.5509	1.82%	7.233	8.1023	0.1474	4.01E-08
9	5.6403	1.85%	7.246	7.8758	0.1456	4.03E-08
10	5.7717	1.89%	7.2642	7.5591	0.143	4.05E-08
11	5.9424	1.95%	7.2862	7.1744	0.1398	4.07E-08
12	6.1492	2.02%	7.3106	6.7449	0.136	4.10E-08
13	5.7064	1.87%	7.2553	7.7142	0.1443	4.04E-08
14	5.2738	1.73%	7.1886	8.8664	0.1533	3.96E-08
15	4.8541	1.59%	7.1081	10.2329	0.1628	3.88E-08
16	4.4511	1.46%	7.0115	11.841	0.1728	3.77E-08
17	4.0697	1.33%	6.8966	13.704	0.1828	3.65E-08
18	3.7165	1.22%	6.7632	15.8028	0.1925	3.51E-08
19	3.4004	1.11%	6.6146	18.0572	0.2013	3.36E-08
20	3.1325	1.03%	6.4608	20.3	0.2085	3.20E-08
21	2.9262	0.96%	6.3206	22.2645	0.2136	3.07E-08
22	2.7951	0.92%	6.2198	23.6299	0.2165	2.97E-08
23	2.75	0.90%	6.1828	24.1214	0.2175	2.93E-08
24	2.7951	0.92%	6.2198	23.6299	0.2165	2.97E-08
25	2.9262	0.96%	6.3206	22.2645	0.2136	3.07E-08
26	3.1325	1.03%	6.4608	20.3	0.2085	3.20E-08

27	3.4004	1.11%	6.6146	18.0572	0.2013	3.36E-08
28	3.7165	1.22%	6.7632	15.8028	0.1925	3.51E-08
29	4.0697	1.33%	6.8966	13.704	0.1828	3.65E-08
30	4.4511	1.46%	7.0115	11.841	0.1728	3.77E-08
31	4.8541	1.59%	7.1081	10.2329	0.1628	3.88E-08
32	5.2738	1.73%	7.1886	8.8664	0.1533	3.96E-08
33	5.7064	1.87%	7.2553	7.7142	0.1443	4.04E-08
34	6.1492	2.02%	7.3106	6.7449	0.136	4.10E-08
35	5.9424	1.95%	7.2862	7.1744	0.1398	4.07E-08
36	5.7717	1.89%	7.2642	7.5591	0.143	4.05E-08
37	5.6403	1.85%	7.246	7.8758	0.1456	4.03E-08
38	5.5509	1.82%	7.233	8.1023	0.1474	4.01E-08
39	5.5057	1.80%	7.2261	8.2203	0.1484	4.01E-08
40	5.5057	1.80%	7.2261	8.2203	0.1484	4.01E-08
41	5.5509	1.82%	7.233	8.1023	0.1474	4.01E-08
42	5.6403	1.85%	7.246	7.8758	0.1456	4.03E-08
43	5.7717	1.89%	7.2642	7.5591	0.143	4.05E-08
44	5.9424	1.95%	7.2862	7.1744	0.1398	4.07E-08
45	6.1492	2.02%	7.3106	6.7449	0.136	4.10E-08
46	5.7064	1.87%	7.2553	7.7142	0.1443	4.04E-08
47	5.2738	1.73%	7.1886	8.8664	0.1533	3.96E-08
48	4.8541	1.59%	7.1081	10.2329	0.1628	3.88E-08
49	4.4511	1.46%	7.0115	11.841	0.1728	3.77E-08
50	4.0697	1.33%	6.8966	13.704	0.1828	3.65E-08
51	3.7165	1.22%	6.7632	15.8028	0.1925	3.51E-08
52	3.4004	1.11%	6.6146	18.0572	0.2013	3.36E-08
53	3.1325	1.03%	6.4608	20.3	0.2085	3.20E-08
54	2.9262	0.96%	6.3206	22.2645	0.2136	3.07E-08
55	2.7951	0.92%	6.2198	23.6299	0.2165	2.97E-08
56	2.75	0.90%	6.1828	24.1214	0.2175	2.93E-08
57	2.7951	0.92%	6.2198	23.6299	0.2165	2.97E-08
58	2.9262	0.96%	6.3206	22.2645	0.2136	3.07E-08
59	3.1325	1.03%	6.4608	20.3	0.2085	3.20E-08
60	3.4004	1.11%	6.6146	18.0572	0.2013	3.36E-08
61	3.7165	1.22%	6.7632	15.8028	0.1925	3.51E-08
62	4.0697	1.33%	6.8966	13.704	0.1828	3.65E-08
63	4.4511	1.46%	7.0115	11.841	0.1728	3.77E-08
64	4.8541	1.59%	7.1081	10.2329	0.1628	3.88E-08
65	5.2738	1.73%	7.1886	8.8664	0.1533	3.96E-08
66	5.7064	1.87%	7.2553	7.7142	0.1443	4.04E-08

Fuente: Rumipamba Viviana

Figura 61 Distribución de resortes en AutoCAD



Fuente: Rumipamba Viviana

Los valores de L, longitud del resorte en metros, se obtuvo de AutoCAD, dibujando con fidelidad las dimensiones del tanque y los resortes.

Se determinó los porcentajes de longitud usando reglas de tres, valores que posteriormente se usaran para determinar la rigidez de cada resorte.

Para el cálculo de K se determinó con la ecuación 21 de Newmark, para la cual se calculó previamente M_1 con la ecuación 18.

Se considero que el porcentaje de longitud y el porcentaje de rigidez que le corresponde a cada fragmento de resorte de la rigidez total son iguales y en base a esa premisa se determinó la rigidez individual de cada resorte ($R_{c/r}$), multiplicando K por el porcentaje de longitud correspondiente. Es importante recordar que la Rigidez es inversamente proporcional a la longitud del resorte como se ve en la tabla 38.

Finalmente se determinó el área de cada resorte con la ecuación:

$$A = \frac{K_{c/r} * L}{E} \quad \text{Ec. 65}$$

Se considero representar a los resortes con elementos tipo (Steel) con $E=2.0389e6\text{kg/cm}^2$ correspondiente al acero A615Gr60.

Las alturas $H_0 = 0.57\text{ m}$ y $H_1 = 0.84\text{ m}$ no coinciden con las coordenadas de los puntos del mallado por lo que se subdividen los resortes para la masa M_1 tomando en cuenta su porcentaje según la altura para la H_1 como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 39 Distribución de la rigidez K

H_1 (m) =	0.84	
	H nudo (m)	% Rigidez
Nudo Sup	1	0.678
Nudo Inf	0.5	0.322

Fuente: Rumipamba Viviana

Se calculó las áreas de acero para los valores de la tabla 40 excluyendo los valores de las áreas que se repetían.

Tabla 40 Determinación de áreas de resortes

Área valores Sin repetir (m^2)	Área/Sub elemento (m^2)	Diámetro elemento (mm)	Descripción Nudo
4.10E-08	2.78E-08	0.19	Nudo Sup
	1.32E-08	0.13	Nudo Inf
4.07E-08	2.76E-08	0.19	Nudo Sup
	1.31E-08	0.13	Nudo Inf
4.05E-08	2.75E-08	0.19	Nudo Sup
	1.30E-08	0.13	Nudo Inf
4.03E-08	2.73E-08	0.19	Nudo Sup
	1.30E-08	0.13	Nudo Inf
4.01E-08	2.72E-08	0.19	Nudo Sup
	1.29E-08	0.13	Nudo Inf
4.01E-08	2.72E-08	0.19	Nudo Sup
	1.29E-08	0.13	Nudo Inf
4.04E-08	2.74E-08	0.2	Nudo Sup
	1.30E-08	0.13	Nudo Inf
3.96E-08	2.69E-08	0.19	Nudo Sup
	1.28E-08	0.13	Nudo Inf
3.88E-08	2.63E-08	0.18	Nudo Sup
	1.25E-08	0.13	Nudo Inf
3.77E-08	2.56E-08	0.18	Nudo Sup
	1.21E-08	0.12	Nudo Inf
3.65E-08	2.48E-08	0.18	Nudo Sup

	1.17E-08	0.12	Nudo Inf
3.51E-08	2.38E-08	0.17	Nudo Sup
	1.13E-08	0.12	Nudo Inf
3.36E-08	2.28E-08	0.17	Nudo Sup
	1.08E-08	0.12	Nudo Inf
3.20E-08	2.17E-08	0.17	Nudo Sup
	1.03E-08	0.11	Nudo Inf
3.07E-08	2.08E-08	0.16	Nudo Sup
	9.86E-09	0.11	Nudo Inf
2.97E-08	2.01E-08	0.16	Nudo Sup
	9.55E-09	0.11	Nudo Inf
2.93E-08	1.99E-08	0.16	Nudo Sup
	9.43E-09	0.11	Nudo Inf

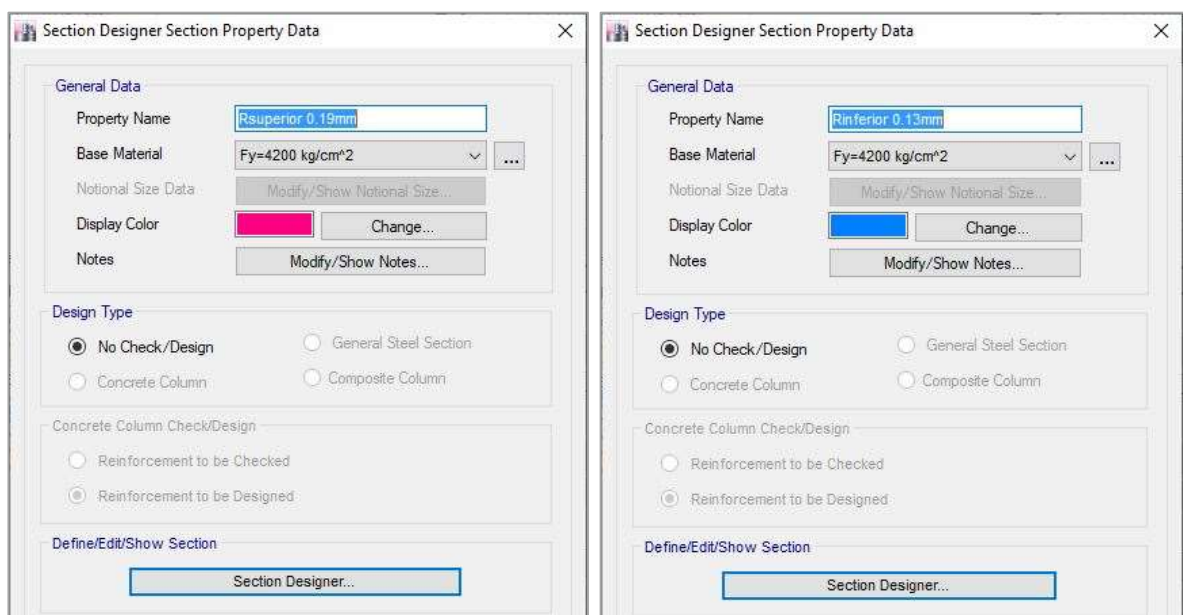
Fuente: Rumipamba Viviana

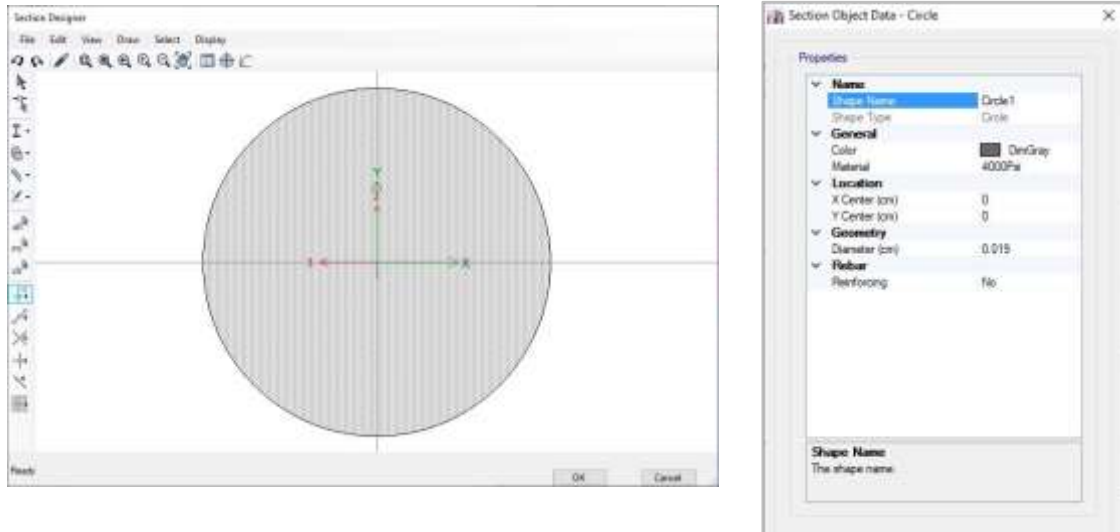
Después de analizar los datos para la modelación en Etabs se definió 2 resortes, un resorte superior de 0.19 mm y un resorte inferior de diámetro igual a 0.13 mm.

RESORTES

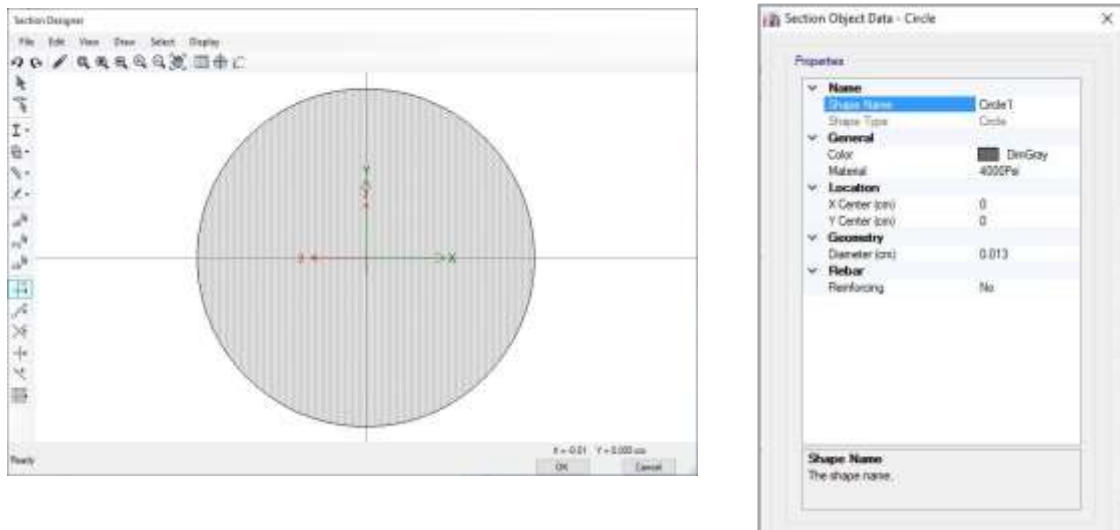
Se ha definido dos resortes un resorte superior de 0.19 mm y un resorte inferior de 0.13 mm de diámetro. Se usó la opción Section Designer y como material base el acero con $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ o también conocido como acero A615Gr60.

Figura 62 Definición de Resorte Superior y Resorte Inferior





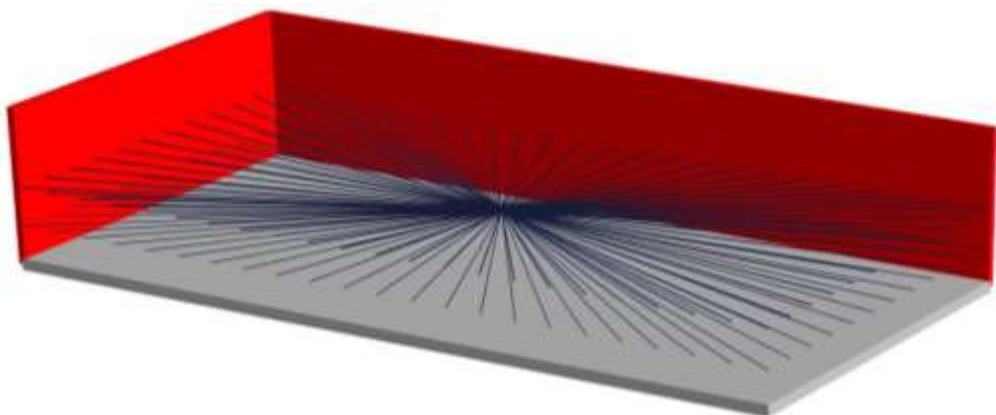
a) Diseño del Resorte Superior



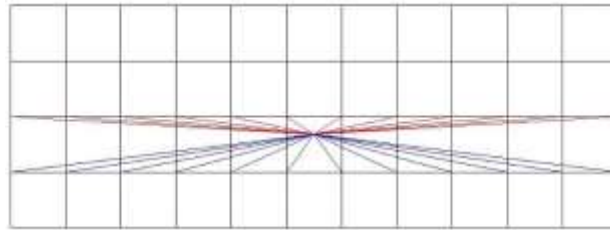
b) Diseño de resorte Inferior

Fuente: Etabs

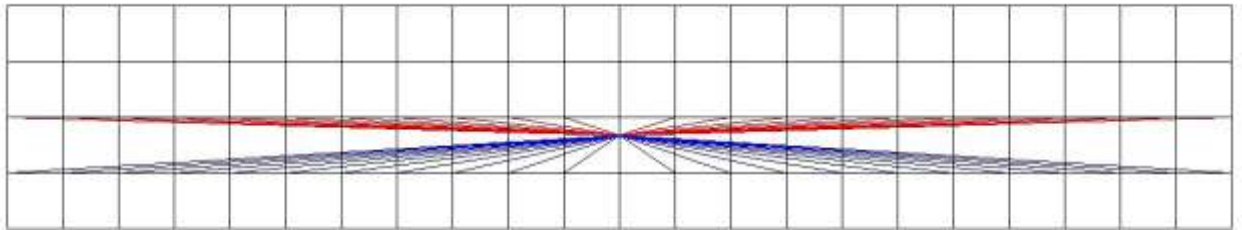
Figura 63 Modelación de los resortes



a) Render de la piscina



b) Sentido más corto $L=5.5.m$

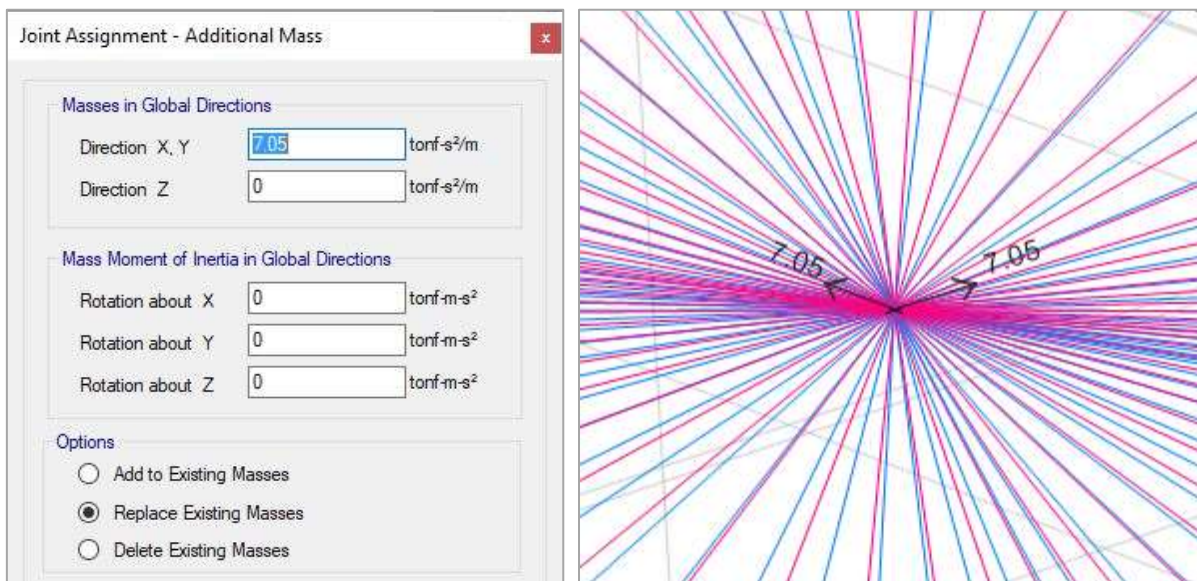


c) Sentido más largo $L=11.m$

Fuente: Etabs

En el punto que convergen los resortes (P_1) a una altura $H_1 = 0.84 m$ se colocó masa $M_1 = 7.05 Tn * s^2/m$.

Figura 64 Asignación de masa Convectiva



Fuente: Etabs

2.8.2.2 MASA IMPULSIVA

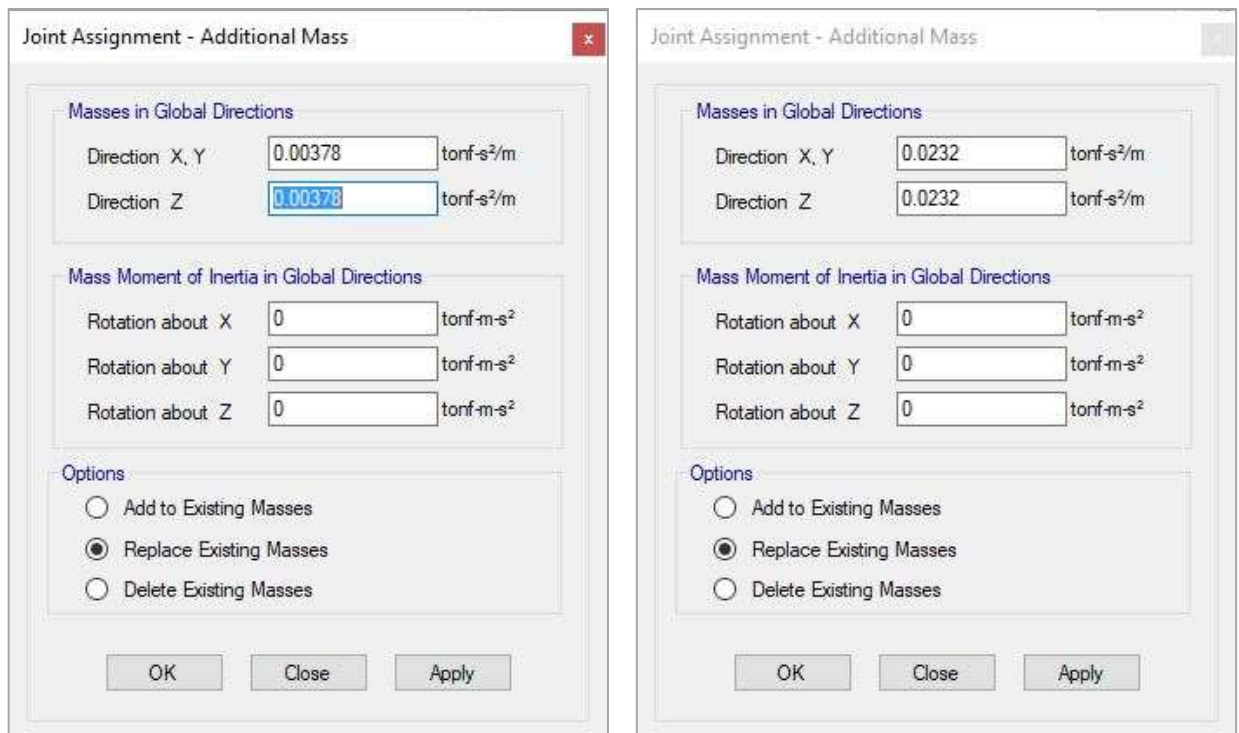
En cuanto a la masa $M_0 = 1.78 Tn * s^2/m$ se comporta como una masa rígidamente conectada a la pared del depósito, por lo que se cargara a las paredes del depósito en la altura del mallado correspondiente.

Tabla 41 Distribución masa Impulsiva

DISTRIBUCIÓN DE LA MASA				Ho		Descripción Nudo
Mo				(m) =	0.57	
	Hnudo	%	Mo	#	Masa/nudo	
	(m)	Masa	Nivel	nudos		
Nudo Sup	1	0.140	0.249	66	0.003776	Nudo Sup más próximo a Ho
Nudo Inf	0.5	0.860	1.531	66	0.023195	Nudo Inf más próximo a Ho

Fuente: Rumipamba Viviana

Figura 65 Asignación de masa Impulsiva



Fuente: Etabs

CAPÍTULO III.- RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1 ANÁLISIS Y DISCUSIÓN DE LOS RESULTADOS.

3.1.1 RESULTADOS ANALISIS LINEAL

Se verificó el cumplimiento de los parámetros que deben cumplir toda estructura según la normativa nacional NEC de 2015 que son: Periodos de vibración, torsión en planta, cortante basal estático vs. cortante basal dinámico y límites permisibles de las derivas del piso, además de analizar los desplazamientos por piso como se desarrollan a continuación:

3.1.1.1 PERÍODO DE VIBRACIÓN

La normativa ecuatoriana de la construcción NEC 2015 que menciona que el valor de Ta calculado según el método 2 no debe ser mayor en un 30% al valor de Ta calculado con el Método 1.

$$Ta1 < Ta2modal < 1.3 Ta1 \quad \text{Ec. 66}$$

Iteraciones

Una vez dimensionada la estructura, los períodos fundamentales deben recalcularse por el método 2 o por medio de un análisis modal. El cortante basal debe ser reevaluado junto con las secciones de la estructura. Este proceso debe repetirse hasta que en interacciones consecutivas, la variación de períodos sea menor o igual a 10% [13].

Tabla 42 Comparación Resultados de Periodos de Vibración

	Ta (s)	Ta modal (s)	Ta máx=1.3Ta (s)	OBSERVACIÓN
MODELO 1	1.6928	2.1660	2.2006	CUMPLE
MODELO 2		2.1360		CUMPLE
MODELO 3		2.3640		NO CUMPLE
MODELO 4		2.3210		NO CUMPLE
MODELO 5		2.1940		CUMPLE
MODELO 6		2.1340		CUMPLE

Fuente: Rumipamba Viviana

ANÁLISIS:

Según la tabla 42 los modelos 3 y 4 que son los modelos hidrodinámicos sin y con gradas respectivamente no cumplen con los periodos. El modelo 2 sobrepasa con un

7.4 % al periodo máximo y el modelo 3 con un 5.5 %, por lo cual según NEC 2015 que rige el diseño en nuestro país estos dos modelos deben ser rediseñados.

Se hace evidente que al incorporar el efecto hidrodinámico en una estructura el periodo aumenta de manera que el modelo 1 (Hidrostático) y el 3 (Hidrodinámico) cuyos elementos poseen las mismas secciones presentan una diferencia del 9.1% en su periodo, de igual manera el modelo 2 y 4 con un 8.7% de incremento debido a las consideraciones que tienen cada modelo.

Para que dichos modelos (3 y 4) cumplieran todos los criterios que la normativa nacional vigente exige se desarrollaron los modelos 5 y 6 en los cuales se aumentaron sus secciones y sus áreas de acero reforzando la edificación conservando su misma configuración estructural. Estos modelos presentaron una diferencia porcentual como se muestra a continuación:

Tabla 43 Comparación de Cuantificación de materiales por modelo

MODELO	Volumen de concreto (m³)	Acero de Refuerzo (Ton)
SIN GRADAS		
1 y 3	1474.321	278.556
5	1562.443	286.636
Diferencia en%	6%	3%
CON GRADAS		
2 y 4	1347.101	268.945
6	1394.730	281.423
Diferencia en %	4%	5%

Fuente: Rumipamba Viviana

Como muestra la tabla 43 para que la estructura permanezca entre los límites de periodos y derivas (<2%) se tuvo que aumentar en promedio un 5% del volumen de acero y un 4% del acero de refuerzo en peso para que dicha estructura llegara a cumplir los parámetros antes mencionados, esto se puede interpretar como un incremento en el costo de la obra para que sea aprobada y a nivel estructural significa un aumento de la masa muerta de la estructura incrementando así su Cortante basal en cada uno de los niveles sobre todo a nivel de la base.

3.1.1.2 TORSIÓN EN PLANTA

De acuerdo a estudios realizados por Placencia en el año 2015 [52], los efectos de torsión accidental son de gran incidencia, cuando la relación antes mencionada es mayor al 30%, pues los momentos torsores generados en los elementos del sistema estructural principal resistente a carga lateral pueden inducir a los mismos a fallar de forma frágil, sobre todo en columnas y muros más apartados del centro de torsión [52].

Una consideración más simplificada para determinar si los efectos de la torsión accidental afectan en el comportamiento sísmico del sistema, parte de relacionar el porcentaje de participación modal de la masa en rotación R_z y el porcentaje de masa predominante en traslación U_x, U_y , evaluado en los dos primeros modos de vibración en los cuales por lo general las fuerzas sísmicas presentan mayor magnitud pues los porcentajes de participación de la masa pueden alcanzar valores cercanos al 80% [52].

Por tanto se espera que los dos primeros modos de vibración en una estructura sean trasnacionales (U_x ó U_y sean mayores que R_z) y a partir de tercer modo de vibración es recomendable que se produzca la rotación [52].

$$\% TORSION = \frac{R_z}{\max(U_x; U_y)} * 100 \leq 30\% \rightarrow \text{Movimiento traslacional} \quad \text{Ec. 67}$$

Tabla 44 Comparación Resultados de Torsión en planta.

MOD.	MODO	PERIODO	UX	UY	RZ	% TORSIÓN	TIPO DE MOVIMIENTO	OBSERVACIÓN
1	1	2.166	0	0.7736	0.0010	0.13%	TRASLACIONAL	CUMPLE
	2	2.111	0.7791	0	0	0.00%	TRASLACIONAL	CUMPLE
	3	1.83	0	0.0010	0.7809	78090.00%	ROTACIONAL	CUMPLE
2	1	2.136	0.4527	2.28E-01	1.11E-01	24.43%	TRASLACIONAL	CUMPLE
	2	2.097	0.3194	4.36E-01	3.36E-02	7.70%	TRASLACIONAL	CUMPLE
	3	1.998	0.0219	1.20E-01	6.49E-01	541.08%	ROTACIONAL	CUMPLE
3	1	2.364	5.904E-06	7.63E-01	1.10E-03	0.14%	TRASLACIONAL	CUMPLE
	2	2.312	0.7698	5.07E-06	2.48E-05	0.00%	TRASLACIONAL	CUMPLE
	3	1.996	0.000022	1.30E-03	7.78E-01	59823.08%	ROTACIONAL	CUMPLE
4	1	2.321	0.19	4.57E-01	1.32E-01	28.82%	TRASLACIONAL	CUMPLE
	2	2.271	0.5649	2.19E-01	3.00E-04	0.05%	TRASLACIONAL	CUMPLE
	3	2.155	0.0317	9.93E-02	6.58E-01	662.64%	ROTACIONAL	CUMPLE
5	1	2.194	0.000013	7.75E-01	1.20E-03	0.15%	TRASLACIONAL	CUMPLE

	2	2.161	0.7819	1.17E-05	2.51E-05	0.00%	TRASLACIONAL	CUMPLE
	3	1.871	0.000022	1.40E-03	7.90E-01	56450.00%	ROTACIONAL	CUMPLE
6	1	2.134	0.6157	1.01E-01	7.36E-02	11.95%	TRASLACIONAL	CUMPLE
	2	2.088	0.1633	5.30E-01	9.01E-02	17.00%	TRASLACIONAL	CUMPLE
	3	1.979	0.013	1.49E-01	6.32E-01	424.03%	ROTACIONAL	CUMPLE

Fuente: Rumipamba Viviana

ANÁLISIS:

Al incluir los efectos hidrodinámicos en la modelación la variación del porcentaje de torsión en planta no fue significativa entre los distintos modelos. Como se evidencia en la tabla 44 todos los modelos cumplen el criterio de que el movimiento de dos primeros modos de vibración sea de tipo traslacional y a partir del tercer modo la estructura presente movimiento rotacional.

Esto debido a que la estructura es bastante ancha en relación con el tamaño de la piscina y la configuración tanto de la estructura como de piscina es totalmente simétrica.

3.1.1.3 CORTANTE BASAL ESTÁTICO vs. CORTANTE BASAL DINÁMICO:

El valor del cortante dinámico total obtenido por cualquier método de análisis dinámico no debe ser:

- < 80% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras regulares)
- < 85% del cortante basal V obtenido por el método estático (estructuras irregulares)[13].

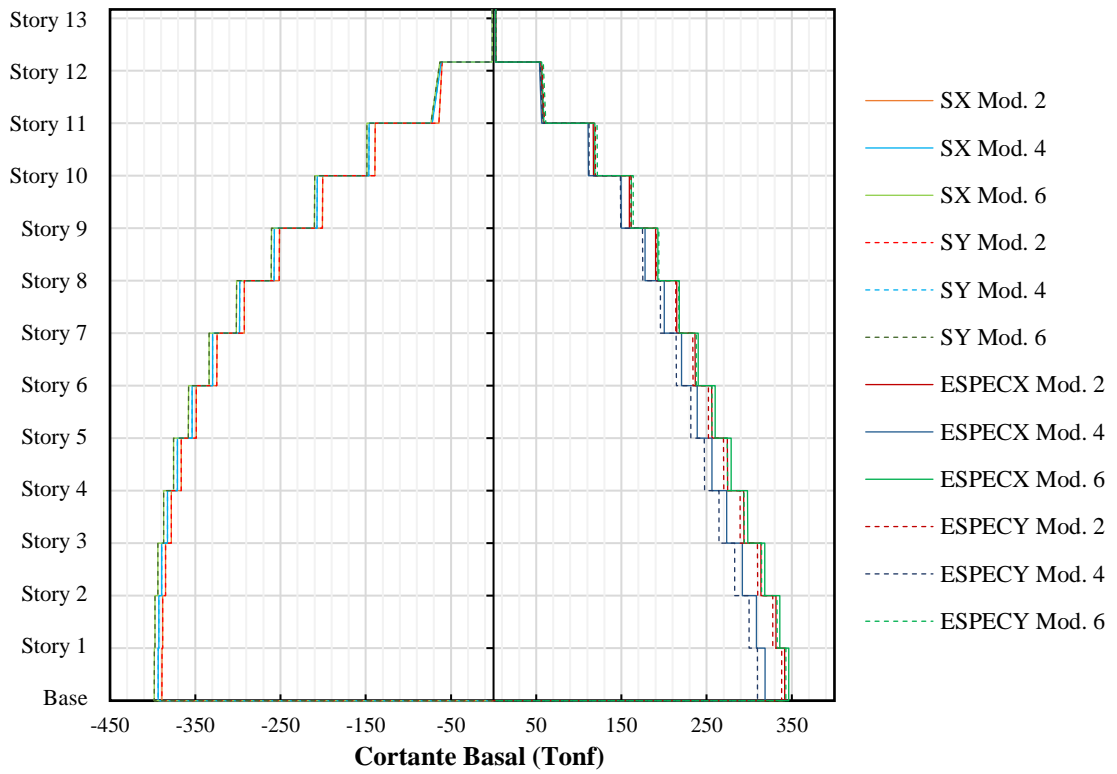
$$\frac{V_{DINÁMICO}}{V_{ESTÁTICO}} * 100\% \geq 80\% \rightarrow Estructuras Regulares \quad \text{Ec. 68}$$

$$\frac{V_{DINÁMICO}}{V_{ESTÁTICO}} * 100\% \geq 85\% \rightarrow Estructuras Irregulares \quad \text{Ec. 69}$$

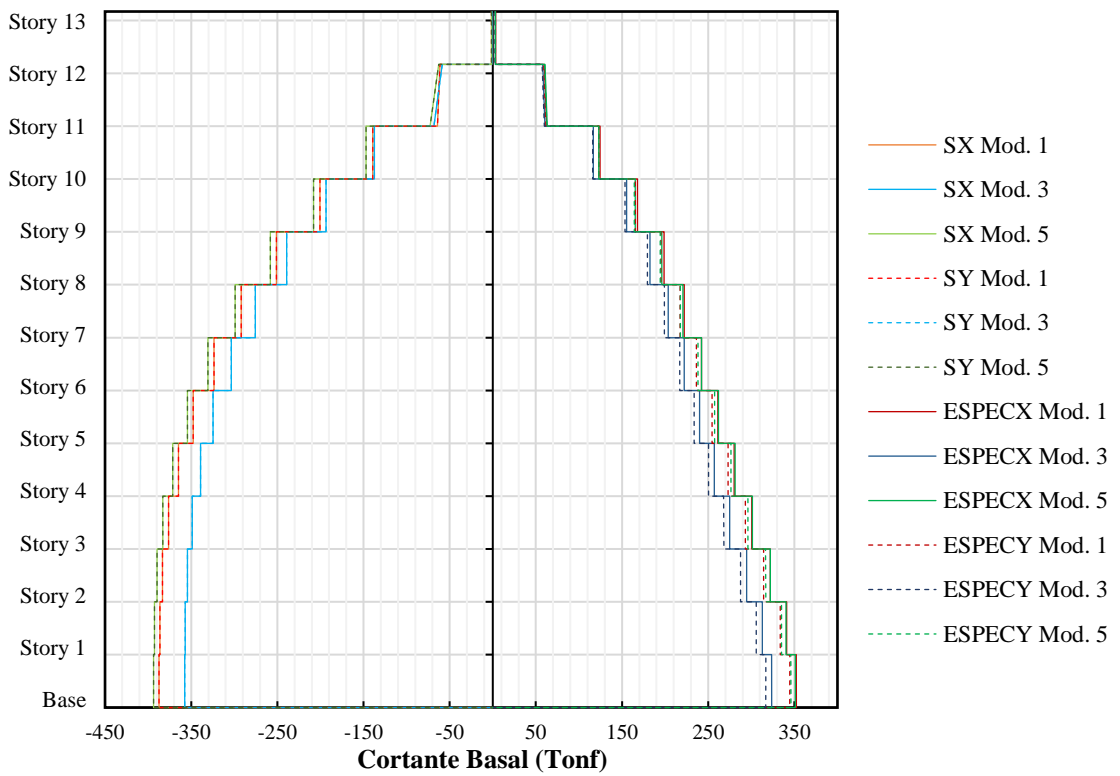
Los resultados para el parámetro de cortante basal estático vs dinámico se lo realizaran para cada modelo como se detalla a continuación, donde los valores de cortante Basal Estático (SX, SY) en todos los modelos están al lado izquierdo y los valores de cortante Basal Dinámicos (ESPECX, ESPECY) en todos los modelos están al lado derecho de la gráfica.

Figura 66 Resultados de Cortantes

a) Modelos con gradas



b) Modelos sin gradas



Fuente: Rumipamba Viviana

Tabla 45 Comparación Resultados de Cortante Basal Estático vs Dinámico

Modelo	Cortante Máximo (Tonf)		V Dinámico / V Estático	OBSERVACIÓN
MOD. 1	SX	387.3477	91%	CUMPLE
	ESPEC X	352.351		
	SY	387.3477	89%	CUMPLE
	ESPEC Y	344.5999		
MOD. 2	SX	389.1396	88%	CUMPLE
	ESPEC X	341.6468		
	SY	389.1396	87%	CUMPLE
	ESPEC Y	338.0127		
MOD. 3	SX	357.4775	91%	CUMPLE
	ESPEC X	323.6889		
	SY	357.4774	89%	CUMPLE
	ESPEC Y	316.7688		
MOD. 4	SX	393.5416	81%	CUMPLE
	ESPEC X	318.5648		
	SY	393.5416	79%	NO CUMPLE
	ESPEC Y	309.6759		
MOD. 5	SX	393.6363	89%	CUMPLE
	ESPEC X	351.0824		
	SY	393.6363	88%	CUMPLE
	ESPEC Y	346.0253		
MOD. 6	SX	398.1295	87%	CUMPLE
	ESPEC X	346.3494		
	SY	398.1295	86%	CUMPLE
	ESPEC Y	342.9591		

Fuente: Rumipamba Viviana

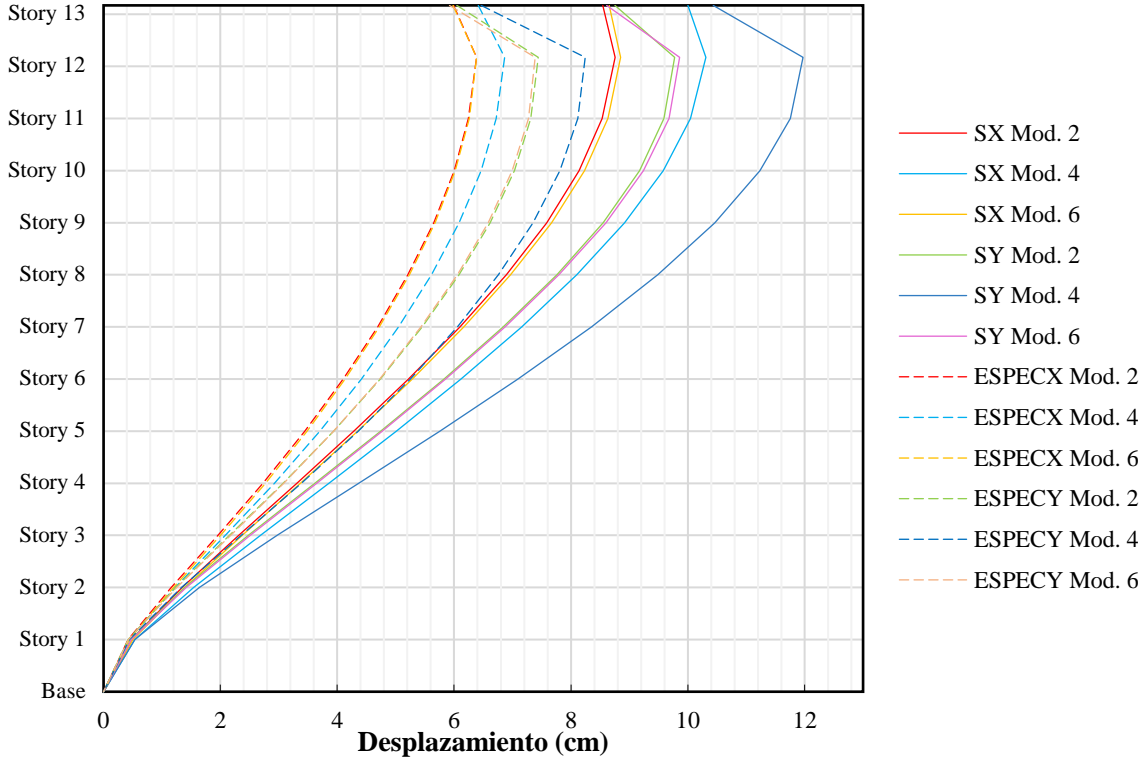
ANÁLISIS:

Al incluir los efectos hidrodinámicos los valores máximos de cortantes dinámicos en ambas direcciones (ESPECX y ESPECY) en modelos hidrodinámicos con y sin gradas (Modelo 3 y 4) disminuyen siendo las cortantes estáticas mayores a las dinámicas, como se aprecia en la tabla 45 la validación del porcentaje en el modelo 4 no cumple con lo estipulado en la sección 6.2.2.b. del Código NEC - SE - DS 2015 por lo cual según dicho código la estructura debe ser reforzada. Como se mencionó en el análisis de los periodos sección 3.1.1.1. del presente trabajo y como se observa en la gráfica 66 los valores máximos de cortantes tanto dinámico como estático en ambas direcciones corresponden a los modelos hidrodinámicos corregidos. En la modelación sin gradas los valores de los cortantes en la base de la estructura disminuyeron un 7.9% al incluir el efecto hidrodinámico y al reforzar dicha estructura (Modelo 5) el valor de la cortante aumenta un 9.5% con referencia al modelo sin corregir. Lo mismo se replica en el modelo con gradas donde al comparar el modelo 2 y 4 la cortante disminuye un promedio 3.2% y aumenta al reforzar las secciones (modelo 6) un 5.5%

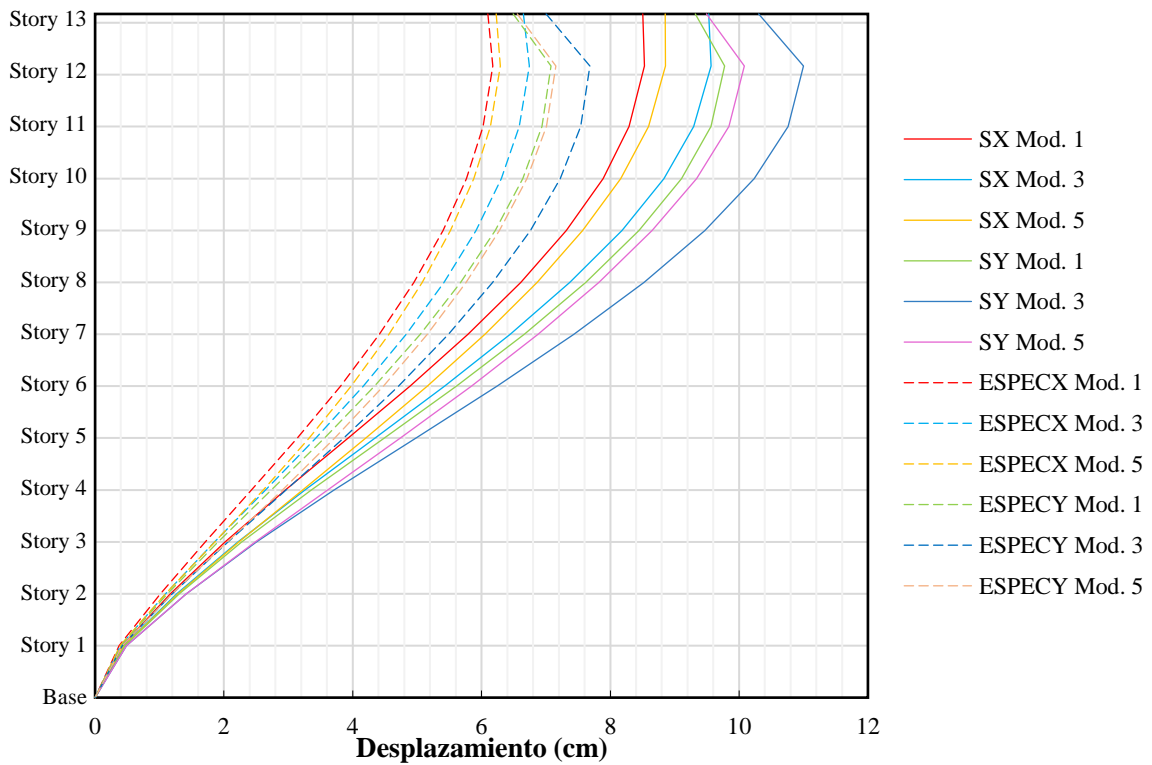
3.1.1.4 DESPLAZAMIENTOS POR PISO

Figura 67 Resultados de Desplazamientos

a) Modelos con gradas



b) Modelos sin gradas



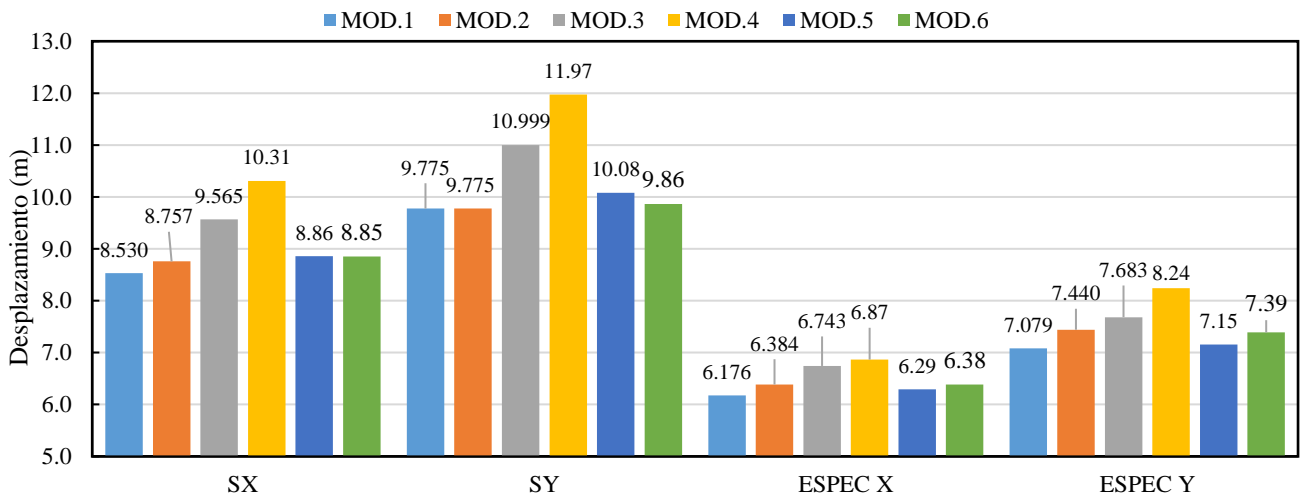
Fuente: Rumipamba Viviana

Tabla 46 Desplazamientos máximos Análisis lineal

MODELO	SX	SY	ESPEC X	ESPEC Y
MOD. 1	8.5300	9.7750	6.1755	7.0791
MOD. 2	8.7566	9.7749	6.3843	7.4404
MOD. 3	9.5646	10.9992	6.7430	7.6828
MOD. 4	10.3098	11.9724	6.8651	8.2440
MOD. 5	8.8566	10.0813	6.2922	7.1546
MOD. 6	8.8501	9.8603	6.3846	7.3876

Fuente: Rumipamba Viviana

Figura 68 Comparación Desplazamientos Análisis Lineal



Fuente: Rumipamba Viviana

ANÁLISIS:

Como se evidencia en la gráfica 67 uno de los parámetros donde se remarca de forma más clara la diferencia entre incluir los efectos hidrodinámicos, son los desplazamientos por piso.

La graficas de desplazamientos generados por las cargas estática y dinámicas (SX, SY, ESPEC X y ESPEC Y) de los modelos hidrostáticos sin y con gradas, 1 y 2 respectivamente, se ajustan a la forma de una ecuación cuadrática, pero todos los modelos hidrodinámicos siguen esta tendencia hasta que llegan al nivel de la piscina donde dejan de seguir esta trayectoria. Además, los mayores desplazamientos se dan por cargas estáticas, SX y SY, siendo ligeramente mayores los que se generan en dirección X como se ve en la figura 68.

Si bien la Normativa nacional vigente no menciona un límite en cuanto al valor de desplazamientos que puede llegar a alcanzar una edificación este parámetro se considera de gran relevancia por la gran variabilidad de este al incorporar el efecto del oleaje o efecto hidrodinámico con un incremento que va desde 0.5 cm hasta 2.2 cm que corresponden a un incremento del 7.5% al 22.5% respectivamente con relación a los modelos hidrostáticos.

Cabe recalcar que incluso los modelos hidrodinámicos reforzados o corregidos (5 y 6) siguen esta forma, reduciendo su valor en relación con los modelos sin pulir con un valor que va entre 0.45 cm y 2.1 cm correspondientes a 6.7% y 17.6% respectivamente, esto nos permite tener un panorama más acertado del comportamiento real de la estructura.

3.1.1.5. LÍMITE PERMISIBLE DE LAS DERIVAS DE LOS PISOS

Según el CÓDIGO NEC - SE - DS 2015 la deriva máxima (Δ_M máxima) se expresa como un porcentaje de la altura de piso cuyo valor para estructuras de Hormigón armado no excederá los límites de deriva inelástica de 0.02 establecidos en la tabla de la sección 4.2.2. de dicho código [13].

Límites de la deriva: la deriva máxima inelástica Δ_M de cada piso debe calcularse mediante:

$$\Delta_M = 0.75 * R * \Delta_E \quad \text{Ec. 70}$$

Donde:

Δ_M = Deriva máxima inelástica

Δ_E = Desplazamiento obtenido en aplicación de las fuerzas laterales de diseño reducidas

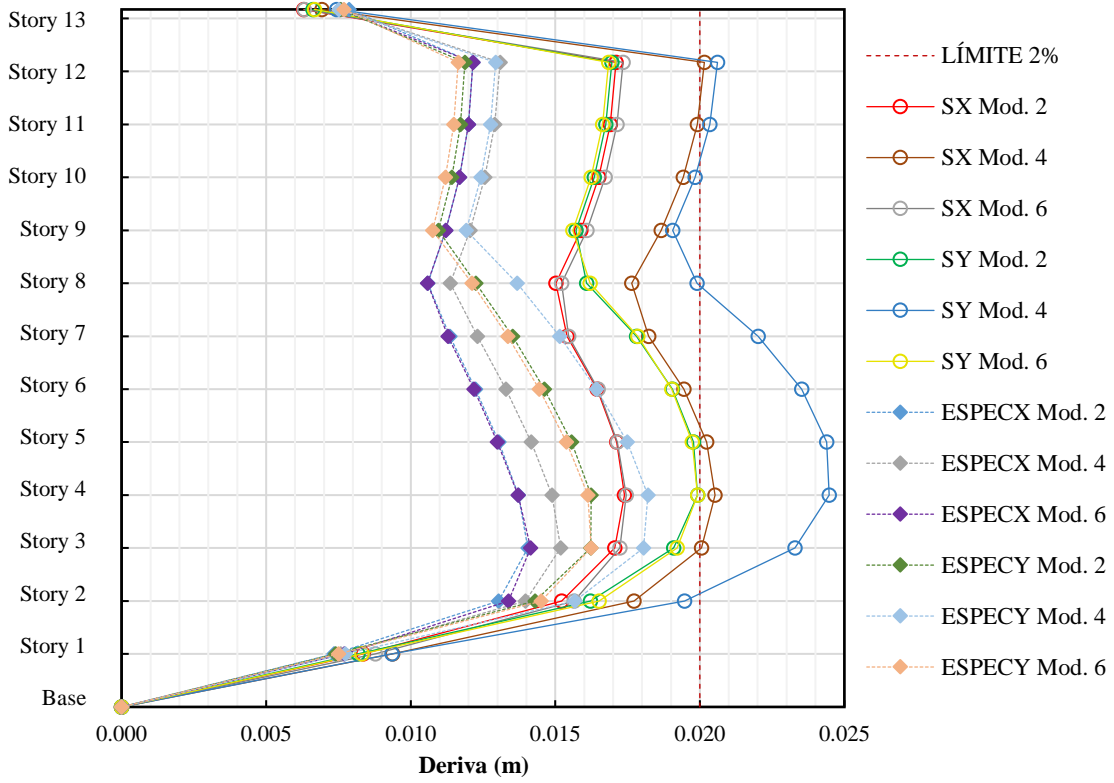
R = Factor de reducción de resistencia

Los límites de deriva establecidos para estructuras de edificios no necesitan ser aplicados para Estructuras portuarias, puentes y tanques con fondo apoyado [13].

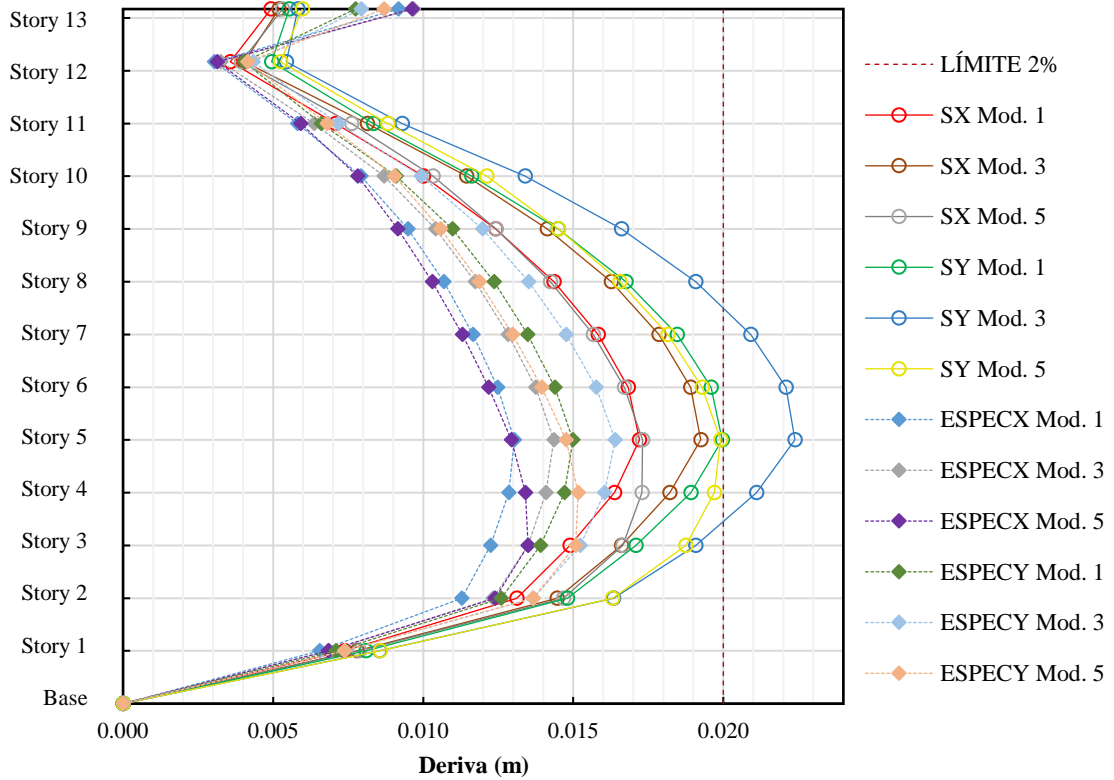
Los límites de deriva deben establecerse para los elementos estructurales y no estructurales cuya falla podría ocasionar peligro para la vida y la seguridad [13].

Figura 69 Resultados de Derivas

a) Modelos con gradas



b) Modelos sin gradas



Fuente: Rumipamba Viviana

Tabla 47 Derivas Máximas Análisis Lineal

MOD.	SX		SY		ESPEC X		ESPEC Y	
	VALOR	OBSERVACIÓN	VALOR	OBSERVACIÓN	VALOR	OBSERVACIÓN	VALOR	OBSERVACIÓN
1	1.72%	CUMPLE	1.99%	CUMPLE	1.30%	CUMPLE	1.50%	CUMPLE
2	1.74%	CUMPLE	1.99%	CUMPLE	1.41%	CUMPLE	1.62%	CUMPLE
3	1.92%	CUMPLE	2.24%	NO CUMPLE	1.44%	CUMPLE	1.64%	CUMPLE
4	2.05%	NO CUMPLE	2.45%	NO CUMPLE	1.52%	CUMPLE	1.82%	CUMPLE
5	1.73%	CUMPLE	1.99%	CUMPLE	1.35%	CUMPLE	1.52%	CUMPLE
6	1.75%	CUMPLE	1.99%	CUMPLE	1.41%	CUMPLE	1.62%	CUMPLE

Fuente: Rumipamba Viviana

ANÁLISIS:

Uno de los parámetros que exige la NEC-SE-DS-2015 que se cumpla es el límite de deriva por piso, esta tiene como valor máximo el 2% para estructuras de hormigón, partiendo de este criterio se desarrollaron todos los modelos para que los resultados de estos sean comparables, llevando a los modelos al límite (1.99%) en la carga que generaba las derivas máximas, correspondiente a SY en el presente trabajo.

Al incluir los efectos hidrodinámicos las derivas de los modelos 3 y 4 por carga estática en sentido “Y” (Carga más demandante) son 12.6% y 23.1% mayores al límite de derivas y 17.8% en sentido “X”, por lo cual en modelo 4 no cumple con derivas por cargas estáticas en ninguna de sus direcciones.

A diferencia de las derivas por cargas estática, las derivas por cargas dinámicas cumplieron en todos los modelos como se ve en la tabla 47.

Además, la máxima derivas no se producen en el mismo nivel en todos los modelos; para el caso de modelos con gradas esta se genera en el piso 4 en los modelos sin gradas no es hasta el piso 5 en la que la estructura desarrolla su máxima deriva esto debido al adicional de carga muerta que se asignaron a las gradas. Al incluir las gradas se cambia la forma de la deriva, ya no hay ese incremento a partir del piso 8.

Se observa en la figura 69 y en la tabla 47 que en los modelos hidrodinámicos sin y con gradas (3 y 4 respectivamente) las derivas sobrepasan el límite con 0.25% en el modelo 3, 0.06% en dirección X y 0.46% en dirección Y en el modelo 4 por lo cual las secciones de los modelos deberían ser reforzados para cumplir con lo estipulado en la normativa nacional.

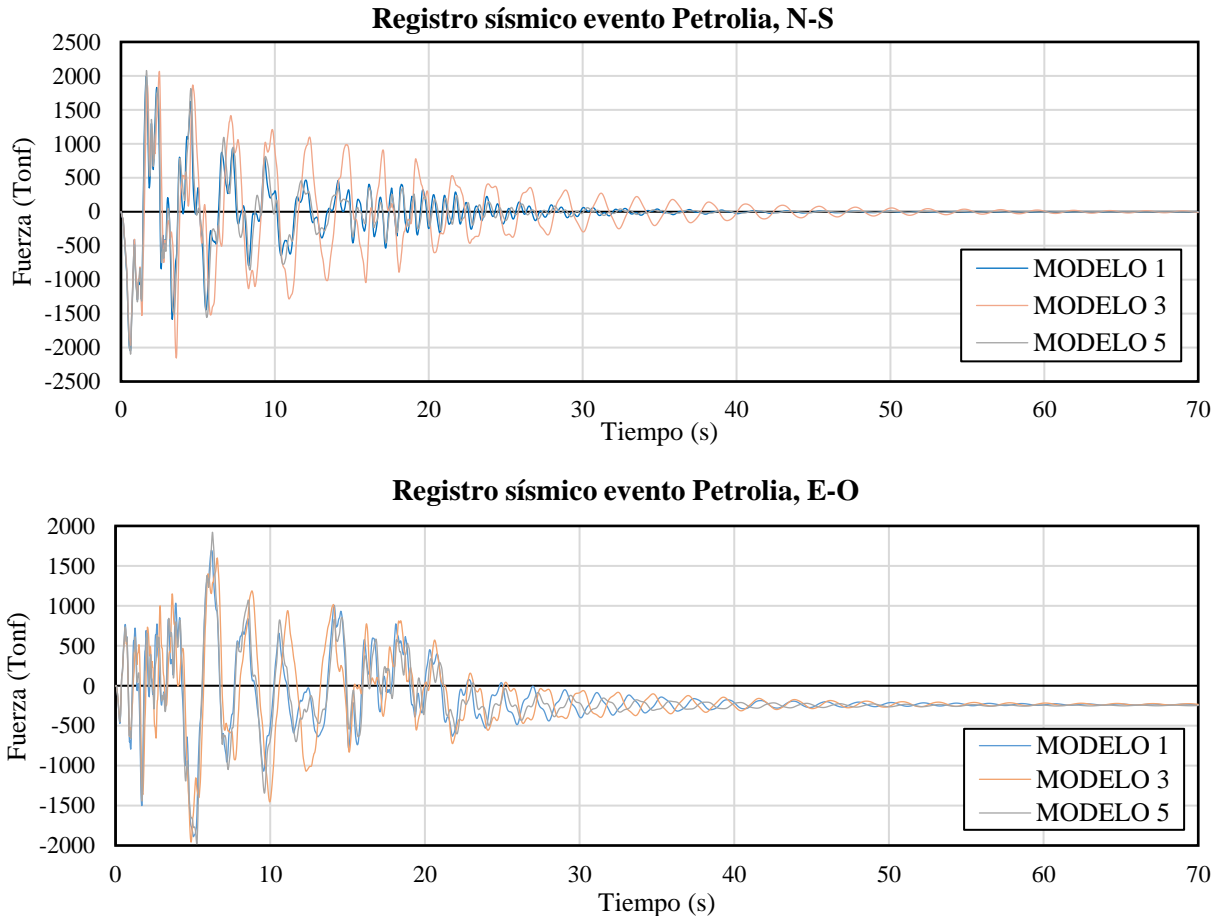
3.1.2 RESULTADOS ANALISIS NO LINEAL

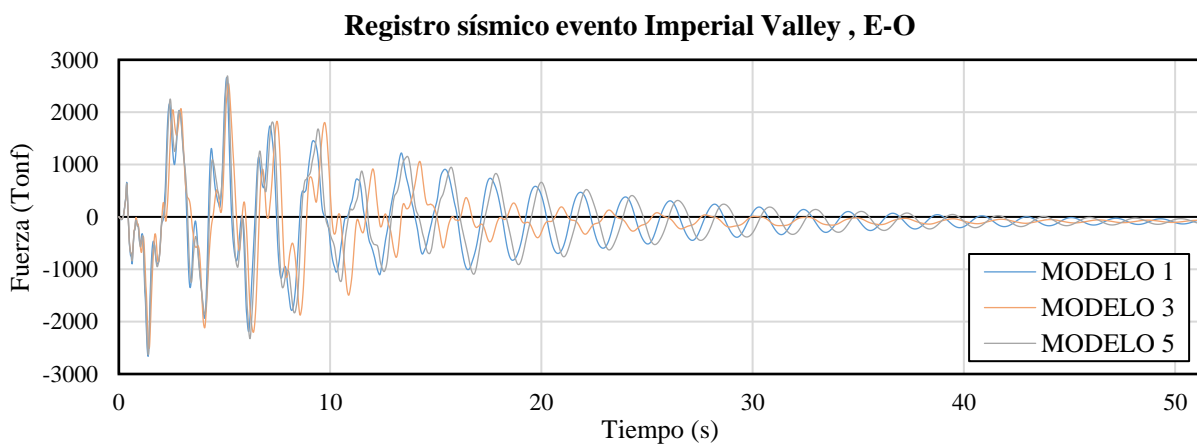
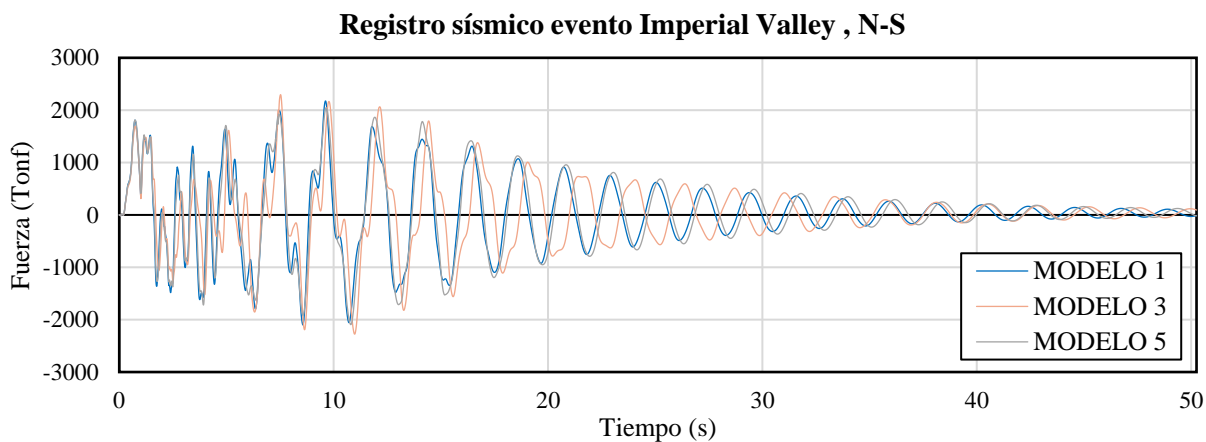
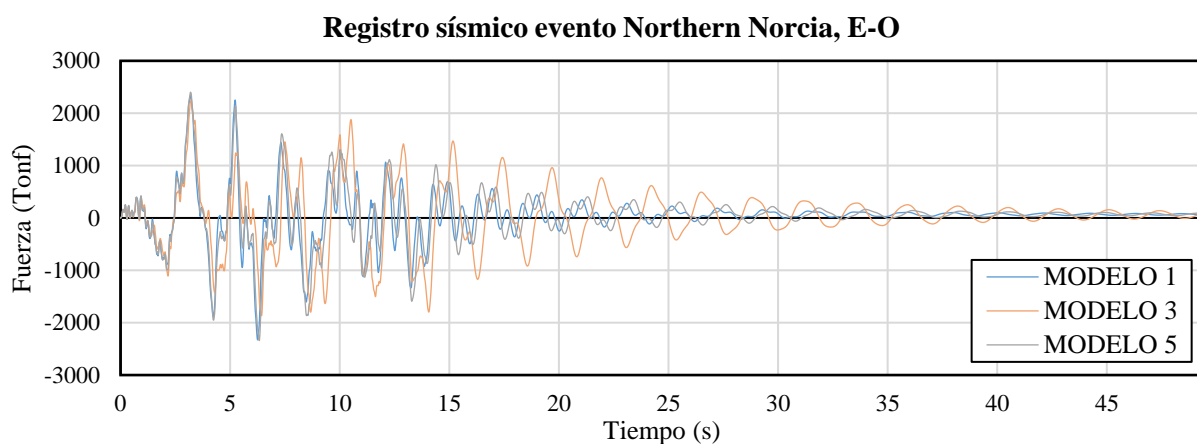
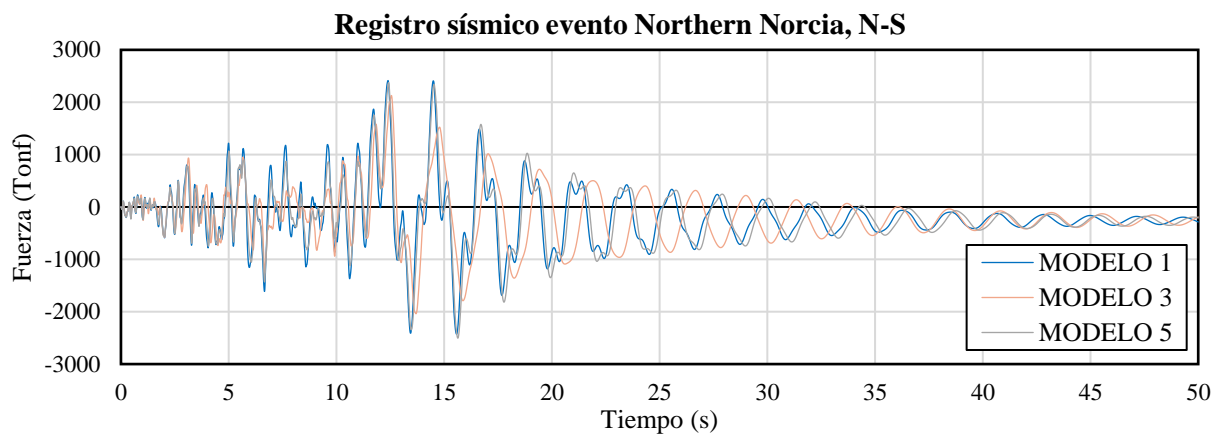
Como se menciona en la NEC-SE-DC 2015 Sección 6.2.2. si se realizan los análisis para los 3 pares de registros, se tomarán para el diseño la respuesta máxima de los parámetros de interés, para el presente trabajo se determinó que el sismo escalado de Northern Norcia (30/10/2016) es el evento que genero las respuestas máximas en los análisis como se detalla a continuación. Además, para estimar de manera más efectiva los resultados de la estructura se deberá asignar un nudo de control [31]. El nudo que se eligió está ubicado cerca del centro de masas del último piso de la estructura junto a la piscina correspondiente al nudo 369 del piso 12 (Nudo 4E Story 12).

3.1.2.1 CORTANTE BASAL MÁXIMO Y RESIDUAL

Se determino los valores de los cortantes basales máximos y residuales (hasta su duración significativa) para cada registro sísmico y para cada dirección dando como resultado los siguientes datos:

Figura 70 Cortante máximo y residual de cada modelo del Análisis Tiempo -Historia





Fuente: Rumipamba Viviana

Tabla 48 Cortante Basal Máximo y Residual por Evento Sísmico

EVENTO	CRITERIO	DIRECCIÓN	Tiempo (s)	C(Tonf)	Modelo
PETROLIA	MAXIMO	N-S	3.6	2154.199	3
		E-O	5.26	1977.732	5
	RESIDUAL	N-S	22.98	372.4535	3
		E-O	22.98	147.2735	3
NORCIA	MAXIMO	N-S	15.635	2504.742	5
		E-O	3.195	2401.235	5
	RESIDUAL	N-S	14.995	939.5461	3
		E-O	14.755	554.9331	3
IMPERIAL	MAXIMO	N-S	7.53	2295.671	3
		E-O	5.14	2692.725	5
	RESIDUAL	N-S	15.09	1403.055	3
		E-O	16.46	987.7325	3

Fuente: Rumipamba Viviana

Tabla 49 Valores Máximos de Cortante Basal

CRITERIO	DIRECCIÓN	Tiempo (s)	C(Tonf)	Modelo	EVENTO
MAXIMO	N-S	15.635	2504.742	5	NORCIA
	E-O	5.14	2692.725	5	IMPERIAL
RESIDUAL	N-S	15.09	1403.055	3	IMPERIAL
	E-O	16.46	987.7325	3	IMPERIAL

Fuente: Rumipamba Viviana

ANÁLISIS:

El registro más demandante es el evento Imperial Valley, además de ser el registro donde se produjo la mayor cortante basal. Se vio que los valores de cortante basal en sentido N-S son cerca del doble que se generan en el sentido contrario.

Algo destacable es que el modelo hidrostático y el modelo hidrodinámico corregido se ajustan bastante bien en todos los modelos en cuanto a amplitud, longitud de onda, valores de crestas y valles a lo largo de todo el registro.

Al comparar los modelos hidrostáticos e hidrodinámicos (modelos 1 y 3 respectivamente) los valores de cortantes máximos y residuales aumentan, así como el registro se incrementa en amplitud y longitud de onda debido al aumento del periodo. Los valores máximos de cortantes en ambas direcciones (N-S y E-O) corresponden al modelo hidrodinámico corregido (5), con un incremento de entre un 1% y 17.7% y entre un 54.3% y 1269.2% en los valores residuales, como se mencionó en el análisis

de los periodos sección 3.1.1.1. del presente trabajo y como se observa en las gráficas. Confirmando así lo que en análisis lineal ya se había concluido, esto debido al aumento de las secciones para el cumplimiento de la NEC.

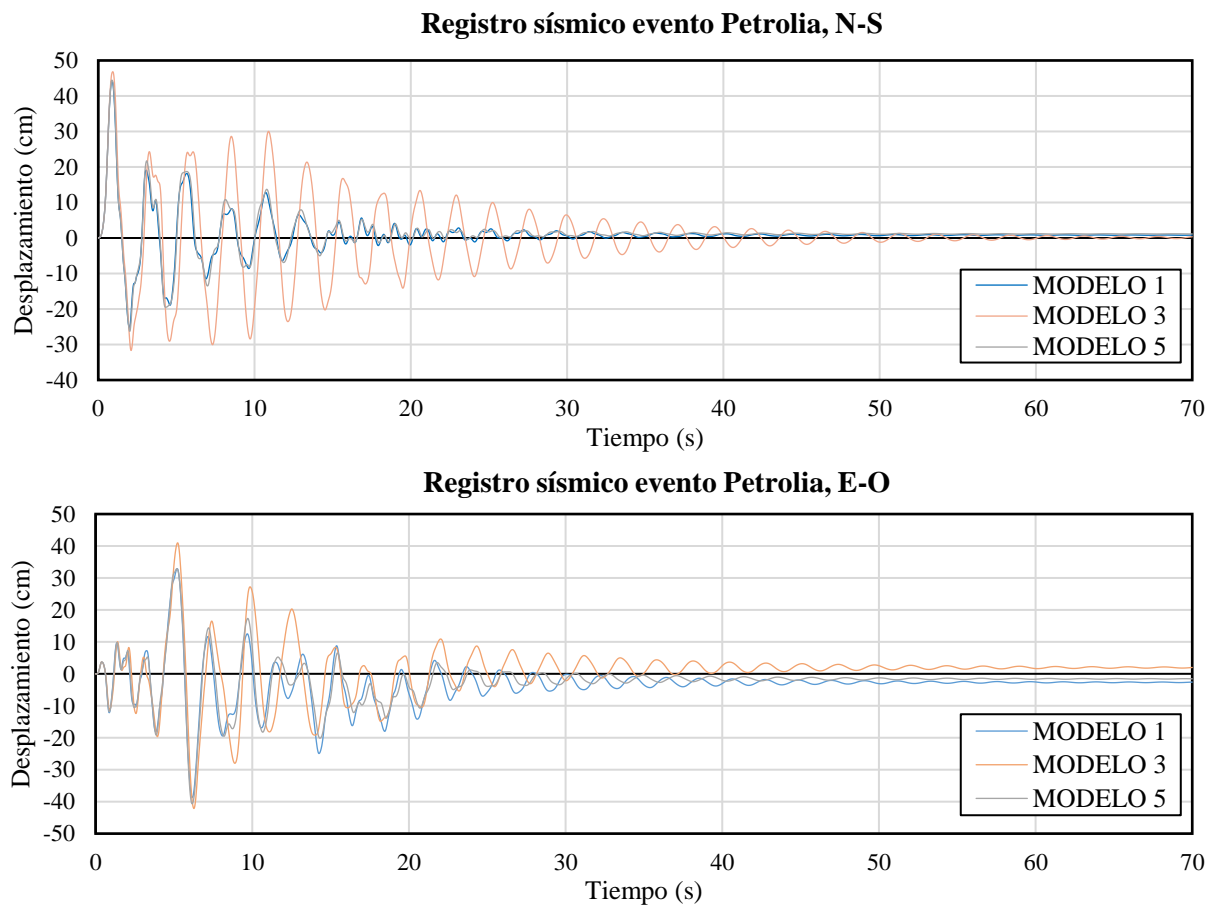
Pero al comparar los modelos hidrodinámicos corregidos y sin corregir (3 y 5) debido al aumento de las secciones los valores máximos aumentan, pero los valores residuales del modelo corregido disminuyen entre un 11.8 % y 91.6%.

3.1.2.2 DESPLAZAMIENTOS

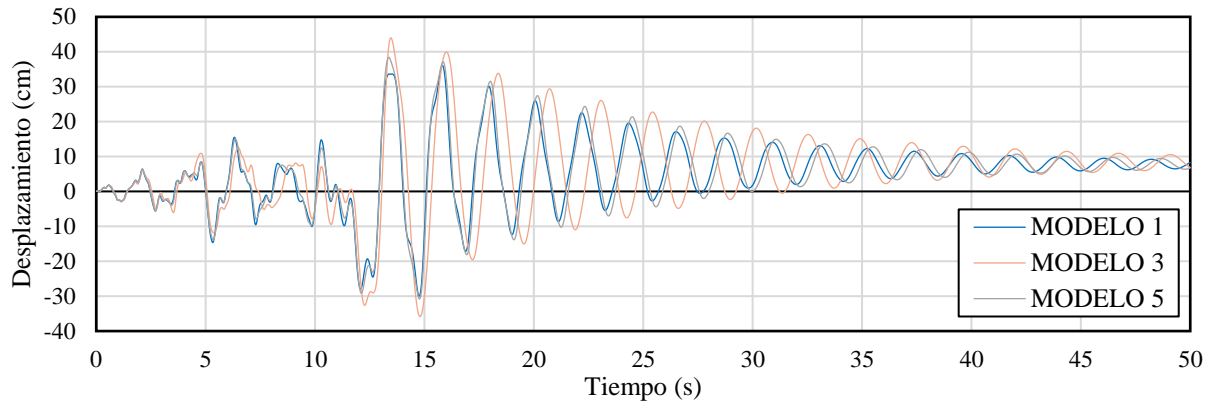
En cuanto a los desplazamientos se analizaron tanto desplazamiento máximos y residuales a nivel nudo de control como desplazamientos máximos por cada piso.

3.1.2.2.1 DESPLAZAMIENTOS MÁXIMOS Y RESIDUALES.

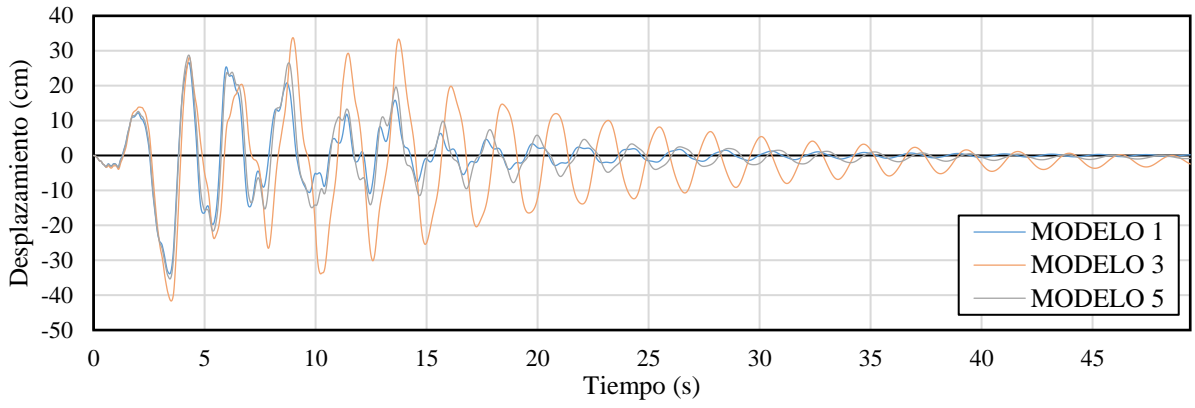
Figura 71 Desplazamiento máximo y residual de cada modelo del Análisis Tiempo Historia



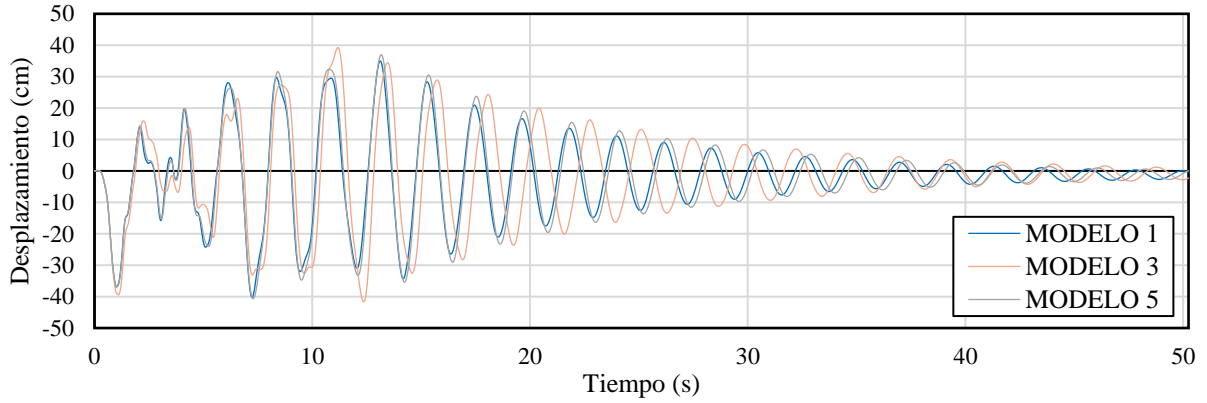
Registro sísmico evento Northern Norcia, N-S



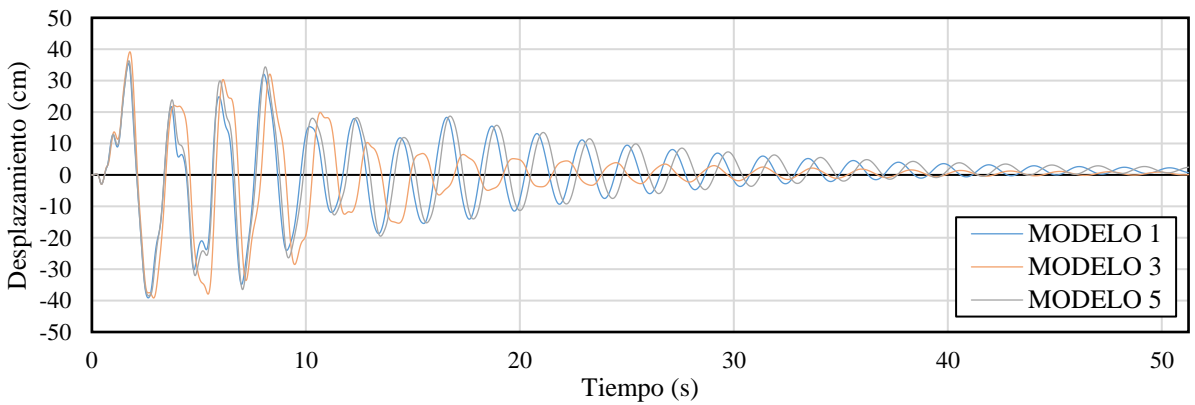
Registro sísmico evento Northern Norcia, E-O



Registro sísmico evento Imperial Valley , N-S



Registro sísmico evento Imperial Valley , E-O



Fuente: Rumipamba Viviana

Tabla 50 Desplazamiento Máximo y Residual por Evento Sísmico

EVENTO	CRITERIO	DIRECCIÓN	Tiempo (s)	Desp(cm)	Modelo
PETROLIA	MAXIMO	N-S	0.94	46.8214	3
		E-O	6.28	42.1428	3
	RESIDUAL	N-S	22.98	11.7481	3
		E-O	22.98	5.4186	1
NORCIA	MAXIMO	N-S	13.465	43.9989	3
		E-O	3.495	41.6729	3
	RESIDUAL	N-S	14.995	30.2426	3
		E-O	14.755	20.1789	3
IMPERIAL	MAXIMO	N-S	41.6639	39.1664	3
		E-O	39.1664	41.6639	3
	RESIDUAL	N-S	23.599	17.1262	1
		E-O	17.1262	23.599	3

Fuente: Rumipamba Viviana

Tabla 51 Valores Máximos de Desplazamientos

CRITERIO	DIRECCIÓN	Tiempo (s)	Desp(cm)	Modelo	EVENTO
MAXIMO	N-S	0.94	46.8214	3	PETROLIA
	E-O	6.28	42.1428	3	PETROLIA
RESIDUAL	N-S	14.995	30.2426	3	NORCIA
	E-O	17.1262	23.599	3	IMPERIAL

Fuente: Rumipamba Viviana

ANÁLISIS:

Una vez que el sismo cesa en todos los modelos de la estructura quedan con cierto nivel daño como se detallarla más adelante, por consiguiente, el desplazamiento no retorna a cero como originalmente se encontraba la estructura, sufriendo un desplazamiento residual. El registro más demandante y donde se produjo el mayor desplazamiento es el evento de Petrolia.

Algo destacable es que el modelo hidrostático y el modelo hidrodinámico corregido se ajustan bastante bien en todos los modelos en cuanto a amplitud, longitud de onda, valores de crestas y valles a lo largo de todo el registro.

Al incluir los efectos hidrodinámicos los desplazamientos aumentan entre un 0.1% y 22.9%. Además, al incluir este escenario el registro de desplazamientos se incrementa en amplitud y longitud de onda, las crestas se desfazan en relación con las crestas de

los otros modelos debido al aumento del período de la estructura, por lo que la distancia entre crestas es más amplia a la original (mayor período) e incluso luego del sismo, la estructura permanece mayor tiempo vibrando que la estructura que no considera los efectos del agua.

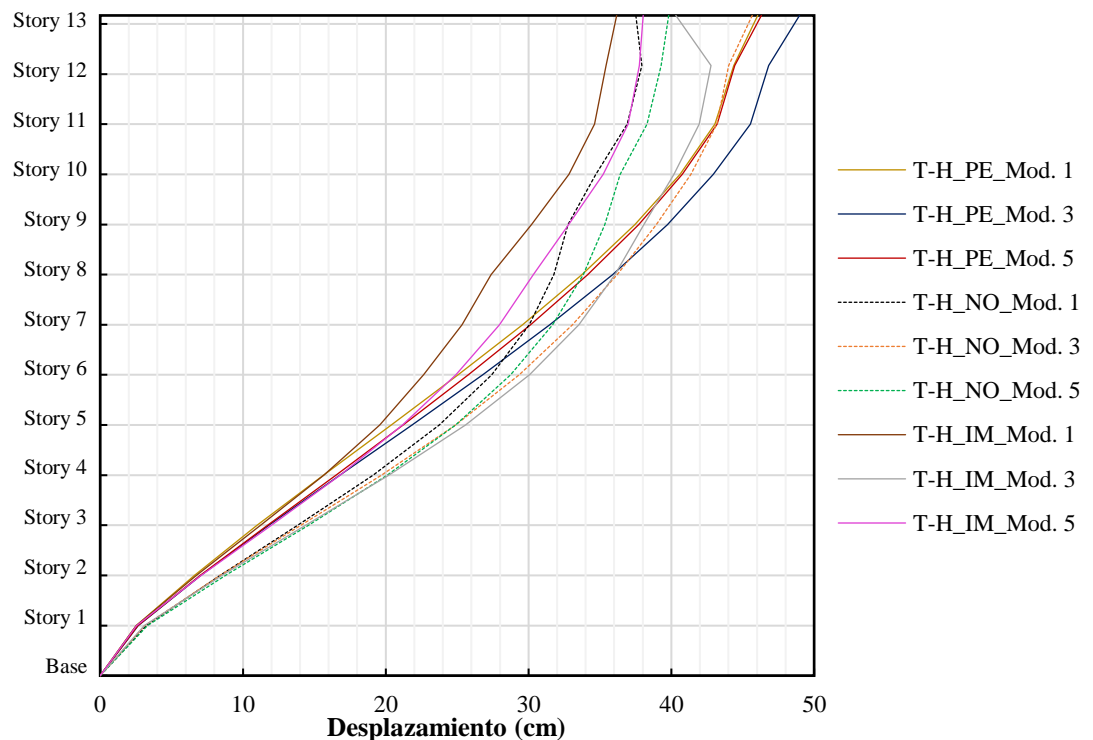
Donde los valores máximos de desplazamientos en ambas direcciones (N-S y E-O) corresponden al modelo hidrodinámico (3). Además, se determinó que con el aumento de las secciones de los elementos del modelo hidrodinámico los desplazamientos disminuyen entre 1.6% y 15.1%.

3.1.2.2.2 DESPLAZAMIENTOS POR PISO

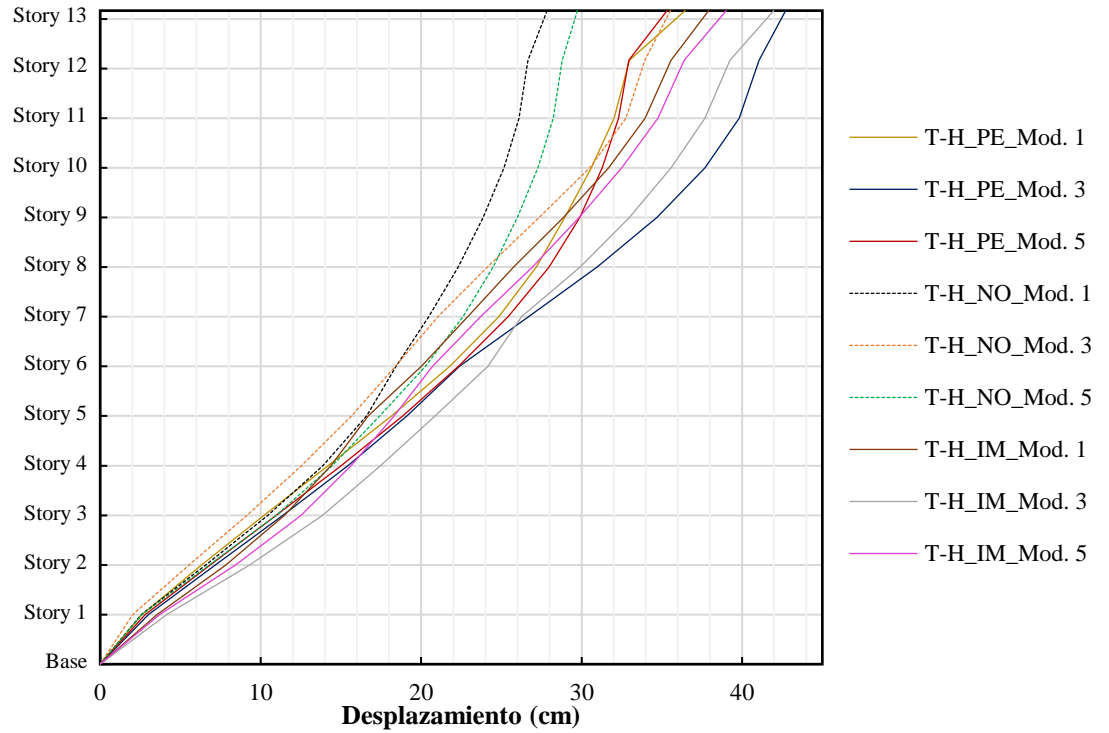
Para los desplazamientos máximos de cada piso, se determinó el tiempo en el cual se desarrolla el desplazamiento máximo en el último piso, y para ese tiempo en el nudo más cercano al centro de masas se solicitó la deformada obteniendo los siguientes resultados:

Figura 72 Resultados de Desplazamientos

a) Dirección N-S



b) Dirección E-O



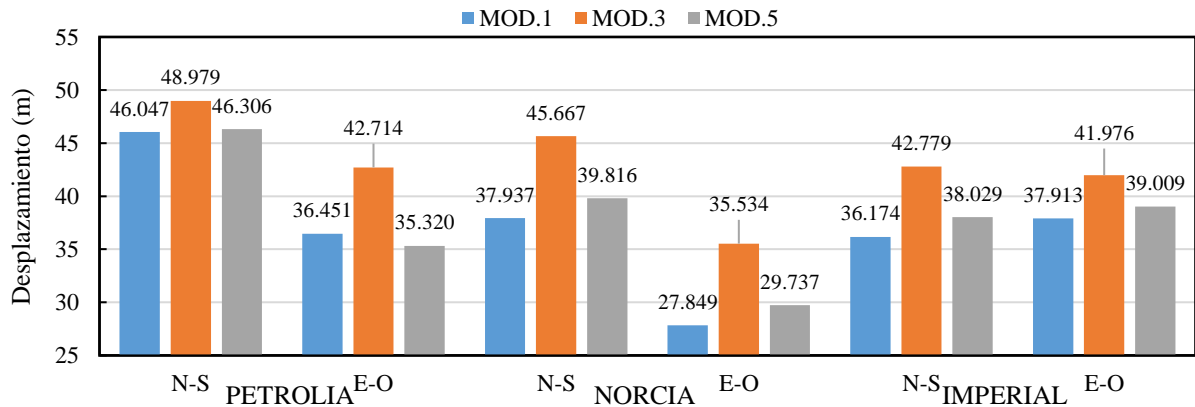
Fuente: Rumipamba Viviana

Tabla 52 Desplazamientos máximos para el Análisis No Lineal

MODELO	DIRECCIÓN	PETROLIA	NORCIA	IMPERIAL
MOD. 1	N-S	46.047	37.937	36.174
	E-O	36.451	27.849	37.913
MOD. 3	N-S	48.979	45.667	42.779
	E-O	42.714	35.5340	41.976
MOD. 5	N-S	46.306	39.816	38.029
	E-O	35.320	29.737	39.009

Fuente: Rumipamba Viviana

Figura 73 Comparación Desplazamientos Análisis No Lineal



Fuente: Rumipamba Viviana

ANÁLISIS:

Como se evidencia en la gráfica 72 uno de los parámetros donde es más evidente la diferencia entre incluir los efectos hidrodinámicos y no, son los desplazamientos por piso.

Si bien la Normativa nacional vigente no considera este valor como un parámetro que deba cumplir cada estructura toma gran relevancia en el presente trabajo debido a que este se exagera al incorporar el efecto del oleaje o efecto hidrodinámico con un incremento que va desde 2.93 cm hasta 7.73 cm que corresponden a un incremento del 6.4% al 27.6% respectivamente con relación a los modelos hidrostáticos.

Además, los mayores desplazamientos se dan por el acelerograma escalado del evento de Petrolia, siendo mayor el que se generan en dirección N-S como se ve en la figura 73.

Las graficas de desplazamientos generados por los acelerogramas escalados del modelo hidrostático para todos los registros se ajustan a la forma de una ecuación cuadrática.

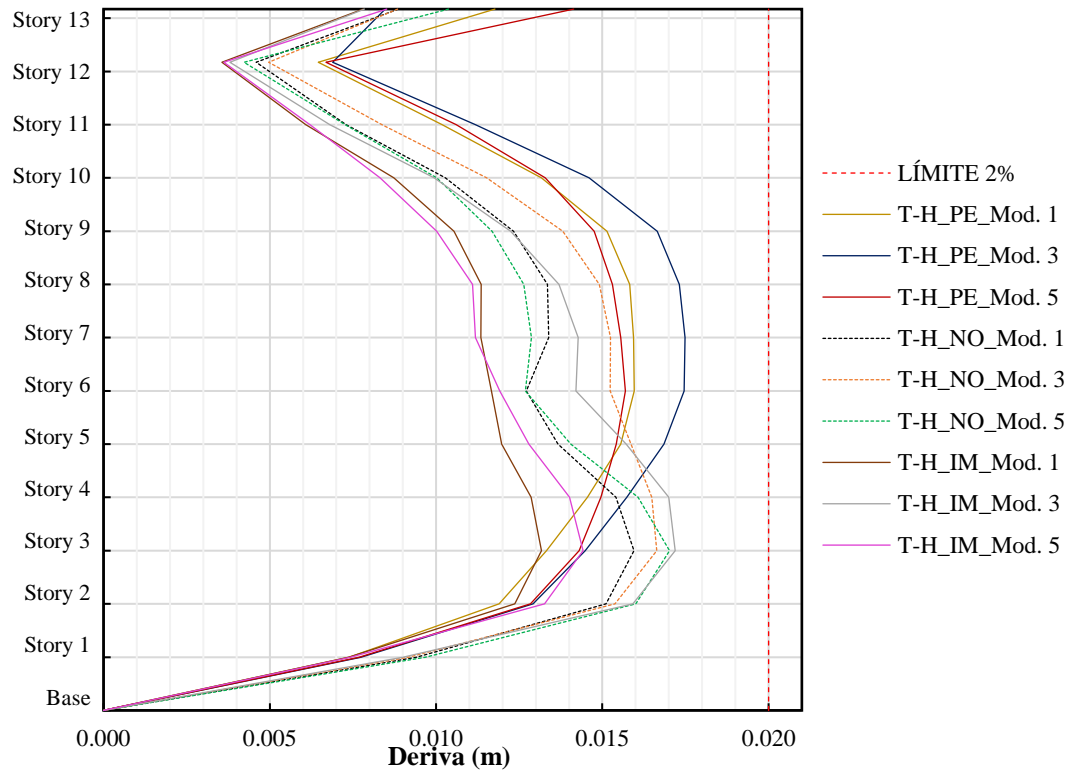
Cabe recalcar que incluso el modelo hidrodinámico reforzado de cada registro sigue esta forma, pero este parámetro disminuye cuando se refuerzan las secciones con un valor promedio de 5 cm que equivale a una reducción de 17%.

3.1.2.3 LÍMITE PERMISIBLE DE LAS DERIVAS DE LOS PISOS

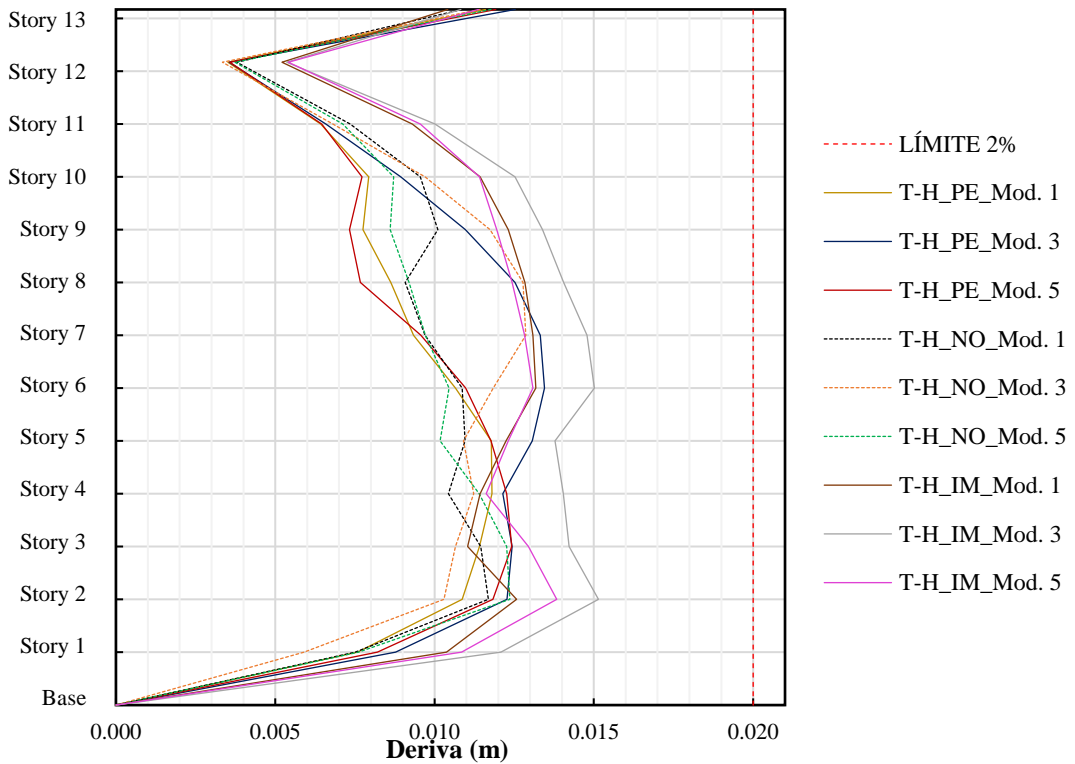
Considerando que se realiza un análisis tiempo historia no lineal, donde el factor de reducción de resistencia R se consideró como 1, no es necesario aplicar un factor de reducción a las derivas obtenidas. En otras palabras, no hace falta transformar la deriva obtenida en deriva inelástica, ya que dicho proceso se aplica únicamente a análisis que utilicen espectros de respuesta reducidos.

Figura 74 Resultados de Derivas de modelos del Análisis Tiempo-Historia

a) Dirección N-S



b) Dirección E-O



Fuente: Rumipamba Viviana

Tabla 53 Derivas Máximas Análisis No Lineal

MODELO	DIRECCIÓN	PETROLIA		NORCIA		IMPERIAL	
		VALOR	OBSERVACIÓN	VALOR	OBSERVACIÓN	VALOR	OBSERVACIÓN
MOD. 1	N-S	1.60%	CUMPLE	1.60%	CUMPLE	1.30%	CUMPLE
	E-O	1.20%	CUMPLE	1.20%	CUMPLE	1.30%	CUMPLE
MOD. 3	N-S	1.70%	CUMPLE	1.70%	CUMPLE	1.70%	CUMPLE
	E-O	1.30%	CUMPLE	1.29%	CUMPLE	1.50%	CUMPLE
MOD. 5	N-S	1.60%	CUMPLE	1.70%	CUMPLE	1.40%	CUMPLE
	E-O	1.20%	CUMPLE	1.20%	CUMPLE	1.40%	CUMPLE

Fuente: Rumipamba Viviana

ANÁLISIS:

Las derivas inelásticas calculadas con el análisis lineal que fueron el punto de partida para el desarrollo de los modelos son mayores a las derivas inelásticas reales calculadas por el análisis NLRHA, la deriva máxima en ambos casos se genera para el mismo modelo, hidrodinámico o modelo 3, con un valor máximo para el análisis lineal de 2.45% y 1.7% en caso del NLRHA. Todas las derivas cumplen la sección 4.2.2. de la NEC - SE - DS 2015.

Al incluir los efectos hidrodinámicos las derivas aumentan, pero cumple en todos los modelos como se ve en la tabla 53. El registro más demandante es el de Imperial donde se general los mayores vales de derivas en ambas direcciones (N-S y E-O).

Si bien las derivas determinadas por análisis lineal no se ajustan totalmente a las del modelo no lineal para el presente proyecto nos proporcionan las mismas conclusiones, se genera los mismos cambios entre los distintos modelos y se demuestra que al considerar los efectos hidrodinámicos estos aumentan el valor de las derivas.

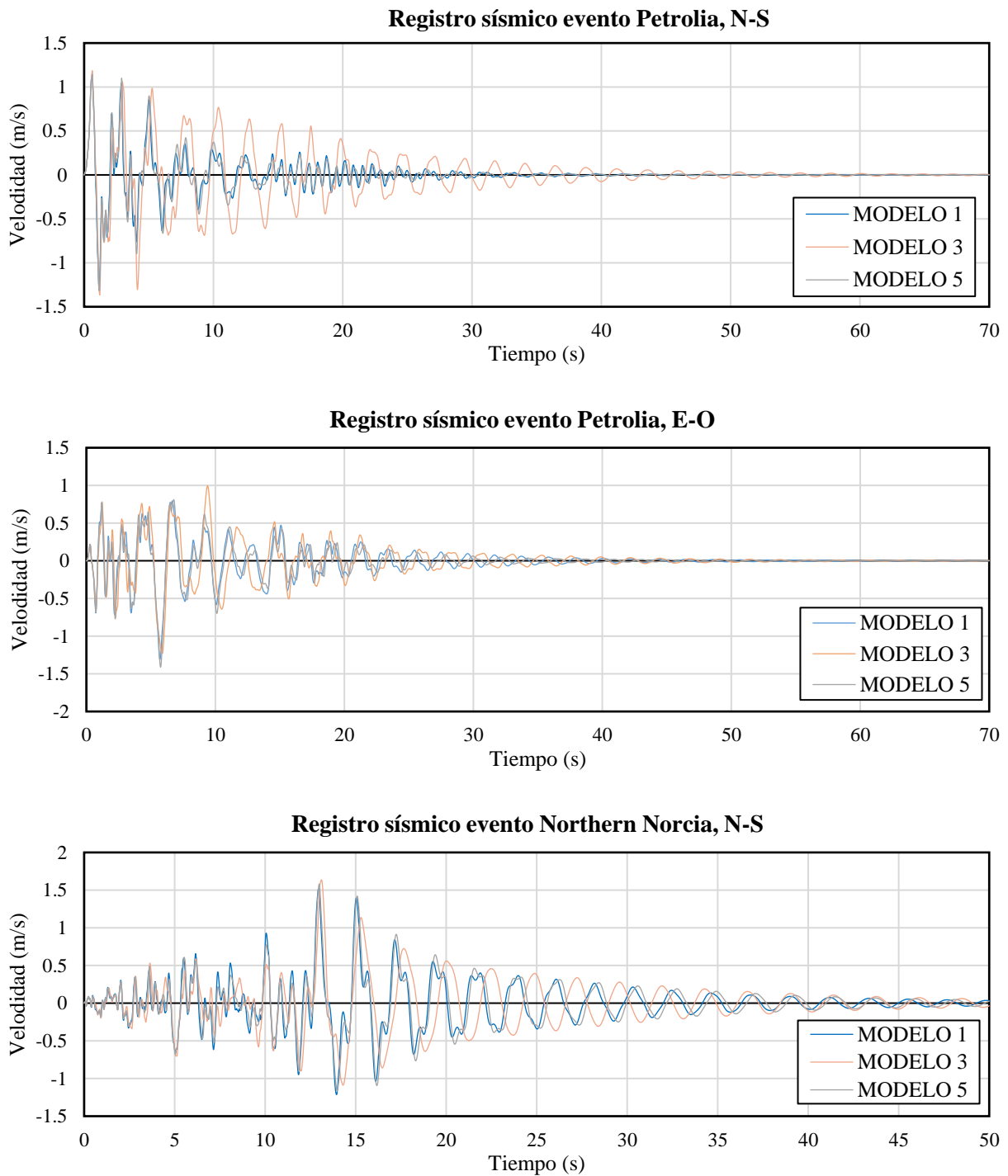
Además, la máxima derivas no se producen en el mismo nivel en todos los modelos; en dirección N-S la mayor parte de los modelos desarrollan su máxima deriva en el piso 3 y el sentido E-O esta fluctúa, pero en su mayoría se generan en el piso 2, que son pisos cercanos a la base.

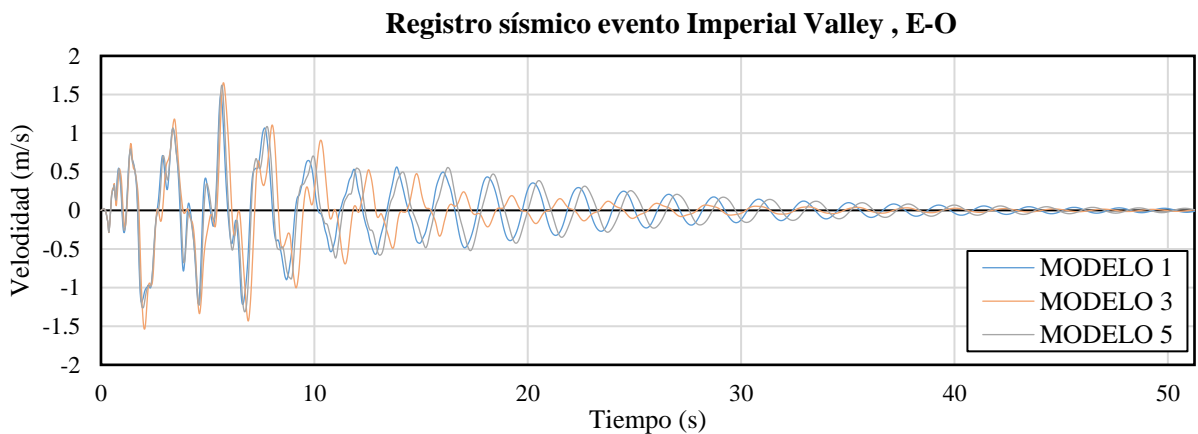
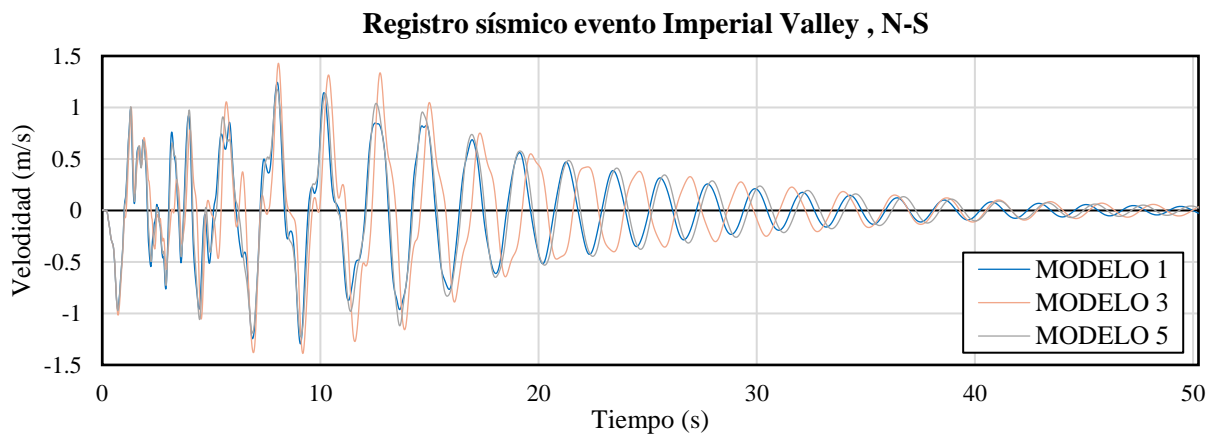
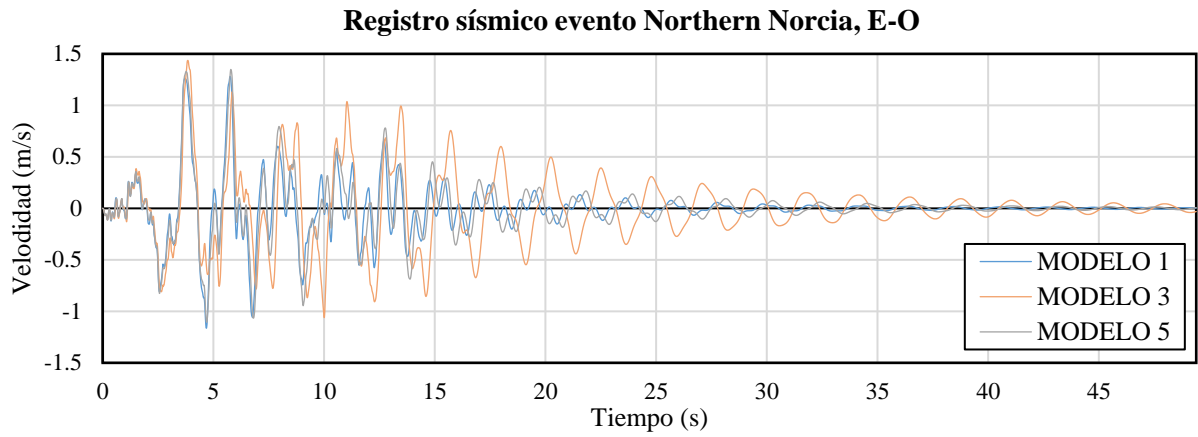
Una característica que poseen todos los modelos tanto del análisis lineal como no lineal es que en el nivel donde su ubica la base de la piscina la deriva disminuye, cambiando su trayectoria abruptamente, se genera un pico y a partir de este punto las derivas tiende nuevamente a crecer.

3.1.2.4 VELOCIDADES MÁXIMAS

La velocidad es un tema importante en el daño de elementos no estructurales, como tuberías de agua potable, y gas.

Figura 75 Velocidad máxima de cada modelo del Análisis Tiempo -Historia





Fuente: Rumipamba Viviana

Tabla 54 Velocidad Máxima por Evento Sísmico

EVENTO	DIRECCIÓN	Tiempo (s)	Vel(m/s)	Modelo
PETROLIA	N-S	1.2	1.366	3
	E-O	5.74	1.412	5
NORCIA	N-S	13.11	1.637	3
	E-O	3.84	1.436	3
IMPERIAL	N-S	8.08	1.429	3
	E-O	5.74	1.653	3

Fuente: Rumipamba Viviana

ANÁLISIS:

En cuanto a velocidades si bien en todos los modelos eventualmente una vez que cese el sismo estas volverán a cero, en cuanto a los modelos hidrodinámicos la estructura vibrará por tiempos más largos que la estructura que no considera los efectos del agua. El registro más demandante y donde se produjo la mayor velocidad es el evento de Norcia.

Algo destacable es que el modelo hidrostático y el modelo hidrodinámico corregido se ajustan bastante bien en todos los modelos en cuanto a amplitud, longitud de onda, valores de crestas y valles a lo largo de todo el registro.

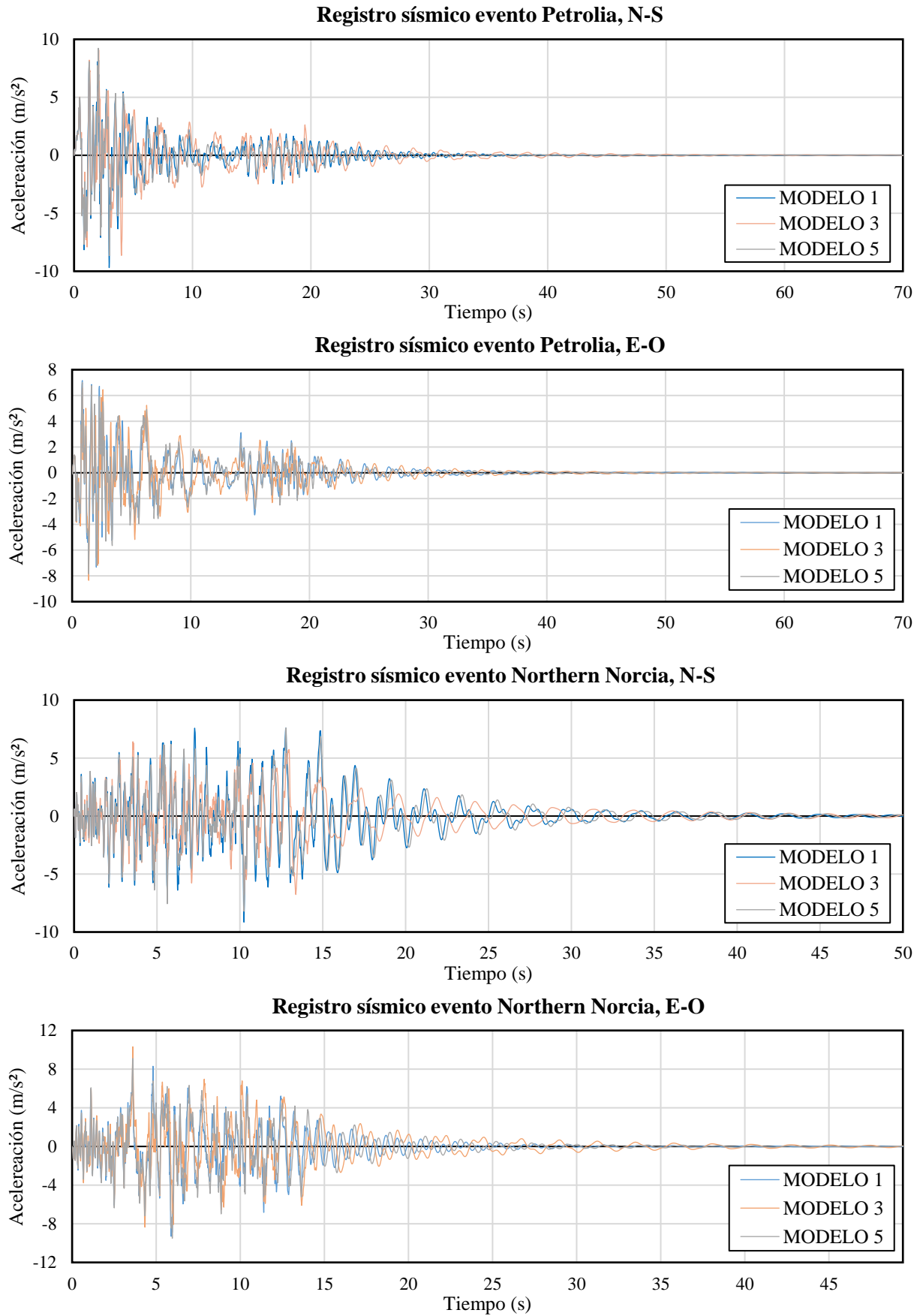
Al incluir los efectos hidrodinámicos las velocidades aumentan entre un 6.6% y 12.1%. Además, al incluir este escenario el registro de velocidades se incrementa en amplitud y longitud de onda debido al aumento del periodo.

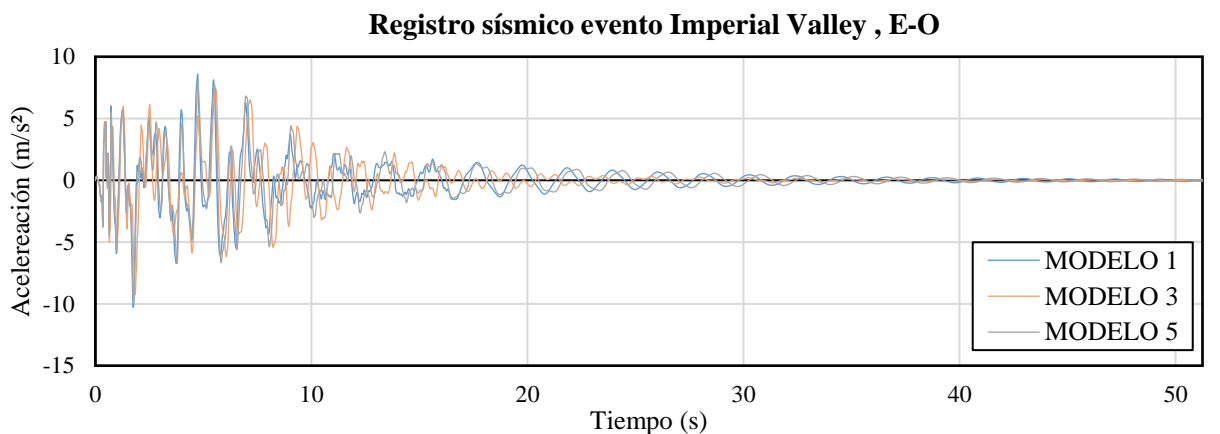
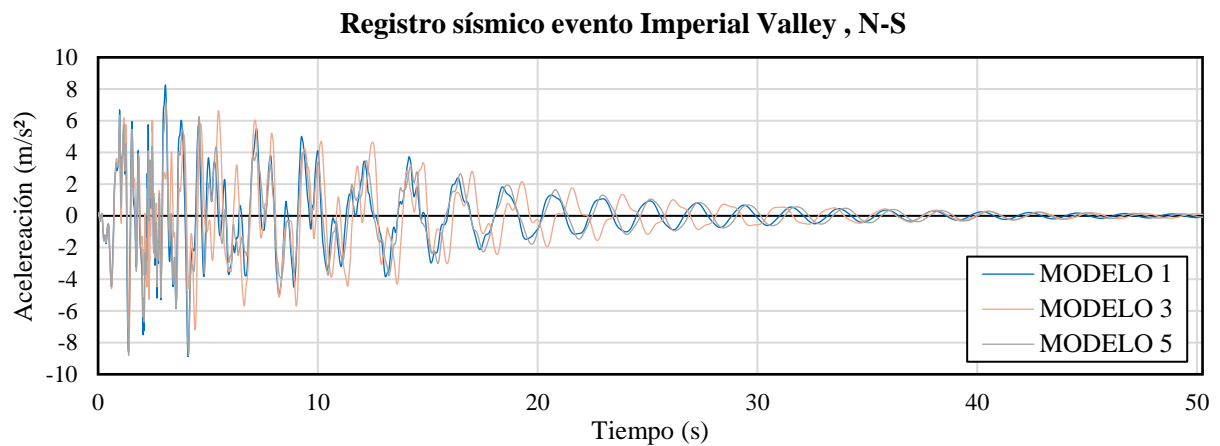
Donde los mayores valores máximos y residuales de velocidades en ambas direcciones (N-S y E-O) corresponden al modelo hidrodinámico (3). Además, se determinó que con el refuerzo de elementos del modelo hidrodinámico las velocidades disminuyen entre 1.9% y 14.1%.

3.1.2.5 ACELERACIONES MÁXIMAS

La importancia de la aceleración radica en la influencia que tiene esta en la percepción de como las personas intuimos la severidad del sismo, en cuanto mayor sea la aceleración el equilibrio necesario para mantenernos en pie aumenta llegando incluso si el sismo fuese considerablemente acelerado y si el individuo se encuentra en el nivel donde los desplazamientos y las derivas alcanzaran sus valores máximos este puede salir desprendido del suelo, fuera de la terraza durante el sismo con un desenlace fatal.

Figura 76 Aceleración máxima de cada modelo del Análisis Tiempo Historia





Fuente: Rumipamba Viviana

Tabla 55 Aceleración Máxima por Evento Sísmico

EVENTO	DIRECCIÓN	Tiempo (s)	Acel (m/sec²)	Modelo
PETROLIA	N-S	2.08	9.6911	3
	E-O	1.4	8.3503	3
NORCIA	N-S	10.26	9.506	3
	E-O	3.61	10.3111	3
IMPERIAL	N-S	1.4	8.8838	3
	E-O	1.84	10.272	3

Fuente: Rumipamba Viviana

ANÁLISIS:

En cuanto a aceleraciones si bien en todos los modelos eventualmente una vez que cese el sismo retornaran a cero, en cuanto a los modelos hidrodinámicos la estructura vibrará por tiempos más largos que la estructura que no considera los efectos del agua. El registro más demandante y donde se produjo la mayor aceleración es el evento de Norcia. Algo destacable es que el modelo hidrostático y el modelo hidrodinámico corregido se ajustan bastante bien en todos los modelos en cuanto a amplitud, longitud de onda, valores de crestas y valles a lo largo de todo el registro.

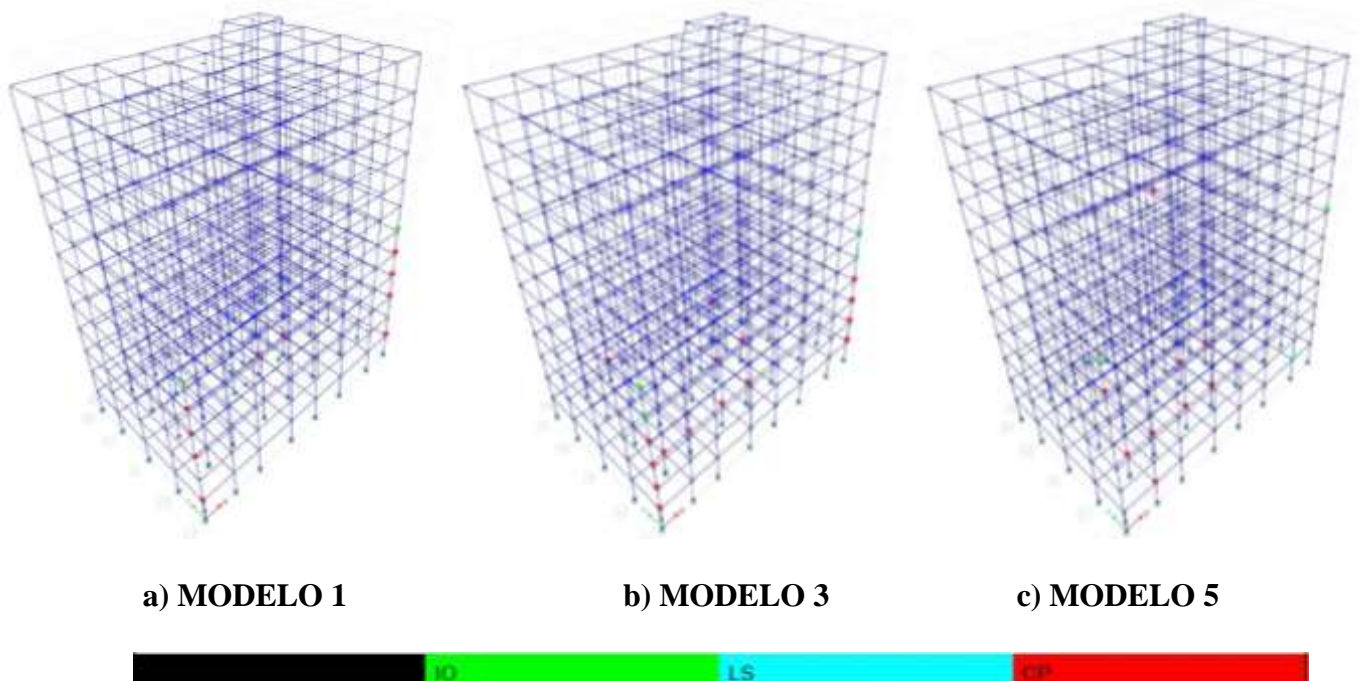
En general al incluir los efectos hidrodinámicos las aceleraciones aumentan entre un 6.7% y 39.7% por evento, un valor bastante preocupante considerando lo mencionado previo al análisis. Además, al incluir este escenario el registro de aceleraciones se incrementa en amplitud y longitud de onda debido al aumento del periodo. Donde los mayores valores máximos y residuales de aceleraciones en ambas direcciones (N-S y E-O) corresponden al modelo hidrodinámico (3). Además, se determinó que con el refuerzo de elementos del modelo hidrodinámico las aceleraciones disminuyen entre 0.8% y 13.6 %.

3.1.2.6 MECANISMO DE DAÑO.

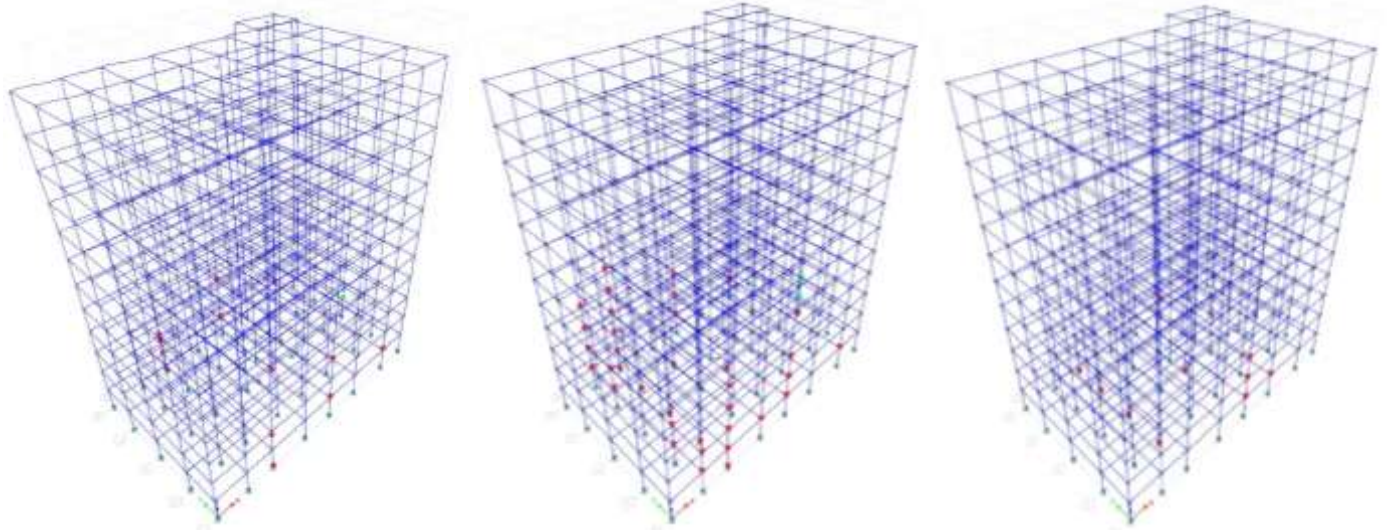
Para evaluar el desempeño de la estructura se analiza la gráfica de la aceleración de la estructura y se compara el color que toman las rótulas plásticas con el código de colores de niveles de desempeño (IO, LS, CP).

Figura 77 Mecanismo de daño Evento Petrolia

Dirección N-S



Dirección E-O



a) MODELO 1

b) MODELO 3

c) MODELO 5



Fuente: Etabs 2016

Tabla 56 Nivel de desempeño Evento Petrolia

Story	MOD.1		MOD.3		MOD.5	
	Elemento	N.D.	Elemento	N.D.	Elemento	N.D.
Dirección N-S						
2	1A,1H,3E,3F	CP	1A,1H,2B,2C,2D,2E,3E,3F,5C	CP	1B,2B,2C,2D,2E,3E,3F	CP
					1G	LS
3	-	-	1A,1H,4E,3F	CP	-	-
4	1A,1H	CP	1A,1H	CP	-	-
5	1A,1H	CP	1A,1H	CP	-	-
6	1A,1H	CP	1A	IO	-	-
			1H	LS	-	-
7	1A,1H	IO	1A,1H	IO	1A	CP
8	-	-	-	-	1A,1H	IO
9	-	-	-	-	3'E	CP
Dirección E-O						
1	1C,5C,3E	CP	1C,2C,3C,3E,3H,4C,4D,5C	CP	2C,3C,3E,4C,5C	CP
2	1C,1E,1G,5C,5E,5G	CP	1B,1C,1D,1E,1G,2B,4B,5B,5C,5E,5G	CP	1E,1F,5F	CP
	3H	IO	3H	LS		
3	5C	CP	1B,1C,1E,2B,4B,5B,5C,5E	CP	1E	CP
			3H	IO		
4	5E,1E	CP	1C,1E,5B,5C,5E	CP	1E	CP
5	-	-	1C,5B,5C	CP	-	-
6	-	-	5C	CP	-	-

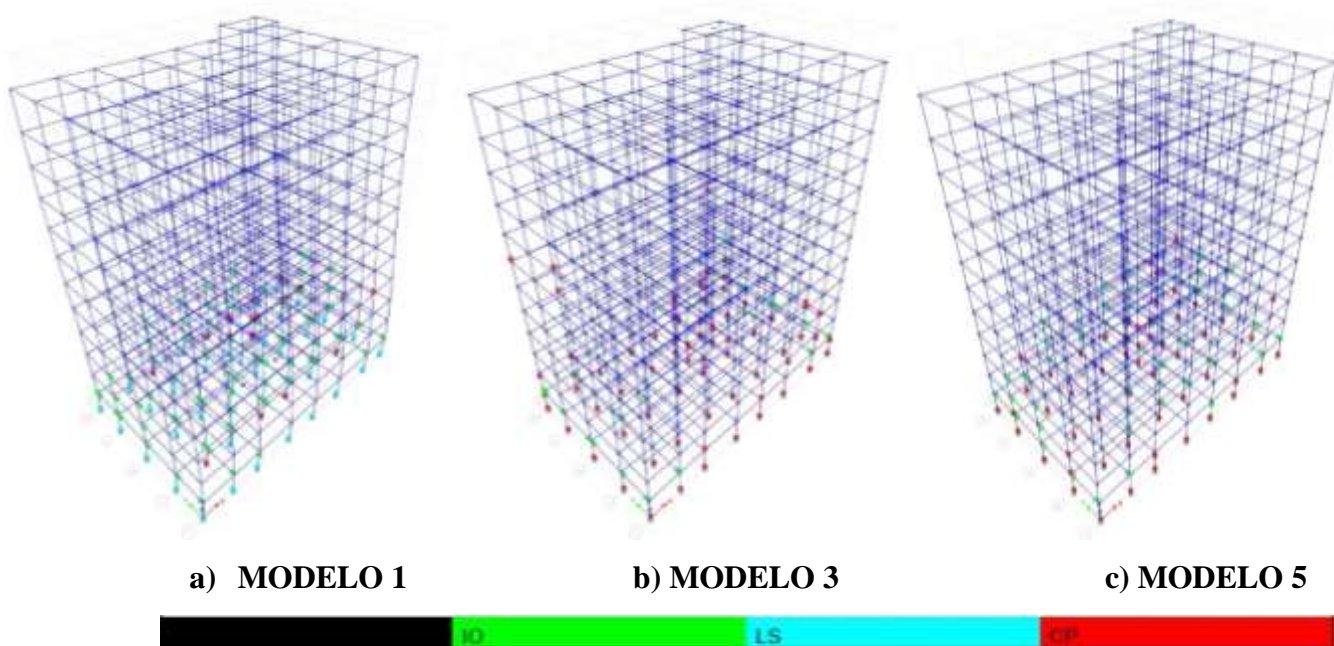
Fuente: Rumipamba Viviana

ANÁLISIS:

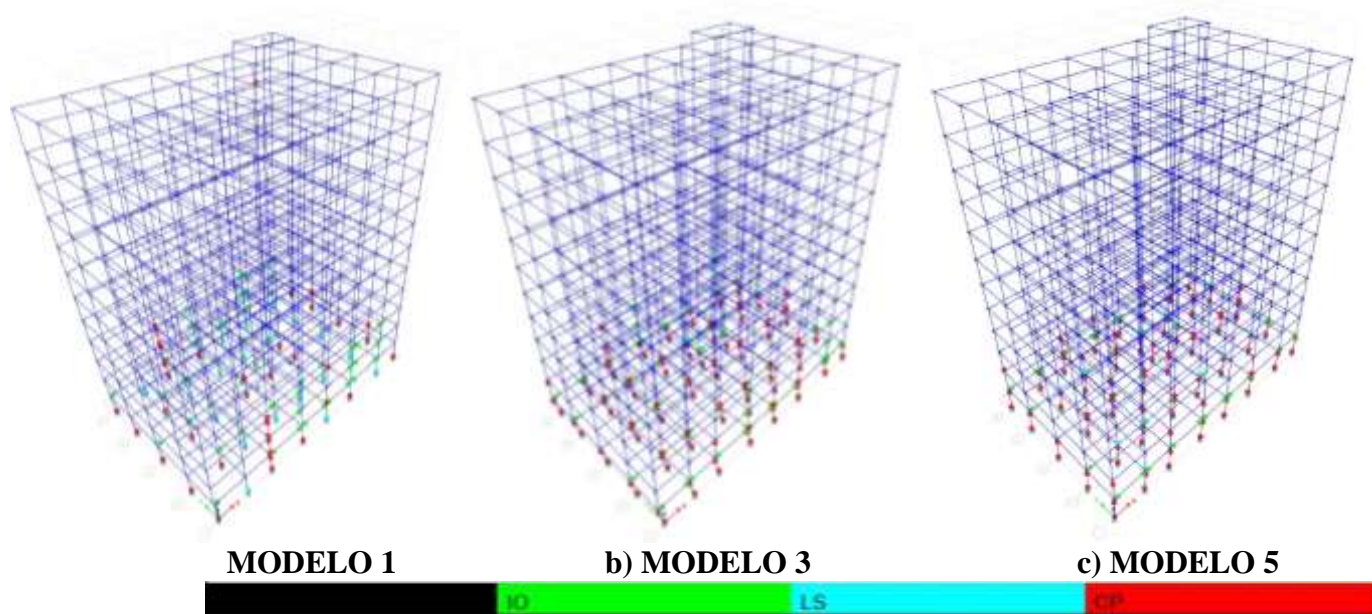
Para el evento de Petrolia según la figura 77 y la tabla 56 al incorporar el efecto hidrodinámico mayor número de rotulas incursionan inelásticamente e ingresan a la categoría de Prevención al Colapso y una vez reforzadas las sesiones este número disminuye. La mayoría de las rotulas que incursionan son las que están en la Story 2 en elementos que están en la periferia y el sentido más demandante es Este – Oeste.

Figura 78 Mecanismo de daño Evento Northern Norcia

a) Dirección N-S



b) Dirección E-O



Fuente: Etabs 2016

Tabla 57 Nivel de desempeño Evento Northern Norcia

Story	MOD.1		MOD.3		MOD.5	
	Elemento	N.D.	Elemento	N.D.	Elemento	N.D.
Dirección N-S						
1	1A,1B,1G,1H	IO	1A,1B,1C,1D,1E,1F,1G, 1H,2A,2B,2C,2D,2E,2F, 2G,2H,3A,3B,3C,3D,3E, 3F,3G,3H,4A,4B,4C,4D, 4E,4F,4G,4H,5A,5B,5C, 5D,5E,5F,5G,5H	CP	1A,1B,1C,1D,1E,1F,1G ,1H,2A,2B,2C,2D,2E,2 F,2G,2H,3A,3B,3C,3D, 3E,3F,3G,3H,4A,4B,4C ,4D,4E,4F,4G,4H,5A,5 B,5C,5D,5E,5F,5G,5H	CP
	1C,1D,1E,1F,2A,2C,2F,2H, 3A,3B,3C,3D,3E,3F,3G,3H, 4A,4B,4C,4D,4E,4G,4H,5A ,5B,5D,5G,5H,3'E,3'F	LS				
	2B,2D,2E,2G,4F,5C,5E,5F	CP				
2	2C,2D,2E,2F,3A,3H,4A,5A, 5C,5D,5E,5F,5H	IO	1F	IO	5A,5B,5G,5H	IO
	4E,4F,4H	CP	1A,2D,4A,4E,4F,5B,5G	CP	1E,1F,1H,3'E,3'F	CP
3	2C,2D,3A,3H,4A,4H,5C,5D ,5E,5F	IO	4F	IO	4F	IO
	4E,4F	CP	4E	LS	1B,3'E,3'F,4E	CP
	4E,4F	CP	1G,4E,4F,5H	CP		
4	3E,3F	CP	-	-	4E,4F	CP
5	1G,3F	CP	-	-	-	-
6	-	-	5G	CP	-	-
Dirección E-O						
1	1B,1B,1G,2G,2D,2E,2F,2G, 3C,3G,4C,4D,4E,4F,4G,5B, 5E,5F,5G	LS	1A,1B,1C,1D,1E,1F,1G, 1H,2A,2B,2C,2D,2E,2F, 2G,2H,3A,3B,3C,3D,3E, 3F,3G,3H,4A,4B,4C,4D, 4E,4F,4G,4H,5A,5B,5C, 5D,5E,5F,5G,5H	CP	1A,1B,1C,1D,1E,1F,1G ,1H,2A,2B,2C,2D,2E,2 F,2G,2H,3A,3B,3C,3D, 3E,3F,3G,3H,4A,4B,4C ,4D,4E,4F,4G,4H,5A,5 B,5C,5D,5E,5F,5G,5H	CP
	1A,1C,1D,1F,1H,2A,2B,2H ,3A,3B,3D,3E,3F,3H,4A,4B ,4H,5A,5C,5D,5H	CP				
2	1A,1D,1F,1G,2B,2C,2D,2E, 2F,3AA,3B,3C,4B,4C,4D,4 E,4F,5A,5D,5E,5F,5G	IO	1A,1B,1C,1D,1E,1F,1G, 1H,2A,2B,2C,2D,2E,2F, 2G,2H,3A,3B,3C,3D,3E, 3F,3G,3H,4A,4B,4C,4D, 4E,4F,4G,4H,5A,5B,5C, 5D,5E,5F,5G,5H	CP	4E	LS
	1C,1E,2H,3D,4H,5C	CP			1E,1G,2B,2C,2D,2E, EF,2G,3B,3C,3D,3E,3F ,3G,3H,4B,4C,4D,4F,4 G,5C,5D,5H	CP
3	1D,1F,1G,5D,5F,5G	IO	1D,1G,5D,5G	IO	4H	LS
	1C,5C	CP	1C,1E,1F,5A,5C	CP	-	-
4	1D,1F,1G,5D,5F,5G	IO	1D,1G,5D,5G	IO	-	-
	1C,1E,5C	CP			-	-
12	3E	CP	-	-	-	-

Fuente: Etabs 2016

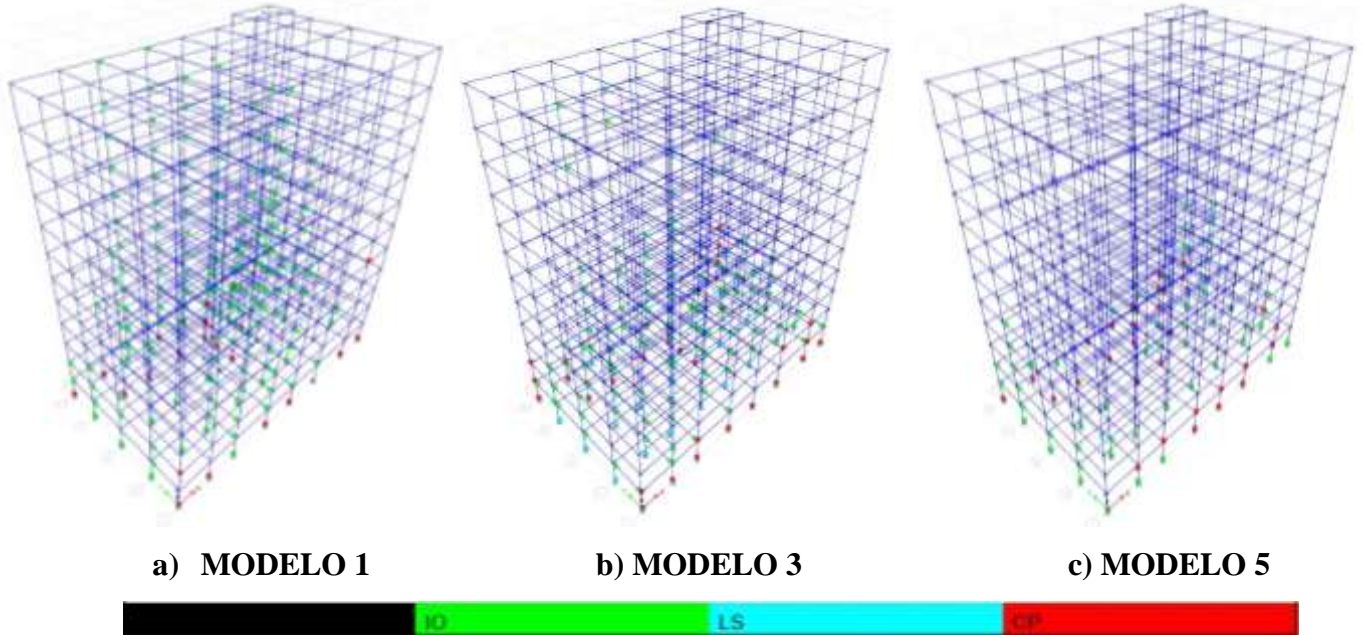
ANÁLISIS:

Para el evento de Northern Norcia según la figura 78 y la tabla 57 al incorporar el efecto hidrodinámico mayor número de rotulas incursionan inelásticamente pasando de la categoría de Ocupación Inmediata a Prevención al Colapso y una vez reforzadas las secciones su nivel de daño es Seguridad de vida.

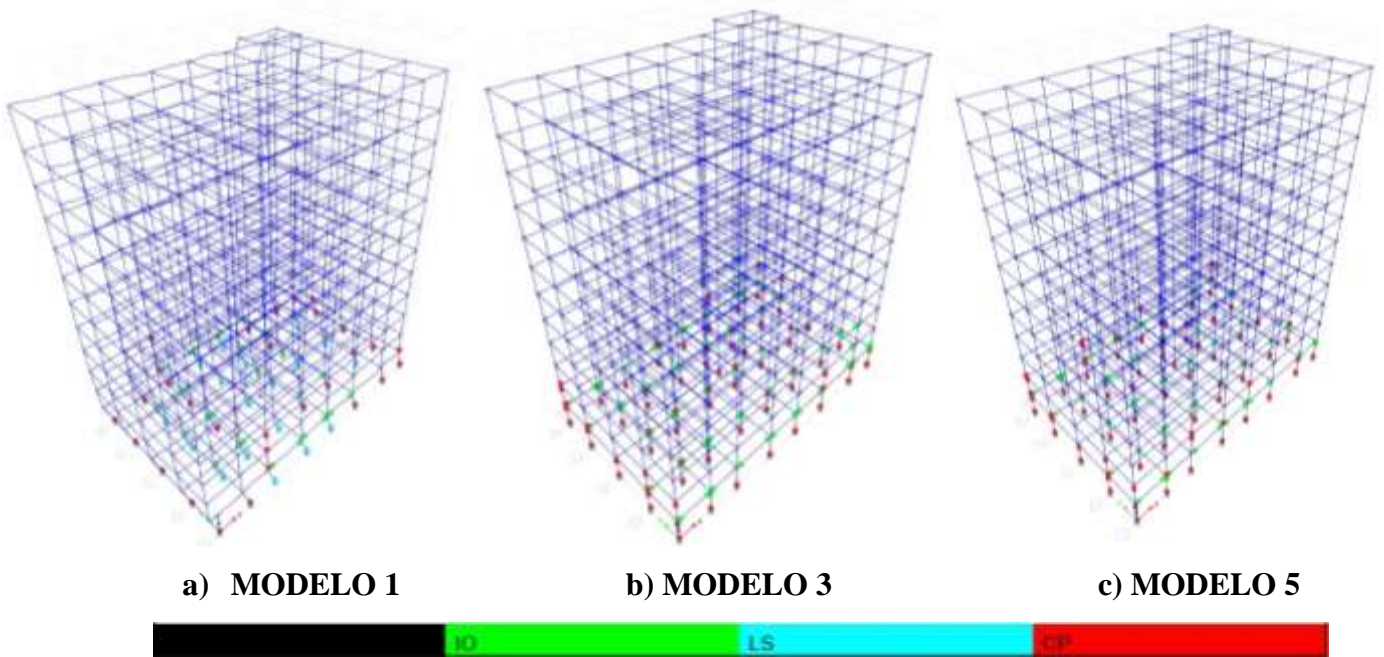
La mayoría de las rotulas que incursionan son las que están en niveles 1 y 2 en elementos que están en la periferia y el sentido más demandante es Este – Oeste.

Figura 79 Mecanismo de daño Evento Imperial Valley

a) Dirección N-S



b) Dirección E-O



Fuente: Etabs 2016

Tabla 58 Nivel de desempeño Evento Imperial Valley N-S

Story	MOD.1		MOD.3		MOD.5	
	Elemento	N.D.	Elemento	N.D.	Elemento	N.D.
Dirección N-S						
1	1C,2A,2B,2C,2D,2E,2F,2H,3A,3B,3C,3D,3G,4A,4F,4G,5C	IO	2F,2G,2H,2H,4H,5F	IO	1A,1C,1G,1H,2A,2B,2C,2D,2E,2F,2G,2H,3A,3F,3G,3H,4A,4F,4G,4H,5C	IO
		CP	2A,2B,2C,2D,2E,3A,3B,3C,3D,3F,3G,4A,4F,4G,5C,5D	LS	1A,1B,1C,1D,1E,1F,1G,1H,3E,4B,4C,4D,4E,5A,5B,5E,5G,5H	CP
2	4F	IO	1G,2G,4C,4F,5A,5B,5H	CP	1H,2A,4A,4H,5A,5H	IO
		CP			1D	LS
		CP			1A,2H,3'E,4E,4F	CP
3	4F	IO	1G,5A,5C,5H	CP	4A,4H,5H	IO
		CP			3'F,4E,4F	CP
4	4E	IO	4E,5H	CP	4A,4H,5H	IO
		CP			1A,4E	LS
5	-	-	-	-	4A,4H	IO
6	1G	CP	-	-	-	-
7-12	3C,3D,4C,4D,5C,5D	IO				
Dirección N-S						
1	1C,1C,1E,2B,2C,2D,2G,3B,3D,3E,3F,3G,4B,4D,4E,4G,5D,5E	LS	1A,1B,1C,1D,1E,1F,1G,1H,2A,2B,2C,2D,2E,2F,2G,2H,3A,3B,3C,3D,3E,3F,3G,3H,4A,4B,4C,4D,4E,4F,4G,4H,5A,5B,5C,5D,5E,5F,5G,5H	CP	1A,1B,1C,1D,1E,1F,1G,1H,2A,2B,2C,2D,2E,2F,2G,2H,3A,3B,3C,3D,3E,3F,3G,3H,4A,4B,4C,4D,4E,4F,4G,4H,5A,5B,5C,5D,5E,5F,5G,5H	CP
	1A,1B,1F,1G,1H,2A,2E,2F,2H,3A,3C,3H,4A,4C,4F,4H,5A,5B,5C,5F,5G,5H	CP				
2	1D,1E,1F,2B,2C,2E,2F,3B,3C,4B,4C,4E,5D,5E,5F	IO	2G,2H5G	IO	1A,1B,1C,2A,2H,3C,4A,4D,5A,5C,5E,5G	CP
	1C,1H,2G,4H,5C	CP	1A,1C,2A,2B,3C,4A,4H,5A,5C,5H	CP		
3	1C	CP	1G,5G	IO	5B,5C	CP
		CP	4H	CP		
4	1C,5C	CP	-	-	5D,5H	CP

Fuente: Etabs 2016

ANÁLISIS:

Para el evento de Imperial Valley según la figura 79 y la tabla 58 al incorporar el efecto hidrodinámico mayor número de rotulas incursionan inelásticamente pasando de la categoría de Ocupación Inmediata a Prevención al Colapso y una vez reforzadas las sesiones su nivel de daño es Seguridad de vida.

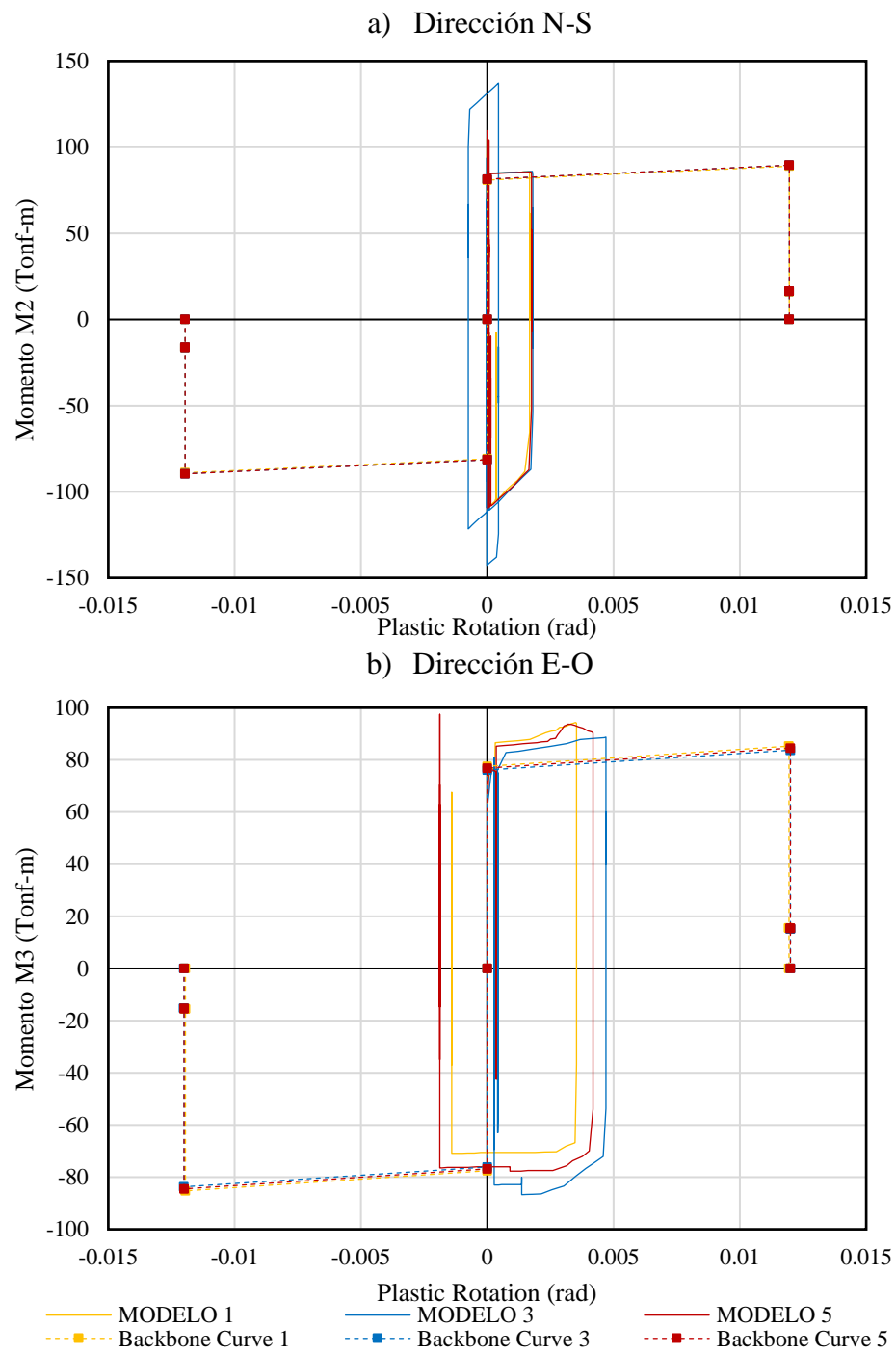
La mayoría de las rotulas que incursionan son las que están en el nivel 1 en elementos que están en la periferia y el sentido más demandante es Este – Oeste.

Finalmente, el registro más demandante fue el de Norcia.

3.1.2.7 GRADO DE INCURSIÓN INELÁSTICA.

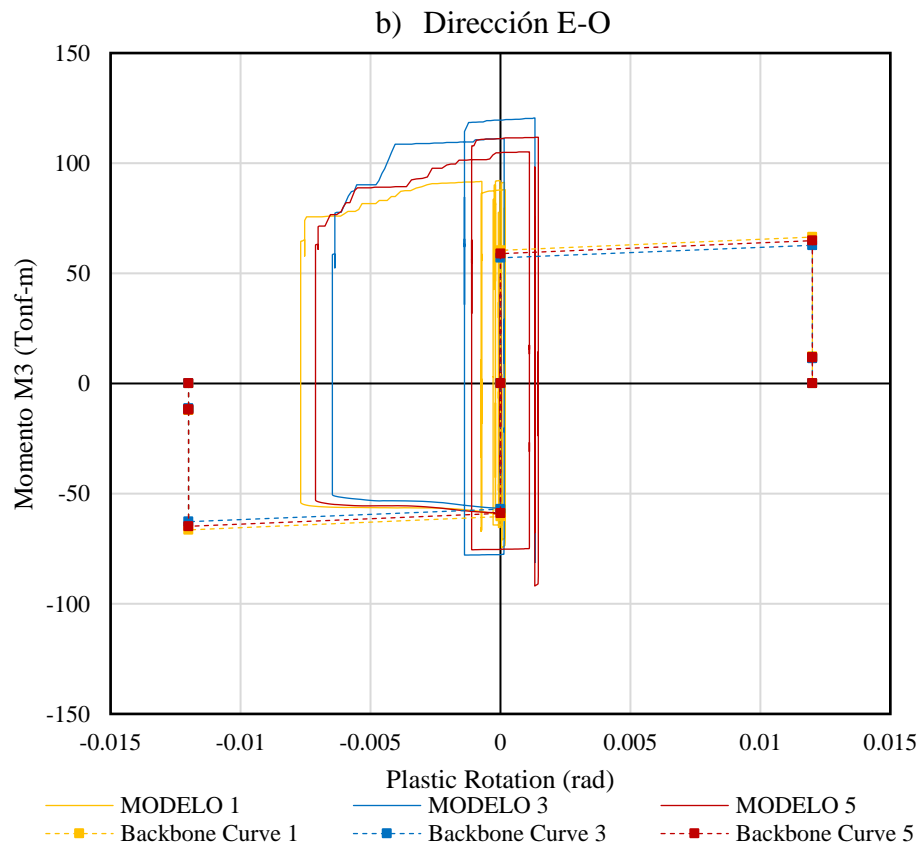
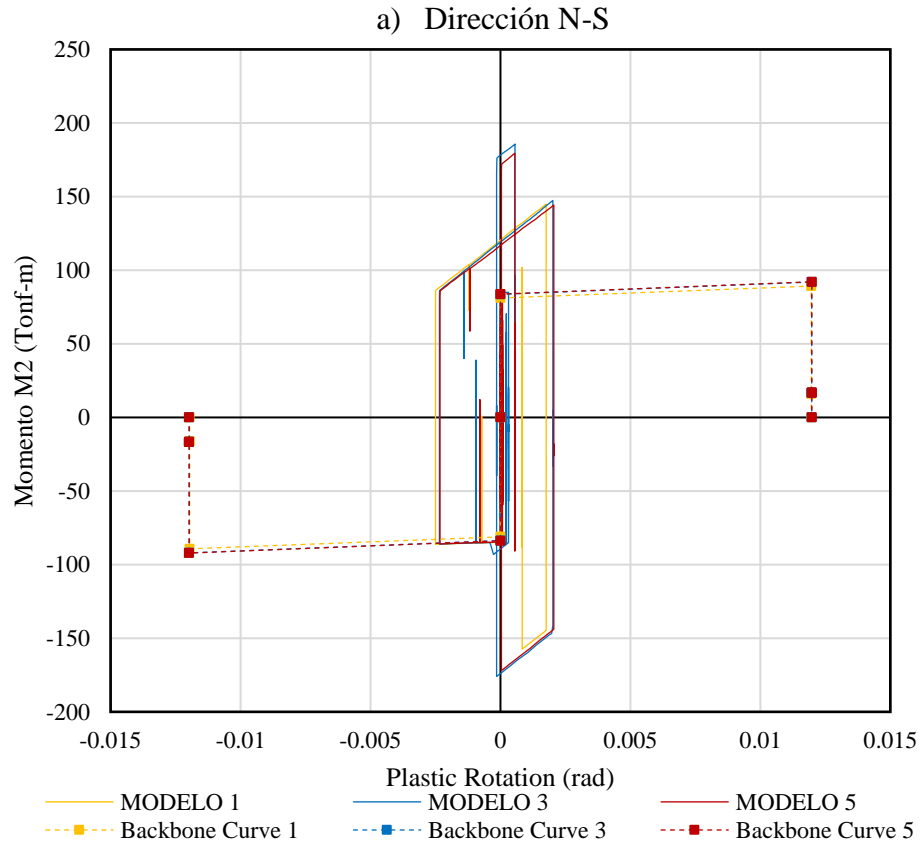
Para la comparación de las rotulas plásticas se tomaron como modelo, las rotulas que fallaron en primera instancia, que son las más afectadas de la estructura. Se tomo la rótula C13H24 (Auto P-M2-M3) correspondiente al nodo 3C-Story 1 para ambos sentidos (Norte-Sur y Este-Oeste) como se muestra a continuación:

Figura 80 Diagrama Momento-Rotación Evento Petrolia



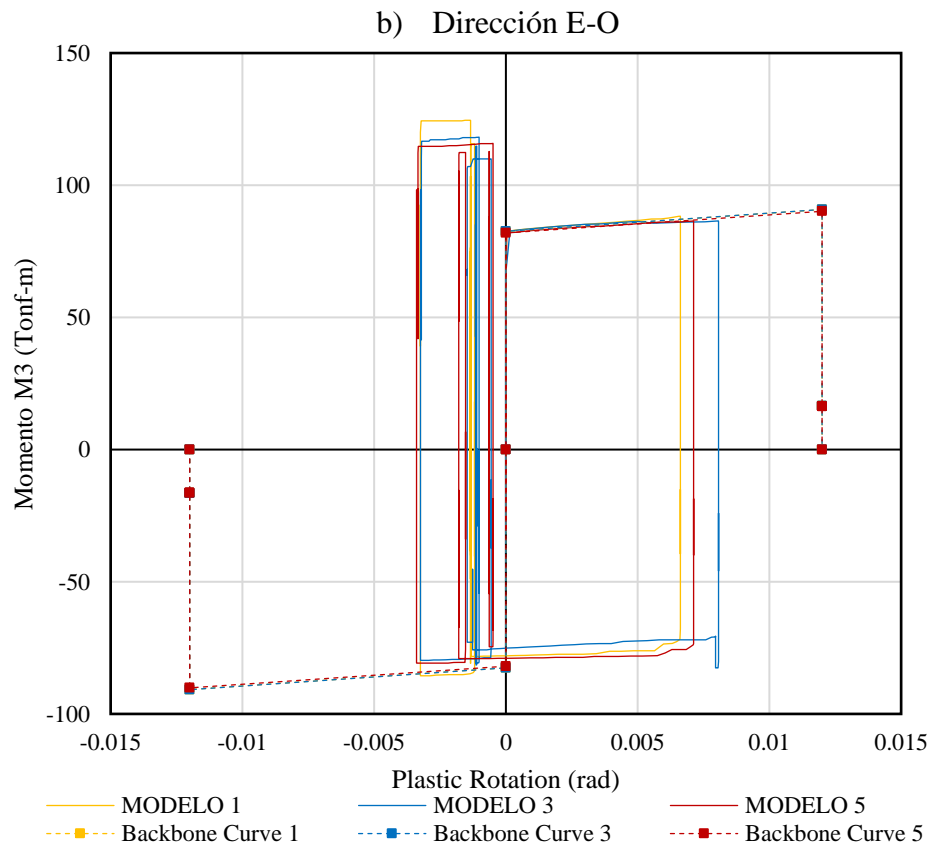
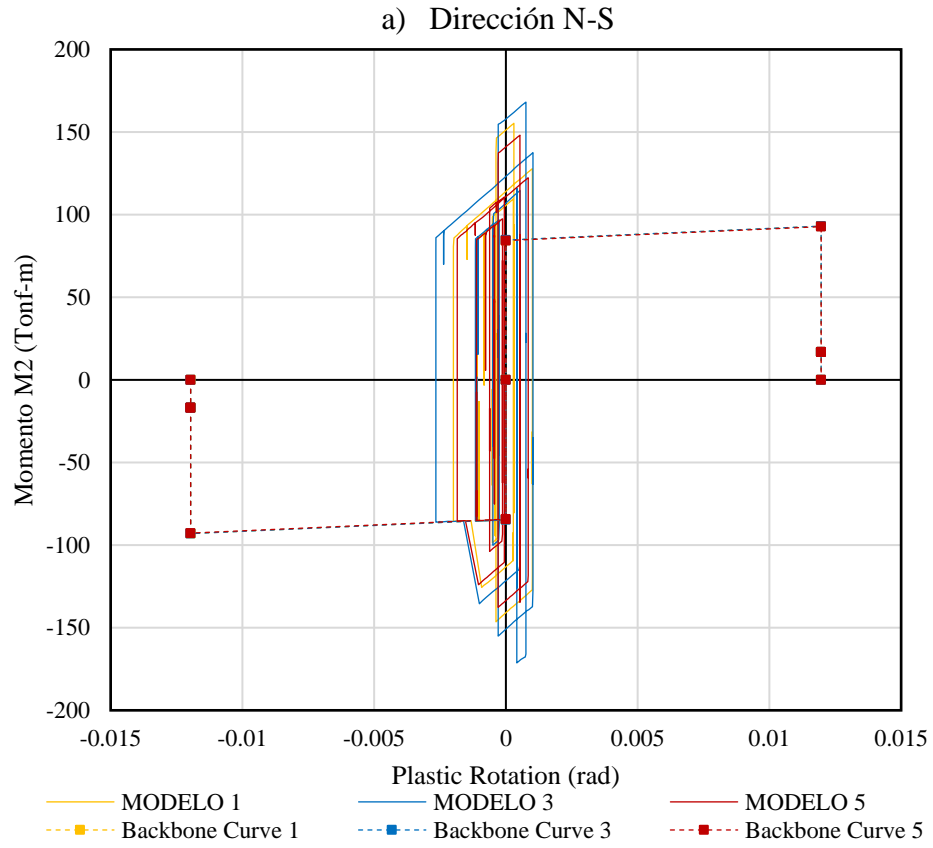
Fuente: Rumipamba Viviana

Figura 81 Diagrama Momento-Rotación Evento Northern Norcia



Fuente: Rumipamba Viviana

Figura 82 Diagrama Momento-Rotación Evento Imperial Valley



Fuente: Rumipamba Viviana

Tabla 59 Resultados del Diagrama Momento-Rotación Evento

MODELO	MODELO	DIRECCIÓN	Θ (rad)	M(Ton-m)
PETROLIA	MODELO 1	N-S	-0.00001	105.369
		E-O	0.00350	88.718
	MODELO 3	N-S	0.00044	137.273
		E-O	0.00470	94.313
	MODELO 5	N-S	0.00001	109.684
		E-O	-0.00188	97.452
NORCIA	MODELO 1	N-S	0.00056	144.922
		E-O	0.00128	92.113
	MODELO 3	N-S	0.00176	185.559
		E-O	-0.00006	120.522
	MODELO 5	N-S	0.00055	179.469
		E-O	0.00137	111.777
IMPERIAL	MODELO 1	N-S	0.00030	155.282
		E-O	-0.00145	118.186
	MODELO 3	N-S	0.00076	168.093
		E-O	-0.00102	124.571
	MODELO 5	N-S	0.00053	148.106
		E-O	-0.00049	115.822

Fuente: Rumipamba Viviana

ANÁLISIS:

En el presente análisis de Historia de respuesta no fue posible el análisis de rotulas plásticas en vigas debido a que existe un caso de columna débil viga fuerte, las columnas son las primeras en presentar falla y esto evita que exista posterior formación de rotulas en vigas[53].

En cuanto a la incursión inelástica esta aumenta un 22.2% en sentido N-S y 14.2% en sentido E-O cuando se incluyen los efectos hidrodinámicos lo que se traduce como un nivel de daño mayor.

Es notable la reducción en la incursión de un 11.8% y 3.7% en sentido N.S y E-O respectivamente al reforzar las secciones del modelo hidrodinámico.

El registro más demandante en sentido N-S es el de Northern Norcia con un valor de momento de 185.5591Ton-m y en sentido E-O el registro más demandado es el de Imperial Valley con 185.5591 Ton-m.

3.1.2.8 DISTRIBUCIÓN ENERGÉTICA.

La distribución energética mide el trabajo que realizan la estructura. Po lo que se seleccionó el sismo más demandante y se cuantificó el trabajo energético para los 3 modelos.

Un sistema estructural, al ser sometido a una carga sísmica, es capaz de transformar la energía sísmica (ES) en otras formas de energía; las formas más relevantes son [31]:

- a) **Cinética y potencial (Kinetic EK y Potential EP):** input de energía (energía de entrada), asociada a la velocidad de desplazamiento horizontal y vertical de la estructura, cuando dichos desplazamientos ocurren en el rango elástico. En la mayoría de los casos es sólo una pequeña fracción de la energía total y no representa la mayor fuente de disipación [31].
- b) **Amortiguamiento histérico (Nonlinear Hysteretic Damping ENHD):** La energía histerética representa el daño en los elementos estructurales, mayor energía histerética mayor daño. Es la energía disipada por efecto de la rigidez de la estructura; es decir, aquella energía generada por la oposición de la estructura a los desplazamientos en el rango no lineal. El resultado de la disipación de energía histerética es el daño estructural [31].
- c) **Amortiguamiento viscoso (Nonlinear Viscous Damping ENVD):** Es la energía disipada por efecto del amortiguamiento de la estructura; es decir, aquella energía generada por la oposición de la estructura a la velocidad de desplazamiento. El resultado de la disipación de energía viscosa es el calor [31].
- d) **Amortiguamiento global (Global Damping EGD):** Es la fracción de energía disipada por la deformación de la estructura desde el instante en que pierde la propiedad de la rigidez (o desde que se formen las rótulas plásticas) hasta el colapso [31].

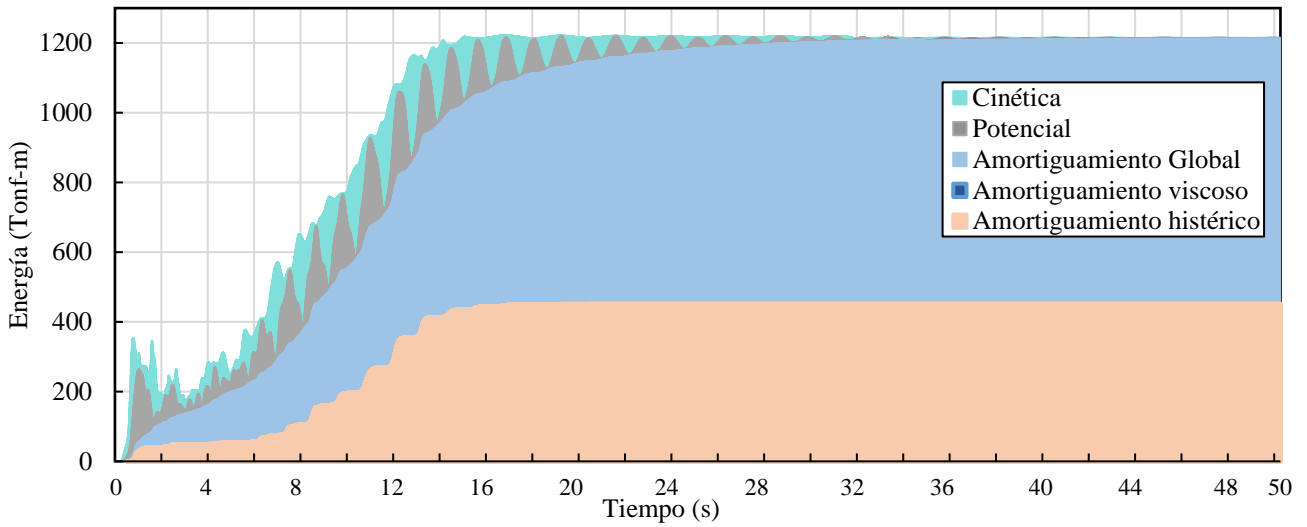
Matemáticamente se podría escribir que:

$$ES = EK + EP + ENHD + ENVD + EGD \quad \text{Ec. 71}$$

A continuación, se presentan distribución energética para el modelo más demandante, Imperial Valley.

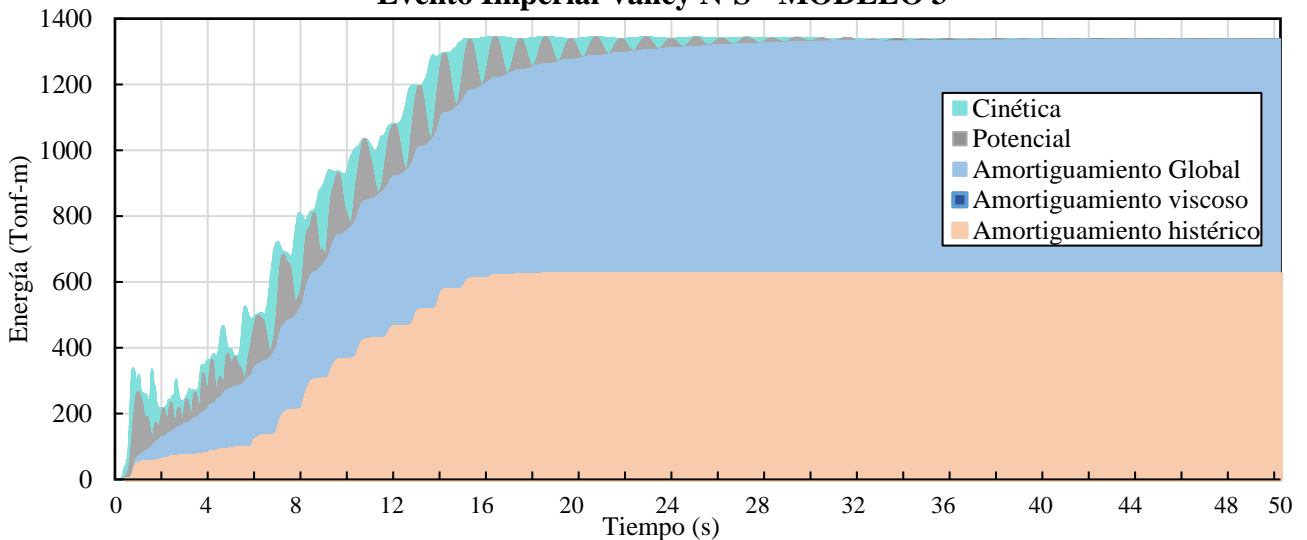
Figura 83 Distribución Energética

Evento Imperial Valley N-S - MODELO 1



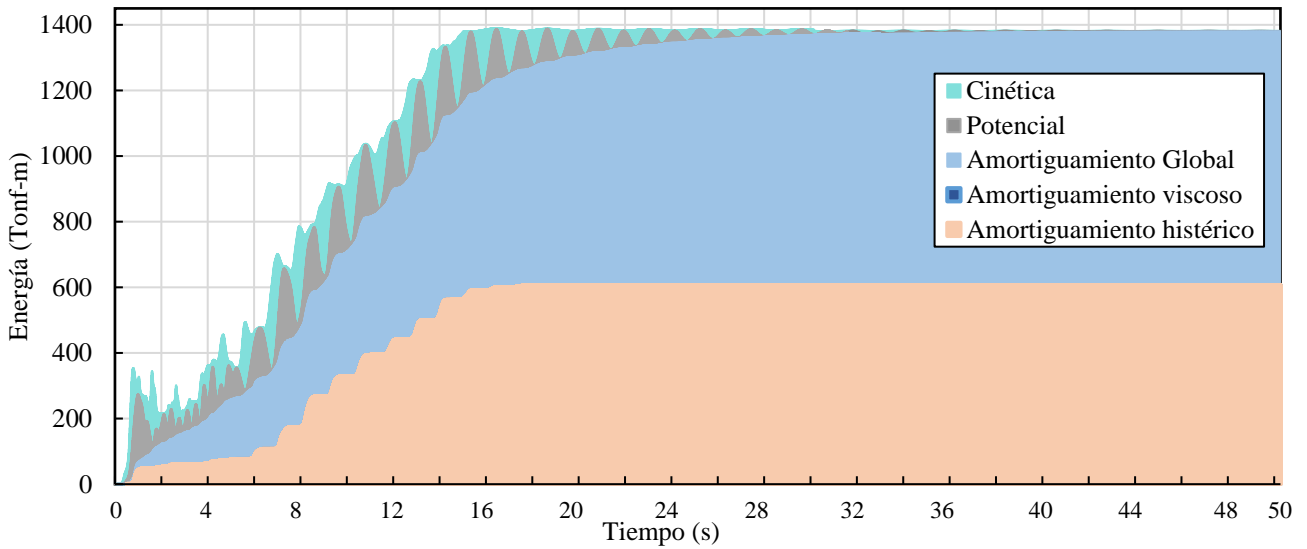
Se observa que el input de energía proveniente del sismo en dirección N-S para este modelo equivale a 1221.909 Tn-m de los cuales un 37% (451.816 Tn-m) es disipada por el trabajo histerético de los elementos estructurales, lo cual indica que estos incursionan inelásticamente generándose daño en los mismos. El 63% restante por el amortiguamiento inherente de la estructura.

Evento Imperial Valley N-S - MODELO 3



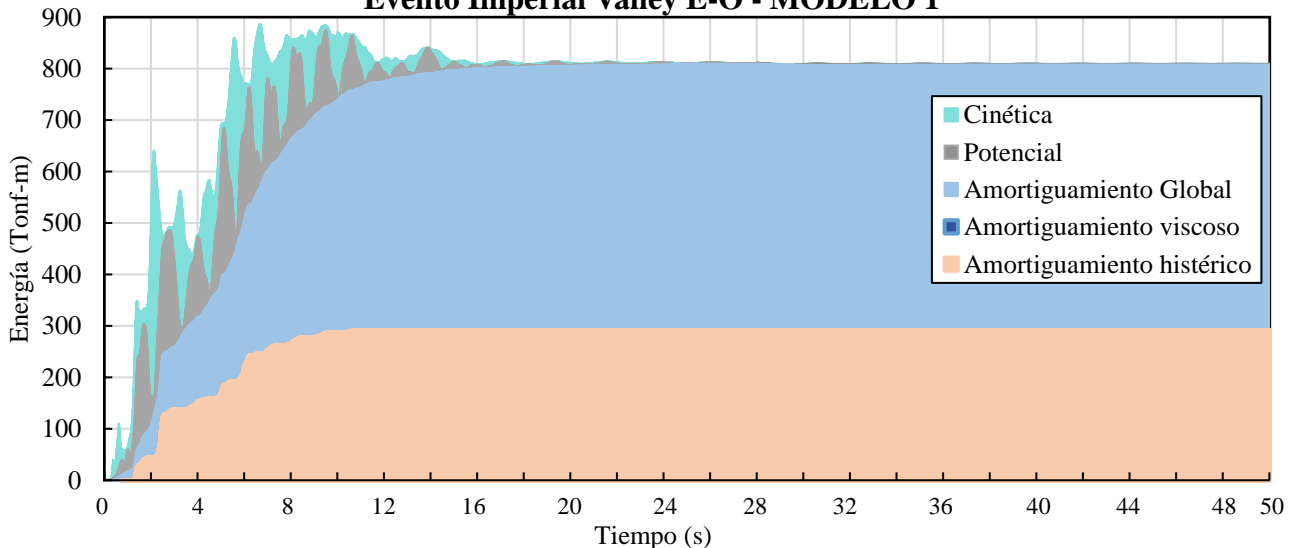
Se observa que el input de energía proveniente del sismo en dirección N-S para este modelo equivale a 1344.279 Tn-m de los cuales un 46.3% (622.673 Tn-m) es disipada por el trabajo histerético de los elementos estructurales, lo cual indica que estos incursionan inelásticamente generándose daño en los mismos. El 53.7% restante por el amortiguamiento inherente de la estructura.

Evento Imperial Valley N-S - MODELO 5



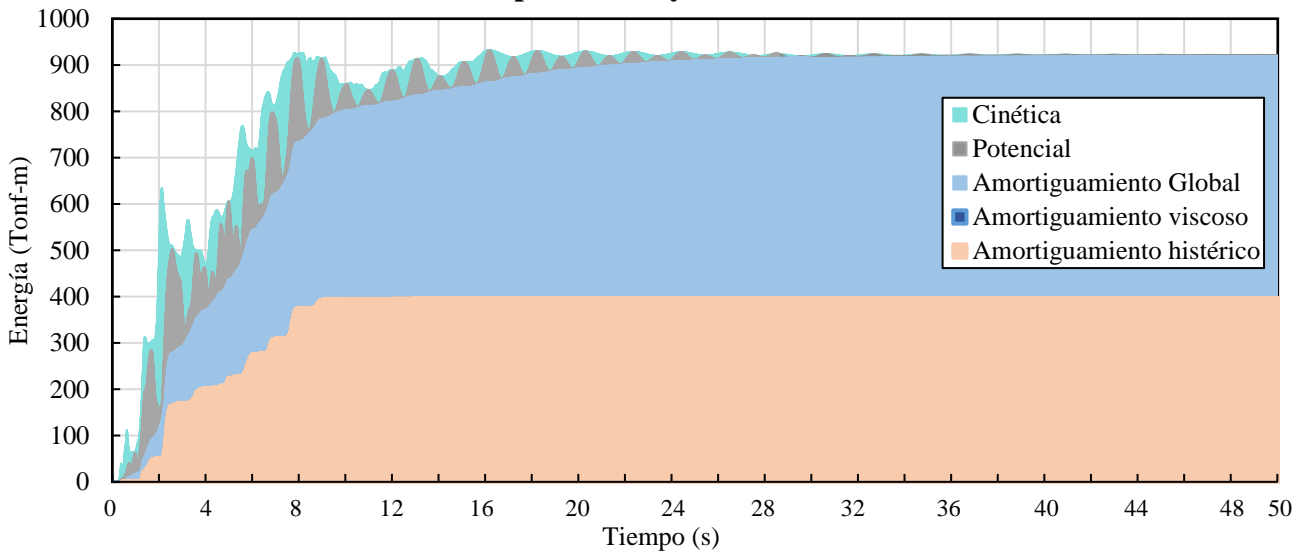
Se observa que el input de energía proveniente del sismo en dirección N-S para este modelo equivale a 1389.204 Tn-m de los cuales un 43.6% (606.367Tn-m) es disipada por el trabajo histerético de los elementos estructurales, lo cual indica que estos incursionan inelásticamente generándose daño en los mismos. El 56.4% restante por el amortiguamiento inherente de la estructura.

Evento Imperial Valley E-O - MODELO 1



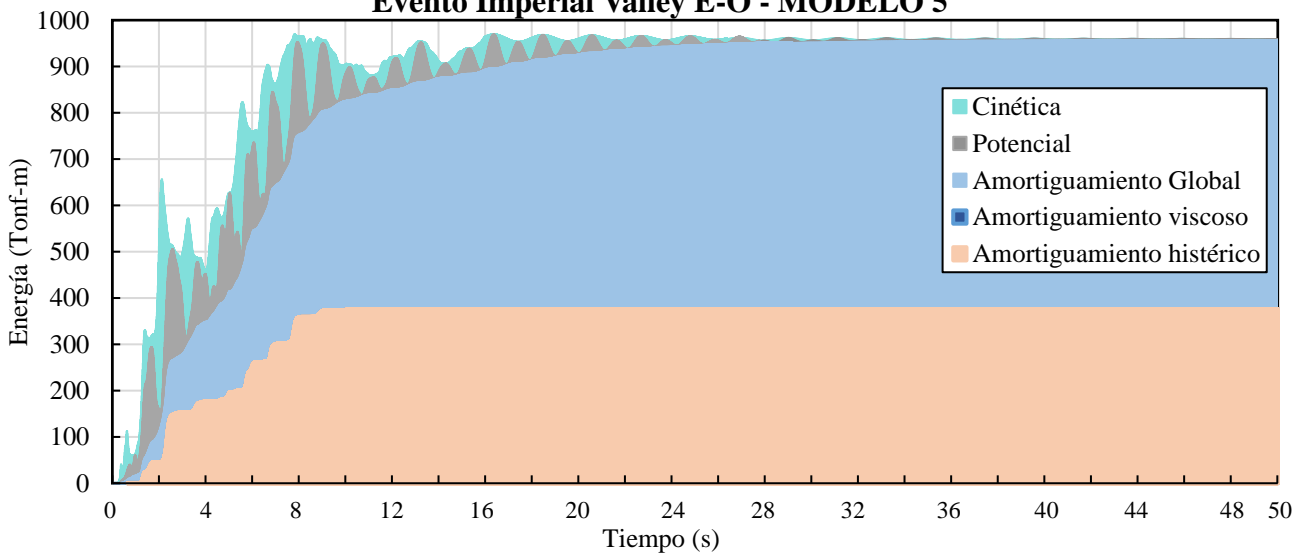
Se observa que el input de energía proveniente del sismo en dirección E-O para este modelo equivale a 886.512Tn-m de los cuales un 32.8% (886.512Tn-m) es disipada por el trabajo histerético de los elementos estructurales, lo cual indica que estos incursionan inelásticamente generándose daño en los mismos. El 67.2% restante por el amortiguamiento inherente de la estructura.

Evento Imperial Valley E-O - MODELO 3



Se observa que el input de energía proveniente del sismo en dirección E-O para este modelo equivale a 931.441Tn-m de los cuales un 42.5% (395.921Tn-m) es disipada por el trabajo histerético de los elementos estructurales, lo cual indica que estos incursionan inelásticamente generándose daño en los mismos. El 57.5% restante por el amortiguamiento inherente de la estructura.

Evento Imperial Valley E-O - MODELO 5



Se observa que el input de energía proveniente del sismo en dirección E-O para este modelo equivale a 969.454 Tn-m de los cuales un 38.8% (376.015Tn-m) es disipada por el trabajo histerético de los elementos estructurales, lo cual indica que estos incursionan inelásticamente generándose daño en los mismos. El 61.2% restante por el amortiguamiento inherente de la estructura.

Tabla 60 Resultados Máximos de Distribución Energética

EVENTO SÍSMICO	Modelo	Sentido	EK	EP	EGD	ENVD	ENHD	ES
IMPERIAL	MOD.1	N-S	1221.909	1220.565	1215.975	451.816	451.816	4555.388
		E-O	886.512	874.336	809.628	290.995	290.995	3069.212
	MOD.3	N-S	1344.279	1343.818	1338.929	622.673	622.673	5265.484
		E-O	931.441	931.316	921.594	395.921	395.921	3561.800
	MOD.5	N-S	1389.204	1387.995	1383.041	606.367	606.367	5365.592
		E-O	969.454	969.284	959.363	376.015	376.015	3634.881

Fuente: Rumipamba Viviana

ANÁLISIS:

La consecuencia de incluir el efecto hidrodinámico a la modelación del sistema estructural es un aumento de aproximadamente el 10% de energía en las que se transformó la energía sísmica (input de energía total, energía histerética, amortiguamiento viscoso y amortiguamiento global), para el caso de la energía histerética el incremento de esta significa que el daño estructural será mayor como se concluyó en el análisis del nivel de daño.

Los mayores valores de distribución energética se dan en el sentido más flexible y corto de la estructura (N-S). En general la mayor parte de la energía alcanza su mayor valor en sentido N-S a los 30 segundos aproximadamente y a los 25 segundos en sentido E-O. Los valores de energía cinética son ínfimamente menores a los valores de energía potencial en todos los modelos y para ambos sentidos.

Con el aumento de las secciones en el caso de los modelos hidrodinámicos (como en efecto se lee en los gráficos), al reforzar la estructura esta se rigidiza por lo que resulta lógico que aumente el input de energía, sin embargo, el trabajo histerético de los elementos estructurales es menor y por consiguiente el daño estructural se reduce.

3.2 VERIFICACIÓN DE HIPÓTESIS

Una vez que se han analizado e interpretado los resultados, se puede verificar que se cumple la hipótesis planteada en el Capítulo I ya que efectivamente el efecto hidrodinámico de líquidos en movimiento aplicado a edificios con piscinas en azoteas influye en los resultados del análisis no lineal y desempeño estructural.

CAPITULO IV.-CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

4.1 Conclusiones

En el presente estudio se determinó la influencia del efecto hidrodinámico de líquidos en movimiento en la respuesta de una estructura de 12 pisos sometida a carga sísmica, comparando los resultados aplicando análisis lineal elástico de fuerza lateral equivalente y el análisis no lineal de historia de respuesta (NL-RHA).

ANALISIS LINEAL

Al incorporar el efecto hidrodinámico en una estructura se generan los siguientes cambios:

- Aumento de aproximadamente 9% del valor del periodo fundamental y del 23% en las derivas de piso, lo cual obligó a un aumento en promedio de un 5% de volumen de concreto y 4% área de acero para que la estructura cumpla con los requisitos establecidos por la norma y por consiguiente el incremento de aproximadamente el 7.9% del Cortante basal máximo.
- La variación del porcentaje de torsión en planta es insignificativa, en todos los modelos el movimiento de dos primeros modos de vibración es de tipo traslacional y a partir del tercer modo la estructura presente movimiento rotacional. Esto debido a que la estructura es relativamente esbelta y traslacional por naturaleza, lo que induce a que los efectos hidrodinámicos generados por la piscina en la azotea no modifiquen su condición.
- El análisis de desplazamientos cobra gran relevancia pues al incorporar el efecto del oleaje se obtiene un incremento 22.5% con relación a los modelos hidrostáticos, lo cual puede llevar a un subdimensionamiento en el caso de no considerarlos.

ANÁLISIS NO LINEAL

Al incorporar a la modelación el efecto hidrodinámico de líquidos en movimiento se generan los siguientes cambios:

- Aumento en el valor del periodo fundamental generando un desfase en cuanto a amplitud y longitud de onda y un aumento de los valores de crestas a lo largo de todo el registro.
- Los valores de cortantes máximos y residuales aumentan hasta aproximadamente 18%, así como el registro se incrementa en amplitud y longitud de onda debido al aumento del periodo.
- Una vez que el sismo cesa todos los modelos de la estructura experimentan cierto valor de desplazamiento residual, dicho valor se exagera al incluir los efectos hidrodinámicos hasta aproximadamente un 27%, lo cual indica que la estructura se queda deformada luego del sismo. Además, se determinó que con el reforzamiento de elementos los desplazamientos residuales disminuyen aproximadamente un 17%.
- Las derivas inelásticas calculadas con el análisis lineal modal espectral son mayores a las derivas inelásticas calculadas por el análisis NLRHA, la deriva máxima en ambos casos se genera para el mismo modelo, hidrodinámico a nivel donde se ubica la base de la piscina, con un valor máximo para el análisis lineal de 2.45% y 1.7% en caso del NLRHA.
- En general al incluir los efectos hidrodinámicos los valores de velocidades y por consiguiente los valores de aceleraciones aumentan; las velocidades con un valor de hasta 12% y las aceleraciones un valor cercano al 40%.
- Al incorporar el efecto hidrodinámico mayor número de elementos estructurales incursionan inelásticamente pasando de la categoría de Ocupación Inmediata a Prevención al Colapso y una vez reforzadas las secciones su nivel de desempeño alcanza Seguridad de vida.
- En cuanto a la incursión inelástica esta aumenta hasta un valor aproximado de 22% en el sentido más flexible de la estructura cuando se incluyen los efectos hidrodinámicos lo que se traduce como un nivel de daño mayor. Además, al reforzar las secciones del modelo hidrodinámico es notable la reducción de este parámetro con un valor de hasta aproximadamente 12%.

- Por otro lado, al incluir el efecto hidrodinámico en la modelación existe un aumento de aproximadamente el 10% en el input de energía sísmica. Con el aumento de las secciones en el caso de los modelos hidrodinámicos, al reforzar la estructura esta se rigidiza por lo que resulta lógico que aumente el input de energía, sin embargo, el trabajo histerético de los elementos estructurales es menor y por consiguiente el daño estructural se reduce.

4.2 Recomendaciones

- Se recomienda usar registros cuya estación posea el mismo tipo de suelo que la del sitio de estudio y un evento sísmico cuya magnitud sea comparable con la del escenario sísmico esperado, para que la estructura no llegue violentamente al rango no lineal, generando inestabilidad en el modelo.
- Usar el criterio de intensidad de Arias para determinar la duración significativa de cada sismo que se desee ser escalado con el fin de tomar el tramo que refleje la fase de máxima energía del movimiento.
- Se recomienda que el mallado de la piscina sea lo más simétrico posible además de procurar crear divisiones en los elementos Shell para que se genere un nudo y se conecte a los elementos tipo Frame.
- Se recomienda tomar en cuenta los efectos hidrodinámicos del oleaje en estructuras sometidas a carga lateral (viento, sismo) puesto que se demostró que incluyen significativamente en la respuesta dinámica de la estructura, generando mayores demandas en los elementos.

BIBLIOGRAFÍA

- [1] L. Battaglia, J. D'Elfa, and M. Storti, "Simulación numérica de la agitación en tanques de almacenamiento de líquidos mediante una estrategia lagrangiana euleriana arbitraria," *Rev. Int. Metod. Numer. para Calc. y Disen. en Ing.*, vol. 28, no. 2, pp. 124–134, 2012.
- [2] G. . Housner, "Dynamic Pressures on Accelerated Fluid Containers," *Bull. Seismol. Soc. Am.*, pp. 15–35, 1955.
- [3] E. Anconeira, "Importancia de Considerar Modelos Dinámicos de los Tanques Elevados en el Análisis Sísmico en Edificaciones," Universidad Nacional de San Agustín de Arequipa, 2017.
- [4] H. Hernández, A. Hernández, and G. Valdés, "Efecto del oleaje no lineal en tanques de almacenamiento sometidos a sismos intensos," *Rev. Int. Metod. Numer. para Calc. y Disen. en Ing.*, vol. 31, no. 3, pp. 198–206, 2015.
- [5] J. Martínez and S. Del Río, "Diseño sísmico de un tanque elevado en Costa Rica," *Hormigón y Acero*, vol. 68, no. 281, pp. 31–43, 2017.
- [6] The Marina Bay Sands Official Webside, "The Marina Bay Sands," 2015. [Online]. Available: <http://www.revistabrooke.com/hotel-marina-bay-sands-singapur/>.
- [7] National Geographic, "Londres tendrá la primera piscina infinita con vista de 360 grados," 2019. [Online]. Available: <https://www.ngenespanol.com/lugares/londres-primera-piscina-infinita-vista-de-360-grados/>.
- [8] E. Newmark, N. Rosenblueth, *Fundamentos de Ingeniería Sísmica*, 1a. Edición. México: Diana, 1982.
- [9] Organización Panamericana de la Salud, *Fundamentos para la mitigación de desastres en establecimientos de salud.*, Serie Miti. 2004.
- [10] F. Torres, J. Padilla, C. Rodríguez, H. Ramírez, and R. Cantero, "La modelación hidrodinámica para la gestión hídrica del embalse del Guájaro, Colombia," *Rev.*

- Int. Metod. Numer. para Calc. y Disen. en Ing.*, vol. 32, no. 3, pp. 163–172, 2016.
- [11] P. Quinde and E. Reinoso, “Estudio de Peligro Sísmico de Ecuador y Propuesta de Espectros de Diseño para la Ciudad de Cuenca,” *Rev. Ing. Sísmica*, vol. 26, no. 94, p. 1, 2016.
- [12] Ó. Ortiz, “Sismotectónica y peligrosidad sísmica en Ecuador,” Universidad Complutense de Madrid, 2013.
- [13] MIDUVI, *Código NEC - SE - DS -Peligro Sísmico Diseño Sismo Resistente*. 2015.
- [14] A. Luna, “Evaluación de los niveles de desempeño en estructuras existentes mediante el uso de un espectro determinista obtenido a partir de un estudio de peligro sísmico en el sector la floresta ii, cantón Ambato, provincia de Tungurahua.,” Universidad Técnica de Ambato, 2017.
- [15] Comité ACI 350, *Diseño Sísmico de Estructuras Contenedoras de Líquidos ACI 350.3-01*. 2007, pp. 1–55.
- [16] Indian Institute of Technology Kanpur and National Information Center of Earthquake Engineering, *IITK-GSDMA Guidelines for Seismic Design of Liquid Storage Tanks*. 2007, pp. 322–330.
- [17] E. Martínez and L. Sánchez, “Análisis Sísmico de Tanques Elevados de Agua sobre Diferentes Sistemas Estructurales de Hormigón Reforzado en la Ciudad de Bucaramanga,” 2004.
- [18] M. Shriali and R. Jangid, “Earthquake Response of Liquid Storage Tanks with Sliding Systems,” vol. 3, no. 4, pp. 493–515, 1997.
- [19] G. . Housner, “Earhquake Pressures On Fluid Containers,” *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 1954.
- [20] C. A. 350, “Diseño Sísmico De Estructuras Contenedoras De Líquidos,” pp. 1–55, 2007.
- [21] J. E. Herrero, J. J. Sánchez, and P. Loscos, “Puente sobre el río Erne en Irlanda,”

Hormigón y Acero, vol. 65, no. 271, pp. 5–14, 2014.

- [22] Computers & Structures Inc CSI, “CSI Analysis Reference Manual For SAP2000 , ETABS , SAFE and CSiBridge.” p. 558, 2017.
- [23] Comité Europeo De Normalisation, *Eurocode 8 - Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 4: Silos, tanks and pipelines Eurocode*. 2006.
- [24] MIDUVI, *Código NEC- NEC-SE-CG - Cargas (No Sísmicas)*. 2015, pp. 1–32.
- [25] Computers & Structures Inc CSI, “Lateral Loads Manual.” 2016.
- [26] International Code Council ICC, *International Building Code -IBC*. 2012.
- [27] D. Galarza, “Evaluación del Desempeño Sísmico del Edificio de la Oscu mediante comparación del Análisis Estático no Lineal (Pushover), Análisis Estático Modal (Pushover Multimodal) y Dinámico No-Lineal (Historia De Respuesta),” Universidad Técnica de Ambato, 2018.
- [28] Applied Technology Council, Department of Homeland Security, and Federal Emergency Management Agency, *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures FEMA 440*, vol. 440, no. June. 2005, p. 392.
- [29] A. B. Núñez, “Diseño por desempeño de un Edificio de Hormigón Armado utilizando el Método de Análisis Tiempo-Historia,” Universidad Técnica de Ambato, 2017.
- [30] Ondrej, “CSI Knowledge Base,” 2019. [Online]. Available: <https://wiki.csiamerica.com/display/kb/Time-history+analysis+FAQ>.
- [31] P. Aguilar and S. Arias, “Propuesta de reforzamiento de un edificio afectado en el sismo del 16 de abril de 2016 ubicado en la ciudad de Portoviejo utilizando disipadores de energía de fluido viscoso,” Escuela Politécnica Nacional Facultad, 2019.
- [32] E. Carreño Herrero, B. Bravo, M. Tordesillas, and A. Suárez, “Registro y Tratamiento de Acelerogramas,” *Física la tierra*, no. 11, pp. 81–111, 1999.
- [33] American Society of Civil Engineers, *Asce 7-16*, vol. 69, no. 1782. 2017.

- [34] Federal Emergency Management Agency and American Society of Civil Engineers, *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings FEMA 356*, no. November. 2000.
- [35] A. K. Chopra, *Dinámica de Estructuras*, 4th edición. México: Prentice Hall, 2014.
- [36] C. S. S. Commission, *ATC-40 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. 1996, pp. 149–161.
- [37] R. L. Bonett, “Vulnerabilidad Y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada.” Universidad Politécnica de Cataluña, 2003.
- [38] MIDUVI, *Código NEC-SE-RE- Rehabilitación Sísmica de Estructuras*. Ecuador, 2015, p. 41.
- [39] R. Cueva and D. Gonzalez, “Hormigón Armado Con Muros De Corte Elaborado Por :,” Escuela Politécnica del Ejército, 2013.
- [40] American Society of Civil Engineers., *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE/SEI 41-17*. 2017.
- [41] American Society of Civil Engineers, *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings ASCE/SEI ASCE 41-13*, no. CONCRETE. 2015, pp. 209–219.
- [42] R. Medina and J. Music, “Determinación del nivel de desempeño de un edificio habitacional estructurado en base a muros de hormigón armado y diseñado según normativa chilena,” *Obras y Proy.*, no. 23, pp. 63–77, 2018.
- [43] Instituto Geofísico de la Escuela Politécnica Nacional, “Terremoto de 5 de Agosto de 1949.” [Online]. Available: <https://www.igepn.edu.ec/cayambe/805-terremoto-del-5-de-agosto-de-1949>.
- [44] R. Jorquera, “Catálogo de Terremotos Subductivos Chilenos para la Generación de Curvas de Fragilidad,” Universidad de Chile, 2014.
- [45] Universidad de Alicante, “Tratamiento de acelerogramas.” 2000.

- [46] A. Arias, "A measure of earthquake intensity.," *The M.I.T. Press*. HANSEN, R.(Editor). Seismic Design for Nuclear Power Plant. Cambridge, MA, pp. 438 – 483, 1970.
- [47] G. A. Tselentis, "Assessment of Arias Intensity of historical earthquakes using modified Mercalli intensities and artificial neural networks," *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, vol. 11, no. 12, pp. 3097–3105, 2011.
- [48] B. Benito and L. Cabañas, "Caracterización del Movimiento del Suelo en Ingeniería Sísmica," *Fis. la Tierra*, no. 11, pp. 49–79, 1999.
- [49] M. . Trifunac and A. . Brandy, "On the Correlation of Seismic Intensity Scales With the Peaks of recorder strong ground motion," *Bull. Seismol. Soc. Am.*, vol. 65, no. 1, pp. 139–162, 1975.
- [50] J. J. Bommer and A. Martinez-Pereira, "The prediction of strong-motion duration for engineering design," *11th World Conf. Earthq. Eng.*, vol. 84, 1996.
- [51] L. Fernández Troyano, G. Ayuso Calle, L. Fernández Muñoz, A. Muñoz Tarilonte, and R. González Aguilar, "Puente de Barra Vieja, México," *Hormigón y Acero*, vol. 68, no. 283, pp. 221–228, 2017.
- [52] C. Medina and S. Medina, "Coeficiente Irregularidad en Planta a partir del Análisis de Torsión en Estructuras," *Rev. Politécnica*, vol. 39, no. 2, 2017.
- [53] C. Reyes, "Estudio comparativo del modelo de rotulas plásticas por el método de las fibras y el modelo de tablas del ASCE 41-13, aplicado al análisis no lineal del bloque a de la Facultad de Ingeniería Civil y Mecánica," *Universida Técnica de Ambato*, 2020.